



TÚNEL DE BURATA (OURENSE)



FALSO TÚNEL EN EL PRAT DE LLOBREGAT (BARCELONA)

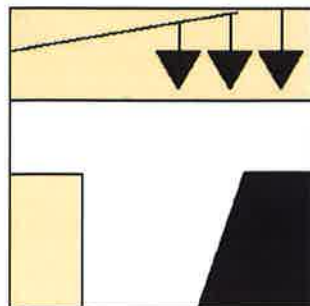


CIMENTACIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALETE



Jornadas sobre
OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO
EJECUTADAS POR LOS
CONSTRUCTORES ESPAÑOLES
Ciclo: Empresas Constructoras.
39ª Sesión (8 de Junio de 2010)

SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



CIMENTACIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALETE

OBRA:

DUPLICACIÓN DE LA LÍNEA DE FERROCARRIL SEVILLA-CADIZ.

TRAMO: AEROPUERTO DE JEREZ DE LA FRONTERA – CADIZ.

SUBTRAMO: EL PORTAL.

*Damian bio Juan Jap
60m 2m
hamp 50m
6 a 8 o 10 m
Jaulas
con 3 sellos
guías 250 t/h*

*luna 2 turnos
1000 m/dia
Pilotes in situ
0,5 a 1,5 /semana*

D. Francisco Javier Encinas López

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Jefe del Servicio de de Estructuras y Geotecnia de la Dirección de Ingeniería

CORSAN CORVIAM CONSTRUCCIÓN, S.A.

Javier.Encinas@isoluxcorsan.com

D. Julio César Valdivieso Roldán

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Delegado de Andalucía Occidental

CORSAN CORVIAM CONSTRUCCIÓN, S.A.

jvr@isoluxcorsan.com

D. Jesús Santamaría Arias

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Director de Ingeniería

CORSAN CORVIAM CONSTRUCCIÓN, S.A.

jsa@isoluxcorsan.com



8 de Junio de 2010

INDICE

1.	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA.....	3
2.	DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA OBRA	5
2.1.	GEOLOGÍA GENERAL.....	5
2.2.	DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DEL TRAZADO	7
2.3.	DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE LAS PRINCIPALES UNIDADES	9
2.3.1.	Tk. Arcillas con niveles de yesos. Triásico (Keuper).	10
2.3.2.	Tm. Margas. Mioceno (Andaluciense).	11
2.3.3.	Pl. Arenas de tonos anaranjados. Plioceno-Pliocuaternalio.....	13
2.3.4.	Qal1. Suelos granulares gruesos. GP/GM. Gravas arenosas con escasos finos.	14
2.3.5.	Qal2. Suelos granulares finos. SM. Arenas con contenido variable en finos.	15
2.3.6.	Qal3. Suelos cohesivos fangosos. Arcillas y limos fangosos de plasticidad media-alta.	16
2.3.7.	Qal4. Suelos cohesivos de plasticidad media-alta. CH/CL. Arcillas.	17
2.3.8.	Qal5. Suelos cohesivos de baja plasticidad. CL. Arcillas limosas y limos arcillosos.	18
2.3.9.	Ran. Rellenos antrópicos.....	19
3.	VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALETE.....	20
3.1.	TRAMOS 1, 3, 5 y 7.....	24
3.2.	TRAMOS 2, 4 y 6.....	28
3.2.1.	Montaje de los tramos hiperestáticos 2, 4 y 6.	31
3.3.	DIFICULTADES DE EJECUCIÓN DE LOS TRAMOS 2, 4 y 6.....	35
4.	TRATAMIENTOS DEL TERRENO	39
4.1.	TERRAPLÉN Nº 4. P.K. 116+540 – P.K. 120+000.....	41
4.2.	TERRAPLENES Nº 5 Y 6. ACCESOS AL PASO SUPERIOR DEL PK 119+342.....	43
5.	CONCLUSIONES.....	45
6.	AGRADECIMIENTOS	45
7.	FICHA TÉCNICA.....	46

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA

El objeto del proyecto adjudicado y construido era el aumento de capacidad de la vía existente, para lo que se duplicaba la vía existente, que era una vía única, y se realizaba la modernización de la línea de ferrocarril Sevilla-Cádiz, por la que circulan unidades de viajeros de Cercanías, Regionales y Grandes Líneas de RENFE, así como mercancías de la Unidad de Cargas y Transporte Combinado, aunque con predominancia del tráfico de viajeros, consiguiendo de esta forma reducirse los tiempos de viaje. La obra fue proyectada y dirigida por la DIRECCIÓN GENERAL DE FERROCARRILES DEL MINISTERIO DE FOMENTO.

Concretamente, el subtramo de El Portal se inicia en la cabecera lado Cádiz de la estación de Jerez de la Frontera y finaliza unos 4 kilómetros antes de la estación de El Puerto de Santa María, entre los PP.KK. 109+950,521 y 120+000 de la línea Sevilla-Cádiz.

La traza se desarrolla en la vertiente atlántica de la provincia de Cádiz, en los municipios de Jerez de la Frontera y El Puerto de Santa María.

El trazado actual discurre por terrenos del terciario y cuaternario. A lo largo de la traza, desde la salida de Jerez de la Frontera, se atraviesan terrenos del terciario del tipo margoso, pasando por antiguos cauces fluviales abandonados en las proximidades de la estación de El Portal. En esta zona existían problemas graves de inundabilidad, que en ocasiones provocaban el corte del tráfico ferroviario, situación que quería evitar con estas obras.

El tramo que comprendía la obra adjudicada constaba de vía única, estando electrificada la línea con catenaria apta para 140 km/h, que se alimentaba de las subestaciones eléctricas de tracción de Jerez de la Frontera y de Puerto Real. El subtramo incluía la estación de El Portal y también tres pasos a nivel, el más importante de ellos en El Portal.

Con el proyecto adjudicado se quería mejorar la operatividad y las prestaciones de la línea, adaptando todo el subtramo para alta velocidad (adaptación y mejora en la electrificación, seguridad, comunicaciones, plataforma y vía), duplicación de la vía en todo el subtramo, para de esta forma atender el creciente tráfico ferroviario, eliminación de los pasos a nivel existentes (tres en el subtramo adjudicado) y solucionar la inundabilidad del tramo más próximo al río Guadalete.

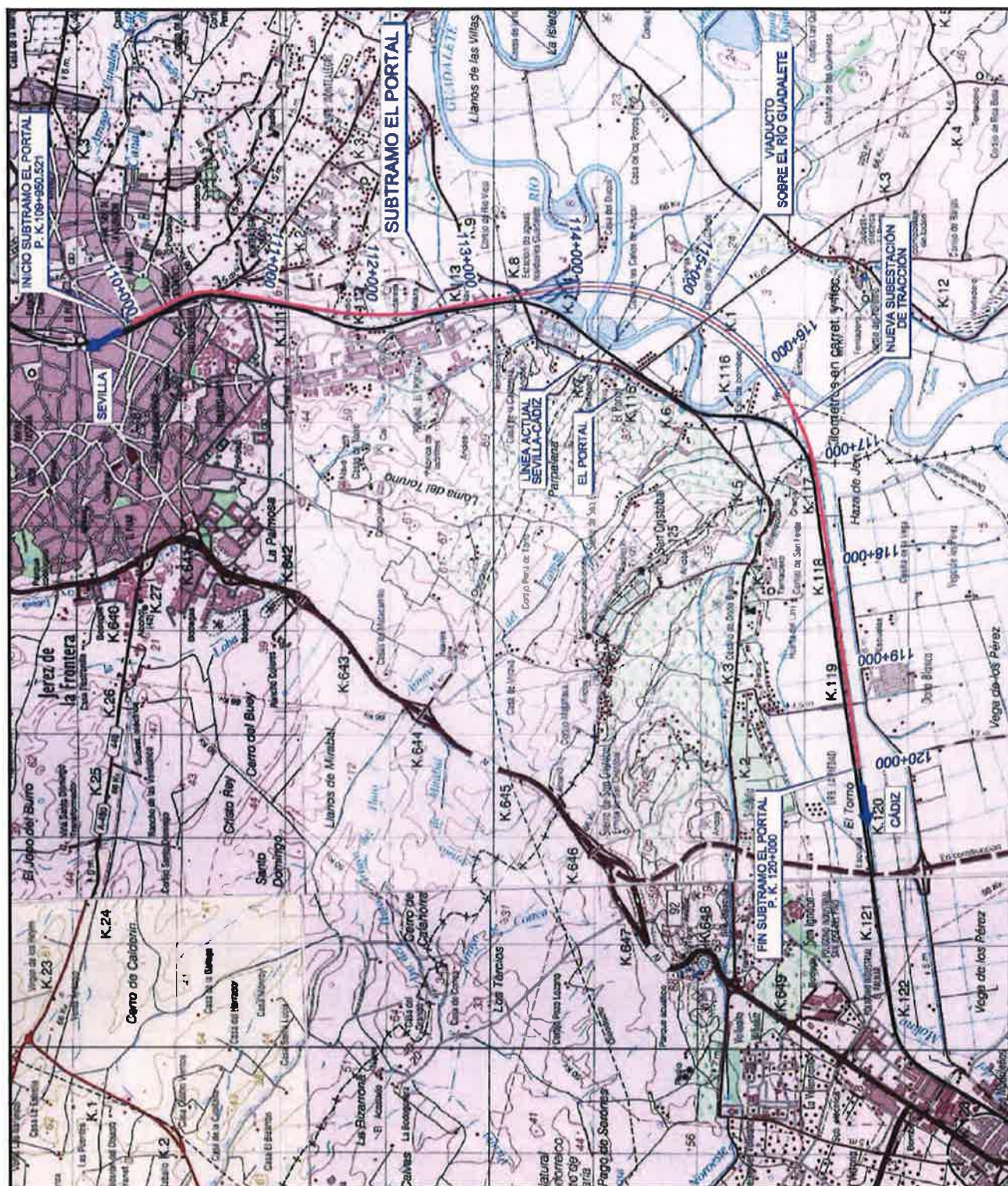


Figura 1. Situación de la Obra y del Viaducto sobre el río Guadalete

Por tanto, las actuaciones que se proyectan, entre otras, son las que a continuación se indican:

- Construcción de dos variantes, una en tierras de aproximadamente 1.100,00 m y otra en estructura que incluye un viaducto de 3.221,70 m de longitud sobre la vega del río Guadalete.
- Duplicación de vía en todo el subtramo.
- Adaptación de todo el subtramo para alta velocidad, incluyendo las actuaciones necesarias sobre la electrificación, las instalaciones de seguridad y comunicaciones, la plataforma y la propia vía.
- Supresión de los tres pasos a nivel existentes.
- Construcción de una nueva subestación eléctrica de tracción y de su línea de acometida
- Demolición y levante de vía e instalaciones ferroviarias en los tramos que queden sin servicio en el trazado actual a causa de las obras proyectadas.
- Cerramiento de todo el subtramo.
- Supresión del Apeadero de El Portal.

2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA OBRA

2.1. GEOLOGÍA GENERAL

El tramo objeto de proyecto se sitúa en el extremo occidental de las llamadas Cordilleras Béticas. Después de sufrir numerosos procesos tecto-orogénicos, los materiales depositados en la cuenca Bética (zona subtética) han ocupado esta región, cuya evolución geodinámica reciente viene marcada por la formación de la Bahía de Cádiz.

El trazado se sitúa sobre los sedimentos depositados al término de las principales fases tectónicas de la Orogenia Alpina. Se trata de sedimentos autóctonos que reposan discordantemente sobre los materiales preorogénicos y cuya edad comprende desde el Terciario Superior al Cuaternario actual. Las deformaciones estructurales que presentan son de pequeña entidad (pliegues laxos, basculamientos, fallas de pequeño salto) que reflejan una actividad tectónica postalpina que aún no ha finalizado.

Los depósitos terciarios son fundamentalmente de origen marino o de transición. En algunos lugares se encuentran coronados por episodios lacustres.

Los depósitos cuaternarios corresponden en su mayor parte a depósitos continentales (glacis, terrazas fluviales, etc.) y litorales (playas, marismas, dunas, etc.)

Los depósitos miocenos del Terciario Superior son de origen marino y reposan transgresivamente sobre los materiales preorogénicos. En algunos casos el depósito se inició con una formación conglomerática, constituida a partir de la erosión de los relieves adyacentes.

Los depósitos miocenos se presentan fundamentalmente en dos tipos de facies:

- Arcillas y margas azules a verdes
- Calcarenitas bioclásticas

A los materiales de esta última facies corresponden los relieves próximos (Sierra de San Cristóbal, Sierra de El Puerto de Santa María), mientras que los primeros suelen constituir el sustrato sobre el que se asientan los sedimentos del río Guadalete.

Los depósitos del Plioceno se extienden por el NW, en un área desde la región de Jerez hasta la zona de la costa de Chipiona; y desde aquí, en una banda de unos 10 a 15 km de ancho, que alcanza hasta la zona de Barbate. Litológicamente están constituidos por materiales depositados en medios marinos litorales y mixtos, con episodios continentales lacustres, predominando los limos arcillosos, arenas y areniscas con pectínidos, conglomerados ("roca ostionera"), así como gravas, arenas y calizas (estas últimas de origen lacustre)

Respecto a las series estratigráficas, a pesar de la poca extensión lateral de los afloramientos pliocenos, existen importantes variaciones de facies, tanto de una zona a otra como en áreas próximas o colindantes, consecuencia de las condiciones de depósito en un medio litoral en el que existían distintos ambientes sedimentarios en un espacio reducido.

El Cuaternario, supone la continuación del Plioceno Superior, sin cambio de fauna. Está representado por depósitos fundamentalmente detríticos en la zona litoral, en los cursos de los ríos y en las laderas de relieves. En el primer caso, constituye una orla a lo largo de la línea de costas actual, adentrándose a las desembocaduras de los ríos más importantes, sobre todo el Guadalete, dónde configura su estuario. El conglomerado "ostionero" continuó su formación durante el Pleistoceno antiguo.

Sobre estos materiales se deposita una formación areno-arcillosa roja (glacis de cobertera) que fosiliza el paleorrelieve kárstico desarrollado en la situada facies ostionera.

2.2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DEL TRAZADO

El tramo objeto de estudio, en el que se efectúan obras de tierra, comienza al final del falso túnel del cruce con la carretera de Algeciras junto al casco urbano de Jerez de la Frontera.

Las obras se inician con una ampliación de la trinchera existente por su lado derecho, entre el P.K. 110+462 el P.K. 110+680. Ésta está excavada en los materiales arenosos Plioceno-pliocuaternarios, que se sitúan en la parte superior, y margosos miocenos subyacentes.

Sobre esta trinchera, en su lado izquierdo, se presentan problemas localizados de inestabilidad en los materiales arenosos y areno-limosos.

Los materiales arenosos del Plioceno dejan de aflorar a la altura del P.K. 110+700 y entre el P.K. 110+720 y el P.K. 111+200 el trazado existente se sitúa en terraplén a media ladera sobre los materiales margosos miocenos. En el lado izquierdo el sustrato terciario se encuentra recubierto por sucesivos conos de deyección, cuya potencia es menor al metro y que corresponden a las pequeñas vaguadas que atraviesa el trazado. Dichos materiales se sanearon en la franja de apoyo de la ampliación del terraplén existente, aunque previamente se escalonó con objeto de proporcionar un apoyo apropiado a la ampliación del mismo.

Entre el P.K. 111+200 y el P.K. 112+600, se produce una variante del trazado que obligó a desmontar a partir del P.K. 111+510 los materiales margosos miocenos. Estos se presentaban alterados en toda la altura del desmonte. La altura del talud izquierdo es ligeramente superior a la altura del talud derecho a lo largo de todo el desmonte y alcanza al menos 10 m sobre el eje, aproximadamente en el P.K. 111+610.

A partir del P.K. 112+500 el trazado continúa junto a la vía actual y deja de desmontar los materiales margosos, para discurrir sobre ellos en terraplén, e inmediatamente se sitúa sobre los materiales arenosos pliocenos que recubren el sustrato margoso, y que a su vez a partir del P.K. 112+800, se ven recubiertos por rellenos antrópicos. Estos son homogéneos y de naturaleza limo-

arcillosa y en cualquier caso fueron retirados a vertedero. En esta zona el trazado se sitúa sobre la plataforma existente efectuándose la duplicación de vía por el lado izquierdo.

Hasta aproximadamente el inicio del viaducto sobre el valle del Guadalete (P.K. 113+300) el trazado continúa en terraplén de reducida altura sobre los materiales pliocenos, y los rellenos antrópicos que como ya se ha indicado fueron retirados a vertedero.

El estribo de entrada del viaducto sobre el valle del río Guadalete se sitúa sobre los niveles alterados de las margas terciarias, en tanto el resto del viaducto se sitúa sobre la llanura aluvial del Guadalete por la que transcurre hasta el final del trazado. Esta presenta un espesor de depósitos aluviales y de marisma, próximo a los 30 m, por debajo de los cuales se encuentra el sustrato terciario y, en algunas zonas, el Keuper triásico que desplaza en su ascenso diapírico o inducido por fracturas, a los materiales margosos del Terciario.

Entre los sedimentos depositados en la cuenca del Guadalete se distinguen diferentes niveles estratigráficos, correspondientes con otros tantos ambientes sedimentarios, que van desde las gravas aluviales de la capa más profunda, situada directamente sobre el sustrato (terciario o triásico), a los limos y arcillas de llanura de inundación que coronan la llanura aluvial. Entre ambos extremos se sitúan arcillas fangosas típicas de ambientes de marismas, muy blandas y saturadas de agua, que alternan con bandas arenosas de canales mareales en su mayor parte.

Entre el viaducto y el final del tramo (P.K. 116+780 al P.K. 120+000) la situación es idéntica desde el punto de vista geológico-geotécnico, el subsuelo está formado por un potente nivel de arcillas fangosas de hasta 20 m con estratos de arena intercalados.

A partir del P.K. 117+000 y hasta el final del tramo el trazado continúa ocupando la llanura aluvial del Guadalete situándose sobre la plataforma existente. La duplicación de vía se produce por la derecha sobre un pequeño terraplén.

2.3. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE LAS PRINCIPALES UNIDADES

El estudio geotécnico recogido en el proyecto original se orientó a permitir la definición de obras de tierra y cimentaciones de estructuras. Se partió de la revisión y análisis de la documentación existente, proveniente del Estudio Informativo, de las campañas geotécnicas complementarias y del Proyecto Básico. A partir de dicho análisis y del encaje previo del trazado y estructuras se definió una campaña de prospecciones geotécnicas en el curso de la cual se realizaron:

- 11 Sondeos.
- 4 Calicatas.
- 4 Ensayos de penetración dinámica.
- 6 Ensayos de penetración estática con piezocono.

Para la redacción del Modificado N° 1 se ha realizado una campaña geotécnica complementaria en los terrenos donde se cimentarán las pilas y estribos del Viaducto sobre el Río Guadalete. Dicha campaña consistió en la realización de 30 nuevos sondeos y 72 ensayos Borros, adoptando los siguientes criterios en cuanto a la elección de los puntos a sondear:

- Frecuencia media: 1 sondeo cada 4-5 pilas.
- Comprobación de resultados arrojados por sondeos del proyecto original mediante la ejecución de sondeos cercanos.
- Se seleccionaron como tramos de especial interés para el estudio, los tramos hiperestáticos, los tramos con variaciones significativas de la dureza de los estratos en profundidad detectadas en el perfil geotécnico del proyecto original, los estribos y las pilas situadas en los contactos entre tramos isostáticos e hiperestáticos.

Para cada sondeo se realizaron ensayos S.P.T. cada 2,5 m y se tomó una muestra inalterada en profundidad, que se ensayaba a compresión simple.

A partir de los resultados de los sondeos, los ensayos de penetración y el análisis de los resultados de los ensayos de laboratorio se diferenciaron las siguientes unidades geológicas, que a continuación se describen:

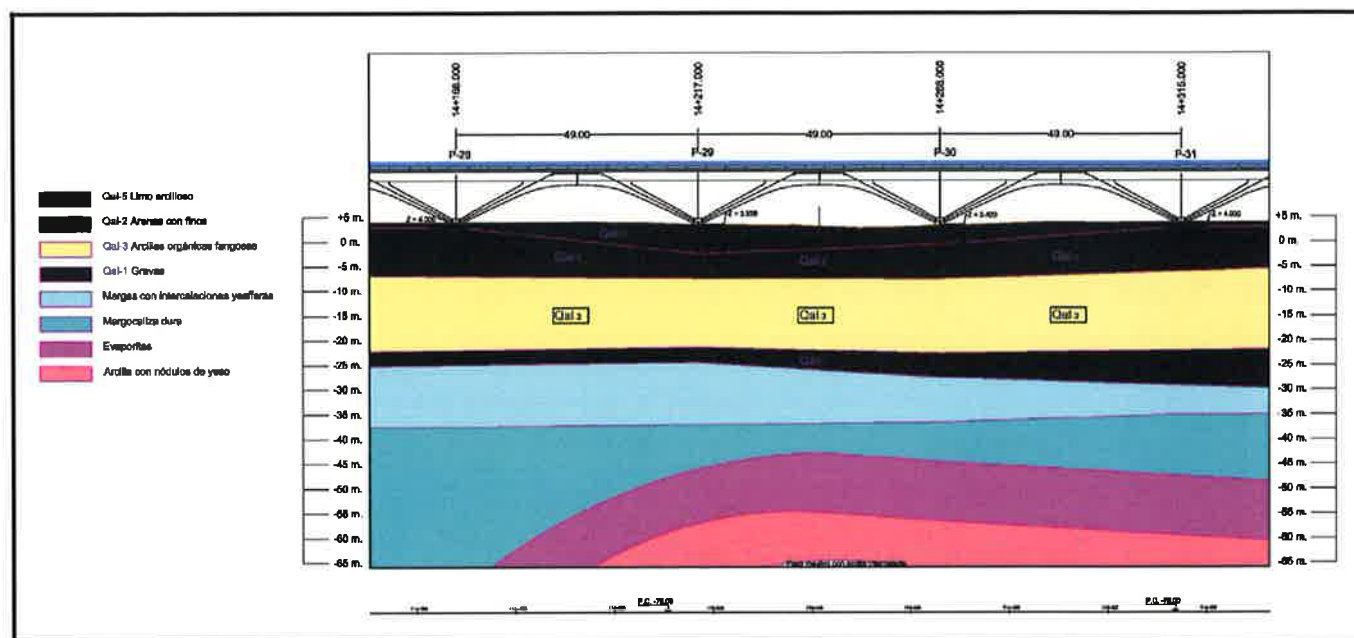


Figura 2. Corte del terreno por pila hiperestática.

2.3.1. Tk. Arcillas con niveles de yesos. Triásico (Keuper).

Las arcillas son plásticas, tienen color rojo vinoso que vira a gris e incluso negro en algunos niveles.

Los yesos suelen presentarse formando niveles bien definidos, aunque puede aparecer también como pequeños cristales flotando en la masa arcillosa. Las formas que presentan están generalmente bien cristalizadas, apareciendo de la misma manera niveles pulverulentos y microcristalinos.

Respecto a los valores del golpeo del SPT sobre estos materiales, todos los ensayos han dado rechazo, lo que está de acuerdo con los resultados de resistencia a la compresión simple, que tiene 7,40 kp/cm^2 de valor medio.

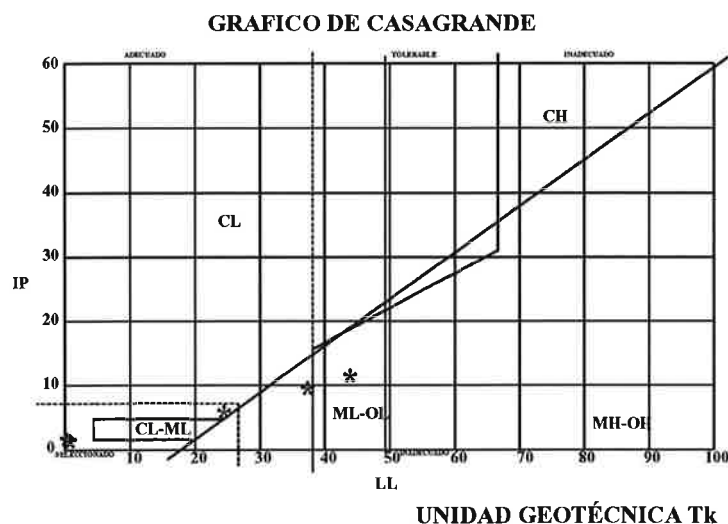


Figura 3. Gráfico de Casagrande para unidad Tk.

Según el sistema de clasificación unificada (USCS), las granulometrías y plasticidades llevadas a cabo permiten clasificar al suelo como ML, es decir, limos arcillosos poco plásticos y limos inorgánicos, aunque en los testigos de los sondeos hayan sido descritas como arcillas plásticas. Esto se debe a que la presencia masiva de microcristales de yeso embutidos en la matriz arcillosa da al conjunto una textura más limosa.

El resultado medio obtenido en el ensayo de contenido cualitativo de sulfatos ha sido de 8,97%, agresividad muy fuerte, y de acuerdo con estos resultados era necesario el empleo de cemento sulforresistente en la fabricación de los hormigones de las unidades de obra que fueran a quedar en contacto con esta formación.

2.3.2. Tm. Margas. Mioceno (Andaluciense).

Los materiales que forman esta unidad son los más importantes en el ámbito de estudio después de los aluviales del Guadalete. Se diferencian dentro de ésta unidad dos subunidades, correspondientes a los niveles sanos y alterados de ésta formación respectivamente. El nivel margoso subyacente, que se observa en prácticamente todos los sondeos ejecutados, tiene tonos más verdosos, es mucho más consistente que las anteriores y no presenta niveles arcillosos intercalados.

Los golpes del SPT dan rechazo en la gran mayoría de los casos, y en las excepciones en las que esto no ocurre la media de golpeo está en 34, lo que está de acuerdo con el valor medio de resistencia a la compresión simple (8.11 kp/cm^2), es decir un suelo duro a roca blanda.

Los ensayos de corte directo realizados ofrecen valores medios de cohesión de 0.69 kp/cm^2 para un ángulo de rozamiento interno de 24.95° . Del mismo modo, los ensayos Triaxiales realizados dan un valor medio de resistencia al corte sin drenaje de 0.54 kp/cm^2 y un ángulo de rozamiento interno de 32.97° .

A partir de los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión simple y correlacionándolos con la proximidad de la muestra, se obtiene la siguiente relación, en la que se observa un incremento de la resistencia de estos materiales con el aumento de la profundidad.

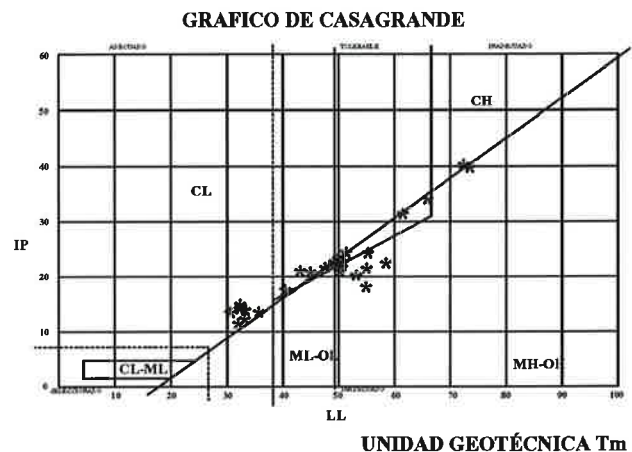
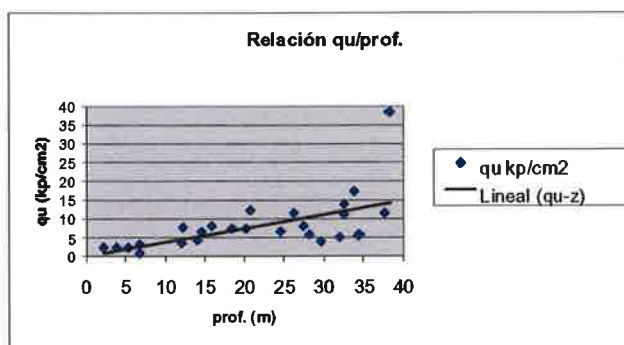


Figura 4. Relación de q_u con la profundidad.

Figura 5. Gráfico de Casagrande para unidad Tm.

Según el sistema de clasificación unificada de suelos (USCS), los ensayos de caracterización realizados y proyectados en el gráfico de Casagrande adjunto, permiten clasificar al suelo como de MH a CL. Es decir, limos inorgánicos de alta plasticidad a arcillas inorgánicas poco plásticas, aunque también pueden ser CH (arcillas inorgánicas de plasticidad alta) y ML (limos inorgánicos poco plásticos).

Se han realizado ensayos de hinchamiento Lambe con vistas a estudiar el potencial expansivo del material, habiéndose obtenido un índice de expansividad de 2.64 kp/cm^2 , lo que corresponde con un cambio potencial de volumen del terreno Muy crítico. Así mismo el valor de Hinchamiento libre obtenido es del 0.96 %.

2.3.3. PI. Arenas de tonos anaranjados. Plioceno-Pliocuaternario.

Los materiales englobados en esta unidad, al igual que la anterior, se corresponden con los definidos como unidad litoestratigráfica. Los encontramos al inicio de la traza, donde afloran y al final.

En afloramiento se han descrito como arenas de grano fino con limos de colores ocre amarillentos y sin estratificación aparente. De manera dispersa se observan abundantes restos de fauna marina (ostreidos, pectínidos y pequeños bivalvos), cuya disposición parece indicar cierta laminación horizontal.

Según el sistema de clasificación unificada de suelos (USCS), las granulometrías y plasticidades llevadas a cabo permiten clasificar al suelo como SM a SC, es decir, arenas limosas a arenas arcillosas no plásticas, con algún nivel de limos inorgánicos poco plásticos (ML).

Los ensayos de corte directo han proporcionado valores de cohesión del suelo de 0.36 kp/cm^2 y un ángulo de rozamiento interno de 32.00° .

No se han detectado sulfatos en la única muestra ensayada.

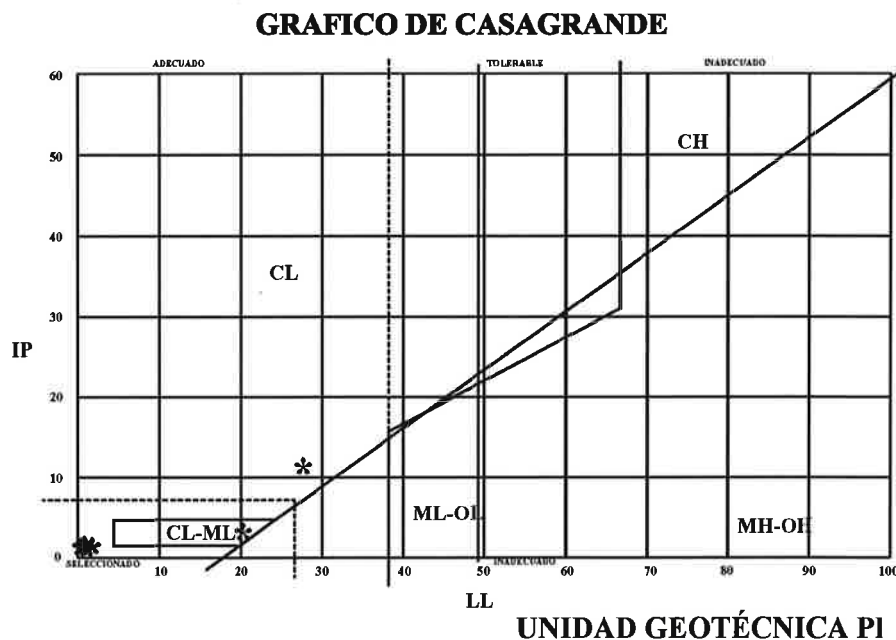


Figura 6. Gráfico de Casagrande para unidad PI.

2.3.4. Qa1. Suelos granulares gruesos. GP/GM. Gravas arenosas con escasos finos.

Se corresponden con la unidad litoestratigráfica Qa1, o aluviales indiferenciados, y dentro de éstos pueden asociarse a las facies de canal de alta velocidad. Se trata de depósitos de naturaleza granular gruesa correspondientes a uno o varios paleocauces. Presentan un nivel inferior de gravas con pocos finos en general, sobre el que asienta otro de arenas con limos a techo de mucha menor potencia, que representa el episodio de colmatación del canal. Respecto a la potencia que presenta ésta es variable, desde el metro hasta un máximo de 8.

Los ensayos SPT realizados en los sondeos proporcionan rechazo en la mayoría de los casos. En aquellos en lo que esto no sucede, el valor medio obtenido es igual a 51. Por tanto, la densidad relativa estimada para esta unidad es muy densa.

Respecto al sistema de clasificación unificada de suelos (USCS), las granulometrías y plasticidades llevadas a cabo permiten clasificar al suelo como GP a GM, es decir materiales granulares no plásticos, mezclas de gravas y arenas mal graduadas con un contenido en finos menor al 10 % o gravas con un porcentaje de limos superior al 10 %.

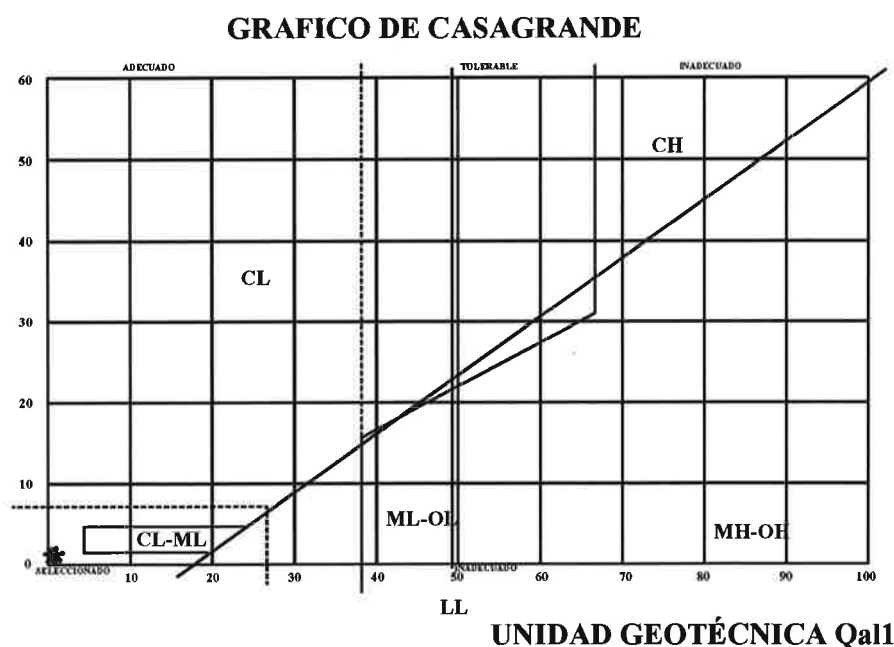


Figura 7. Gráfico de Casagrande para unidad Qa1.

2.3.5. Qal2. Suelos granulares finos. SM. Arenas con contenido variable en finos.

De la misma manera que la anterior, representa las facies de canal de energía media, contenidas en la unidad litoestratigráfica Qal. Representan paleocanales que están formados por sedimentos arenosos más gruesos en la base que pasan a más finos y limosos hacia el techo. Presentan buena continuidad lateral, lo que indica que la divagación del antiguo río Guadalete era importante

Para estos materiales arenosos se ha estimado una densidad relativa, a partir de los golpes del ensayo SPT, de floja a medianamente densa, ya que el valor medio del SPT es de 11.

Según el sistema de clasificación unificada de suelos (USCS), las granulometrías y plasticidades llevadas a cabo y cuyos valores han sido proyectados en el gráfico de Casagrande que se adjunta, permiten clasificar al suelo como SM, es decir, arenas limosas no plásticas, aunque ocasionalmente existen niveles de mayor contenido en finos clasificados como ML (limos inorgánicos poco plásticos) y CL (arcillas inorgánicas de plasticidad media a baja).

Los ensayos de corte directo realizados han ofrecido para estos materiales un valor medio de cohesión del suelo de 0.66 kp/cm^2 y un ángulo de rozamiento interno de 13.87° . Se realizó también un ensayo de Hinchamiento libre cuyo valor ha sido del 0.065 %, y por tanto su potencial expansivo es bajo.

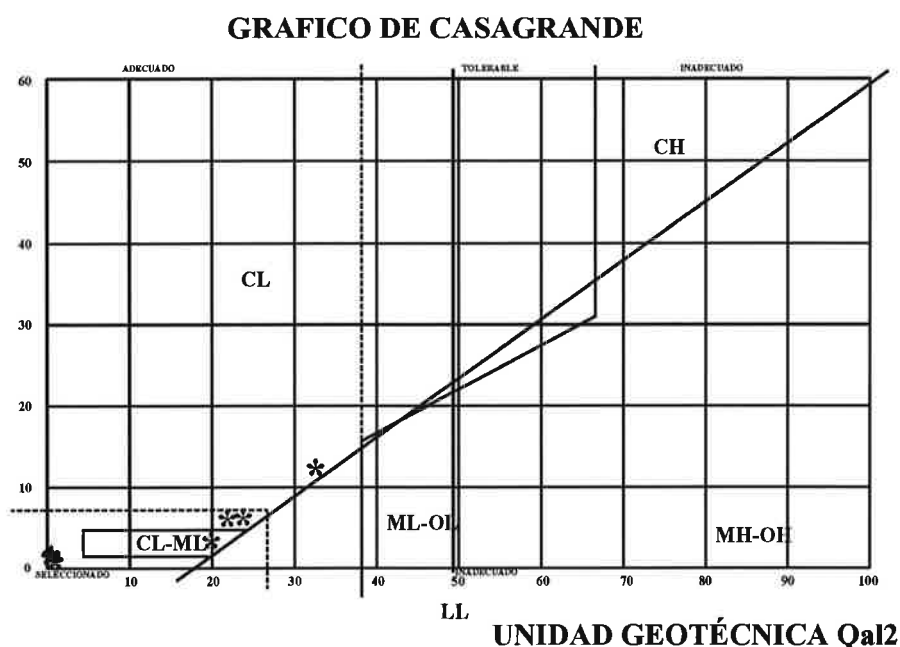


Figura 8. Gráfico de Casagrande para unidad Qal2.

2.3.6. Qal3. Suelos cohesivos fangosos. Arcillas y limos fangosos de plasticidad media-alta.

Pertenecen a la unidad litoestratigráfica Qal y son los materiales que más abundantemente han sido intersectados por los sondeos realizados en la cuenca del Guadalete. Corresponden a un ambiente deposicional fluvial y de marisma. Están formados por materiales finos, arcillas y limos, de aspecto fangoso y olor fétido, sin apenas consolidar, con pequeños niveles arenosos intercalados de manera esporádica.

Representan facies típicas de la zona intermareal y más en concreto de llanura fangosa, surcada por canales mareales con influencia fluvial. La llanura fangosa se caracteriza por estar formada por sedimentos finos muy ricos en materia orgánica y bioturbados. Tienen abundante materia orgánica en su matriz y fragmentos de bivalvos.

Los resultados de los ensayos SPT realizados en los sondeos tienen un valor medio de 5, lo que corresponde a materiales cohesivos de blandos a muy blandos. De forma concordante los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión simple proporcionan en la mayor parte de los casos valores inferiores a 0.50 kp/cm^2 .

Los límites de Atterberg determinados han sido representados en el gráfico de Casagrande que se adjunta. Se observa en el gráfico el carácter un tanto heterogéneo de esta formación respecto a los valores de plasticidad. De esta manera los términos más abundantes son los arcillosos, oscilando de CH a CL, o lo que es lo mismo arcillas inorgánicas muy plásticas a plasticidad media a baja. El segundo grupo litológico son los limos inorgánicos poco plásticos (ML), que pueden variar ocasionalmente hasta arenas limosas (SM).

En los ensayos edométricos, se han obtenido unos valores del índice de compresión noval (C_c): de 0,127 a 0,524, con un índice medio de poros de 1.29. El índice de hinchamiento (C_s) medio de la unidad ha sido de 0,031.

Los ensayos de corte directo realizados ofrecen valores medios de cohesión de 0.11 kp/cm^2 (máximo 0.18 y mínimo 0.01), para un ángulo medio de rozamiento interno de 16.50° . Coincidiendo con estos valores, los ensayos Triaxiales realizados dan un valor de resistencia al corte sin drenaje de 0.01 kp/cm^2 y un ángulo de rozamiento interno de 15.80° .

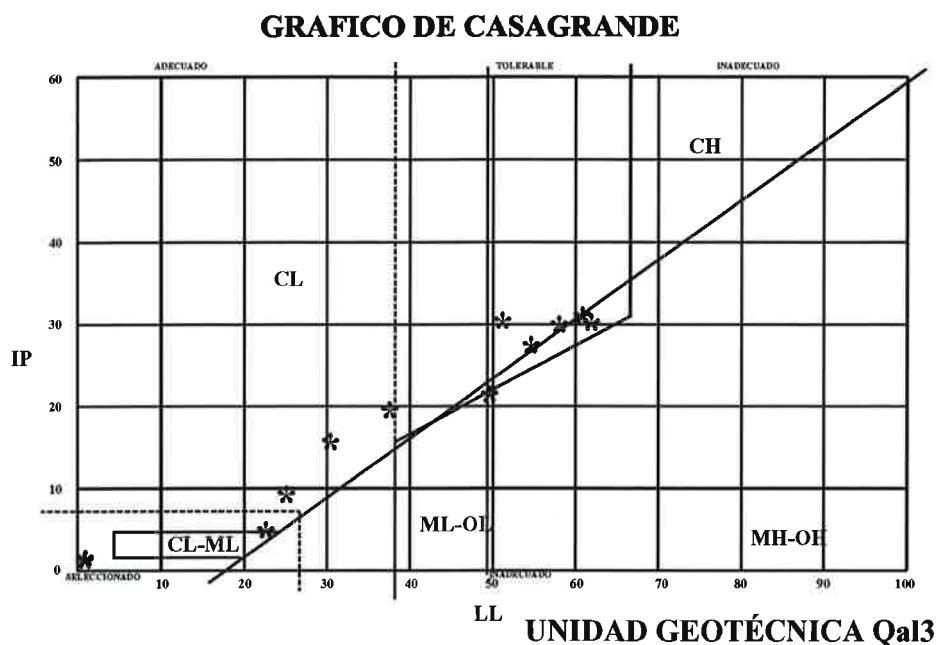


Figura 9. Gráfico de Casagrande para unidad Qal3.

2.3.7. Qal4. Suelos cohesivos de plasticidad media-alta. CH/CL. Arcillas.

Esta unidad geotécnica también se desgaja de la unidad litoestratigráfica Qal, a partir de las facies de glacia. Aparecen intersectadas esporádicamente entre el resto de las unidades de la cuenca del Guadalete, con escasa continuidad lateral y potencia menor a los 4 m. Litológicamente se trata de arcillas bien consolidadas de color marrón-rojizo con escasos cantos.

Para estos materiales cohesivos se ha estimado una consistencia a partir de los golpes del ensayo SPT, de muy firme, ya que el valor medio del SPT es de 17.

Los ensayos de resistencia a compresión simple corroboran el valor de SPT, ya que el valor medio obtenido es de 1.08 kp/cm^2 para una deformación media del 12.48 %.

A partir de las granulometrías y plasticidades llevadas a cabo, cuyos valores han sido representados en el gráfico de Casagrande que se adjunta a continuación, se han clasificado los materiales de esta unidad, según el sistema de clasificación unificada de suelos (USCS), como CL, es decir arcillas inorgánicas de plasticidad media a baja.

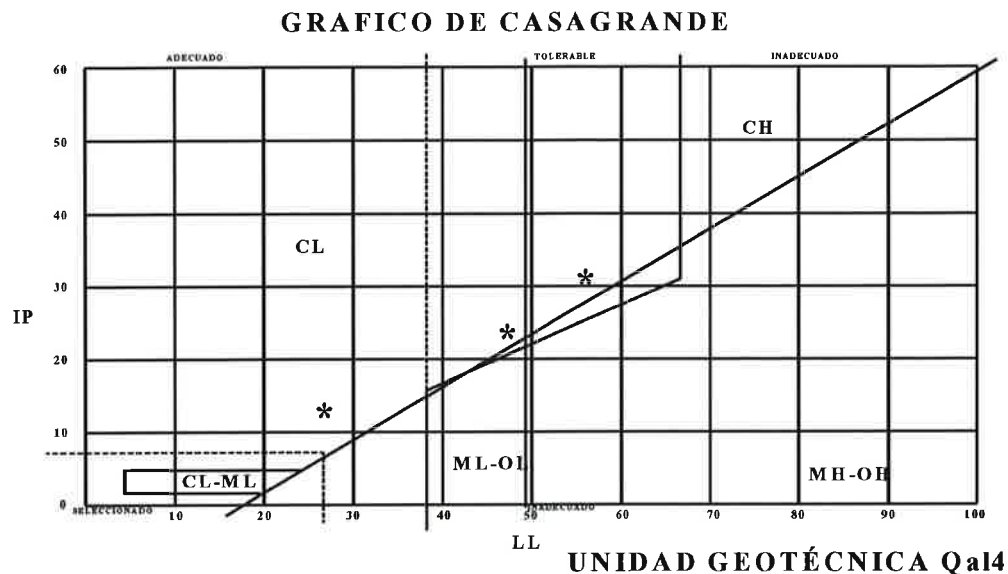


Figura 10. Gráfico de Casagrande para unidad Qa14.

2.3.8. Qa15. Suelos cohesivos de baja plasticidad. CL. Arcillas limosas y limos arcillosos.

Los materiales pertenecientes a esta unidad geotécnica pertenecen, del mismo modo que los anteriores, a los aluviales indiferenciados del Guadalete y más en concreto a las Facies de llanura de inundación, que representan los depósitos de desbordamiento del río actual, aunque su potencia no suele superar los 4 m.

Litológicamente son arcillas y limos arcillosos de color marrón, poco consolidados, con cantos y concreciones de carbonatos en el caso de los materiales correspondientes a la llanura aluvial actual.

De acuerdo con los golpes del ensayo SPT, en este caso se cataloga el material como firme, ya que el valor medio del SPT es de 10, aunque debido a la dispersión que tienen estos valores, de 2 a 19, este dato se tomó con cierta reserva. De la misma manera los ensayos de resistencia a la compresión simple realizados presentan cierta dispersión desde 0.2 a 1.89 kp/cm², siendo la media de 1.09 kp/cm² (consistencia muy firme).

La clasificación de estos materiales según el sistema de clasificación unificada de suelos (USCS), ofrece menos dudas, ya que casi todas las muestras ensayadas se consideran como CL, es decir

arcillas inorgánicas de plasticidad media a baja, salvo algunas muestras que se clasifican como CH, arcillas inorgánicas de alta plasticidad.

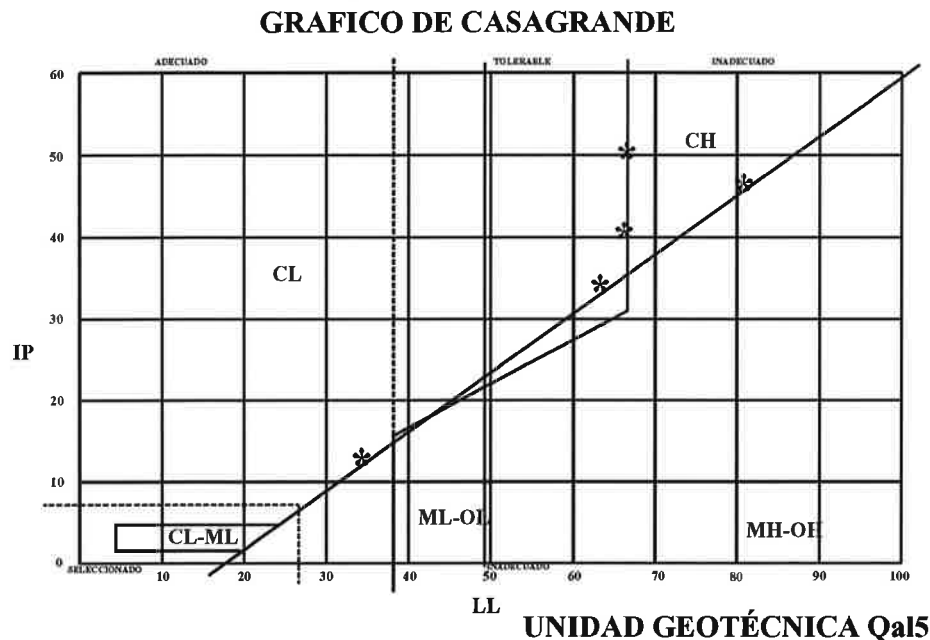


Figura 11. Gráfico de Casagrande para unidad Qal5.

Se han realizado ensayos de hinchamiento Lambe con vistas a estudiar el potencial expansivo del material, habiéndose obtenido un índice de expansividad de $2,30 \text{ kp/cm}^2$, lo que corresponde con un cambio potencial de volumen del terreno considerado como crítico. Así mismo el valor de hinchamiento libre realizado es del 1,65%.

En ensayos edométricos efectuados se han obtenido valores del coeficiente de compresión noval (C_c) igual a 0,17, con un índice medio de poros de 0,60 y un coeficiente de entumecimiento (C_s) de 0,001.

Los ensayos de corte directo realizados ofrecen valores medios de cohesión de $0,26 \text{ kp/cm}^2$ (máximo 0,49 y mínimo 0,13), para un ángulo medio de rozamiento interno de $16,30^\circ$.

2.3.9. Ran. Rellenos antrópicos.

Estos materiales, de distribución irregular a lo largo del trazado, inicialmente afectan de manera directa al trazado entre el P.K 112+700 y el P.K. 113+250. Se trata de un material limoso

homogéneo, con una cierta compactación. En cualquier caso fueron saneados y retirados a vertedero.

Existían, así mismo, sobre la plataforma existente otros rellenos que fueron retirados a la hora de realizar la adecuación de vía.

3. VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALETE

Es una obra singular construida sobre los terrenos de la vega del Guadalete, con una longitud continua de más de 3 Km, que resuelve los problemas de inundabilidad del tramo y también sirve para la supresión de tres pasos a nivel.

Fue proyectado por la oficina de proyectos de Carlos Fernández Casado, S.L., por los ingenieros D. Javier Manterola Armisen y D. Antonio Martínez Cutillas, la solución cumple todos los requisitos funcionales y estructurales correspondientes a un puente de ferrocarril y al mismo tiempo se adapta a las condiciones específicas del paisaje, caracterizado, fundamentalmente, por una vega inundable muy llana.

El trazado en la zona del viaducto discurre por terrenos del terciario del tipo margoso y cuaternario, pasando por antiguos cauces fluviales abandonados, que originaban problemas de inundabilidad en las zonas próximas a la estación de El Portal, provocando incluso que en época de lluvias se interrumpiera el tráfico ferroviario.

El viaducto se ubica entre los PP.KK. 113+314,500 y 116+536,200 del tramo, con una longitud total de 3.221,70 m. El trazado del viaducto comienza en una recta de aproximadamente 600 m y, a continuación, tras una transición, adopta una curva de radio 2.200 m, con giro a la derecha.

Tras cruzar en su arranque la carretera que comunica la AP-4 con El Puerto de Santa María, entre los PP.KK. 113+450 y 113+980 se cruzan tres balsas de decantación de aguas residuales de Azucarera Ebro Agrícolas, S.A. El río Guadalete se cruza en dos ocasiones: en el P.K. 114+240 y en el P.K. 116+010; y la carretera CA-2011 en el P.K. 115+260. Finaliza en el P.K. 116+536,200.

Los dos condicionantes principales de la estructura son, por un lado su gran longitud y por otro las condiciones de cimentación sobre un estrato blando de más de 25,0 m de espesor, especialmente inadecuado para resistir los esfuerzos horizontales provenientes de las fuerzas de arranque y frenado de las composiciones ferroviarias. La longitud del viaducto ha obligado a un estudio tipológico que contemplara los problemas de interacción vía-tablero ante las deformaciones impuestas y la disposición de juntas en el carril y el tablero así como la forma de resistir las fuerzas horizontales indicadas.

Desde el punto de vista estructural ha sido necesario compatibilizar la resistencia a las acciones horizontales de frenado y sismo con la máxima liberación de las deformaciones impuestas debidas a la temperatura, fluencia y retracción. Para conseguir una adecuada explotación de la vía se ha estimado oportuno no disponer juntas de dilatación en la misma, por lo que las longitudes máximas de viaducto entre juntas queda limitada en torno a 200 m con el fin de evitar sobretensiones en el carril por problemas de interacción vía-tablero. Por otro lado y, con el fin de dar cumplimiento a la Declaración de Impacto Ambiental, se consideró adecuado disminuir en lo posible el número de apoyos en los cauces del río. La búsqueda de soluciones constructivas industrializadas llevó a la prefabricación como procedimiento óptimo en un viaducto de gran longitud como el objeto de proyecto.



Foto 1. Panorámica del Viaducto sobre el río Guadalete.



Foto 2. Alzado del Viaducto sobre el río Guadalete.

La solución construida está formada por un tablero de vigas prefabricadas de 1,90 m de canto, separadas 4,30 m con un ancho total de plataforma de 13,00 m. La losa tiene un espesor variable desde los 0,20 m en el extremo hasta los 0,30 m en el centro de la misma para conseguir un bombeo transversal para el desagüe del mismo. Estas vigas permiten salvar una luz tipo en torno a los 30 m en la mayor parte de la longitud del viaducto, y, mediante la adición de una estructura complementaria formada por dos semiarcos prefabricados, salvar de forma excepcional luces de 49 m. Con estos criterios, el viaducto se dividió en 7 tramos, que son los que a continuación se muestran.

TRAMO	TIPO ESTRUCTURA	LONGITUD (m)	Nº VANOS	LUZ (m)
1	Isostática	823.50	27	30.50
2	Hiperestática	207.00	2	30.00
			3	49.00
3	Isostática	810.00	27	30.00
4	Hiperestática	207.00	2	30.00
			3	49.00
5	Isostática	547.20	18	30.40
6	Hiperestática	207.00	2	30.00
			3	49.00
7	Isostática	420.00	14	30.00
TOTAL		3221.70	101	

Tabla 1. Tramos y solución adoptada para cada uno de ellos.

3.1. TRAMOS 1, 3, 5 y 7.

Los Tramos 1, 3, 5 y 7 son los de mayor longitud: 2.600,70 m en total, formados por vanos isostáticos simplemente apoyados con luces comprendidas entre 30,00 y 30,50 m. En estos tramos hay un total de 88 pilas y los dos estribos.

La solución construida está formada por un tablero de vigas prefabricadas de hormigón pretensado de 1,90 m de canto, separadas 4,30 m con un ancho total de plataforma de 13,00 m. La losa tiene un espesor variable desde los 0,20 m en el extremo hasta los 0,30 m en el centro de la misma para conseguir un bombeo transversal para el desagüe del mismo. La losa del tablero está formada por prelosas prefabricadas de 0,06 m de espesor, 13 m de longitud ocupando todo el ancho del tablero y un ancho de 2,50 m, con dos nervios que resisten los esfuerzos durante el hormigonado de la losa de compresión in situ.

Las vigas se apoyan sobre pilas con dos fustes con una sección rectangular variable desde 2,00 por 1,70 m en la parte superior con incremento de la dimensión transversal de las mismas por la cara exterior. Ambos fustes se unen a nivel de cimientos con una viga riostra de 1,75 m de canto.

Las pilas se han proyectado cimentadas sobre un conjunto de 25 pilotes prefabricados previamente hincados en el terreno, lo que representa un total de 2200 pilotes prefabricados hincados en las pilas.

