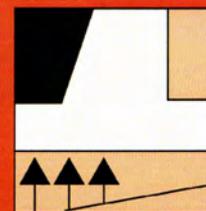




ASOCIACIÓN DE EMPRESAS  
DE LA TECNOLOGÍA  
DEL SUELO Y SUBSUELO



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE  
MECÁNICA DEL SUELO E  
INGENIERÍA GEOTÉCNICA

# Jornadas Técnica SEMSIG-AETESS

## 17ª Sesión

### Intervenciones en Casos de Patologías y de Obras Geotécnicas Complejas

Madrid, 23 de febrero de 2017

Patrocina:



# 1 PRESENTACIÓN

Con esta Jornada sobre Intervenciones en Casos de Patologías y de Obras Geotécnicas Complejas continuamos con la serie de Sesiones Técnicas organizadas conjuntamente por la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS). En esta ocasión contamos además con el patrocinio de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento de España.

El tema de esta decimoséptima sesión fue seleccionado en base a las opiniones de los asistentes de las últimas cinco sesiones, a los que se preguntó, a través de una encuesta, sobre los temas de mayor interés a tratar en este foro geotécnico. Las encuestas apuntaron insistentemente a los Casos de Patologías y de Obras Geotécnicas Complejas que presentamos.

Ante un tema tan amplio, el Comité organizador ha querido reunir en este programa a los diferentes agentes que pueden estar implicados en los proyectos geotécnicos como los que nos ocupan: desde las administraciones públicas, autoridades académicas acreditadas, empresas contratistas y empresas especialistas. El objetivo es enriquecer el enfoque y dar a conocer los detalles de las técnicas más novedosas que están aplicando las empresas especialistas Españolas en este campo.

Esperamos con ello poder promover un foro de debate en el que los profesionales de la ingeniería geotécnica podamos compartir y actualizar nuestros conocimientos.

Esperamos contar con vuestra participación.

## **2 CONTENIDO**

### **Mesa de diseño**

#### **2.1 Colapso de la Excavación Profunda de Singapur**

Antonio Gens i Solé.

Catedrático de Ingeniería del Terreno. Universidad Politécnica de Cataluña.

#### **2.2 Análisis de la patología de un desmonte en la autovía A-7. Granada**

Javier Moreno Robles y Javier González-Gallego.

Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

#### **2.3 Obras del 3<sup>ER</sup> Juego de Exclusas del Canal de Panamá**

Rafael Pérez Valencia. Chief Engineer—SACYR

### **Mesa de ejecución y control**

#### **2.4 Algunos ejemplos de patologías solucionados con diferentes técnicas de inyección.**

Gustavo Armijo Palacio. Geocisa

#### **2.5 Precarga por vacío. Prevención de patologías. Barriada Cárdeñas (Huelva).**

Eduardo Martínez García. Menard España

#### **2.6 Estabilización del deslizamiento en la autopista AP-1 en Eskoriatza (Gipuzkoa).**

José Polo Narro. Congelación del terreno para ejecución de túneles bajo “cut-and-cover” existente en el metro de Varsovia.

Eduardo Manzano Arroyo. Grupo Terratest

**2.7 Recalce y excavación interior para la rehabilitación del Mercado de Val, en el Centro Histórico de Valladolid.**

Juan Luis Ávila Guerrero y Miguel Á, Franco. Keller Cimentaciones

**2.8 Patologías en losas de edificación con subpresión: solución de anclaje con micropilotes a tracción.**

José Luis Criado y Juan Ignacio López. Rodio-Kronsa.

# COLAPSO DE UNA EXCAVACIÓN PROFUNDA EN SINGAPUR

**ANTONIO GENS**

Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.

Catedrático de Ingeniería del Terreno. Universidad Politécnica de Cataluña

## 1. Introducción

Hacia las 15:30 del 20 de abril de 2004, una excavación profunda en Singapur colapsó de forma catastrófica cuando se alcanzaban las últimas fases de su construcción (Figura 1). La excavación formaba parte de la construcción de la línea circular del metro de la ciudad. Además de los cuantiosos daños materiales, hubo que lamentar cuatro víctimas mortales.



Figura 1. Aspecto de la obra tras el colapso de la excavación

Como consecuencia del colapso, el Gobierno de Singapur creó un comité de investigación (Committee of Inquiry, COI) formado por un juez (presidente) y dos técnicos asesores. Para complementar los trabajos del COI se constituyó un comité internacional de expertos geotécnicos y estructurales procedentes de universidades y empresas consultoras. El autor de esta ponencia formó parte de dicho comité. Aunque, en principio, el diseño y la construcción cubría todos los aspectos relevantes para una ejecución segura de la obra, la investigación reveló que, como ocurre frecuentemente, la rotura fue el resultado de la conjunción de una serie de errores y circunstancias que condujeron al colapso de la excavación.

Esta ponencia describe brevemente las características principales del proyecto, ejecución y colapso de la obra y expone sucintamente los resultados de la investigación efectuada. Las secuelas y consecuencias de la rotura, así como algunas de las enseñanzas que se pueden extraer de este caso real se presentan en la parte final del artículo.

**2. Proyecto**

La sección colapsada correspondía al contrato C824 de proyecto y ejecución que comprendía la construcción de dos estaciones, 800 m de túnel con tuneladora TBM y 1600 m de excavación a cielo abierto. El contrato fue adjudicado al consorcio formado por Nishimatsu Construction y Lum Chang Building Contractors que no solo propusieron la oferta más barata, sino que recibieron también la máxima calificación técnica. Los contratistas tenían un excelente historial de obras en Singapur satisfactoriamente concluidas. Un perfil característico del terreno y de la sección de la excavación en la zona de colapso se muestra en la Figura 2.

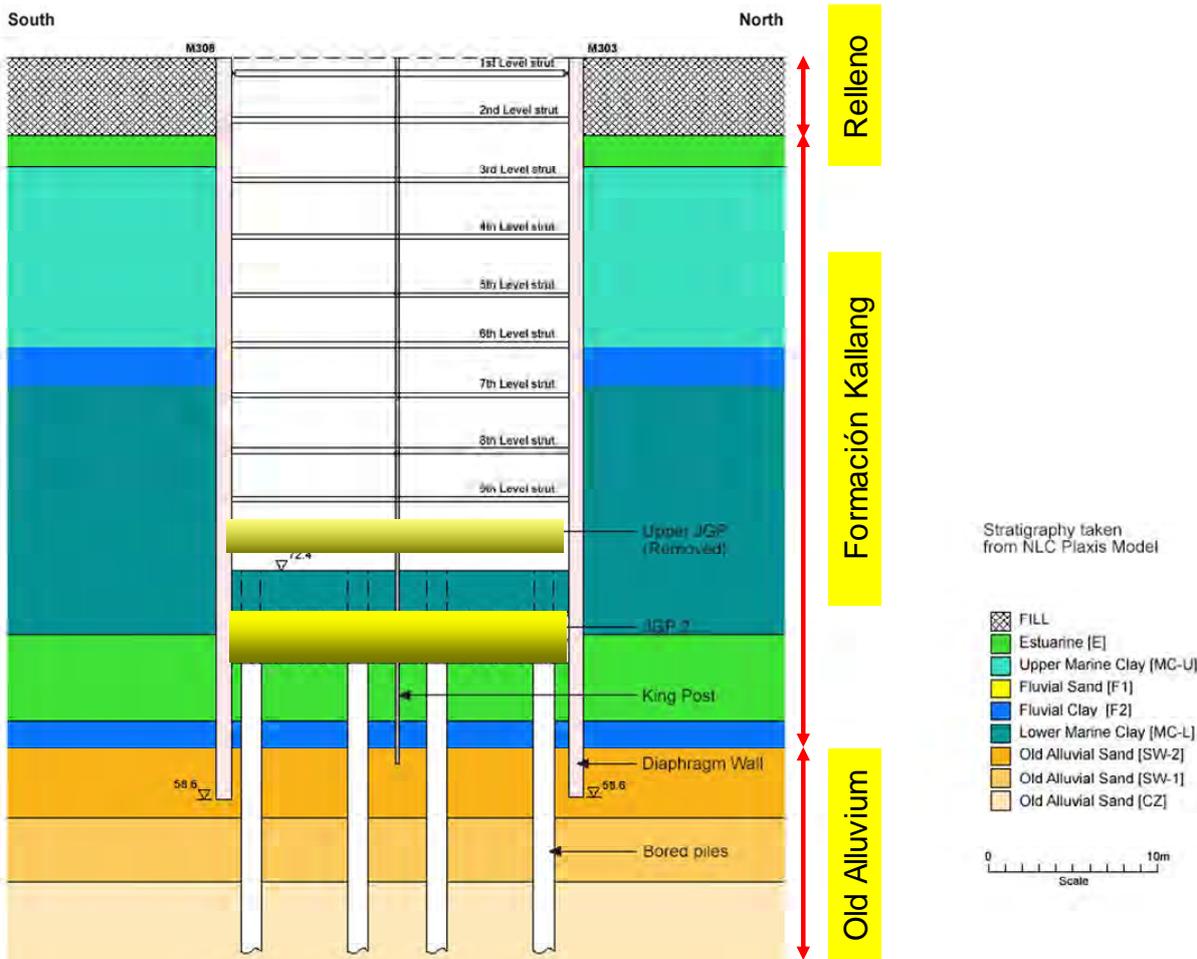


Figura 2. Perfil del terreno y sección de la excavación en la zona de colapso

El terreno se compone de tres unidades principales: a) Un relleno de unos 5 m de espesor colocado unos 30 años antes para ganar terreno al mar, b) la formación Kallang (unos 35 m de espesor) que se compone principalmente de arcilla marina blanda, aunque también contiene capas de menor espesor de arena fluvial, arcilla fluvial y arcilla de estuario, y c) el Old Alluvial que es básicamente una arenisca cuyo grado de meteorización disminuye con la profundidad.

El reconocimiento del terreno fue bastante intenso e incluyó principalmente la ejecución de sondeos (un total de 84 en distintas fases), ensayos de molinete (vane) y 8 ensayos de penetración con piezocono. También se llevó a cabo un programa completo de ensayos de laboratorio. Como consecuencia de estos trabajos el Geotechnical Interpretative Report propuso los parámetros de diseño recogidos en la Tabla 1. Cuando fueron examinados por el comité de expertos, se concluyó que dichos parámetros eran consistentes con la información disponible y constituían una base adecuada para el diseño geotécnico de la obra. Dadas las características del proyecto, los parámetros geotécnicos más importantes son la resistencia al corte no drenada de la formación Kallang (arcilla marina y otras) y la permeabilidad del Old Alluvium (para asegurar el cierre impermeable de la excavación)

Stratum	SPT-N	Bulk density, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ ( $^\circ$ )	Elastic modulus (kN/m <sup>2</sup> )	Permeability coefficient, k (m/s)	Coeff. At-rest Earth Press.
FILL/B	6 ± 3	19.0	25	0	30	10000	1x10 <sup>-6</sup>	0.5
M	0 ~ 1	16.0	10 (0 to 5 m)	0	22	1000	1x10 <sup>-9</sup>	1
			20 (5 to 15m)			8000		
			20+1.6(z-15)			400c <sub>u</sub>		
F2	10 ± 5	19.0	20 (0 to 10m)	0	22	8000	1x10 <sup>-9</sup>	1
			20+2(z-10)			400c <sub>u</sub>		
F1	11 ± 8	20.0	0	0	30	1500N	1x10 <sup>-9</sup>	0.7
E	2 ± 2	15.0	15 (0 to 10m)	0	18	8000	1x10 <sup>-8</sup>	1
			15+2.3(z-10)			400c <sub>u</sub>		
OA(W) : N<30	19 ± 5	20.0	5N	0 (10)**	32 (20)**	2000N	5x10 <sup>-7</sup>	1
OA(SW-2) : 30<N<50	40 ± 6	20.0		5 (20)**	32 (25)**		5x10 <sup>-7</sup>	1
OA(SW-1) : 50<N<100	71 ± 12	20.0		5	33		5x10 <sup>-8</sup>	1
OA(CZ) : N>100	>100	20.0		10	35		5x10 <sup>-8</sup>	1
JGP-1		16 ***	300	-	-	150000	1x10 <sup>-10</sup>	0.7

Tabla 1. Parámetros geotécnicos de diseño

En la sección colapsada, la excavación debía alcanzar una profundidad de 32 m, un valor no alcanzado en excavaciones anteriores en Singapur. La obra se realizó al abrigo de dos pantallas de 0.80 m de espesor colocándose puntales metálicos de arriostramiento cada 3 metros a medida que se profundizaba la excavación. Estaba prevista la instalación de un total de diez niveles de puntales que se precargaban al 50%-70% de su carga de diseño. Las pantallas debían penetrar en el Old Alluvium no meteorizado e impermeable. Un aspecto significativo del diseño era la ejecución, antes de iniciar la excavación, de dos losas de jet-grouting (JGP) con el fin de limitar los movimientos de las pantallas. La más superficial se encontraba a 28 m de profundidad y debía ser sacrificada cuando la excavación llegara a esa cota. La segunda losa era permanente y se encontraba a 33.5 m de profundidad. La solución genérica también incluye la construcción de pilotes cuyo objetivo era sostener las cajas de los túneles del metro a construir posteriormente. El diseño de la excavación debía limitar el desplazamiento máximo de la pantalla a 200 mm mientras que el desplazamiento del pie de la pantalla no debía superar los 40 mm.

El diseño se realizó mediante análisis por elementos finitos usando el modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb para representar el comportamiento de la arcilla blanda de la formación Kallang. La obra se auscultó con un sistema de monitorización que incluía la medida de los desplazamientos horizontales de las pantallas mediante inclinómetros, la medida de presiones de agua con piezómetros y la medida de la carga de los puntales en secciones seleccionadas mediante galgas extensométricas. También se estableció un sistema de medidas de movimientos en superficie por métodos topográficos. En total, el número de instrumentos en el contrato superaba los 2000.

La instrumentación instalada permitía un seguimiento continuo del progreso de las excavaciones en sus distintas secciones. Como es habitual, se establecieron distintos niveles de alerta para la vigilancia de la

obra: de aviso, de diseño y de máximo permisible. Si se superaba el nivel de diseño, el protocolo de obra establecía la realización de un análisis numérico retrospectivo (retroanálisis) con los siguientes objetivos:

- Re-evaluar las hipótesis de diseño y los parámetros del terreno
- Desarrollar una explicación racional de la diferencia entre las observaciones y las predicciones del modelo
- Realizar predicciones para las futuras etapas de la obra que justifiquen la continuación de la misma
- Estimar la necesidad de adoptar medidas adicionales para continuar la obra de forma segura
- Revisar los niveles de alerta si es apropiado

Si se superaba el nivel máximo permisible se debían detener los trabajos.

### 3. Descripción de la rotura

La construcción se desarrolló según el esquema descrito anteriormente. La Figura 3 muestra la situación de la obra un mes antes del colapso y la Figura 4 el sistema de apuntalamiento de la pantalla. Sin embargo, en distintas secciones de la obra se midieron desplazamientos muy superiores a los previstos en el proyecto sugiriendo que las condiciones reales diferían de las supuestas. También se detectaron diversas patologías en edificios próximos como consecuencia de la aparición de asientos superiores a los previstos. En la zona que finalmente colapsaría, el nivel de diseño del desplazamiento máximo de la pantalla (145 mm), se superó en febrero del 2004 cuando se instalaba el sexto nivel de puntales. Como estaba previsto, se realizó un retroanálisis y se aumentó el nivel de diseño a 253mm. Sin embargo, en Marzo de 2014, se volvió a superar este nuevo nivel de diseño, realizándose un segundo retroanálisis que llevó a una propuesta de aumentar el nivel de diseño a 359 mm. No hubo tiempo de debatir esta propuesta antes de que ocurriera el derrumbe de la excavación, en cuyo momento el desplazamiento de la pantalla era ya de 441 mm. En la Figura 5 se puede ver la sucesión de medidas de desplazamiento en las dos pantallas correspondientes a la sección colapsada.



Figura 3. Estado de la obra un mes antes de la rotura.

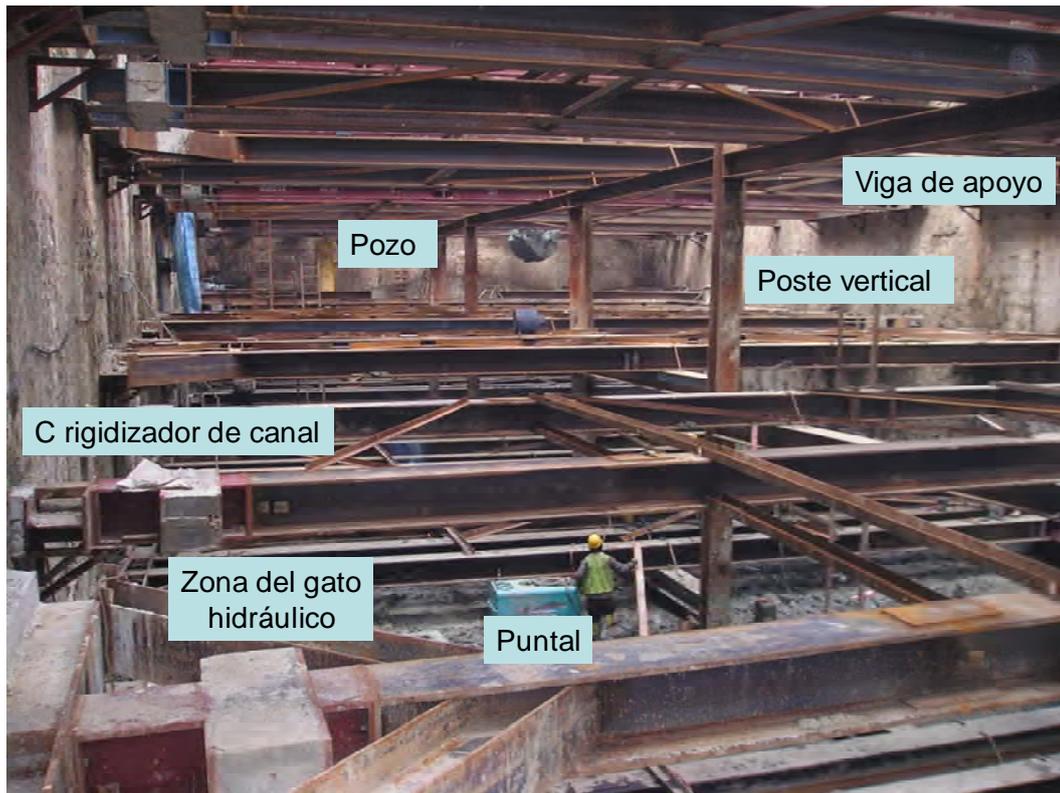


Figura 4. Sistema de apuntalamiento de las pantallas

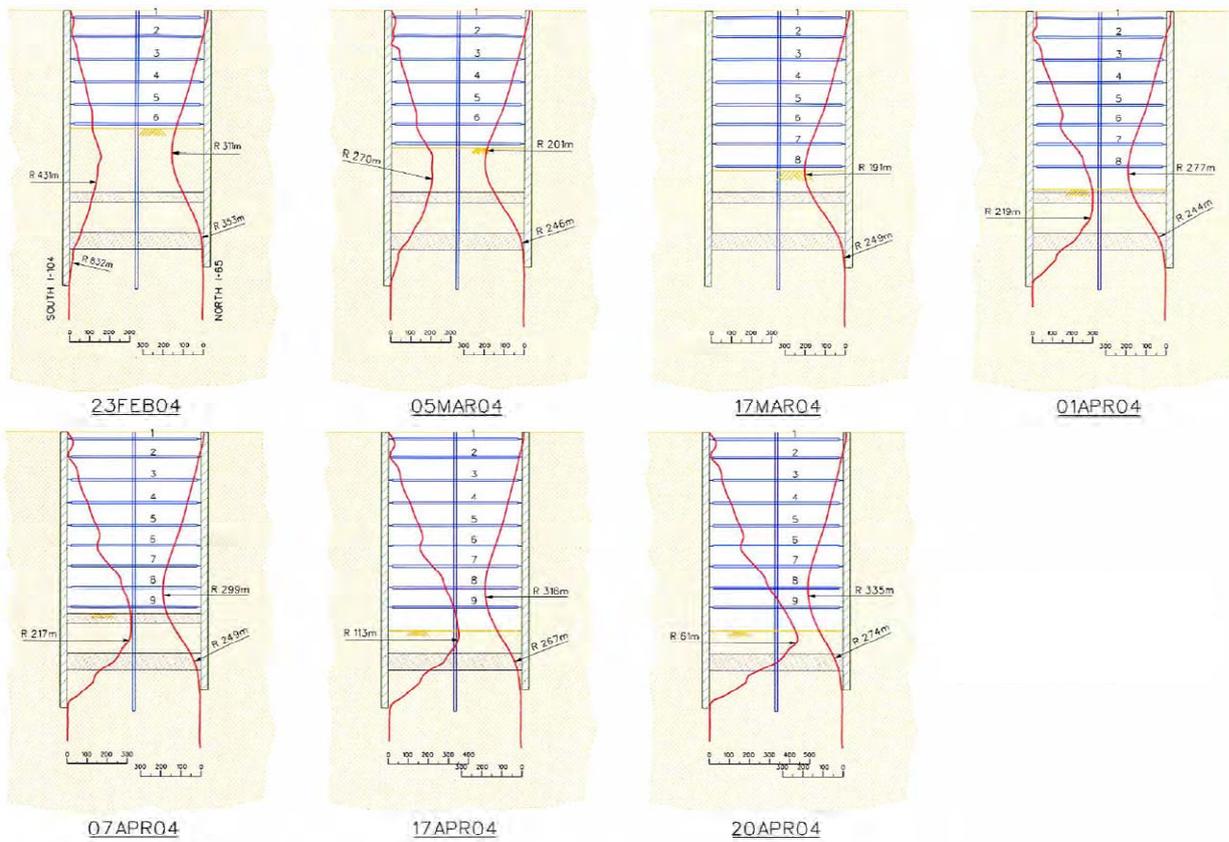


Figura 5. Evolución de medidas de desplazamiento en las dos pantallas correspondientes a la sección colapsada

Otro aspecto importante fue el cambio del diseño de los conectores que unían los puntales a las pantallas. Debido a que se observaron diversos fenómenos de pandeo, se adoptó una nueva configuración descrita como rigidizador de canal en C (Figura 6). Investigaciones posteriores revelaron que el nuevo rigidizador tenía aproximadamente la misma resistencia que el original, pero era mucho más frágil en la etapa de post-rotura.