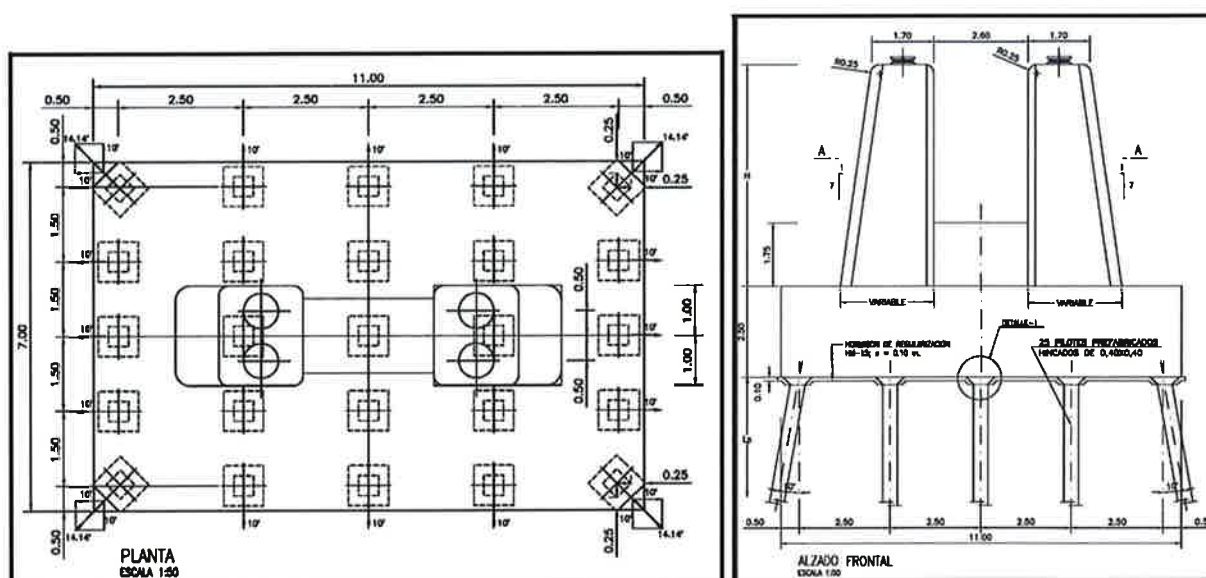


Figura 12. Disposición de pilotes en pilas isostáticas.

Los pilotes prefabricados son de sección cuadrada de 0,40 m de lado y fueron fabricados con hormigón HA-45, se disponían en una cuadrícula de 5 ud*5 ud con separación entre pilotes en sentido transversal de 2,50 m y en sentido longitudinal de 1,5 m. Los 16 pilotes del contorno exterior se disponían con una inclinación hacia fuera del encepado de 10° respecto a la vertical para colaborar a resistir los esfuerzos horizontales transmitidos por las pilas.

Los pilotes tiene un tope estructural de 205 Tn y dicho tope se ha alcanzado para una profundidad media de 36 m. Las dimensiones del encepado son de 11.00 m * 7.00 m * 2.50 m.



Foto 3. Hincia de pilotes prefabricados.



Foto 4. Ferrallado encepado de pilotes prefabricados.

Los estribos están formados por muros frontales y aletas laterales con una altura máxima de 4,135 m en el estribo 1 y 7,34 m en el estribo 2. La solución proyectada para su cimentación ha consistido en un encepado de dimensiones en planta 13,5 m en sentido transversal al puente, 6,5 m en sentido longitudinal y canto 2,50 m, sobre un conjunto de 28 pilotes prefabricados análogos a los de las pilas. Los pilotes prefabricados, se disponen en este caso, en una cuadrícula de 7 ud*4 ud con separación entre ejes de pilotes en sentido transversal de 2,083 m y en sentido longitudinal de 1,833 m. Los pilotes se disponen con una inclinación en la dirección longitudinal del viaducto, y siempre hacia fuera del encepado, variable según el estribo y la posición del pilote dentro del encepado.

El elevado número de elementos pilotados con esta solución, 88 pilas y los dos estribos, ha supuesto un reto importante, por una parte de logística para la fabricación y transporte de las piezas prefabricadas por parte de Terratest, empresa a la que se le subcontrataron los trabajos, y por otra para la propia organización de la obra, pues había que ir abriendo camino, no exento de dificultades por las características de los terrenos e infraestructuras atravesados, a tres equipos de hincas que han llegado a conseguir producciones punta de hasta 1.000 m diarios.

Los pilotes hincados se han sometido a un riguroso control de calidad consistente en un análisis de la integridad estructural de todos los pilotes (2.256 unidades ejecutadas) y a la realización de dos ensayos de capacidad mecánica por encepado, basados en el método de la impedancia mecánica, que consiste en la medición de los tiempos de recorrido de una onda de choque provocada por un golpeo en la cabeza del pilote.

Debido al elevado número de pilas a ejecutar, 88 unidades, y el plazo de que se disponía, el Departamento de Producción de la obra junto con la empresa Sec (Soportes y Encofrados), desarrollaron tres juegos de encofrado que permitían adaptarse a las distintas alturas y cuya particularidad radicaba en que el hormigonado completo de cada pila se realizaba de una sola vez, lo que ha posibilitado producciones punta de hasta seis pilas semanales.



Foto 5 y 6. Ferrallado y encofrado de pilas isostáticas.

La construcción de estos tramos se ha llevado a cabo de forma muy industrializada; una vez construidas las cimentaciones y las pilas se realizaba el montaje de las vigas y el de las prelosas prefabricadas para, posteriormente, hormigonar la losa de compresión in situ, finalizando la construcción del tramo con los acabados: juntas, impostas, barandillas, canaletas de conducciones e impermeabilización.

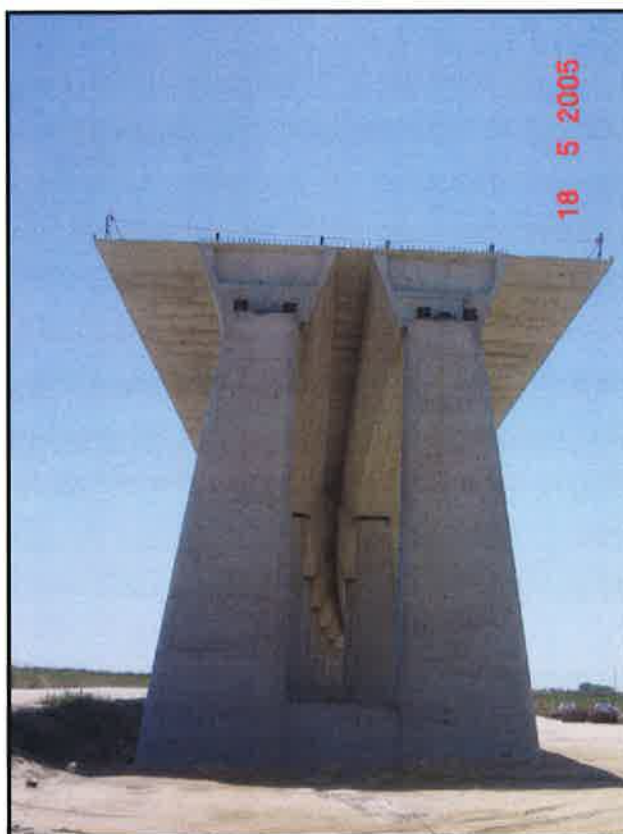


Foto 7. Situación final en vanos isostáticos.

3.2. TRAMOS 2, 4 y 6.

Estos tramos se proyectan con un diseño excepcional, con el fin de cruzar dos veces sobre el río Guadalete y una sobre la carretera CA-2011 con los gálibos precisos, cumpliendo además con el condicionado de la Declaración de Impacto Ambiental en cuanto a la disposición mínima de apoyos en el cauce del río.

Los tramos 2, 4 y 6 tienen todos una longitud constante de 207 m ($30 + 3 \cdot 49 + 30$) formados por tres arcos continuos con tablero superior de luces de 49,00 m y dos vanos apuntalados extremos de 30 m de luz.



Foto 8. Montaje de los arcos prefabricados.

Los arcos múltiples permiten equilibrar los esfuerzos horizontales de carga permanente transmitidos a la cimentación. Los puntales extremos transmiten dicha carga al tablero introduciendo una fuerza de tracción de extremo a extremo por lo que es necesario establecer la continuidad del mismo en todo el tramo. Sobre los arcos gravitan coincidentes con su eje, las dos vigas artesas prefabricadas de canto 1.90 m. Cada uno de los arcos, sobre los que se apoya cada viga, está formado por dos semiarcos prefabricados iguales.

El ancho de los arcos es variable entre los 1,207 m en arranques y un valor también variable en clave entre los 1,186 y 1,213 m, articulándose mediante una rótula cilíndrica en los plintos y ascendiendo hasta el contacto con las vigas, con una geometría especialmente diseñada para su apoyo y conexión.

Las cimentaciones de los arcos se han diseñado para resistir las acciones horizontales desequilibradas de la sobrecarga de uso.

Dada la importancia que en este tipo de estructuras tienen las condiciones de rigidez del conjunto suelo-cimiento, se tuvo en cuenta la matriz de rigidez conjunta en la evaluación de los esfuerzos y desplazamientos.

Dichas cimentaciones están formadas por 5 pilotes ejecutados in situ de 2,00 m de diámetro, con camisa perdida, diseñados para resistir dichas acciones horizontales. Los encepados tienen una dimensión de 12,90 m por 10,50 m y 3,0 m de canto. Las profundidades de los pilotes varían desde los 39,00 hasta los 54,00 m.

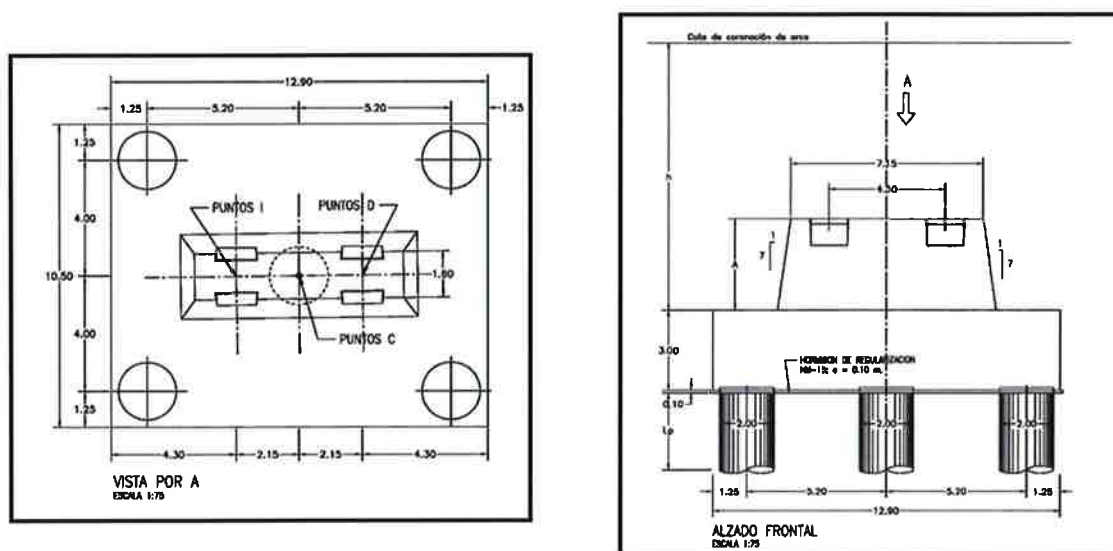


Figura 13. Disposición de pilotes en pilas hiperestáticas.



Foto 9 y 10. Excavación de un pilote y colocación de camisas para soldar y de armadura.



Foto 11. Plinto de apoyo de semiarcos. En la parte superior se observan los huecos en los que se materializa la rótula.

Desde el punto de vista geotécnico nos encontramos con una situación similar para los tres tramos proyectados con esta solución, la llanura aluvial del Guadalete, que a grandes rasgos se caracteriza por la presencia de un estrato con espesor de 30 m compuesto por depósitos aluviales, por debajo de los cuales se encuentra el sustrato terciario (margas grises y arcillas margosas) y, en algunas zonas el Keuper Triásico que desplaza en su ascenso diapírico a los materiales terciarios (intercalaciones de yesos).

3.2.1. Montaje de los tramos hiperestáticos 2, 4 y 6.

El montaje de los tres tramos hiperestáticos se está llevando a cabo en 14 fases:

- FASE 1: construcción de cimientos, encepados y plintos, tanto de los 4 apoyos definitivos de cada tramo como de los 16 apoyos provisionales en los que descansan las torretas metálicas sobre las que se apoyan los arcos hasta que se consigue materializar su unión en la clave. Dada la escasa capacidad portante del terreno, ha sido necesario pilotar incluso los apoyos provisionales, para los que se han dispuesto 4 pilotes prefabricados hincados de 400 mm por apoyo, análogos a los empleados en la cimentación de los tramos isostáticos.

- FASE 2: montaje de torretas metálicas provisionales y caballetes-guía en los apoyos de las rótulas.

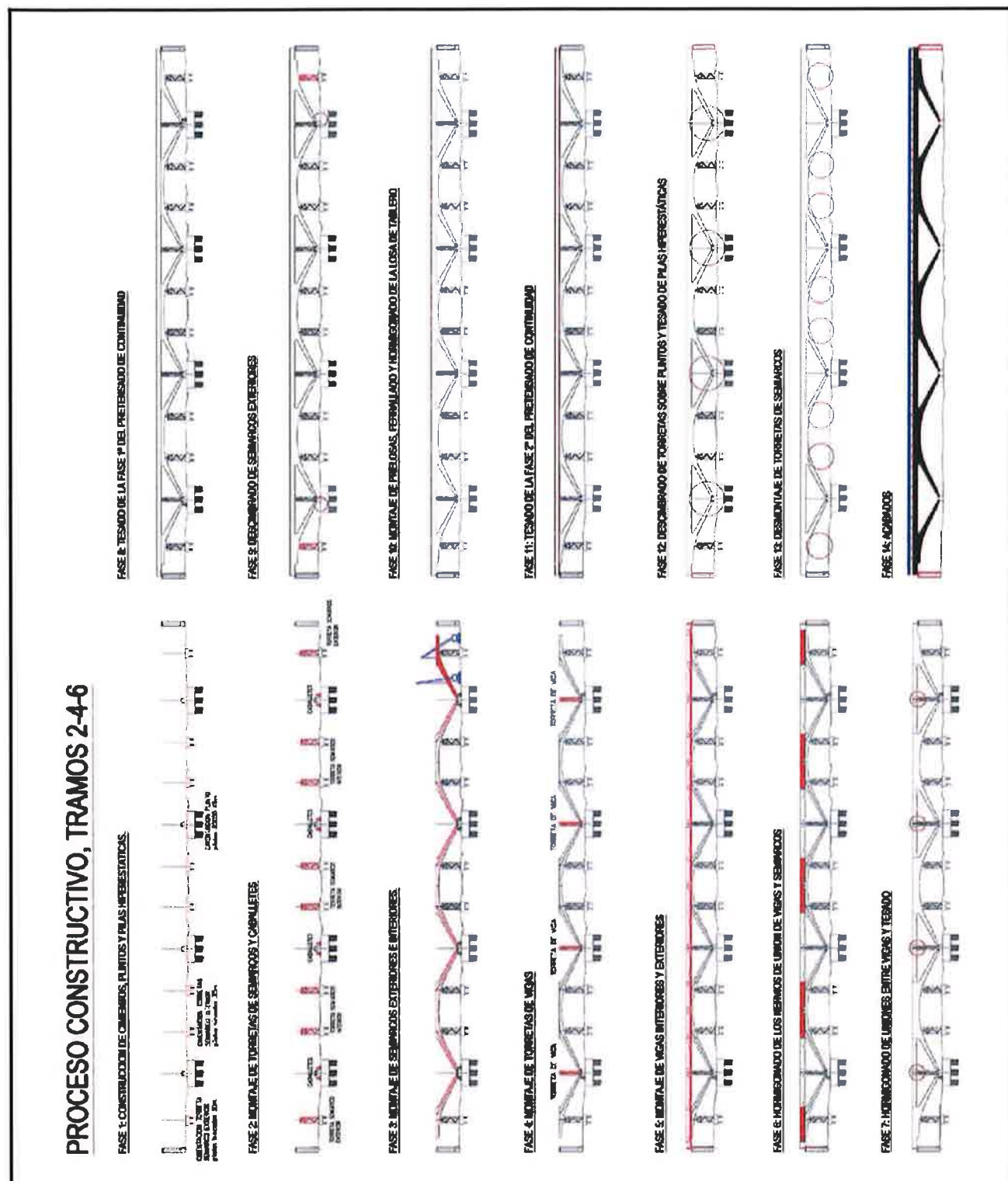


Figura 14. Proceso constructivo de los tramos hiperestáticos.

- FASE 3: montaje de semiarcos exteriores e interiores. Una vez montadas las piezas prefabricadas, se procede a ferrallar y hormigonar la clave de los tres arcos interiores, materializando así su continuidad. Conseguida la resistencia exigida al hormigón, se procede al descimbrado de los arcos interiores.

- FASE 4: montaje de torretas metálicas provisionales sobre los plintos para permitir el montaje de las vigas.



Foto 12. Colocación de semiarco prefabricado. Se pueden observar las torretas metálicas provisionales y al fondo los caballetes guía de apoyo en las rótulas.

- FASE 5: montaje de vigas, tanto interiores como exteriores.



Foto 13. Montaje de viga exterior, se pueden observar las ventanas en la parte inferior de la viga para enhebrar las esperas del arco. En la foto de la derecha se observa el postesado que lleva la viga, con los torones enfilados.

- FASE 6: hormigonado de nervios de unión que materializan la unión de las vigas a los arcos.
- FASE 7: hormigonado de uniones entre vigas y tesado. La unión entre las vigas exteriores e interiores se materializa con dos torones de 24 Ø 0.6". Entre vigas interiores se disponen dos torones de 18 Ø 0.6".
- FASE 8: tesado de la fase 1ª del pretensado de continuidad. En este momento, se puede realizar el tesado de los dos torones de 24 Ø 0.6" de la fase 1ª del pretensado de continuidad que recorre de extremo a extremo todo el tramo.
- FASE 9: descimbrado de semiarcos exteriores.
- FASE 10: montaje de prelosas, ferrallado, colocación de vainas y hormigonado de la losa de compresión.
- FASE 11: tesado de la fase 2ª del pretensado de continuidad, compuesto por 3 torones de 15 Ø 0.6", 2 de 24 Ø 0.6", 1 de 18 Ø 0.6" y 6 de 12 Ø 0.6".
- FASE 12: descimbrado de torretas sobre los plintos y tesado vertical de las dos pilas extremas del tramo mediante 2 torones de 12 Ø 0.6" por fuste anclados dentro del encepado.
- FASE 13: desmontaje de torretas de semiarcos.
- FASE 14: acabados. Ejecución de muro guardabalasto, colocación de impostas, canaleta de comunicaciones y barandilla y ejecución de impermeabilización.



Foto 14. Situación final en tramos hiperestáticos.

3.3. DIFICULTADES DE EJECUCIÓN DE LOS TRAMOS 2, 4 y 6.

Las dificultades fundamentales que se produjeron durante la ejecución de las cimentaciones de las pilas que se materializaban mediante pilotes in situ, se pueden resumir en las cuatro siguientes:

- **Longitud de la perforación:** se alcanzaban los límites mecánicos de los equipos de pilotaje dispuestos por la empresa a la que se confiaron los trabajos. Ya que además de los 54 m útiles de algunos pilotes se tenía que perforar el exceso correspondiente a la plataforma de trabajo, que en el caso de los cauces suponía hasta 10 m más, por lo que la longitud total de perforación llegaba a superar en algunos casos los 64 m.



Foto 15. Izado de un tramo de armadura para un pilote de diámetro 2000 mm.

- **Presencia de una capa de gravas a unos 25 m de profundidad:** dicha capa provocaba el rechazo en la hinca de la camisa, sin embargo al perforar por debajo de la punta de la misma, se producían derrumbes del terreno que la circundaba. En determinados momentos, obligaba a ejecutar perforaciones perimetrales a la camisa al objeto de descomprimir el terreno en punta y facilitar así la progresión de la misma hasta empotrarla en el terreno firme inferior.
- **Extraordinaria dureza del material del empotramiento:** como antes se ha señalado, la presencia de yesos de elevada resistencia, hacía ardua y compleja la perforación del material del empotramiento, con rendimientos, en algunos momentos, inferiores al metro por equipo y día.
- **Armado excepcional de los pilotes.** En la cabeza, zona de mayor armado para su empotramiento en el encepado, cuentan con 158 barras $\varnothing 32$ como armadura longitudinal, dispuestas en tres capas, y como armadura transversal un $\varnothing 16$ cada 7 cm. Las jaulas que componen la cabeza de los pilotes, fabricadas en 12 m de longitud, pesan 1.200 kg por metro, es decir, unas 15 toneladas sólo la cabeza, pesando el pilote completo una vez montado hasta 37 toneladas.

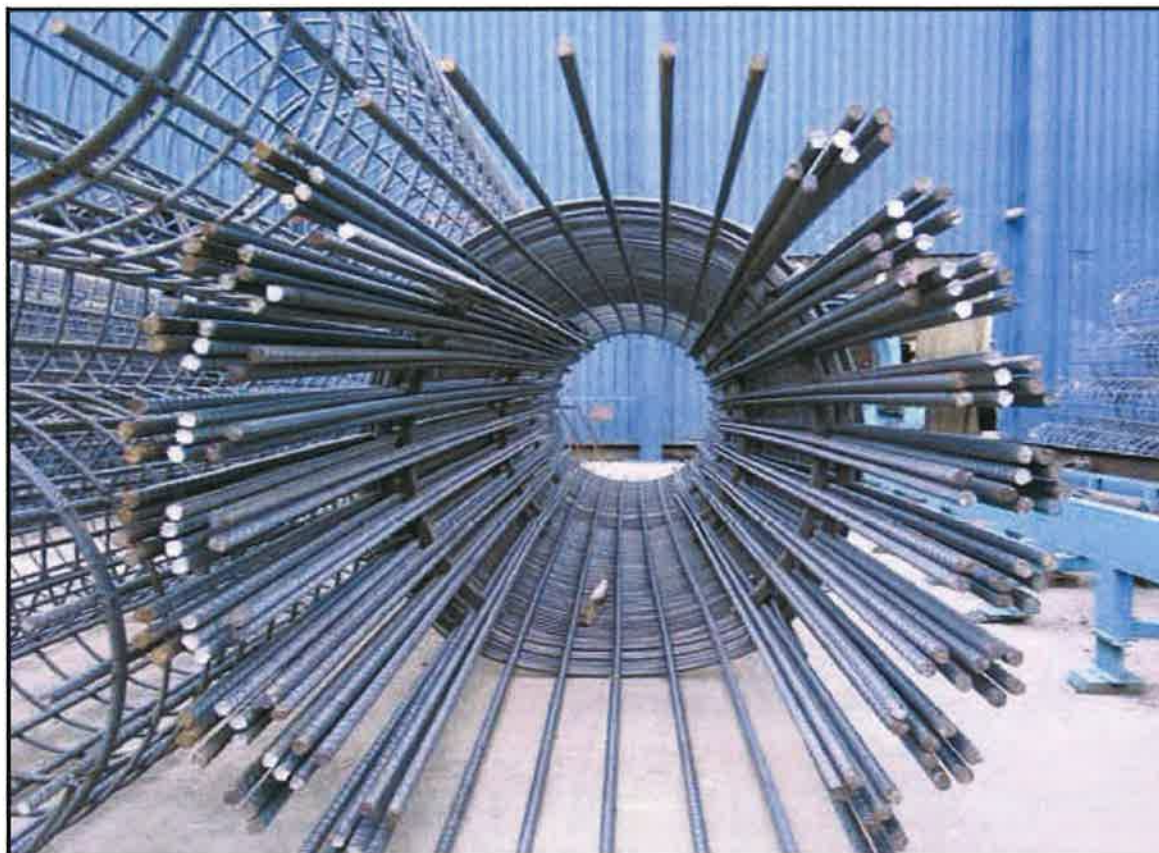


Foto 16. Armadura de un pilote de diámetro 2000 mm.

Las jaulas de 12 m, en unos casos, y largo especial de 16 m en otros, eran solapadas en horizontal junto a los tajos, conformando tramos de 24 m, con el fin de reducir al mínimo posible los tiempos de los solapes a ejecutar sobre la vertical del pilote.

Si son singulares los pilotes, no lo son menos los encepados, por un lado debido a su ubicación, en algunos casos (cuatro de los doce ejecutados) dentro del propio cauce del Guadalete, lo que ha exigido para su excavación de un recinto de tablestacas hincadas hasta 16 m y excepcionalmente arriostradas a base perfiles HEB-300 y por otro a la elevada cuantía de sus armaduras, con hasta 8 capas del $\varnothing 32$ en su parrilla inferior.



Foto 17. Recinto de tablestacas para un encepado y comienzo de montaje de armadura.



Foto 18. Detalle de armado de la parrilla inferior de un encepado de una pila hiperestática.



Foto 19. Vista del Tramo 1 en servicio sobre las Balsas de Azucarera El Portal.

4. TRATAMIENTOS DEL TERRENO

A continuación se incluye un listado con la tramificación y altura máxima (medida bajo el eje del trazado) de los terraplenes proyectados:

TERRAPLEN Nº	P.K.-I	P.K.-F	Hmax (m)
1	110+720	111+520	4
2	112+000	112+080	1.4
3	112+460	113+300	1.5
4	116+540	120+000	7.4
5	Acceso a paso Superior 119+342. Lado derecho		10
6	Acceso a paso Superior 119+342. Lado izquierdo		10

Tabla 2. Terraplenes existentes en el proyecto.

Respecto al cimiento de los terraplenes proyectados se distinguen dos casos: en la primera mitad del tramo los terraplenes se apoyan sobre la unidad geotécnica Tm, mientras que en la segunda mitad el cimiento lo constituyen los materiales de la llanura aluvial del río Guadalete.

En el primero de los casos los terraplenes podrán apoyarse directamente sobre el terreno una vez retirada la tierra vegetal, dada la capacidad portante de la U.G. Tm. Este es el caso de los terraplenes 1, 2 y 3.

Cuando el terraplén se apoya sobre los aluviales del Guadalete, la elevada deformabilidad y baja capacidad portante de los mismos hace necesaria la realización de tratamientos con columnas de grava a partir de cierta altura de terraplén.

- Terraplén nº 4 (salida del viaducto sobre el Guadalete).
 - Superficie a tratar: 19.604 m²
 - Profundidad de columnas: 22 m
- Terraplenes nº 5 y 6 (acceso al Paso Superior P.K. 119+342).
 - Superficie a tratar: 3.811 + 6.142 m²
 - Profundidad de columnas: 11 m

Los tratamientos se realizarán con columnas de grava de 0,80 m de diámetro. Sobre la superficie a tratar se dispondrá una capa filtrante de grava de 0,50 m de espesor con objeto de recoger las

aguas drenadas a través de las columnas así como proporcionar un asiento adecuado a la maquinaria que ejecute las citadas columnas de grava.

De acuerdo con los datos existentes en el proyecto lo que condicionaba la ejecución, no es tanto el grado de consolidación para conseguir que el asiento remanente sea inferior a 2,5 cm antes de colocar el firme, sino alcanzar un grado de consolidación del 90 % con el terraplén construido con una altura máxima de 3,70 m.

4.1. TERRAPLÉN Nº 4. P.K. 116+540 – P.K. 120+000

Se trata del terraplén correspondiente al estribo de salida del viaducto del Guadalete. Posee una altura máxima de 7,4 m y una longitud de 3460 m. En la mayor parte de su desarrollo presenta una altura inferior a 2 m.

El terraplén se apoya sobre los materiales arcillosos y limoarcillosos de la U.G. Qal5 que coronan la serie aluvial-marismeña del Guadalete.

Esta unidad que tiene una potencia media de 3,50 m, es la parte superior de una serie de niveles de disposición horizontal. Inmediatamente bajo ella aparece un nivel de naturaleza fangosa perteneciente a la U.G. Qal3 de 2,50 m de potencia media, seguida por un nivel areno-limoso correspondiente a la U.G. Qal2. Por debajo de este último nivel vuelven a aparecer los depósitos fangosos de la unidad Qal3 con espesores muy importantes, que se apoyan a su vez sobre niveles de arenas y gravas y éstos sobre el sustrato margoso terciario.

Dada la baja capacidad portante de estos materiales, en el tramo inicial del terraplén, inmediato al viaducto, que corresponde a las mayores alturas de relleno, era necesaria la ejecución de un tratamiento de columnas de grava con objeto de mejorar su capacidad portante y acelerar la producción de los asientos debidos a la carga transmitida por el propio terraplén.

El tratamiento se realizó después de la retirada de la capa de tierra vegetal, sobre una longitud de 300 m aproximadamente, medida a partir del comienzo del terraplén, con columnas de grava de aproximadamente 22 m de profundidad, que atravesarán por completo la capa de arcillas fangosas (Qal3). El tratamiento se realizó en todo el ancho de la base del terraplén, así como bajo el relleno correspondiente a la subestación eléctrica, adosada al terraplén.

Terraplén PK 116+536 - 116+836 h>5 m
 Modelo: carga trapezoidal
 Columnas de grava hasta 2,75 m desde el pie y 22 m de profundidad
 Situación de corto plazo

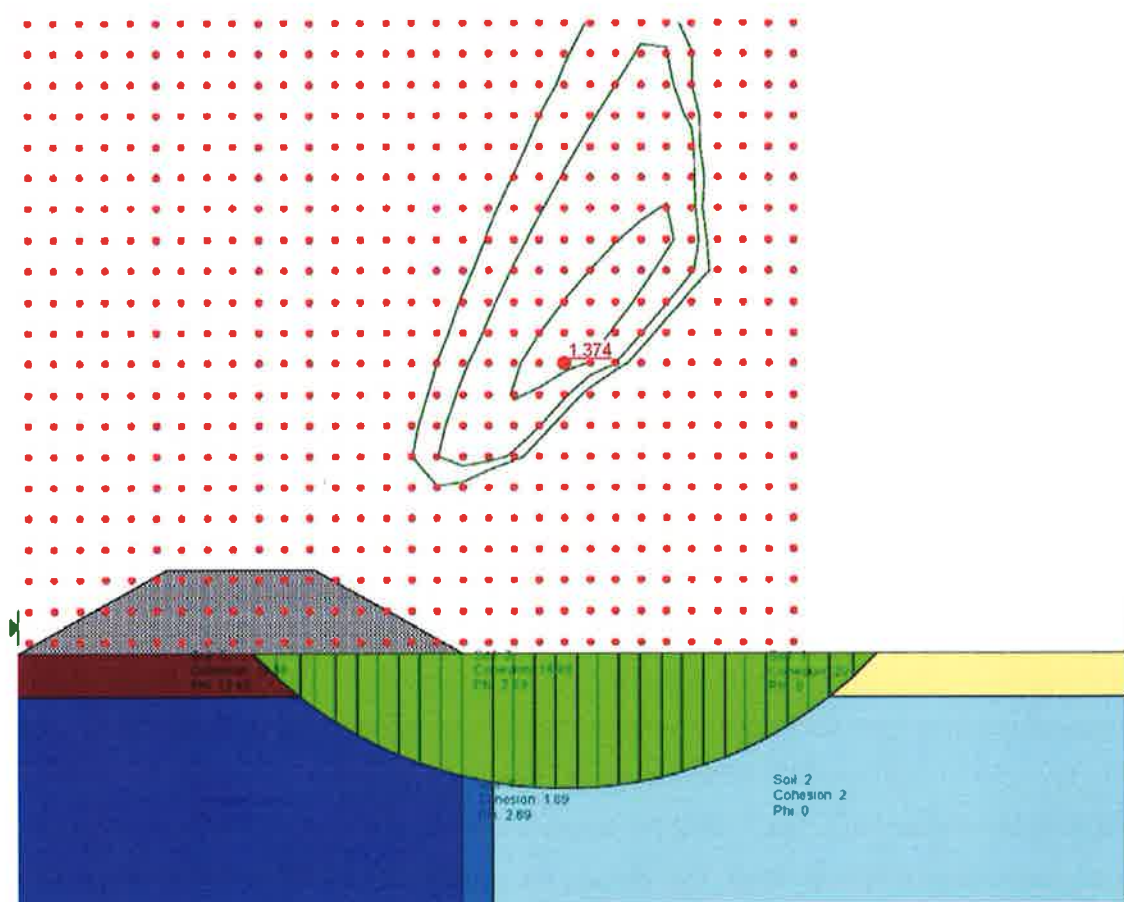


Figura 15. Estudio de estabilidad del terraplén n° 4.

El tratamiento tenía una densidad de 1 columna/9 m² (separadas 3.22 m entre ejes) donde la altura de terraplén superaba los 5 m y de 1 columna/12,25 m² allí donde se situaba entre 2,5 y 5 m. El tiempo estimado para que se produjeran la mayor parte de los asentamientos del terraplén y pudiera procederse a la ejecución de las capas de coronación (capa de forma, subbalasto y balasto) era ligeramente inferior a 3 meses.

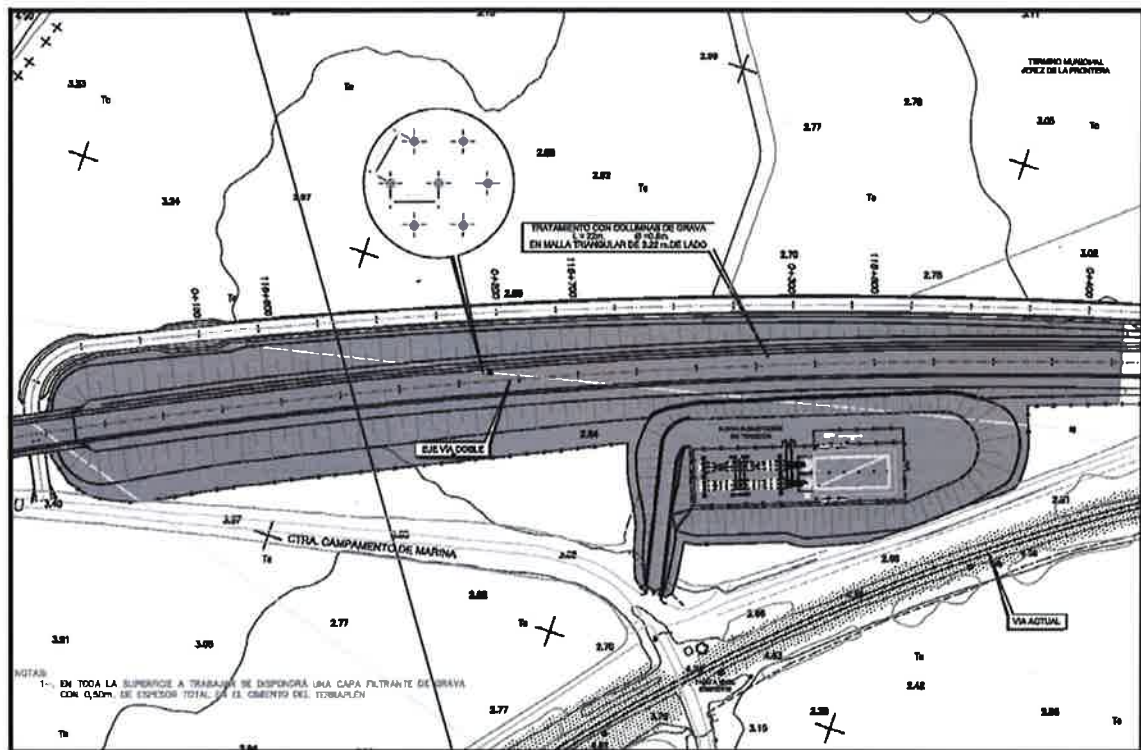


Figura 16. Zona de tratamiento del terraplén nº 4.

4.2. TERRAPLENES Nº 5 Y 6. ACCESOS AL PASO SUPERIOR DEL PK 119+342

Se trata de dos terraplenes de carretera que dan acceso al paso superior situado en el P.K.119+342 (acceso a Doña Blanca). Ambos tienen una altura máxima de 10 m, una longitud de 60 m el del lado izquierdo y 110 m el del lado derecho.

Ambos terraplenes se apoyan sobre los materiales arcillosos y limoarcillosos de la U.G. Qa15 que coronan la serie aluvial-marismeña del Guadalete.

Esta unidad en esta zona, tiene una potencia media de 3,50 m, es la parte superior de una serie de niveles blandos dispuestos horizontalmente. Inmediatamente bajo ella aparece un nivel de naturaleza fangosa perteneciente a la U.G. Qa13 de 2,50 m de potencia media, seguida por un nivel areno-limoso de mayor potencia, U.G. Qa12.

Dada la baja capacidad portante de estos materiales era necesaria la ejecución de un tratamiento de columnas de grava con objeto de mejorar su capacidad portante y acelerar la producción de los asientos debidos a la carga transmitida por el propio terraplén.

El tratamiento se realizó después de la retirada de la capa de tierra vegetal, sobre una longitud de 60 m en el terraplén del lado izquierdo y 110 m en el del lado derecho, con columnas de grava de 11 m de profundidad, que alcanzarán un nivel más compacto dentro de la unidad areno-limoso (Qal2) situado por debajo de la capa superior de arcillas fangosas (Qal3).

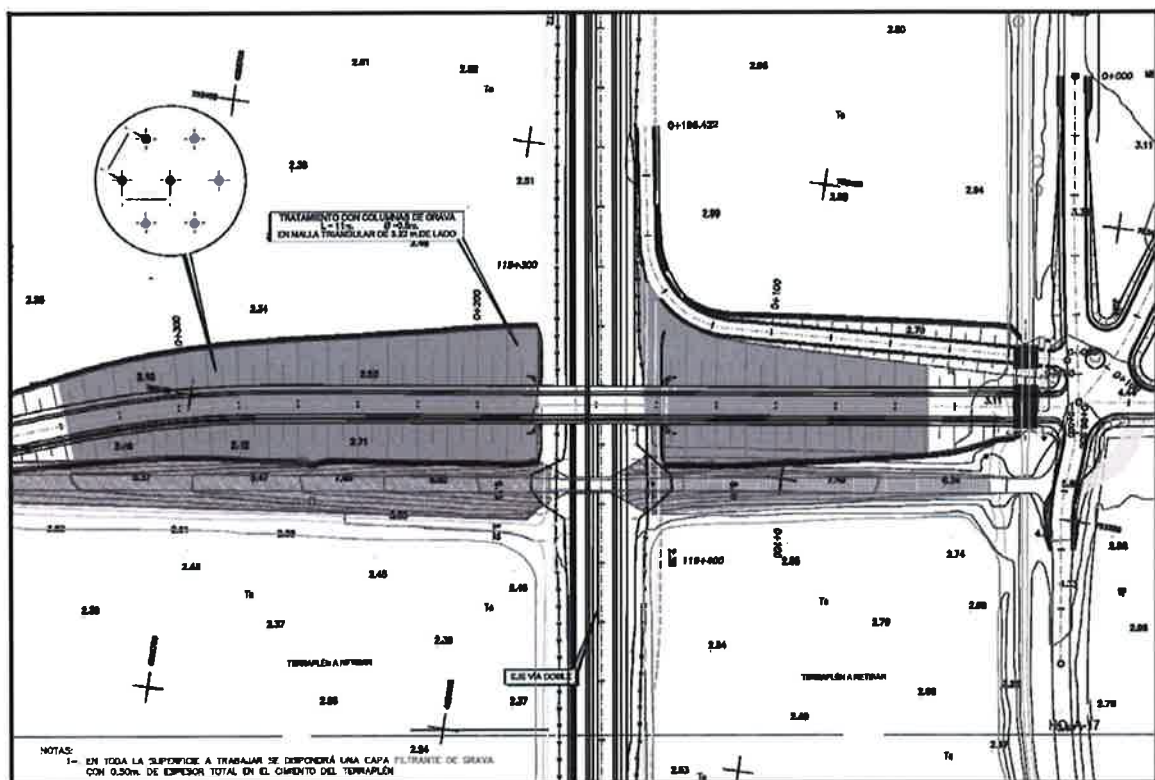


Figura 17. Zona de tratamiento del terraplén n° 5 y 6.

5. CONCLUSIONES

En el presente artículo se ha expuesto el diseño llevado a cabo en la cimentación de viaducto sobre el río Guadalete, realizado mediante pilotes hincados prefabricados en las pilas isostáticas del viaducto y mediante pilotes realizados in situ, en las pilas hiperestáticas de la estructura, explicando la problemática que se origina en ellas, como consecuencia de las difíciles condiciones geotécnicas de la zona de implantación de la estructura.

La llanura aluvial del Guadalete presenta un estrato superior de un espesor aproximado de 30 m compuesto por depósitos aluviales, por debajo de los cuales se encuentra el sustrato terciario (margas grises y arcillas margosas) y, en algunas zonas el Keuper Triásico que desplaza en su ascenso diapírico a los materiales terciarios (intercalaciones de yesos).

También se han comentado los tratamientos del terreno que se han realizado para estabilizar y mejorar las condiciones de hundimiento de los terraplenes, mediante la realización de columnas de grava.

6. AGRADECIMIENTOS

El autor desea expresar su agradecimiento a la Dirección de Obra, que forman parte de la Dirección General de Ferrocarriles del Ministerio de Fomento, particularizado en el Director de Obra, Jesús Molinero Gil y en su ayudante, José Meneses Gardé.

Agradecer a SGS y ARDANUY, como Asistencia Técnica a la Dirección de Obra, por su colaboración y sus aportaciones técnicas en el diseño.

También se manifiesta su agradecimiento a las empresas subcontratistas, Terratest, Armacentro y TYPESA Prefabricados, del grupo Isolux Corsán, por la experiencia aportada en la ejecución de la obra.

Por último, el autor quiere agradecer a la empresa Carlos Fernández Casado, S.L., particularizado en Javier Manterola Armisen y Antonio Martínez Cutillas, y a todo el personal de la UTE Corsán Corviam Construcción, S.A. y GEA 21 (UTE EL PORTAL) y al personal de la Dirección de

Ingeniería de Corsán-Corviam Construcción, que han intervenido en la construcción del viaducto, su apoyo y colaboración en el diseño de la cimentación y de la estructura.

7. FICHA TÉCNICA

Nombre de la obra:

LÍNEA SEVILLA-CÁDIZ. TRAMO AEROPUERTO DE JEREZ DE LA FRONTERA-CÁDIZ.
DUPLICACIÓN DE VÍA. SUBTRAMO EL PORTAL

Promotor:

MINISTERIO DE FOMENTO. DIRECCIÓN GENERAL DE FERROCARRILES

Dirección del Proyecto:

1ª JEFATURA DE PROYECTOS DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE FERROCARRILES.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Director del Proyecto: Leonardo Daimiel Pérez

Consultoría y Asistencia para redacción del Proyecto General:

SENER Ingeniería y Sistemas, S.A.

Autor del Proyecto General:

Álvaro Relaño Rojo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Autor del Proyecto del Viaducto sobre el río Guadalete:

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L. Oficina de Proyectos. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos: Javier Manterola Armisen y Antonio Martínez Cutillas.

Asistencia Técnica:

SGS TECNOS, S.A. y ARDANUY EN UTE

Empresas Constructoras:

CORSÁN-CORVIAM CONSTRUCCIÓN, S.A. (Grupo ISOLUX CORSÁN) y GEA
21, S.A., EN UTE. EL PORTAL UTE

Director de las Obras:

Jesús Molinero Gil. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Ayudante Director de las Obras:

José Meneses Garde. Ingeniero Técnico de Obras Públicas.

Asistencia Técnica:

Gerente: José Espinós Espinós. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Jefe de Unidad: Javier Romero Nieto. Ingeniero Técnico de Obras Públicas.

Gerente de la Constructora: José Luís Marcos Sebastián. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Jefe de Obra: Julio César Valdivieso Roldán. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Jefes de Producción del Viaducto: Rubén Zamora Aguilera y Francisco Javier Ramos-Catalina Rivero. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Presupuesto Total:

96.061.651,70 €

Principales Características y Capítulos de Obra:

Longitud total de la obra: 10.049,479 m

Longitud en duplicación: 4.509,479 m

Longitud en variante: 5.540 m

Longitud del Viaducto: 3.221,70 m

Movimiento de tierras:

Excavaciones: 466.849 m³

Terraplenes de préstamo: 218.782 m³

Columnas de grava Φ 800 mm en tratamiento asiento terraplenes: 48.806 m

Capa de forma: 63.374 m³

Subbalasto: 27.918 m³

Drenaje:

Longitud de cunetas: 9.283 m

Caños drenaje transversal: 8 u

Estructuras:

Longitud de pilotes Ø 2.000 mm ejecutados in situ: 2.795 m
Longitud de pilotes prefabricados hincados 400*400 mm: 88.000 m
Hinca y extracción de tablestacas: 25.285 m²
Hormigón estructural in situ: 46.156 m³
Acero pasivo montado in situ: 6.829.872 kg
Acero especial para postesado in situ: 339.807 kg
Vigas prefabricadas artesas de canto 1.90 m y luz media 30 m: 220 u
Semiarcos prefabricados de luz 24.50 m: 48 u
Vigas prefabricadas doble T de canto 0.80 m: 229 m
Prelosas prefabricadas: 42.027 m²

Montaje de vía:

Balasto: 54.396 m³
Traviesas PR-90: 32.834 u
Carril UIC-60: 39.400 m

Electrificación:

Longitud de catenaria CR-220: 20,2 Km
Subestación de tracción: parque de alta tensión y edificio de continua con dos grupos rectificadores de 3.300 KW para alimentación de catenaria a 3.300 KW
Alimentación subestación: 2.100 m de línea eléctrica 66 KV

Seguridad y comunicaciones: Instalación del sistema A.S.F.A. (Anuncio de señales y frenado automático para alta velocidad) y modificación del enclavamiento ENCE 90 de la Estación de Viajeros de Jerez.

Longitud caminos de servicio: 15.000 m
Longitud de cerramientos: 13.000 m
Medidas medioambientales correctoras: extendido de tierra vegetal en taludes, hidrosiembras y plantaciones
Reposición líneas eléctricas: 10 u
Reposición líneas telefónicas: 2 u
Reposición oleoducto: 1 u
Reposición red abastecimiento Cádiz: tubería ϕ 1.300 mm

FALSO TÚNEL EN EL PRAT DE LLOBREGAT (BARCELONA)

OBRA:

LÍNEA ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA.

TRAMO: SANT BOI DE LLOBREGAT – L'HOSPITALET.

D. Francisco Javier Encinas López

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Jefe del Servicio de de Estructuras y Geotecnia de la Dirección de Ingeniería

CORSAN CORVIAM CONSTRUCCIÓN, S.A.

Javier.Encinas@isoluxcorsan.com



D. Jesús Santamaría Arias

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Director de Ingeniería

CORSAN CORVIAM CONSTRUCCIÓN, S.A.

jsa@isoluxcorsan.com

D. Eduardo Parcet Hernández

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Subdirector de Zona 6

CORSAN CORVIAM CONSTRUCCIÓN, S.A.

eparcet@isoluxcorsan.com



8 de Junio de 2010

INDICE

1.	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA	4
2.	DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA OBRA	8
2.1.	GEOLOGÍA GENERAL.....	8
2.2.	DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE PROYECTO ADJUDICADO.....	8
2.3.	TRABAJOS REALIZADOS EN LA CAMPAÑA GEOTECNICA COMPLEMENTARIA.....	12
2.4.	CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA DEL TRAMO ENTRE EL MÓDULO 31 Y EL MÓDULO 44.....	13
2.4.1.	Generalidades	13
2.4.2.	Grupo geotécnico A: rellenos	14
2.4.3.	Grupo geotécnico B: arcillas limosas de llanura de inundación	14
2.4.4.	Grupo geotécnico C: arenas medias del nivel detrítico superior	15
2.4.5.	Grupo geotécnico D: arenas finas limosas y limos arenosos	16
2.4.6.	Grupo geotécnico E: limos y arcillas.....	17
2.4.7.	Grupo geotécnico F: gravas y arenas del nivel detrítico inferior.....	18
2.5.	PARAMETROS DE CÁLCULO.....	18
3.	REFUERZO DE LAS PANTALLAS Y EXCAVACIÓN DEL FALSO TÚNEL DEL LADO UIC. MÓDULOS 31-44.....	19
3.1.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ADJUDICADO	20
3.2.	DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	22
3.3.	CÁLCULO DE RIDO	26
3.3.1.	Comprobaciones realizadas	29
3.4.	CÁLCULO DE PLAXIS	29
3.4.1.	Modelo desarrollado	30
3.4.1.1.	El terreno.....	30
3.4.1.2.	Modelo de cálculo	30
3.4.2.	Análisis de la obra efectuada.....	41
3.4.3.	Análisis de la obra completa.....	44
3.4.4.	Análisis de las zonas de viviendas con daños relevantes	56
4.	EJECUCIÓN DE LAS OBRAS DEL FALSO TÚNEL	61
4.1.	INTRODUCCIÓN	61
4.2.	MÉTODOS CONSTRUCTIVOS.....	65
4.2.1.	Pantallas ejecutadas con cucharas convencionales (bivalvas)	65

4.2.2.	Pantallas ejecutadas con hidrofresa.....	70
4.2.3.	Ejecución de Jet Grouting.....	72
4.2.3.1.	Campo de prueba	73
4.2.3.2.	Columnas de prueba de Jet Grouting	74
5.	DRENES CALIFORNIANOS EN EL FALSO TÚNEL.....	79
6.	VIADUCTOS EMPUJADOS SOBRE EL RÍO LLOBREGAT.....	86
6.1.	VENTAJAS DE LA CIMENTACIÓN CON PILOTES HINCADOS.....	99
7.	AUSCULTACIÓN Y CONTROL REALIZADO.....	101
7.1.	DISPOSITIVOS DE AUSCULTACIÓN Y CONTROL	102
7.1.1.	Regletas de nivelación.....	102
7.1.2.	Hitos de nivelación.....	103
7.1.3.	Bases de nivelación profunda.....	103
7.1.4.	Piezómetros.....	103
7.1.4.1.	Piezómetros abiertos	103
7.1.4.2.	Piezómetros de cuerda vibrante	103
7.1.5.	Inclinómetros en pantallas y terreno.....	104
7.1.6.	Extensómetros incrementales o extensómetro deslizante	104
7.1.7.	Secciones de convergencias	104
7.1.8.	Células de presión total	106
7.1.9.	Ternas de control de fisuras	106
7.2.	RESULTADOS DELA AUSCULTACIÓN	108
8.	CONCLUSIONES.....	110
9.	AGRADECIMIENTOS	110
10.	MEDICIONES Y CUANTÍAS RESULTANTES	111

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA

Este tramo, situado en las comarcas del Baix Llobregat y del Barceonés de la provincia de Barcelona, discurre a lo largo del corredor, ya existente, ferroviario de la Línea de ancho Ibérico Barcelona-Vilanova, por los términos municipales de El Prat del Llobregat, Barcelona y L'Hospitalet.

La disposición geométrica del nuevo trazado de la Línea de Alta Velocidad (LAV) afecta a la vía férrea Barcelona-Vilanova y por consiguiente se ha proyectado un nuevo trazado en el que se soterra la línea Barcelona-Vilanova a su paso por el municipio de El Prat del Llobregat, creando una estación soterrada en el lugar donde antes existía la estación de El Prat del Llobregat.

La longitud total del tramo Sant Boi de Llobregat-L'Hospitalet es de 3.737 m.

Tanto el inicio como el final se han coordinado con los tramos adyacentes tanto en lo que se refiere a trazado del ferrocarril como en el de los caminos de servicio o de enlace.

Los condicionantes de diseño que se tuvieron en cuenta fueron:

- El tramo de doble vía de alta velocidad en ancho UIC de este proyecto de construcción se inicia en túnel, enlazando con el tramo anterior. Este túnel, que se inicia en Sant Boi de Llobregat, discurre hasta el PK 201+756, que pertenece al presente proyecto.
- La doble vía, una vez cruzada la autovía de Castelldefels, se sitúa en el mismo corredor que la actual línea de ancho ibérico de Tarragona a Barcelona por Vilanova, en su lado mar.
- Se proyectan cuatro vías de ancho ibérico hasta alcanzar la estación de El Prat.
- El conjunto de vías de ambos anchos se desplaza hacia el lado montaña a la altura de la calle del Ferrocarril, para no invadir la zona residencial del municipio en el lado mar, frente a la zona industrial situada en el lado montaña, que está en una fase avanzada de recalificación urbanística.

- A la altura del PK 201+000, está prevista la construcción de la nueva estación del Prat. Se situarán dos andenes centrales que darán servicio a las cuatro vías de ancho ibérico, acompañados en la misma sección por otros dos andenes que darán servicio a las dos vías exteriores de ancho UIC, quedando las otras dos vías de ancho UIC como pasantes.
- En la sección de la estación de El Prat se han dispuesto unas pantallas intermedias en el túnel de UIC ya que, de lo contrario, la losa superior debería tener un canto mayor con lo que la cota del túnel de UIC debería bajar del orden de 0,50 m y no se dispondría desarrollo suficiente para poder posteriormente cruzar sobre el río Llobregat.
- A partir del el PK 201+756 todas las vías vuelven a emerger a la superficie, comenzando un tramo en cobertura que termina en el PK 201+850, a la altura de la calle Prat (evitando impacto visual del cajón) y cruzan el río Llobregat con un viaducto que comienza en el PK 202+175.
- Se suprimirá el viaducto existente sobre el río Llobregat por el que discurren las vías de ancho ibérico y se construirán dos nuevos viaductos para el paso de las vías UIC y de vías de ancho Ibérico, respectivamente. Estos viaductos cumplirán con las recomendaciones para el diseño de infraestructuras que interfieren con cursos fluviales de l'Agència Catalana de l'Aigua (ACA). Esto obligará a que se cumplan una serie de condiciones:
 - Sobreelevación no mayor de 0,3 metros en el nuevo viaducto o 0,5 metros para el existente.
 - Resguardo mínimo de 1 metro
 - Vía de Intenso Desagüe (VID), que se define como la amplitud tal que si el cauce se limita con unos hipotéticos paramentos verticales, la avenida de 100 años de período de retorno produce una sobre elevación de la lámina de agua de 0,3 metros respecto la cota que alcanza sin dicha limitación. La mínima deberá respetar la anchura libre definida por la VID (en este caso, de 45 metros). Se considera que este punto no es aplicable su cumplimiento, para el caso de mantenimiento del puente de ancho ibérico, dado que cualquier nueva

distribución de pilas dentro del cauce, conviviendo con el puente actual, provocaría problemas en la estructura actual y en la nueva.

- Posteriormente al paso sobre el río Llobregat, las cuatro vías (la doble vía de ancho ibérico y la doble vía de ancho UIC correspondiente a la nueva línea de alta velocidad) se adentran en la Zona Franca en superficie por el mismo corredor por el que discurren las vías actuales. Se ha procurado minimizar la sección, ya que se pretende seguir dejando paso a la entrada a talleres de RENFE.

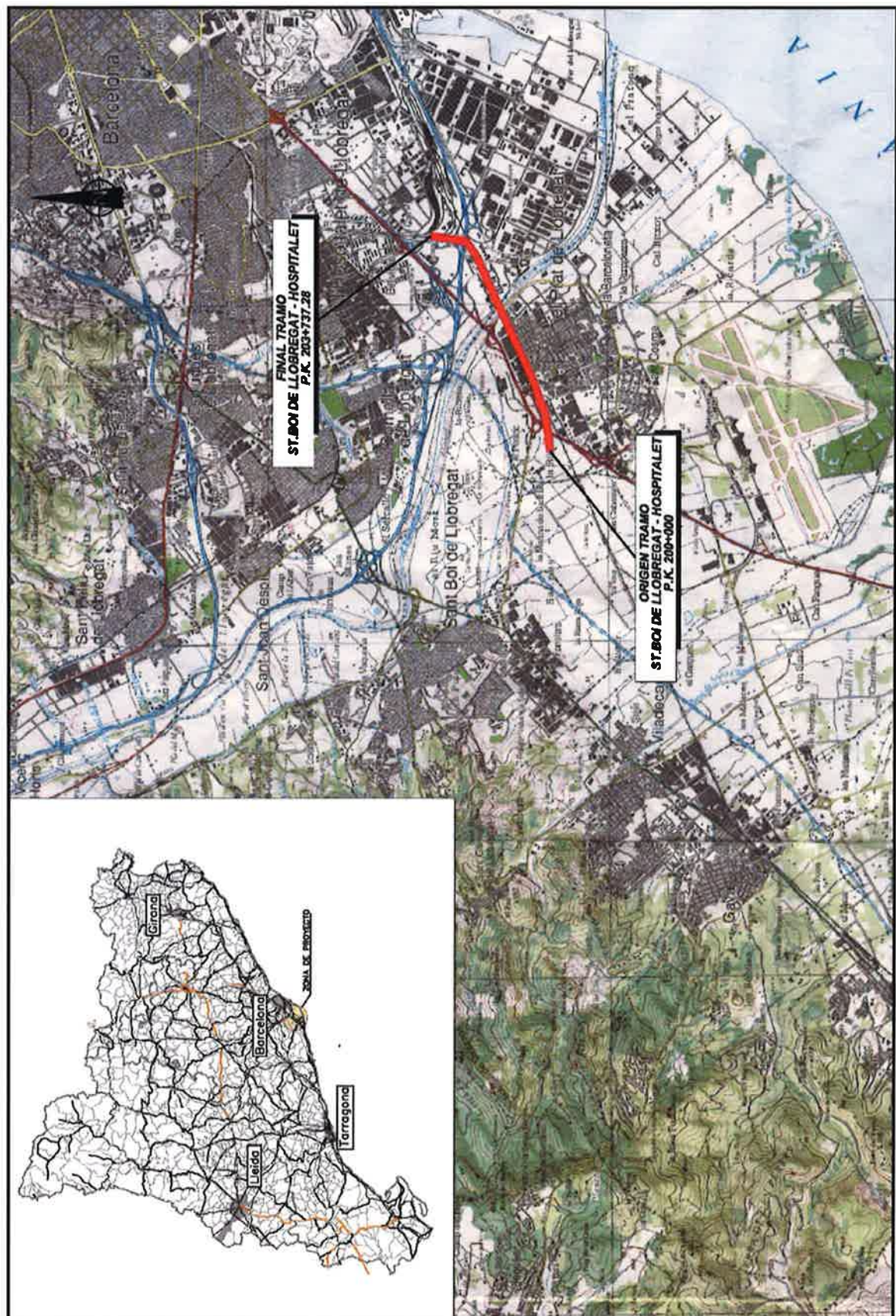


Figura 1. Situación de la Obra y del Viaducto sobre el río Guadalete

2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA OBRA

2.1. GEOLOGÍA GENERAL

El tramo de la Línea de Alta Velocidad Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera francesa comprendido entre Sant Boi de Llobregat – Hospitalet, corresponde, geológicamente, en su totalidad al Delta del río Llobregat.