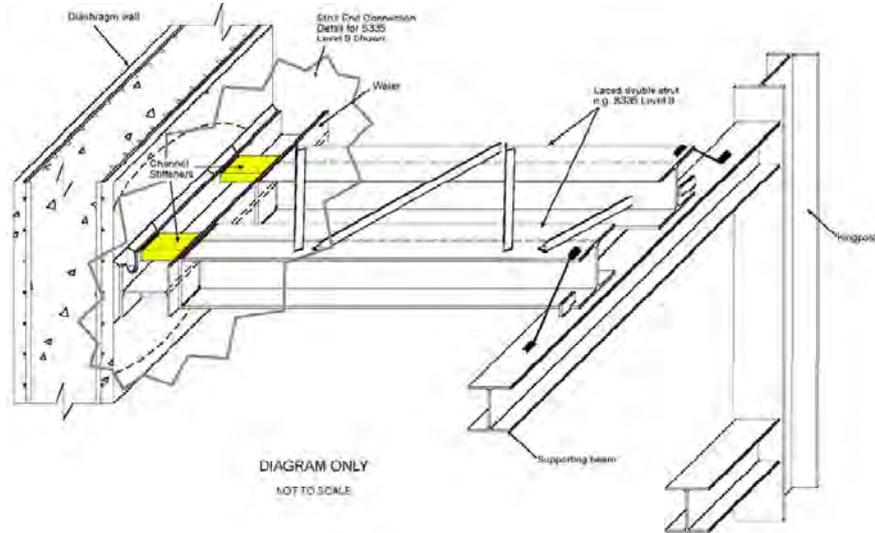


Figure 6. Nueva configuración del conector: rigidizador de canal en C

El día en que ocurrió el colapso se estaba procediendo a la eliminación de un tramo de la losa superior de jet grouting mientras que, en otra zona ya liberada, se estaba iniciando la instalación del décimo nivel de puntales. La profundidad de la excavación era de 30 m. Sobre las 9 de la mañana se advirtió el pandeo de uno de los conectores del nivel 9 de puntales al que fueron siguiendo otros conectores del mismo nivel a lo largo de la mañana. Se intentó salvar la obra mediante el hormigonado de los conectores y las vigas de reparto y la construcción de una berma al pie de la excavación, pero los esfuerzos fueron insuficientes y la excavación colapsó a las 15:30 aproximadamente. La figura 7 muestra la variación de la carga medida en los puntales en las horas previas al colapso. Se puede observar como disminuye la carga del nivel 9, debido al pandeo de los conectores, y como aumenta la carga del nivel 8 para compensar dicha pérdida de resistencia. El inicio del pandeo de los conectores del nivel 8 fue el factor que desencadenó el derrumbe definitivo de la excavación. El colapso duró unos 3-4 minutos extendiéndose progresivamente hasta alcanzar una longitud de unos 85 m (Figura 8).

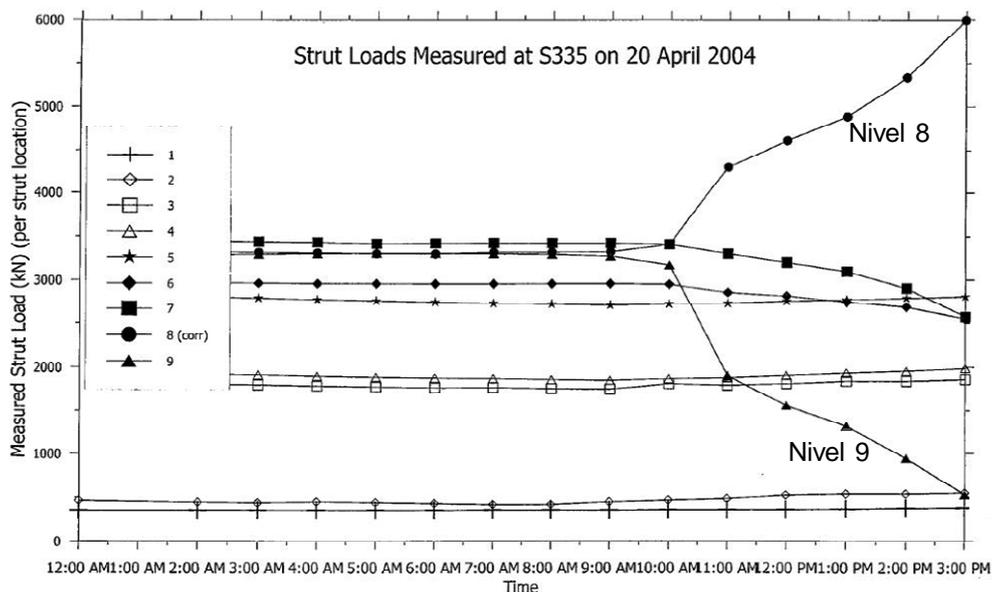


Figure 7. Evolución de las cargas de los puntales en las horas previas al colapso

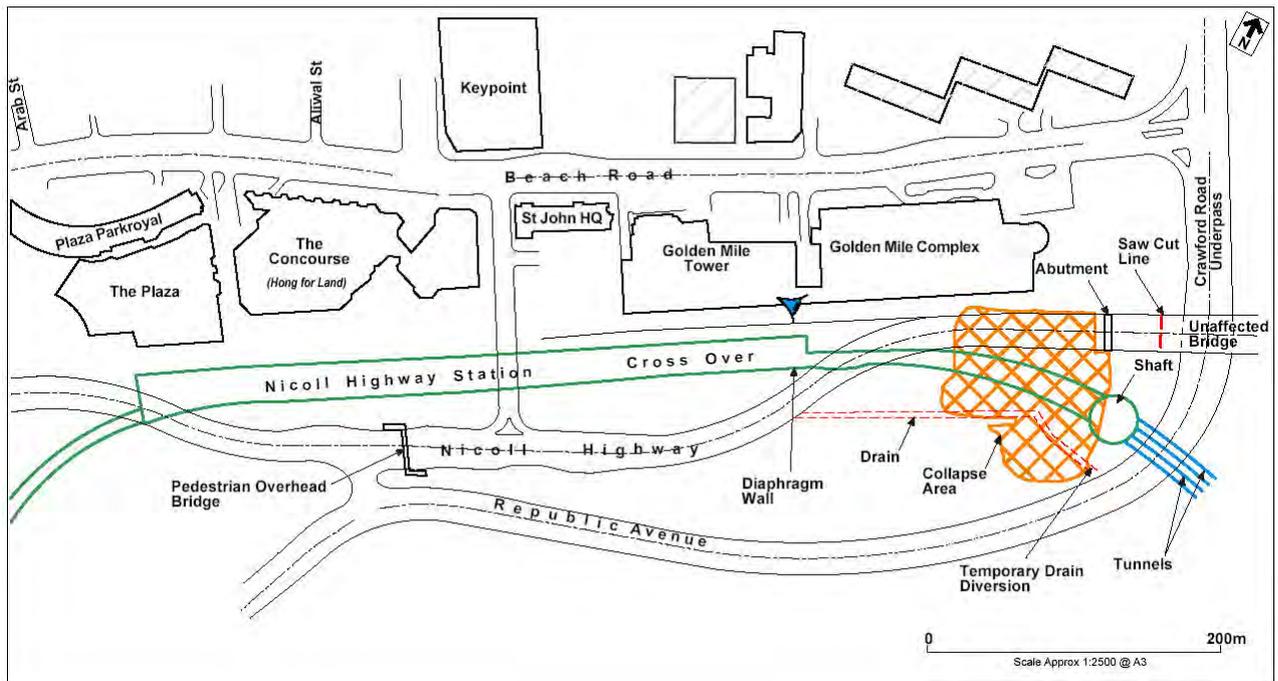


Figure 8. Planta de la obra con la zona colapsada (sombreada). Su longitud es de unos 85 m.

La zona colapsada llegó a 10 m del edificio Golden Mile Complex pero no fue afectado. Un colector de aguas pluviales que desembocaba en el adyacente río Kallang inundó la zona colapsada después de la rotura causando la muerte de tres personas. Una cuarta persona murió atapada en el derrumbe de la excavación.

#### 4. Resultados de la investigación

La investigación fue muy exhaustiva tanto en los aspectos técnicos como en los de determinación de responsabilidades. Se interrogó a 193 personas (incluidos los miembros del comité de expertos), se examinó un gran volumen de documentación y se llevaron a cabo extensas investigaciones de campo y laboratorio adicionales. En este apartado solo se pueden dar algunas pinceladas de las principales conclusiones de dicha investigación.

Un primer examen del problema condujo a la siguiente lista (no necesariamente completa) de posibles causas que pudieron contribuir al colapso:

- Errores en los análisis numéricos y diseño deficiente del sistema de contención
- Planteamiento deficiente y errores en los ejercicios de retroanálisis
- Fallo de la conexión entre arriostramiento y pantalla
- Baja capacidad de la losa de jet-grouting
- Insuficiencia de clava de la pantalla
- Deficiencias en la gestión de la instrumentación
- Variación del perfil del terreno respecto al considerado en proyecto
- Dificultades constructivas específicas de la zona
- Rotura del arriostramiento
- Rotura estructural de la pantalla
- Levantamiento de fondo

La investigación permitió descartar las tres últimas causas: rotura de los puntales, rotura estructural de la pantalla y levantamiento de fondo. En cambio, las tres primeras fueron consideradas causas fundamentales y el resto como causas coadyuvantes.

### Errores en los análisis numéricos y diseño deficiente del sistema de contención

Como se ha indicado anteriormente, el diseño por elementos finitos utilizó el modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb para simular el comportamiento de las arcillas blandas. La falta de experiencia en la aplicación de métodos numéricos en geotecnia y, en especial, el insuficiente conocimiento de las consecuencias de los modelos constitutivos utilizados, impidieron darse cuenta que dicho modelo sobreestima significativamente la resistencia al corte sin drenaje de las arcillas blandas, el parámetro clave para la estabilidad a corto plazo de la excavación. La Figura 9 muestra la distribución en profundidad de la resistencia al corte sin drenaje recomendada para el diseño y la realmente utilizada en los cálculos numéricos. Como consecuencia, se subestimaron gravemente los desplazamientos y los momentos flectores de las pantallas conduciendo a un diseño menos robusto de la misma. Como ejemplo, la Figura 10 muestra la comparación de los desplazamientos de la pantalla calculados con las dos distribuciones de resistencia; las diferencias son muy notables. Este error también supuso una exigencia menor para la clava de la pantalla y un mayor esfuerzo sobre las losas de jet-grouting que, consiguientemente, también fueron infradimensionadas. En cambio, el efecto sobre las cargas de los puntales es menor.

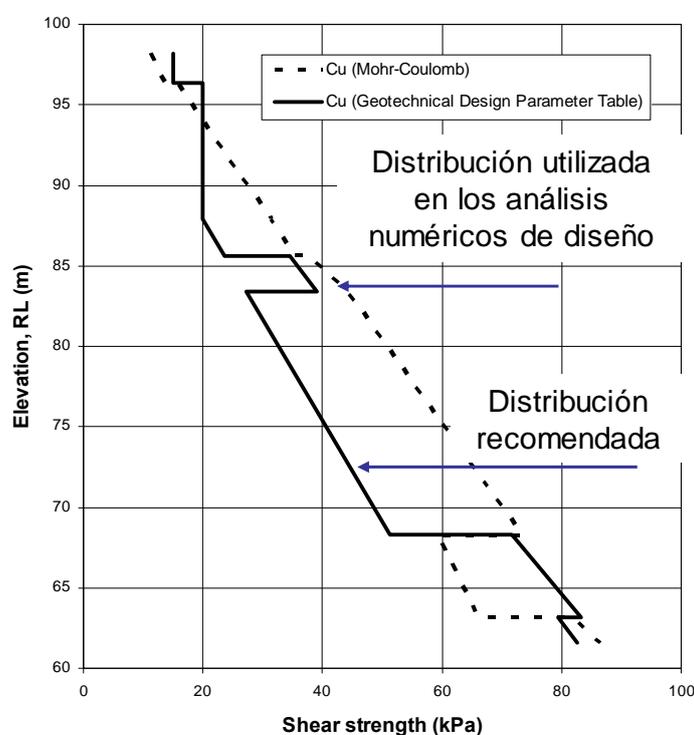


Figure 9. Distribución en profundidad de la resistencia al corte sin drenaje recomendada y utilizada en los análisis numéricos

### Planteamiento deficiente y errores en los ejercicios de retroanálisis

Aunque el protocolo de actuación de seguimiento de la instrumentación y retroanálisis debería haber sido un elemento de seguridad, los errores de planteamiento y ejecución supusieron lo contrario. En primer lugar, solo se intentaba ajustar el desplazamiento máximo de la pantalla sin prestar atención a las distribuciones de movimientos ni a sus incrementos en las distintas etapas de excavación. Parecía que el único objetivo del retroanálisis fuera aumentar la magnitud de los desplazamientos permitidos y poder continuar la obra sin interrupciones. Para conseguir un acuerdo con las observaciones, se utilizaban parámetros geotécnicos poco realistas; por ejemplo, en el segundo retroanálisis se utilizó un ángulo de fricción para la arcilla marina de únicamente 6 grados. En definitiva, no se realizaba ningún esfuerzo para comprender los mecanismos de comportamiento que subyacían a las observaciones anómalas de la obra.

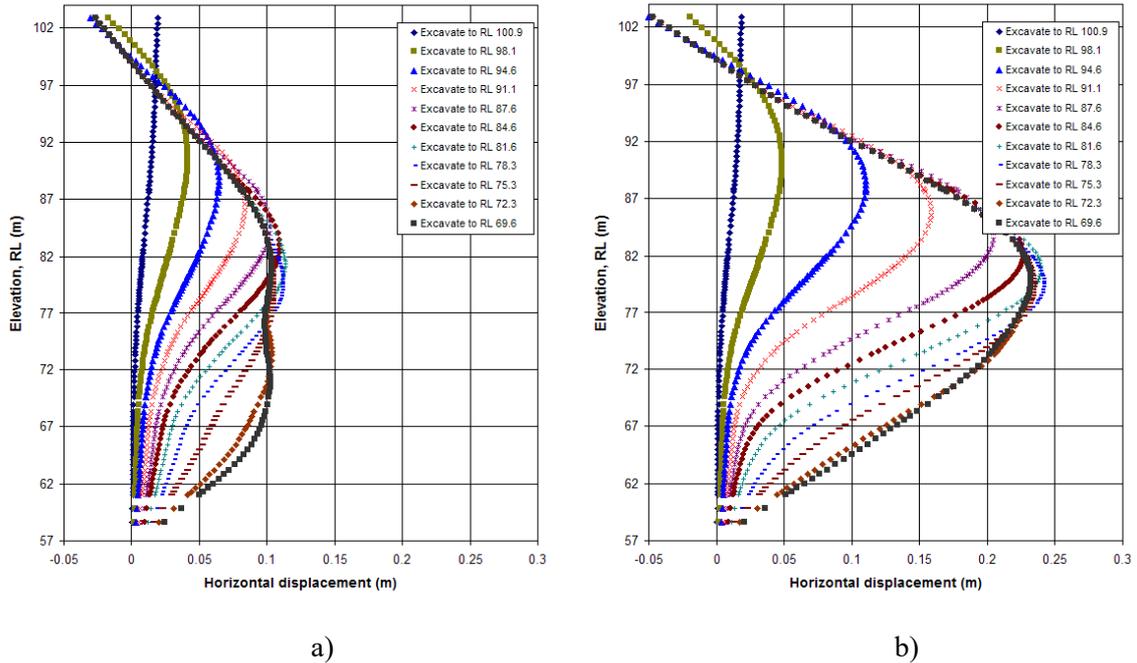


Figure 10. Desplazamientos horizontales de la pantalla en la zona de colapso calculados para distintas etapas de excavación. a) Calculados con la distribución de resistencia al corte sin drenaje utilizada en diseño. b) Calculados con la distribución de resistencia al corte sin drenaje recomendada

*Fallo de la conexión entre arrostramiento y pantalla*

También hubo fallos de diseño y ejecución en el sistema de conexión de los puntales con la pantalla. En algunos puntales se habían omitido los elementos de reparto y, además, la longitud de pandeo adoptada para el cálculo fue errónea. Como consecuencia, el conector tenía una resistencia real un 50% inferior a la supuesta en los cálculos. Además, como resultado del cambio en su configuración, el conector exhibía un comportamiento más frágil una vez alcanzada su resistencia máxima (Figure 11). Se ha apuntado también la posibilidad de que la aparición generalizada de fenómenos de pandeo previas al colapso estuviera asociada al levantamiento de los postes centrales asociado a la supresión de la losa superior de jet-grouting.

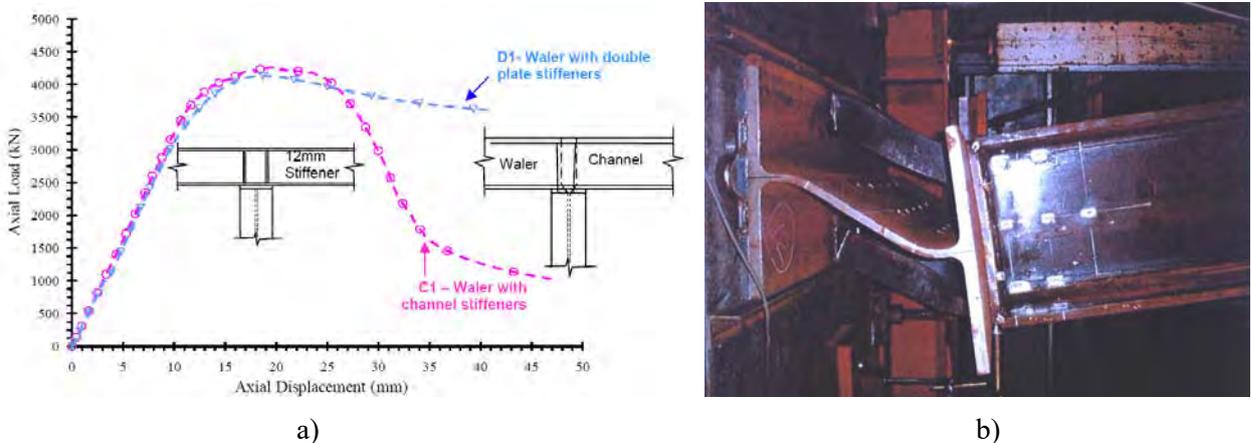


Figure 11. a) Curva fuerza-desplazamiento de los dos conectores utilizados en obra: diseño original (azul) y diseño modificado (rojo). b) Forma de pandeo del conector con la nueva configuración

### *Otras causas*

Durante la investigación se identificaron también otras causas que probablemente contribuyeron al colapso de la obra. Una de ellas se refiere a la posible disminución de la capacidad mecánica de las *losas de jet-grouting*. Basándose en las deformaciones medidas de las pantallas, se puede determinar que la losa superior sufrió una deformación axial media del 2.4% y la inferior del 1.6%. Estos valores superan significativamente las deformaciones axiales que llevan el material de jet grouting a rotura. Dado su carácter frágil, es plausible que las propiedades mecánicas de las losas en el momento de rotura fueran inferiores a las previstas en el proyecto. De hecho, la única forma con que los análisis numéricos realizados después de la rotura consiguieran reproducir los desplazamientos observados de las pantallas era suponiendo características mecánicas (rigidez y resistencia) menores en las losas de jet-grouting. Sin embargo, no fue posible probar con certeza esta hipótesis por falta de evidencia física directa.

Otras posibilidades se refieren a la posible insuficiencia de la *clava de la pantalla* y deficiencias en la *gestión de la instrumentación*. En obra no se siguieron estrictamente las recomendaciones del proyecto ni se hicieron las comprobaciones de longitud pertinentes al excavar los bataches de las pantallas. Respecto a la instrumentación, parte de la auscultación (inclinómetros) en la zona de colapso no fue leída durante algunos períodos críticos y también se detectaron errores y deficiencias importantes en el tratamiento de las medidas, su transmisión y su interpretación. Sin embargo, también se concluyó que era improbable que estas dos circunstancias fueran causas primordiales de la rotura.

Como sucede muy frecuentemente, la zona de colapso reunía algunas *características específicas* que agravaron el problema de estabilidad de la excavación. El reconocimiento adicional realizado después del fallo permitió definir el perfil del terreno de forma más precisa. Se observó que el perfil del terreno adyacente a las dos pantallas no era coincidente y, más importante, que la profundidad de la formación Kallang era mayor en la zona donde se inició la rotura debido a la presencia de un valle enterrado no detectado en el reconocimiento de proyecto. Otro factor coadyuvante fue que, en la zona de colapso, se había dejado una longitud de pantalla sin arriostrar superior a la habitual para permitir trabajos en la zona del pozo adyacente. Asimismo, en dicha zona no se habían construido los pilotes para el apoyo de las cajas de los túneles debido a la presencia de una línea eléctrica de alta tensión que cruzaba la excavación en ese punto. Aunque el efecto de los pilotes nunca fue considerado en el diseño, indudablemente ejercían una función estabilizante no presente en la zona de colapso.

#### **4. Secuelas y consecuencias**

Como consecuencia de la rotura, el Nicoll Highway, una de las principales arterias de la ciudad, estuvo cortada un largo período de tiempo. También quedaron cortadas por un tiempo suministros de agua, gas y electricidad cuyas conducciones atravesaban la obra en la zona de la rotura. Todas las obras de construcción del metro fueron detenidas un tiempo para poder revisar sus diseños y comprobar que eran seguros. Después de realizar el acondicionamiento necesario mediante inyecciones, hormigonado en masa y relleno con suelo, la zona colapsada se abandonó. Se construyeron nuevas pantallas en una alineación distinta lo que obligó a construir una nueva estación. En conjunto, se retrasó la finalización de las obras de este tramo un mínimo de cuatro años.

El Committee of Inquiry fue muy crítico con los agentes que habían intervenido en la obra. En particular formularon duras críticas respecto a la falta de cultura de la seguridad del contratista, el nivel y características de la supervisión de la obra por parte de la propiedad (Land Transport Authority, LTA), la organización de las relaciones entre los distintos agentes presentes en la obra, la independencia de las personas responsables, la gestión de las lecturas de la instrumentación y su interpretación y el nivel técnico exhibido por las personas responsables del análisis numérico y los retroanálisis. El Comité condenó especialmente el hecho de que, a pesar de que existían numerosas evidencias de que la obra no se comportaba según lo previsto, el contratista continuó con los trabajos y el propietario no la detuvo. En sus conclusiones, el COI dice:

*The catastrophic collapse was the finale to mounting incidences and warnings in the C824 project of excessive wall deflections, surging inclinometer readings, waler beam buckling, stiffener plates buckling,*

*ground settlement, failure of concrete corbels, falling support brackets, plunging strain gauge readings and the sounds of distress over 6 hours on 20 April 2004.*

*Time took its toll – the Nicoll Highway collapsed. The collapse falls squarely on the builder Nishimatsu-Lum Chang Joint Venture.*

*The Nicoll highway collapse could have been prevented.*

*(El catastrófico colapso fue el final de una serie creciente de incidencias y advertencias, en el proyecto C824, de excesivas deformaciones de las pantallas, de aumento desmedido de las lecturas de los inclinómetros, de pandeo de las vigas de reparto, de pandeo de los conectores, de asientos del terreno, de roturas de ménsulas de hormigón, de caídas de elementos de soporte, de desplomes de las lecturas de galgas extensométricas y de sonidos de peligro durante 6 horas el 20 de abril de 2004.*

*El tiempo dio su veredicto. A las 3:30 pm del 20 de abril de 2004, el Nicoll Highway se derrumbó.*

*La responsabilidad del colapso recae directamente en el contratista, Nishimatsu-Lum Chang Joint Venture*

*El colapso de Nicoll Highway podía haberse evitado.)*

Respecto a las responsabilidades individuales, el Comité adoptó una postura prudente y sensata. Como dicen en su informe final:

*Ends of justice and public interests are never achieved by the mindless pursuit of every single transgression of the law, but are always tampered by a fair and even-handed consideration of all relevant factors. The circumstance of each case must be determined in considering whether criminal prosecution is appropriate or whether a lesser sanction would suffice. While there is no doubt that those at the higher end of the spectrum should be dealt firmly and severely in accordance with the full sanction of the law, there will be those at the lower end of the spectrum where criminal prosecution may not be warranted*

*(Los objetivos de justicia y del interés público nunca se alcanzan mediante la persecución ciega de todas y cada una de las trasgresiones de la ley, sino que siempre deben moderarse con una consideración justa e imparcial de todos los factores relevantes. Las circunstancias de cada caso deben determinarse cuando se considera si una acusación penal es apropiada o una sanción más leve sería suficiente. Aunque no hay duda que los que están en la parte alta de la escala deben ser tratados con firmeza y severamente de acuerdo con todo el peso de la ley, habrá otros en la parte baja de la escala para los que una acusación penal puede no estar justificada.)*

En consecuencia, el COI recomendó acciones penales contra dos ingenieros de Nishimatsu-Lum Chang Joint Venture (el ingeniero jefe de la obra y el responsable de proyecto y diseño) y del supervisor de las obras por parte de la LTA. Además, amonestó (sin recomendar acciones penales) a dos empresas subcontratistas y a 6 otros técnicos relacionados con la supervisión técnica, la ejecución de los retroanálisis y la instrumentación. Finalmente recomendó sesiones de consejo (*counselling*) para dos ingenieros senior de LTA y para el oficial de seguridad del contratista

El COI también formuló una larga serie de recomendaciones para futuras obras en Singapur haciendo referencia a la gestión efectiva del riesgo, la gestión de incertidumbres y la calidad, la gestión y monitorización de la instrumentación geotécnica, la robustez del diseño, la revisión independiente del proyecto, el uso de métodos numéricos en el proyecto geotécnico, los criterios y especificaciones del proyecto, la preparación para emergencias, la competencia de los profesionales, contratistas y subcontratistas y, finalmente, los procesos de concursos y contratación. El informe se entregó el 11 de mayo de 2005 y el gobierno de Singapur aceptó todas las conclusiones y recomendaciones el 17 de mayo del mismo año.

## **5. Comentarios finales**

La rotura de Nicoll Highway fue una gran catástrofe cuyas repercusiones fueron más allá de las estrictamente locales referentes a Singapur. La investigación efectuada puso de relieve una serie de deficiencias y errores que pueden estar presentes en otros casos similares de obras de excavación en suelos blandos. Como siempre, una rotura adecuadamente estudiada suele derivar en un aumento del

conocimiento y en la obtención de enseñanzas útiles para el futuro. Aparte de las necesidades generales de mejorar la gestión del riesgo y las incertidumbres e implementar una cultura de la seguridad in las actuaciones, interacciones y protocolos de los distintos agentes, se pueden también extraer de este caso algunas enseñanzas más concretas tales como:

- La excavación que colapsó era la más profunda en arcilla marina blanda que se había realizado nunca en Singapur. Los casos que van más allá de la experiencia previa deben recibir una atención especial.
- Los proyectos deben ser robustos. La presencia de componentes frágiles disminuye significativamente la robustez del diseño.
- Fue especialmente negativo que en ningún momento existiera una buena comprensión de los mecanismos de comportamiento de la obra ni de la razón de las discrepancias entre observaciones y predicciones.
- El uso inadecuado de análisis numéricos puede ser contraproducente y peligroso para el buen diseño, funcionamiento y seguridad de la obra. El personal que realiza estos cálculos debe tener los conocimientos y experiencia adecuados para asegurar la calidad de los resultados.
- El seguimiento de la instrumentación y su incorporación a retroanálisis debe realizarse con el objetivo de identificar y comprobar mecanismos de comportamiento, no para conseguir simplemente acuerdos puntuales en algún parámetro aislado.
- Retroanálisis que conducen a parámetros absurdos deben rechazarse y son indicativos de procesos no identificados que no están siendo considerados de forma apropiada.
- Los tratamientos del terreno deben ser integrados de forma consistente en el conjunto del proyecto a construir.
- Cambios de diseño de elementos críticos realizados durante la obra deben ser sujetos a atención especial.
- Una comprobación independiente del proyecto de las obras temporales y definitivas es un elemento importante para la seguridad de la obra.
- Es siempre importante prestar atención a indicaciones tempranas de comportamiento anómalo. Es inexcusable no hacerlo cuando estas indicaciones se repiten durante la obra.

Roturas catastróficas son casi siempre consecuencia de una conjunción de hechos y circunstancias desfavorables. Es inquietante pensar que si no hubiera habido fallos en el diseño del conector puntal-pantalla, probablemente la obra se hubiera concluido de forma aparentemente satisfactoria y los errores y deficiencias identificados en la investigación hubiera pasado desapercibidos. La ausencia de colapso en una obra no debería ser motivo de complacencia ni evidencia de ausencia de problemas. Solo la existencia de observaciones de obra debidamente analizadas y comprendidas permite asegurar que los mecanismos de comportamiento reales corresponden a los adoptados en la fase de proyecto.

### **Bibliografía**

(1) Committee of Enquiry. (2005). Report of the Committee of Inquiry into the Incident at the MRT Circle Line Worksite that led to the Collapse of the Nicoll Highway on 20 April 2004. Ministry of Manpower, Singapore.

# **ANÁLISIS DE LA PATOLOGÍA DE UN DESMONTE EN LA AUTOVÍA A-7. GRANADA**

**JAVIER MORENO ROBLES**

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Laboratorio de Geotecnia/CEDEX/ Coordinador Técnico-Científico

**JAVIER GONZÁLEZ-GALLEGO**

Licenciado en Ciencias Geológicas  
Laboratorio de Geotecnia/CEDEX/ Coordinador Técnico-Científico

## **1. Introducción**

La ejecución de las obras de la autovía A-7 en la zona de la costa de Granada, en el tramo entre Adra y Motril ha sido muy compleja debido a la particular configuración tectónica, lito-estructural y orografía de la zona.

Las grandes pendientes naturales de las cordilleras Béticas en esta zona, que llegan hasta el mar, sumadas a la heterogeneidad, estructura y características resistentes de los materiales han provocado la aparición de algunas patologías, relacionadas con el movimiento de laderas, de grandes dimensiones.

Desde hace varios años, el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ha participado en el estudio y definición de soluciones para varias de estas patologías.

En esta ponencia se trata el caso reciente de un gran deslizamiento de ladera, en mármoles y filitas, con 80m de desnivel, 370m de longitud y 225m de distancia desde la calzada hasta las grietas de cabecera.

La existencia de una gran balsa de agua, en la zona alta de la ladera, a 60m de distancia de las grietas de cabecera ha condicionado el estudio y solución de la patología para asegurar que la misma no se vea afectada por la inestabilidad.

Se ha realizado una extensa campaña de investigación en la que se han ejecutado 14 sondeos con instalación de inclinómetros y piezómetros, y 120 puntos de control topográfico superficial.

La singular cinemática del movimiento y orografía de la ladera han motivado que para el cálculo de estabilidad y soluciones se haya optado por hacer una modelización numérica que incluya tanto cálculos 2D, que son más habituales y que permiten una mayor versatilidad, como 3D que son los que, en este caso concreto, se considera que reproducen el problema de una manera más acertada.

## 2. Marco Geológico

La zona en la cual está ubicado el desmote objeto de esta ponencia, se caracteriza por una configuración lito-estructural especialmente compleja que ha dificultado en gran modo el desarrollo de las obras de construcción de la autovía.

La autovía A-7, en la costa de la provincia de Granada, entre las localidades de Adra y Motril transcurre paralela a la costa y muy próxima a la misma (Figura 1). En esta zona, de orografía muy complicada, las pendientes de las laderas naturales son muy acusadas ( $20^{\circ}$ - $35^{\circ}$ ) por lo que el trazado se caracteriza por grandes desmontes en los taludes del lado montaña (norte).



Figura 1. Vista extraída de Google Earth del trazado de la A7 entre Adra y Motril.

Si algo caracteriza, desde el punto de vista geológico, especialmente a esta zona es la superposición en el espacio de un número elevado de mantos de cabalgamiento, alternándose, en la vertical, capas con diferentes grados de metamorfismo y distintas edades.

Estos cabalgamientos se produjeron durante la orogenia alpina, a principios del Cenozoico, cuando el choque en dirección norte-sur de las placas de Alborán e Ibérica provocó el levantamiento de los materiales metamórficos y sedimentarios que hoy conforman las Cordilleras Béticas, dando lugar a la elevación de Sierra Nevada y la cuenca del Guadalquivir.

En la Figura 2 se muestra una parte de la cartografía geológica del sur de la provincia de Granada elaborada por el IGME (Serie MAGNA 50.000, hoja 1056 Albuñol). En esta figura puede apreciarse como en esta zona, en concreto, existe un manto de cabalgamiento, en materiales triásicos, de una unidad de mármoles sobre filitas, cuarcitas y calcoesquistos. Esta estructura se corresponde con el Manto de Murtas y pertenece al dominio Alpujárride.

Estos mármoles a consecuencia de los movimientos que han sufrido se encuentran muy fracturados lo que ha facilitado la aparición de procesos de disolución, encontrando estructuras típicas kársticas tanto en superficie como en profundidad.

De esta forma, los mármoles resultan muy permeables a través de la red de fracturas llegando el agua con gran rapidez a las filitas sobre las que están apoyados.

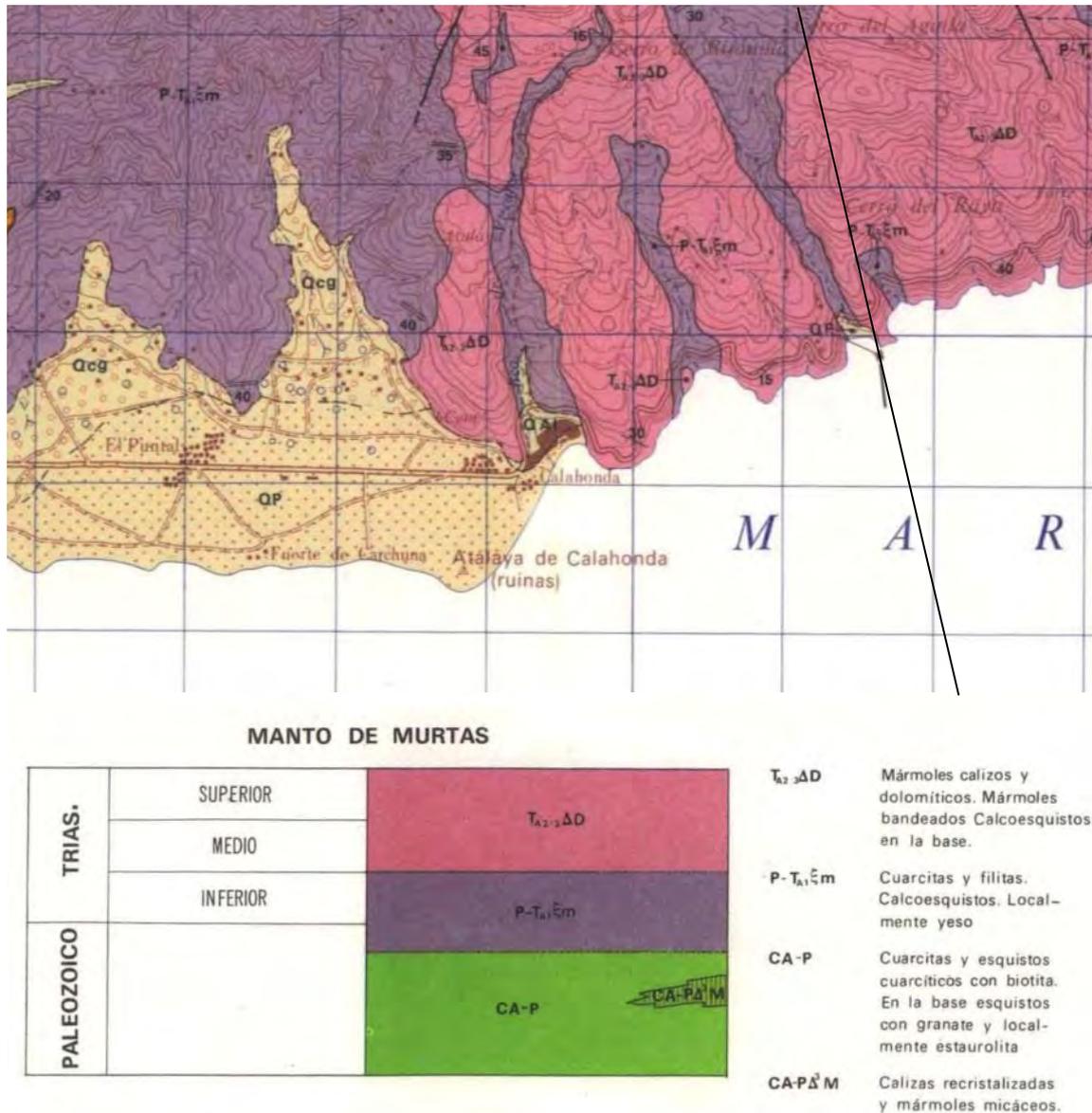


Figura 2. Mapa Geológico del entorno del Desmonte nº2 (extraído de la hoja MAGNA 1056 - Albuñol). En línea negra se marca la ubicación del perfil II-II' de la Figura 4.

La historia geológica de la formación de las cordilleras Béticas es la que explica la particular disposición de las capas en la zona en la que se desarrollan las obras. Los cabalgamientos que fueron apilando materiales de sur a norte provocaron que tanto la esquistosidad como los planos de contacto entre diferentes materiales tengan una dirección de buzamiento general hacia el sur. En la Figura 3 se puede apreciar un corte, a escala regional, en dirección NNO-SSE del entorno de la zona de estudio.

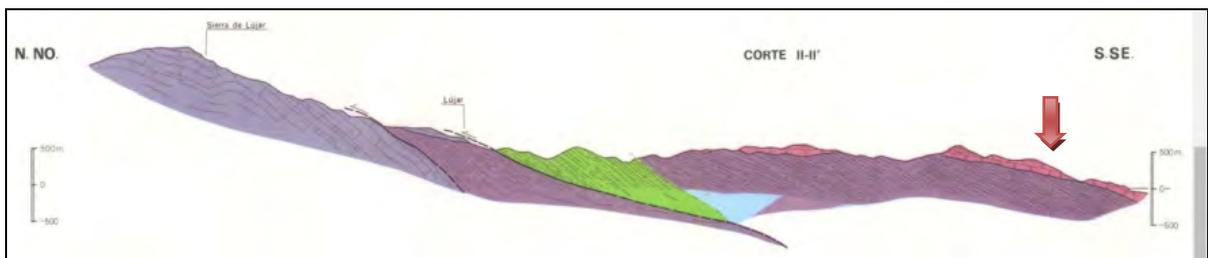
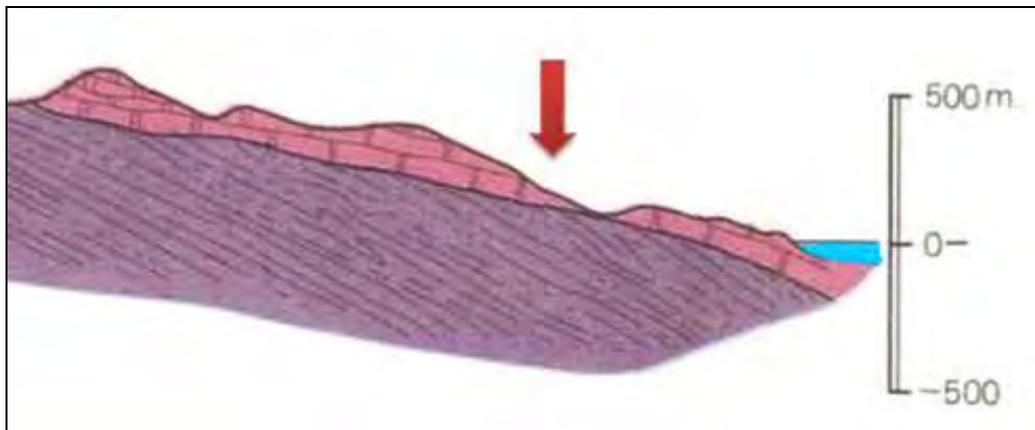


Figura 3. Corte geológico general del Sistema Bético por la zona en la que se han desarrollado las obras.

En la Figura 4 se muestra un detalle del corte geológico en la zona en la que se han desarrollado las obras de construcción de la autovía. Se aprecia la orientación general de la esquistosidad y planos de contacto con buzamiento hacia el mar.



**Figura 4. Detalle del corte geológico en la zona de estudio**

En la zona de estudio, más en detalle, se encuentran unas filitas grises con una esquistosidad que, en general, presenta buzamientos suaves hacia el SSO. Sobre estas filitas se sitúan, mediante contacto mecánico, unos mármoles principalmente dolomíticos.

Las filitas pertenecen a una unidad de cuarcitas, filitas cuarcíticas y filitas, y calcoesquistos, con presencia local de yesos; a la que se atribuye una edad permotriásica. En los sondeos realizados esta unidad aparece con grados de alteración muy altos GM IV-V con aspecto de materiales arcillosos poco competentes.

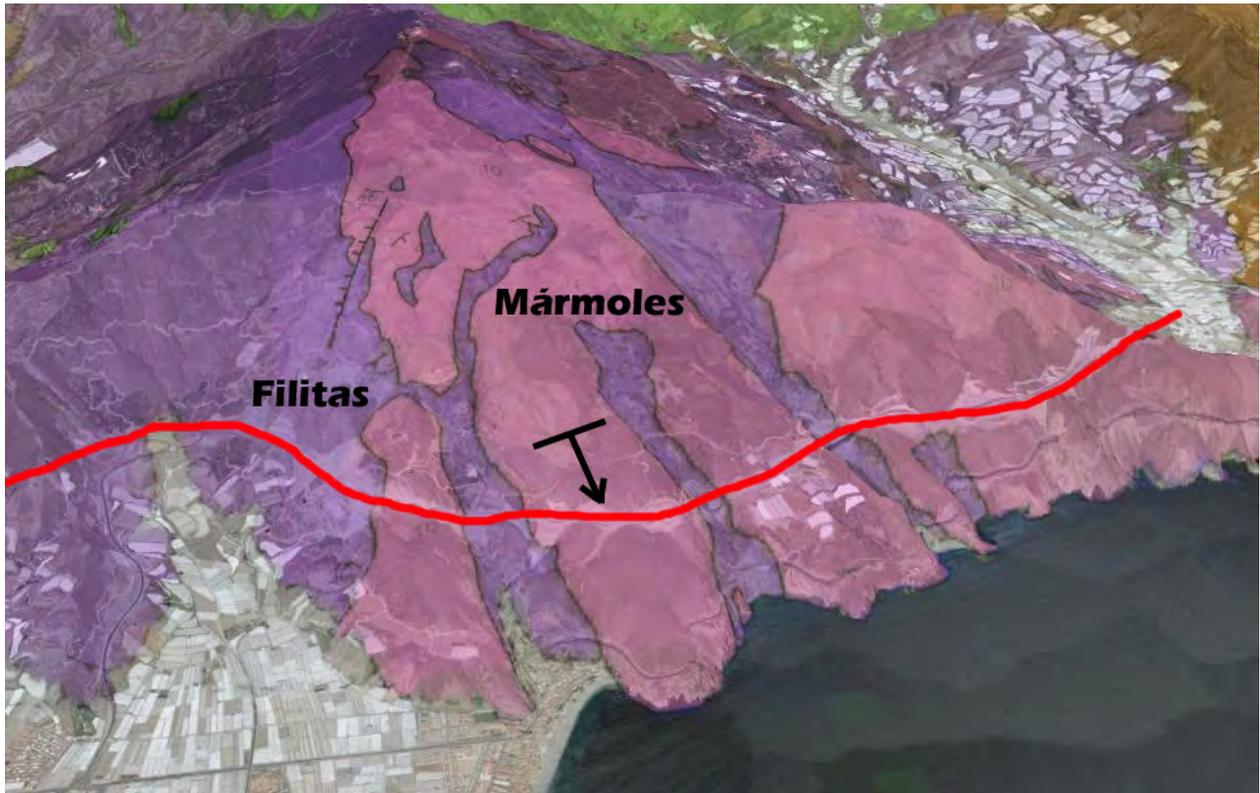
Los mármoles se engloban en una unidad compuesta por mármoles calizos y dolomíticos y mármoles bandeados que en su base presenta calcoesquistos (estos calcoesquistos no se han identificado en la zona de estudio).