El Delta del río Llobregat es uno de los más extensos y significativos de la mediterránea occidental. Tiene una superficie próxima a los 100 km² y incluye unos 23 Kms. de costa, siendo mucho mayor el lóbulo derecho que el izquierdo. Su principal característica fisiográfica es su extrema horizontalidad, del orden de 0.1%, interrumpida solo por las dunas costeras y las numerosas infraestructuras antrópicas que lo cruzan; situándose casi siempre por debajo de los 12 m sobre el nivel del mar. La plana deltaica tiene un fuerte contraste con los relieves relativamente abruptos que la rodean como el macizo de Garraf, la sierra de Collserola y la montaña de Montjuïc.

Es un delta de formación reciente, después de la última glaciación, hace unos 15.000 años. Como resultado del ascenso marino postglacial, el río comenzó a depositar sedimentos sobre los antiguos aluviones, de manera que los depósitos deltaicos fueron poco a poco progradando hacia el mar. La historia del delta ha registrado variaciones climáticas y/o eustáticas significativas. Estas variaciones han comportado la intercalación de materiales correspondientes a diversos ambientes sedimentarios siguiendo las variaciones del nivel del mar y los cambios en el régimen hidráulico del río (Ventayol, A. 2003).

En la actualidad, en el delta prevalecen los procesos de erosión marina en algunos sectores. Esta erosión es debida a un menor aporte de sedimentos, por quedar retenidos gran parte de estos en las distintas presas, y también por el menor caudal de agua que lleva el río.

2.2. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE PROYECTO ADJUDICADO

Para el conocimiento de la geotecnia del tramo se ha contado con la información incluida en diversos documentos así como con las prospecciones realizadas tanto para el Proyecto Básico como para el Proyecto de Construcción, que habían consistido en lo siguiente:

- 31 sondeos geotécnicos con un total de 938,35 metros de perforación.
- 6 calicatas mecánicas.
- 14 ensayos de penetración estática con medidas de presiones intersticiales.

En el interior de los sondeos se habían efectuado 39 ensayos presiométricos para definir la deformabilidad de los distintos materiales así como diversos ensayos hidrogeológicos que permitían caracterizar hidrogeológicamente los terrenos atravesados.

Desde el punto de vista geológico la zona de estudio, como ya se ha comentado, se caracteriza por la existencia de sedimentos detríticos depositados en ambiente de abanico deltaico (Delta del Llobregat).

El esquema general de los depósitos cuaternarios del Delta del Llobregat se caracteriza por presentar tres niveles:

- Un nivel superficial formado principalmente por arenas del frente deltaico. Por encima de estas arenas aparecen los limos y las arcillas de la llanura de inundación de menor espesor. Este tramo puede dividirse a su vez en dos, uno superior formado por arenas medias y gruesas, con algunas gravas y otro inferior formado por arenas finas y limos.
- El nivel medio con forma de cuña correspondiente a un depósito fluvio-marino formado por arcillas y limos.
- El nivel inferior formado por gravas y arenas de influencia marina.

Recubriendo los sedimentos de origen deltaico se reconocían depósitos antrópicos a lo largo del trazado representando tanto por vertidos y echadizos como por rellenos de obras lineales (autovía, viales, ferrocarril, etc).

Los parámetros geotécnicos que facilitaba proyecto eran los siguientes:

Grupo Geotécnico	N ₃₀ (golpes)	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ	E (t/m ²)	ν	K ₃₀ (t/m ³)	Cu (t/m ²)
Rellenos Antrópicos	Variable	1.80	0	25°	700-900	0.3	2000	-
Arcillas y limos de la llanura de inundación orgánicos	2-4	1.90	1.0-1.5	22-24°	500-1000	0.28	2200	1-3
Arenas medias limosas (gravas). Nivel detrítico superior	8-10	2.05	0	33-34°	2500-3000	0.32	5000	-
Limos arenosos y arenas muy finas limosas.	16-22	1.95	0.5	28-30°	1800-2000	0.30	5000	-
Limos y limos arcillosos. Cuña intermedia	12-15	1.90	1.5-2.0	24-25°	1400-1600	0.28	5000	6-10
Gravas nivel detrítico inferior	20	2.10	0	35-37°	3500	0.30	7000	

Tabla 1. Parámetros adoptados en proyecto adjudicado.

Siendo:

γ : Densidad aparente

c: Cohesión

ϕ : Ángulo de rozamiento

E: Módulo de deformación

ν : Coeficiente de Poisson

K₃₀ Coeficiente de balasto

C_u: Resistencia al corte sin drenaje

A efectos prácticos se ha dividido el trazado en tres zonas:

Zona 1: Esta zona se identifica por estar toda la infraestructura soterrada. Se inicia en Sant Boi de Llobregat con el inicio del tramo y finaliza justo antes del paso del río Llobregat, incluyendo el paso de la Línea de Alta Velocidad por debajo de la autovía de Castelldefels, el enlace con la previsión de la LAV bucle del aeropuerto, el tramo que discurre en paralelo a la rampa de RENFE, la estación en el Prat de Llobregat y hasta la rampa de acceso (inclusive) para pasar el río Llobregat con un viaducto elevado.

Zona 2: Se incluye en esta zona el paso de la Línea de Alta Velocidad por encima del Llobregat por medio de un viaducto.

Zona 3: Se ha clasificado como zona 3 el tramo que va desde el viaducto hasta el final del tramo en L'Hospitalet, caracterizándose el tramo por discurrir a cielo abierto, teniendo que ampliar el ancho de plataforma ferroviaria existente.

En la zona de soterramiento la columna litológica está representada por:

- Un suelo orgánico superior de limos arcillosos muy blandos con materia orgánica.
- Suelos arenosos deltaicos de la Unidad Detrítica Superior con permeabilidades de 10-1 cm/sg. En este nivel se desarrolla un acuífero libre superficial con nivel freático entre 2 y 4 m de profundidad.
- Alternancia de depósitos arenosos y limosos que constituyen la transición entre el nivel superior permeable y el inferior de predominio limo arcilloso. Presenta permeabilidades entre 10-1 y 10-4 cm/sg.
- Limos arcillosos impermeables que constituyen el acuitardo con permeabilidades del orden de 10-4 cm/sg.
- Arenas y gravas del Nivel Detrítico Inferior que corresponden al acuífero principal o profundo o confinado.

Con estos condicionantes se realizaba el soterramiento con pantallas prolongadas por encima de la longitud estructural, necesaria para garantizar la viabilidad de achique del recinto y la estabilidad del fondo. En todo el falso túnel las pantallas se profundizan hasta entrar 1,50 m en la capa de limos (cota de pie de pantalla variando entre -18,00 m y -22,00 m), para crear un recinto que posibilite el agotamiento del agua durante las obras por medio de pozos de bombas.

En el tramo comprendido entre el viaducto sobre el río Llobregat y el final del trazado se ha previsto la ampliación de la plataforma ferroviaria existente. En este tramo el trazado discurre prácticamente a nivel sobre los rellenos de terraplén ferroviario de la línea actual y que se apoyan sobre arcillas y limos de la llanura de inundación.

2.3. TRABAJOS REALIZADOS EN LA CAMPAÑA GEOTECNICA COMPLEMENTARIA

Previamente a la ejecución de las pantallas se ha llevado a cabo una campaña de reconocimiento complementaria, que ha consistido en la ejecución de 17 sondeos, piezoconos y ensayos de laboratorio. Los sondeos se realizaron entre el 8 de junio y el 25 de agosto de 2005.

Los reconocimientos realizados en el entorno del tramo comprendido entre los módulos 31 y 44, son los sondeos que se describen en la tabla 1. La situación de los mismos se incluye en el plano de planta incluido en el apéndice 1.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	P.K. (aprox)
SOCC-15	45,00	201+350
SOCC-17	41,00	201+620
SOCC-18	41,00	201+730

Tabla 2. Sondeos situados en el entorno de los módulos 31 al 44.

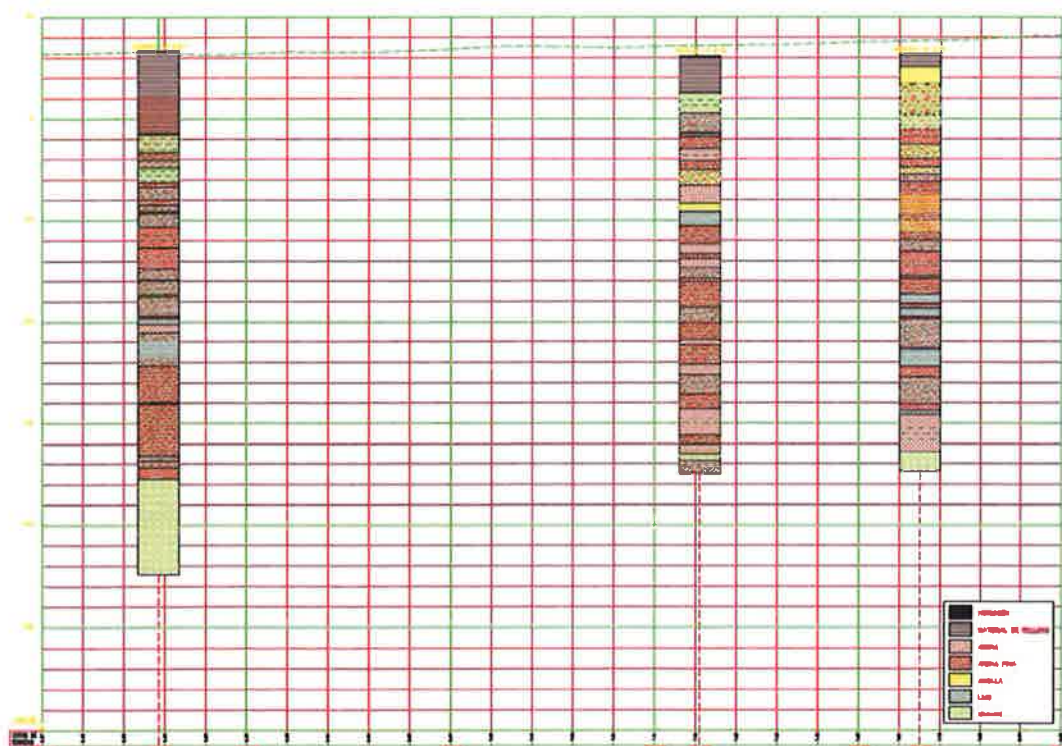


Figura 2. Perfil de los sondeos de la campaña complementaria en la zona de los módulos 31 y 44.

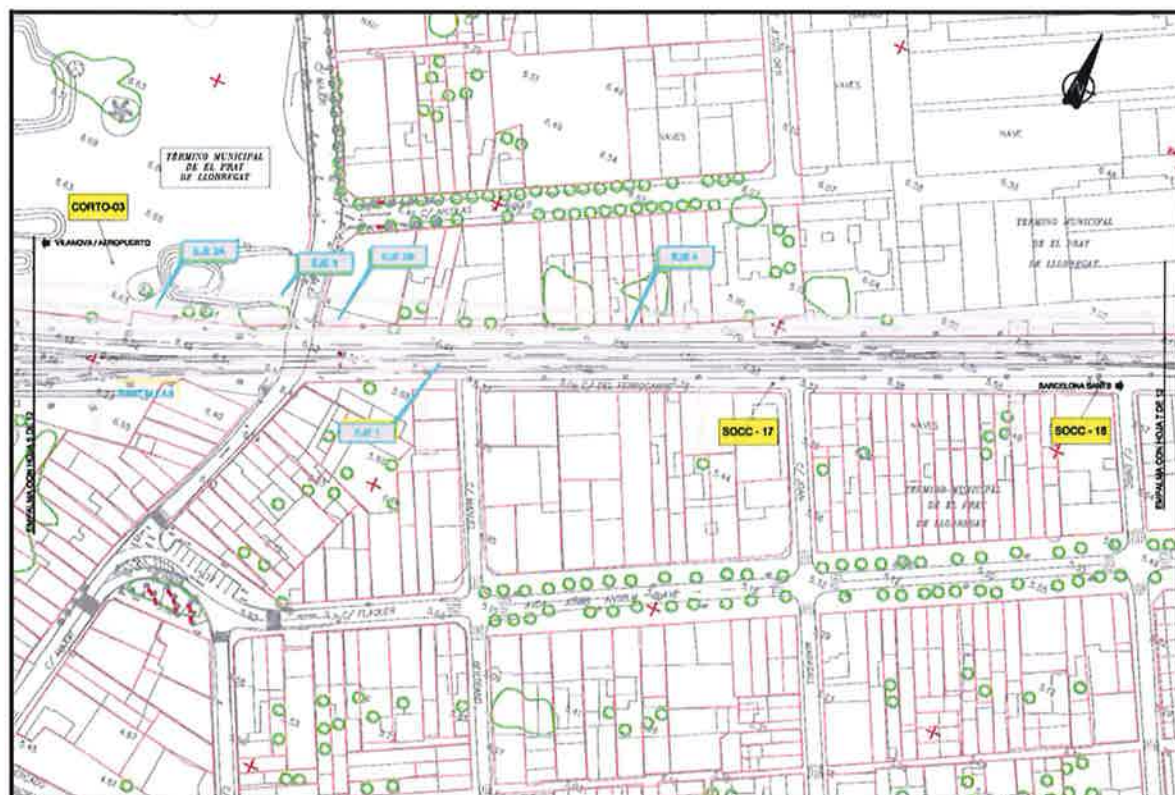


Figura 3. Planta con la ubicación de los sondeos de la campaña complementaria en la zona de los módulos 31 y 44.

2.4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TRAMO ENTRE EL MÓDULO 31 Y EL MÓDULO 44.

2.4.1. Generalidades

Los materiales de la zona de estudio están integrados en su totalidad por sedimentos detríticos depositados en ambiente de abanico deltaico (Delta del Llobregat).

Para la caracterización geotécnica detallada del tramo comprendido entre los módulos 31 y 44, únicamente se dispone de tres sondeos realizados en la campaña complementaria, con sus correspondientes ensayos de laboratorio. De los ensayos realizados en esta campaña se extrae una información adicional variable para cada uno de los grupos geotécnicos, por lo que se realiza en los siguientes epígrafes una descripción general basada en la información del proyecto constructivo, particularizada en su caso para la zona de estudio, cuando los datos disponibles permiten un análisis más detallado.

En base a los datos del proyecto de construcción y de la campaña complementaria, se realiza a continuación la caracterización geotécnica de cada uno de los grupos geotécnicos.

2.4.2. Grupo geotécnico A: rellenos

Se trata a nivel general de restos de materiales de construcción, escombros con gravas y arenas así como rellenos de obras lineales. Los testigos de los sondeos de la campaña complementaria han identificado restos de ladrillos entre los materiales extraídos, que son de naturaleza fundamentalmente arenosa.

En la zona de estudio se han realizado 2 ensayos SPT y una toma de muestra inalterada en la campaña de reconocimiento complementaria. Los 2 valores del índice N del ensayo SPT son respectivamente 10 y 12.

El contenido en finos de los rellenos analizados se sitúa en torno al 25%, y los finos no presentan plasticidad.

La densidad seca de la única muestra ensayada es $1,4 \text{ t/m}^3$ y su humedad natural del 32%. Esta muestra se clasifica como SM.

2.4.3. Grupo geotécnico B: arcillas limosas de llanura de inundación

Este grupo geotécnico ha sido interceptado únicamente en el sondeo SOCC-18, entre las cotas absolutas +5,14 y +3,39, y se describe como arcillas marrones.

No se han realizado en este sondeo ensayos específicos, por lo que se comentan a continuación las características generales de este nivel que se recogen en el proyecto de construcción.

Se trata de sedimentos de grano fino con contenido en partículas que pasan por el tamiz 0,08 UNE superior al 70 %.

Presentan una densidad natural variable entre el 15% y el 25 % con valores muy próximos al límite plástico en profundidad.

El límite líquido (LL) varía entre 25 y 35, el límite plástico (LP) entre 15 y 20 y el índice de plasticidad (IP) entre 5 y 15.

Estos sedimentos se clasifican como CL según Casagrande y ocasionalmente como ML.

La resistencia a compresión simple oscila entre 0,5 kp/cm² y 2,0 kp/cm², correspondiendo los valores más elevados a los niveles superiores desecados y ligeramente encostrados.

Los valores de resistencia al corte obtenidos en ensayos de corte directo consolidados y drenados son:

$$\text{Cohesión } c' = 0,5 - 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Angulo de fricción } \phi' = 23-25^\circ$$

Los valores del índice N del ensayo de penetración normalizado SPT varían entre 2 y 4 golpes.

En los ensayos edométricos se obtienen índices de poros e_0 que oscilan entre 0,5 y 0,7 y

$$\text{coeficientes de compresibilidad } \frac{C_c}{(1 + e_0)} = 0,1$$

El módulo edométrico obtenido en ensayo es $E_m = 135 \text{ kp/cm}^2$.

La resistencia al corte sin drenaje c_u obtenido en ensayos de penetración estática, varía entre 1 y 3 t/m².

2.4.4. Grupo geotécnico C: arenas medias del nivel detritico superior

En la campaña complementaria se han realizado dentro del área de estudio 4 ensayos de penetración SPT y 2 tomas de muestras inalteradas.

Estos ensayos muestran que el contenido en finos, salvo en una muestra que podría corresponder a un lentejón de gravas con enriquecimiento en finos, oscila entre el 3,3 y el 20%, por lo que son plenamente coherentes con los resultados del proyecto de construcción.

Conforme a lo anterior, se trata por tanto de materiales no plásticos que corresponden según la clasificación de Casagrande a suelos SP.

Son materiales de compacidad media-baja, que en este tramo concreto presentan valores del índice N del ensayo SPT que oscilan entre 8 y 19.

Pueden adoptarse por tanto las estimaciones del ángulo de fricción ϕ' que figuran en proyecto de construcción, realizadas en base al ensayo SPT, las cuales asignan un valor de ϕ' variable entre 32° y 36° . La cohesión que presentan las arenas es nula.

Los ensayos de densidad seca y humedad natural presentan los siguientes valores medios:

Densidad seca $\gamma_d = 1,4 \text{ t/m}^3$

Humedad natural: 20,65%

2.4.5. Grupo geotécnico D: arenas finas limosas y limos arenosos

Este nivel geotécnico se sitúa bajo las arenas anteriores e intercaladas con los limos del siguiente grupo geotécnico. Si bien este nivel D se incluye geológicamente dentro del nivel detrítico superior, desde el punto de vista geotécnico se asimila dentro de un mismo nivel junto con el grupo geotécnico E, con el objeto de restar complejidad a los modelos de cálculo mediante elementos finitos.

Por este motivo se presenta en el perfil geotécnico un nivel denominado “arenas finas y limos” que engloba la alternancia de los grupos geotécnicos D y E. No obstante, se caracterizan por separado ambos grupos geotécnicos en este Anejo de Geotecnia

Para el nivel geotécnico D, se han realizado dentro de la campaña complementaria en el área de estudio: 9 ensayos de penetración SPT, 12 tomas de muestras inalteradas y 7 tomas muestras alteradas.

El contenido en finos oscila entre el 42% (arenas finas) y el 99 % (limos arenosos).

Se trata de materiales generalmente no plásticos o con plasticidades variables entre 6 y 17, que corresponden según la clasificación de Casagrande mayoritariamente a suelos tipo ML, y puntualmente a CL-ML, CL o SM.

Presentan valores de resistencia a la penetración SPT en el área de estudio que oscilan entre 6 y 32 golpes.

En lo referente a los valores de resistencia al corte, se han realizado dos ensayos de corte directo consolidado y drenado que arrojan los siguientes valores:

Cohesión $c' = 1,69 - 5,94 \text{ t/m}^2$

Angulo de fricción $\phi' = 24,72-37,20^\circ$

Se cuenta en esta campaña complementaria con un único ensayo edométrico del que se obtiene un módulo edométrico $E_m = 126,5 \text{ kp/cm}^2$.

Los ensayos de densidad seca y humedad natural presentan los siguientes valores medios:

Densidad seca $\gamma_d = 1,62 \text{ t/m}^3$

Humedad natural: 24,78%

2.4.6. Grupo geotécnico E: limos y arcillas

Se trata de limos arcillosos de color gris que alternan con las arenas limosas descritas anteriormente.

El contenido en partículas finas oscila entre el 62,7% y el 99% en los ensayos realizados en la campaña complementaria, dentro de la zona de estudio.

Los ensayos de plasticidad de esta campaña son coherentes con la caracterización del proyecto de construcción: "son materiales mayoritariamente de plasticidad nula según los ensayos efectuados aunque los suelos mas arcillosos pueden presentar plasticidad media con límite líquido entre 35 y 45 e índice de plasticidad entre 15 y 20.

Los ensayos de densidad seca y humedad natural presentan los siguientes valores medios:

Densidad seca $\gamma_d = 1,65 \text{ t/m}^3$

Humedad natural: 23,85%

Según Casagrande se clasifican como suelos tipo ML y CL.

Si bien no se han realizado ensayos de resistencia a compresión simple en la campaña complementaria, pueden extrapolarse los resultados de los ensayos del proyecto de construcción que ofrecen valores inferiores a 1 kp/cm^2 .

El único ensayo de penetración SPT realizado ofrece un índice $N=10$, es decir, algo inferior al rango de valores característicos obtenidos en la campaña del proyecto, variable entre 12 y 15 golpes.

Asimismo, de acuerdo con el proyecto de construcción, pueden adoptarse los valores de los ensayos edométricos, que varían dentro de los siguientes rangos:

Índice de poros inicial e_0 : 0,71-0,89

Índice de compresión C_c : 0,037-0,07

Módulo edométrico: $146\text{-}255 \text{ kp/cm}^2$

Módulos de deformación E : $115\text{-}200 \text{ kp/cm}^2$.

2.4.7. Grupo geotécnico F: gravas y arenas del nivel detrítico inferior

Por debajo de la denominada Cuña Intermedia se reconoce un nivel de gravas y gravillas redondeadas poligénicas con arenas medias a gruesas.

Corresponden a sedimentos fluvio-deltaicos que en los ensayos de penetración SPT realizados en la campaña geotécnica complementaria, ofrecen valores del índice N variables entre 2 y rechazo.

El contenido en finos en los 2 únicos ensayos granulométricos realizados en la campaña complementaria varía entre el 38,6 % y el 46,6 %.

2.5. PARAMETROS DE CÁLCULO

De acuerdo con la campaña de reconocimiento complementaria, y los datos del proyecto de construcción, se establecieron 3 niveles geotécnicos de cálculo, que fueron consensuados con los asesores de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), a los que cabe asignar los parámetros de cálculo que se indican en la tabla 3. En dicha tabla se indican los grupos geotécnicos a los que

corresponden los niveles de cálculo a adoptar en los modelos numéricos, los cuales han sido calibrados de acuerdo con las deformaciones observadas en la instrumentación de las pantallas.

Nivel	Grupos geotécnicos	Densidad (KN/m ³)	Permeabilidad (m/s)	Modulo de elasticidad E (KN/m ²)	Cohesión c' (KN/m ²)	Fricción ϕ' (°)	Dilatancia Ψ (°)
Relleno	A,B	18	1e-04	20.000	1	26	0
Arenas superiores	C	20	1e-04	48.000	1	34	4
Limos y arcillas	D,E	19	1e-08	8.000	1	30	0

Tabla 3. Parámetros de cálculo adoptados en las comprobaciones realizadas a las pantallas de los módulos 31 al 44.

3. REFUERZO DE LAS PANTALLAS Y EXCAVACIÓN DEL FALSO TÚNEL DEL LADO UIC. MÓDULOS 31-44

Como consecuencia de la aparición de unas fisuras en las edificaciones y en las calles próximas a la vía existente de RENFE, a lo largo de unos 350 m en la alineación que configura la vía. En la Figura 4 se recoge la disposición de la vía, la ocupación de las obras en ejecución y la situación de viviendas afectadas.

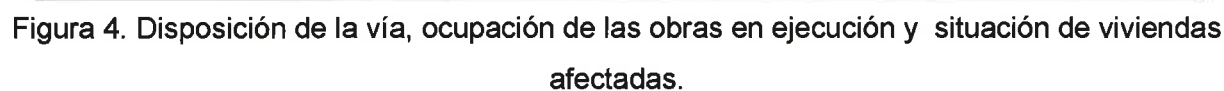
El dimensionamiento de la zona entre los módulos 31 y 44, se realiza a petición de ADIF con dos objetivos: identificar las causas de las lesiones observadas y proponer modificaciones al proceso constructivo previsto en el proyecto.

Para dar respuesta a estas preguntas, se efectuó un análisis de la cimentación del proyecto y del comportamiento de la obra ejecutada hasta ahora. Se desarrolló también un modelo de cálculo que reproduce, en esencia, el proyecto en todas sus fases. De esta manera, fue posible simular las obras ya efectuadas y su continuación. En el modelo es posible estimar los movimientos del terreno en el entorno de la obra y juzgar el riesgo de deformaciones de los edificios en el proceso constructivo.

Con este estudio se estimaron las medidas a realizar a las pantallas y al terreno para minimizar las deformaciones que se producían en la zona de ubicación de las casas, con el fin de evitar el progreso de las fisuras aparecidas en las viviendas colindantes a la obra.

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ADJUDICADO

El proyecto en aquel momento en ejecución, preveía la construcción de un falso túnel para alojar las vías del tren AVE y el soterramiento de la actual línea de ferrocarril convencional. Ello se conseguía mediante la construcción de tres pantallas paralelas en el terreno. Las vías discurren por una losa inferior que arriostra las pantallas, situada a una profundidad aproximada de 6.50 m con relación a la losa superior. Las tres pantallas configuran dos falsos túneles. En la fecha de aparición de las fisuras en las casas estaban construidas las dos pantallas que alojaban la línea de ferrocarril existente de RENFE, lado IB. Quedando por construir la tercera pantalla (UIC2), la que constituye el lado UIC, que se situaba más próxima a las edificaciones afectadas, y las dos losas, superior e inferior, que configuraban el túnel por donde circula el tren de alta velocidad, lado UIC . La nueva pantalla y la necesaria excavación se acercaban, por tanto, más a la posición de las viviendas afectadas.



3.2. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

La solución adoptada de mejora para la reducción de las deformaciones en la zona de las viviendas afectadas, y que el progreso de las fisuras aparecidas fuera lo menor posible, consistió en la ejecución de unos estampidores de Jet Grouting secantes por debajo de la cota inferior de solera, de 4 m de espesor, siendo estos de diámetro aproximado 2000 mm, y estando los centros de los ejes de Jet Grouting a 1.32-1.41 m de distancia, por lo que los taladros son secantes entre 60-80 cm.

También se ejecutó un estampidor en la misma secuencia que el estampidor inferior, de espesor 1.50 m, justo debajo de la ubicación de la cubierta, ejecutándose el mismo mediante excavaciones de hormigón en masa. En la zona donde se tenía ménsulas corta de apoyo de las cubiertas, el estampidor superior se situaba al menos un metro por debajo de la ménsula, con el objeto de tener suficiente apuntalamiento en la parte superior para cuando se realizaba la excavación de la parte superior.

También se disponía un apuntalamiento metálico provisional, consistente en perfiles metálicos HEB 300 distanciados 6.00 m de longitud, aproximadamente, colocados en cabeza de las pantallas en los módulos donde el alzado de las pantallas sobresalía sobre la cota de cubierta. En aquellos módulos en los que esto no sucedía se realizó una prezanja para alojar en su interior el codal metálico contra las pantallas adyacentes, hasta que se llegaba con la cubierta a dicha posición, en el que se podía retirar. Los codales provisionales metálicos se retiraban una vez colocada y hormigonada la cubierta superior.

Dado que el terreno era muy sensible a las actuaciones que se realizan sobre él, había que limitar el tamaño de los bataches para evitar las deformaciones y vibraciones inducidas producidas por el proceso de ejecución de los mismos y su estabilidad, no debiendo ejecutarse bataches de más de 3 m de longitud, empleándose para la ejecución de los mismos hidrofresas que disminuían estos fenómenos.

Había que tener precaución en la ejecución de la preexcavación, que se realizaba anteriormente a la ejecución de la pantalla y la excavación entre pantalla previa al apuntalamiento de la cubierta.

Las labores indicadas eran de carácter general para el conjunto de las pantallas y excavaciones de la obra. Además de lo anterior había que analizar la situación y evolución probable de las

casas limítrofes, clasificándolas inicialmente, en construcciones que no presentarán problemas con la actuación general prevista y edificaciones que requerían un tratamiento específico, para después definir el mencionado tratamiento específico que cada una de estas casas requería

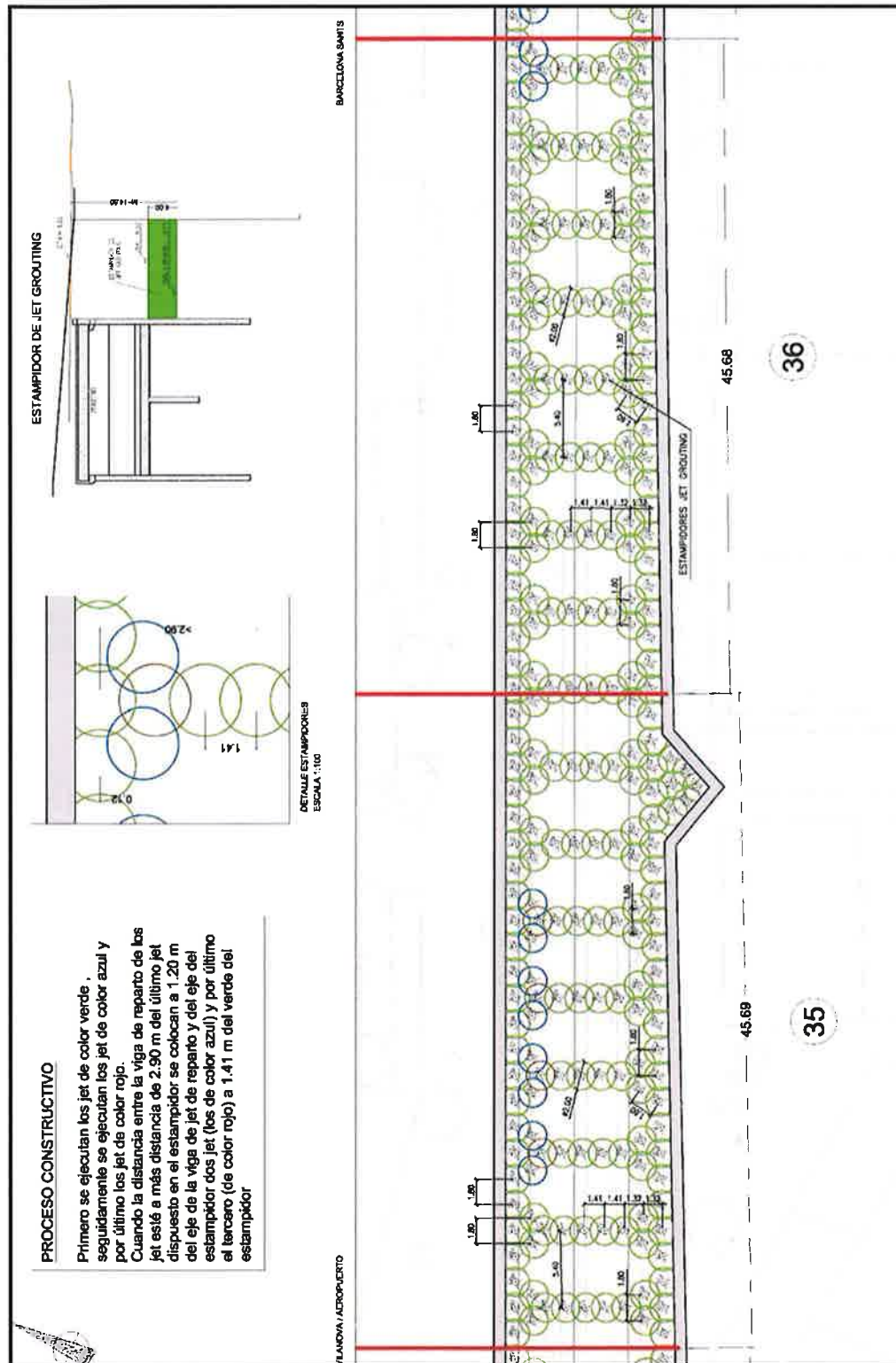


Figura 5. Planta con la distribución de Jet Grouting en la zona de los módulos 31 y 44.

Se realizó un estudio de posible mejoras del terreno del trasdós de la pantalla, poniéndose de manifiesto que no resultan todo lo eficaces que se presuponían, puesto que no reducían las deformaciones.

Debían extremarse las labores de control y auscultación durante la ejecución de las fases que faltaban por ejecutarse y había que comprobarse objetivamente que todo está estabilizado antes de continuar con la ejecución posterior.

Por ello se realizó un recinto de pruebas en el que se observaba si la situación aquí desarrollada obtenía las mejoras que se observaban en la modelización. Dicho recinto de pruebas se encontraba definido con la diferente instrumentación a disponer para realizar la auscultación pertinente.

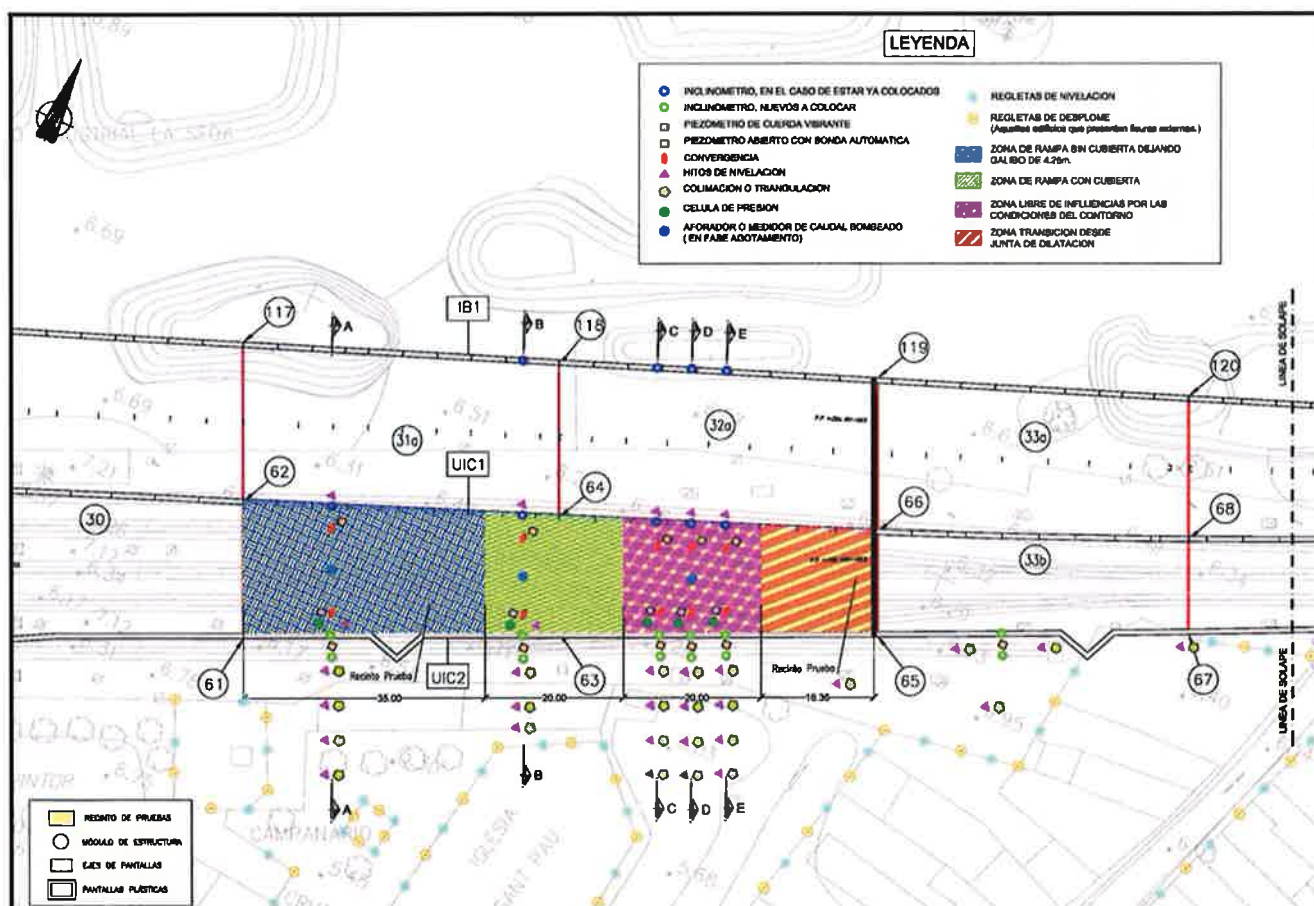


Figura 6. Planta con la instrumentación del Recinto de Pruebas.

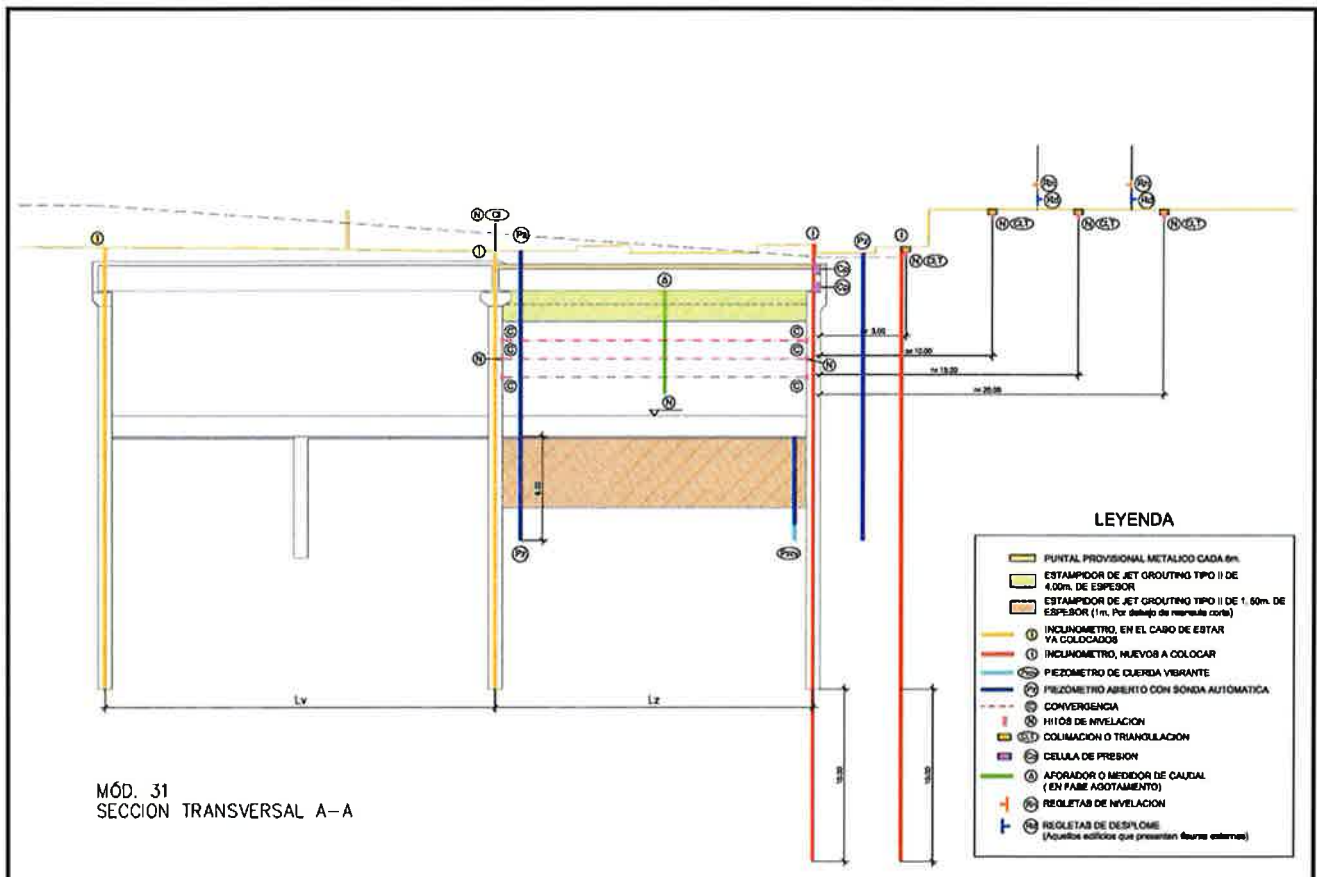


Figura 7. Sección transversal con la instrumentación del Recinto de Pruebas.

En el resto de los módulos había que colocar tuberías con profundidad suficiente para poner considerar el punto del fondo como fijo, incluso perforando dicho tubo por debajo del fondo de la pantalla, en aproximadamente cinco metros, para asegurarse que dicho punto es fijo. Para ello se colocaba una camisa atada a las armaduras de la pantalla, una vez hormigonadas estas, se reperforaba, a través de la camisa, hasta la profundidad deseada, colocando el tubo inclinométrico y se sellaba el contacto camisa - tubo. Se realizaba también un seguimiento mediante topografía de los puntos de la cabeza de las tuberías instaladas, que estaban dispuestas en un número superior al de inclinómetros por si alguna de ellas sufría algún tipo de deterioro.

Se realizaban lecturas topográficas periódicas, realizándose una campaña antes y después del inicio y final de cada una de las diversas fases constructivas.

Se controlaba el sistema para el rebaje del nivel freático dentro del recinto, de tal forma que se pudiera controlar con precisión la situación del nivel de agua en todo momento con el fin de no

exceder de lo estrictamente necesario para la ejecución de la excavación y la construcción de la losa inferior. Para ello, se disponían pozos de bombeo distribuidos y se media el nivel freático mediante varios piezómetros que cubrían razonablemente el área de excavación.

Se procedió a recalcular las pantallas para comprobar y validar el armado definido en las fases precedentes de proyecto. Se recalcularon las mismas bajo el nuevo proceso de construcción que se define a continuación, tanto en la situación transitoria, como persistente y accidental.

El cálculo tiene en cuenta los codales metálicos proyectados cada 6 m, el tratamiento mediante jet bajo cubierta y solera, el rebaje del nivel freático antes de ejecutar la cubierta y la fase accidental de sismo.

Las soleras definidas en fases anteriores de proyecto se comprobaron que tenían capacidad estructural suficiente para resistir las subpresiones del terreno y trasladar la carga mediante pasadores de acero inoxidable o galvanizados a las pantallas laterales sin que hubiera problemas de flotabilidad.

3.3. CALCULO DE RIDO

El cálculo de las pantallas se llevó a cabo con el programa de cálculo francés RIDO 4, desarrollado por Robert Fages Logiciels. Dicho programa fue puesto a punto durante la construcción del Metro de Lyon y utiliza la hipótesis de Winkler con un coeficiente de balasto que puede variar con la tensión vertical:

$$K_h = K_{h0} + \alpha \sigma_v$$

Los empujes varían linealmente con el desplazamiento horizontal de la pantalla desde su posición de reposo inicial, hasta los valores de plastificación correspondientes a los valores de empuje activo o pasivo. El cálculo permite, además, seguir paso a paso la secuencia de trabajos, calculando en cada momento las fuerzas que minimizan la energía elástica de todos los elementos implicados.

La amplia experiencia de estos cálculos obtenida en distintas obras, ha permitido comprobar que los resultados obtenidos con parámetros habituales conducen a diseños del lado de la seguridad.

Con objeto de mejorar el terreno en el intradós de las pantallas, limitar las deformaciones y consiguientes asentamientos en el trasdós de las pantallas del falso túnel, se trata el terreno mediante cordales de jet grouting que mejoran las características del terreno tratado.

Se proyectan dos franjas de terreno tratado por debajo de la cubierta de aproximadamente 1,50 m de espesor y de 4,00 m por debajo de la solera.

Se considera que las columnas de jet tienen las siguientes características geomecánicas:

- Resistencia característica 28 días = 10 MPa
- Angulo de rozamiento = 28°
- Módulo de balasto horizontal = 100.000 Tn/m³

A la hora de calcular las características de las capas del terreno tratado, se realiza una media aritmética de las características geotécnicas del terreno sin tratar y de las columnas de jet, considerando como cohesión de las columnas de jet:

- Cohesión

$$c = \left(\frac{f_{ck}}{2} \right) * \left(\frac{(1 - \sin \varphi)}{\cos \varphi} \right)$$

Con objeto de minorar, del lado de la seguridad, los parámetros geotécnicos del terreno tratado se reduce por *una quinta parte (1/5)* el anterior valor de la cohesión y por *una tercera parte (1/3)* el valor del módulo de balasto horizontal.

El nivel freático se localiza, aproximadamente, a la cota +1.00 y se considerará hidrostático.

Se considera en las distintas fases de excavación el agotamiento en el intradós del falso túnel, recobrándose el nivel freático por debajo de la solera una vez cerrado el pozo.

Las cargas consideradas en las pantallas son las debidas a los momentos que las cargas verticales transmiten a las mismas debido a la excentricidad de los apoyos.

Las cargas consideradas en la cubierta son las de peso propio (2.5 t/m³), carga de tierras (1.8 t/m³) y sobrecarga encima de la misma (1.5 t/m²). En los apoyos en ménsula se considera un brazo de 0.65 m y en el resto de apoyos del lado de la seguridad de 0.10 m.

Del lado de la seguridad, se considera que la solera transmite a la pantalla en forma de momento, su carga de peso propio y la subpresión que soporta, estimándose este momento como la décima parte (1/10) del momento máximo del centro de vano de una viga biempotrada ($(p \cdot l^2)/24$)

Como sobrecargas en el trasdós de la pantalla se consideran las siguientes; carga de tierras por encima de la cota del terreno con un peso específico de 1.8 t/m^3 , como sobrecarga de tráfico se adopta una sobrecarga uniforme, de acuerdo a la IAP, igual a 1.0 t/m^2 y como sobrecarga de las edificaciones colindantes se considera una sobrecarga de 1.0 t/m^2 por planta situada la planta baja de la vivienda o edificación considerada.

Dado que las pantallas están situadas en una zona sísmica el efecto del sismo se ha tenido en cuenta considerando una fase accidental de sismo con las siguientes características:

La aceleración de cálculo se corresponde a los siguientes parámetros:

- Aceleración básica = $0,04 \cdot g$
- Coeficiente de riesgo = 1,30
- Coeficiente del suelo = 2,00

De acuerdo a estos valores la aceleración de cálculo a considera es $0,104 \cdot g$

El efecto del sismo en las pantallas se traduce en los siguientes efectos más significativos;

- Aumento de los empujes del terreno debidos a la acción sísmica y disminución de los empujes pasivos del terreno en la zona empotrada.
- Aumento de los empujes del agua en el lado activo y disminución de los efectos favorables del agua en el lado del empotramiento.

Por debajo del nivel freático el incremento del empuje en cada punto se ha calculado con la siguiente expresión:

$$\Delta E = \frac{7}{8} \cdot \frac{a_h}{g} \cdot \gamma_w \cdot h_z$$

siendo:

- a_h : aceleración de cálculo horizontal
- g : aceleración de la gravedad
- h_z : profundidad
- γ_w : peso específico del agua.

3.3.1. Comprobaciones realizadas

En estado límite de servicio se comprueban las deformaciones de la estructura y la relación entre el empuje pasivo movilizado y el posible (no se comprueba fisuración al igual que en el proyecto adjudicado).

En todos los casos las deformaciones son admisibles y los valores de empuje pasivo movilizado con respecto al posible resultan admisibles.

Para estado avanzados de carga se comprueba el estado límite de tensiones normales (flexo compresión) y tangenciales (cortante). La armadura dispuesta en fases anteriores cubre las cuantías geométricas, mecánicas y de cálculo.

3.4. CÁLCULO DE PLAXIS

Se realiza un análisis de comportamiento de la estructura del falso túnel ante las diferentes fases en la que se acomete la ejecución de las obras, con el objeto de ver la evolución de las deformaciones tanto en el suelo como en las pantallas y dilucidar su posible afección a los edificios colindantes. El modelo de cálculo se calibra partiendo de los datos de proyecto y se comprueba que los resultados así obtenidos son similares a lo observado a través de la auscultación.

Sobre la base de las investigaciones realizadas, se emiten unas conclusiones y unas posibles medidas de actuación para limitar el avance de las fisuras aparecidas en las fachadas de las edificaciones cuando se realicen las nuevas fases de ejecución de las obras.

3.4.1. Modelo desarrollado

3.4.1.1. El terreno

El terreno está constituido por depósitos deltaicos de compresibilidad elevada en general. En superficie (cota media absoluta +6 m) aparecen rellenos modernos de baja consistencia y una delgada capa de arcilla de baja consistencia. Entre las cotas +2 y -8 m existe un estrato de arenas limosas de granulometría variable y compacidad variable pero con frecuencia aparecen niveles de deformabilidad alta. Por debajo, a partir de la cota -8 m existe un potente estrato de arcillas y limos de consistencia baja-media (consistencia que se incrementa con la profundidad) hasta la cota -34 m. En esta cota aparece un estrato competente de gravas. El nivel freático aparece de forma sistemática entre las cotas +1 y +2 m.

3.4.1.2. Modelo de cálculo

Las secciones normales al trazado de la obra, dentro de los PK afectados son esencialmente similares. Se eligió, por tanto una sección transversal representativa, aquella que discurre a lo largo de la calle Manuel Bertrand. Esta sección coincide aproximadamente con una sección de instrumentación de las dos pantallas ya ejecutadas, en aquel instante, de modo que se disponía en ellas de medida de movimientos laterales, mediante inclinómetros.

La sección de cálculo se extendió ampliamente a ambos lados de la obra para cubrir con holgura toda la banda de terreno posiblemente afectada. En la Figura 8 se reproduce el modelo. Los estratos principales (rellenos, arenas, arcillas y gravas inferiores) se suponen horizontales, como ocurre con poco error en la realidad. El límite inferior (contacto arcillas-gravas) se supone rígido, a efectos mecánicos. En la Figura 9 aparece un detalle de los falsos túneles. La conexión pantalla – losa superior se ha materializado mediante rótulas.

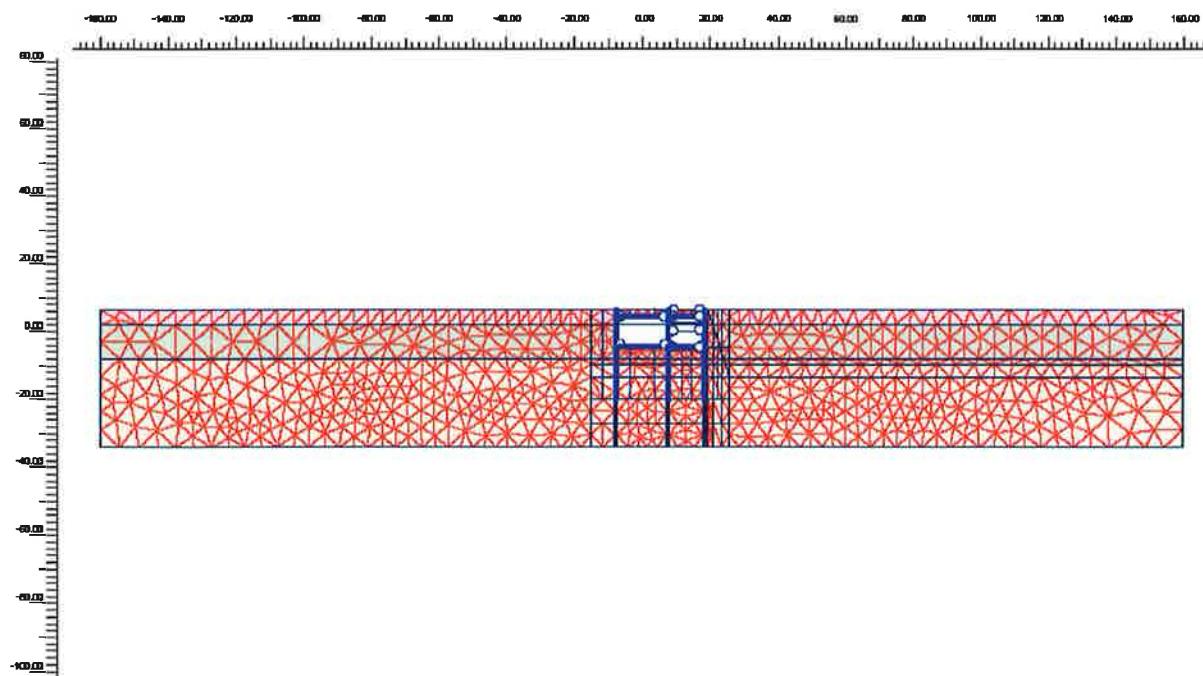


Figura 8: Zona considerada en el modelo de cálculo (320.0 m de longitud y 40.5 m de altura)

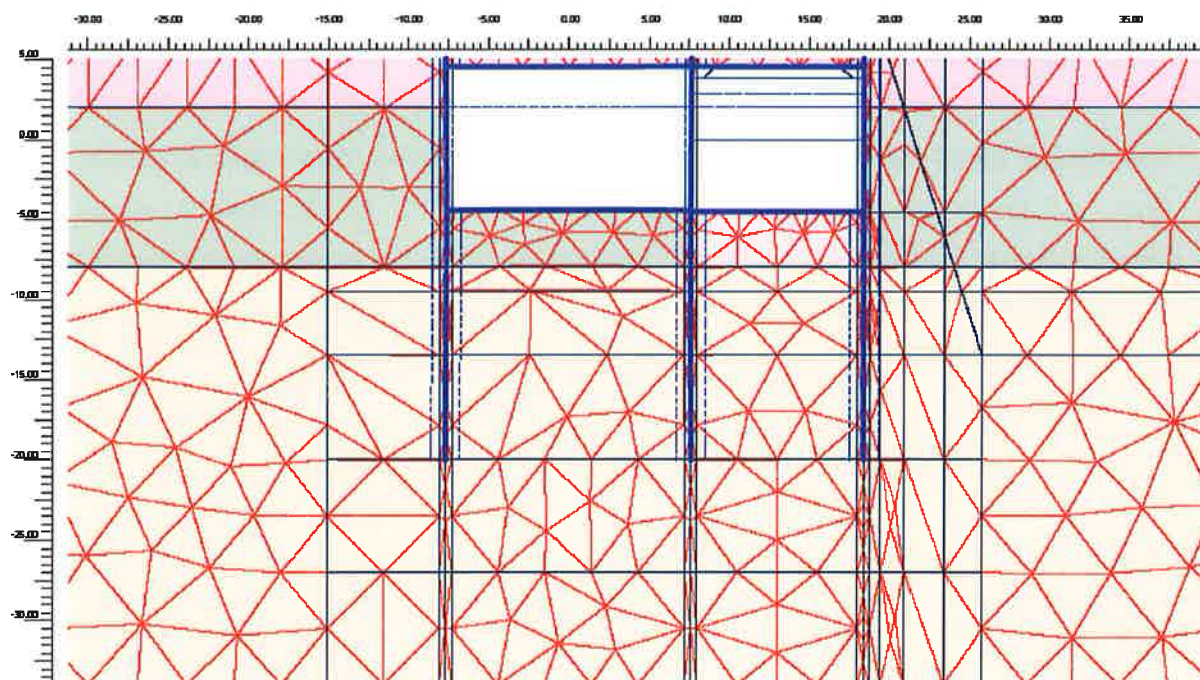


Figura 9: Detalle de la zona alrededor de los falsos túneles de la vía IB (izda.) y de la vía UIC.