En las fracturas y zonas de disolución existentes en los mármoles se pueden encontrar materiales arcillosos propios de relleno de dolinas y cavidades. También en la zona superior es común encontrar depósitos coluviales formados por limos y arcillas que engloban cantos de mármoles calizos y dolomíticos.

En esta zona el plano de contacto entre las filitas y los mármoles buza entre  $10^\circ$  y  $15^\circ$  hacia el SSO. Esta orientación, tanto de los planos de esquistosidad como del contacto entre las dos unidades, unida al trazado de la autovía en esta zona (NO-SE) es, desde el punto de vista de la estabilidad de los taludes, claramente desfavorable.

Además, al tratarse de mantos de cabalgamiento muchas capas están desplazadas respecto a las que las rodean por lo que el ángulo de rozamiento de estas superficies puede ser próximo al residual.

En la Figura 5 se muestra una imagen de satélite de la zona de estudio con la geología del MAGNA superpuesta. Se representa en rojo el trazado de la autovía, y en color rosado los mármoles que están encima de las filitas (morado). Se indica la dirección de buzamiento general de la zona, que es hacia el mar.



**Figura 5. Imagen de satélite para ilustrar la configuración lito-estructural de la zona.**

Como se observa en la Figura 5, la traza de la autovía discurre sub-paralela al contacto mecánico entre las dos unidades (mármoles sobre filitas) y perpendicular a la dirección general de la esquistosidad.

De manera general la estructura se caracteriza en esta zona por un contacto entre los mármoles y la filitas con un buzamiento de unos  $15^\circ$  hacia el SSO y por una esquistosidad que sigue una dirección casi paralela a la del contacto litológico pero con un ángulo de buzamiento algo mayor (de hasta  $40^\circ$ ).

### **3. Descripción de la patología**

El talud objeto de esta ponencia está excavado a media ladera, siendo una trinchera muy asimétrica, teniendo una altura de 77m en la margen del lado montaña y 15m en el lado mar. Su longitud es de 370 m, teniendo dos zonas claramente diferenciadas.

En la primera de ella entre los pp.kk. 0+250 y 0+420 el pie del talud está excavado en filitas (mármoles en cabecera) y la inclinación media del mismo es de  $25^\circ$ . En la segunda, entre los pp.kk. 0+420 y 0+620, el talud está excavado en toda su altura en mármoles dolomíticos con una pendiente en sus taludes de  $60^\circ$  y una berma intermedia.

Desde el punto de vista litológico en el talud aparecen básicamente dos materiales, las filitas en su parte inferior y sobre ellas, a través de un contacto mecánico, los mármoles dolomíticos. El plano de contacto, deducido con tres de los sondeos realizados, tiene una dirección de buzamiento de  $207^\circ$  y un buzamiento de  $11^\circ$  lo que hace que aparezca de forma oblicua en el talud, dejando las dos partes diferenciadas que se ha mencionado en el párrafo anterior. Los mármoles se encuentran bastante fracturados y con procesos de disolución bastante desarrollados pudiendo incluso encontrar espeleotemas en algunas zonas más karstificadas.

En la Figura 6 se muestra una vista aérea en la que se aprecian claramente las dos partes del talud. En línea roja se ha representado el contacto entre las filitas y los mármoles.



**Figura 6.** Vista general del talud donde se aprecian las dos partes diferenciadas.

En la Foto 1 se aprecia en detalle la zona de transición entre las dos partes diferenciadas del talud.



**Foto 1.** Detalle de la transición entre el talud en mármoles y el de filitas

En el talud, durante la fase de ejecución, se produjeron algunas inestabilidades que afectaron fundamentalmente a la zona de filitas. Para paliar estas inestabilidades se ejecutó un muro de escollera en la base y unas costillas drenantes en una de las zonas que habían presentado síntomas de inestabilidad.

En la Foto 2, tomada el 23/12/2014 se aprecia una de las inestabilidades en la zona de filitas que queda justo por debajo de los mármoles.



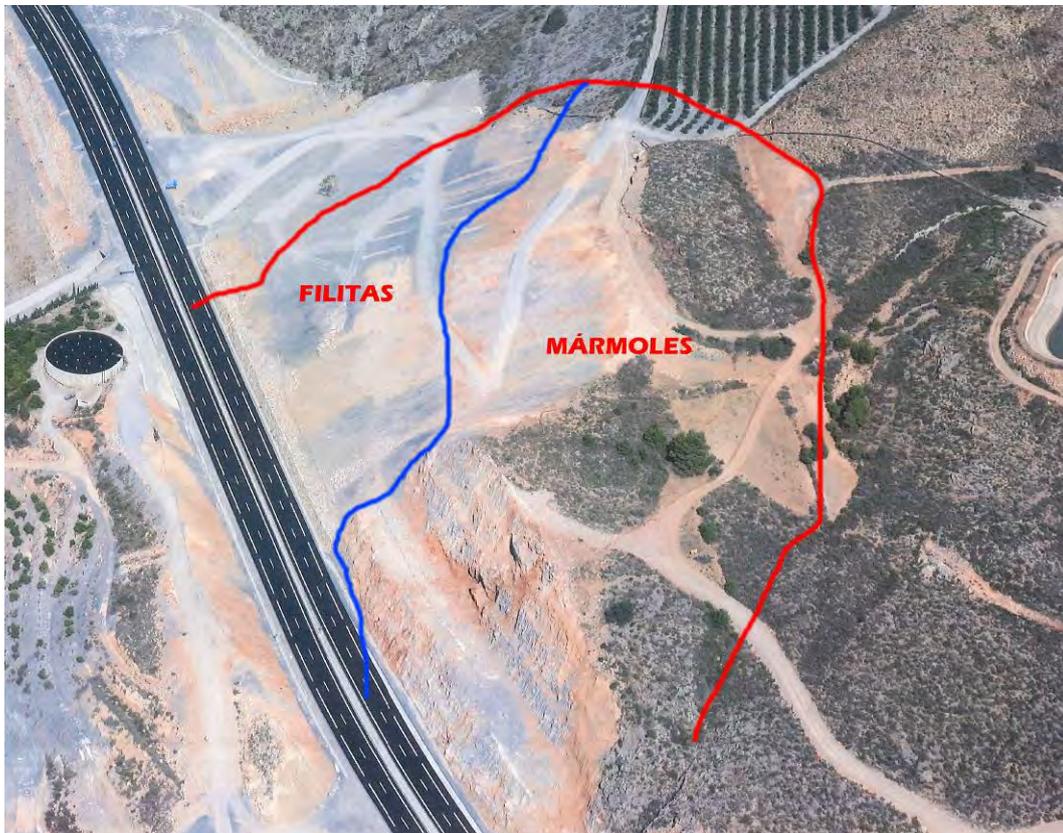
**Foto 2. Vista en fase de obra (23/12/2014). Se aprecia una zona inestable en las filitas inferiores.**

En la Foto 3 se muestra otra de las inestabilidades que se produjo durante la fase de obra con el talud excavado hasta cota de rasante y la escollera de protección en fase de ejecución. Además, empezaron a marcarse grietas en la zona superior a la cabecera del talud.



**Foto 3. Vista de la inestabilidad que se produjo con el talud ya excavado hasta cota de rasante. 28/7/2015**

Las grietas fueron extendiéndose marcando claramente una zona inestable que afectaba a gran parte del desmonte. En el pie del talud y en la calzada aparecieron deformaciones que parecían indicar una posible salida del movimiento. En la Figura 7 se marca con una línea roja la zona delimitada por las grietas más exteriores.



**Figura 7. Detalle de la zona movilizada resaltada con una línea roja**

En la Foto 4 y en la Foto 5 se muestran las grietas de la zona de cabecera más alejadas de la calzada, desde estas grietas hasta la autovía hay 225m de distancia y 80m de desnivel. Se aprecia en la Foto 4 un claro salto que indica el hundimiento de la zona de cabecera de la ladera y que es de mayor dimensión que la su apertura.

La rigidez de los mármoles contribuyó a que estas grietas marcaran rápidamente y con nitidez la geometría del movimiento. En las paredes de las grietas se han encontrado signos de disolución y circulación de agua.



**Foto 4. Detalle de las grietas de cabecera más alejadas de la calzada**



**Foto 5. Grietas de cabecera en la zona inferior a la balsa de agua**

En la Foto 6 y en la Foto 7 se muestran las deformaciones existentes en la calzada como consecuencia del movimiento de la ladera. Se aprecian ondulaciones y levantamientos del firme así como un claro desplazamiento lateral de la mediana.

Todos los datos apuntan a que estas distorsiones indican que la salida del deslizamiento por su pie está situada en la zona media de la calzada, en los carriles centrales.



**Foto 6. Vista de las deformaciones en el firme y mediana.**



**Foto 7. Detalle del levantamiento del firme en los carriles interiores de la calzada**

#### **4. Investigación realizada**

Se ha realizado una investigación exhaustiva para conocer la cinemática del movimiento y obtener los datos necesarios para poder plantear soluciones a la patología existente en la ladera.

Con el objetivo de investigar las litologías, hidrogeología del macizo y superficies de rotura se planteó la ejecución de 13 sondeos con profundidades entre 15m y 60m. Tres de estos sondeos (S1, S2 y S3) ya se

habían ejecutado, con la aparición de las primeras grietas (mayo de 2015) en la fase inicial de estudio, antes de la intervención del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.



**Figura 8. Vista de la ubicación de los sondeos ejecutados.**

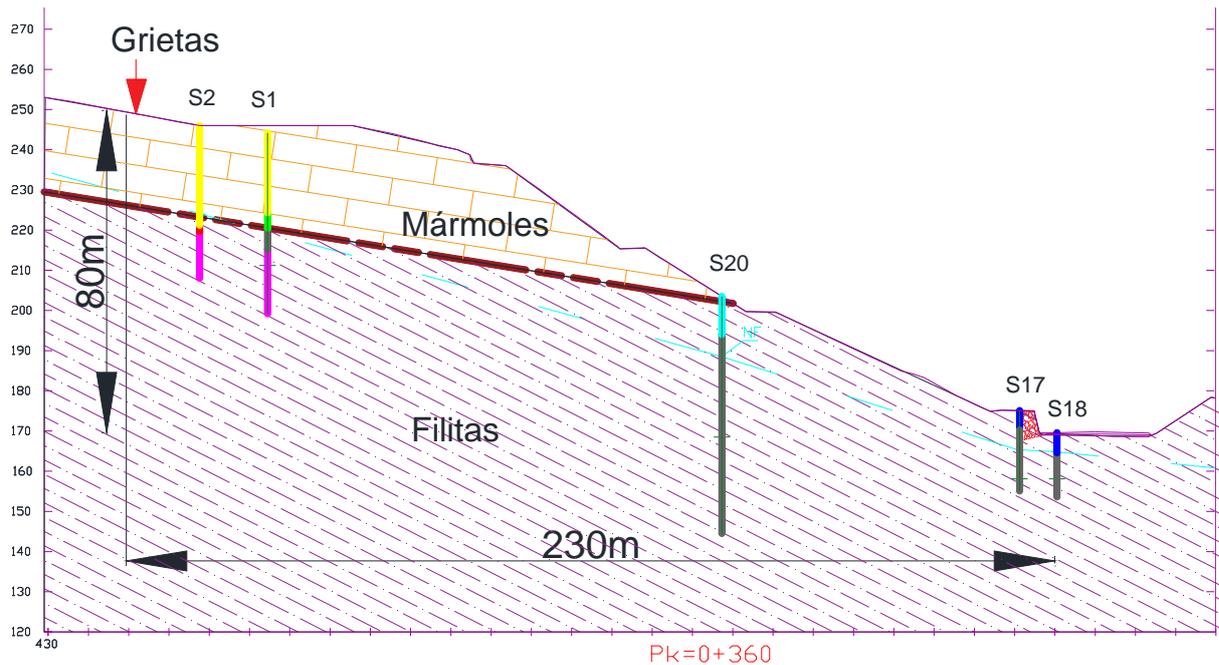
Los sondeos S2 y S14p se equiparon con tubería de pvc ranurada para conocer la posición y fluctuaciones del nivel freático.

El resto de sondeos quedaron equipados con tubería inclinométrica para poder identificar las posibles deformaciones del terreno y superficies de rotura.

En la Figura 9 se muestra un perfil litológico simplificado realizado con la información de los sondeos y afloramientos existentes en la ladera. El contacto mecánico entre mármoles y filitas hace que la orientación estructural de estos materiales, aunque es similar, no sea concordante.

La zona de techo de las filitas presenta grados de alteración IV y V, y en muchas ocasiones se encuentran saturadas.

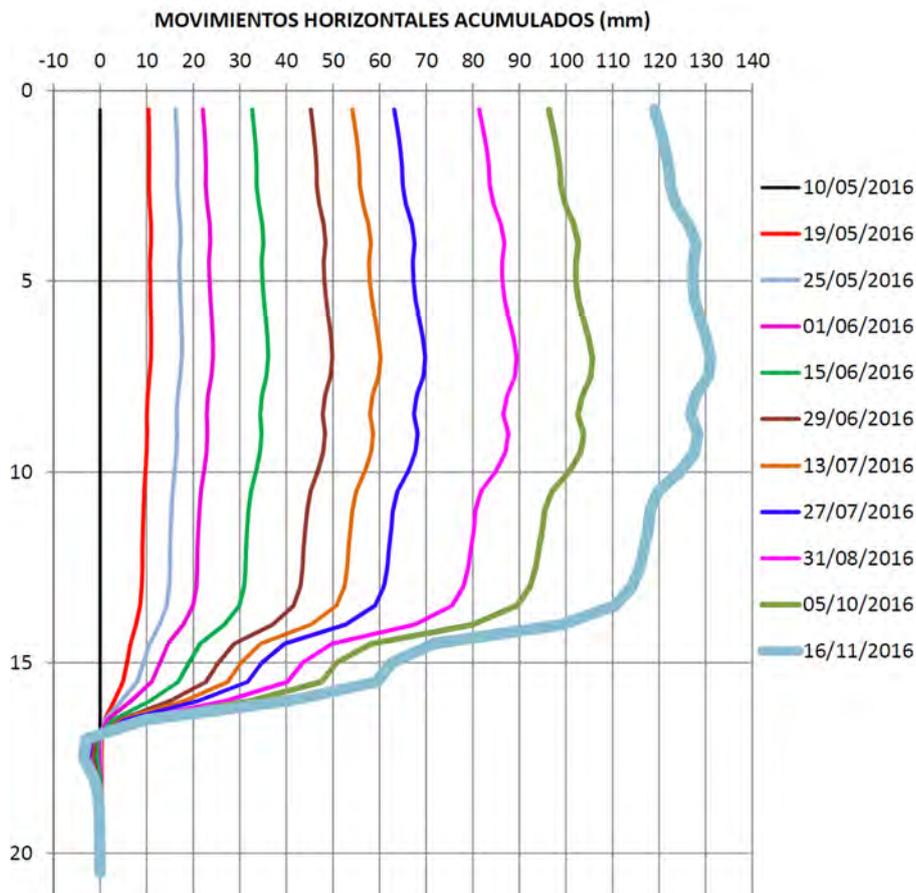
Es de resaltar la posición del sondeo S11 que se ejecutó junto a un gran depósito de agua que existe ladera arriba con el objetivo de confirmar que el entorno de la balsa era estable.



**Figura 9. Perfil litológico simplificado deducido del levantamiento de los sondeos y afloramientos**

Los sondeos S15 a S19 se situaron en el arcén del lado del talud y sobre la escollera con el objetivo de reconocer las características geotécnicas de los materiales en esa zona de cara a posibles soluciones y para identificar la superficie de rotura en la zona del pie.

En concreto, el S15 y el S17 (Figura 10) están sobre la escollera y marcan superficies de rotura entre 13m y 18m de profundidad con velocidades de hasta 400mm/año.



**Figura 10. Detalle de lecturas de inclinometría en el S17**

Los sondeos S16 y S18 (Figura 11), se realizaron en el arcén del lado interior y marcan superficies de rotura entre 6m y 10m de profundidad con velocidades de hasta 350 mm/año.

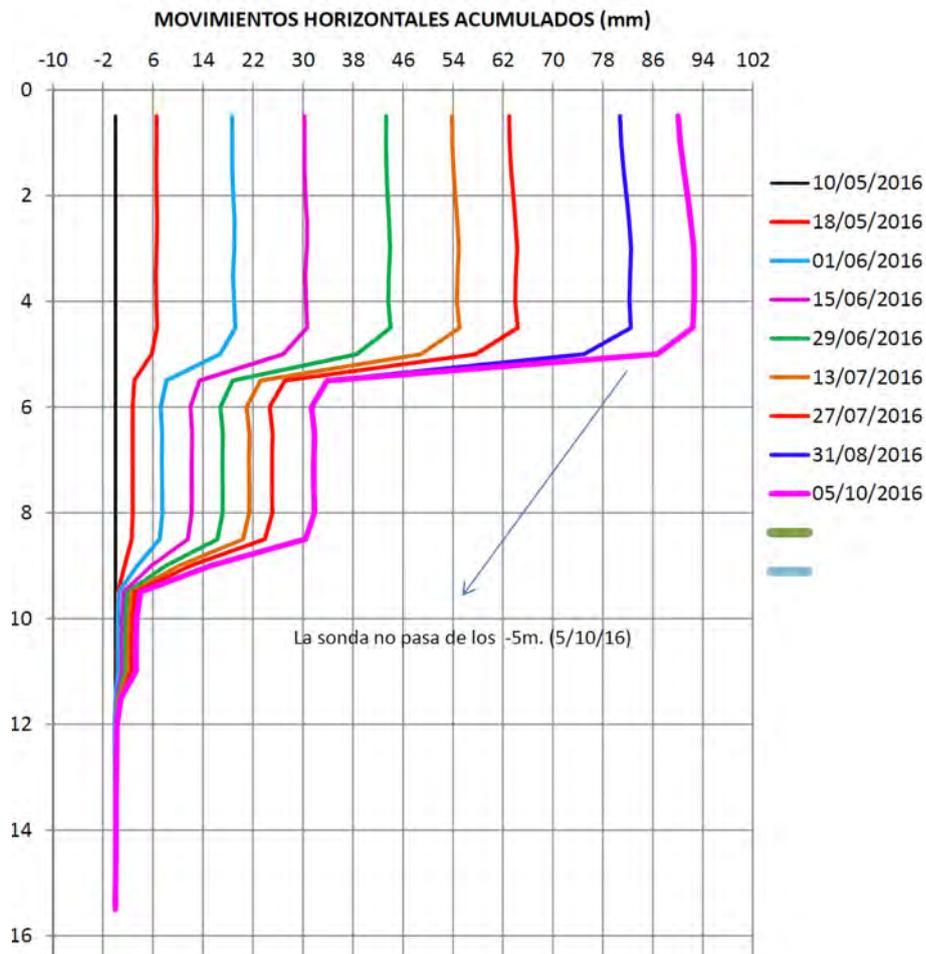


Figura 11. Detalle de lecturas de inclinometría en el S18

El sondeo S14 se ejecutó con 30m de profundidad, con una diferencia de altura entre su boca y la calzada también de 30m. En las primeras medidas de inclinometría mostraba varias bandas de rotura a diferentes profundidades, sin embargo el movimiento de la cabeza tomado por topografía era mayor que el medido con el inclinómetro lo que indicaba que la superficie de rotura principal debía de estar situada a más profundidad.

Para comprobar si efectivamente existía una superficie de rotura más profunda se ejecutó el S20 (Figura 12) con 59m de profundidad. En este inclinómetro se encontró la superficie de rotura principal a 35m de profundidad con una velocidad media en cabeza de 270 mm/año.

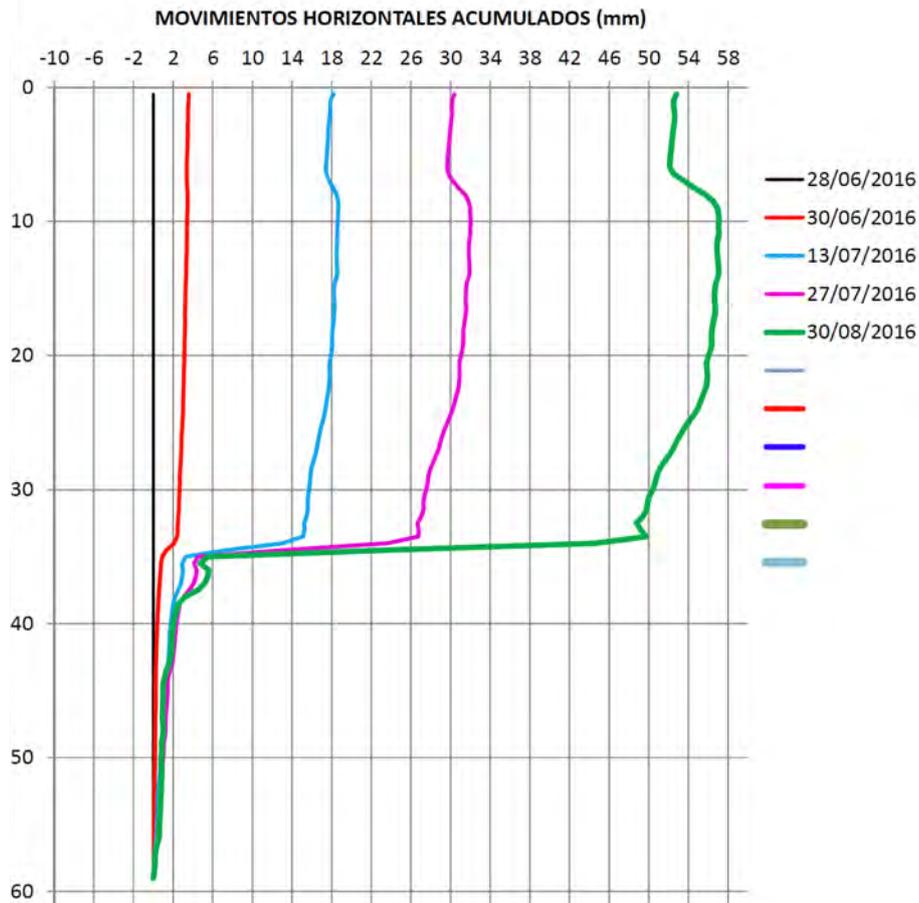


Figura 12. Detalle de lecturas de inclinometría en el S20

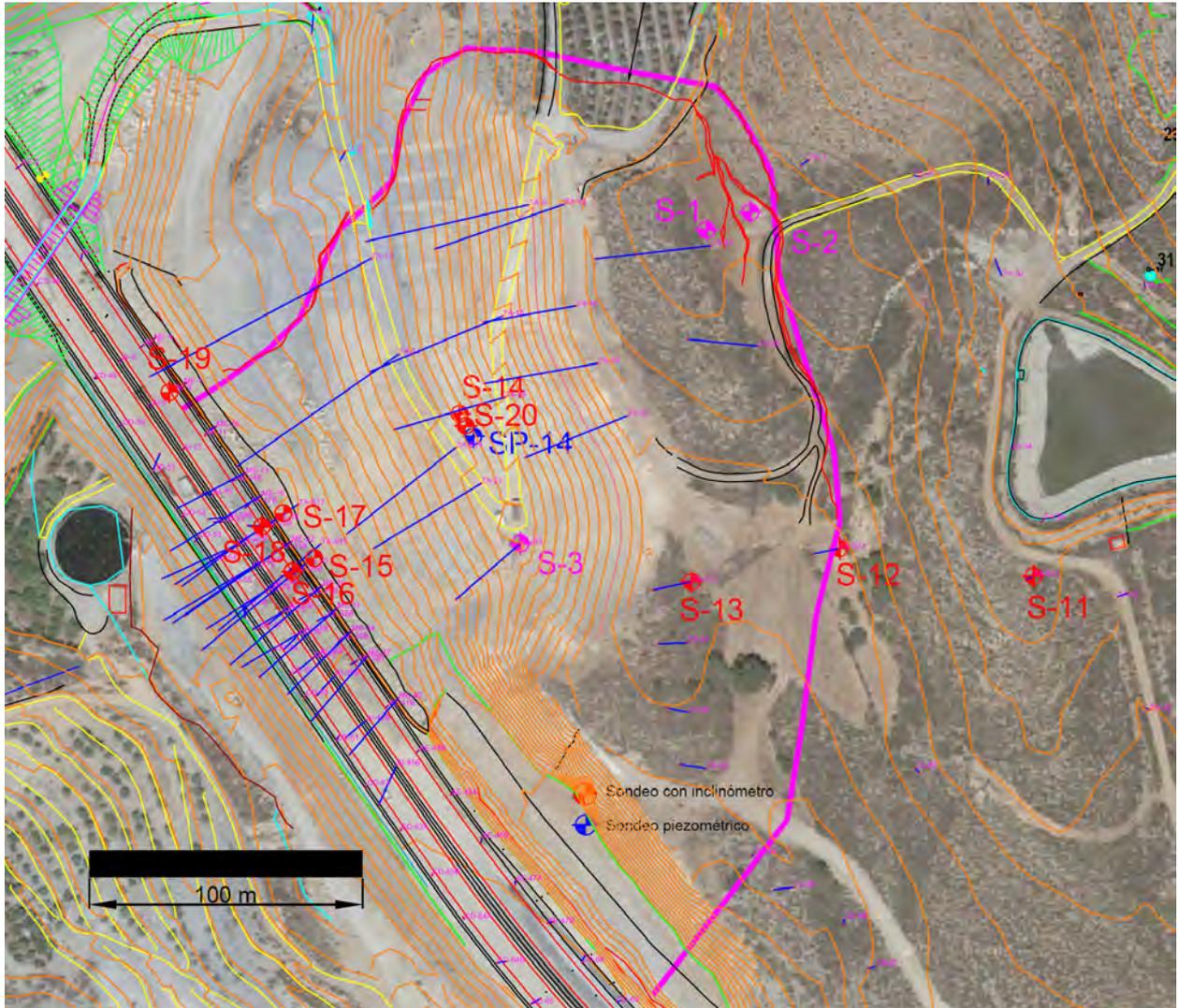
Además se ha establecido una red 120 de puntos de control topográfico tanto por la ladera como en la calzada para poder identificar la cinemática y límites del movimiento que se aprecia en el desmonte.

Esta red de puntos de control topográfico ha permitido determinar con precisión el área de la ladera que está en movimiento y su cinemática.

En la Figura 13 se muestra con una línea rosa el área que delimitan las grietas más exteriores existentes en la ladera. Además, se han dibujado con líneas azules, los vectores de movimiento magnificados de cada uno de los puntos de control topográfico.

Se aprecia en esta figura como toda la zona excavada con menos pendiente y en la que afloran las filitas, en la parte inferior del talud, tiene una componente de movimiento muy marcada hacia la calzada. Sin embargo, la zona englobada por las grietas en la cual los mármoles llegan hasta el pie del desmonte (p.k. 0+420 a 0+620) marca muy poco movimiento.

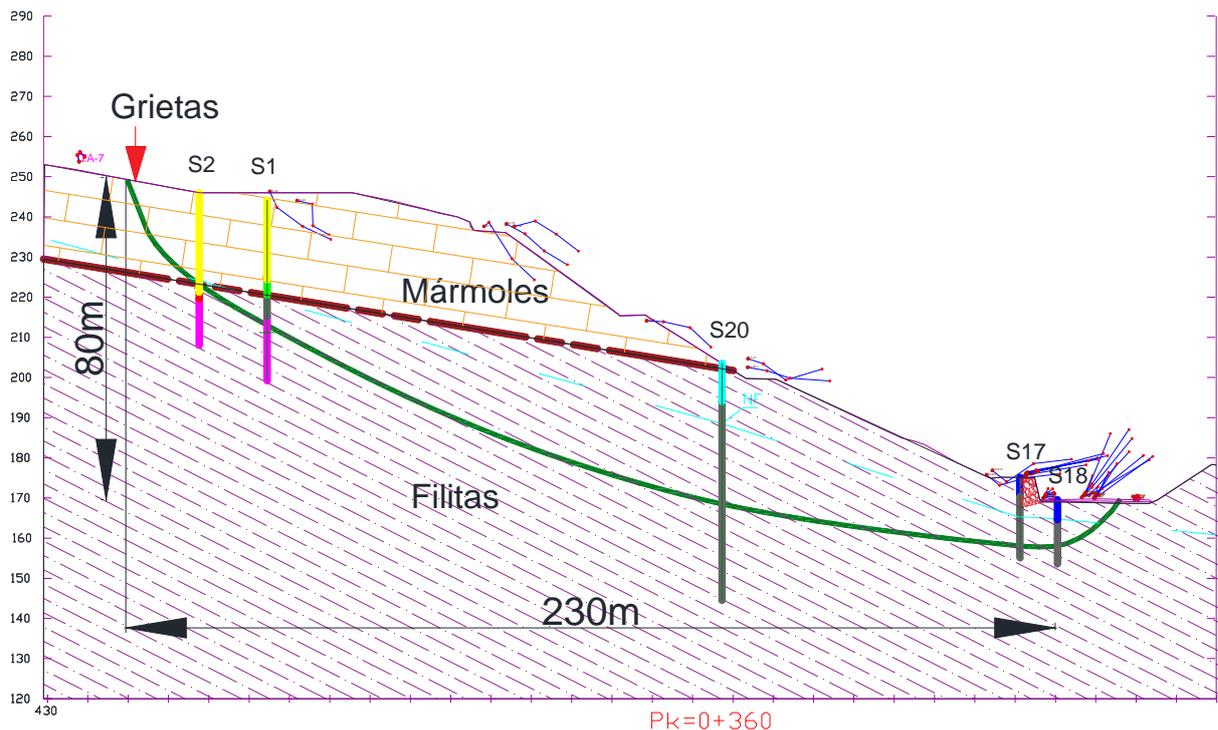
Puede verse una clara componente rotacional en los vectores de la zona con más movimiento. Al tener la estructura del macizo una clara componente hacia el sur-suroeste el movimiento natural de la masa que está deslizando sería en esa dirección pero el macizo de mármoles, en la zona en la que llegan a cota de rasante, impide ese movimiento provocando que el movimiento tenga esa componente rotacional con el eje de giro situado en el entorno del límite Este de la grieta exterior (zona inferior central de la Figura 13) que coincide con la zona en la que los mármoles empiezan a tener continuidad bajo la calzada, actuando como contrafuerte natural.



**Figura 13. Vista de los vectores de movimiento en los puntos de superficie controlados por topografía**

En la Figura 14 se muestra, en un perfil realizado por el p.k. 0+360, una línea verde que representa la supuesta superficie de deslizamiento deducida con la información que han proporcionado los inclinómetros (S1, S20, S17 y S18) y los vectores de los puntos de control de movimiento superficial.

Los vectores de los puntos de control topográfico se representan en color azul y muestran como en la zona próxima a las grietas de cabecera el movimiento es claramente de hundimiento. En la zona media de la ladera el movimiento tiene una componente traslacional más acusada y en la zona de pie y en la calzada es de levantamiento y refleja perfectamente lo que se puede percibir en la Foto 7.



**Figura 14. Perfil litológico con la superficie de deslizamiento supuesta (color verde) con los vectores de movimiento**

## 5. Planteamiento de soluciones de estabilización

Cuando se pretende plantear y/o diseñar los trabajos de estabilización para un desmoronamiento de grandes dimensiones, tal y como se considera el analizado en este documento, habitualmente se manejan tres diferentes filosofías de solución.

La primera de ellas, de una gran eficacia siempre que se consiga el efecto deseado, es la modificación de la situación del nivel freático en sentido de rebajar su cota, especialmente en la zona que se encuentre por encima de la superficie de deslizamiento considerada.

Habitualmente, cuando se modeliza el efecto de un rebajamiento del nivel freático en la estabilidad de una ladera, se puede observar que el efecto estabilizador es muy notable. Sin embargo, la mayor dificultad reside en materializar efectivamente dicho rebajamiento mediante drenes, zanjas o pozos, de forma que se garantice su eficacia a lo largo del tiempo.

La segunda opción de estabilización que habitualmente se contempla es el empleo de elementos estructurales que aporten una fuerza de estabilización. Estos elementos habitualmente son pantallas de pilotes, elementos de pantalla continua dispuestos con el lado mayor en la dirección del deslizamiento y anclajes (aislados o con muro de reparto).

En dicho diseño, las fuerzas de estabilización deben suponer un cierto porcentaje del peso de material afectado por la inestabilidad para que su influencia sea razonable. Por este motivo, cuando la masa inestable es de dimensiones considerables, disponer elementos estructurales que aporten una fuerza de estabilización suficiente puede ser inviable económicamente.

Por último, la tercera tipología de solución de estabilización consiste en realizar un movimiento de tierras, retirando material en la parte superior de la masa inestable (que aporta fuerza inestabilizadora) y, en

ocasiones, aportando material en la parte inferior del talud (siempre que la geometría de la superficie de deslizamiento en dicha zona sea tal que el peso del terreno añadido aporte una fuerza estabilizadora).

Esta solución presenta el problema de que habitualmente se requieren grandes movimientos de tierra (también un porcentaje razonable del volumen de material movilizado por la inestabilidad) con el consiguiente coste económico y medioambiental, y está muy condicionado por la existencia de vertederos próximos a la obra.

## **6. Solución de estabilización adoptada**

A partir de las tres soluciones genéricas de estabilización referidas en el apartado anterior, se analizó su posible empleo en la estabilización del desmonte objeto del presente documento.

En relación a la opción de rebajamiento del nivel freático, se estimó que la litología y estructura del desmonte complicaba notablemente su materialización.

Los mármoles superiores, que se encuentran muy fracturados, aportan el agua a las filitas inferiores. Así, realizar un drenaje en los mármoles sería muy poco eficaz ya que éstos drenan de forma natural por vías preferentes (grietas), trasladando el agua del macizo a la filitas.

En el caso de las filitas, de muy reducida permeabilidad, la disposición de elementos de drenaje debería ser muy densa para conseguir un drenaje eficaz. Además, estos elementos de drenaje (drenes subhorizontales conectados con pozos verticales) deberían atravesar los mármoles superiores, lo que supondría una muy compleja ejecución y elevado coste y su integridad estaría muy condicionada por la dinámica actual de la inestabilidad.

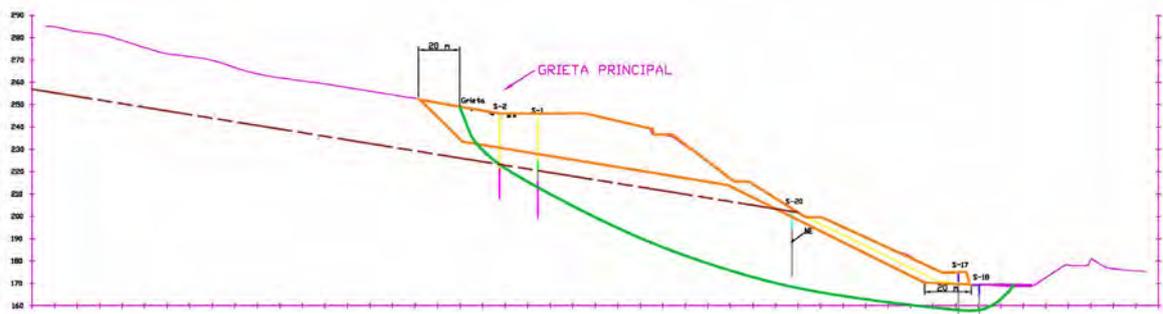
La opción de emplear elementos estructurales de contención se desestimó cuando tras analizar los resultados de la campaña de reconocimiento se calculó que la masa potencialmente inestable superaba  $1.500.000 \text{ m}^3$ .

La ejecución de anclajes se desestimó por la elevada longitud que deberían tener (claramente superior a 50m) y por el importante número de elementos necesarios para aportar una fuerza de estabilización proporcionada con la masa de material movilizado. Por otro lado al estar los mármoles fracturados y formando grandes bloques podrían sufrir movimientos diferenciales que podrían modificar la carga de los anclajes (descargándolos o llevándolos a rotura).

En el caso de emplear elementos estructurales tipo pantalla, estas deberían tener unas dimensiones y características que las harían económicamente inviables.

Finalmente se estudió la opción de realizar un movimiento de tierras que se ha diseñado en dos fases secuenciales. En la comunicación se describe la primera fase.

El perfil de la excavación propuesta se incluye en la Figura 15.



**Figura 15. Esquema de solución estabilizadora mediante movimiento de tierras**

En el pie del desmante se ha previsto excavar una banda de unos 20m paralela a la calzada (donde actualmente existe un muro de escollera). A partir de esta excavación se reperfila la excavación con una inclinación aproximada del 2H:1V, hasta intersectar con el plano que, siendo paralelo al contacto mármoles-filitas, se encuentra a unos 7,5-10m en la vertical por encima del contacto. Este espesor de mármol aporta un grado de confinamiento a las filitas para evitar su degradación y meteorización.

La inclinación del plano de excavación en mármoles es aproximadamente de unos 9° (similar, lógicamente, al contacto mármoles-filitas) y se extiende hasta que se intersecta con un plano de excavación 1H:1V que se sitúa unos 20m ladera arriba de las grietas.

Con el perfil de excavación diseñado se consigue retirar parte de la masa inestable existente en la zona superior del desmante, lo que tiene un carácter estabilizador. Sin embargo, también se excava material en la parte inferior del desmante lo que, por el contrario, no mejora su estabilidad.

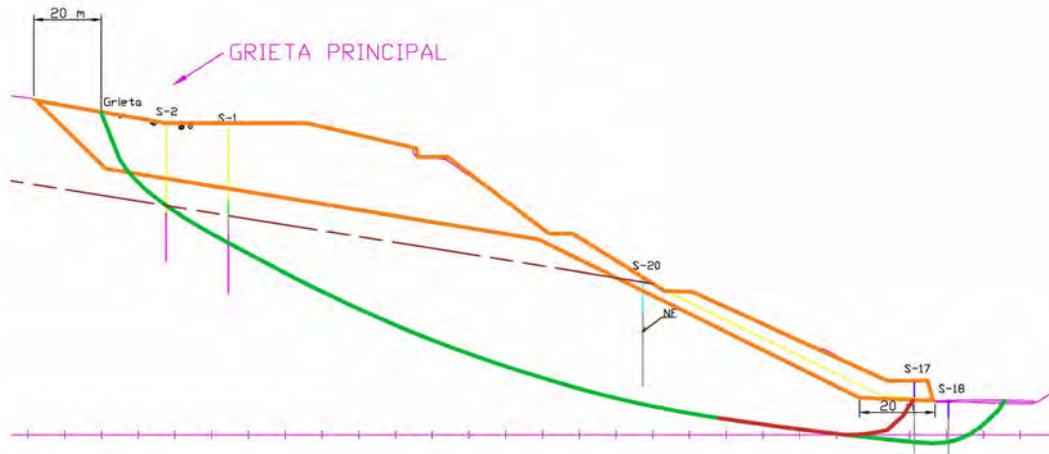
Con esta excavación en la zona de pie de la masa inestable se pretende crear una zona de debilidad (o “zona fusible”) al pie del desmante para desplazar la salida de la inestabilidad a esa banda evitando la situación actual en la que la salida de la cinemática de rotura alcanza la calzada de la autovía.

El volumen excavado en dicha zona (según se puede ver en el perfil de la Figura 15) es bastante reducido en comparación con el excavado en la parte superior del talud, con lo que el efecto desfavorable de realizar la excavación en el pie es muy inferior al efecto estabilizador provocado por la excavación en cabeza.

Si se observa con detenimiento las figuras del documento donde se indica la superficie de rotura estimada se puede ver cómo la salida de la rotura afecta aproximadamente más de la mitad de la calzada. La profundidad a la que se pasa dicha cinemática en esa zona está determinada con suficiente garantía por los inclinómetros situados en la parte baja del desmante.

Cuando se realizan trabajos de estabilización en un deslizamiento de grandes dimensiones, tal y como es el referido en el presente documento, es demasiado atrevido pensar que los movimientos se van a detener de forma instantánea y total. Por el contrario, el proceso habitual es que tras los trabajos de estabilización la velocidad de los movimientos disminuya notablemente a lo largo de un periodo de tiempo que se mide en meses debido, entre otros aspectos, a que la masa deslizada no es un sólido rígido y se tiene que ir acomodando a su nuevo estado tensional.

Por los motivos anteriores, la “zona fusible” se crea para forzar que la salida de la rotura se sitúe en la zona de 20m excavada paralela a la calzada (Figura 16), de forma que ésta no se vea afectada por la inestabilidad.



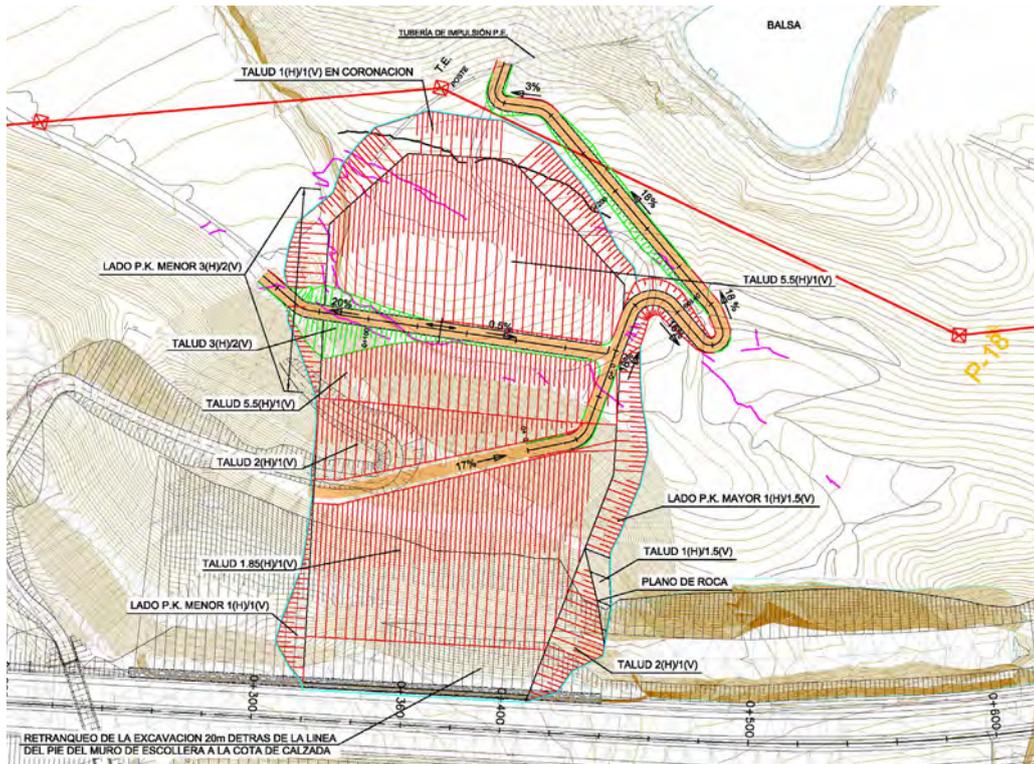
**Figura 16. Esquema conceptual del efecto de la “zona fusible”**

Adicionalmente, y en una segunda fase de actuaciones, el sobreecho de 20m de excavación permitirá la ejecución de una solución estructural (pantalla de pilotes o elementos de pantalla dispuestos con la dimensión mayor paralelos a la dirección del deslizamiento) que forzará en mayor medida que la salida de la rotura no afecte a la calzada.