El cálculo se realiza con ayuda del programa Plaxis 2D, versión 8.2.4 con la hipótesis de deformación plana. Todos los estratos se caracterizan mediante un modelo "hardening soil". Los parámetros constitutivos de cada suelo se resumen en la Tabla 4.

Estrato	γ [kN/m ³]	k [m/s]	E_{so}^{ref} [kN/m ²]	E_{cond}^{ref} [kN/m ²]	E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	ν_{ur} [-]	p_{ref} [kN/m ²]	m [-]	K_0^{ref} [-]	R_f [-]
Relleno	18.0	1×10^{-4}	20000	20000	100000	1.0	26.0	0.0	0.20	100	0.7	0.562	0.9
Arenas superiores	20.0	1×10^{-4}	48000	48000	240000	1.0	34.0	4.0	0.20	100	0.6	0.441	0.9
Limos y arcillas	19.0	1×10^{-8}	8000	8000	40000	1.0	30.0	0.0	0.20	100	0.9	0.500	0.9

Tabla 4: Valores de los parámetros básicos y los del modelo "hardening soil" adoptados para los estratos considerados

Los parámetros se han elegido inicialmente a la vista de la información geotécnica disponible. Se ajustaron hasta sus valores definitivos con el criterio de que se reprodujeran las medidas inclinométricas efectuadas en la pantalla central de la obra, siempre en consenso con los asesores geotécnicos de la UPC.

Las etapas de cálculo reproducen lo previsto en proyecto, que coincide con la secuencia de ejecución en la obra efectuada hasta ese instante. En la continuación de la obra se han introducido cambios con el objetivo de analizar su influencia sobre los movimientos inducidos en el trasdós de las pantallas exteriores. En la Tabla 5 se indica la secuencia de cálculo.

Fase	Descripción
1	Ejecución pantallas 0.80 m en IB
2	Excavación hasta cubierta IB
3	Ejecución vigas Pujol 1.20 m en IB
4	Excavación hasta solera IB y NF a -4.50 m
5	Ejecución solera 1.20 m en IB
6	NF a 2.00 en IB
7	Ejecución pantalla 0.80 m en UIC
8	Excavación hasta cubierta UIC
9	Ejecución placa alveolar 0.80 m en UIC
10	Excavación hasta solera UIC y NF a -4.50 m
11	Ejecución solera 0.80 m en UIC
12	NF a 2.00 en UIC

Tabla 5: Secuencia de cálculo del proyecto de referencia.

Estas son las diferentes fases que recogen el proceso constructivo del proyecto adjudicado. Y cuyo croquis de modelizado se recogen a continuación de cada una de ellas.

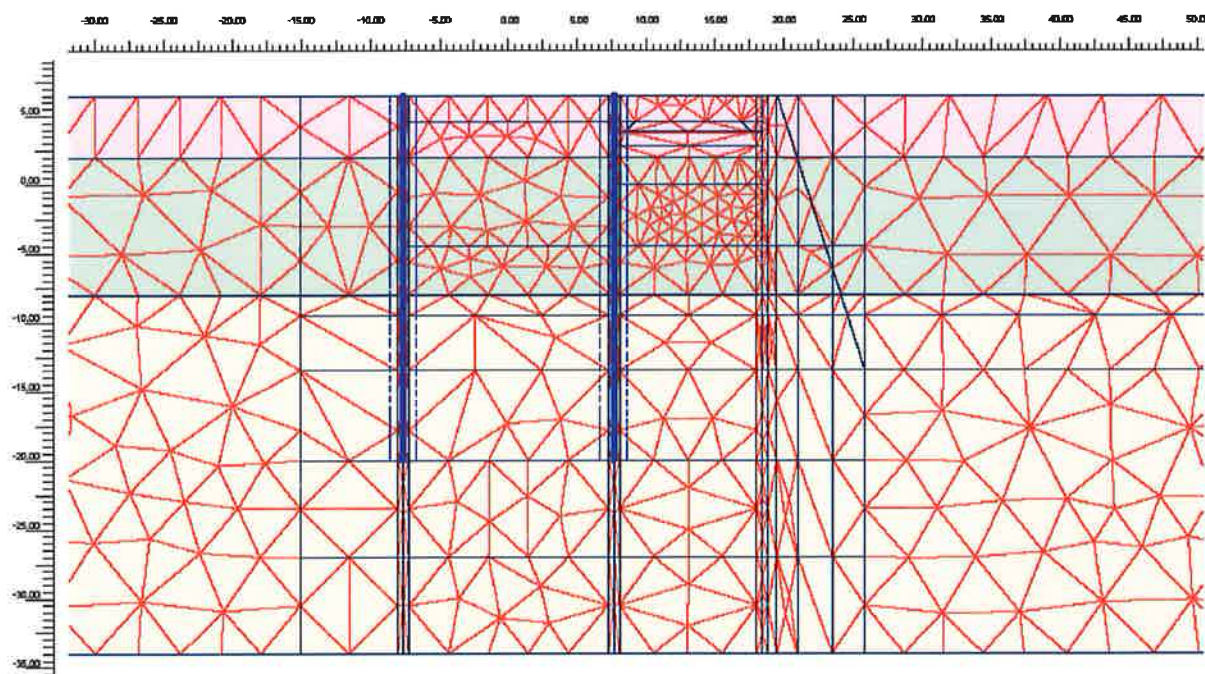


Figura 10: Fase 1. Ejecución pantallas 0.80 m en IB.

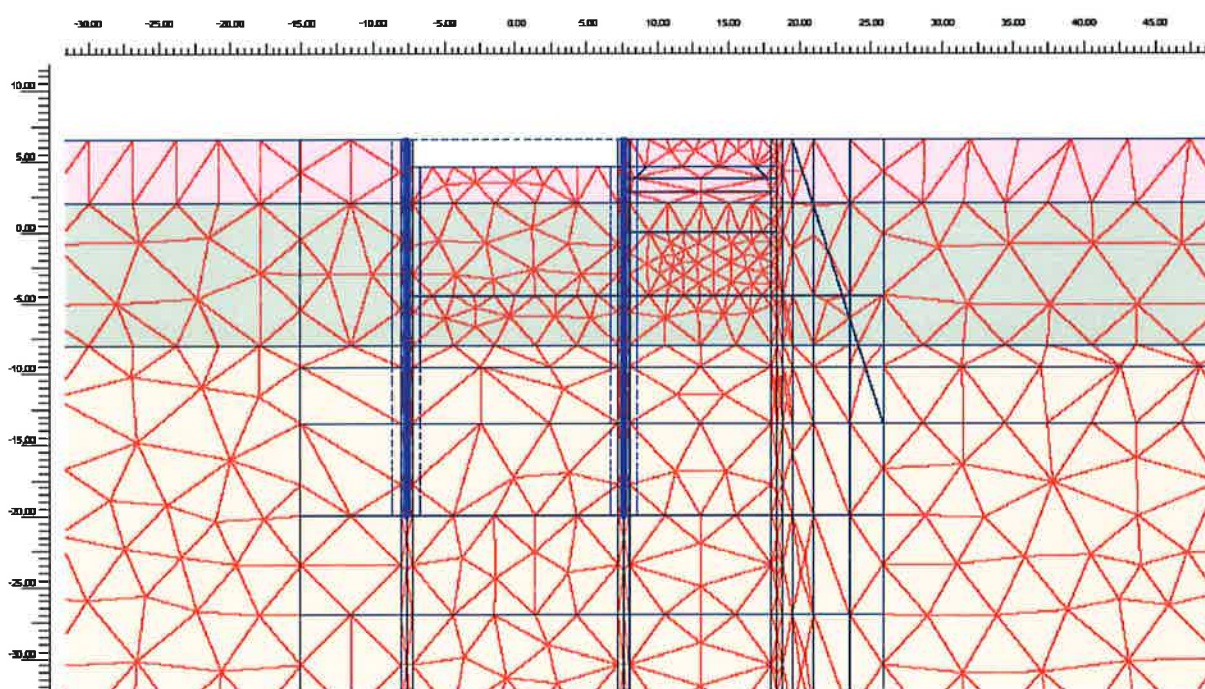


Figura 11: Fase 2. Excavación hasta cubierta IB.

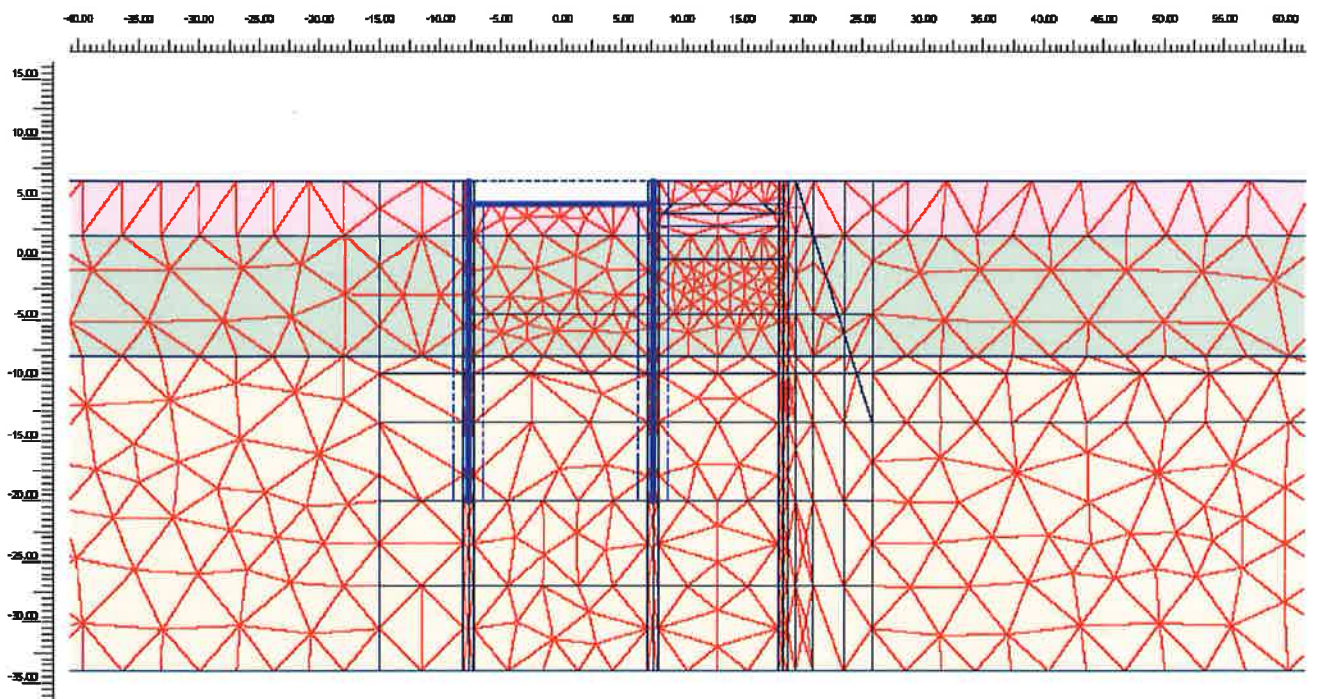


Figura 12: Fase 3. Ejecución vigas Pujol 1.20 m en IB

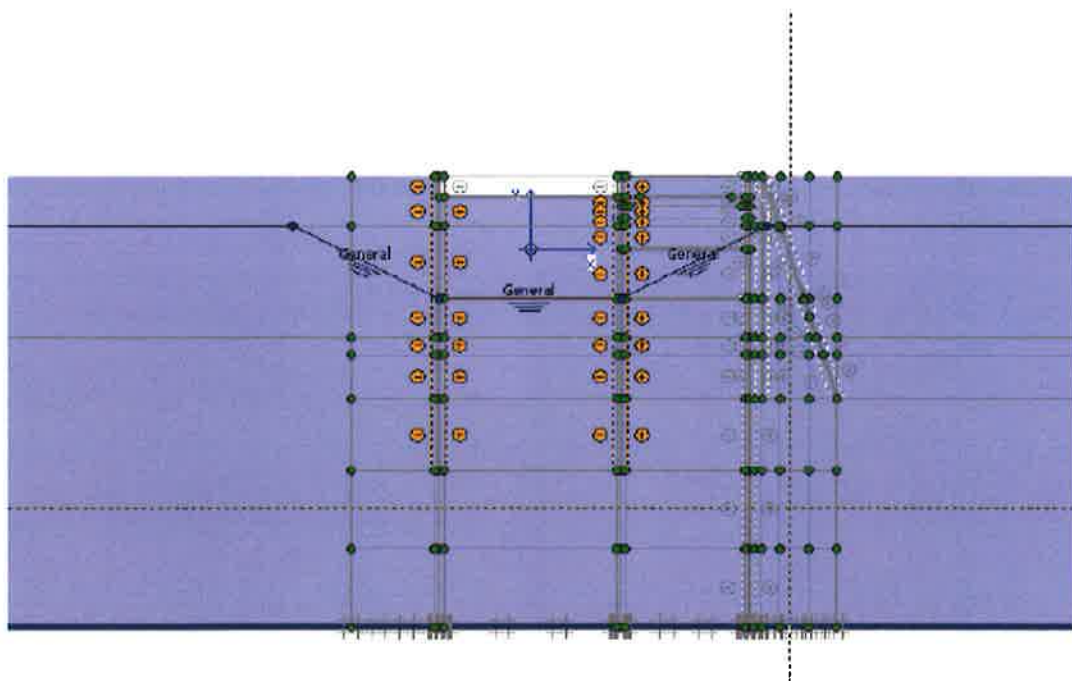


Figura 13: Fase 4.1. Agotamiento del Nivel freático (NF) a -4.50 m lado IB

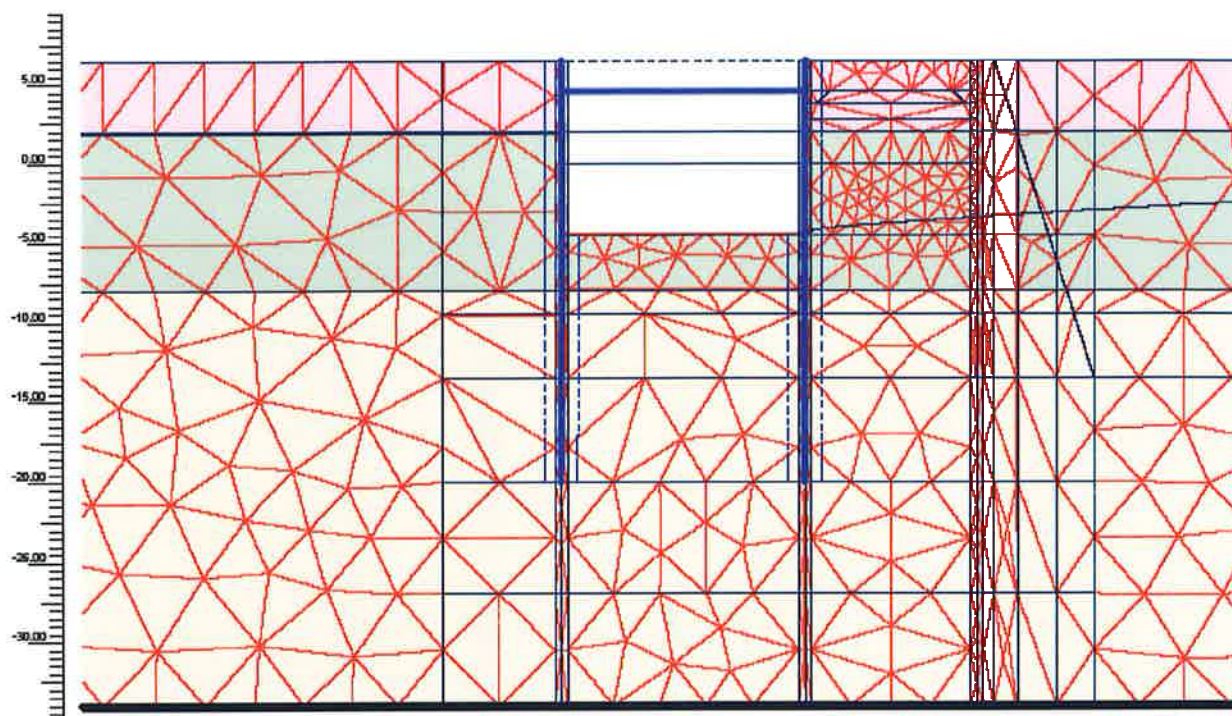


Figura 14: Fase 4.2. Excavación hasta solera IB cota -4.50 m

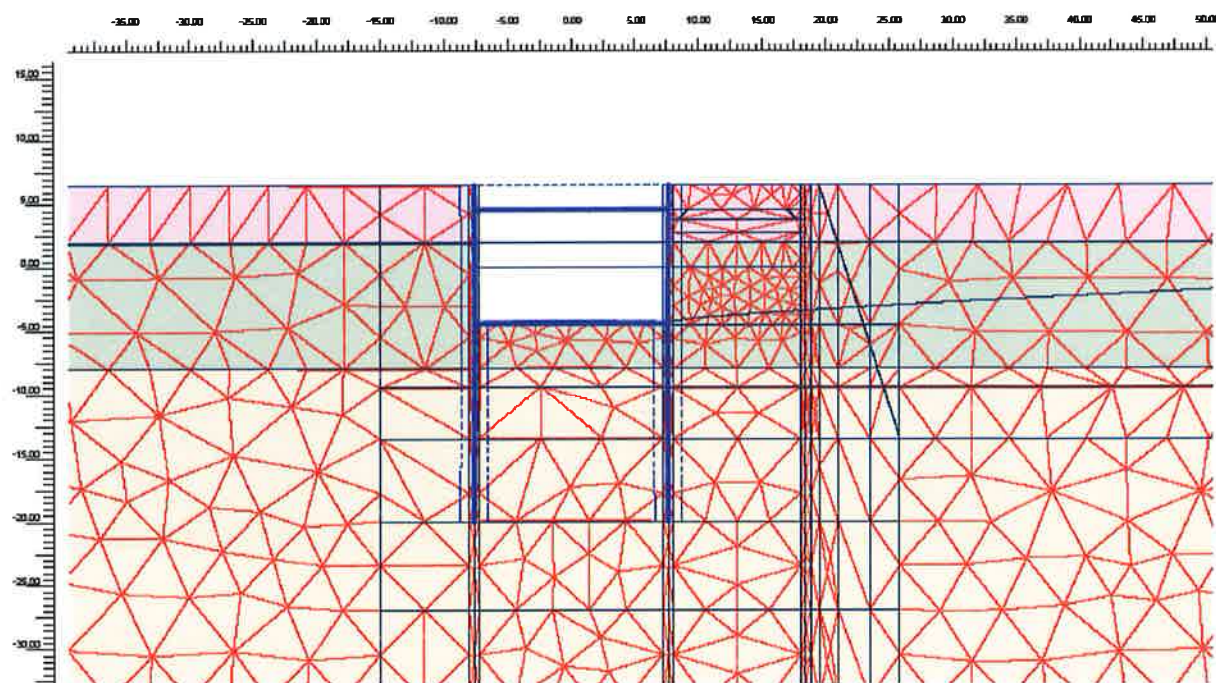


Figura 15: Fase 5. Ejecución solera 1.20 m en IB

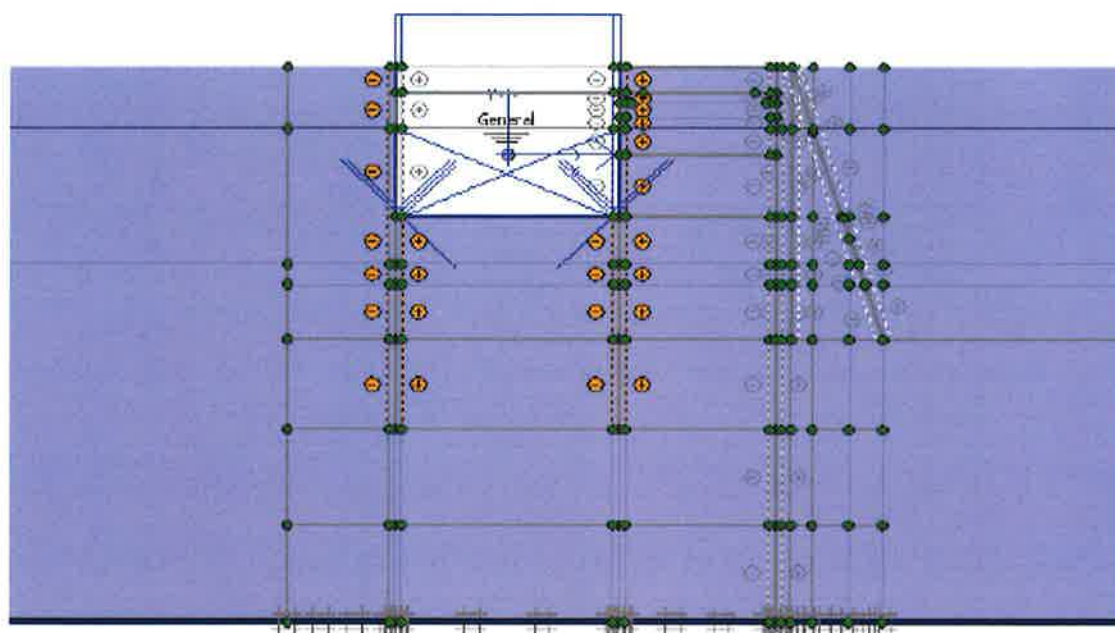


Figura 16: Fase 6. Subida del NF a 2.00 en IB

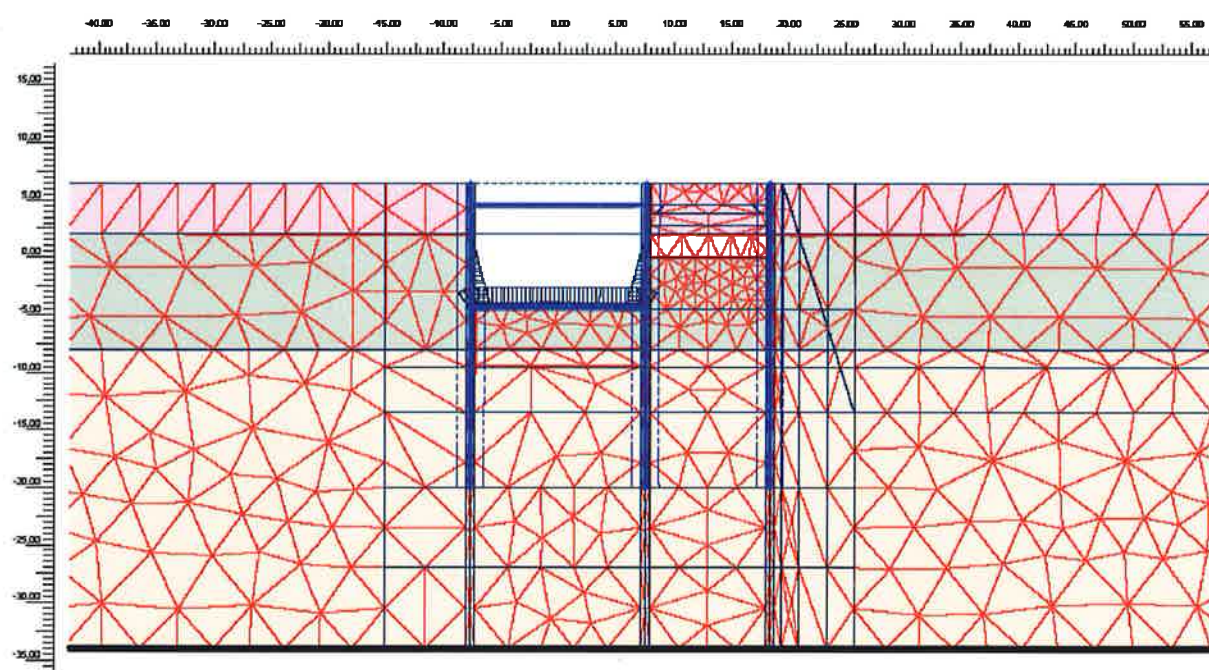


Figura 17: Fase 7. Ejecución pantalla 0.80 m en UIC

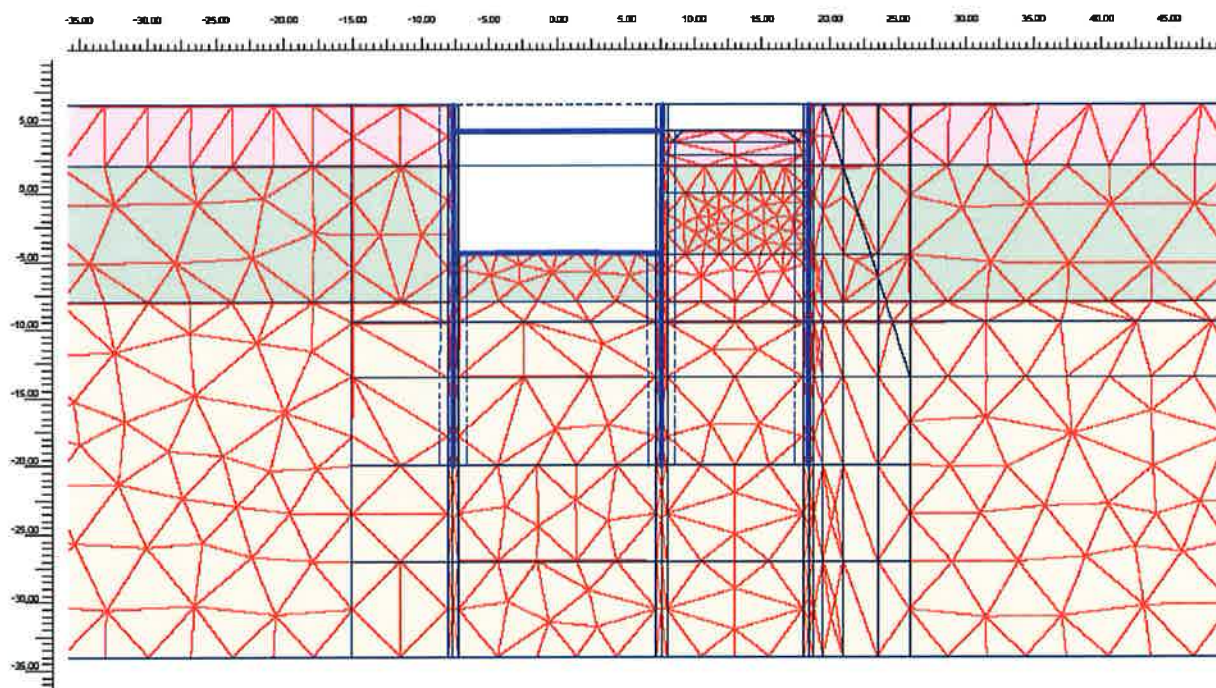


Figura 18: Fase 8. Excavación hasta cubierta UIC

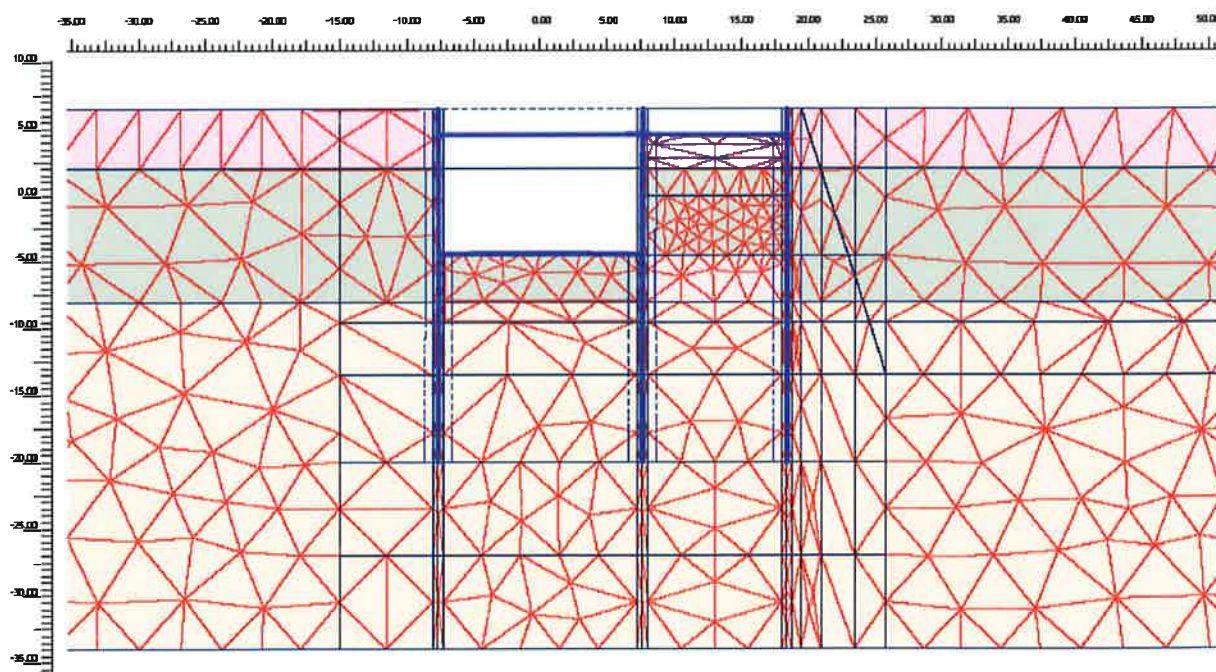


Figura 19: Fase 9. Ejecución placa alveolar 0.80 m en UIC

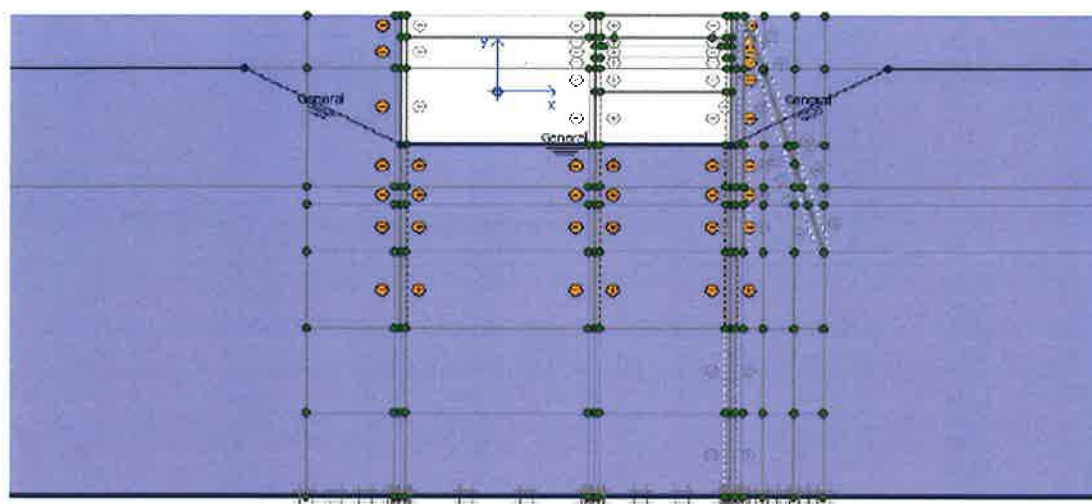


Figura 20: Fase 10.1. Agotamiento del Nivel freático (NF) a -4.50 m lado UIC

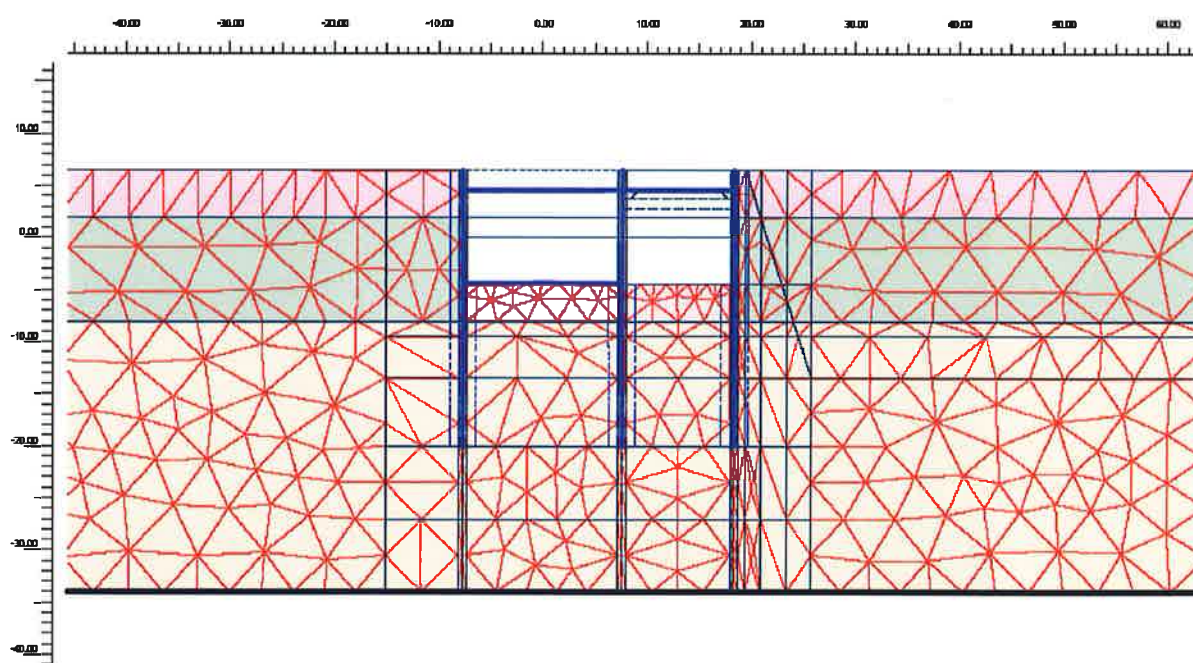


Figura 21: Fase 10.2. Excavación hasta solera UIC cota -4.50 m

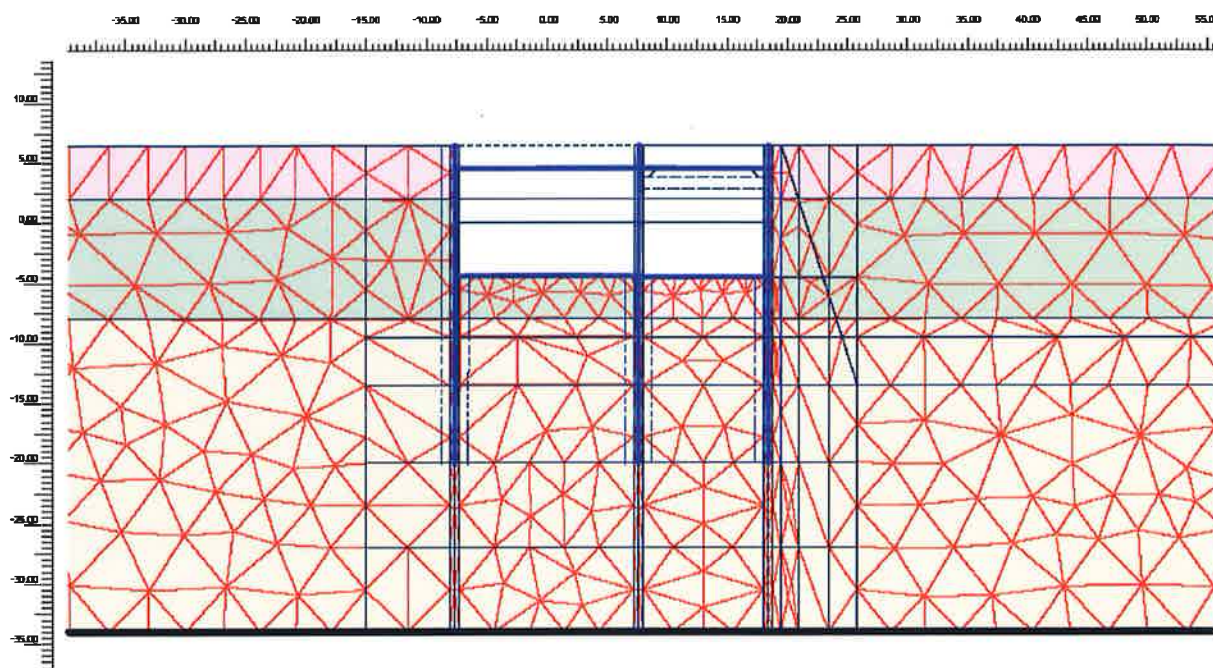


Figura 22: Fase 11. Ejecución solera 0.80 m en UIC

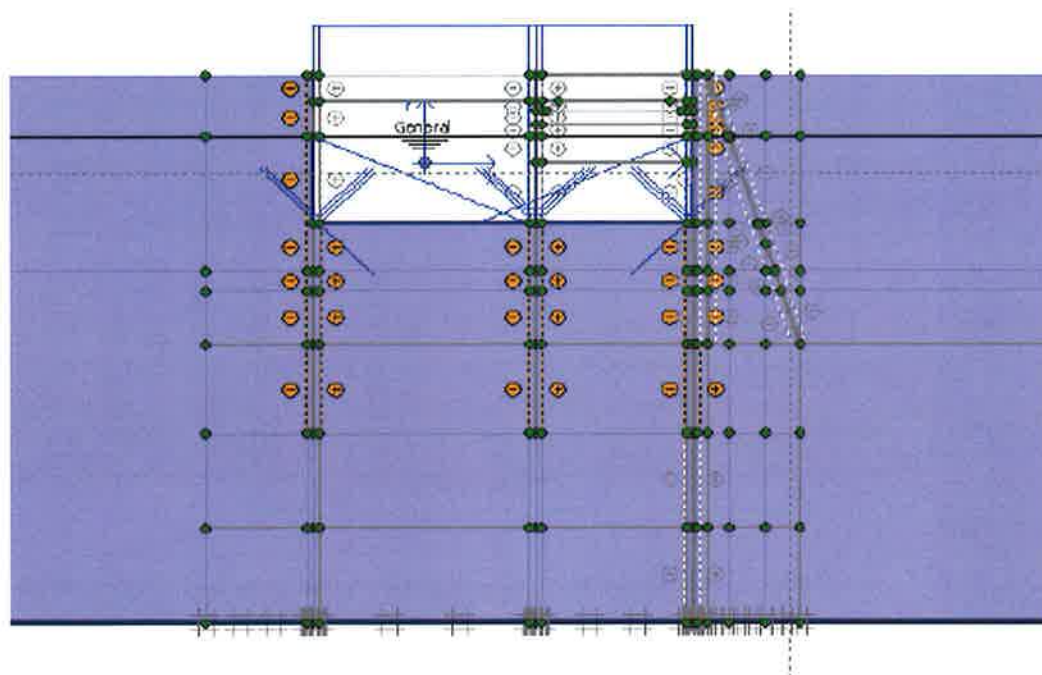


Figura 23: Fase 12. Subida del NF a 2.00 en UIC

3.4.2. Análisis de la obra efectuada

Se reproduce en la Figura 24 los desplazamientos horizontales calculados en la pantalla central del proyecto, al finalizar la obra, una vez restablecido el nivel piezométrico a su nivel original.

Desplazamientos horizontales pantalla UIC1 en calle M. Bertrand (pk 201+525)

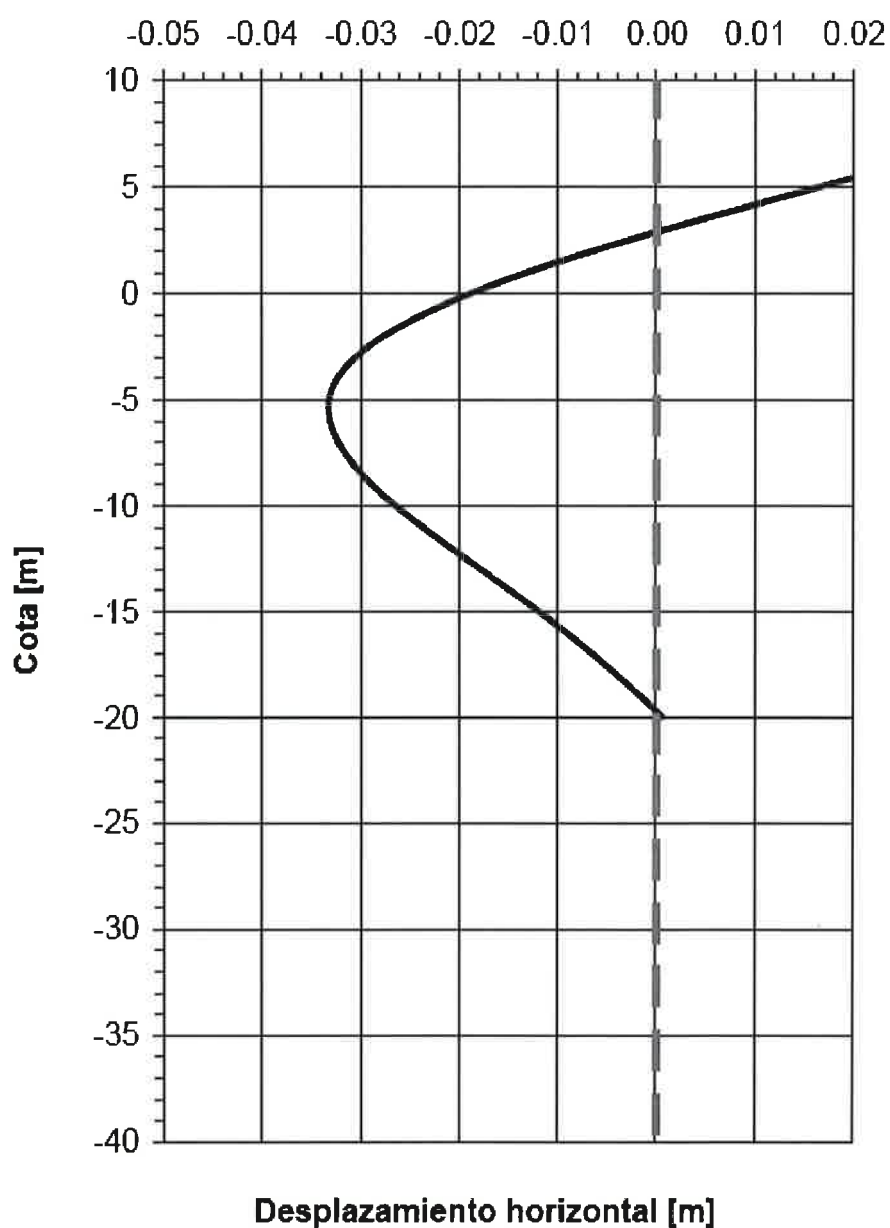


Figura 24: Obra efectuada. Movimientos calculados. Fase final.

En la Figura 25 se indican las últimas medidas en el inclinómetro de la pantalla correspondiente al perfil analizado, una vez que aparecen las fisuras en las casas. Se aprecia la buena correspondencia general de los dos gráficos. Se debe tener en cuenta que los inclinómetros instalados no arrancan en un punto de movimiento nulo de las pantallas. En efecto, en la sección de arranque del inclinómetro cabe esperar un desplazamiento que afecta al resto de lecturas. En definitiva, los movimientos reales serán algo superiores a los medidos aunque no es posible establecerlos con precisión. Por ello se ajustó el modelo para que los movimientos calculados sean algo superiores a los medidos en el inclinómetro de referencia.

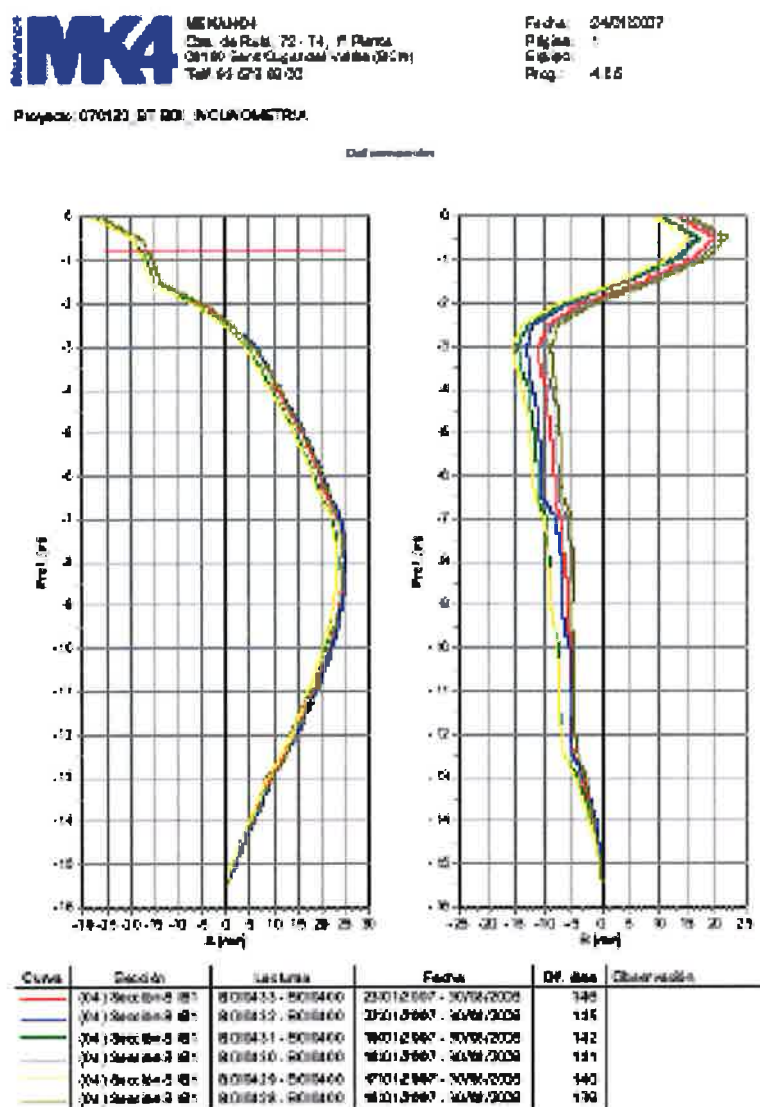


Figura 25: Últimas medidas en inclinómetros, antes de la aparición de las fisuras en las casas.

En las Figuras 26 y 27 se presentan los movimientos horizontales y verticales calculados para la etapa del final de la excavación. Con los ejes adoptados, la fachada de las viviendas que dan a la calle Ferrocarril están situadas en la abscisa $x = 23$ m.

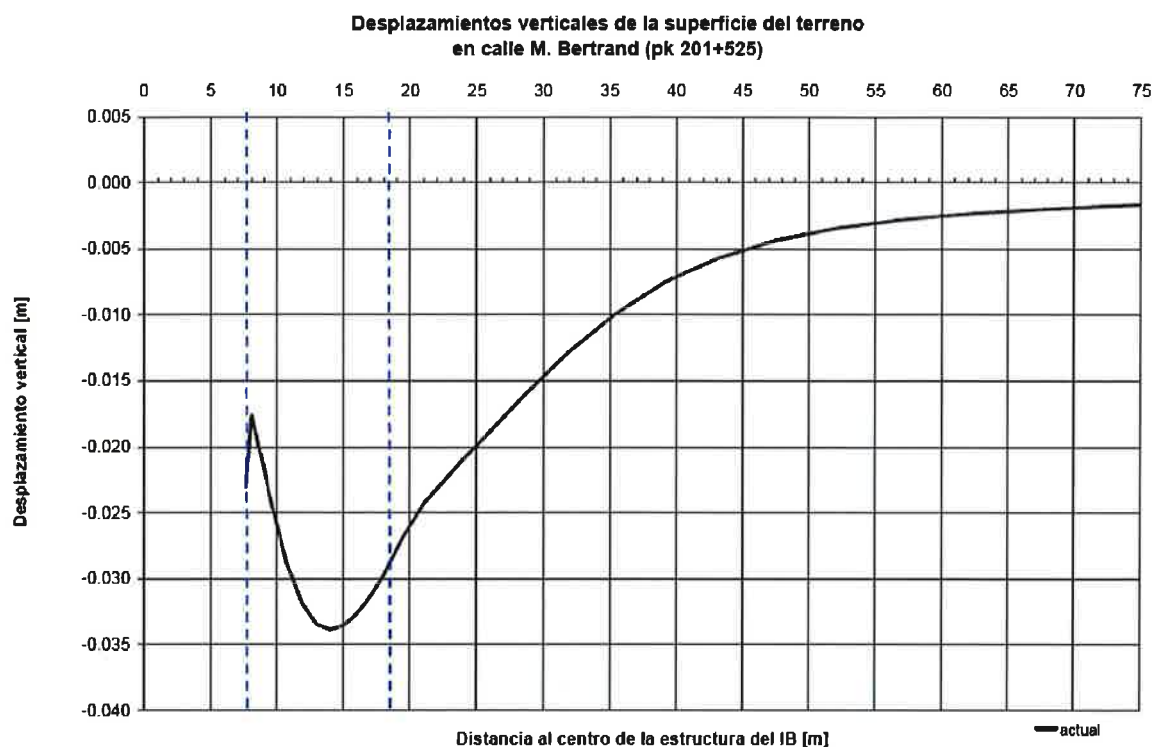


Figura 26: Obra efectuada. Movimientos verticales calculados en el trasdós de la pantalla.

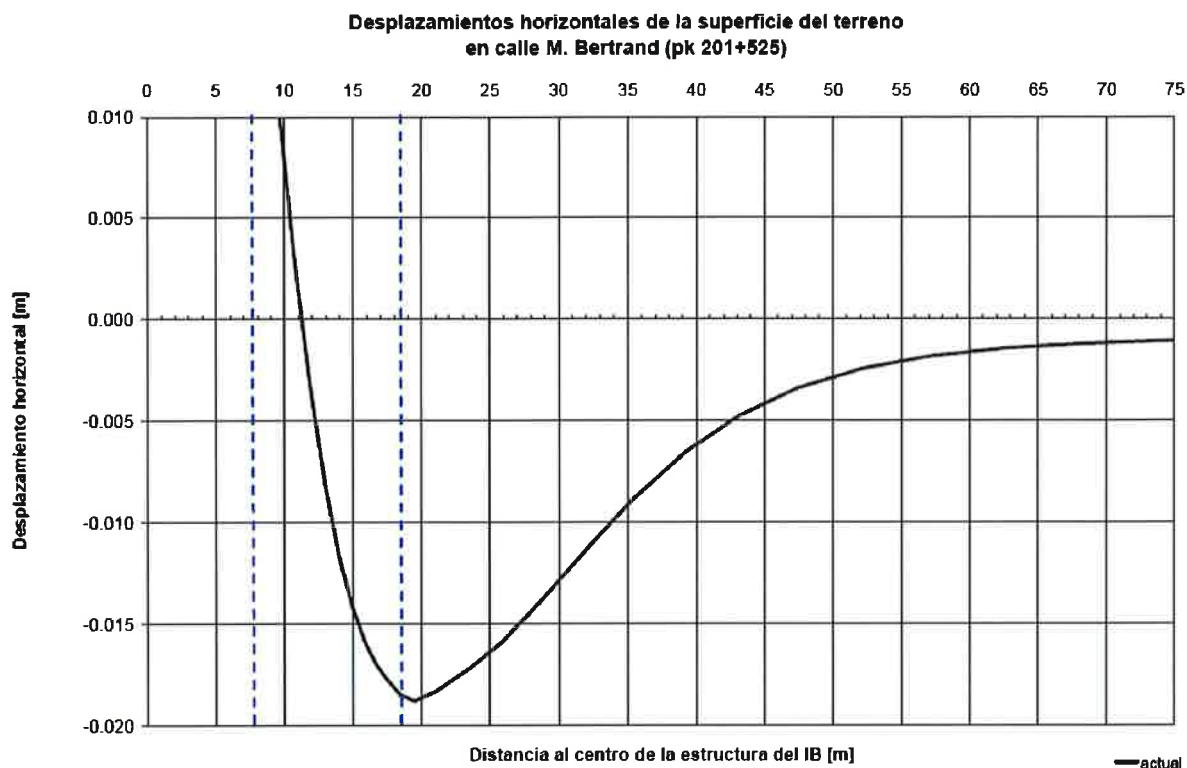


Figura 27: Obra en situación actual. Movimientos horizontales calculados en el trasdós de la pantalla.

3.4.3. Análisis de la obra completa

La continuación de la obra implicaba el acercamiento de la nueva excavación a las viviendas y, en principio, el incremento de los movimientos. Bastaba examinar los resultados del análisis anterior. Los movimientos en el trasdós de la pantalla se deben esencialmente a las propias deformaciones de la pantalla. Cabe distinguir, en primera aproximación, en estos movimientos los desplazamientos de sus extremos y los movimientos de flexión.

Con el objeto de reducir las deformaciones en superficie, se plantean en un primer momento, por parte de la Universidad Politécnica de Cataluña (en adelante UPC), cuatro posibles líneas de actuación:

1. Aumento de la rigidez de la pantalla.

2. Aumento de la longitud de la pantalla en 7 m más de profundidad.

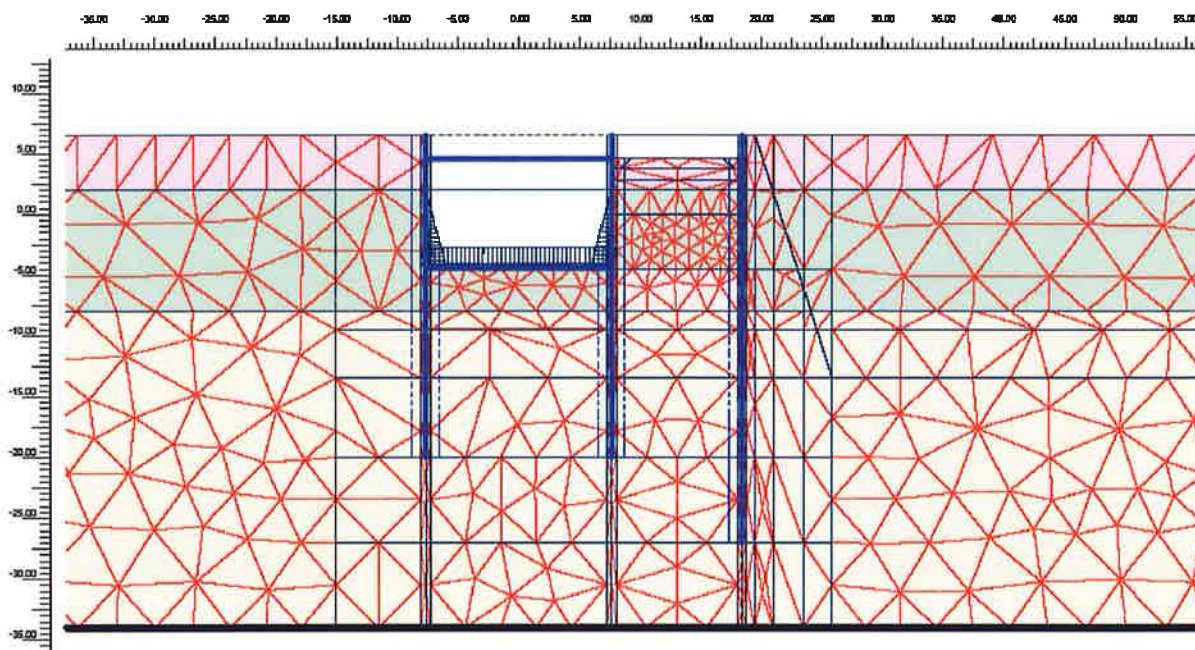


Figura 28: Fase de activación de pantalla con 7 m más de longitud.