Es importante explicitar que estos elementos estructurales no tienen el cometido de estabilizar la ladera sino el de proteger la calzada evitando que la salida de la rotura pueda afectarla.

La solución genérica de excavación prevista es la indicada anteriormente, y se ha definido considerando una sección del terreno. Sin embargo, según se puede ver en la información disponible (ver Figura 13), el desmonte a estabilizar y la cinemática observada no son fácilmente asimilables a una geometría bidimensional. Por este motivo, es importante definir correctamente los planos de excavación que delimitan el volumen a retirar.

Teniendo en cuenta aspectos tales como volumen resultante a excavar, afección posible de las voladuras al tráfico, presencia de la balsa de riego, líneas de alta tensión, etc. se ha definido tridimensionalmente la excavación que se realizará en la primera fase de actuación (Figura 17).



**Figura 17. Planta de la primera fase de excavación**

La eficacia de esta primera fase de excavación se comprobará con los registros de movimientos tanto topográficos superficiales como inclinométricos. Del análisis de dichas medidas se podrá establecer si es necesaria la construcción de los elementos estructurales al pie del desmante y realizar una excavación adicional de la zona de mármoles más próxima a la calzada en los pp.kk. crecientes, lo que constituiría una posible segunda fase de actuación.

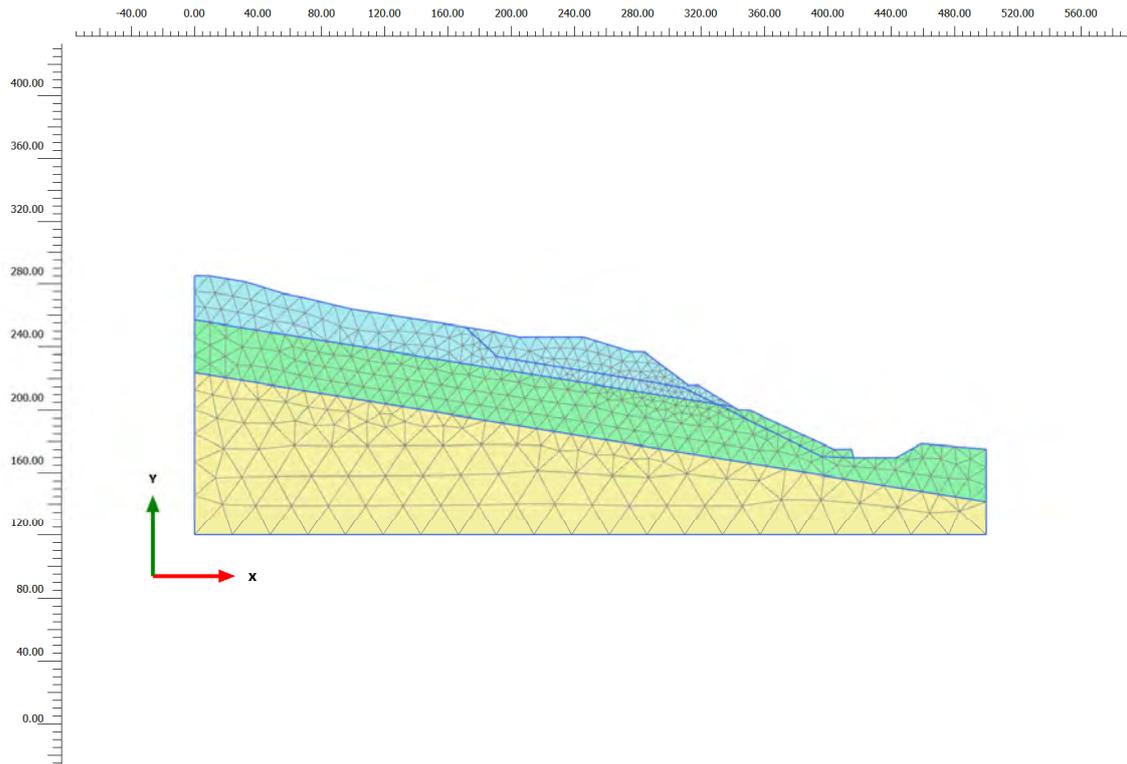
## 7. Modelización realizada

### 7.1. Modelo bidimensional (2D)

A partir de la geometría de la sección de la Figura 15 se realizó un modelo bidimensional de elementos finitos empleando el código numérico Plaxis 2D v.2016 (Delft, Países Bajos), que está especialmente diseñado para la resolución de problemas geotécnicos y geotécnico-estructurales.

La malla empleada se puede ver en la Figura 18, donde se puede ver que se han considerado un nivel superior de mármoles (azul) que se sitúa sobre las filitas (verde). Bajo éstas se ha considerado un material con un comportamiento resistente suficientemente competente para evitar que la rotura pueda penetrar por el mismo.

En el caso de los mármoles se ha empleado una linealización tipo Mohr-Coulomb de la envolvente de rotura tipo Hoek&Brown, ajustándose en el rango de presiones normales esperables y eliminándose la resistencia a tracción del material para poder simular el efecto de las grietas de tracción detectadas en el terreno.



**Figura 18. Malla de elementos finitos empleada en el modelo 2D (Plaxis)**

En el caso de las filitas inferiores, y como estimación inicial de la resistencia del material existente en la banda de corte, se realizó en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX un ensayo de corte anular para la obtención de los parámetros resistentes residuales, obteniéndose un ángulo de rozamiento del orden de 13-15° (Figura 19).

La cinemática de rotura obtenida con el modelo 2D en la situación actual se muestra en la Figura 20, pudiéndose ver cómo reproduce adecuadamente la geometría de la inestabilidad en dicho perfil (Figura 14), tanto en superficie (puntos de salida y entrada de la rotura) como en profundidad (bandas de rotura de los inclinómetros).

A partir de dicho modelo, y empleando los mismos parámetros resistentes y deformacionales de los materiales y manteniendo el nivel freático con la misma geometría, se ha modelizado el efecto de la excavación en la estabilidad de la ladera (Figura 21). El incremento del factor de seguridad obtenido debido a la excavación es del orden de  $\Delta FS \approx 0,096$ .

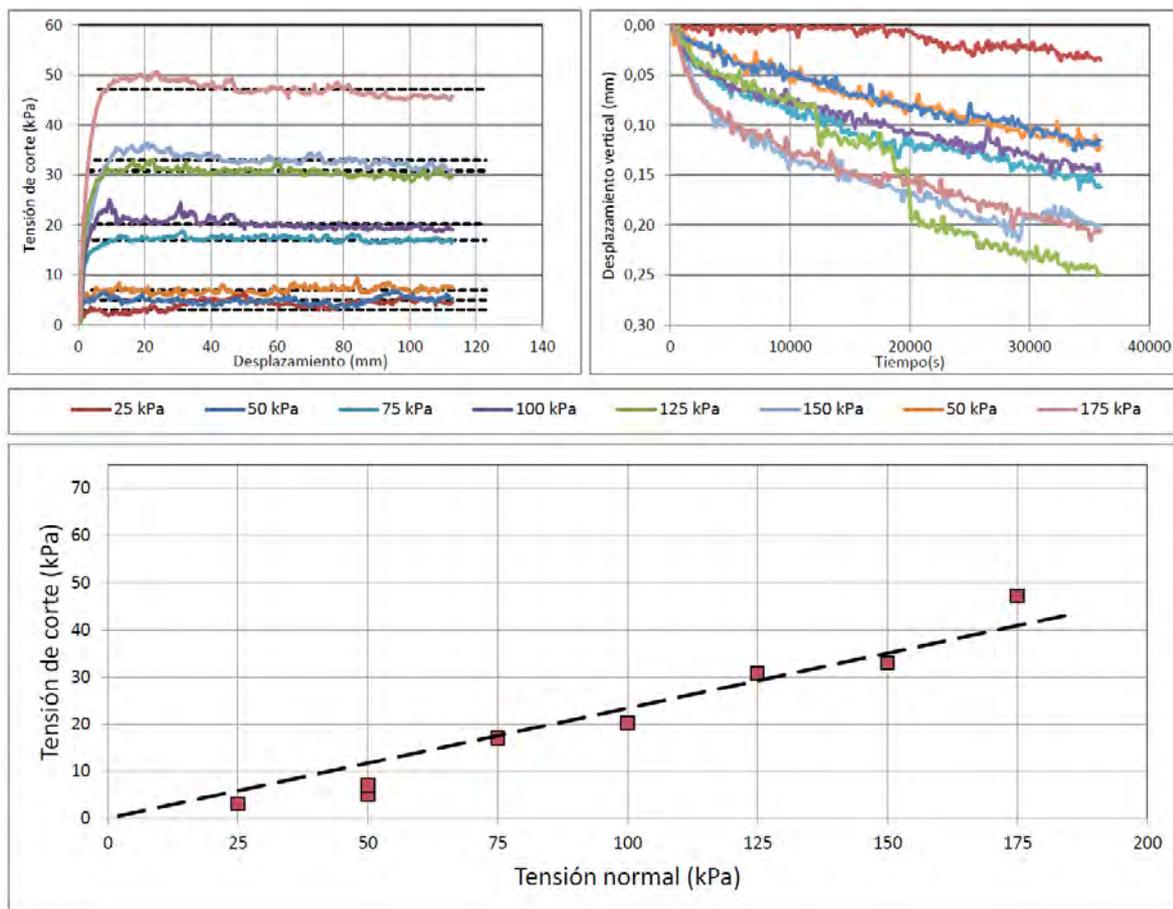


Figura 19. Resultado del ensayo de corte anular realizado en una muestra de filitas. Sondeo S-16.

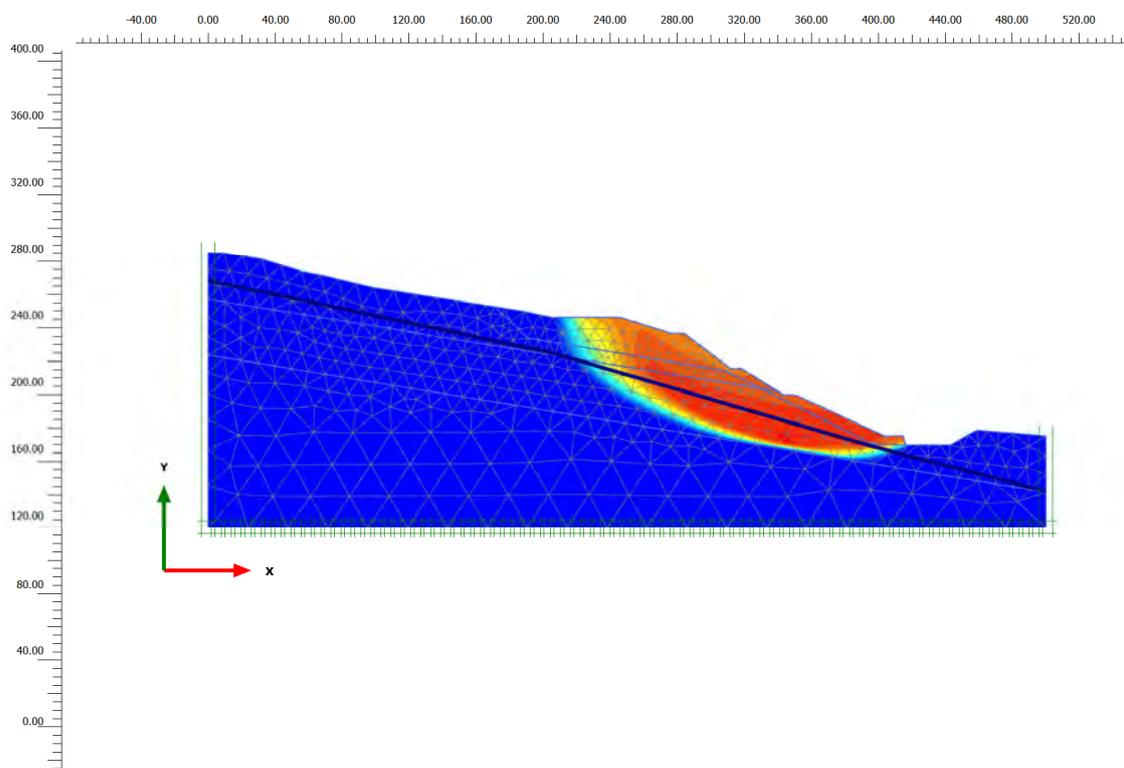
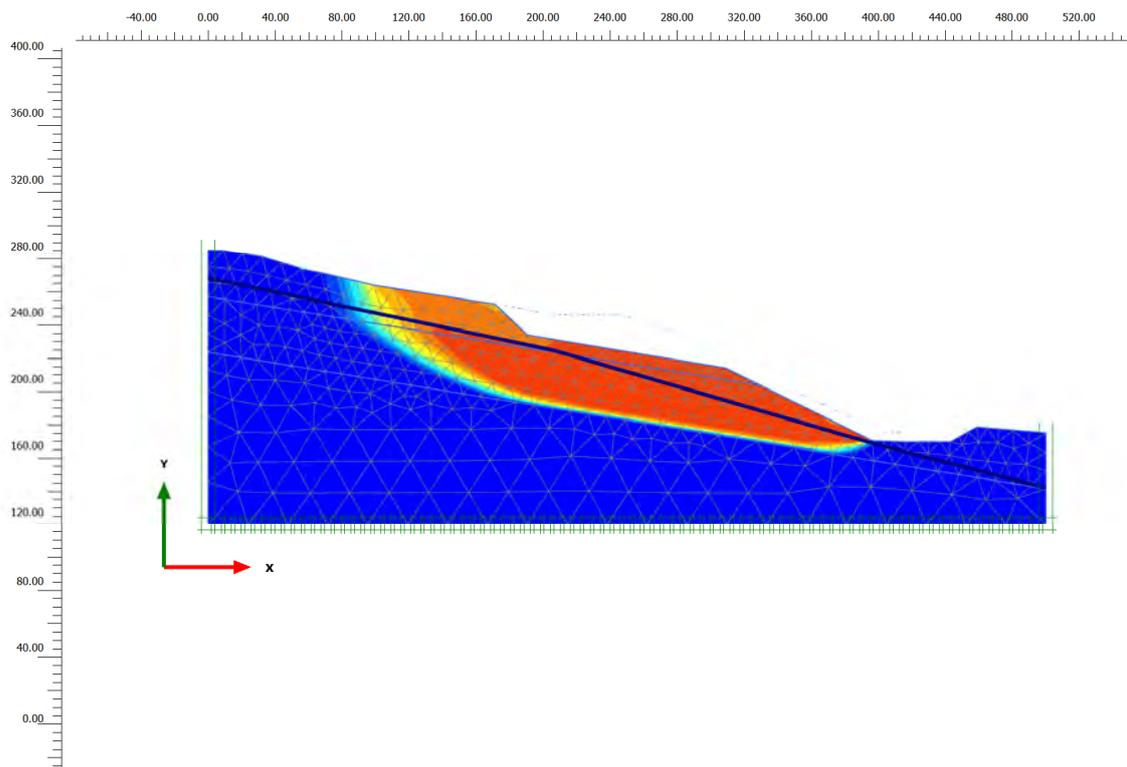


Figura 20. Cinemática de rotura obtenida con el modelo 2D. Situación actual.



**Figura 21. Cinemática de rotura obtenida con el modelo 2D. Situación excavación fase 1.**

La comparación de las cinemáticas de rotura anteriores permite observar cómo la zona con un factor de seguridad más reducido en el caso de la situación actual está más localizada, mientras que en el caso del modelo con excavación, el pie de la rotura se aleja de la calzada debido a la efectividad de la “zona fusible”.

## 7.2. Modelo tridimensional (3D)

A partir de los cálculos anteriores, y debido al marcado carácter tridimensional del desmonte y a su importancia y dimensiones, se consideró necesario realizar un modelo 3D que incluyera la geometría real de la ladera, así como de la excavación, al menos en su primera fase.

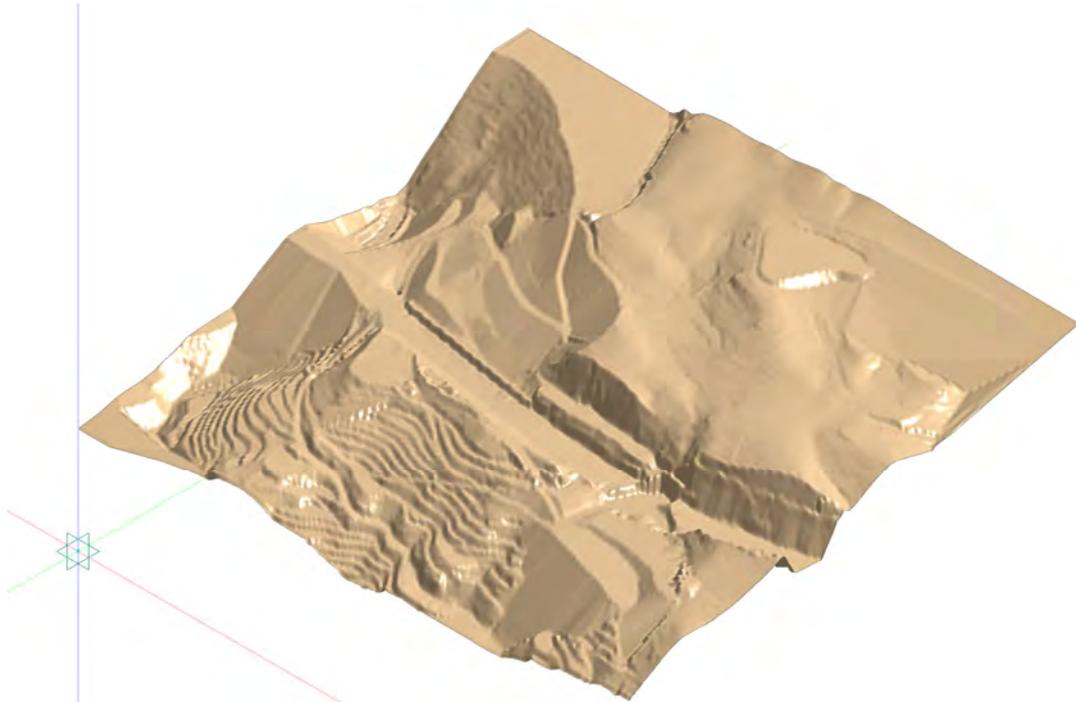
El programa empleado en la modelización ha sido el Midas GTS NX v.2016 (Seúl, Corea) que es un código numérico bi-tridimensional que está especialmente diseñado para la resolución de problemas geotécnicos y geotécnico-estructurales.

En la modelización realizada se han aprovechado las capacidades de generación de geometrías complejas del código Midas GTS NX, entre las que destaca la posibilidad de generación de una superficie tridimensional a partir de una cartografía digitalizada (Figura 22). Extrusionando dicha superficie se puede generar un volumen (Figura 23) que se subdividirá en los diferentes materiales en función del reconocimiento geotécnico disponible (sondeos y reconocimiento visual de la superficie) (Figura 24).

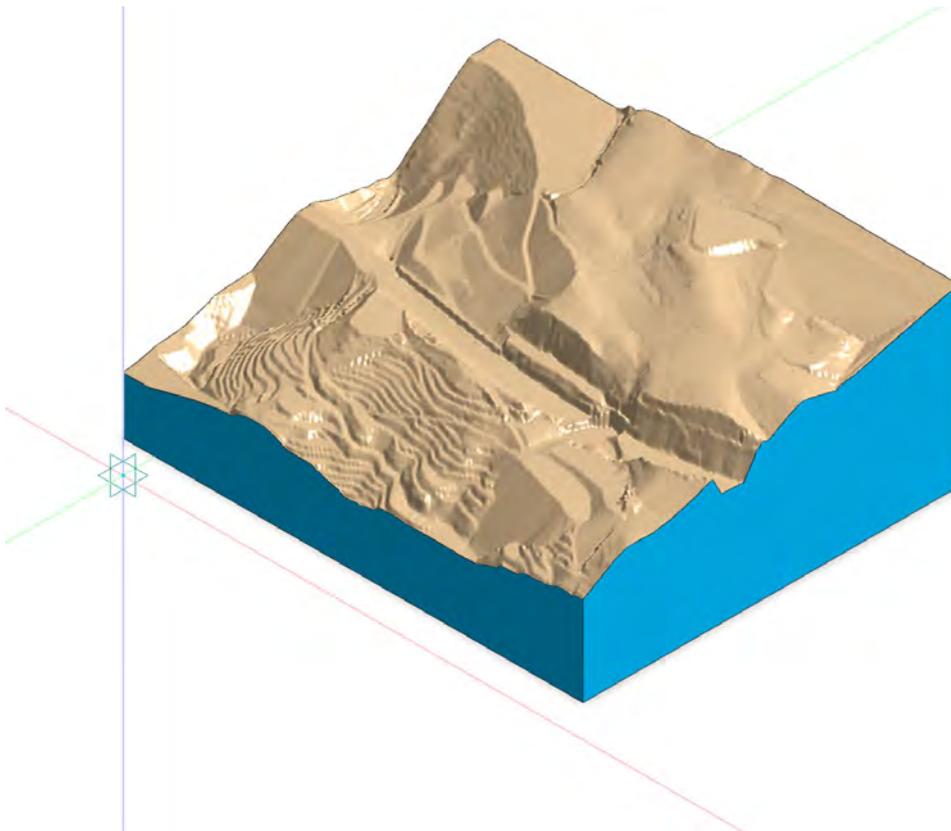
La geometría de la excavación de la fase 1 (Figura 17) se puede importar directamente en el modelo (Figura 25) para generar el volumen que será incluido como excavación.

A partir de estos volúmenes y realizando operaciones geométricas y booleanas, se obtiene las mallas de la Figura 26 (sin excavación) y Figura 27 (con excavación).

El nivel freático se ha situado en función del reconocimiento geotécnico disponible.