3. Ejecución de un apuntalamiento intermedio

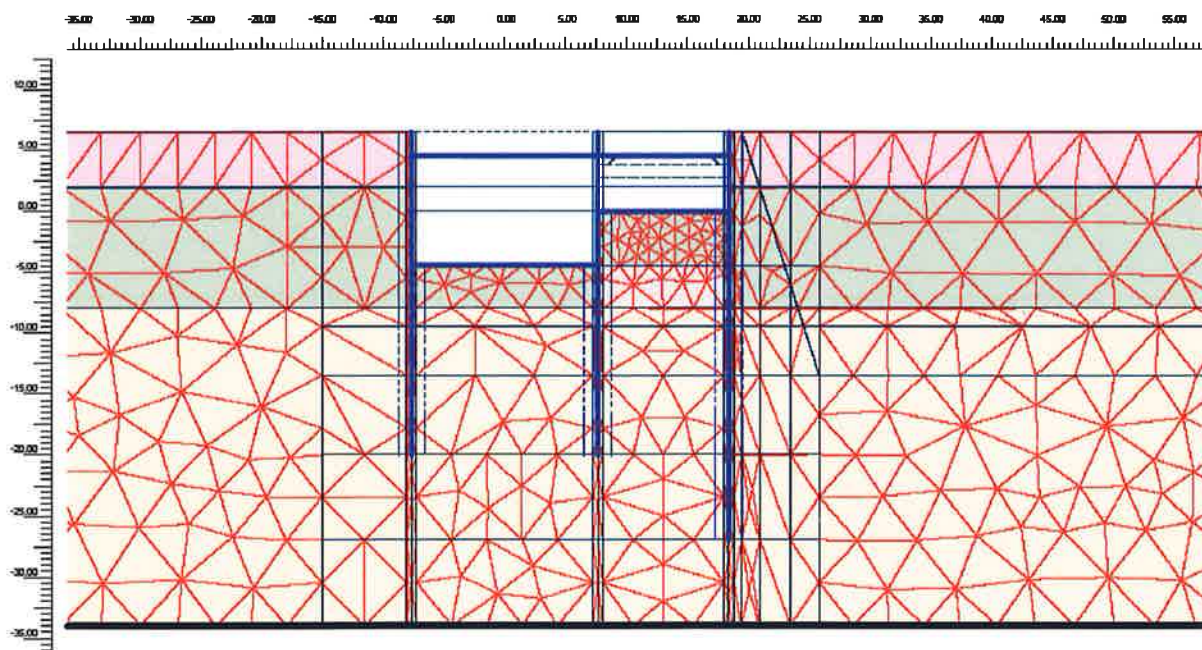


Figura 29: Fase de activación del puntal intermedio.

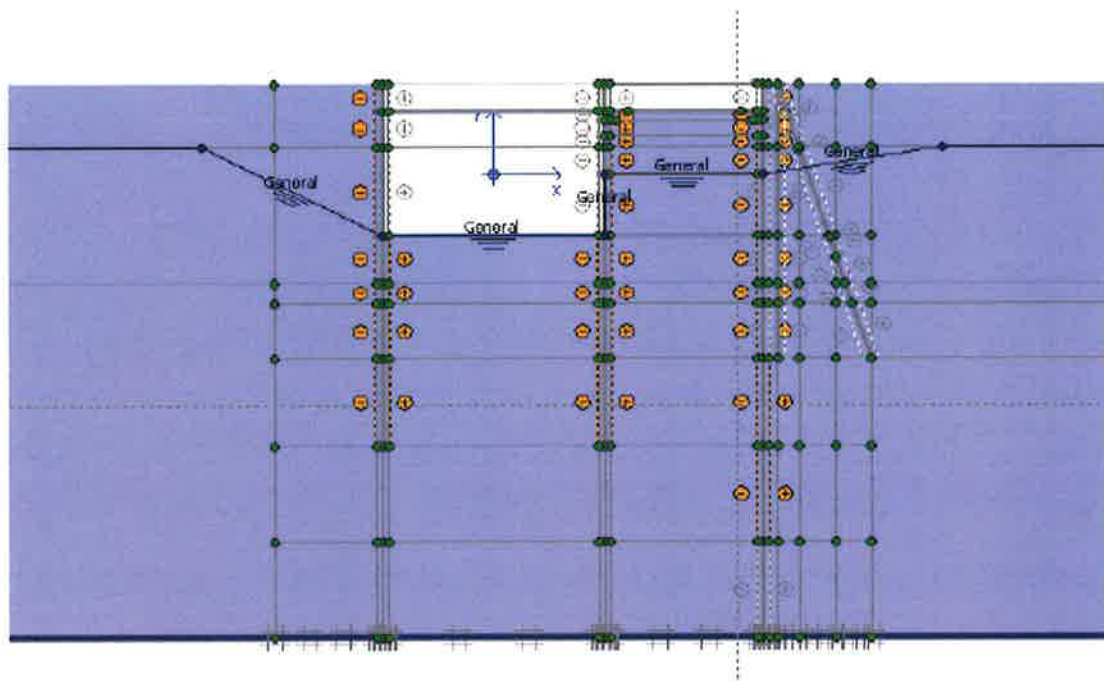


Figura 30: Rebaje del Nivel Freático hasta la posición del puntal provisional intermedio.

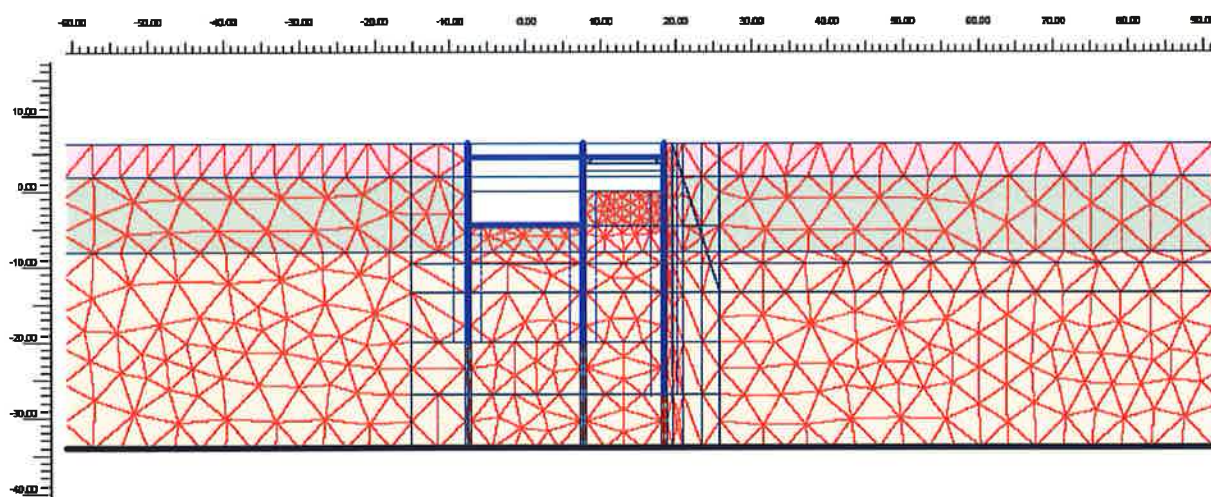


Figura 31: Excavación hasta el puntal intermedio.

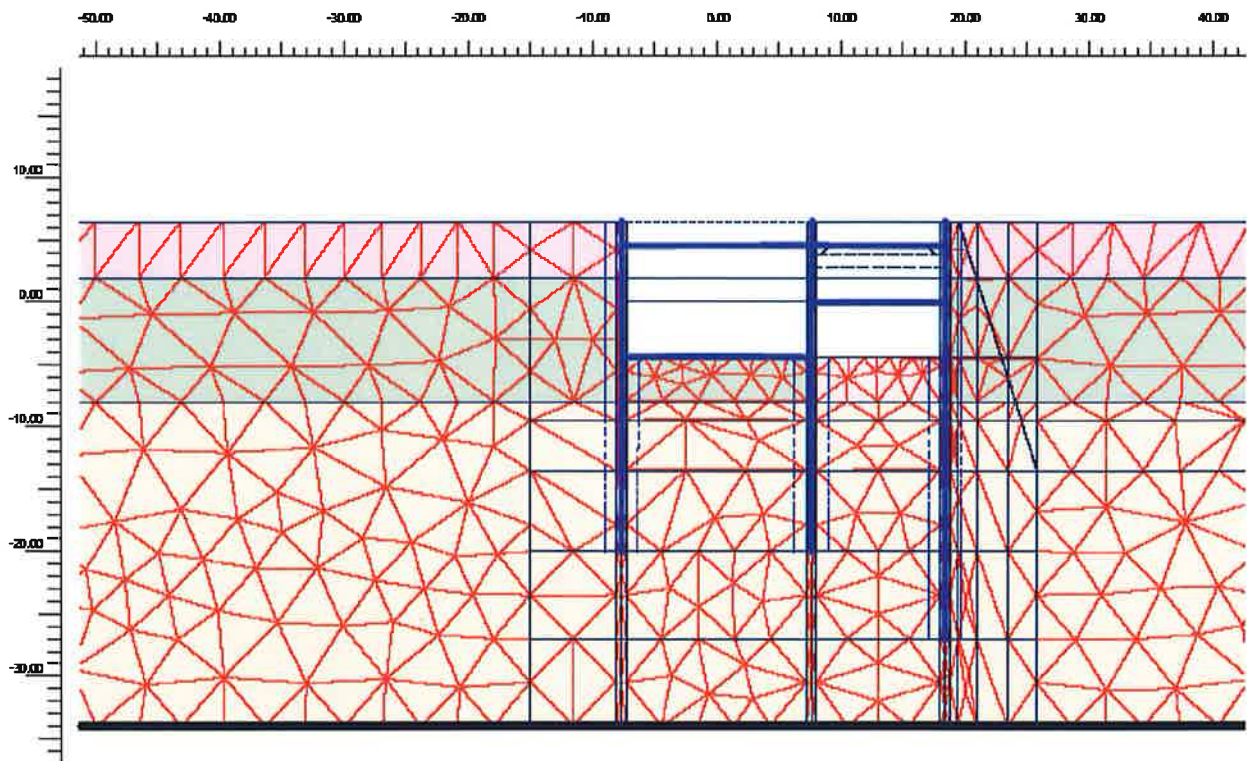


Figura 32: Excavación por debajo del puntal intermedio.

4. Ejecución de estampidores de Jet Grouting en el fondo de excavación, de espesor 4 m y diámetro aproximado 1.80 - 2.00 m. Para la modelización se consideró unos parámetros de Jet Grouting, que hacían que se pudiera considerar una rigidez equivalente menor que si tuviéramos una superficie corrida en todo su conjunto, para ello se supuso un valor del modulo de deformación del terreno mejorado de 10000 Kg/cm^2 , valor muy por debajo de lo que tendríamos si hacemos un tratamiento completo, lo que nos permite suponer que dicho valor se corresponde con un tratamiento discontinuo del terreno, pudiendo por tanto disponerse estampidores en la secuencia que se han representado en la figura 5. También se consideró una cohesión de 1 kg/cm^2 , que se estimaba que también era baja para la mezcla de terreno tratado, pero se observó que dicho valor no tenía mucha importancia puesto que se estaba en régimen elástico y por lo tanto el valor de la cohesión y del ángulo de rozamiento, no tenían demasiada influencia en el cálculo.

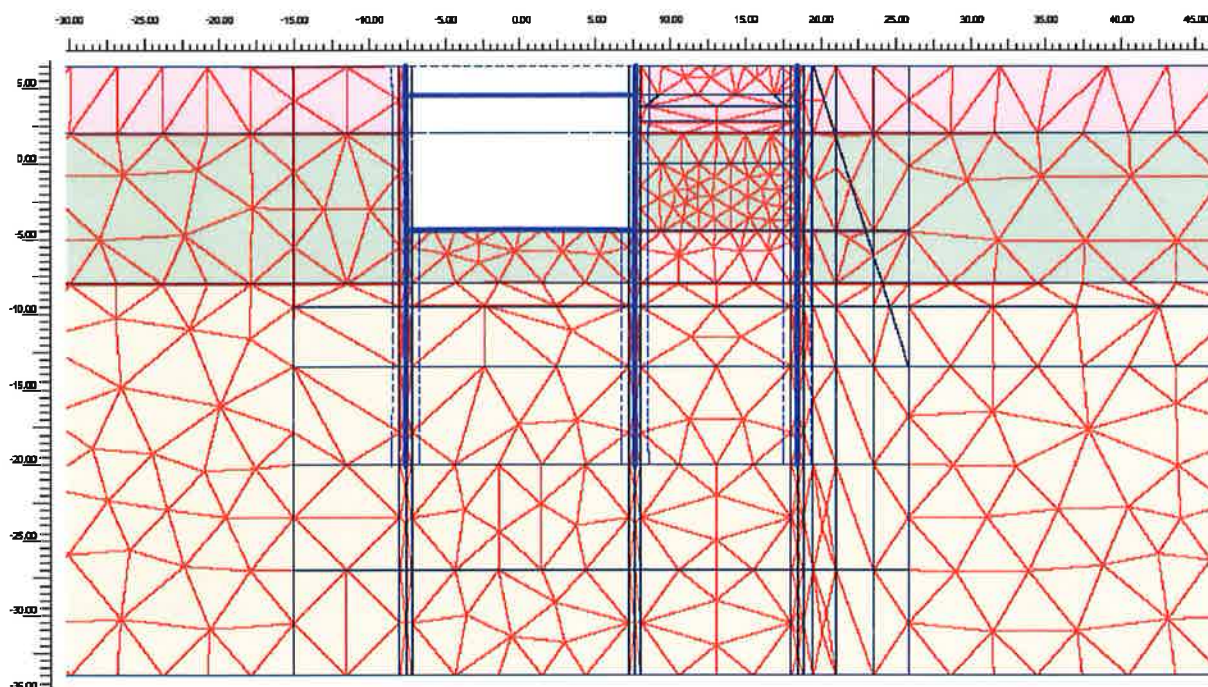


Figura 33: Ejecución del estampador de Jet en la parte inferior de la solera, es decir, en el fondo de la excavación.

Se estudiaban las diferentes combinaciones de estas cuatro líneas de actuación, con el objetivo de tratar de reducir al mínimo la afección de la obra restante, para ello se adoptaban procedimientos constructivos que limitaban el movimiento de determinados puntos de la pantalla y reducían las deformaciones por flexión. Se estudia también un aumento de su rigidez.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, se barajaron, en primer lugar, diferentes proyectos constructivos (que se enumeran del 5 al 12). Se describen a continuación cada uno de los proyectos modelizados en un primer estudio realizado:

- Proyecto 5: Pantalla UIC2 de 1.20 m, 7 m más larga, es decir, hasta la cota -27, puntal temporal entre la cubierta y la solera, y jet grouting bajo la solera.
- Proyecto 6: Pantalla UIC2 de 1.20 m, 7 m más larga, es decir, hasta la cota -27 y jet grouting bajo la solera.
- Proyecto 7: Pantalla UIC2 de 1.20 m y jet grouting bajo la solera.

- Proyecto 8: Pantalla UIC2 de 0.80 m y jet grouting bajo la solera.
- Proyecto 9: Pantalla UIC2 de 0.80 m, puntal temporal entre la cubierta y la solera y jet grouting bajo la solera.
- Proyecto 10: Pantalla UIC2 de 0.80 m, 7 m más larga, es decir, hasta la cota -27 y jet grouting bajo la solera.
- Proyecto 11: Pantalla UIC2 de 0.80 m, 7 m más larga, es decir, hasta la cota -27, puntal temporal entre la cubierta y la solera y jet grouting bajo la solera.
- Proyecto 12: Pantalla UIC2 de 1.20 m, puntal temporal entre la cubierta y la solera y jet grouting bajo la solera

Para comparar estos "proyectos" se representa, en las Figuras 34 y 35, los movimientos horizontales y verticales calculados de la superficie del terreno. En la interpretación de estas figuras debe tenerse en cuenta que los movimientos calculados son los totales, es decir, ya tienen en cuenta la etapa de construcción ya realizada. Debe añadirse que se trata del resultado de simulaciones con un modelo que trata de aproximar la realidad. Sus resultados deben tomarse como aproximaciones a una realidad que siempre es más compleja y, por tanto, se debe aceptar siempre un margen de error en estos ejercicios. Lo más importante es comprobar las tendencias y cambios que introducen determinados procesos que introducen determinados procesos constructivos y analizar la mejora relativa con relación a otra solución.

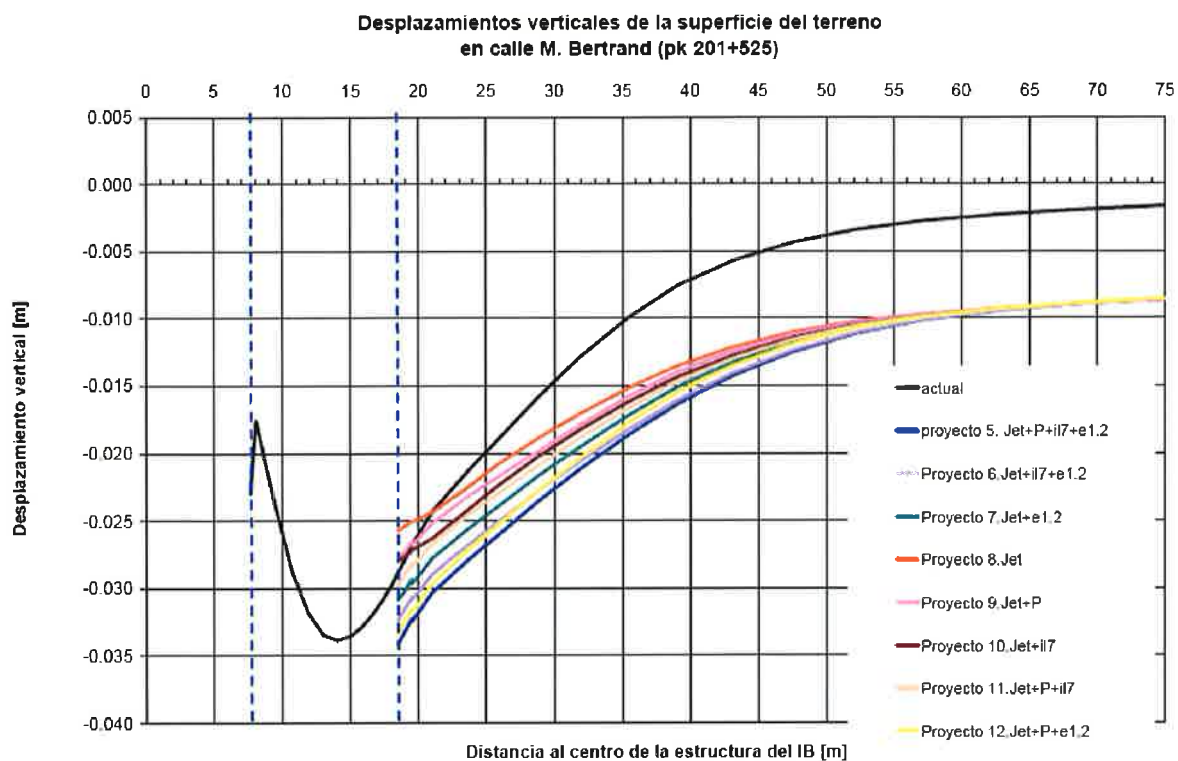


Figura 34: Modificaciones al proyecto. Comparación de movimientos verticales

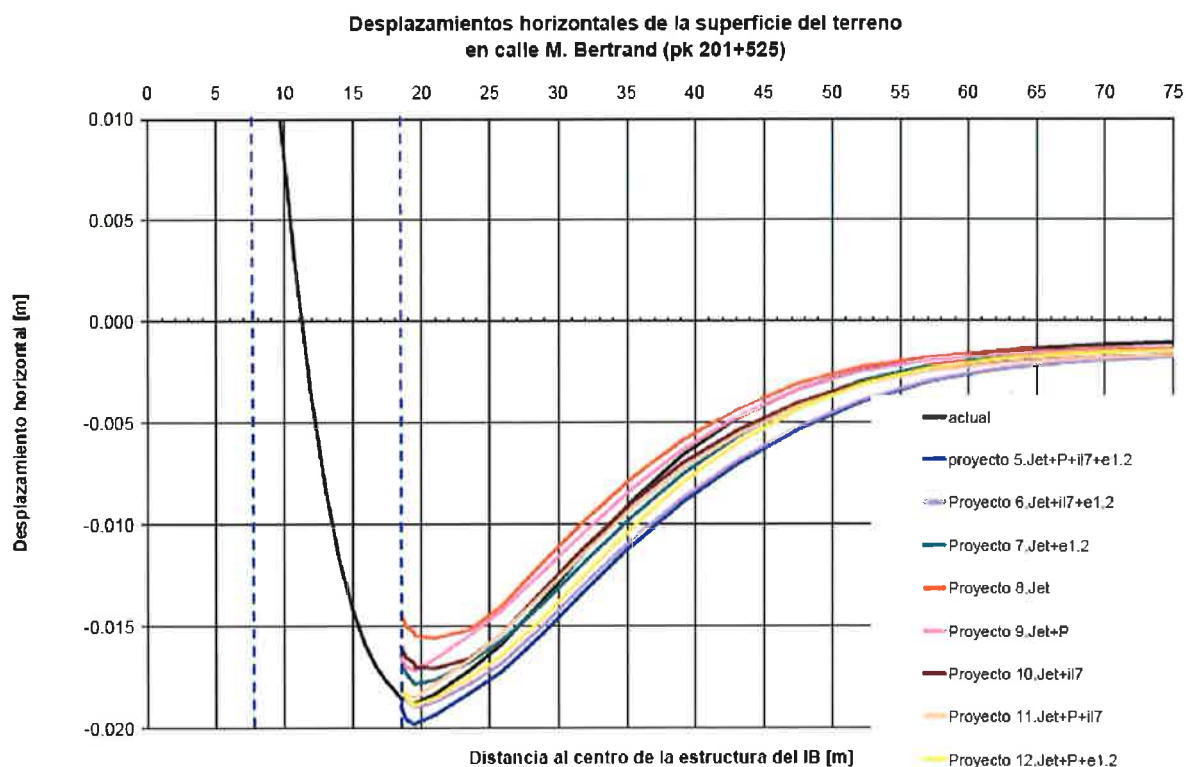


Figura 35: Modificaciones al proyecto. Comparación de movimientos horizontales.

Siempre con esta filosofía presente y a la vista de las Figuras 34 y 35, parecía razonable proponer un cambio en el proyecto constructivo que supusiera realizar únicamente un arriostramiento de la nueva pantalla inmediatamente por debajo del nivel inferior de solera, mediante la ejecución de Jet Grouting, frente al resto de la suma de las diferentes medidas, tal y como se puede contemplar en las gráficas de movimientos.

Esta aparente paradoja se explica por las siguientes tres razones:

- 1) El empeoramiento de los movimientos debidos al puntal intermedio presumiblemente tiene que ver con que, al estar la pantalla central ya realizada y la excavación de la vía de ancho ibérico realizada, el apoyo del puntal sobre el vano libre de la pantalla central se traslada a través de ésta al apoyo de la misma en la solera, que se corresponde a su vez con el apoyo del apuntalamiento del jet grouting, haciendo que éste ceda elásticamente y reduzca, por tanto, la efectividad del apuntalamientos de jet grouting, que es el elemento principal en la limitación de los movimientos.

Hay que añadir a todo esto que la efectividad real del puntal intermedio es siempre muy limitada pues el mismo debe retirarse un vez puesta la solera para dejar libre el túnel al paso de los trenes, y hay que destacar que en la fase registrada en el gráfico el puntal está aún puesto, por lo que hay que contar con los movimientos que faltan por producirse al retirar el puntal

- 2) En terrenos blandos, poco permeables, con nivel freático alto, al producirse una excavación protegida por pantalla y el consiguiente descenso del nivel freático en la zona protegida por la pantalla, esta última queda expuesta en toda su longitud a la diferencia de presiones ocasionada por la diferencia de nivel freático a uno y otro lado de la pantalla.

Lo anterior lleva a que en toda la longitud de la pantalla se producen deformaciones en el terreno hasta que la reacción de éste iguala la diferencia de presiones a ambos lados de la pantalla. En estas condiciones alargar la pantalla produce mayor volumen de deformaciones que, aunque atenuadas, se reflejaran en superficie en forma de mayor volumen de asentos o de movimientos horizontales.

Todo lo que sea llevar la pantalla más abajo del punto que asegure el giro nulo de la misma en la zona del jet grouting, es aumentar los volúmenes de movimientos observables en superficie. No obstante, conviene en todo caso llegar a los estratos impermeables para permitir los achiques de agua necesarios para la excavación.

- 3) Asimismo, en las condiciones anteriores, el desplazamiento de los puntos bajos de la pantalla, suficientemente alejados del resto del contorno, es muy poco sensible a la rigidez de la pantalla y se corresponde más bien con el módulo de deformación equivalente del terreno donde la misma se instala.

No obstante, como el punto bajo la solera está prácticamente fijado por el puntal de jet grouting la pantalla tiene que pasar por dicho punto lo que la obliga a curvarse, pero transmitiendo los esfuerzos correspondientes para conseguir dicha deformación al puntal de jet grouting. Dichos esfuerzos son tanto mayores cuanto más inercia (espesor) tiene la pantalla y, por tanto, el puntal de jet grouting cederá más cuanto mayor sea el espesor de la pantalla. En definitiva con el puntal de jet grouting puesto y a partir de una longitud de pantalla, al aumentar el espesor de la misma, la efectividad del puntal de jet grouting resulta menor.

Conviene observar que ni siquiera sin el puntal de jet grouting, el aumento del espesor de la pantalla parece beneficioso en todos los puntos.

A la luz de lo anterior, se decidió que efectivamente la medida más efectiva, con mucho, era la instalación, previa a la excavación del apuntalamiento de las pantallas al nivel de fondo de solera. Es decir, que una vez construida la nueva pantalla, se instalará, desde superficie, unos estampidores de jet grouting situados inmediatamente por debajo de la posición de la losa inferior del falso túnel.

Una vez realizado este primer análisis (proyectos 5 a 12), se vio que había una situación que convendría evitar, que era el hecho de excavar en voladizo la zona superior de la pantalla, hasta llegar a la cota inferior de cubierta, ya que esto podría producir deformaciones iniciales que podrían causar deformaciones en las pantallas y por consiguiente a las viviendas.

Se observó que dichas deformaciones no eran importantes, pero que convendría evitar por ser en la cabeza de la pantalla, por ello se realizaron tres proyectos adicionales partiendo de la situación del proyecto 8 anteriormente mencionado (pantallas de 0.8 m, de la longitud de proyecto y con un estampador de Jet grouting en el fondo de la excavación).

Dichos proyectos son los siguientes:

- Proyecto 13: Proyecto 8 más puntal metálico provisional en cabeza de la pantalla.

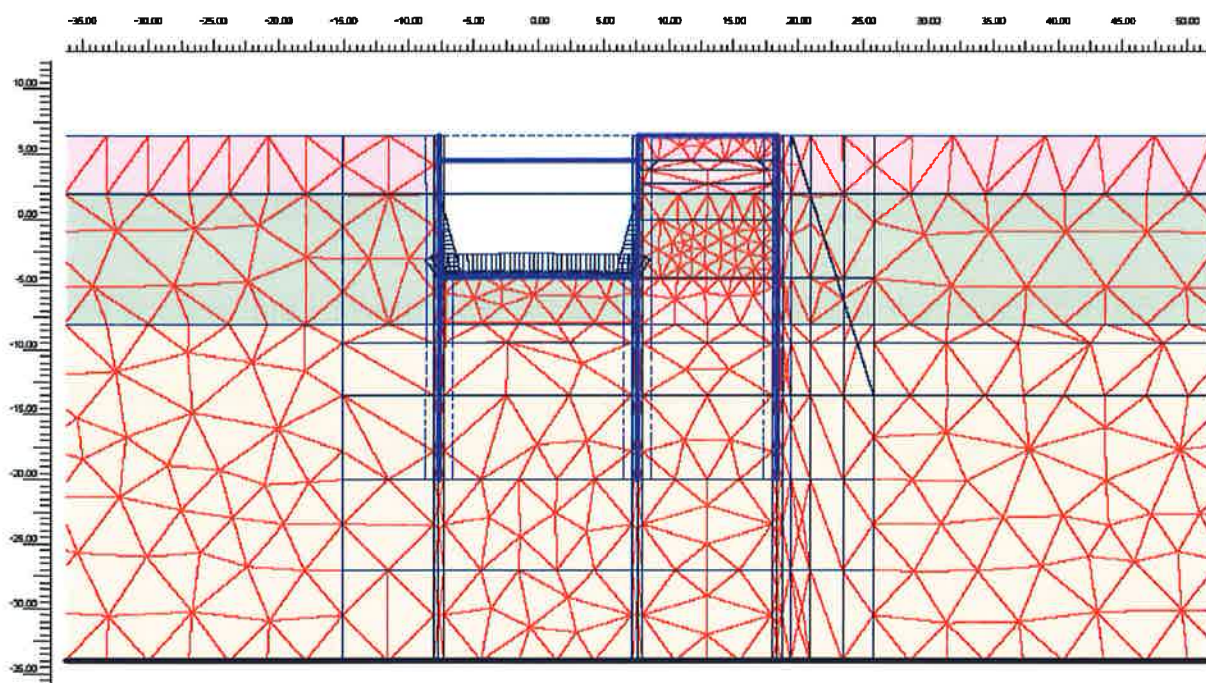


Figura 36: Colocación del codal metálico provisional en cota superior de pantalla.

- Proyecto 14: Proyecto 8 más puntal metálico provisional en cabeza de la pantalla más un estampador de Jet grouting de espesor 1.50 m de las mismas características que el inferior, situado justo debajo de la cota inferior de cubierta.

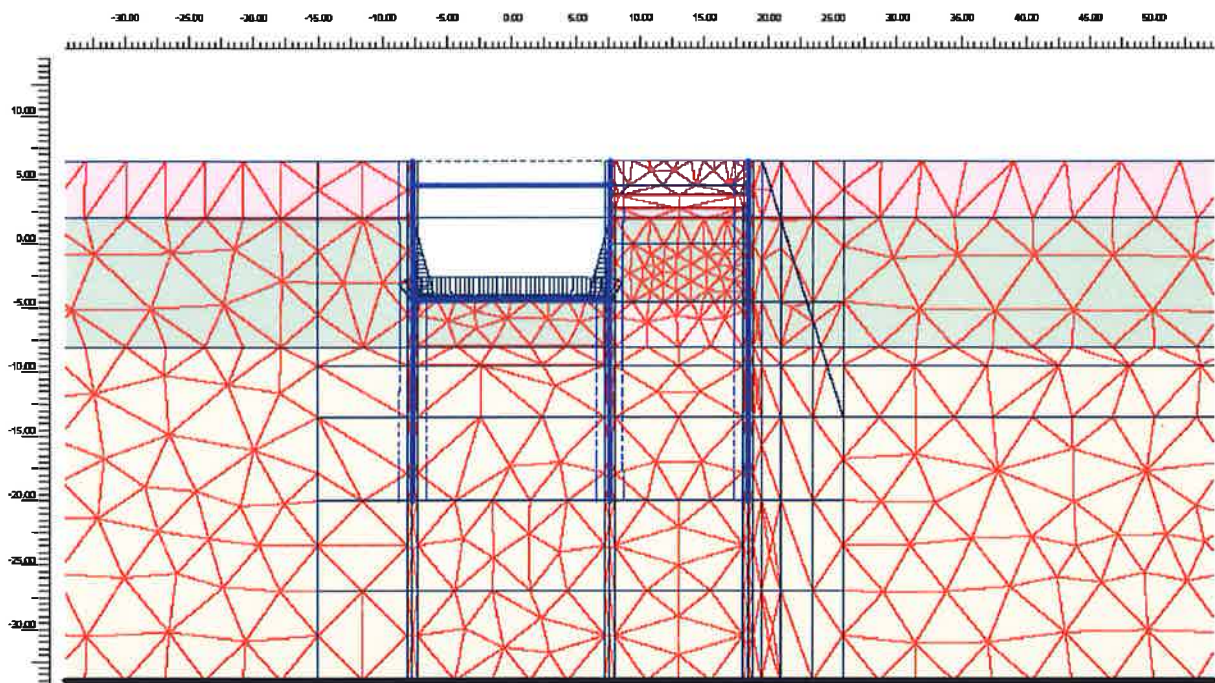


Figura 37: Colocación del estampador de Jet en la parte superior, justo debajo de la cubierta.

- Proyecto 15: Proyecto 8 más un estampador de Jet grouting de espesor 1.50 m de las mismas características que el inferior, situado justo debajo de la cota inferior de cubierta.

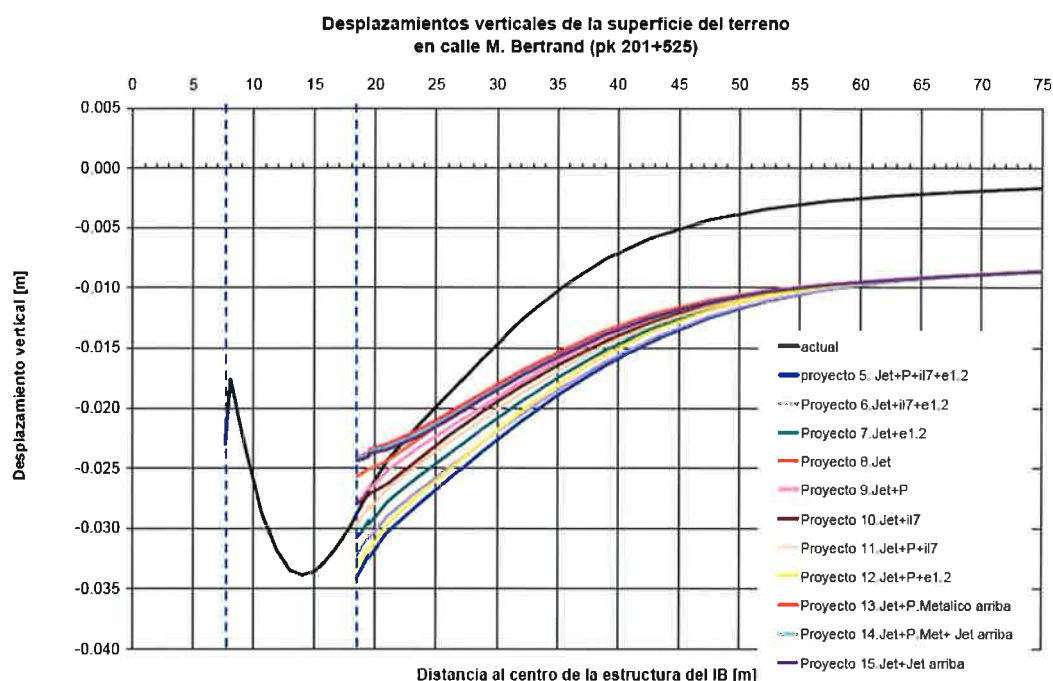


Figura 38: Modificaciones al proyecto. Actuación 2. Arriostramientos superiores. Comparación de movimientos verticales

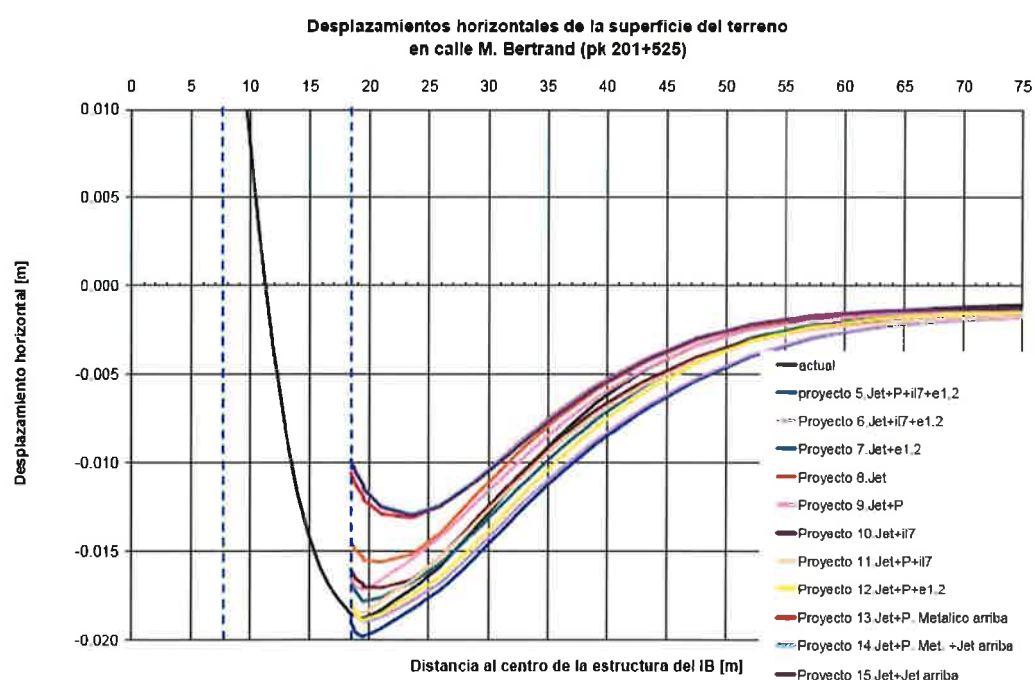


Figura 39: Modificaciones al proyecto. Actuación 2. Arriostramientos superiores. Comparación de movimientos horizontales

Para comparar estos "proyectos" se representa, en las Figuras 38 y 39, los movimientos horizontales y verticales calculados de la superficie del terreno. En la interpretación de estas figuras debe tenerse en cuenta que los movimientos calculados son los totales, es decir, ya tienen en cuenta la etapa de construcción ya realizada.

Con la filosofía anteriormente mencionada, y a la vista de las Figuras 38 y 39, parecía razonable contemplar la solución de apuntalamiento superior más la solución del estampidor de Jet grouting inferior, siendo ligeramente mejor la colocación conjunta del codal metálico provisional en cabeza de la pantalla, más el estampidor de jet grouting en la parte inferior de la cubierta de espesor 1.50 m. puesto que se mejoraba tanto en los desplazamientos verticales como en los horizontales. El codal provisional metálico se retiraba una vez colocada y hormigonada la cubierta superior.

3.4.4. Análisis de las zonas de viviendas con daños relevantes.

Para el análisis de las zonas de viviendas que tenían daños relevantes se realizaron cuatro proyectos adicionales de mejora del terreno más uno adicional con una solución de micropilotes para tratar de representar la zona de la casa con daños relevantes de la Calle Mayor, 32. En estos proyectos se contemplaban las medidas ya establecidas y comentadas con anterioridad, como son los estampidores superiores e inferiores de Jet grouting de espesores 1.5 m y 4.0 respectivamente, más el apuntalamiento provisional metálico colocado en la cabeza de las pantallas.

Los proyectos modelizados consistían en realizar una mejora del terreno en el trasdós de las pantallas UIC2 (figura 41), se realizaba una pantalla al tresbolillo de pilotes de mortero de diámetro 1.00 m, en dos alineaciones separados 3.00 tanto longitudinalmente como transversalmente, y de longitud 16 m. (figura 40.)



Angulo de rozamiento: 27°

Modulo de Elasticidad: $E_{50}=2.4 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$

$E_{eod}=2.4 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$

$E_{ur}=1.2 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$

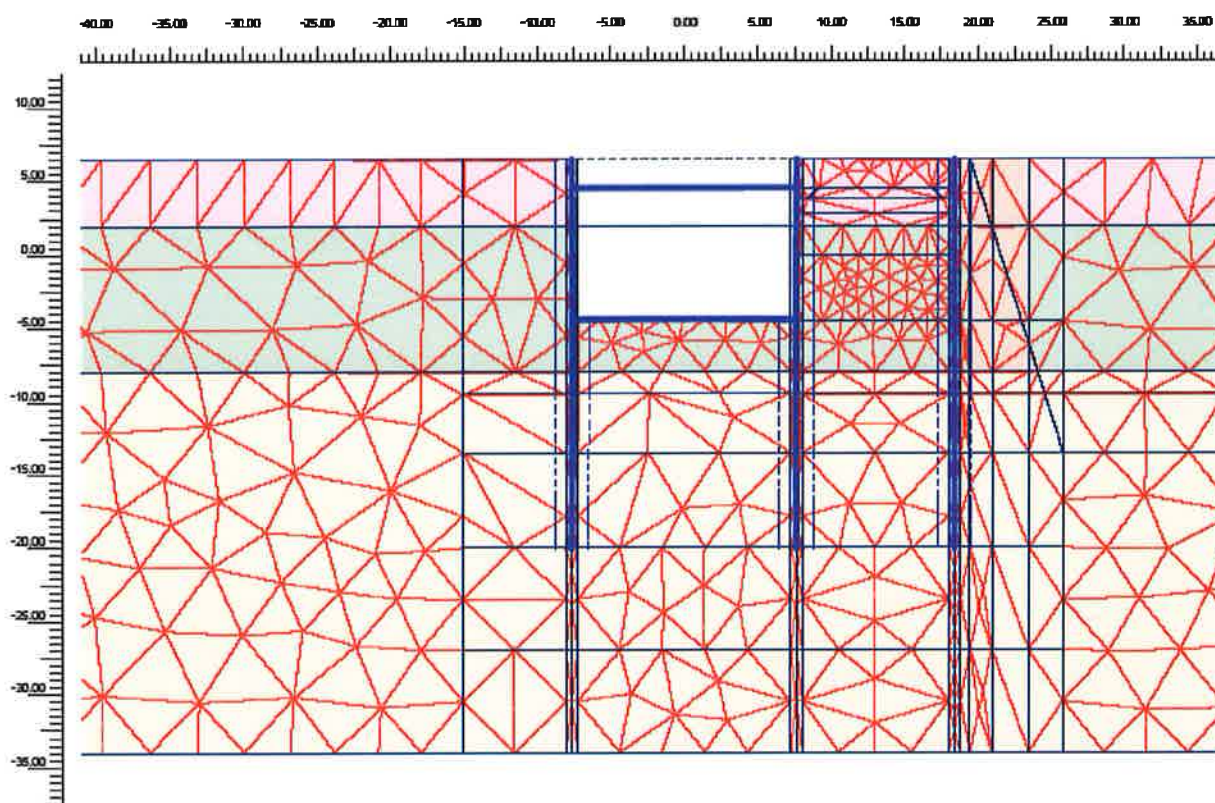


Figura 41. Realización de mejora del terreno en el trasdós de las pantallas.

La otra zona analizada es la cercana a la Calle Mayor, 32, donde se estudia una pantalla de micropilotes al tresbolillo con la secuencia que se puede observar en la figura 42, que son micropilotes de 180 mm, con armadura tubular 127x9 mm, de longitud 16 m, separados 0.8 longitudinalmente y 0.5 transversalmente, dado que no hay espacio físico para realizar otra actuación.

La modelización en Plaxis se puede observar en la figura 43.

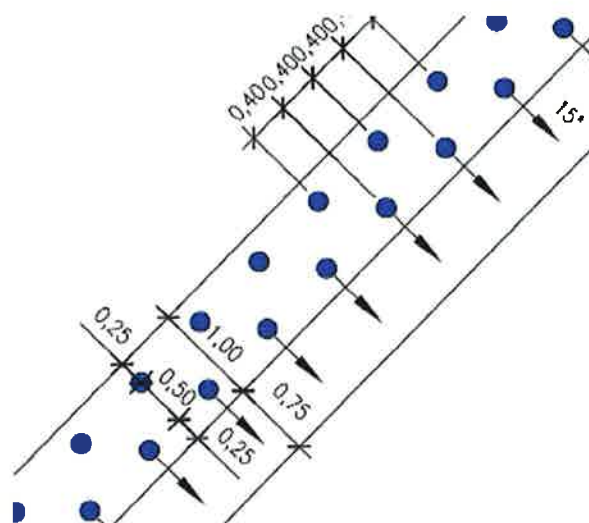


Figura 42. Distribución de micropilotes.

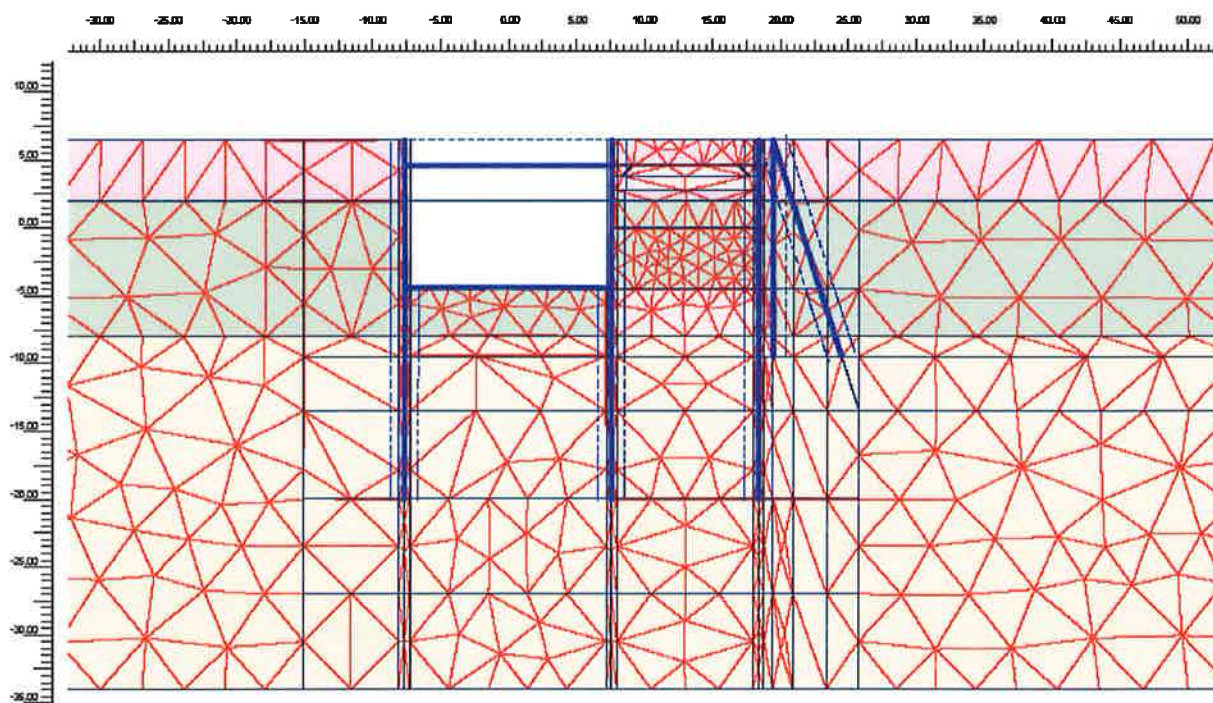


Figura 43. Realización de micropilotes en el trasdós de las pantallas.

Para comparar estos "proyectos" se representa, en las Figuras 44 y 45, los movimientos horizontales y verticales calculados de la superficie del terreno. En la interpretación de estas figuras debe tenerse en cuenta que los movimientos calculados son los totales, es decir, ya tienen en cuenta la etapa de construcción ya realizada.

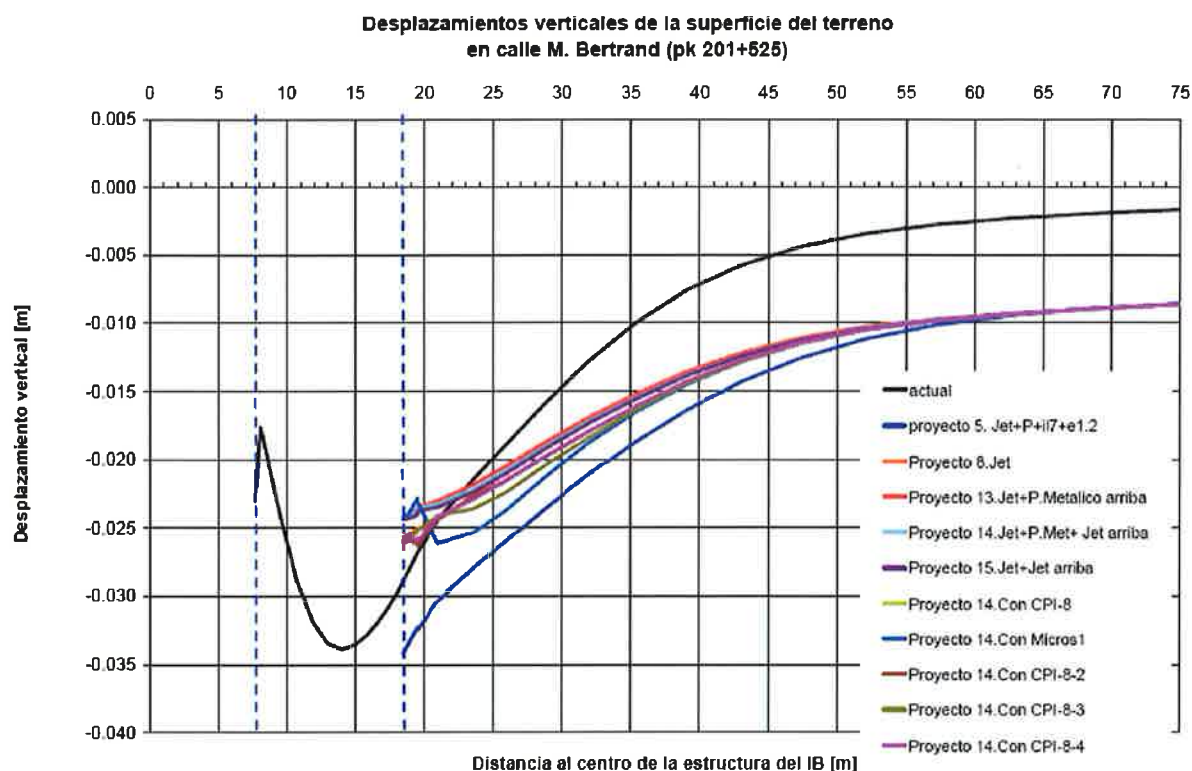


Figura 44: Mejora del terreno. Comparación de movimientos verticales

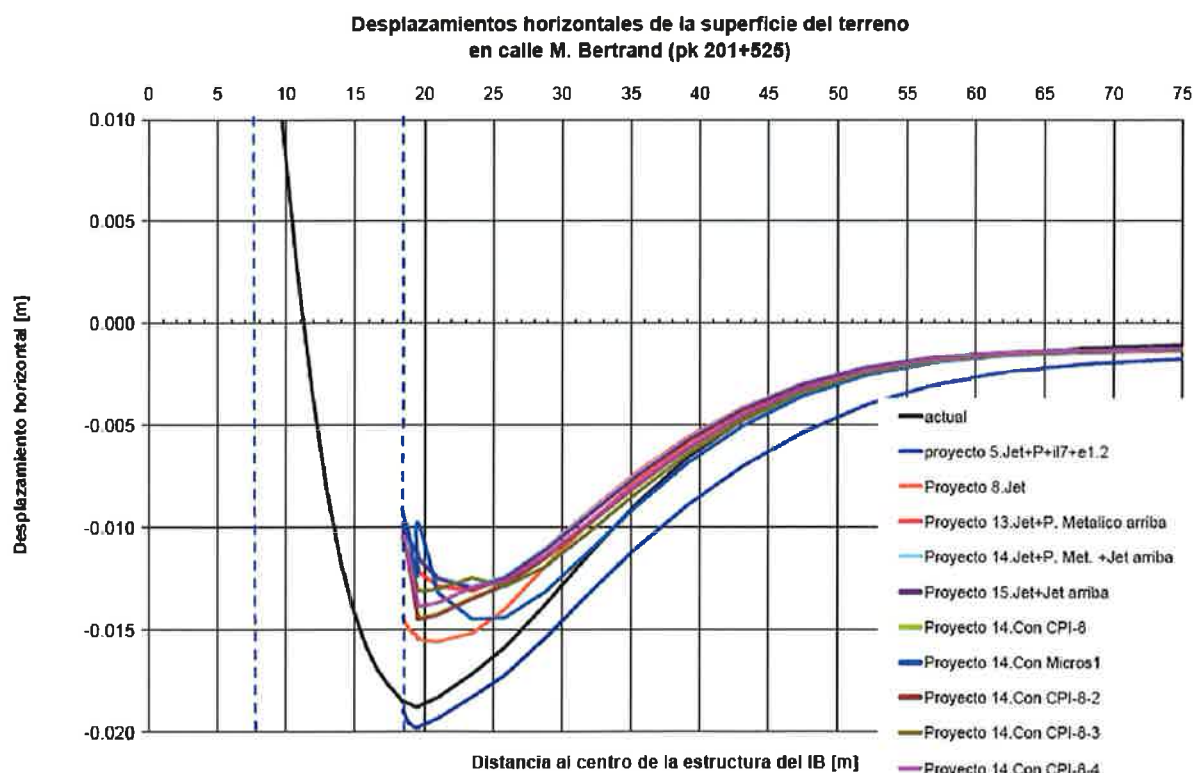


Figura 45: Mejora del terreno. Comparación de movimientos verticales

Con la filosofía anteriormente mencionada, y a la vista de las Figuras 44 y 45, resulta contraproducente las medidas adoptadas, ya que se obtienen mayores deformaciones que con los tratamientos anteriores. Es por ello por lo que se decidió no llevarlas a la práctica, puesto que se pudo contrastar el óptimo funcionamiento de la solución mediante la instrumentación del recinto de pruebas.

4. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS DEL FALSO TÚNEL

4.1. INTRODUCCIÓN

La obra del “AVE PRAT” comprende la ejecución de la plataforma de la línea de alta velocidad con un tramo de falso túnel entre pantallas, un viaducto sobre el río Llobregat y un tramo de plataforma a cielo abierto. Así mismo, en lo relativo a la plataforma de ancho convencional, comprende el soterramiento de las vías a su paso por El Prat (inclusive la estación existente) y un nuevo viaducto sobre el río.

En relación con los trabajos de ejecución del falso túnel entre pantallas correspondiente al trazado de ancho ibérico, en su tramo paralelo a la calle Ferrocarril, se producen cronológicamente las siguientes circunstancias:

- Dada la cercanía de las viviendas a la obra en la zona de la calle Ferrocarril, así como a la Calle Nicolas de Urgoiti, al otro lado de las vías, la antigüedad de las edificaciones, la escasa calidad de su construcción, especialmente de su cimentación, la existencia, ya entonces, de numerosas fisuras previas a las obras y previendo la posibilidad de futuras reclamaciones se decide realizar un inventario de fisuras. Durante los meses de noviembre de 2.005 a enero de 2.006, previamente al comienzo de las obras, se encarga un primer estudio del estado de las viviendas cercanas a ambos márgenes de la vía
- En enero de 2.006 se da de baja la vía de aeropuerto, procediendo a su desmontaje y posterior ejecución de pantallas. Estas se ejecutan durante el periodo de marzo a noviembre de 2.006.
- Entretanto, durante los meses de abril a julio de 2.006, se realiza una ampliación del informe del estado de las viviendas con objeto de recoger las no inspeccionadas en el informe inicial.

Hay que destacar que las inspecciones son fundamentalmente exteriores a las viviendas pues al interior de las mismas tan sólo se puede acceder a aquellas en que el propietario da su permiso.

- Se ejecutan las cubiertas entre principios de octubre de 2.006 y diciembre de 2.006.
- La excavación entre pantallas, en este tramo de unos 300m se ejecuta entre mediados de octubre de 2.006 y principios de enero de 2.007
- Durante la primera quincena de enero, aparecieron en los medios de comunicación noticias referentes a la existencia de fisuras en el entorno de la c/ Ferrocarril en El Prat de Llobregat, concretamente entre las calles Manuel Bertrand y Enric Borrás, relacionando las mismas con las obras de soterramiento.
- Como consecuencia de lo anterior, la Dirección de Ingeniería de Corsán- Corviam, junto al Jefe de Obra y otros miembros de la misma, inspeccionan las fisuras que se observan desde el exterior de los edificios, analizan las posibles causas de las mismas y se ponen en marcha una serie de trabajos para analizar la trascendencia de las mencionadas fisuras y las posibles causas y evolución de las mismas.
- Finalmente se adopta a principios del mes de abril, una solución para paliar los efectos de construcción de las alineaciones de pantallas que configuran la alineación UIC2, que consiste fundamentalmente en la realización de un estampidor de Jet Grouting por debajo de la solera de la alineación y la realización de una fijación en la parte superior de la cubierta de las pantallas lado UIC, mediante puntales, previa su realización a la excavación del recinto. También se decide que la ejecución de las obras del tramo afectado por las fisuras se realice mediante el empleo de hidrofresa, para que las afecciones a las viviendas sean mínimas.
- Se comienza la realización del tratamiento en el mes de abril, prolongándose el mismo durante el verano del mismo año (2007) y finalizándose la ejecución de las obras para la fecha prevista del 23 de diciembre de 2007.

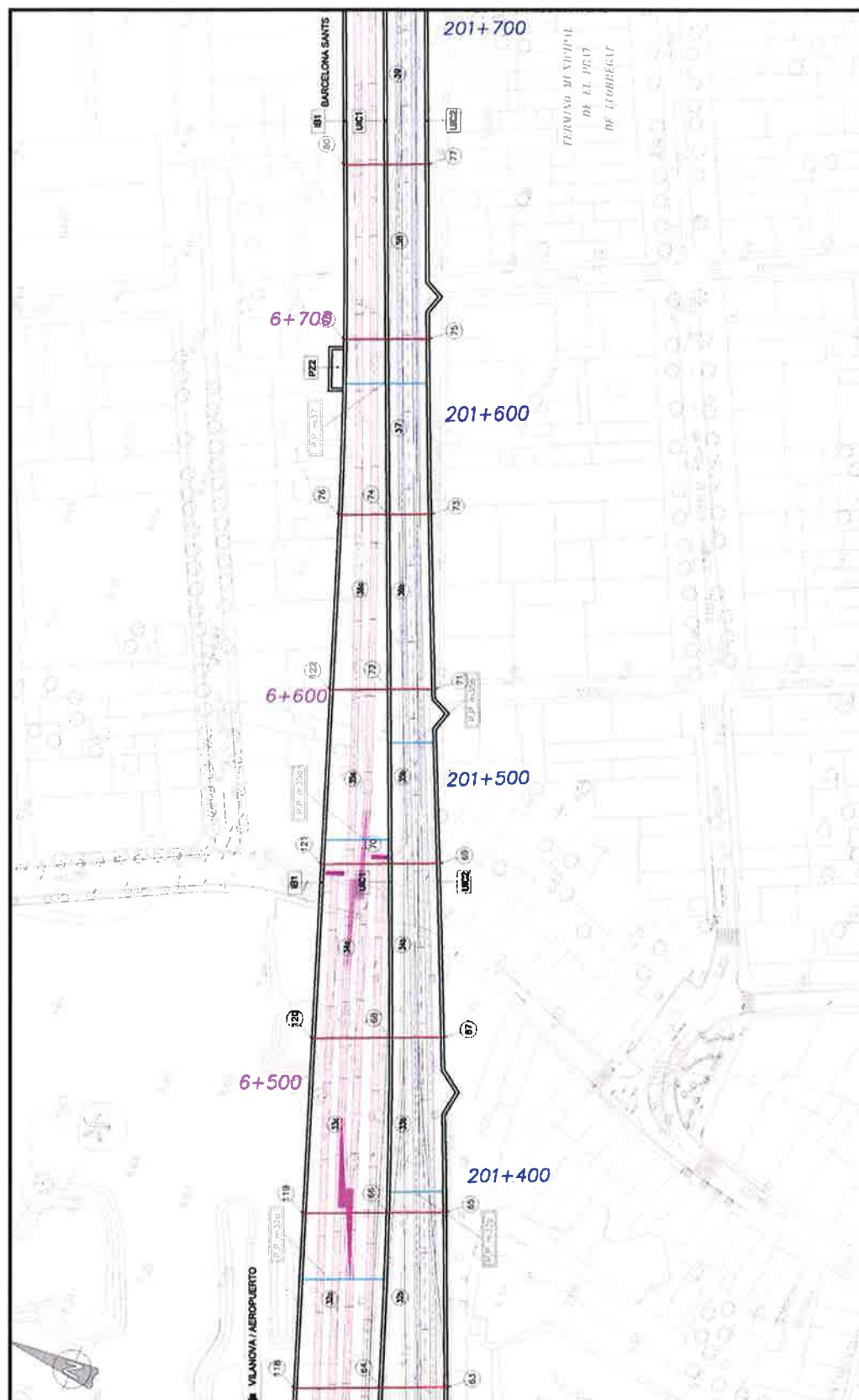


Figura 46: Definición en planta de las alineaciones de pantallas ejecutadas.

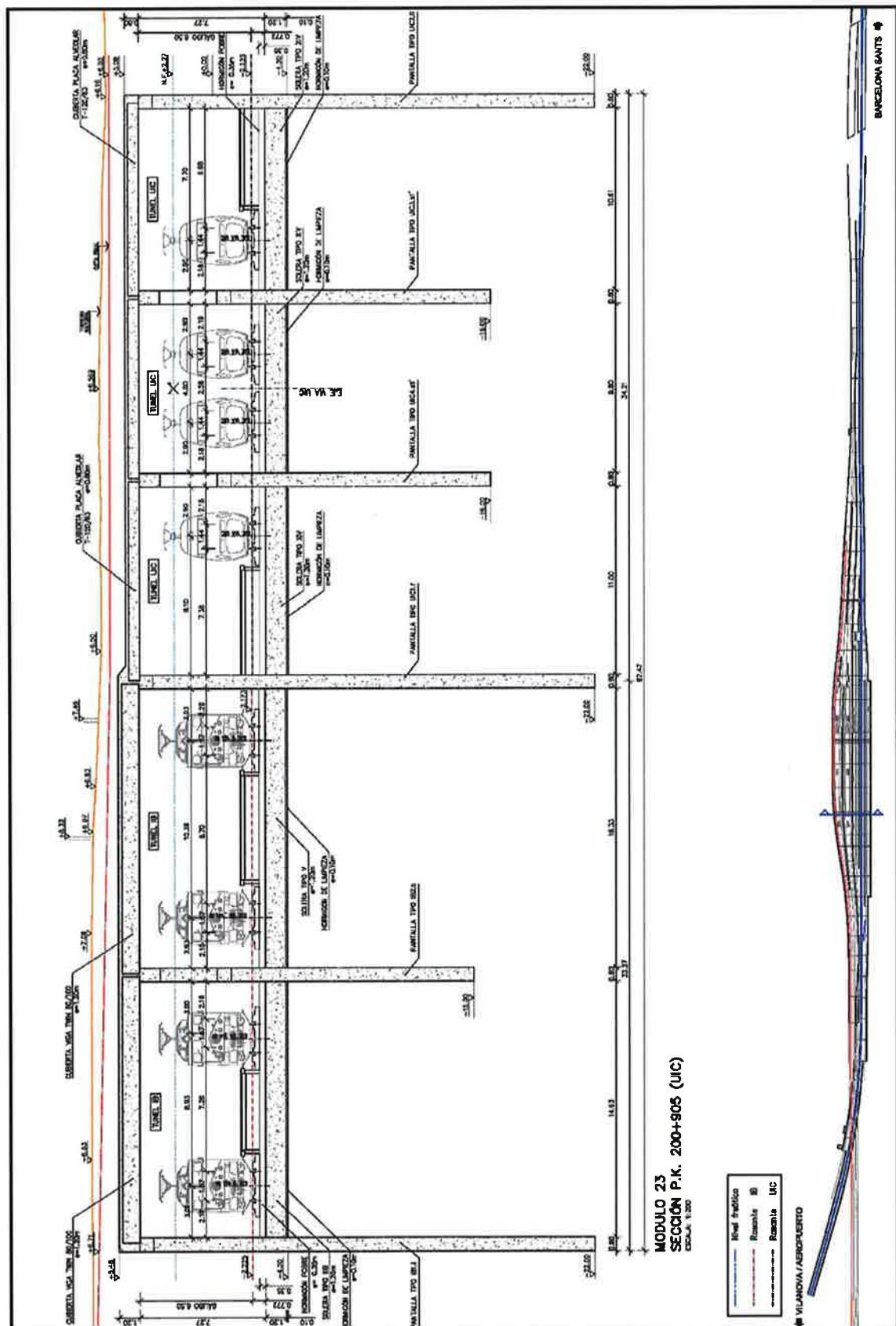


Figura 47: Sección transversal del falso túnel por el modulo 23.

4.2. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS

La ejecución del tramo se ha realizado entre pantallas, excavadas mediante pantalladoras convencionales, con cucharas convencionales, a excepción de la alineación UIC2, entre los módulos 31 a 44, que se empleo hidrofresa, por estar las viviendas muy cercanas a la línea de ejecución de las pantallas.

A continuación se describen en detalle ambos tipos de maquinaria de excavación.

4.2.1. Pantallas ejecutadas con cucharas convencionales (bivalvas)

Las pantallas ejecutadas mediante esta tecnología se han realizado con bataches de 2.60 m de longitud, y espesor 0.80 m.

La ejecución de las pantallas mediante esta técnica, supone el empleo de cucharas suspendidas, accionadas por cable con un peso aproximado de unas 10 Tn, que permiten una apertura de valvas de 2,60 m, para el caso que nos ocupa. Este tipo de cucharas pueden adaptarse prácticamente a cualquier tipo de terreno y profundidad, presentando menos desviaciones en paneles profundos al ir aumentando la precisión con el peso.

La junta utilizada ha sido la clásica junta tipo tubo. Esta junta circular tiene las ventajas de proporcionar una huella que sirve de guía a la cuchara en la perforación de los paneles secundarios, proporcionar una buena unión entre hormigones de paneles contiguos y aumentar el posible recorrido del agua desde el trasdós mejorando la impermeabilidad del conjunto. Habiendo presentado un comportamiento excepcional durante la ejecución de las obras.

En el esquema siguiente se muestra el proceso de ejecución que se sigue para la materialización de este tipo de pantallas, de tal forma que se realiza de manera continuada la ejecución de los bataches, una vez que se realiza la excavación del batache de inicio, mediante la colocación de dos tubos para las juntas. Se procede a su hormigonado y a la retirada de las juntas. Luego se realiza la excavación del primer mordisco del panel 2, realizándose a continuación el segundo mordisco del panel 2, colocando la junta al final del mismo y procediéndose al hormigonado apoyándose en el batache inicial previamente ejecutado.

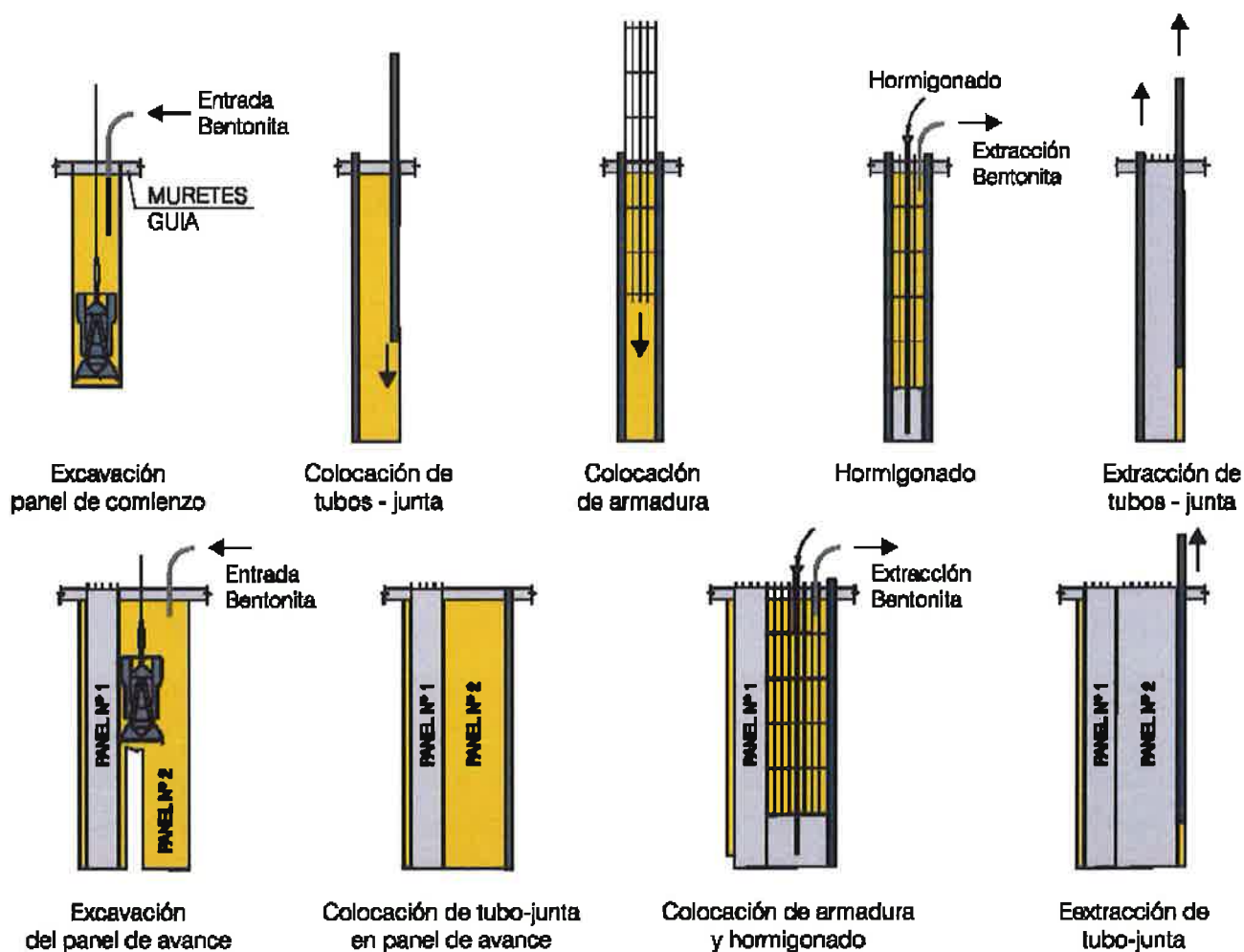


Figura 48: Proceso de ejecución de pantallas con cuchara convencional.

Las pantallas se hormigonan en sentido ascendente mediante tubo Tremie. El hormigón, además de la resistencia especificada en el pliego, tenía que presentar las condiciones de fluidez necesarias para poder ser puesto en obra sin atascos ni segregación en el tubo tremie. Se seguían las siguientes características y contenidos: 300 kg de cemento por m³ de hormigón, asiento en el cono de Abrams comprendido entre 16 y 20 cm, granulometría continua, no se utilizaban superfluidificantes. La resistencia característica era igual o superior a los 250 kg/cm².

A continuación se muestran algunas fotografías de las pantalladoras convencionales empleadas en la ejecución de las obras.



Foto 1 y 2: Excavación con cuchara convencional e introducción de jaula de armadura en el batache.



Foto 3: Hormigonado de batache.



Foto 4: Ejecución de vigas de atado de las pantallas.



Foto 5 y 6: Colocación de cubiertas del falso túnel. Vista de apoyos de cubiertas prefabricadas.



Foto 6 y 7: Excavación del falso túnel.



Foto 8 y 9: Ferrallado de la solera del falso túnel.



Foto 10 y 11: Aspecto final del falso túnel.

4.2.2. Pantallas ejecutadas con hidrofresa

Las pantallas ejecutadas mediante hidrofresa se realizaban con bataches de 2.60 m de longitud, y espesor 0.80 m.

La ejecución se realizaba mediante el sistema de bataches primarios y secundarios. Tras la ejecución de los dos primarios se realizaba el secundario entre los dos anteriores, mordiendo la hidrofresa 15 cm, aproximadamente, en cada uno de los bataches primarios y conformando así una junta hormigón contra hormigón.

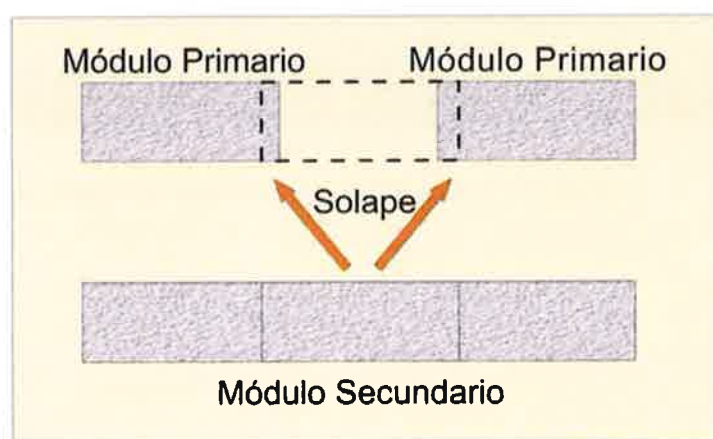


Figura 49: Proceso de ejecución de pantallas con hidrofresa.

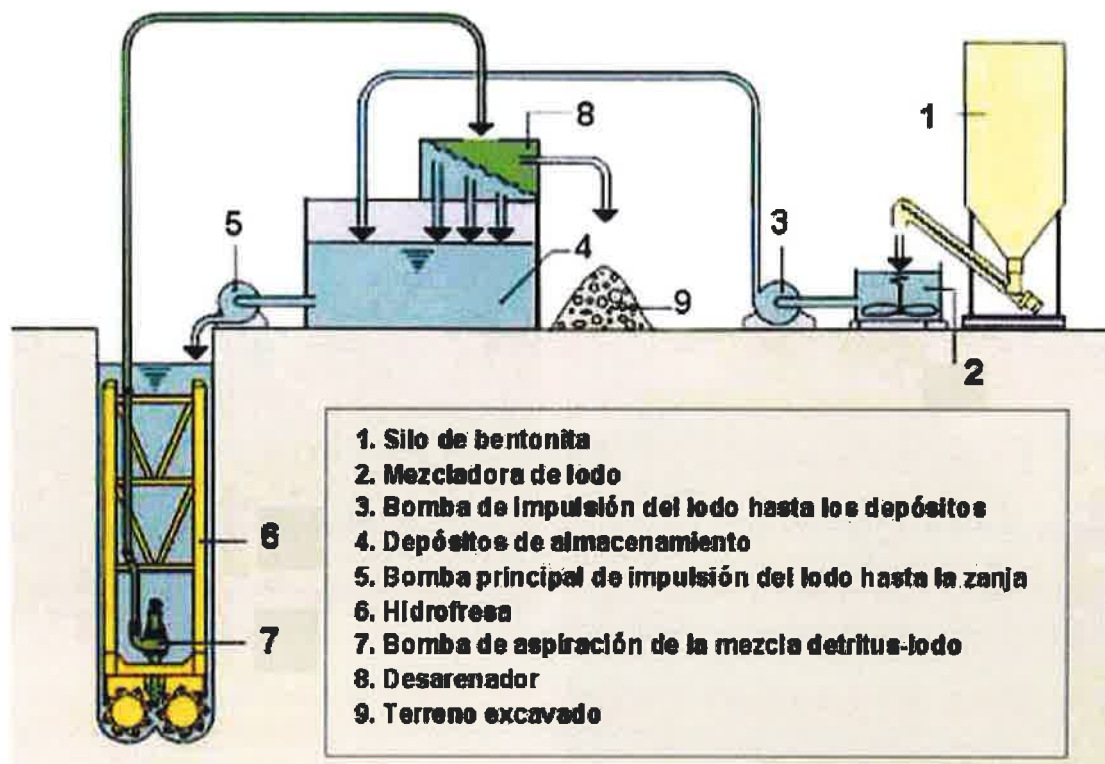


Figura 50: Equipos necesarios para la ejecución de pantallas con hidrofresa.

A continuación se adjuntan algunas fotografías con las hidrofresas utilizadas en la ejecución de las obras que nos ocupa.



Foto 12 y 13: Ejecución de las obras mediante hidrofresa.

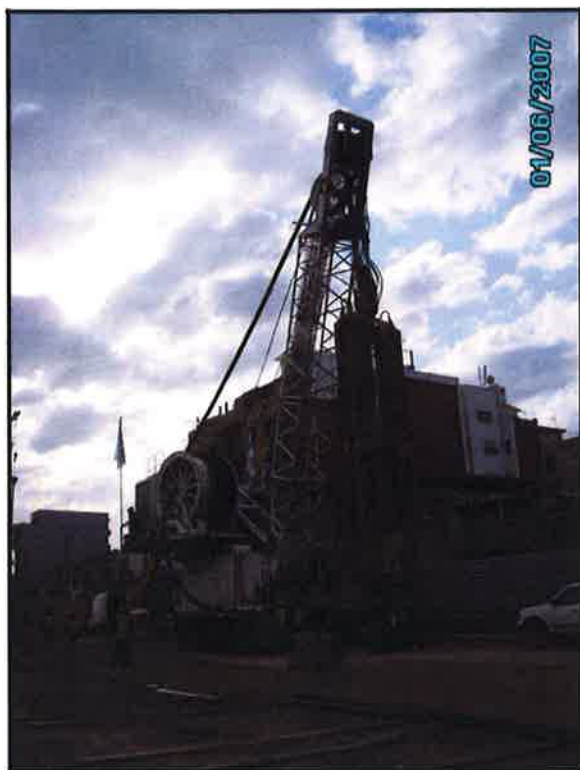


Foto 14 y 15: Ejecución de las obras mediante hidrofresa.

4.2.3. Ejecución de Jet Grouting

Antes de iniciar los trabajos de ejecución de los estampidores de terreno mejorado, debía realizarse un campo de pruebas para determinar la geometría y características de las columnas de Jet-Grouting realizadas con distintos parámetros y sistemas de inyección.

Se prevía utilizar a estos efectos una de las zonas del recinto de pruebas anexas a la zona principal de ensayo reservada para medir los efectos de excavación de las pantallas y libre de las perturbaciones de contorno.

Como sistema de inyección se usó el sistema de fluido doble también llamado Jet II (lechada de cemento + aire).

4.2.3.1. Campo de prueba

Previo a la ejecución del Jet Grouting se realizó un campo pruebas, tal y como fijaba el pliego de condiciones, para fijar los parámetros a emplear durante la ejecución del tratamiento, para conseguir los objetivos que previamente se habían fijado y que estaban fijados en conseguir lo siguiente:

- Módulo de deformación de $E=20.000 \text{ kg/cm}^2$.
- Resistencia a la compresión simple de $RCS=50 \text{ kg/cm}^2$.

Para el diseño del campo de prueba se consideró lo siguiente:

- a) Las columnas de prueba se harían en la zona con el suelo representativo, cercano a un sondeo (no más de 20 metros).
- b) Ejecución de las pruebas en emplazamientos abarcables en una sola implantación de los equipos de inyección. Una vez establecida la planta en una localización, se podrá realizar el tratamiento en un radio de 200 ml desde ésta.
- c) Los parámetros fundamentales del Jet Grouting se registraban de forma continua en una unidad informática que por medio de sensores independientes recibía la siguiente información:
 - Presión de inyección.
 - Caudal de lechada.
 - Volumen de lechada.
 - Velocidad de rotación.
 - Velocidad de extracción de la lanza.
- d) Aplicación de sistemas directos no destructivos, en primera instancia y posteriormente se realizó la valoración de las características geométricas y mecánicas mediante la inspección visual excavando las columnas.
- e) Tubos "sounding", para la verificación del diámetro de columnas.
- f) Toma de muestras y el control del volumen de resurgencia.

- g) Durante la ejecución de columnas de prueba se verificaría la estratigrafía del terreno natural.

Los tubos "sounding" (tubos de acero) pintados un día antes de la instalación, se colocaban a una distancia determinada radialmente desde el centro de la columna de Jet Grouting. Durante la ejecución de columnas se observaban los tubos "sounding", y se sacaban para comprobar el color de los tubos que daban referencia del diámetro de las columnas.

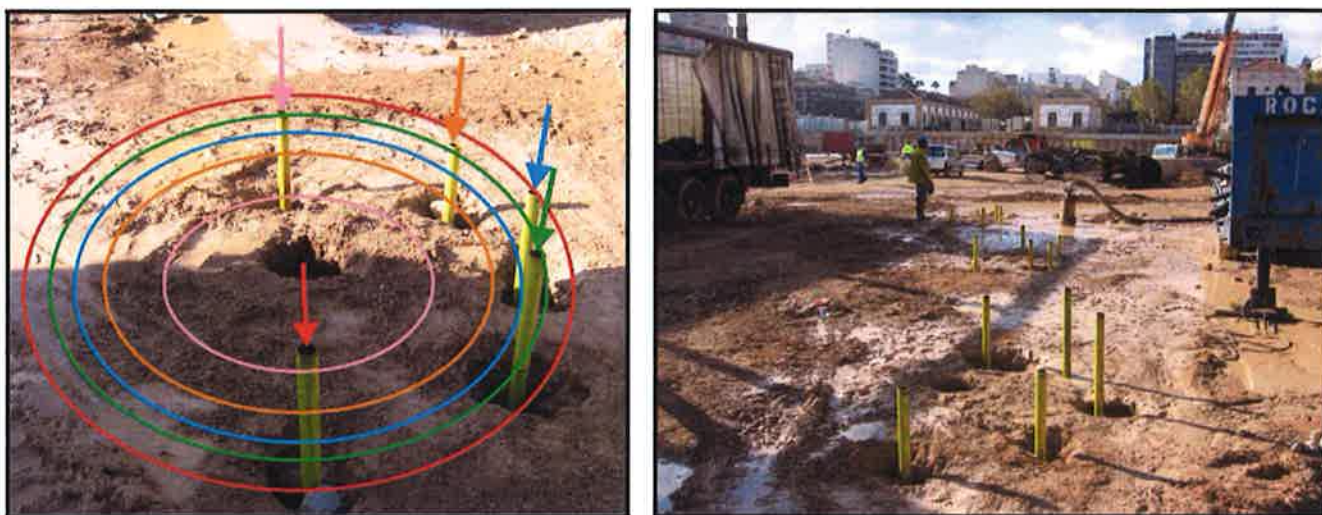


Foto 16 y 17: Tubos "Sounding".

4.2.3.2. Columnas de prueba de Jet Grouting

Se realizarán columnas de prueba de Jet Grouting con los parámetros/características correspondientes a las columnas del proyecto.

La longitud prevista de columnas de prueba de Jet Grouting era de aproximadamente 14,00 m.

Se colocarán 4 tubos "sounding" a 0,50, 0,70, 0,90 y 1,10 metros, radialmente desde el centro de la columna.

En el cuadro adjunto figuran los principales parámetros de las columnas de prueba empleados y las distintas combinaciones probadas con el fin de lograr las columnas de proyecto.

No. columna de prueba	Presión de inyección (bar)	Tobera de corte (mm)	Caudal de corte (l/min.)	Velocidad de rotación (rpm)	Tiempo de extracción (min/m)	Diámetro estimado Arena (m)	Precorte Tiempo de extracción (min/m)	Diámetro estimado Arcilla (m)	Consumo de cemento (kg/ml)
1	300	5,5	275	5	10,56	>2,20	-	1,60-1,80	2.170
2	400	4,5	200	5	12,78	1,80-2,00	-	1,40-1,80	1.913
3	450	4,5	230	5	11,94	>2,20	-	-	2.050
4	240	6,0	250	5	10,00	1,40-1,80 (*)	10	>1,40	1.875
5	240	6,0	260	7-5	12,22	1,80-2,00	5	≈ 1,80	2.383
6	300	5,5	275	5	10,67	2,00	-	-	2.200

Tabla 6. Parámetros utilizados en el campo de pruebas de las columnas de Jet Grouting.

Para verificar que con los parámetros y el procedimiento adoptados se conseguía la inyección de cemento en el volumen y dimensiones previstas se realizó una prueba en el recinto de ensayos, en una de las zonas adyacentes a la zona principal de ensayos entre pantallas. Para ello en dos grupos independientes de 9 pilotes de arranque de los estampidores de jet (conforme se recogen en figura adjunta) se realizarán las siguientes operaciones:

- 1) Ejecución de las 9 columnas de Jet-Grouting según el siguiente método:
 - 1.1) Perforación inclinada con una desviación de la vertical $i = 1\%$.
 - 1.2) Medición de la desviación de la perforación con inclinómetro.
 - 1.3) Ejecución de la columna de Jet-Grouting del diámetro prefijado D.
- 2) Ejecución del sondeo SO para comprobar el alcance de las columnas en el punto de intersección triangular; se comprobaba la verticalidad con inclinómetro.
- 3) Ejecución de los tres sondeos SA, a mitad de la distancia menor entre los taladros de jet, para comprobar las profundidades alcanzadas y verificar la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad y la densidad del terreno inyectado; se comprobaba la verticalidad con inclinómetro.

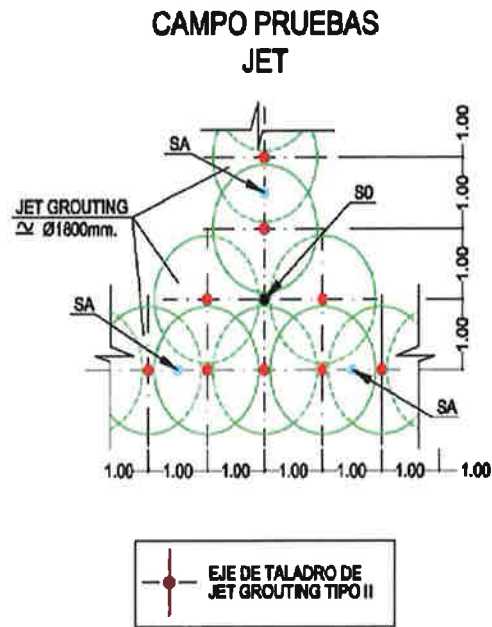


Figura 51: Esquema de taladros realizados en la zona de ensayos.

Los elementos de limpieza durante la perforación se podían utilizar, dependiendo de las necesidades de aire, agua o lodo.

El espacio anular entre la perforación y el varillaje de Jet Grouting debía ser suficiente para permitir la salida de los rechazos sin ningún tipo de obstrucción.

Con respecto a la máxima desviación permitida en las perforaciones, con relación a su eje teórico, se exigía que fuera de un 1 %, que debía controlarse mediante medición de la desviación con inclinómetro.

Durante la ejecución de los trabajos de inyección se controlaban mediante registro continuo los parámetros siguientes:

- presiones y caudales de los fluidos
- velocidades de traslación y rotación de la lanza hidráulica
- así mismo, deberán registrarse los siguientes datos :
- comentarios sobre el material sobrante de terreno
- características no previstas
- fecha y tiempo de ejecución



Foto 18: Implantación de los equipos de Jet Grouting en la Obra.



Foto 19 y 20: Máquina para la ejecución del Jet Grouting y ubicación de la máquina en la Obra.



Foto 21 y 22: Preparación para la realización del taladro con la maquinaria de Jet Grouting y ejecución de la perforación de Jet Grouting.

5. DRENES CALIFORNIANOS EN EL FALSO TÚNEL.

El trazado de la línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa, tramo Sant Boi de Llobregat–Hospitalet, discurre íntegramente a través de los materiales del delta del río Llobregat, y en concreto, afecta a la formación acuífero superficial del mismo.

Como consecuencia de la ejecución de las pantallas, que se empotran por razones de sifonamiento en el nivel acuitado a la cota -22 , se interrumpe en cierto modo el flujo de agua a través del acuífero, por lo que el proyecto constructivo plantea una serie de medidas para evitar y/o disminuir el efecto barrera sobre el acuífero superficial en el tramo de falso túnel.

Uno de los fenómenos que se pretende minimizar es el efecto barrera sobre el acuífero superficial en el tramo de falso túnel. El acuífero superficial libre del delta está formado por el denominado nivel superior detrítico, constituido por arenas medias y gruesas con gravas dispersas y con intercalaciones dispersas de limos. Este nivel presenta una potencia media comprendida entre los 12 m y los 13 m y descansa sobre un nivel poco permeable que forma el acuitado de los materiales del nivel medio del delta, integrados por la cuña de limos arcillosos oscuros, en los cuales se prevé empotrar las pantallas del falso túnel.

El efecto barrera se pretende evitar en proyecto mediante la construcción de parejas de pozos de gravas, una a cada lado de la infraestructura, separadas una distancia de 100 m. El proyecto de construcción prevé la disposición de 18 parejas de pozos con unas dimensiones en planta de 1,00 m x 2,60 m. Cada pareja se conecta mediante 6 drenes de 100 mm de diámetro ubicados en el interior de la solera.

Esta solución no presentaba en principio ventajas que compensen los inconvenientes y riesgos que plantea su ejecución, y posterior mantenimiento en fase de explotación.

En cualquier caso las pantallas de gravas deben situarse alejadas de la pantalla de hormigón, ya que comprometen la seguridad tanto en fase de obra como durante la explotación del túnel, debido a que constituyen un depósito de agua con elevado volumen, carga hidráulica y elevada permeabilidad en el trasdós de las pantallas, lo que podría originar filtraciones a través de las juntas de hormigonado con caudales difíciles de controlar, pudiendo incluso quedar reducida o anulada su efectividad al reparar eventuales filtraciones mediante inyecciones.

Puede demostrarse que en el dren horizontal, la longitud del mismo tiene un efecto similar al de la longitud de pozo (o zanja en nuestro caso) atravesando toda la potencia del acuífero. Este argumento ha servido para plantear una solución mediante parejas de drenes horizontales conectadas bajo la solera, tal y como se muestra en los esquemas adjuntos.

La solución propuesta consiste en la realización de parejas de drenes californianos orientados 45° respecto a las pantallas, de 100 mm de diámetro, según se presenta a continuación, conectados bajo solera mediante dos tuberías de PEAD, PVC o acero, presenta una permeabilidad equivalente de la celda de 250 m, siempre superior al 100% de la permeabilidad del terreno original, lo que cumple sobradamente el requisito expreso establecido por la METALL, que establece una permeabilidad equivalente del sistema comprendida entre el 40% y el 60% de la permeabilidad original, y el requisito implícito de su nueva nota, que establece que sea el 100 %.

Se ha dispuesto una doble conducción bajo la solera, con un sistema de válvulas y tuberías que mejora el mantenimiento del sistema, al permitir labores de limpieza desde un único lado de las vías, con acceso desde fuera del túnel, lo que evita interferir las labores de mantenimiento del sistema de drenaje con otras que tengan que realizarse desde dentro del túnel (mantenimiento de la infraestructura ferroviaria, electrificación, señalización, etc).

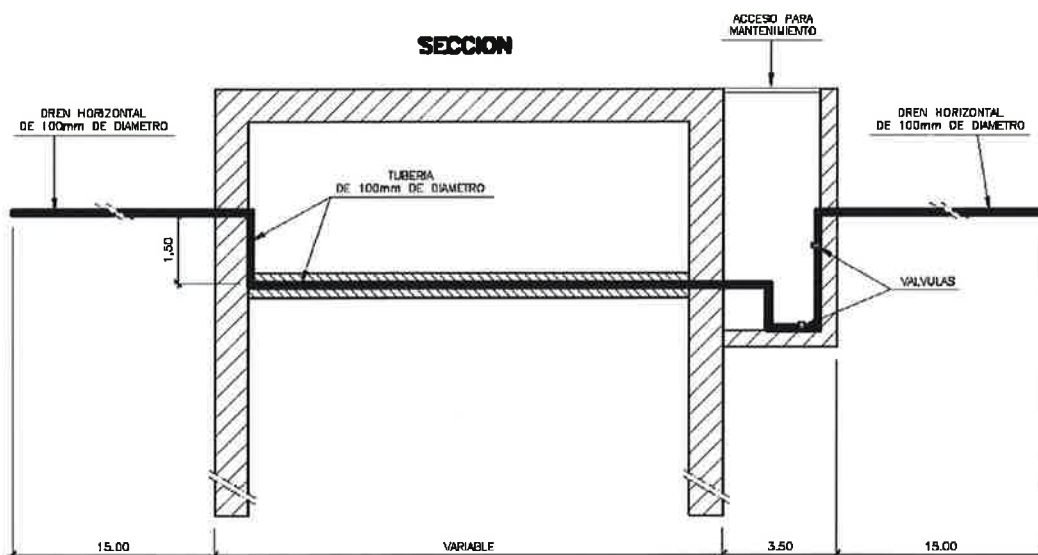


Figura 52. Esquema en alzado de la disposición de los drenes horizontales.

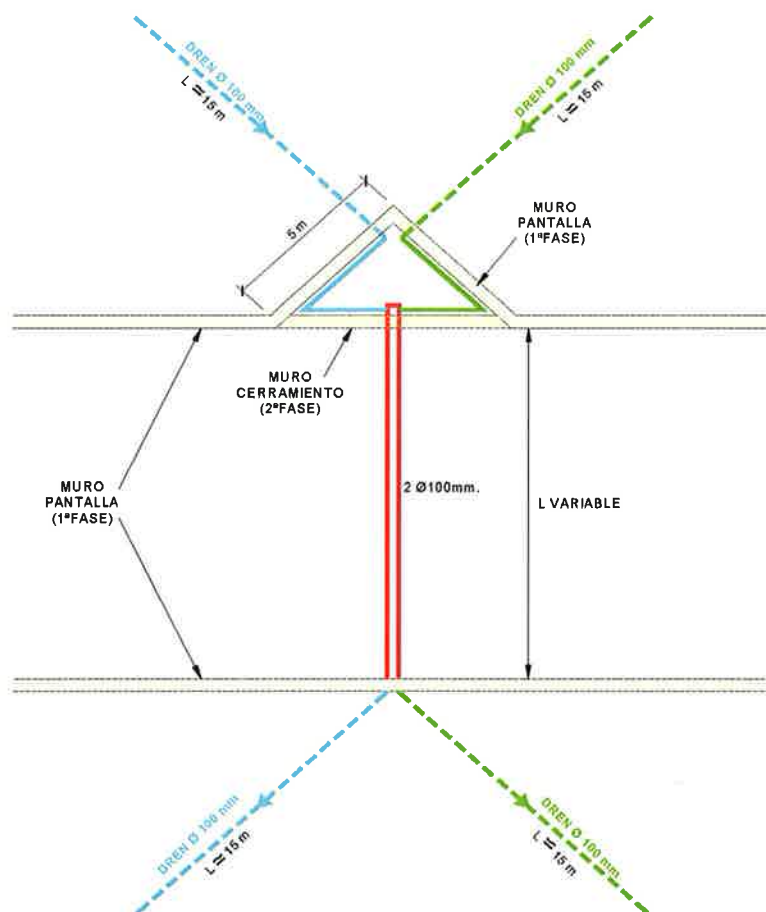


Figura 53. Esquema en planta de la disposición de los drenes horizontales.

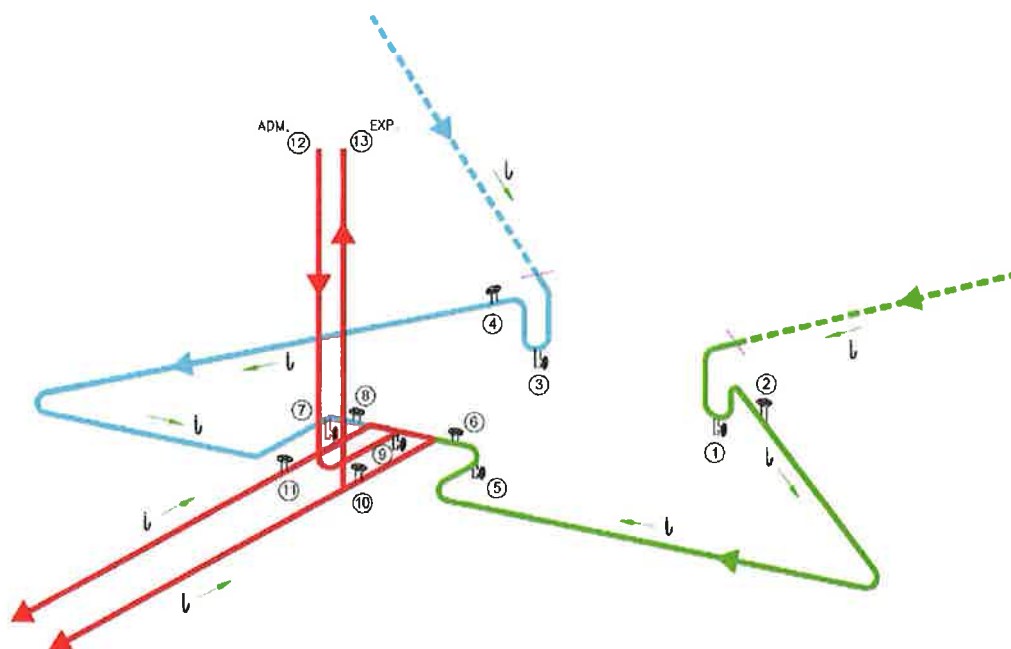


Figura 54. Esquema de tuberías en la zona del pozo de válvulas.

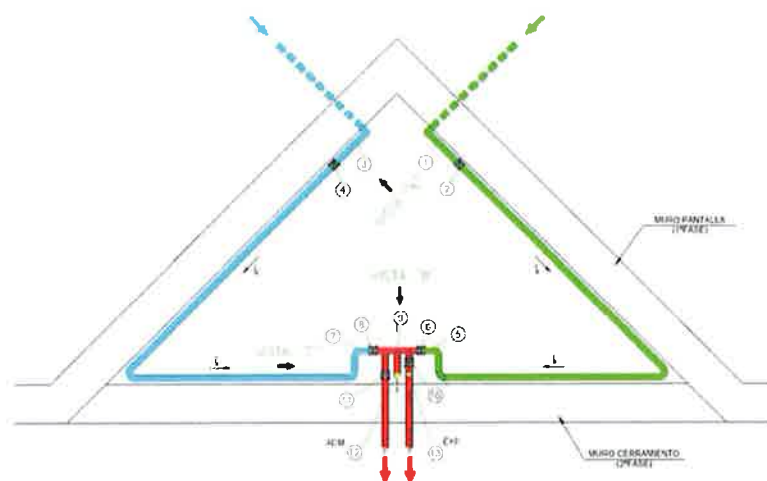


Figura 55. Detalle en planta de la zona del pozo de válvulas de los drenes horizontales.

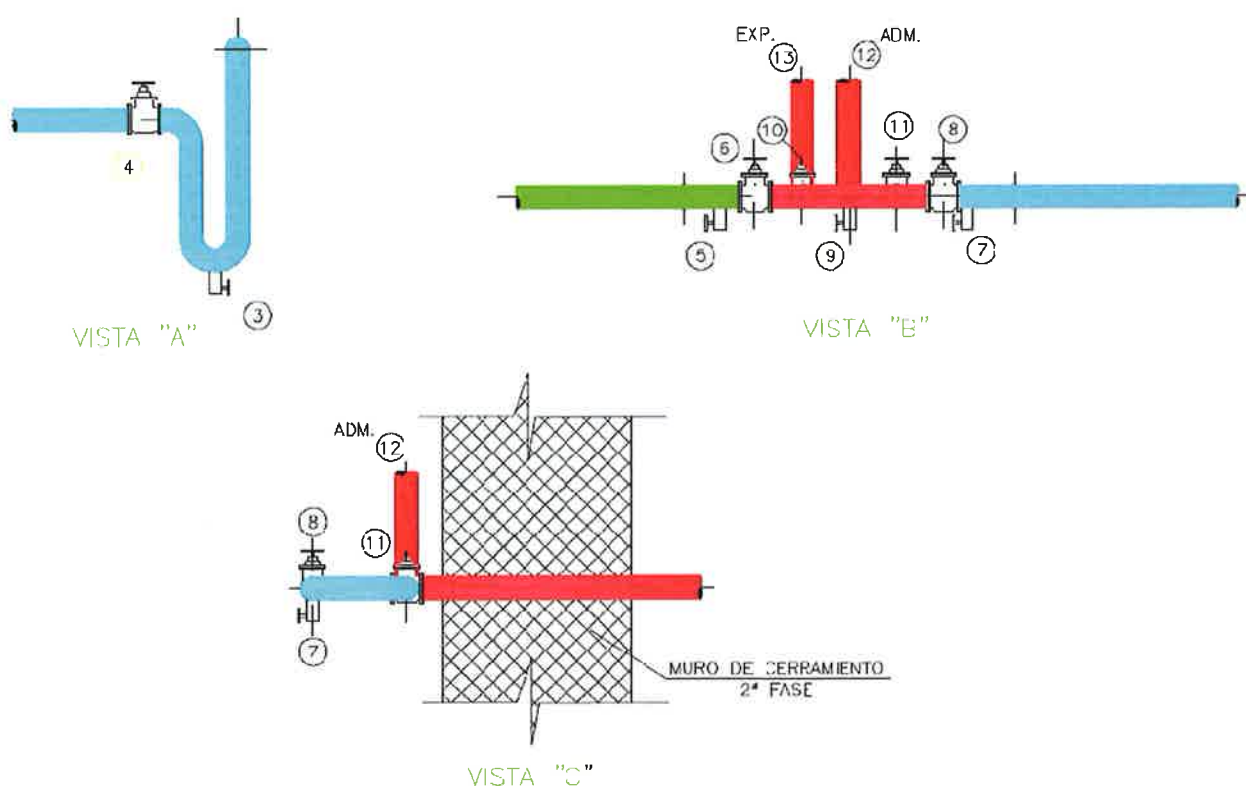


Figura 56. Vistas del pozo de válvulas de los drenes horizontales con las diferentes tuberías que lo componen.

OPERACIÓN	VÁLVULAS "A" = abierta / "C" = cerrada / "-" = no interviene													OBSERVACIONES
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
drenaje	C	A	C	A	C	A	C	A	C	A	A	A	A	estado normal del sistema
limpieza mediante bombeo de drenes de aguas arriba VERDE y AZUL	C	A	C	A	C	A	C	A	C	C	C	A	-	bombeo de agua a contracorriente desde superficie (tubería 12)
limpieza de dren de aguas arriba VERDE, Opción 1	C	A	C	-	C	A	C	C	C	C	-	A	-	bombeo de agua a contracorriente desde superficie (tubería 12)
limpieza de dren de aguas arriba VERDE, Opción 2	A	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	bombeo de agua a contracorriente desde nicho (válvula 1)
limpieza de dren de aguas arriba AZUL, Opción 1	-	-	C	A	-	C	C	A	C	C	C	A	-	bombeo de agua a contracorriente desde superficie (tubería 12)
limpieza de dren de aguas arriba AZUL, Opción 2	-	-	A	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	bombeo de agua a contracorriente desde nicho (válvula 3)
limpieza de emisario de aguas arriba VERDE	C	A	-	-	A	C	-	-	-	-	-	-	-	con agua del acuífero
limpieza de emisario de aguas arriba AZUL	-	-	C	A	-	-	A	C	-	-	-	-	-	con agua del acuífero
limpieza de drenes de aguas abajo VERDE y AZUL	-	-	-	-	-	C	-	C	C	A	A	A	C	bombeo de agua desde superficie (tubería 12)
limpieza de emisarios entre pantallas ROJOS, Opción 1	-	-	-	-	-	C	-	C	A	A	A	A	A	con agua del acuífero a contracorriente
limpieza de emisarios entre pantallas ROJOS, Opción 2	-	-	-	-	-	C	-	C	C	A	A	A	A	bombeo de agua desde superficie (tubería 12)

Tabla 7. Operaciones que se pueden realizar con las válvulas del pozo.

El sistema adoptado drena el tramo de falso túnel en 16 subtramos independientes entre sí, y separados longitudes variables entre 77 y 144 m.

Cada uno de los subtramos está drenado por un Módulo de Drenaje, que está formado por los siguientes elementos:

- Aguas arriba del recinto apantallado, dos/tres drenes Ø 100 mm y 15 m de longitud aproximada cada uno, que captan del acuífero el agua a trasegar.
- Aguas arriba del recinto apantallado y adosado a él, un pozo para alojar la valvulería del sistema, dotado de acceso desde superficie, independiente del recinto que alberga la plataforma de la L.A.V..
- En el recinto apantallado, dos tuberías Ø 100 mm que actúan de emisarios, conectando los drenes de aguas arriba con los de aguas abajo.

- d) Aguas abajo del recinto apantallado, dos drenes Ø 100 mm de 15 m de longitud aproximada cada uno, que entregan al acuífero el agua trasegada.

Las posibilidades que tiene el sistema de drenaje propuesto se pueden resumir así:

- Se aísla el sistema de drenaje del recinto que alberga la plataforma de la LAV, lo que permite llevar a cabo las labores de mantenimiento independientemente de otras rutinarias e inherentes a la explotación de la línea ferroviaria.
- Se crea una gran modulación del sistema de drenaje. Esto permite actuar en un módulo (por limpieza, mantenimiento, etc) sin que el resto del sistema deje de funcionar.
- Se permite la limpieza individual o conjunta de los drenes de aguas arriba de cada módulo, que son los que más problemas de colmatación del geotextil pueden presentar.
- Se posibilita la limpieza de los drenes de aguas abajo de cada módulo simultáneamente.
- Se posibilita la limpieza de las tuberías entre pantallas y las tuberías interiores de los nichos.
- Se posibilita la reperforación de los drenes de aguas arriba.

En cada uno de los nichos se han dispuesto las válvulas necesarias para la explotación y mantenimiento del sistema (13 válvulas en nichos de dos drenes y 17 válvulas en nichos de tres drenes). Con diferentes operaciones de apertura y cierre de las mismas se consiguen las funciones indicadas en la figura anterior.



Foto 23. Detalle de la ejecución de drenes horizontales (a la izquierda perforación previa de la pantalla de hormigón y a la derecha instalación de tubo ranurado).



Foto 24. Detalle de la ejecución de drenes horizontales



Foto 25. Tubo ranurado para los drenes horizontales.

6. VIADUCTOS EMPUJADOS SOBRE EL RÍO LLOBREGAT

Los viaductos ocupan el lugar de un anterior puente metálico en celosía por donde discurría la línea ferroviaria convencional, cuyo tráfico se ha desviado definitivamente a uno de los dos viaductos (lado IB o RENFE).

Los dos viaductos tienen la siguiente distribución de luces y se diseñaron siguiendo los criterios que se exponen a continuación:

- $34.20 + 2 \times 45.60 + 43.32 + 41.04$ (UIC)
- $34.50 + 2 \times 46.00 + 43.70 + 41.40$ (RENFE)

- Los apoyos de pilas y estribos se colocan esviados según el esviaje que marcan el río y la Ronda de Llevant.
- Las pilas 1 y 4 se colocan coincidiendo con el muro del futuro encauzamiento del río, por lo que sólo habrá dos pilas en el cauce del río.
- Las pilas 2 y 3 se han colocado por delante de las pilas del viaducto existente de tal forma que sus cimentaciones respectivas no se interfieran y se pudiera así optimizar su plazo de ejecución.
- El estribo 1 se coloca por detrás del estribo existente y el estribo 2 se coloca a una distancia prudencial de los servicios existentes.

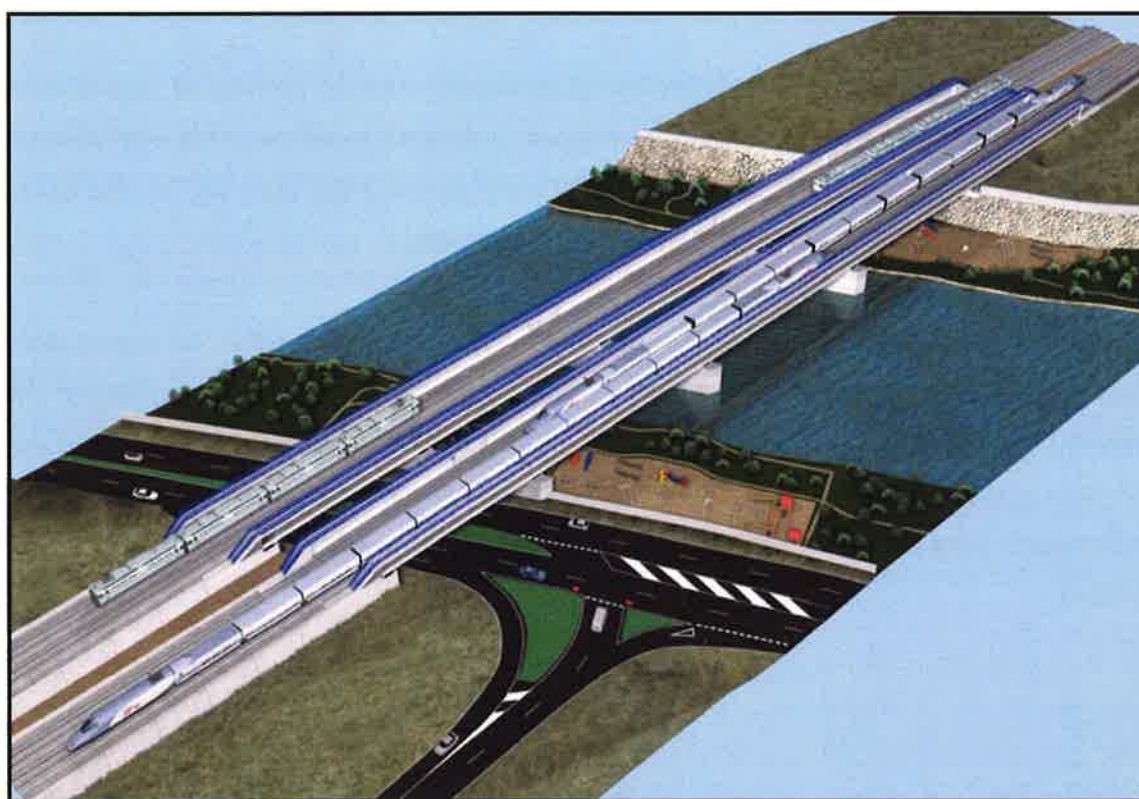


Figura 57. Imagen virtual del viaducto acabado.

El tablero es una sección artesa de hormigón pretensado, con el canto subiendo por los laterales de la plataforma. Se establece un canto total de 3,85 m, con un descuelgue máximo de 1,12 m bajo vía en placa. En efecto, en su parte inferior y uniendo las dos almas, se dispone una losa de 0,40 m de espesor que se apoya en unas costillas de canto total de 1,12 m y situadas en esviado cada 2,30 m. El método constructivo es el de fabricación de dovelas detrás del estribo 1 y empuje progresivo hasta alcanzar el estribo 2.

Esta sección permite cumplir con los requisitos hidráulicos del Llobregat, mantener el gálibo existente sobre la ronda de Llevant, a la vez que librar los servicios afectados de la margen izquierda, así como el túnel de FGC. Además, al construirlo por empuje desde E-2, la interferencia con la Ronda de Llevant es nula.

Las dovelas se construyen desfasando cada uno de los nervios que constituyen las almas laterales una distancia equivalente al esviaje de los apoyos en las pilas. De este modo, durante las operaciones de empuje, los dos nervios llegarán a apoyarse simultáneamente en cada pila. Sin duda, la sección abierta de la artesa es la que se adapta estructuralmente mejor al esviaje de los apoyos.

Estéticamente, los paramentos laterales de la sección se han partido en tres planos inclinados, dándole un estriado al intermedio para romper la sensación de pesadez que un tabique vertical pudiese dar. Así mismo, se prevé pintar los paramentos exteriores del tablero para mejorar su aspecto y ocultar los cajetines del pretensado transversal.

El tablero consta de 3 tipos de pretensado, uno recto en la tabla inferior y en los núcleos superiores de las almas para el empuje de las dovelas. Un segundo pretensado parabólico de servicio que recorre las almas, anclándose en los regruessamientos ubicados cerca de los apoyos en pilas y que se efectúa una vez el tablero ha alcanzado su posición definitiva. Por último, un pretensado transversal en las costillas inferiores que se tesa una vez la dovela ha salido del parque.

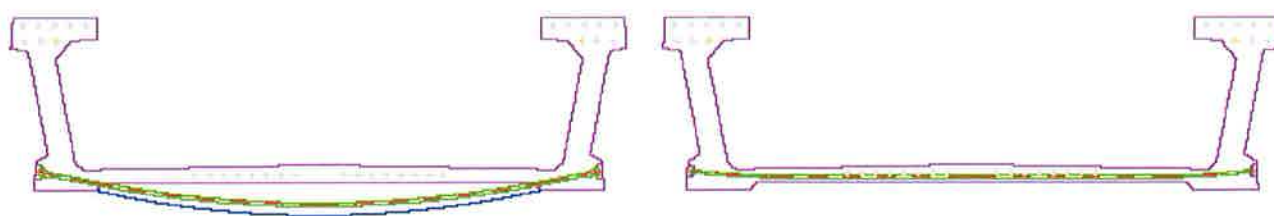


Figura 58: Secciones transversales tipo que se alternan cada 1m dada la geometría nervada



Foto 26. Tipologías de pretensado longitudinal.(zq.: Empuje superior y de servicio en hastial sobre estribo; Dch. Arriba: refuerzo en hastiales sobre pilas y de servicio; Dch. Abajo: Empuje inferior)

Ambos viaductos se apoyan en unas pilas macizas en forma de tabique de 2,50 m de espesor. Dichas pilas se prolongan desde un viaducto al otro con el fin de mejorar su comportamiento hidráulico. Las pilas se colocan esviadas con respecto a la vía, siguiendo la dirección del curso del agua. Los paramentos de dichas pilas presentan unas ranuras horizontales para aligerar su aspecto visual debido a su gran longitud.

La cimentación de las pilas 2 y 3, se modifica con respecto a la de proyecto, pasándose de pilotes in situ de diámetro 1.25 m a pilotes hincados, manteniéndose el encepado con las mismas dimensiones en planta que las del proyecto, es decir, longitud variable en sentido transversal al puente, 6 m en sentido longitudinal y canto 2,00 m ejecutado con hormigón HA-30 sobre un conjunto de 33 pilotes prefabricados previamente hincados en el terreno.

La cimentación de las pilas 1 y 4, consiste en un encepado con las mismas dimensiones en planta que las del proyecto, longitud variable en sentido transversal al puente, 6 m en sentido longitudinal

y canto 2,00 m ejecutado con hormigón HA-30 sobre un conjunto de 36 pilotes prefabricados previamente hincados en el terreno.