**Figura 22. Superficie 3D generada a partir de la topografía digital**



**Figura 23. Volumen 3D del modelo MIDAS GTS NX**

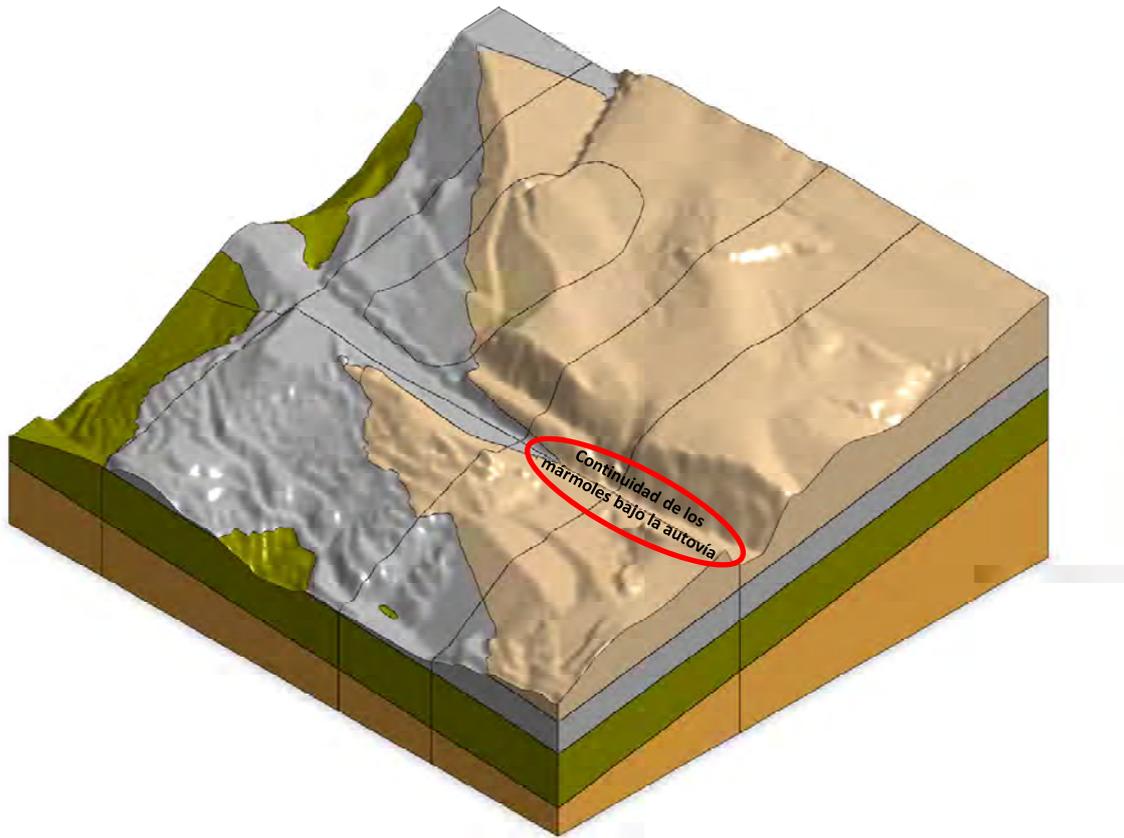


Figura 24. Volumen 3D del modelo MIDAS GTS NX. Subdivisión de materiales.

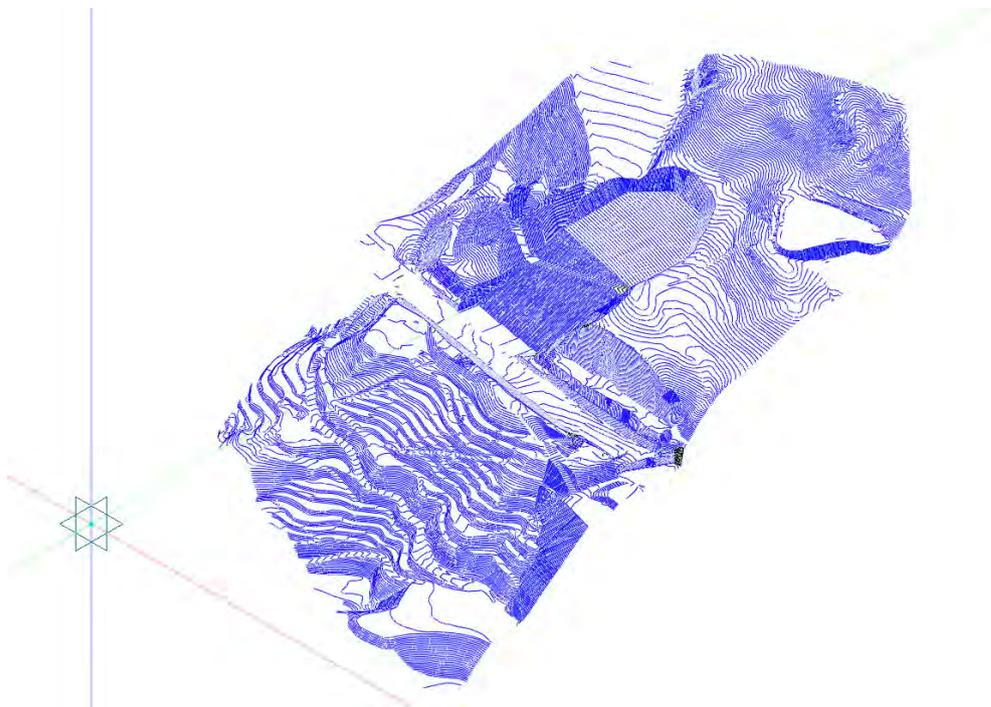
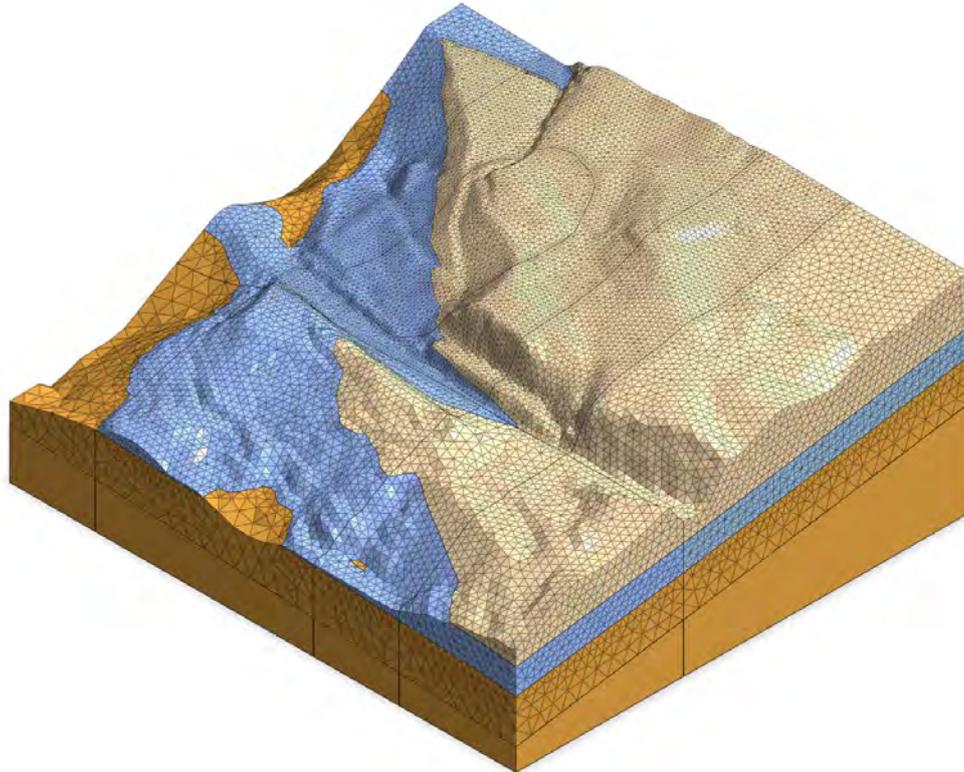
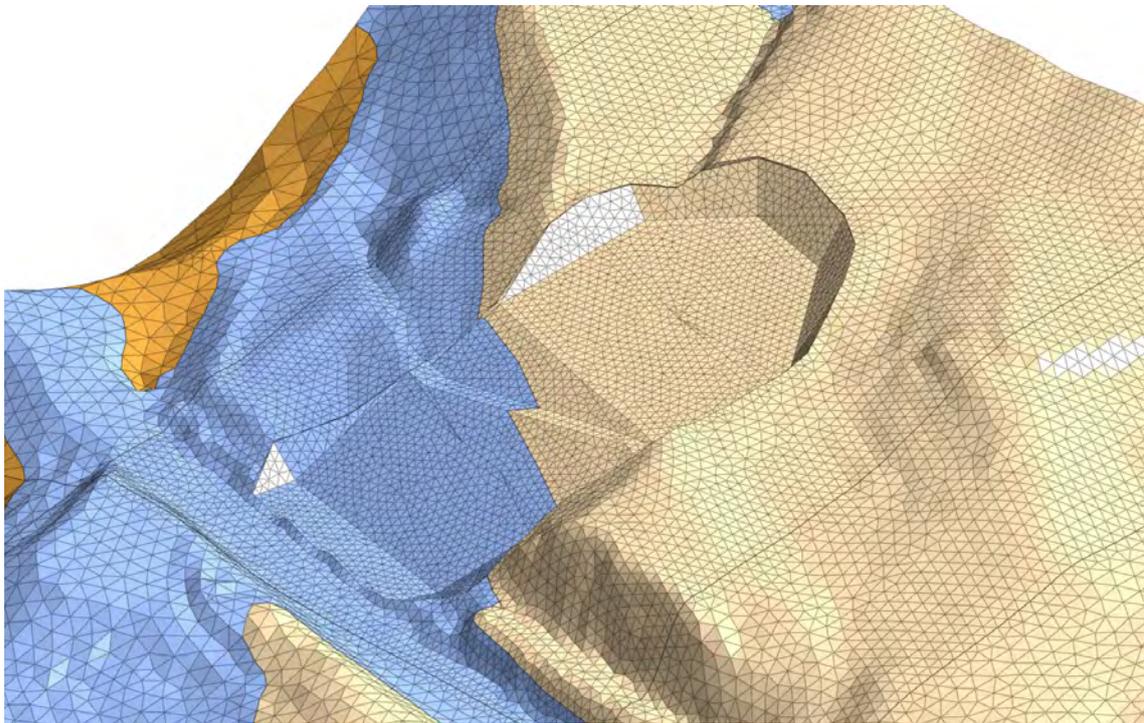


Figura 25. Geometría 3D de la excavación fase 1



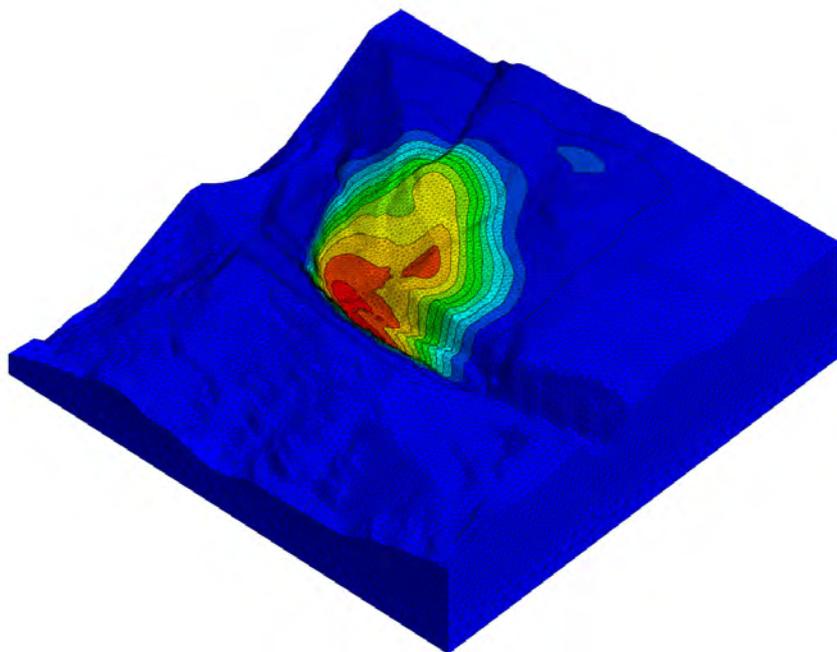
**Figura 26. Mallado del modelo 3D previo a la excavación**



**Figura 27. Mallado del modelo 3D tras la excavación fase 1**

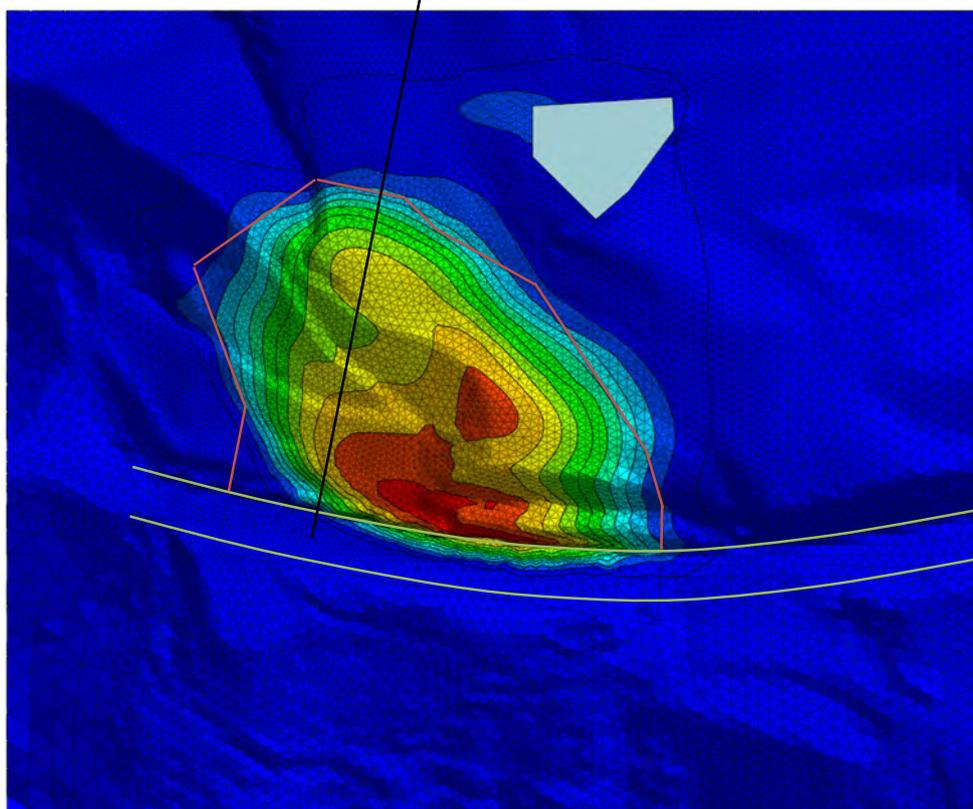
Los parámetros resistentes y deformacionales de los materiales son los mismos que los empleados en el modelo 2D (Plaxis).

La cinemática de rotura obtenida en el modelo 3D en la situación actual se incluye en la Figura 28, pudiéndose observar cómo las isolíneas de movimientos presenta un marcado carácter tridimensional.



**Figura 28. Vista de la cinemática de rotura del modelo 3D. Situación actual.**

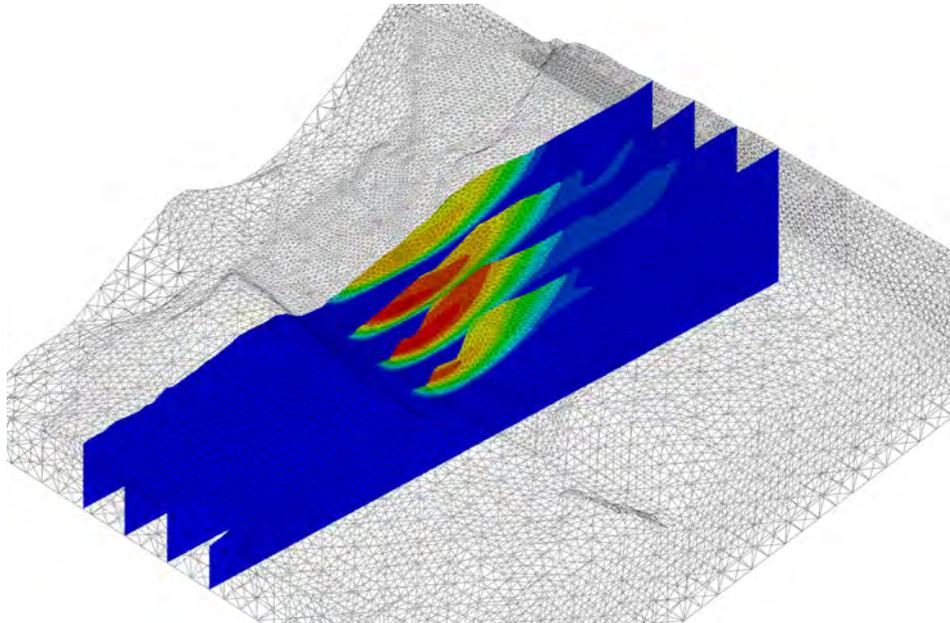
En la Figura 29 se puede ver la planta de la cinemática de rotura, observándose cómo se ajustan con razonable precisión a la envolvente de grietas del terreno (líneas naranja).



**Figura 29. Planta de la cinemática de rotura del modelo 3D. Situación actual.**

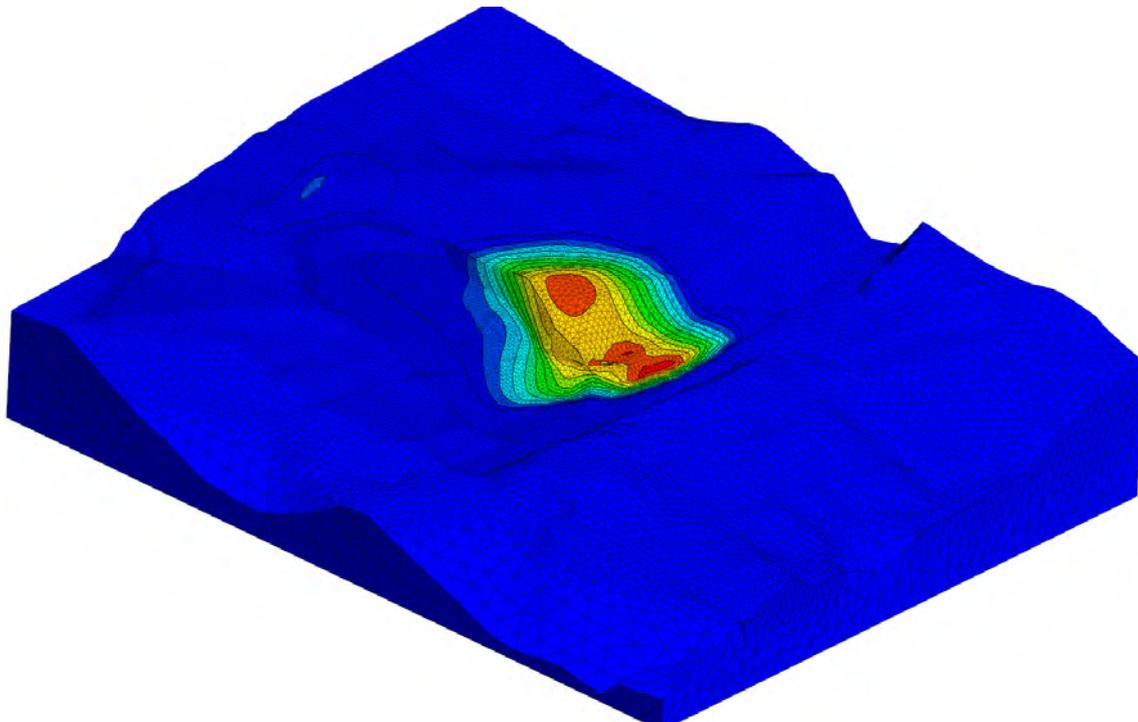
También en la Figura 29 se incluye, de forma simplificada, la situación de la balsa de riego, la calzada de la autovía y el eje del perfil 2D que se ha empleado en los cálculos 2D. Es importante destacar que la salida de la rotura afecta aproximadamente a la mitad de la calzada de la autovía.

Empleando la opción del código MIDAS GTS NX para presentar los resultados en diferentes planos, en la Figura 30 se puede ver cómo la geometría e importancia del problema analizado no se puede analizar razonablemente con un modelo 2D, habiendo sido acertado el empleo de un modelo 3D. Esto es debido al hecho, comentado anteriormente, de que, según se observa en la Figura 24, los mármoles tienen continuidad bajo la autovía en la zona este del modelo, lo que provoca que la cinemática del movimiento se aproxime a un giro de la masa inestable alrededor de dicha zona (Figura 13) más que a un desplazamiento asimilable a un comportamiento 2D.



**Figura 30. Movimientos de la cinemática de rotura en el plano 2D y a 50, 100 y 150m del mismo.**

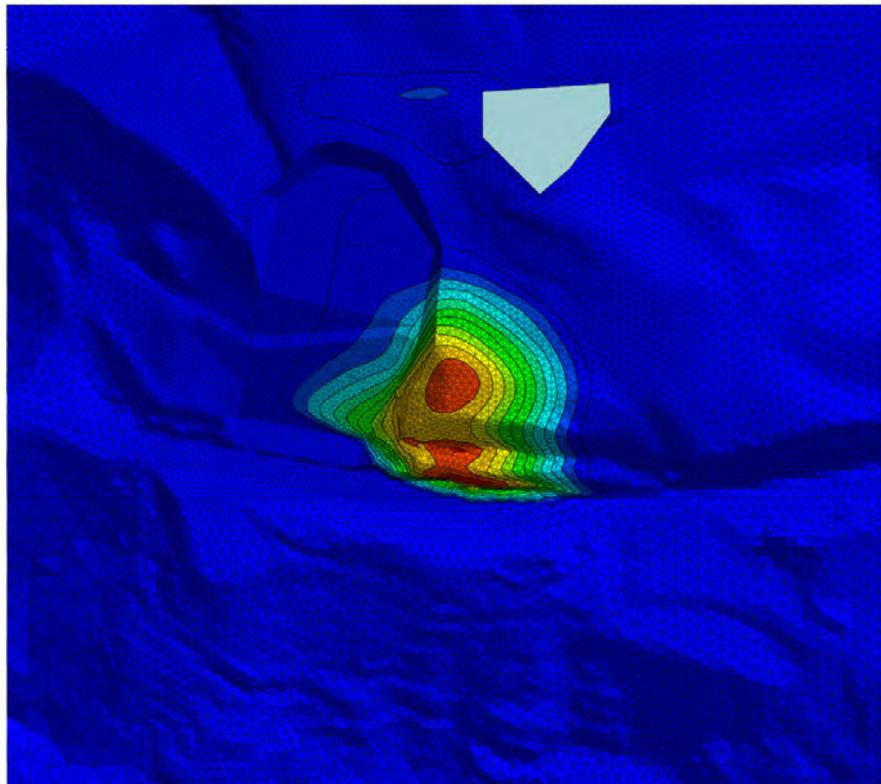
Empleando el mismo procedimiento de cálculo, se ha obtenido la cinemática de rotura del desmonte tras la fase de excavación 1.