Los pilotes prefabricados son de sección cuadrada con 0,4 m de lado y fabricados con hormigón HA-45, se disponen en una cuadrícula de 17 x 4 con separación entre pilotes en sentido transversal de 1.70 m para las pilas 2 y 3, y de 1.545 m para las pilas 1 y 4, y en sentido longitudinal de 2,00 m. Para las pilas 2 y 3 los pilotes irán todos ellos verticales, mientras que para las pilas 1 y 4, los 24 pilotes del contorno exterior se disponen con una inclinación hacia fuera del encepado de 5° respecto a la vertical para colaborar a resistir los esfuerzos horizontales transmitidos por las pilas. Los pilotes tienen un tope estructural de 205 t y se obtuvieron en obra profundidades del entorno de los 35 m, para alcanzar dicho tope, situación que se producía cuando se alcanzaba la condición de rechazo que era 560 golpes para hincar el último metro de pilote. Estos pilotes estaban armados con 8 barras $\Phi 20$ de acero B-500S situadas en las esquinas por parejas y atadas mediante cercos $\Phi 8$ separados cada 0.12 m.

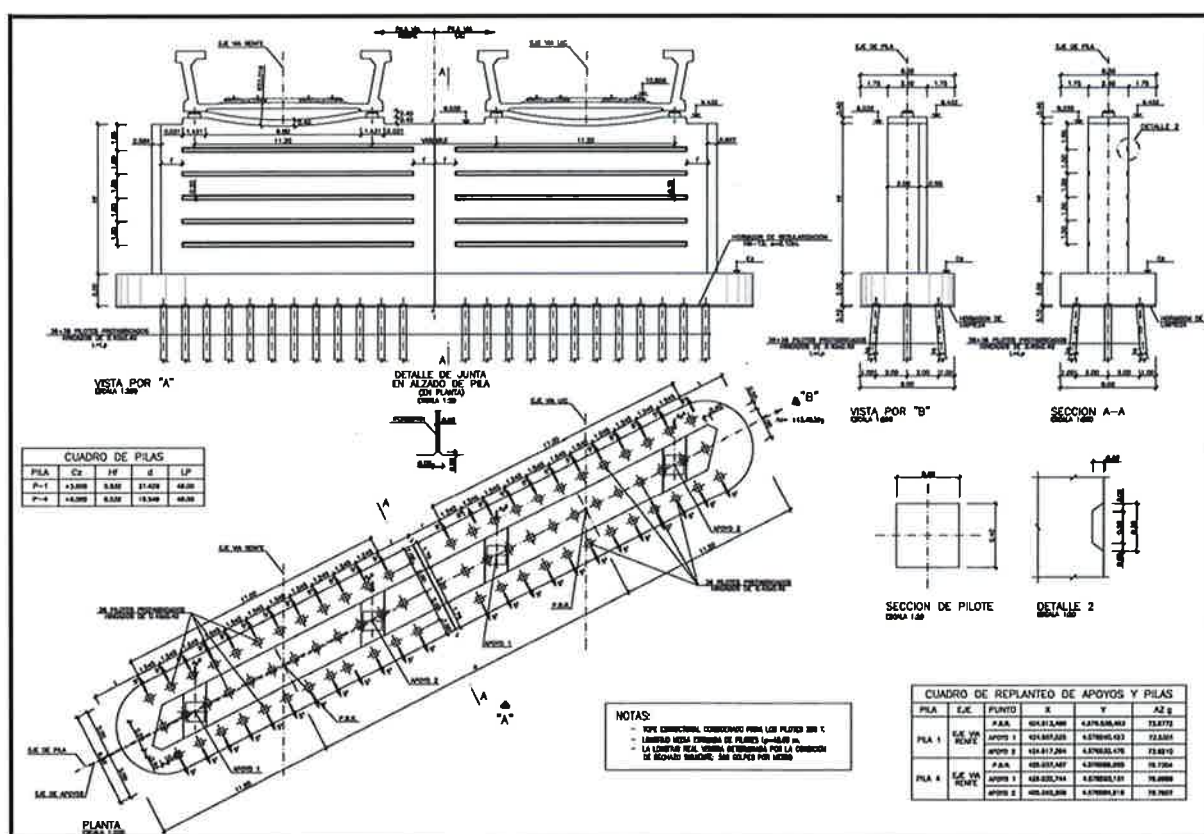


Figura 59: Geometría de las pilas 1 y 4 del viaducto sobre el río Llobregat.

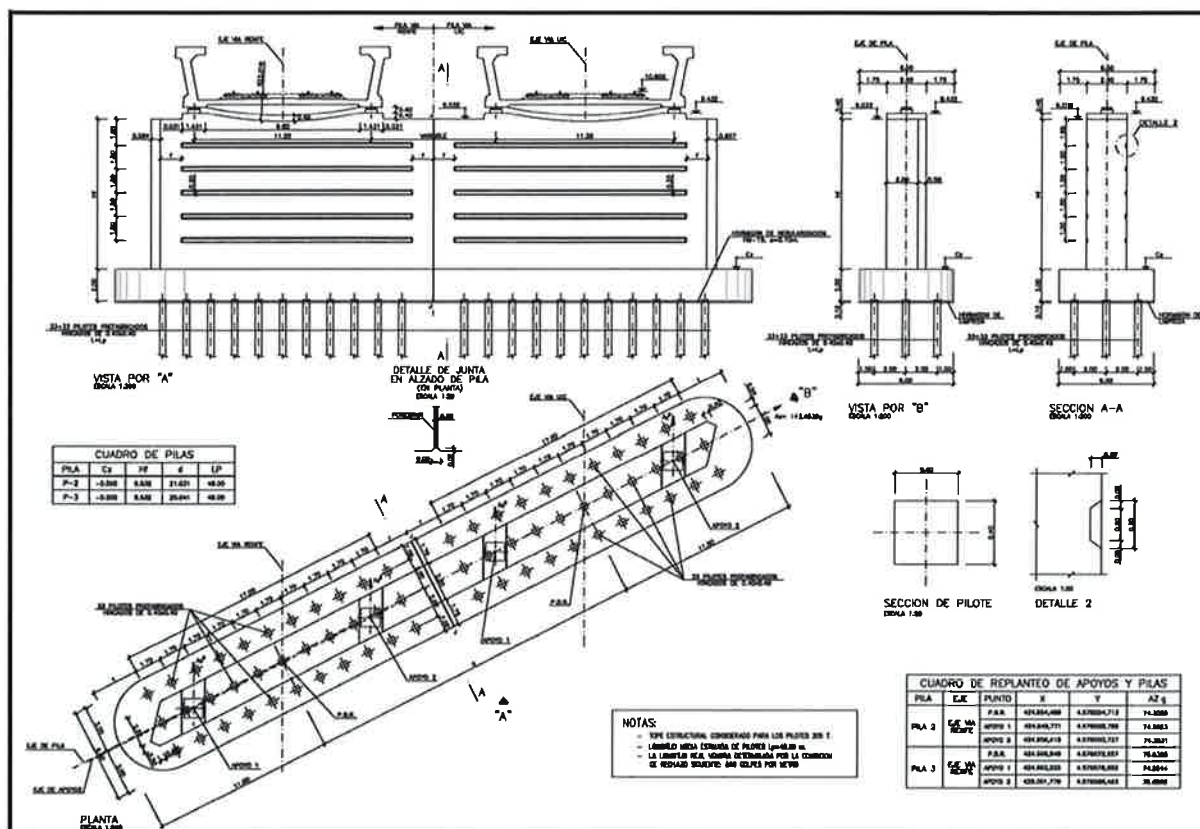


Figura 60: Geometría de las pilas 1 y 4 del viaducto sobre el río Llobregat.

Los pilotes se debían descabezar a una cota de 0,2 m por debajo de la cara inferior de encepado para poder ejecutar conjuntamente con éste un pequeño capitel sobre los pilotes que permitiera una transición de tensiones más suave y el aseguramiento de la capacidad resistente del nudo de unión entre pilote y encepado.

Los pilotes se fabricaban en módulos de 12 m que se unían en obra mediante una junta, patentada por la empresa suministradora de los mismos.



Foto 27. Planta con equipos de ejecución de pilotes hincados en la pila P-1.



Foto 28. Maquinaria hincado pilotes prefabricados.



Foto 29, 30 y 31. Pilotes hincados ejecutados y pilotes acopiados a pie de obra.

Los respectivos alzado y cimentación de los estribos son sensiblemente diferentes, debido a la naturaleza de dintel empujado como opción constructiva y al tipo de fijación que suele obligar los tableros de viaductos ferroviarios, de fijar un estribo para que se lleve las fuerzas horizontales de frenado y arranque.

Los estribos son de tipo cerrado y están también cimentados sobre pilotes hincados prefabricados.

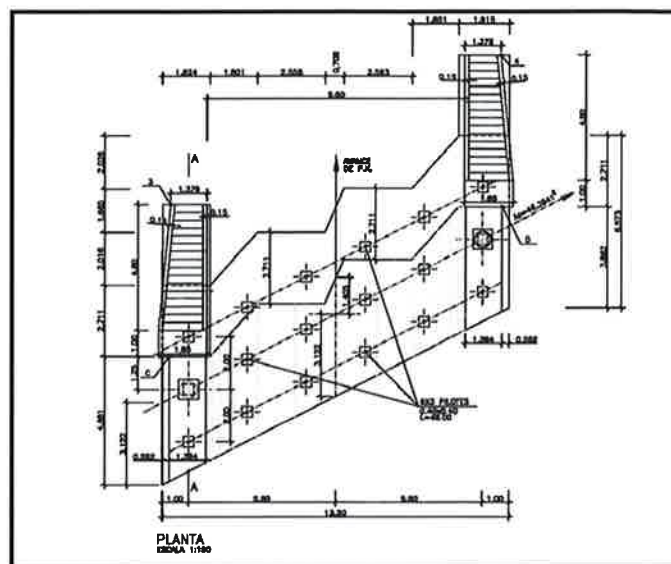
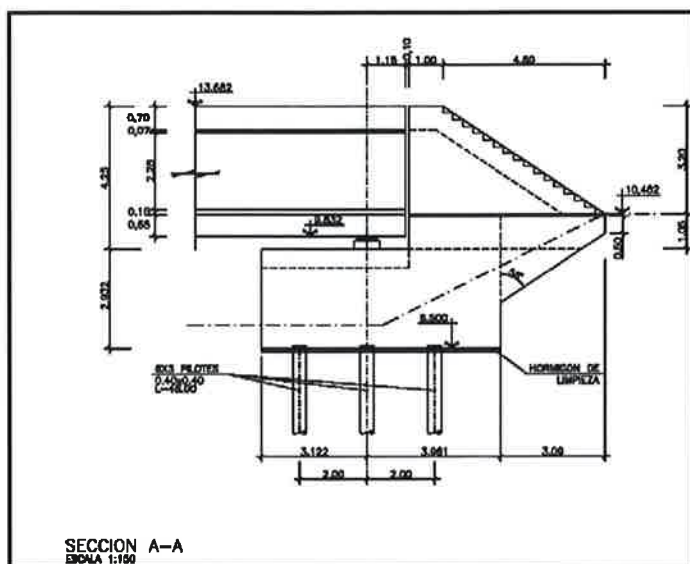


Figura 61. Estribo libre. Estribo lado Hospitalet.

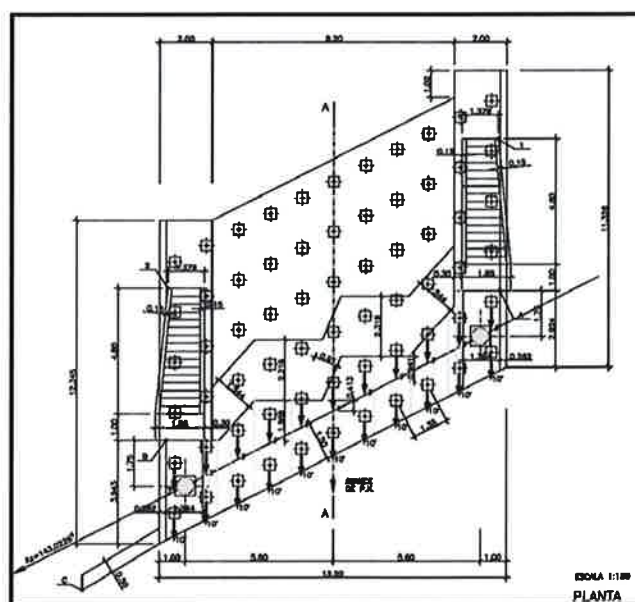
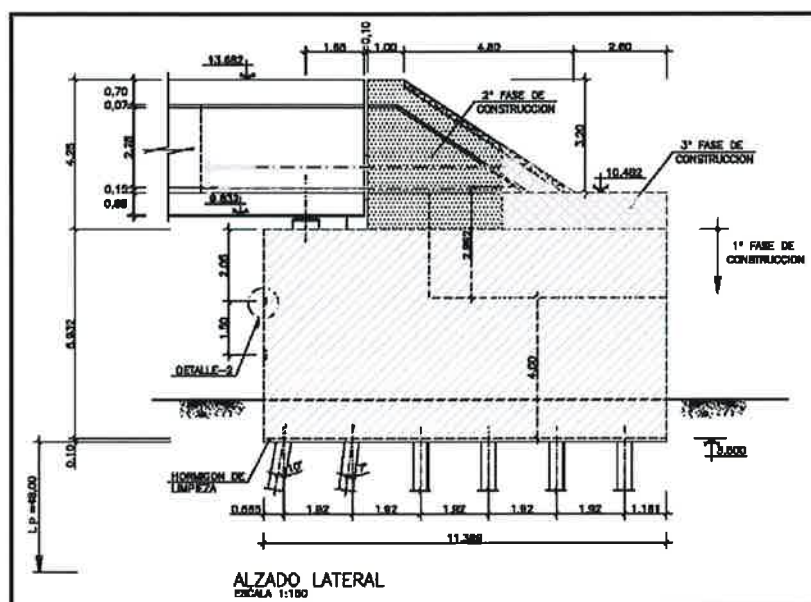


Figura 62. Estribo fijo. Estribo lado Prat.

El tablero se fija longitudinalmente al estribo de empuje 1. Por lo tanto, se dispone una junta de dilatación de vía en el estribo 2. Los apoyos son de tipo POT, disponiéndose un apoyo libre y otro guiado longitudinalmente en cada pila.

En cuanto al proceso constructivo, primero se sacrificará la vía existente al aeropuerto, demoliendo su viaducto correspondiente. A continuación se ejecutará el viaducto de ancho ibérico mientras se mantiene el tráfico por el viaducto actual. Una vez esté el viaducto nuevo ejecutado, se desviará el tráfico RENFE por dicho viaducto y se procederá a demoler el existente. Por último se construirá el nuevo viaducto correspondiente a la línea de alta velocidad.

La construcción se prevé por empuje de dovelas del orden de la mitad del vano. Con esta técnica, son imprescindibles dos elementos:

- a) Parque de dovelas (o de prefabricación): zona clave del proceso constructivo pues es el recinto que alberga el ciclo de fabricación de dovelas, además de ser una estructura auxiliar, en conexión a uno de los estribos del futuro puente, que interactuando con el terreno proporciona la resistencia necesaria para efectuar el empuje del puente.

Básicamente, se trata de una sección en U de hormigón armado de algo menos de 50m de longitud y 3m de canto, cimentada a través de 50 pilotes prefabricados de hormigón de $40 \times 40 \text{ cm}^2$, hincados hasta rechazo, pero con una longitud mínima aproximada de 35 m.

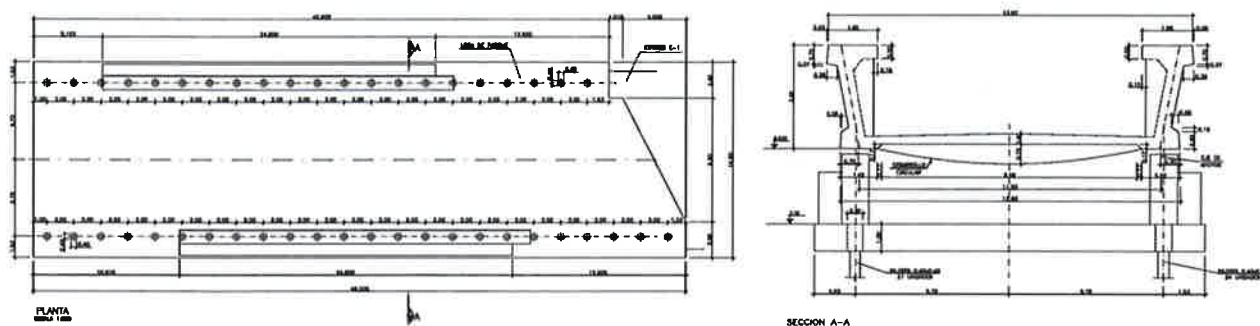


Figura 63. Cimentación del Parque de Dovelas.

- b) Nariz o pico de lanzamiento: estructura provisional en celosía de longitud 22m, de canto igual a los 3.85m del dintel y conectada al extremo de la primera dovela. Su finalidad es reducir los esfuerzos sobre las secciones del tablero durante sucesivas situaciones intermedias de construcción y proporciona una compensación de cargas en los primeros empujes.

La metodología constructiva que se ha seguido en la obra consta principalmente de las siguientes etapas:

- 1) Parque de dovelas y estribo adyacente.



Foto 32, 33, 34 y 35. Parque de empuje de d6velas. Arriba izq. Ferrallado del parque de d6velas.

Abajo izq. Montaje del encofrado de las d6velas. Arriba dch. Empuje del tablero con nariz de lanzamiento al fondo. Abajo dch. Ferrallado de d6vela.

- 2) Pilas y estribo opuesto: se tuvo que llevar a cabo un refuerzo y sobreelevación con tierras de la zona adyacente al cauce principal del río Llobregat, y además se colocaron ocho tubos prefabricados de diámetro 1,20 m por los que atravesaba el río y sobre los cuales se habilitaba un paso sobre el cauce para la maquinaria de obra.

Para la excavación, repicado de pilotes y construcción del encepado se generó una zona relativamente estanca mediante el combinado de tablestacado y bombeo. Finalmente encima de una capa de hormigón de limpieza, se lleva a cabo el proceso ferrallado y encofrado a 2 caras con chapas de fenólico. Para evitar la segregación, se realizaban 2 fases de hormigonado mediante bomba por pila. Los encepados y los alzados de las pilas de los dos puentes están separados por una capa de 2cm de porexpan con el fin de conseguir un comportamiento independiente entre ambas estructuras.



Foto 36, 37 y 38. Ferrallado de pila y acabado final.

- 3) El tablero se realiza en 10 ciclos (nº de dovelas) de encofrado-ferrallado-hormigonado-desencofrado-tesado-empuje, cuya duración unitaria es de aproximadamente 7 días. Tal y como ya se ha comentado anteriormente, esta fase tenía su punto de producción en el parque de dovelas.



Foto 39. Empuje del tablero, llegando al estribo E-2.

- 4) Desmontaje de maquinaria del parque de prefabricación y de la nariz de lanzamiento.
- 5) Elevando con unos gatos, se desalojó la maquinaria de empuje y se colocaron los apoyos definitivos, dependiendo del tipo de apoyo que se deba reproducir: fijo (estribo El Prat) y móvil (estribo Hospitalet)
- 6) Acabados, reparaciones, protecciones y elementos auxiliares. Esta fase contemplaba desde: impermeabilizaciones, pinturas de protección (frente carbonatación), abujardado exterior de hastiales, adecuación de drenajes, juntas de calzada (perfil

metálico+neopreno) y cuñas de transición (para graduar crecimiento o decrecimiento de rigidez de la plataforma) con grava cemento (estribo Hospitalet) o suelo mejorado+losa hormigón (estribo El Prat).

7) Prueba de carga

8) Ejecutar los diversos proyectos que incluyen: vía ferroviaria (travesía y raíl), catenaria, red eléctrica, señalización, iluminación, barreras, etc.



Foto 40. Viaductos finalizados.

6.1. VENTAJAS DE LA CIMENTACIÓN CON PILOTES HINCADOS

A continuación se exponen las ventajas que consideramos más importantes:

- La carga admisible para la que se deja instalado el pilote es conocida por el propio proceso de hinca y medición del rechazo último, es decir, de la penetración por golpe de la última

andanada efectuada sobre la cabeza del pilote. En los pilotes “in situ”, por el contrario, la carga admisible es un valor teórico obtenido mediante diversos tipos de formulaciones establecidas en base a los parámetros geotécnicos del terreno, conocidos más o menos bien en función de una campaña de ensayos. Los diversos tipos de formulación a emplear no dejan de ser más que fórmulas teóricas dando cada una resultados distintos.

- La posible contribución o no de los terrenos blandos, en el caso de los pilotes hormigonados “in situ” queda poco clara y razones de cautela aconsejan despreciarla en dicho caso. En el caso de los pilotes hincados es el proceso de hinca el que señala la resistencia a hundimiento del pilote contando con los factores que realmente influyen en dicha resistencia al hundimiento sin necesidad de realizar consideraciones teóricas adicionales.
- La única duda sobre el verdadero comportamiento del pilote prefabricado frente a las cargas que debe asumir sitúa al constructor dentro del lado de la seguridad. Esta imprecisión se debe a que durante el proceso de hinca, si el terreno está saturado y es poco permeable, se generan presiones intersticiales en torno al pilote que hacen que la resistencia al hundimiento que se está midiendo en el proceso de hinca sea la denominada resistencia a corto plazo, la cual es sólo una fracción de la resistencia definitiva. Al disiparse las tensiones intersticiales aumenta la resistencia al hundimiento del pilote. Este aumento de la resistencia con el tiempo ha sido descrito por numerosos autores tales como Vesic 1977, Reese 1984, Matsumoto 1995, Likins y Hussein 1992. Podría por tanto incluso establecerse un procedimiento de hinca en dos fases de forma que en la primera fase de hinca se pidiera sólo entre el 50% y el 70% del valor definitivo y en una fase de rehinca, por ejemplo dos semanas después, pasar a comprobar que la resistencia definitiva alcanzada es superior a la necesaria.
- Aunque se extremen los cuidados en las labores de limpieza de la punta en el caso de los pilotes “in situ” siempre quedan impurezas bajo la misma, tanto provenientes de posibles pequeños desprendimientos de material de las paredes como de los residuos de otros materiales, consecuencia del bombeo profundo del hormigón y en su caso del uso de lodos. Esto lleva a que en los pilotes “in situ” haya de preverse un cierto asiento del pilote antes de transmitir la carga para la que está dimensionado. En el caso de los pilotes prefabricados el propio proceso de hinca garantiza un contacto íntimo entre el pilote y el terreno bajo la punta del mismo, por lo que queda garantizado que no se producirá ningún tipo de asiento en vacío.

- El menor tamaño de los pilotes hincados prefabricados propuestos frente a los previstos en proyecto y consecuentemente el mayor número de pilotes en cada pila hace que el posible problema derivado del fallo de un pilote individual quede mucho más limitado en el caso del uso del pilote prefabricado que en el del pilote “in situ”.
- Está más controlado el proceso de fabricación e instalación que en el caso de los pilotes “in situ”, existiendo mayor garantía en cuanto al cumplimiento de plazos.
- El material del pilote está mejor aprovechado. Las limitaciones de esfuerzo tope en los pilotes hormigonados “in situ” se establecen con base en el proceso constructivo del pilote y no en la calidad del hormigón, mientras que en el caso de pilotes prefabricados se establece en función de la calidad real del hormigón del pilote.

7. AUSCULTACIÓN Y CONTROL REALIZADO

Uno de los aspectos más importantes para comprobar el funcionamiento de la solución adoptada consistía en el control de los movimientos de las edificaciones, que como se ha comentado estaban muy cerca de las pantallas a ejecutar.

Las edificaciones existentes, además, son en una gran parte antiguas, con cimentaciones muy someras y poco desarrolladas, siendo, por tanto, muy sensibles a los movimientos.

El objetivo de esta instrumentación es controlar los siguientes parámetros:

- Movimientos en la superficie del terreno próximo a las obras.
- Movimientos en las estructuras y edificaciones próximas a las obras.
- Comportamiento de las pantallas continuas de hormigón armado, en términos de deformaciones.
- Variación del nivel freático en las zonas próximas a la obra.



Foto 41. Aspecto de las viviendas aledañas al falso túnel.

- Presiones ejercidas por el terreno sobre las pantallas..
- Subpresiones a las que se encuentra sometida la solera entre pantallas.
- Movimientos producidos en el entorno del falso túnel y sus posibles repercusiones en estructuras cercanas.

7.1. DISPOSITIVOS DE AUSCULTACIÓN Y CONTROL

Se instalaron los siguientes equipos de auscultación, tanto en el terreno como en las estructuras que se ejecutaron:

7.1.1. Regletas de nivelación

Para controlar los movimientos verticales inducidos a las estructuras y edificaciones que se encontraban dentro de la zona de influencia de los trabajos de excavación, se instalaron

soportes para regletas de nivelación en los elementos estructurales: fachadas, pilares, muros de carga, etc.

7.1.2. Hitos de nivelación

Para conocer los posibles movimientos verticales del terreno. La toma de lecturas se realizó mediante nivelación de precisión con nivel y micrómetro.

7.1.3. Bases de nivelación profunda

Las lecturas de los dispositivos de nivelación se referían a bases de referencia fijas llamadas bases de nivelación profunda, suficientemente alejadas de la zona de influencia de las obras.

7.1.4. Piezómetros

7.1.4.1. Piezómetros abiertos

Los piezómetros se utilizaban para controlar los niveles freáticos y los efectos que podían inducir estos niveles en la obra.

Las lecturas se tomaban con una sonda piezométrica. La sonda era introducida por la boca de la tubería y proporcionará la profundidad a la que se encuentra el nivel de agua desde la superficie del terreno.

7.1.4.2. Piezómetros de cuerda vibrante

Se instalaron piezómetros de cuerda vibrante con el fin de detectar niveles freáticos colgados y también para ver posibles subidas de nivel freático, una vez concluido el proceso de bombeo.

La lectura de estos dispositivos se realizará mediante una unidad de lectura de cuerda vibrante.

7.1.5. Inclinómetros en pantallas y terreno

La medida de los movimientos horizontales en el interior de las pantallas continuas se realizaba mediante la instalación en su interior de inclinómetros, que permitieran medir los desplazamientos horizontales de la pantalla cada medio metro en toda su profundidad según dos direcciones ortogonales: paralela y transversal a la misma.

También se colocaron inclinómetros en el terreno, en el trasdós de las pantallas, para ver el comportamiento que presentaba el mismo, una vez que se iniciaron los trabajos de ejecución del falso túnel.

7.1.6. Extensómetros incrementales o extensómetro deslizante

Se han instalado únicamente en alguna sección específica para medir los movimientos verticales relativos del terreno en profundidad y controlar, de forma más precisa, posibles asentamientos próximos a edificaciones.

7.1.7. Secciones de convergencias

Las medidas de convergencias, tenían como objeto obtener el movimiento relativo entre dos puntos (cuerda) a lo largo de las diferentes fases de construcción.

Con el fin de conocer los posibles movimientos relativos entre puntos de una misma sección de los túneles a ejecutar se colocaron secciones de convergencia formadas por dianas reflectantes, leyéndose los movimientos relativos entre dichos puntos.

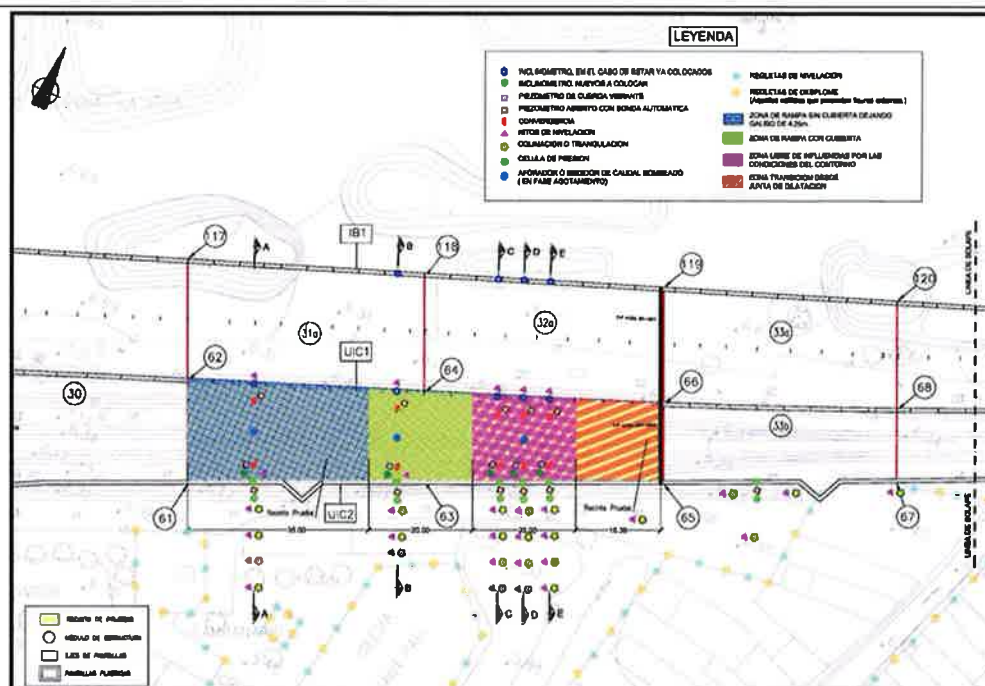


Figura 64. Planta con la instrumentación del Recinto de Pruebas.

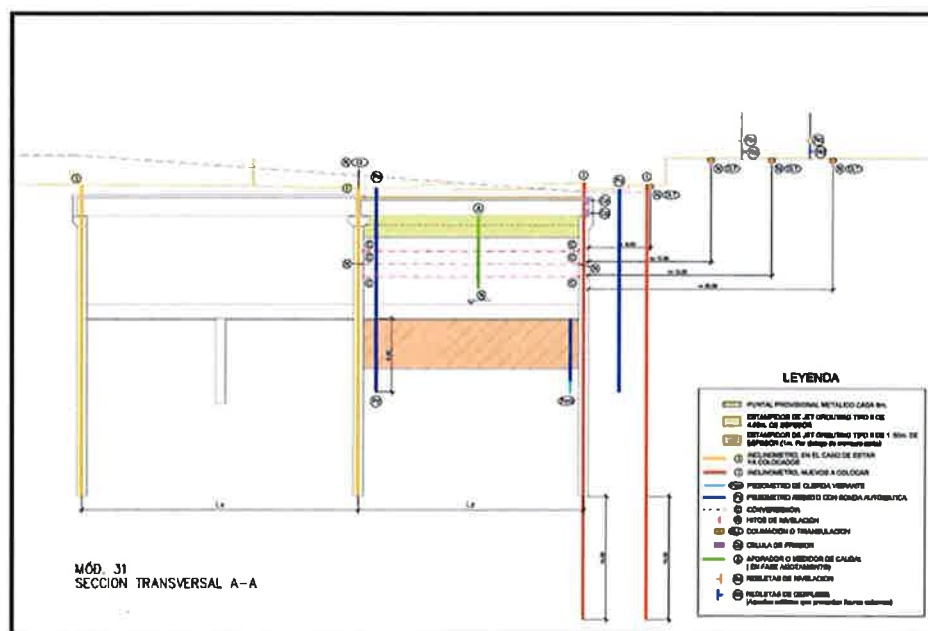


Figura 65. Sección transversal con la instrumentación del Recinto de Pruebas.

7.1.8. Células de presión total

Con la instalación de células de presión total se registraba y controlaba la presión ejercida por el terreno sobre la estructura. En este caso particular, se colocaron para controlar la presión ejercida por el terreno sobre los codales provisionales metálicos y sobre las cubiertas.

7.1.9. Ternas de control de fisuras

Dado que existían fisuras en los edificios próximos a la zona de influencia de los trabajos, se colocaron dispositivos de control de fisuras para tener una indicación de la posible evolución de las mismas en función del desarrollo de la construcción de las obras.



7.2. RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN

Como resumen de los resultados de la auscultación instalada se puede concluir que se obtuvieron movimientos muy reducidos, inferiores a los modelizados con el programa Plaxis, lo que pone de manifiesto la bondad del tratamiento ejecutado.

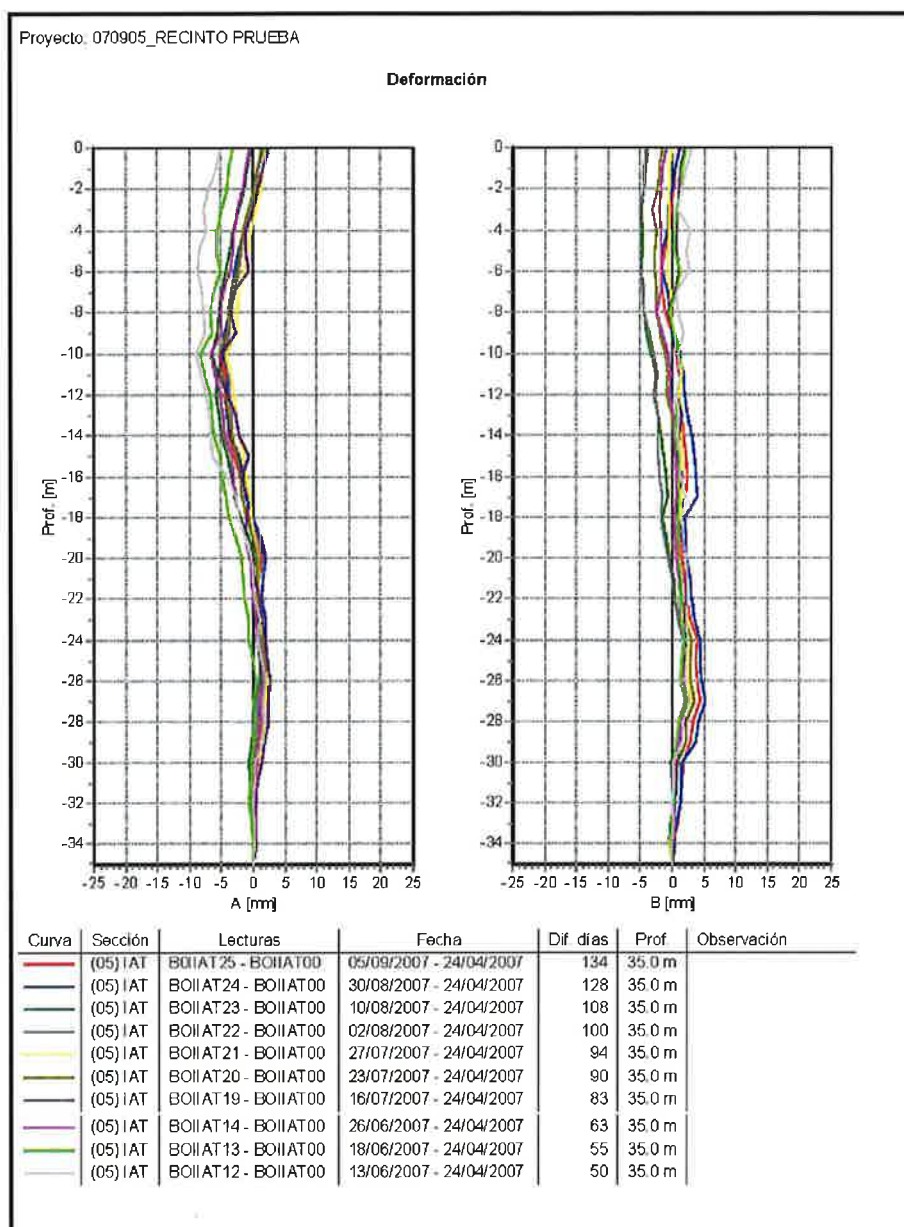


Figura 67. Resultados de un inclinómetro dispuesto en el recinto de pruebas realizado.

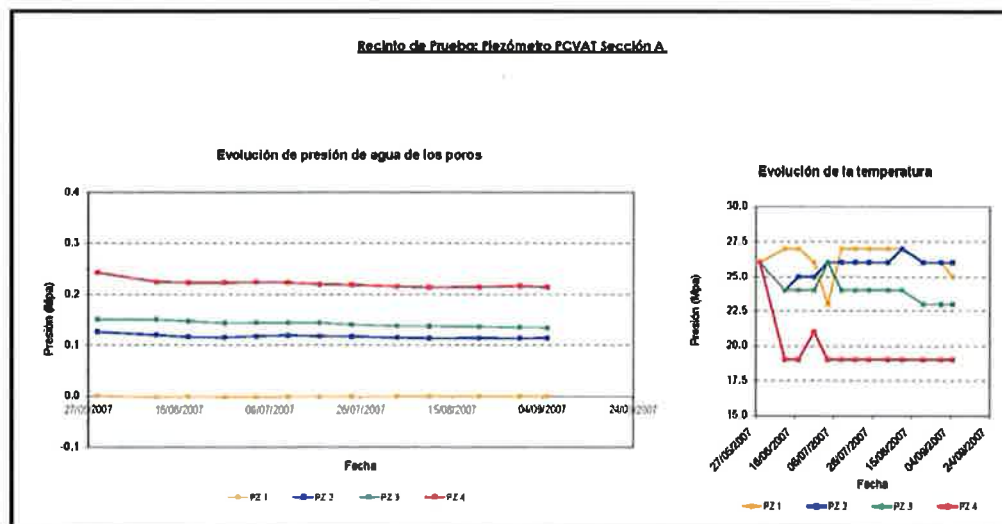


Figura 68. Resultados de uno de los piezómetros dispuestos en el recinto de pruebas realizado.

8. CONCLUSIONES

En el presente artículo se ha hecho una descripción de la incidencia surgida en unas viviendas en la zona limítrofe de las pantallas que constituían los falsos túneles objeto de las obras y se ha explicado el estudio realizado y la forma de solventar que no se afectará más a las casas, así como el control seguido durante la ejecución de las obras.

También se ha expuesto el diseño llevado a cabo en la cimentación de los viaductos sobre el río Llobregat, realizados mediante pilotes hincados prefabricados.

Se ha explicado la solución realizada mediante parejas de drenes californianos orientados 45° respecto a las pantallas, de 100 mm de diámetro, conectados bajo solera mediante dos tuberías

9. AGRADECIMIENTOS

El autor desea expresar su agradecimiento a la Dirección de Obra, que forma parte del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF), particularizado en el Director de Obra, D. Mauro Bravo Domínguez.

Agradecer a TEC-4 e INTRAESA, como Asistencia Técnica a la Dirección de Obra, por su colaboración y sus aportaciones técnicas en el diseño.

Así como al equipo técnico de EIPSA, que ha colaborado en la Asistencia Técnica durante la ejecución de los dos viaductos sobre el río Llobregat.

También se manifiesta su agradecimiento a las empresas subcontratistas (RODIO, TERRATEST, HORMIPRESA, MK4, etc), por la experiencia aportada en la ejecución de la obra.

Por último, el autor quiere agradecer a todo el personal de la obra de Corsán Corviam Construcción, S.A. y al personal de la Dirección de Ingeniería de Corsán-Corviam Construcción, S.A., que han intervenido en la construcción de las obras, su apoyo y colaboración en el diseño del falso túnel y de la cimentación de la estructura.

10. MEDICIONES Y CUANTÍAS RESULTANTES

El presupuesto del contrato adjudicado por parte del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF) fue de 145.201.469.70 €.

En relación con el falso túnel ejecutado, los volúmenes más significativos del proyecto son los siguientes

Unidades principales	Medición aproximada
Acero	25.000.000 Kg
Hormigón	310.500 m ³
Pantallas	148.000 m ²
Cubiertas	65.000 m ²
Excavación	651.250 m ³
Soleras	74.000 m ²
Vía en Placa	5.400 m

Tabla 8. Mediciones aproximadas del falso túnel.

Las cuantías resultantes, de forma aproximada, en el viaducto se pueden resumir en la tabla siguiente:

		Cuantía Total (Kg)	Cuantía Unitaria
Armadura Pasiva (B500S)	Tablero	510.000	2.400 Kg/m
	Pilotaje Pilas	165.000	30 Kg/m
	Encepado Pilas	280.000	28.000 Kg/ encepado
	Pilas	300.000	76.000 kg/ pila
	Estribo de Empuje (E-1)	150.000	-
	Estribo final (E-2)	48.000	-

Tabla 9. Cuantías de acero pasivo del viaducto.

		Tipo de Hormigón	Volumen total (m ³)
Hormigón (diferentes tipos)	Tablero	HP-50	53.000
	Pilotes Pilas	HA-45	900
	Encepado Pilas	HA-30	1.100
	Pilas	HA-30	1.200
	Pilotes estribos	HA-45	440
	Estribo de Empuje (E-1)	HA-30	920
	Estribo final (E-2)	HA-30	350

Tabla 10. Cuantías de hormigón del viaducto.

TÚNEL DE BURATA

OBRA:

CORREDOR NORTE-NOROESTE DE ALTA VELOCIDAD.

EJE ORENSE – SANTIAGO.

TRAMO ORENSE – LALÍN.

SUBTRAMO: ORENSE - AMOEIRO.

*se haro do
ditem / nace mas
a 1 dia / nace
Puede ser / diti
Bulans 103weler, luego
ya autorizada en
chape amato*



D. Enrique Castells Fernández

Ingeniero de Minas

Jefe del Departamento de Obra Subterránea y Procedimientos

CORSAN-CORVIAM CONSTRUCCIÓN, S.A.

ecastells@isoluxcorsan.com

39ª SESIÓN

8 de Junio de 2010

INDICE

1.	INTRODUCCIÓN	3
2.	BOSQUEJO GEOLÓGICO E INVESTIGACIÓN GEOLÓGICA COMPLEMENTARIA	4
3.	CONTROL HIDROLÓGICO E HIDROGEOLÓGICO	14
4.	LA EXCAVACIÓN DEL TÚNEL DE BURATA.....	15
	4.1.- EXCAVACIÓN DE LA GALERÍA DE EMERGENCIA.....	17
	4.2.- EXCAVACIÓN DEL TÚNEL EN FASE DE AVANCE.	28
	4.3.- EXCAVACIÓN DEL TÚNEL EN FASE DE DESTROZA	35
5.	CONCLUSIONES	41
6.	AGRADECIMIENTOS.....	42

1. INTRODUCCIÓN

El objeto del proyecto es la construcción de la plataforma de la nueva línea de alta velocidad del subtramo entre Orense y Amoeiro dentro del denominado Eje Orense-Santiago del Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad, mejorando la línea ferroviaria existente de vía única sin electrificar y de tráfico mixto.

El Eje Orense-Santiago tiene una longitud total de 87,5 km, y está siendo ejecutado por ADIF para albergar doble vía en ancho UIC. Uno de los mayores problemas es la sinuosidad debido a la orografía del terreno, lo cual obliga a la ejecución sucesiva de viaductos y túneles a lo largo del trazado. En total se han ejecutado 30 túneles y 35 viaductos.



Figura nº1: Trazado del Eje Orense-Santiago

El subtramo en cuestión arranca a 2 km de la estación actual de ferrocarril de la ciudad de Orense, y tiene una longitud total de 6.420 m, con una pendiente del 2,73% y un ancho de

plataforma de 14 m. La velocidad máxima de diseño es de 350 km/h. Se compone básicamente de:

* Viaducto de 99 m de longitud sobre la futura variante de Orense

* Viaducto de 30 m sobre vaguada

* Túnel de Formigueiro, 703 m de longitud (647 m en mina) y 105 m² de sección útil

* Viaducto sobre el río Portos de 756 m de longitud y 15 pilas con altura máxima de 70 m

* Túnel de Burata de 4.068 m de longitud (3.996 m en mina) y 85 m² de sección útil, con galería de emergencia paralela situada a 20 m del eje del túnel y 13,2 m² de sección útil, con galerías de conexión emplazadas aproximadamente cada 250 m.

La mayor singularidad y dificultad de este subtramo ha estado en la ejecución del túnel de Burata y de su galería de emergencia, dada la bajísima calidad de los terrenos en gran parte de su trazado, apareciendo jabres a 150 m de profundidad totalmente saturados en agua, con un aspecto similar al de arena de playa.

En esta ponencia se recogen los aspectos más relevantes que se produjeron durante la excavación de dicho túnel, describiendo cronológicamente como sucedieron y como se fueron adoptando las medidas pertinentes para vencer las dificultades a medida que aparecían.

2. BOSQUEJO GEOLÓGICO E INVESTIGACIÓN GEOLÓGICA COMPLEMENTARIA.

Geológicamente, el túnel de Burata se localiza en el Macizo Hespérico peninsular, constituido por materiales precámbricos y paleozoicos, deformados durante la Orogenia Varisca y afectados por varias etapas intrusivas sucesivas.

Estratigráficamente, se encuentra en la denominada Zona de Galicia-Tras os Montes.

En un principio estaba previsto que el túnel iba a transcurrir por terrenos formados principalmente por granitos de dos micas y granitos anatóxicos, con alguna zona en jabre, pero una vez comenzada la excavación del túnel (Abril 2006 en su boca de salida y Noviembre 2006 en su boca de entrada), se vio que la realidad difería bastante de la previsión, por lo cual se optó por hacer una nueva campaña de prospección geológica.

Con fecha 9 de marzo de 2007, se presentó el ***"Informe sobre los probables terrenos a atravesar en el túnel de Burata en la zona del P.K. 3+450"*** elaborado por Corsán Corviam Construcción S.A. en base a los resultados de una campaña de sondeos específicamente realizada para este fin y en el que se ponía de manifiesto la existencia de terrenos de muy mala calidad geotécnica en el tramo comprendido entre el P.K. 3+300 y el P.K. 3+625. Varios de dichos sondeos no habían conseguido encontrar roca sana, estando los jabres a profundidades superiores a 180 m en algún caso, además del agravante de una gran cantidad de agua.

A raíz de esto y de un problema surgido durante la excavación de la galería de emergencia el 2 de Mayo de 2005 que se detalla en otro apartado, se optó por contratar la investigación geológica-geotécnica al Departamento de Geología de Oviedo, dirigido por el Doctor en Ciencias Geológicas D. Daniel Arias Prieto, amparándose en dentro del *"Convenio de Cooperación Fundación Universidad de Oviedo"*.

Esta nueva investigación geológica – geotécnica realizada en el túnel de Burata tenía los siguientes objetivos:

- 1º) Definir los distintos litotipos presentes en el túnel y realizar su caracterización geológica en cuanto a su composición mineralógica, composición química y propiedades físicas.
- 2º) Realizar la interpretación petro-estructural de la sección y planta geológica del túnel de Burata.
- 3º) En función del modelo geológico construido, realización de una tramificación de las propiedades geotécnicas esperadas a lo largo de la traza del túnel.

Los rasgos tectónicos principales de la región los imprime la Orogenia Varisca, durante la cual se originan, en etapas sucesivas, un conjunto de estructuras de todos los órdenes de dimensiones, marcadamente vergentes al Este.

Las deformaciones tardivariscas se caracterizan por la fracturación de la estructura ya constituida, generándose fracturas de juego normal o en dirección. Las direcciones de éstas pueden agruparse a grandes rasgos en tres grupos: NE-SO, ENEOSO y ESE-ONO. Estas estructuras han sido en algunos casos reactivadas posteriormente, quizás en más de una ocasión, condicionando la formación de los “graben” terciarios.

El desarrollo principal de la Orogenia Varisca en la Zona de Galicia Tras-Os-Montes debe estar comprendida entre el Devónico Superior y el Carbonífero Superior, de 355 a 300 millones de años.

Los materiales metasedimentarios, metavulcaníticos, ortogneisicos, etc., representados en la Zona de Galicia Tras-Os-Montes han sido afectados por un metamorfismo regional progrado, simultáneo a la deformación Varisca, que va desde la epizona (zona de la clorita) a la catazona (zona de la sillimanita + feldespato potásico).

En relación con la deformación Varisca se han producido varias etapas intrusivas sucesivas. Se han distinguido tres grupos graníticos en función de criterios petrológico-geoquímicos y de cronología relativa respecto a las fases de deformación.

Hay que destacar, que los afloramientos son escasos en toda la zona cartografiada, favorecido por una topografía suave y la presencia de un nivel edáfico generalizado. Se han reconocido los siguientes tipos litológicos claramente diferenciados:

- A) Granito peraluminico de dos micas: “Granito fresco o sano”
- B) Granito muy fracturado con alteración incipiente.
- C) “Jabre” (Lehm Granítico).
- D) Metasedimentos: enclaves y “roofpendat”.
- E) Diabasas.

A) Granito peraluminico de dos micas: “Granito fresco o sano”. Se trata de una roca de carácter moderadamente leucocrático en su composición, con texturas equigranulares a inequigranulares de grano fino a medio.

Composicionalmente, este granito se caracteriza por tener siempre biotita \geq moscovita, habiéndose observado en los sondeos como en las facies de borde se dan relaciones biotita \gg moscovita, mientras que en profundidad la relación es más pareja: biotita \approx moscovita.



Fotografía n°1. Testigos de granito de 2 micas fresco.

B) Granito muy fracturado y con alteración incipiente. Corresponde a las zonas donde el granito de dos micas aparece en los sondeos en trozos centimétricos a decimétricos, con consistencia pétrea y una alteración incipiente marcada por la presencia de aureolas de óxidos de hierro rodeando a los cristales de biotita, lo que se traduce en una superficie ligeramente rugosa o picoteada, frente a la superficie lisa característica del granito fresco.

Esta facies granítica constituye la zona de tránsito entre el granito fresco y la zona de “jabre”, representando el frente de alteración que produce la destrucción estructural y mineralógica del granito de dos micas por un proceso de meteorización superficial.



Fotografía nº2. Testigos de granito muy fracturado y con oxidación incipiente.

C) “Jabre” (Lehm Granítico). Es la roca que se genera como consecuencia del proceso de meteorización total del granito de dos micas por la acción de las aguas subterráneas en combinación con el oxígeno de la atmósfera. El frente de alteración meteórica viene determinado por la profundización máxima del nivel freático, o lo que es lo mismo, por la profundidad máxima a la que el granito estuvo sometido a condiciones atmosféricas.

A nivel regional, hay que destacar que desde la Orogenia Alpina no se han producido en Galicia procesos tectónicos significativos, siendo el paisaje actual el reflejo evolutivo de los últimos millones de años en los que se han producido importantes oscilaciones del nivel freático ligados a ciclos climáticos, con variaciones de más de 400 m, lo ha favorecido el gran desarrollo en profundidad del jabre en fondos de valle.

El proceso de meteorización granítica supone la destrucción de algunos minerales formadores del granito de dos micas por un proceso de oxidación e hidratación. Dicha meteorización avanza

preferentemente a favor del sistema de diaclasado de enfriamiento característico de esta roca ígnea, además de por la fracturación tardivarisca existente en la zona.

De menor a mayor grado de alteración meteórica se pueden distinguir tres tipos de “jabres”:

C.1.) “Jabre de arena gruesa”. Aparece como evolución meteórica del “granito muy fracturado y ligeramente meteorizado”, por la acción combinada del agua subterránea y el oxígeno atmosférico. En testigo de sondeo se presenta como una grava de fragmentos graníticos de consistencia pétrea en el que las biotitas aparecen parcial a totalmente transformadas en óxidos de hierro. El feldespato potásico puede aparecer ligeramente caolinitizado, mientras que las plagioclasas se presentan parcial a totalmente sericitizadas.

Esta alteración meteórica avanza en profundidad y lateralmente a favor de los sistemas de diaclasado granítico y de la fracturación tardivarisca, sufriendo el protolito granítico un cambio mineralógico, que se traduce un aumento importante de la porosidad y permeabilidad en la nueva roca.



C.2.) “Jabre arcilloso”. Representa un estadio avanzado de la meteorización superficial que se traduce en la generación de una roca de consistencia arcilloso-arenosa que se desmorona con la mano, pero que con humedad reducida o seca presenta una cierta capacidad autoportante.

El desarrollo de este “jabre arcilloso” supone la destrucción prácticamente total de la biotita que aparece transformada en óxidos de hierro y del feldespato potásico que se presenta totalmente caolinitizado.

La plagioclasa se suele presentar transformada totalmente en sericita + minerales arcillosos.



Fotografía nº4. Testigos de “jabre arcilloso”.

C.3.) “Jabre de arena fina”. Se genera en el estadio más avanzado de meteorización por el proceso de lavado del “jabre arcilloso”. La acción de las aguas subterráneas produce el lavado de los minerales de neoformación (arcillas y óxidos de hierro) generándose una nueva roca compuesta casi exclusivamente por cuarzo + moscovita, que en testigo de

sondeos aparece como una arena fina de granulometría 0-2. Se trata de una roca totalmente desestructurada con una alta porosidad y permeabilidad, comparable a un sedimento arenoso aluvial o eólico.



Fotografía n°5. Testigos de "jabre arena fina".

En el cuadro siguiente pueden observarse las diferentes composiciones mineralógicas tanto del granito fresco como de los distintos tipos de jabre que se forman durante los diferentes estadios de la meteorización, y que como se ha indicado, tienen comportamientos radicalmente diferentes.

	%	CUARZO	FELDESPATO K	PLAGIOCLASA	MOSCOVITA	ARCILLAS	BIOTITA
GRANITO FRESCO		30,60	29,30	25,00	8,20	0,00	6,00
JABRE ARENA GRUESA		30,86	30,08	24,30	7,82	2,85	2,78
JABRE ARCILLOSO		40,86	21,00	7,06	10,82	19,78	0,00
JABRE ARENA FINA		52,46	18,46	9,00	18,84	0,00	0,00

Tabla n°1: Composición mineralógica de los diferentes estadios del granito existentes en obra.

Las otras litologías presentes a lo largo del túnel son las siguientes:

D) Metasedimentos: enclaves y “roofpendat”. En el campo, a lo largo de la zona de la traza del túnel de Burata, se han reconocido dos zonas con afloramientos metasedimentarios rodeados de intrusivo granítico. Corresponden a zonas de techo del encajante aún sin erosionar y forman verdaderos “roofpendat”. Los dos “roofpendant” identificados, tanto en el campo como en los sondeos, están formados por micaesquistos, cuarzoesquistos y metavulcanitas, intensamente foliadas y que muestran distintos grados de alteración meteórica, más acusada en las zonas de valle. La presencia de estos “roofpendant” en zonas de valle y con la foliación buzando entre 40° y 60° favorece la infiltración de las aguas subterráneas en el macizo granítico, acelerando el desarrollo de “jabre” en esta zona.



Fotografía n°6. Testigos de metasedimentos.

E) Diabasas. En dos de los sondeos se han identificado niveles métricos de rocas diabásicas que forman parte de una red de diques subvolcánicos de naturaleza básica, emplazados durante la extensión permo-triásica que sigue a la compresión Varisca.

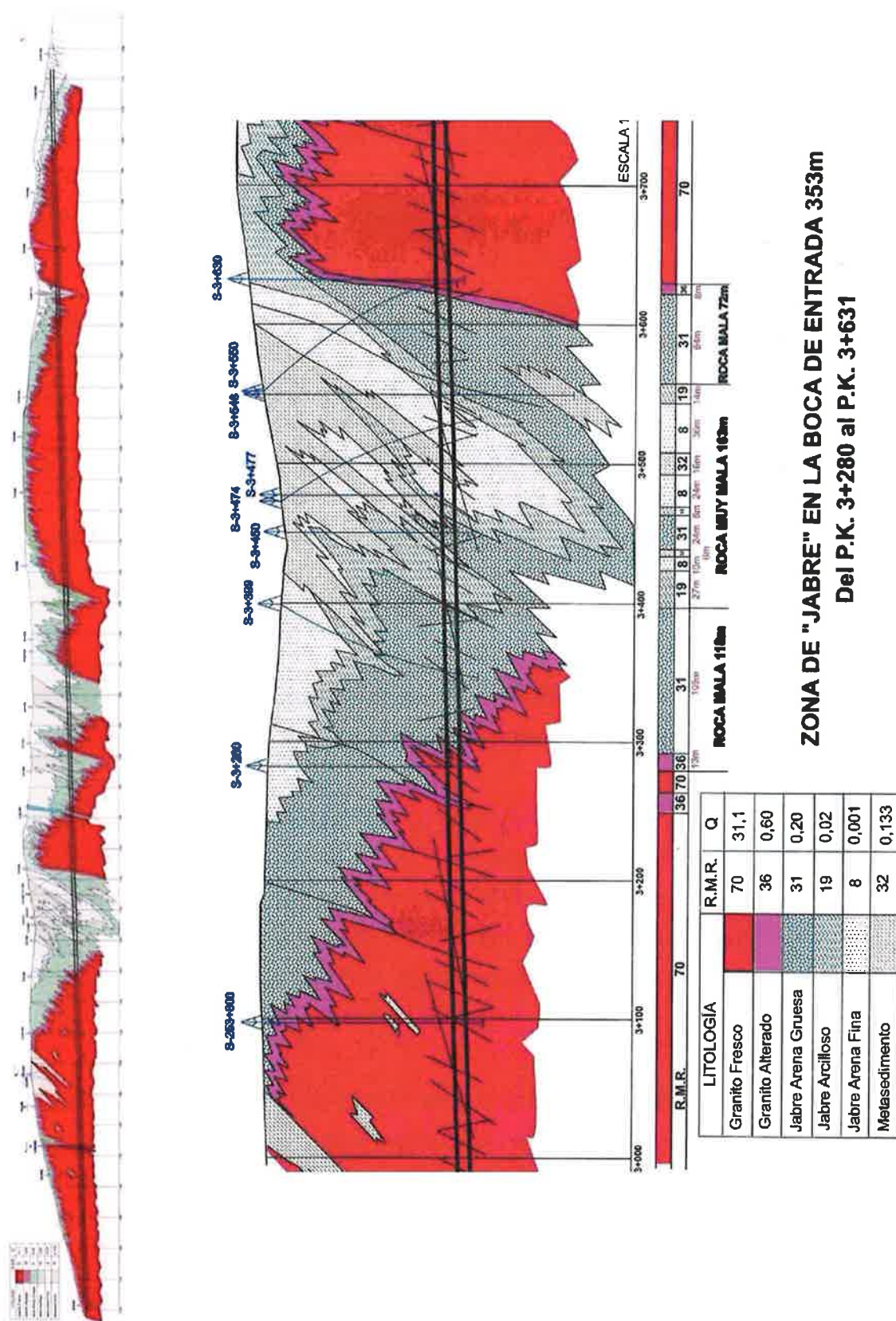


Figura nº2: Sección geológica longitudinal del Túnel de Burata y detalle de una de sus zonas:

En los 4 kilómetros de túnel se atraviesan unos 2.400 m de granito fresco, 300 m de granito muy fracturado con alteración incipiente y 1.300 m de jabre. Este jabre aparece dispuesto en cuatro zonas: la primera en la boca de salida, y las otras tres zonas en relación directa con la situación en superficie de la red hidrográfica local, la cual se analiza en el punto siguiente.

Este jabre presenta tres grados evolutivos, que de menor a mayor alteración se han denominado:

- “Jabre arena gruesa”: 36% del total.
- “Jabre arcilloso”: 34% del total.
- “Jabre arena fina”: 30% del total.

Los porcentajes, obtenidos a partir de la testificación de los sondeos, fueron confirmados durante la excavación del túnel.

3. CONTROL HIDROLÓGICO E HIDROGEOLÓGICO

Durante el trabajo de campo realizado para la elaboración de la cartografía geológica se han situado todos los manantiales existentes en las proximidades de la traza del túnel.

En cuanto a las aguas subterráneas, se observa que el nivel freático está muy superficial, con el hecho destacable de que el sondeo del P.K. 3+450 cortó un nivel acuífero semiconfinado, produciéndose una surgencia en la boca del sondeo de 1 l/s que se mantuvo durante al menos los tres meses de medida. En esta misma zona, el sondeo del P.K. 3+548 cortó a unos 150 m el mismo nivel acuífero semiconfinado, produciéndose de nuevo una surgencia de agua en la boca del sondeo.

De la interpretación de toda esta información se deduce la existencia de tres niveles acuíferos semiconfinados, los cuales se encuentran interconectados entre sí por un acuífero superficial de carácter hipodérmico y que actúa, entre otras cosas, como zona de recarga. Los tres acuíferos tienen una génesis y estructuración similar, estando desarrollados a favor de las zonas con jabre, cuya mayor extensión en anchura y profundidad se localiza en las vaguadas donde se encuentra instalada la red hidrográfica. La morfología de los cuerpos de jabre (roca inconsolidada con una alta porosidad y permeabilidad, encajados en granitos frescos prácticamente impermeables)

controla el desarrollo de estos acuíferos, cuya disposición preferente sería NE-SO, siguiendo la estructuración del diaclasado granítico y de la red hidrográfica.

Los tres acuíferos semiconfinados se localizan en la sección longitudinal del túnel entre los siguientes P.K.:

a) Acuífero del P.K. 3+285 al P.K. 3+620. Presenta un desarrollo de jabre saturado en agua hasta una profundidad superior a los 200 m. Este es, en principio, el acuífero más importante de los existentes a lo largo de la traza del túnel. Solamente en este entorno se han reconocido 10 manantiales, con un caudal total de 2-3 l/s, a lo que hay que añadir unos 8-10 l/s del arroyo que con dirección NE-SO drena la zona. Dado el carácter heterogéneo del jabre, con facies que varían de: “arena gruesa”, “arcillosa” y “arena fina”, el flujo hidrodinámico dentro de este acuífero será también irregular, con zonas de mayor caudal a favor de las facies arenosas y menor transmisividad y flujo en las facies arcillosas

b) Acuífero del P.K. 3+830 al P.K. 4+545. Es el de mayor extensión lateral en relación con la traza del túnel, si bien su capacidad de almacenamiento y, por tanto, caudal disponible es menor que en el caso anterior. La morfología del acuífero viene condicionada, como en el caso anterior, por la morfología del jabre y por el contacto jabre / granito fresco.

c) Acuífero del P.K. 5+410 al P.K. 5+510. Es el de menor entidad de los tres reconocidos, presentando la misma morfología que los dos anteriores, con un contacto NO jabre / granito fresco verticalizado y un contacto SE mucho más tendido. El desarrollo de este acuífero está relacionado con un pequeño arroyo que con un caudal de unos 3 l/s discurre con dirección aproximada N-S.

4. LA EXCAVACIÓN DEL TÚNEL DE BURATA

Como ya se ha indicado, la excavación del túnel se efectuó en paralelo a la excavación de la galería de emergencia, llevándose la excavación de la galería por delante al menos en 50 m. De este modo, la excavación de la galería cumplía con una doble función: por un lado servir de testigo

de los terrenos que iban a ser atravesados por el túnel, por otro, ayudar al drenaje en las zonas saturadas en agua.

La galería de emergencia del túnel de Burata se inició desde su boca de salida (P.K. 6+222) el 26 de Abril de 2006. La excavación del túnel desde su boca de salida se inició el 26 de Mayo de 2006 con un decalaje de unos 50 m. Desde el lado de la boca de entrada (P.K. 2+222) no se pudo comenzar la excavación de la galería hasta bien entrado Noviembre 2006, debido a la presencia de un gasoducto cuya retirada se demoró más de lo deseable.

Para la ejecución de los túneles se ha seleccionado como sistema la aplicación de perforación y voladura en las zonas más competentes, y para las zonas más alteradas el arranque con medios mecánicos (retroexcavadora dotada de cazo y martillo rompedor, e incluso cuchara directamente). Como filosofía de trabajo se ha empleado el Nuevo Método Austriaco (NATM).

El NATM no es un sistema de sostenimiento en la construcción de excavaciones subterráneas, sino sólo un método de controlar el terreno para conseguir lo más rápido posible el estado secundario de equilibrio. No es por tanto un tipo de construcción, sino un método de construcción. Para ello es muy importante tener en consideración una serie de parámetros, de los cuales los más importantes son:

- * Tener en cuenta el comportamiento geomecánico del terreno.
- * Elegir una forma de excavación estáticamente favorable.
- * Eliminar los estados desfavorables de tensiones y deformaciones, colocando el sostenimiento oportuno en el momento adecuado.
- * Optimizar la resistencia del sostenimiento como función de la deformación admisible.
- * Vigilar el comportamiento del terreno y de la excavación realizando frecuentes mediciones y controlando en el tiempo cómo evoluciona el sostenimiento.

En el NATM no es esencial el cumplir determinados procesos de construcción o utilizar determinados medios para estabilizar el terreno, sino que lo importante es que se observen unos principios de construcción en el diseño y ejecución, siendo lo más fundamental el conseguir que el

terreno alrededor de la excavación participe en el soporte, y para ello es necesario un buen diseño y emplear óptimamente los medios de sostenimiento.

Para activar el anillo de sostenimiento en el terreno, hay que minimizar las deformaciones inevitables que se presentan en el mismo tras la excavación, de modo que el terreno pierda lo menos posible su resistencia inicial.

El sostenimiento tiene que cumplir 2 premisas básicas, por un lado debe conseguir el efecto deseado de soporte, y por otro debe ser lo suficientemente flexible como para mantener su poder portante y cumplir su función de soporte hasta alcanzar el nuevo estado de equilibrio. Por ello, y aunque pueda parecer obvio, el sostenimiento no debe ser colocado ni muy pronto ni muy tarde, ni debe ser ni muy rígido ni demasiado flexible.

En la mayor parte de los fracasos, un mal diseño es el origen de todos los problemas posteriores.

4.1.- EXCAVACIÓN DE LA GALERÍA DE EMERGENCIA

Desde que se comenzó la excavación de la galería de emergencia por la boca de salida (P.K. 6+222), el terreno encontrado fue jabre bastante competente con algunas zonas intercaladas de roca.

Con fecha 9 de Junio de 2006 apareció en el frente de la galería (P.K. 6+140) un jabre muy meteorizado, similar a una arena de miga, pero que conservaba las discontinuidades de la formación granítica de la que procede. Además dicho jabre se encontraba saturado de agua que circulaba de forma preferencial por las citadas discontinuidades.

El resultado de ambos factores fue el de un terreno con una cohesión nula y una consistencia prácticamente fluida, cuya consecuencia fue la formación de una campana y la necesidad de parar el frente, hacer un tape y rellenar con hormigón bombeado antes de poderse reanudar la excavación.



Fotografía n°7: colocación de tape en zona de campana para relleno con hormigón antes de reanudar el avance.

Fruto de ello y para poder proseguir con la excavación, se decidió sobre la marcha ejecutar un paraguas de micropilotes, de 12 m de longitud, con tubos de acero de 88,9 mm de diámetro y 7 mm de pared, distantes entre ejes 0,35 m e inyectados con cemento. Una dificultad adicional que surge en la galería de emergencia es el poco espacio libre disponible, que impide que en el frente pueda operar más de una máquina, además de las dificultades para maniobrar la misma. El sostenimiento se componía de cerchas TH-21 colocadas cada 1 m, con proyección de hormigón. Para garantizar el apoyo de las cerchas, se procedía a colocar una losa de hormigón ciclópeo bajo ellas, dejando las patas de las mismas embebidas para que dicho hormigón hiciera el efecto de contrafuerte.

Debido las propiedades mecánicas tan deficientes del terreno, en varias ocasiones el jabre fluyó entre los paraguas de micropilotes que se efectuaban, desestabilizando el frente y provocando nuevas campanas. Por ello con fecha 4 de Agosto de 2006, se decidió paralizar los trabajos hasta definir una solución que permitiera proseguir los mismos con seguridad.

Con fecha 28 de Agosto de 2006 se optó por reducir la separación entre micropilotes en el paraguas a 0,20 m y su longitud a 9 m, manteniéndose el solape de 1 m entre paraguas consecutivos y ayudándose con chapa Bernold para tapar las fugas de jabre puntuales que se producían entre micropilotes adyacentes. Además, durante la perforación del paraguas se efectuaron unos drenes largos tanto en los laterales como en el frente.



Fotografía n°8: perforación de micropilotes perimetrales y colocación de drenes en frente.

Las cerchas se mantuvieron a 1 m de distancia entre ejes, dado que el problema real estaba en conseguir un sistema que protegiera el contorno durante la excavación, que desaparecía una vez efectuado el pase de excavación y colocada la cercha con su hormigón proyectado, además de estabilizar el frente con una capa de sellado.

Estas medidas consiguieron que se reiniciaran los trabajos de excavación de galería con relativo éxito inicial, puesto que la proximidad entre micropilotes creaba puentes de jabre que impedían que éste material fluyera entre ellos. Sin embargo, no tardaron en manifestarse problemas de inestabilidad en el frente a partir de la excavación del 5º metro bajo el paraguas, puesto que a

partir de este momento el paraguas de micropilotes empezaba a quedar descalzado por delante y permitía que el material del frente se desprendiese y formase nuevas campanas.

Por ello se decidió el incrementar los solapes entre paraguas consecutivos a 4 metros. Durante algunas secciones se estuvo comprobando también el comportamiento que suponía el acortar el pase a 0,5 m y colocar cerchas a esta distancia entre ejes, pero no aportaba grandes mejoras al sistema y ralentizaba mucho el avance de la obra.

Por otro lado, dada la poca consistencia del terreno, la presencia de agua y el paso de la maquinaria, la solera sufría un deterioro muy rápido, haciéndose intransitable el paso por encima de la misma. Por ello, cada 5 m de avance, se procedía a limpiar bien la misma mediante un sistema de bataches, proyectando gunita en la solera y en los pies de las cerchas, y luego con hormigón ciclópeo se fabricaba una solera provisional

Con estas premisas, se estableció como sistema de sostenimiento para avance en jabres alterados y con agua el siguiente:

Paraguas compuesto por 53 unidades de micropilotes de 9 m de longitud y 88,9 mm de diámetro, solapados 4 m y a una distancia entre ejes de 0,20 m e inyectados con cemento. Colocación de drenes en frente y hastiales. Pases de 1 m de longitud con cercha TH21 y hormigón proyectado. Sellado del frente tras cada pase. Contrabóveda de hormigón ciclópeo.

De este modo se consiguió progresar en la excavación de la galería en jabre sin grandes problemas hasta llegar a la zona de roca firme (hacia P.K. 5+950). A partir de ese P.K. la roca era suficientemente competente como para permitir el avance con perforación y voladura, con sostenimiento a base de pernos y hormigón proyectado.

El problema surgió drásticamente al alcanzarse el P.K. 5+520. Tras llevarse atravesando este tramo previo de granito competente, que permitía pases de 3 m de longitud, se apreció que la roca comenzaba a aparecer más fracturada y con oxidación incipiente, además de aparecer bastantes puntos manando agua. Por precaución se bajo la longitud de pase a 2 m, pero bruscamente, en el P.K. 5+520 se cortó un contacto de jabre con granito, muy verticalizado, que provocó la irrupción repentina de este material terroso en la excavación y la formación de una nueva campana. Tras parar el frente y hacer de nuevo un tape, se reintentó pasar con paraguas, pero fue imposible.

Se optó por adelantar la excavación del entronque de la galería de comunicación del túnel con la galería de emergencia unos metros antes de este punto, de modo que fuera excavada en roca, con el objetivo de intentar desde ella drenar el frente de la galería de emergencia.

El problema surgió al producirse un arrastre de unos 30 m³ de un jabre muy descompuesto y saturado de agua, que era imposible de detener.



Fotografía n°9: Irrupción de bolsas de jabre a través de los taladros de drenaje. En la fotografía puede verse el entronque, con el frente de la galería de emergencia a la izquierda, y la galería de comunicación con el túnel a la derecha.

Ante esta situación y una vez se detuvo la fluencia de este jabre, se optó por proceder a rellenar los huecos creados con inyecciones de cemento a través de nuevos taladros practicados, empleando tubo manguito. También se efectuó una protección perimetral con resinas acuaactivas con el objeto de detener la intrusión de jabres dentro del contorno de la excavación.



Fotografía nº10: Perforación de taladros de consolidación para ser inyectados con microcementos y tubo manguito.



Fotografía nº11: Inyección con microcementos y tubo manguito.

Esta nueva incidencia dio pie a que tomara peso la necesidad de reestudiar la interpretación geológica del Proyecto, cuyo fruto está recogido en el epígrafe "2. Bosquejo geológico e investigación geológica complementaria".

La conclusión más importante de este estudio, como ya se ha indicado en dicho epígrafe, es que hay diferentes tipos de jabres, cada uno con diferentes composiciones mineralógicas y comportamientos. Además, cuando el túnel se excavaba de P.K. creciente a decreciente, los tránsitos de roca competente a jabre eran muy bruscos y verticalizados, produciéndose situaciones como la anteriormente descrita de entrada repentina de agua y jabres.

Todo esto dio paso a analizar nuevos sostenimientos y técnicas posibles para excavar la galería cuando se encontraran las nuevas zonas de jabre, sobre todo cuando estos jabres fueran del tipo arena fina (de aspecto igual al de la arena de playa o del desierto).

Aprovechando la parada, se realizó una campaña de sondeos horizontales largos, de más de 100 m de longitud, tanto en la galería como en el túnel, que además de ayudar a confirmar la nueva interpretación geológica y determinar las zonas de tránsito de los diferentes tipos de jabre, permitió facilitar el drenaje.

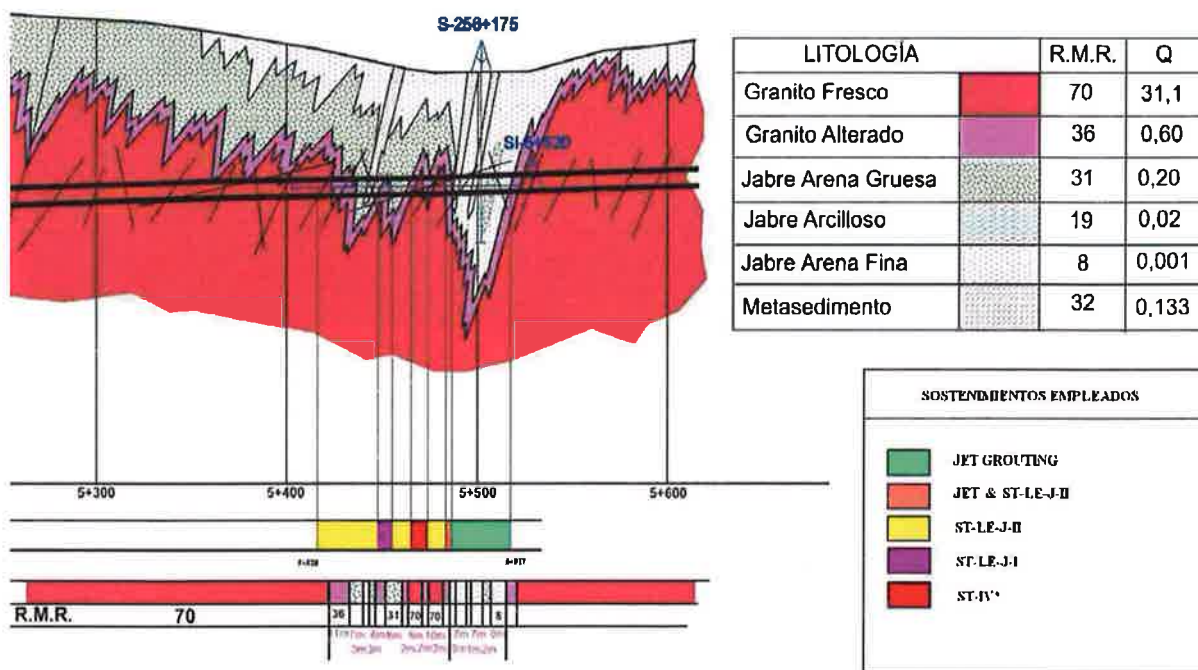


Figura nº3: Sección geológica e interpretación de los sondeos horizontales efectuados en el P.K. 5+520 y previsión de terrenos y tipos de sostenimiento a aplicar.

Para comprobar la estabilidad de los nuevos sostenimientos diseñados y calibrar el modelo, se contó con la colaboración del equipo de ITASCA dirigido por D. Pedro Varona. Todos los sostenimientos y situaciones posibles fueron modelizados con el FLAC.

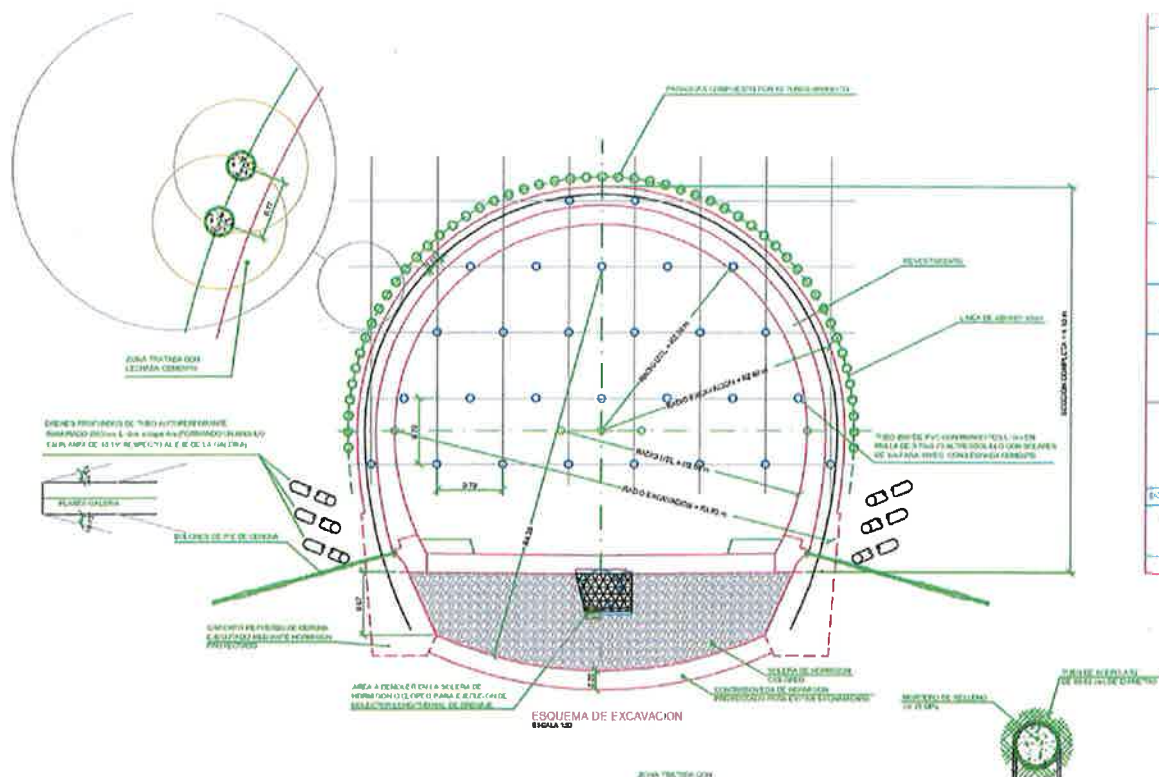
Durante el avance de la galería se probaron nuevos sostenimientos y, sobre todo, se centraron los esfuerzos en estabilizar el frente de excavación, dado que durante el avance se observaba que dicho frente se desmoronaba con frecuencia, provocando el riesgo de formación de campanas difícilmente controlables.

La solución fue la aplicación de unos micropilotes realizados en PVC y con válvulas a lo largo de su generatriz para facilitar la inyección a presión de los microcementos.



Fotografía nº12: Detalle de tubo de PVC con válvula para inyección de cemento y otro ranurado para drenaje.

En los paraguas de micropilotes de acero también se aplicó este tipo de válvulas, con buenos resultados en los jabres de arena fina, en los cuales la penetración se veía favorecida al haber aumentado la porosidad tras desaparecer el agua que ocupaba estos espacios intersticiales entre los granos de sílice y de moscovita.



Jornada sobre Obras de Interés Geotécnico ejecutadas por los Constructores Españoles
Ciclo: Empresas Constructoras. 39ª Sesión



Fotografía nº13: Detalle de reanudación de la excavación tras haberse finalizado el tratamiento del frente y colocado el paraguas de protección.

Gracias a esta técnica fue posible el excavar la galería de emergencia con éxito.

No obstante, conviene resaltar otro fenómeno que apareció, sobre todo cuando la galería avanzaba desde P.K. decrecientes a P.K. crecientes, y que era el de las presiones ejercidas por bolsas de agua o de jabre confinado próximos a la galería.

Sucedía que había pequeñas bolsas con gran cantidad de agua y jabre tipo arena fina, que no se detectaban con los micropilotes del paraguas ni con los de tratamiento del frente. Cuando la galería avanzaba suficiente, el terreno circundante como es lógico sufría algo de relajación, facilitando que estas bolsas encontraran salida, empujando contra la galería y llegando a desplazarla si no encontraban vía para su salida.



Fotografía n°14: Obsérvese como el hastial izquierdo se ha desplazado más de 90 cm debido a la presión ejercida por una bolsa de jabre, hasta que éste encuentra salida para liberar su presión.

La solución que se adoptó fue la de llevar taladros sesgados de reconocimiento de bolsas, de modo que descargaran dichas bolsas antes de que la excavación progrese.



Fotografía n°15: Detalle de taladros con tubos de PVC descargando bolsas de jabre saturadas de agua.

El 14 de Septiembre de 2009 se consiguió calar la galería de emergencia.

4.2.- EXCAVACIÓN DEL TÚNEL EN FASE DE AVANCE.

Como es lógico, el que la galería de emergencia fuera por delante de la excavación del túnel, favorecía claramente la ejecución de éste, ya que ayudaba a su drenaje y también a anticiparse a los acontecimientos que provocaban los cambios de litología y facies.

Esto permitió que los sostenimientos probados en la galería fueran aplicables en el túnel sin mucho problema, destacándose que en él no se produjeron incidentes tan graves ni tan complejos como los acontecidos durante el avance de la galería y que han sido detallados en el epígrafe anterior.



Fotografía n°16: Excavación del túnel de Burata con perforación y voladura en P.K. 5+600 tras pasar la zona de jabre inicial.

Durante los tramos que fueron excavados con perforación y voladura, el principal inconveniente que surgió fue el de formación de cuñas en techo al confluir las familias de diaclasas.



Fotografía n°17: Formación de cuña en clave por confluencia de familias de diaclasas.

Por continuar con un orden cronológico similar al descrito para la excavación de la galería, es importante resaltar que cuando el túnel estaba próximo a llegar al P.K. 5+520 (que como se ha indicado en el apartado anterior es el punto en el cual se produjo en la galería una irrupción brusca de agua y jabres), se optó por parar el mismo y emplazar la máquina de sondeos horizontales. Tras proceder a realizar una serie de taladros de reconocimiento de hasta 120 m de longitud y drenes profundos, con el objeto de liberar de agua las bolsas existentes, se comprobó que la información obtenida coincidía con la interpretación realizada.



Fotografía n°18: Ejecución de los sondeos horizontales en el frente de excavación antes de P.K. 5+520 y ejecución de drenes largos.

A la hora de reanudar el avance del túnel, se consensuó para este tramo la aplicación de Jet-Grouting. Se diseñaron unos taladros perimetrales secantes, de 50 cm de radio de acción, y otra serie de taladros repartidos en el frente para estabilizar el mismo. La longitud de los taladros era de 15 m, con un solape longitudinal de 4 m. Los mayores problemas que ocasiona esta técnica dentro del túnel y bajo las condiciones de este tipo de terrenos son:

- * Paralización de un equipo (o está paralizado el equipo de avance a la espera de la finalización del jet-grouting, o está paralizado el equipo de jet-grouting a la espera de finalizar el avance).
- * Producción de gran cantidad de rechazo de cemento (que obliga a extraerlo con cisternas y tratarlo convenientemente en el exterior del túnel para evitar contaminar los ríos próximos).

- * Muy sensible a las heterogeneidades del terreno (cuando se presentan zonas más compactas dentro del conjunto del frente, el jet no tiene poder de penetración en ellas).
- * Con pases tan largos se forma mucha “teja”, de modo que si no se emplean cerchas de sección variable que se acomoden al contorno del jet, se producen desprendimientos del terreno comprendido entre la sección del jet y la sección de la cercha. Esto además provoca un consumo mayor de hormigón en el revestimiento.



Fotografía n°19: Ejecución de la pantalla perimetral secante de jet-grouting.



Fotografía n°20: Vista del frente durante la fase de avance, con los taladros de jet perfectamente marcados.

Por ello, y aunque el resultado fue bastante correcto tras ejecutar 3 pases con jet-grouting, se optó por aplicar el sistema que se había desarrollado para la galería y que había dado un resultado satisfactorio y bastante más rápido de efectuar.

La sección de sostenimiento empleada en las zonas de jabres de peor calidad fue la siguiente:

Paraguas compuesto por 97 micropilotes de 9 m de longitud y 88,9 mm de diámetro, solapados 4 m y a una distancia entre ejes de 0,20 m e inyectados con cemento. En los terrenos de peor calidad geotécnica, estos micropilotes llevaban válvulas para inyección selectiva y también se emplazaban en el frente tubos de 9 m de longitud de PVC con válvulas para ser inyectados con cemento. Colocación de drenes en frente y hastiales. Pases de 1 m de longitud con cercha HEB-140 y hormigón proyectado. Sellado del frente tras cada pase. En las bases de la cercha, ejecución de pata de elefante efectuadas con proyección de hormigón para mejorar el apoyo. Colocación en cada pata de la cercha de 2 bulones de tetracero de 6 m inyectados con cemento en toda su longitud. La fase de destroza se describe más adelante.

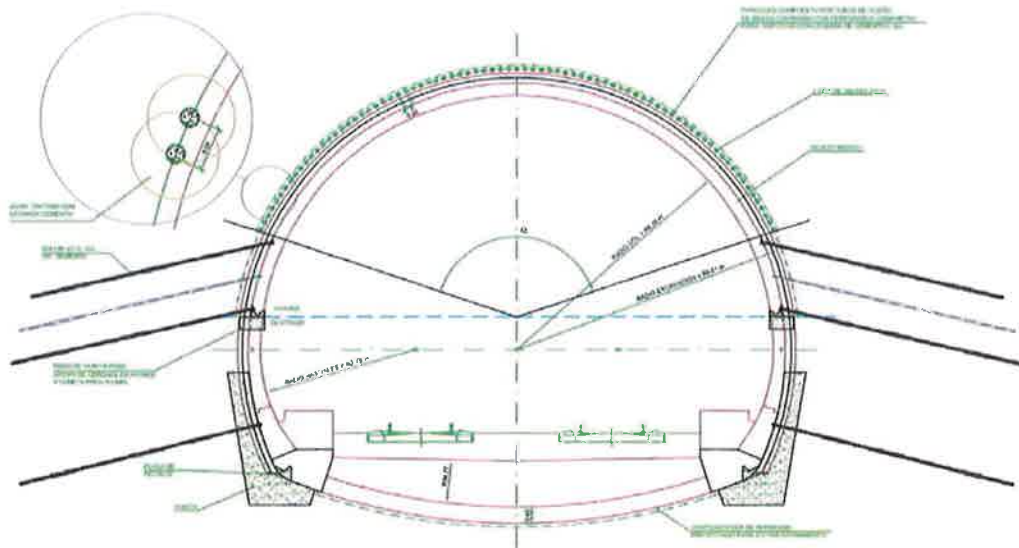


Figura nº5: Sección de sostenimiento seguida en el túnel para atravesar zonas de "jabre arena fina". Además de lo indicado en la figura, se ejecutaban los tubos de PVC en el frente con inyección de cemento.



Fotografía n°21: Vista del frente en la fase de avance, con los taladros de micropilotes y de tubos de PVC marcados, y en azul los destinados a drenaje.



Fotografía n°22: Vista del frente durante la fase de excavación en avance.

De esta manera se consiguió excavar con seguridad las zonas más delicadas del túnel.



Fotografía n°23: Vista del frente durante la fase de excavación en avance en jabres más competentes.

Como ya se ha comentado en el epígrafe “3. *Control hidrológico e hidrogeológico*”, había un acuífero confinado en la zona situada entre el P.K. 3+285 y P.K. 3+620.

Al llegar el túnel a las proximidades del P.K. 3+382, correspondiente a “jabres arena gruesa”, se optó por parar el avance y se procedió a hacer una nueva campaña de sondeos y taladros largos para drenar la zona siguiente, que contenía jabres de baja calidad geotécnica y donde la presencia de agua hacía inviable su excavación.

El resultado de esto fue un drenaje de hasta 40 l/s, consiguiéndose que el acuífero bajara en 9 meses 128 m. Para el control del descenso, se utilizaron piezómetros colocados en los sondeos realizados en superficie.

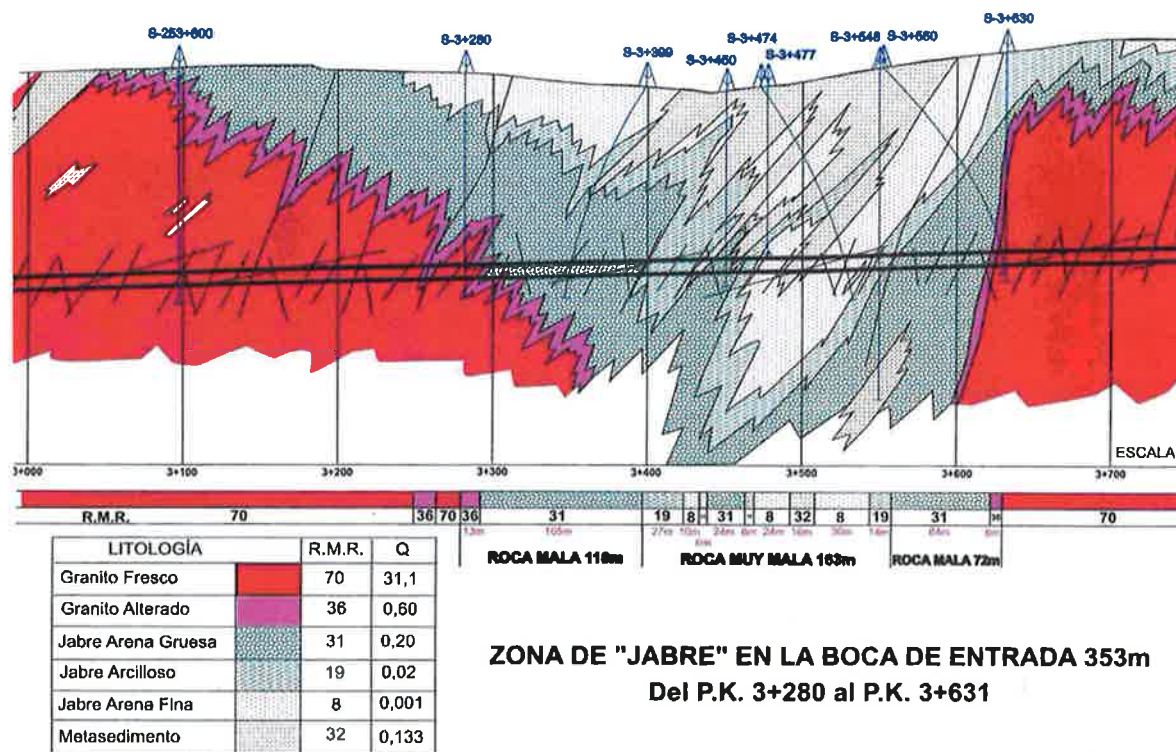


Figura nº6: Sección geológica y detalle del acuífero semiconfinado entre el P.K. 3+285 y el P.K. 3+620, con previsión de terrenos a atravesar.

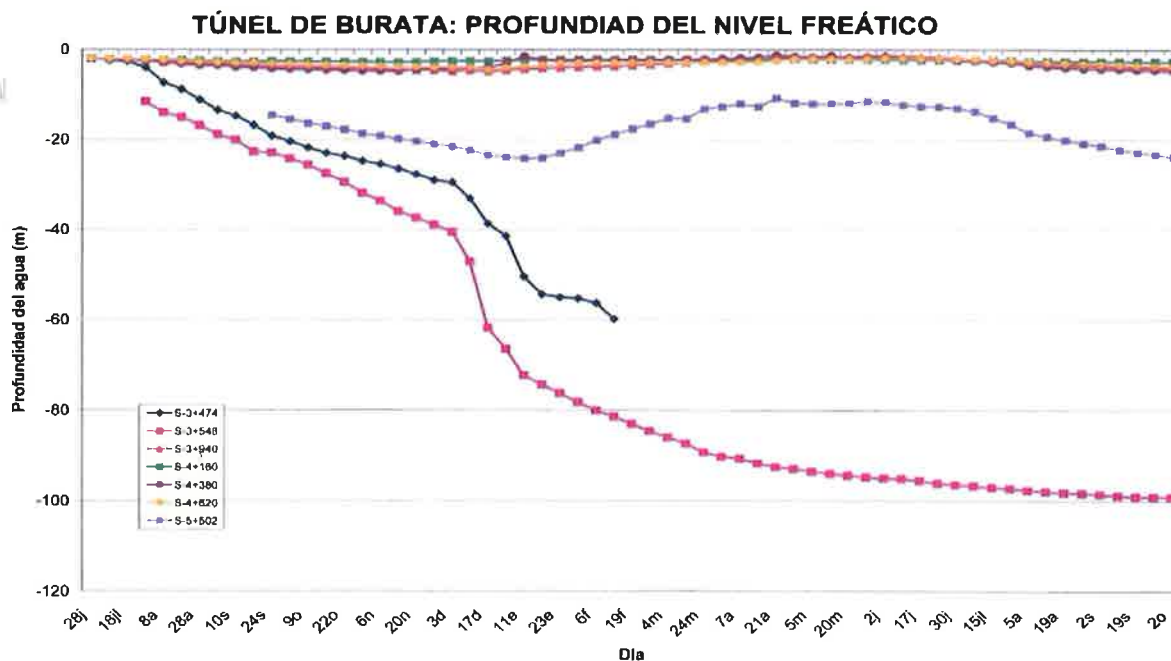


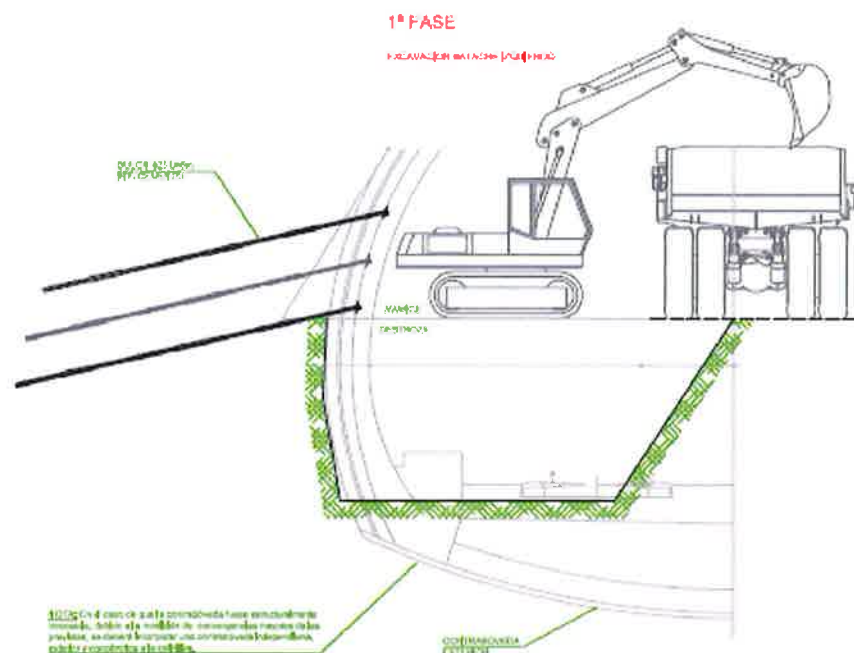
Figura nº7: Curvas de descenso del nivel freático en diferentes PK. Destacan los descensos de los piezómetros de los P.K. 3+474 (hasta que dejó de poderse medir por atranque) y P.K.3+548 mientras el frente estaba detenido en el P.K. 3+382.

Una vez se drenó la zona, se pudo excavar sin demasiadas dificultades, empleándose los sostenimientos antes descritos.

4.3.- EXCAVACIÓN DEL TÚNEL EN FASE DE DESTROZA.

La excavación de la destroza no dio problemas mayores a los habituales en este tipo de labor al estar ya el túnel drenado y optarse por llevar un pase corto y muy controlado.

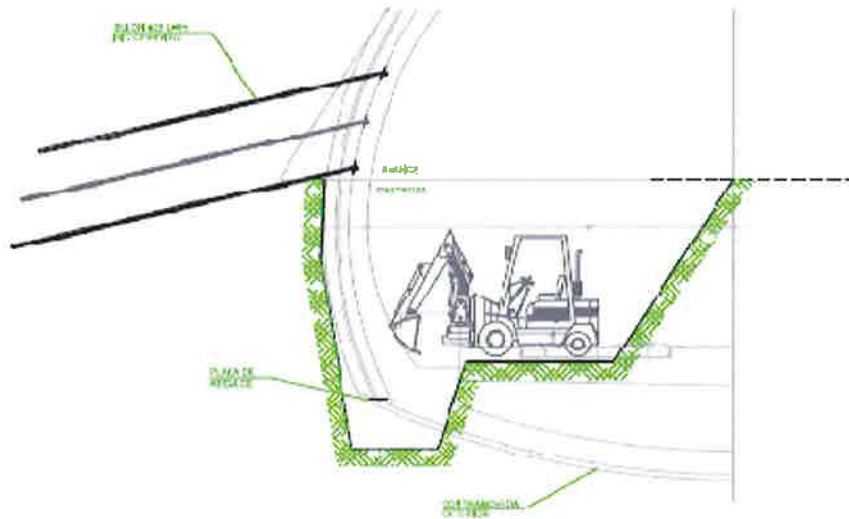
A continuación se describe de modo gráfico la secuencia seguida para excavar la destroza en los terrenos menos competentes.



2ª FASE

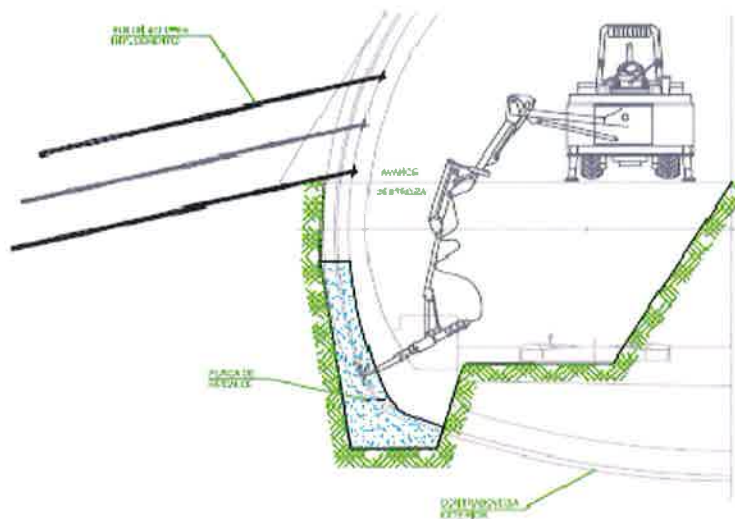
SE INSTALA EN LA BASE CERCHA

ADICIONA LA BARRA LLAMADA SOLDADA PLACA DE BASE PARA MEJORAR PUNTO



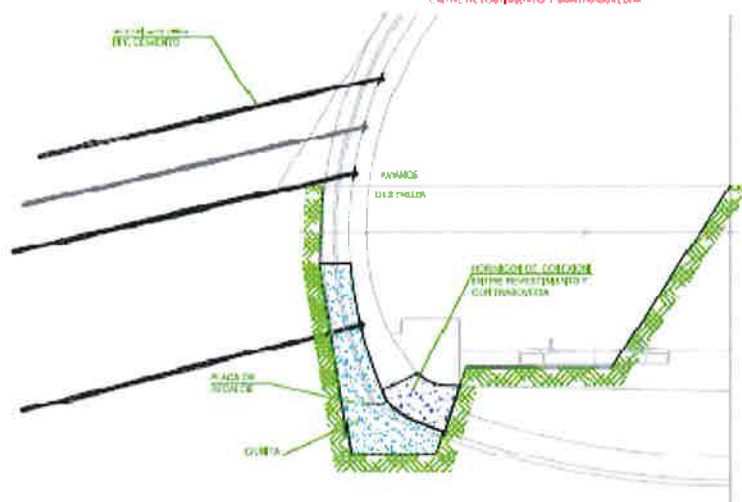
3ª FASE

UNA VEZ COLOCADA LA CERCHA, SE PROCEDE AL QUINTADO DE REINFORZO CERCHA HASTA LA JUNTA CON LA CONTIGUA EXTERIOR.



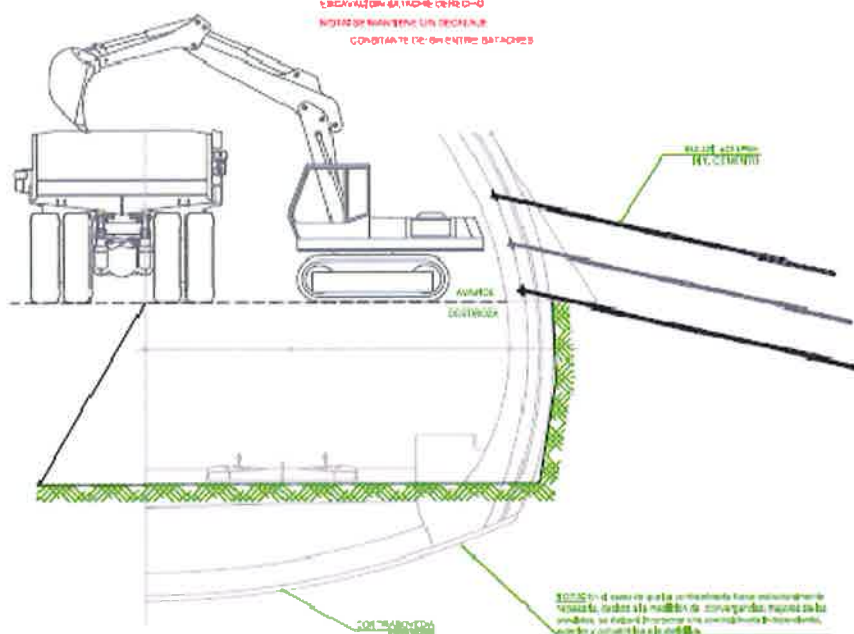
4ª FASE

CON SECCIÓN DE 10 M. DE ANCHO DE CARRILLO
DE 10 M. DE ANCHO DE CARRILLO Y 10 M. DE ANCHO DE CARRILLO
ENTRE EL VIAL Y CONTRAVIAL

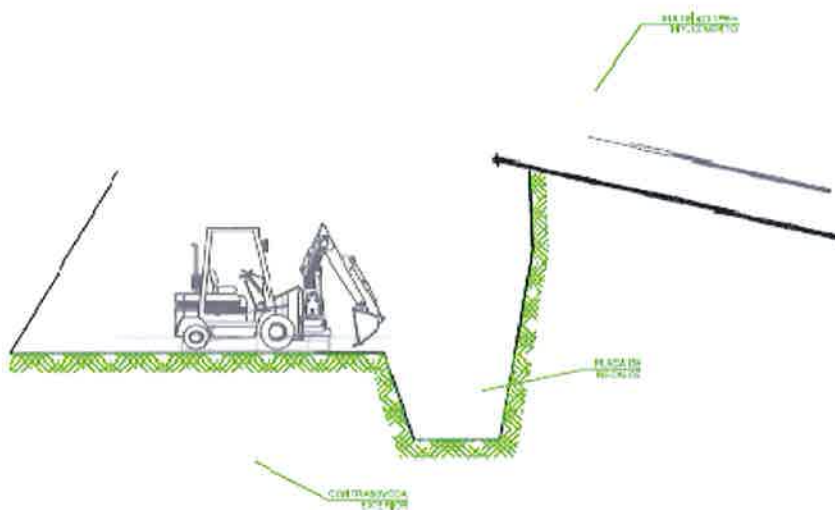


5ª FASE

EXCAVACIÓN DE 10 M. DE ANCHO DE CARRILLO
ENTRE EL VIAL Y CONTRAVIAL
CON SECCIÓN DE 10 M. DE ANCHO DE CARRILLO

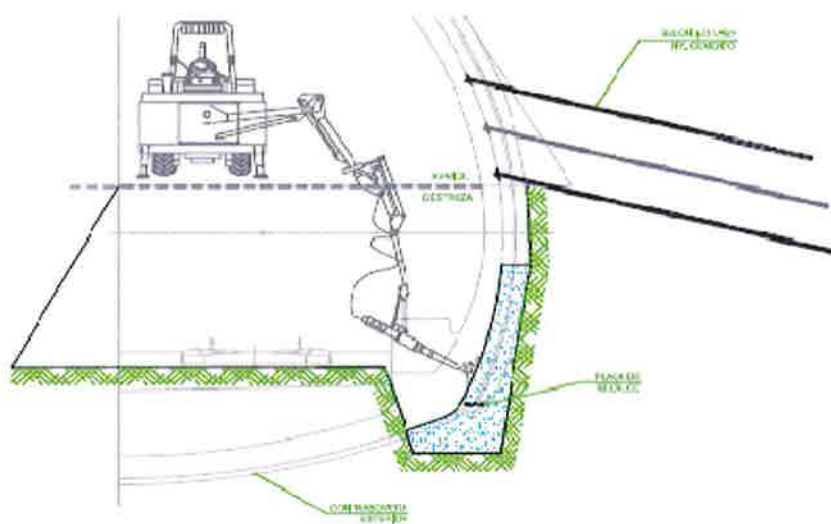


SE REALIZA LA BARRA CERRADA
NOTA: CERRAR LA BARRA CERRADA PARA
DE BASE PARA MEJORAR APOYO



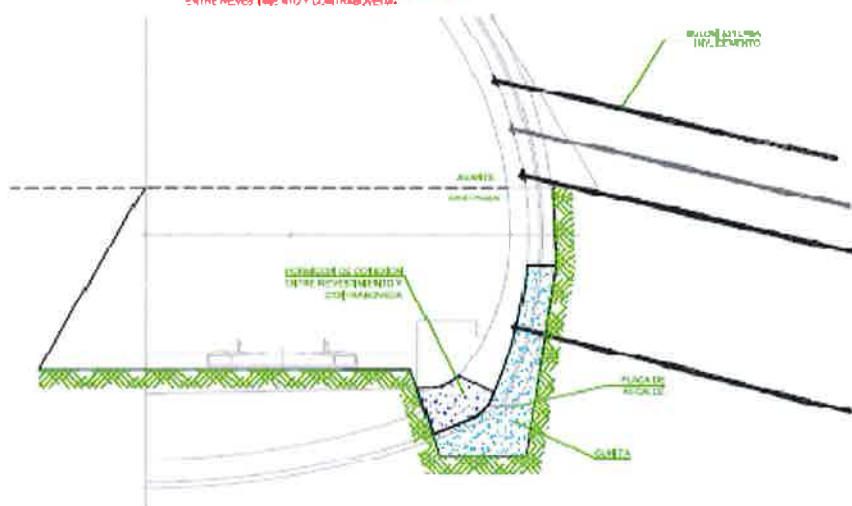
7ª FASE

UNA VEZ DOLICADA LA CERRADA SE PROCEDE AL DOLICADO
DE BARRA DE CERRADA INTERNA CON LA CONTRAMONTA EXTERIOR



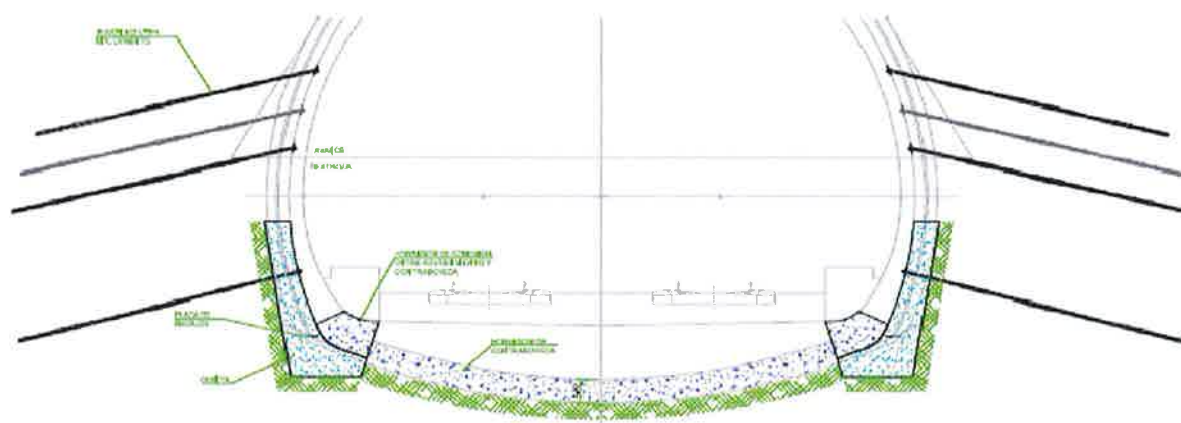
8ª FASE

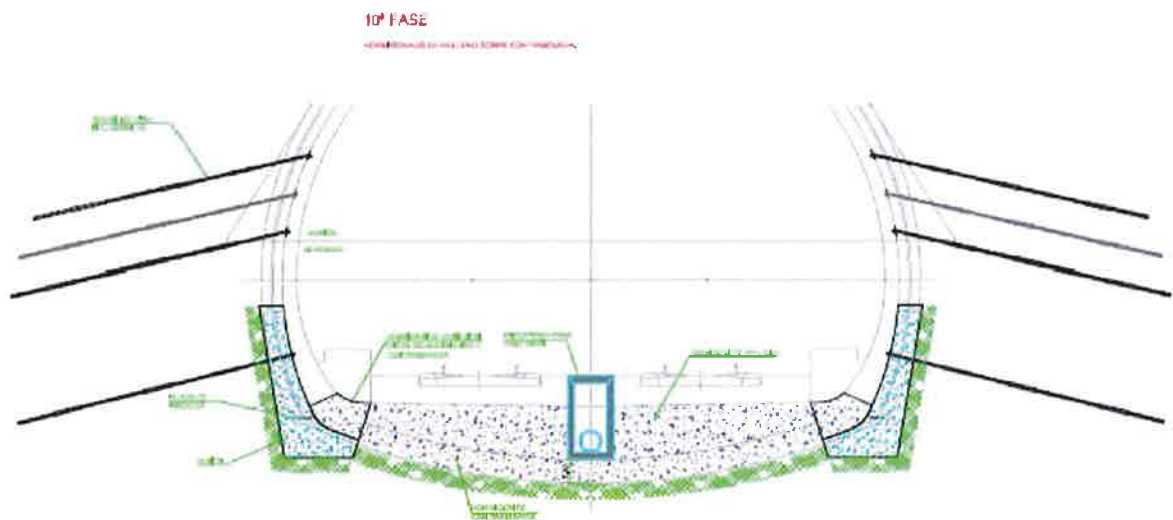
COLOCACIÓN DE BLOQUES DE HORMIGÓN EN LA ZONA DE DISTINCIÓN DE HORIZONTE, A LA REDUCCIÓN DE CONTRABOVEDA Y FORMACIÓN DE LA DUNA DE RECALCE CENTRAL.



9ª FASE

FORMACIÓN DE LA DUNA DE RECALCE CENTRAL EN LA ZONA DE DISTINCIÓN DE HORIZONTE, A LA REDUCCIÓN DE CONTRABOVEDA Y FORMACIÓN DE LA DUNA DE RECALCE CENTRAL.





Fotografía nº24: Aspecto del túnel tras la excavación de la destroza.



Fotografía n°25: Vista del túnel tras la ejecución de la contrabóveda y de los muros guía para el revestimientos.

Actualmente tanto el túnel como la galería de emergencia están en fase de revestimiento.

5. CONCLUSIONES

El sistema descrito se ha mostrado totalmente eficaz para poder ejecutar la excavación tanto del túnel como de la galería en terrenos de muy baja calidad geotécnica y gran presencia de agua. Es evidente que existen otros sistemas o variantes que se podían haber aplicado, pero el objeto de esta ponencia es describir el aquí empleado y que ha funcionado con éxito.

Aunque el jet-grouting es una técnica también posible, presentaba bastantes inconvenientes para aplicarlo en el túnel, tal como se ha descrito. Para la galería, no se encontró en el mercado un equipo con las dimensiones necesarias para poder hacer jet-grouting desde el interior de ella.

La investigación geológica adicional, el estudio hidrológico y la ejecución de sondeos horizontales de gran longitud para drenar y reconocer los terrenos a atravesar ha sido fundamental para garantizar el éxito del sistema.

6. AGRADECIMIENTOS

El autor desea expresar su agradecimiento a todo el personal que ha estado implicado en el desarrollo de la obra. Por ADIF a D. Carlos Díez Arroyo, D. Agustín Fernández Sanz, D. Luis Monereo Vaquerizo y D. Juan Carlos Monge. Por la asistencia de obra (Getinsa) a D. Angel Gutiérrez Lindo, a D. Fernando Moreno Merino, Dña. Miriam Sánchez, Dña. Marisol Jimenez, Dña. Mónica Callizo y Dña. María García. A los asesores de túneles y cálculos por parte de ADIF (D. Mario Peláez), Getinsa (D. Eduardo Pradera) y de Corsán-Corviam Construcción S.A. (D. Elías Moreno Tallón, D. Pedro Varona y D. Daniel Arias Prieto). Por parte de los subcontratistas Zagope y Geotúnel a su personal de mando y todo su equipo. Por parte de Corsán-Corviam Construcción S.A. a todo el personal que ha participado en ello y muy especialmente a D. Jesus Santamaría Arias, D. José Luis Perea, D. Fernando Varela, D. David Vega, Dña. Berta Arcay y D. Francisco Bujalance que han sufrido en primera persona los problemas surgidos. Y a todos aquellos que no puedo recoger aquí por razones obvias de espacio.