**Figura 31. Vista de la cinemática de rotura del modelo 3D. Excavación fase 1**

Se puede ver en la Figura 32 cómo la zona excavada presenta unos movimientos menores, no viéndose afectada la zona de la calzada más próxima a la excavación inferior debido al efecto de la “zona fusible”. Así mismo se observa la no afección de la excavación planteada a la balsa situada en la zona de coronación.

El incremento de factor de seguridad obtenido en el modelo 3D es, para la fase de excavación 1, del orden de  $\Delta FS \approx 0,045$ . Este incremento de seguridad de valor reducido debido a la gran magnitud de la masa inestable hace necesario realizar un seguimiento posterior mediante instrumentación (inclinómetros y control topográfico de movimientos) con el fin de comprobar la eficacia del tratamiento y, en su caso, disponer medidas complementarias como los elementos estructurales junto a la calzada y un posible incremento del volumen de excavación.



**Figura 32. Planta de la cinemática de rotura del modelo 3D. Excavación fase 1**

## **8. Resumen y conclusiones**

En esta ponencia se trata el caso reciente de un gran deslizamiento de ladera, en mármoles y filitas, con 80m de desnivel, 370m de longitud y 225m de distancia desde la calzada hasta las grietas de cabecera.

La existencia de una gran balsa de agua, en la zona alta de la ladera, a 60m de distancia de las grietas de cabecera ha condicionado el estudio y solución de la patología para asegurar que la misma no se vea afectada por la inestabilidad.

La singular cinemática del movimiento y orografía de la ladera así como la presencia de una balsa en el entorno de la coronación del desmonte han motivado que para el cálculo de estabilidad y soluciones se haya optado por hacer una modelización numérica que incluya tanto cálculos 2D, que son más habituales y que permiten una mayor versatilidad, como 3D que son los que, en este caso concreto, se considera que reproducen el problema de una manera más acertada y permiten valorar la afección a la balsa con los tratamientos de estabilización planteados.

El talud objeto de esta ponencia está excavado a media ladera, siendo una trinchera muy asimétrica, teniendo una altura de 77m en la margen del lado montaña y 15m en el lado mar. Su longitud es de 370 m.

La información disponible indica que la masa potencialmente inestable supera los 1.500.000 m<sup>3</sup>.

El pie del deslizamiento afecta a la calzada de la autovía. Se aprecian ondulaciones y levantamientos del firme así como un claro desplazamiento lateral de la mediana.

Puede verse una clara componente rotacional en los vectores de la zona con más movimiento. Al tener la estructura del macizo una clara componente hacia el sur-suroeste el movimiento natural de la masa que está deslizando sería en esa dirección pero el macizo de mármoles, en la zona en la que llegan a cota de rasante, impide ese movimiento provocando que el movimiento tenga esa componente rotacional con el eje de giro situado en el entorno del límite Este de la grieta exterior que coincide con la zona en la que los mármoles empiezan a tener continuidad bajo la calzada, actuando como contrafuerte natural

Se ha estudiado la opción de realizar un movimiento de tierras que se ha diseñado en dos fases secuenciales. En la comunicación se describe la primera fase.

En el pie del desmonte se ha previsto excavar una banda de unos 20m paralela a la calzada. A partir de esta excavación se reperfila la excavación con una inclinación aproximada del 2H:1V, hasta intersectar con el plano que, siendo paralelo al contacto mármoles-filitas, se encuentra a unos 7,5-10m en la vertical por encima del contacto. Este espesor de mármol aporta un grado de confinamiento a las filitas para evitar su degradación y meteorización.

La inclinación del plano de excavación en mármoles es aproximadamente de unos 9° (similar, lógicamente, al contacto mármoles-filitas) y se extiende hasta que se intersecta con un plano de excavación 1H:1V que se sitúa unos 20m ladera arriba de las grietas.

Con esta excavación en la zona de pie de la masa inestable se pretende crear una zona de debilidad (o “zona fusible”) al pie del desmonte para desplazar la salida de la inestabilidad a esa banda evitando la situación actual en la que la salida de la cinemática de rotura alcanza la calzada de la autovía.

Cuando se realizan trabajos de estabilización en un deslizamiento de grandes dimensiones, tal y como es el referido en el presente documento, es demasiado atrevido pensar que los movimientos se van a detener de forma instantánea y total. Por el contrario, el proceso habitual es que tras los trabajos de estabilización la velocidad de los movimientos disminuya notablemente a lo largo de un periodo de tiempo que se mide en meses debido, entre otros aspectos, a que la masa deslizada no es un sólido rígido y se tiene que ir acomodando a su nuevo estado tensional.

Adicionalmente, y en una segunda fase de actuaciones, el sobreebanco de 20m de excavación permitirá la ejecución de una solución estructural (pantalla de pilotes o elementos de pantalla dispuestos con la dimensión mayor paralelos a la dirección del deslizamiento) que forzará en mayor medida que la salida de la rotura no afecte a la calzada. Es importante explicitar que estos elementos estructurales no tienen el cometido de estabilizar la ladera sino el de proteger la calzada evitando que la salida de la rotura pueda afectarla.

Teniendo en cuenta aspectos tales como volumen resultante a excavar, afección posible de las voladuras al tráfico, presencia de la balsa de riego, líneas de alta tensión, etc. se ha definido tridimensionalmente la excavación que se realizará en la primera fase de actuación.

La eficacia de esta primera fase de excavación se comprobará con los registros de movimientos tanto topográficos superficiales como inclinométricos. Del análisis de dichas medidas se podrá establecer si es necesaria la construcción de los elementos estructurales al pie del desmonte y realizar una excavación adicional de la zona de mármoles más próxima a la calzada en los pp.kk. crecientes, lo que constituiría una posible segunda fase de actuación.

Se ha realizado un primer estudio de estabilidad en 2D a partir de una sección considerada como representativa empleando el programa Plaxis 2D v.2016 (Delft, Países Bajos). Por este procedimiento se ha realizado un primer ajuste de la geometría de la excavación con el fin de conseguir un incremento del factor de seguridad en el entorno de 0,1.

Posteriormente, y debido al marcado carácter tridimensional del desmonte y a su importancia y dimensiones, se ha efectuado un modelo 3D incluyendo la geometría real de la ladera, así como de la excavación, al menos en su primera fase. El programa empleado en la modelización ha sido el Midas GTS NX v.2016 (Seúl, Corea).

Este cálculo tridimensional ha permitido reproducir la cinemática del movimiento observada en la ladera y estimar el incremento de coeficiente de seguridad producido por el tratamiento previsto con un modelo de comportamiento más aproximado al real.

Según este modelo la zona excavada presenta unos movimientos menores, no viéndose afectada la zona de la calzada más próxima a la excavación inferior debido al efecto de la “zona fusible”. Así mismo se observa la no afección de la excavación planteada a la balsa situada en la zona de coronación.

El incremento de factor de seguridad obtenido, de valor reducido debido a la gran magnitud de la masa inestable, hace necesario realizar un seguimiento posterior mediante instrumentación (inclinómetros y control topográfico de movimientos) con el fin de comprobar la eficacia del tratamiento y, en su caso, disponer medidas complementarias como los elementos estructurales junto a la calzada y un posible incremento del volumen de excavación.

## **9. Agradecimientos**

Se desea agradecer a las personas que han colaborado en los trabajos a los que se refiere este documento, tanto de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento como de la empresa constructora.



## **DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL TERCER JUEGO DE ESCLUSAS DEL CANAL DE PANAMA**

Sergi Ametller – Jefe de Obra  
Jornada SEMSIG - ATESS



# DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL TERCER JUEGO DE ESCLUSAS DEL CANAL DE PANAMA



## INDICE

Funcionamiento del Canal de Panamá

El Proyecto de ampliación

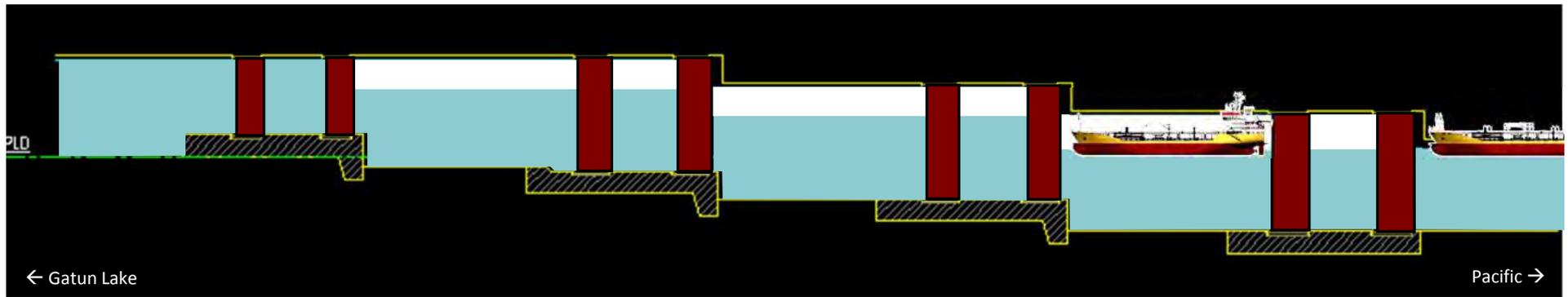
Factores que han hecho tan importante este proyecto



## Operación de compuertas

### Escenarios de esclusaje normal

(Océano → Lago)



G1 G2

Garajes zona 1

G3 G4

Garajes zona 2

G5 G6

Garajes zona 3

G7 G8

Garajes zona 4

### TIEMPOS MAXIMOS DE OPERACIÓN SEGÚN ESPECIFICACIONES

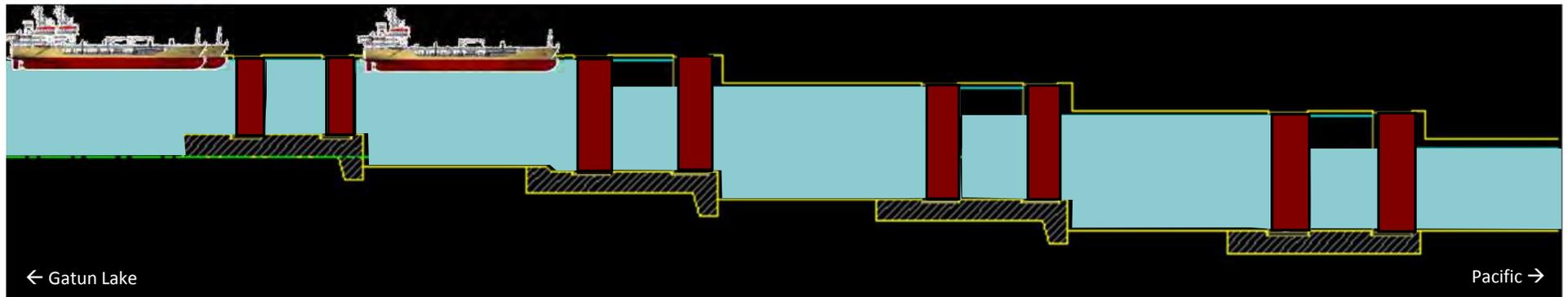
Tiempo de llenado/vaciado por cámara: 10 minutos sin uso de tinas de recuperación de agua

Tiempo de llenado/vaciado por cámara: 17 minutos con uso de tinas de recuperación de agua

## Operación de compuertas

### Escenarios de esclusaje normal

(Lago → Océano)



G1 G2

Garajes zona 1

G3 G4

Garajes zona 2

G5 G6

Garajes zona 3

G7 G8

Garajes zona 4

#### TIEMPOS MAXIMOS DE OPERACIÓN SEGÚN ESPECIFICACIONES:

Tiempo de llenado/vaciado por cámara: 10 minutos sin uso de tinas de recuperación de agua

Tiempo de llenado/vaciado por cámara: 17 minutos con uso de tinas de recuperación de agua

**Tipología de compuertas  
1913 versus 2013**





## Tipología de compuertas



# El Proyecto de Ampliación

Fase de licitación (2007-2009)

**ACP**  **Autoridad del Canal de Panamá**  
**Contrato de Diseño y Construcción del Tercer Juego de Esclusas**  
**Design and Construction of the Third Set of Locks**

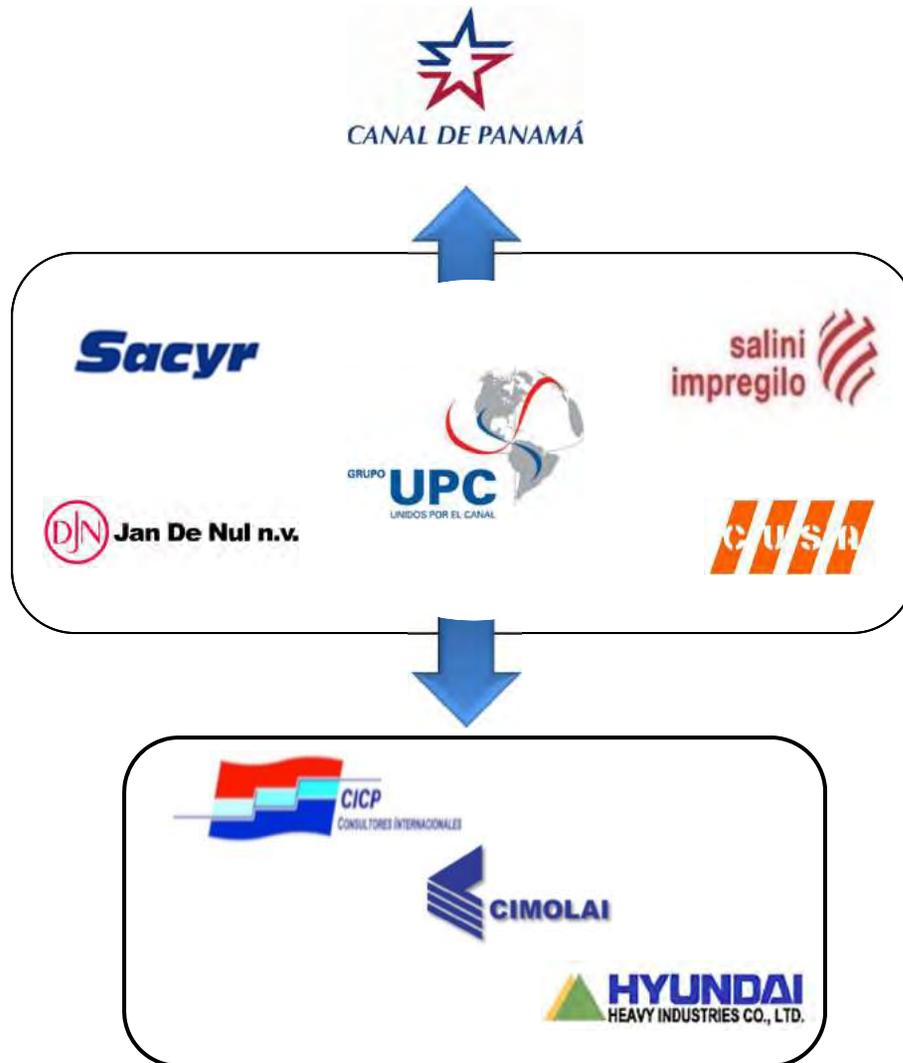
Licitación RFP-76161

Fecha de apertura de sobres de precio: **8-Jul-09**  
**9:00 A.M.**

Proponentes precalificados	55%	40%		5%		Total Propuesta de Precios	45%	100%	Orden de Mejor Valor
	Puntos Propuesta Técnica Máx 5,500	Propuesta de Precio Base	Puntos Precio Base Máx 4,000	Propuesta de Precio de Partida Provisional	Puntos Partida Provisional Máx 500		Total Puntos Propuesta de Precios Max 4,500	Total de Puntos Máx 10,000	
Bechtel, Taisei, Mitsubishi Corporation	3,789.5	\$ 4,185,983,000.00	2,980.3	\$ 93,836,670.00	-	\$ 4,279,819,670.00	2,980.3	6,769.8	2
Consortio C.A.N.A.L.	3,973.5	\$ 5,981,020,333.00	2,085.9	\$ -	500.0	\$ 5,981,020,333.00	2,585.9	6,559.4	3
Grupo Unidos por el Canal	4,088.5	\$ 3,118,880,001.00	4,000.0	\$ 102,751,383.00	-	\$ 3,221,631,384.00	4,000.0	8,088.5	1

Partida Asignada - ACP **\$ 3,481,000,000.00**

## Autoridad Contratante y Consorcio Contratista



### Autoridad Contratante:

ACP (Autoridad del Canal de Panamá)

### Contratista:

GUPC (Grupo Unidos por el Canal)

SACYR (España), SALINI IMPREGILO (Italia),  
JAN DE NUL n.v. (Bélgica), CUSA (Panamá)

### Diseñadores:

CICP (MWH (USA), Tetrattech (USA),  
Iv Infra Groep (Holanda))

SENER (España), SC Sembenelli (Italia),  
Glosten (USA)

### Subcontratista - Compuertas

Cimolai (Italia) - Fabricación e instalación

### Subcontratista - Válvulas

Hyundai (Corea del Sur) - Fabricación e  
instalación

Vista general: lado ATLANTICO

Canal de aproximación Atlántico

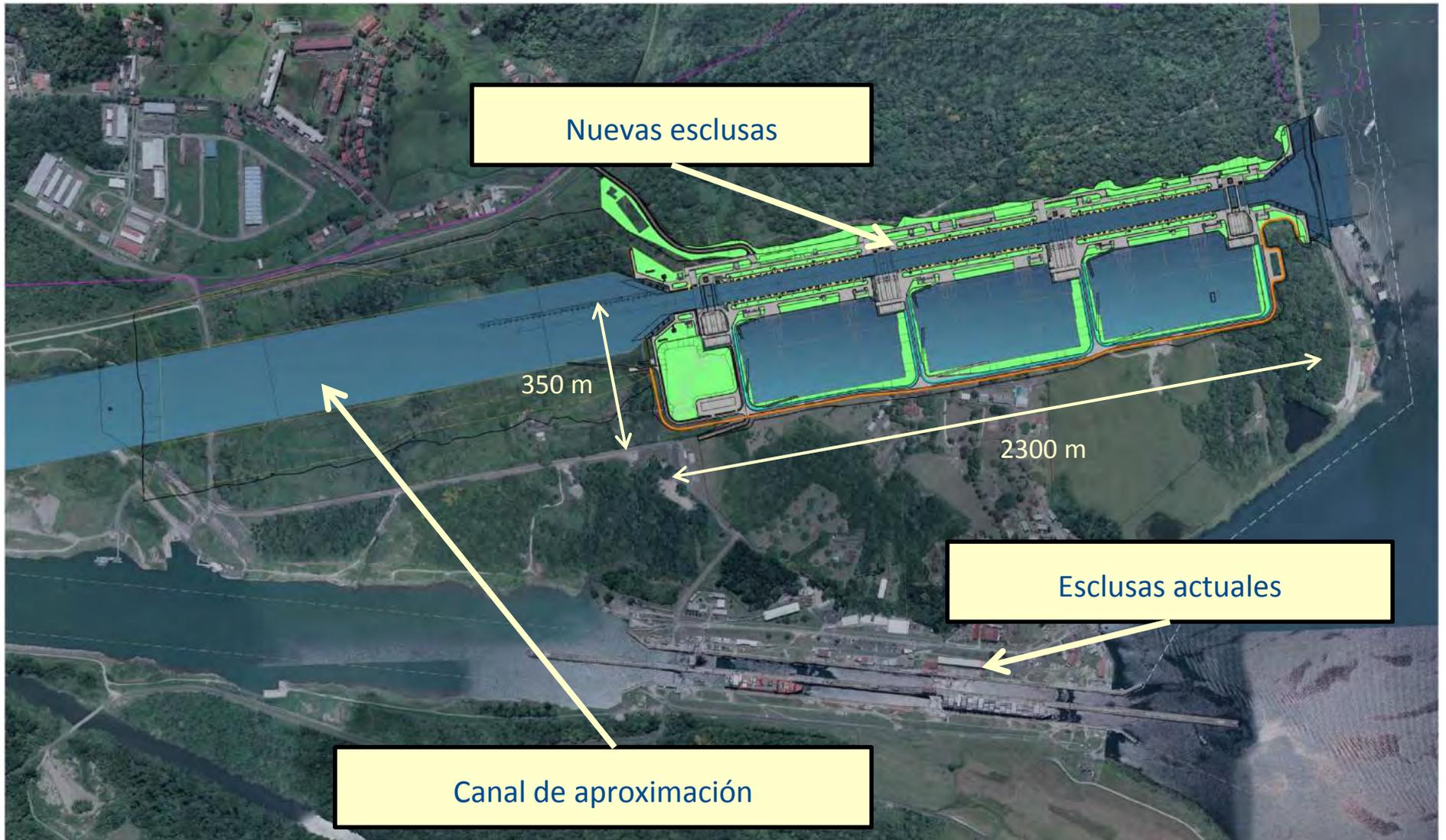
Nuevas esclusas Agua Clara

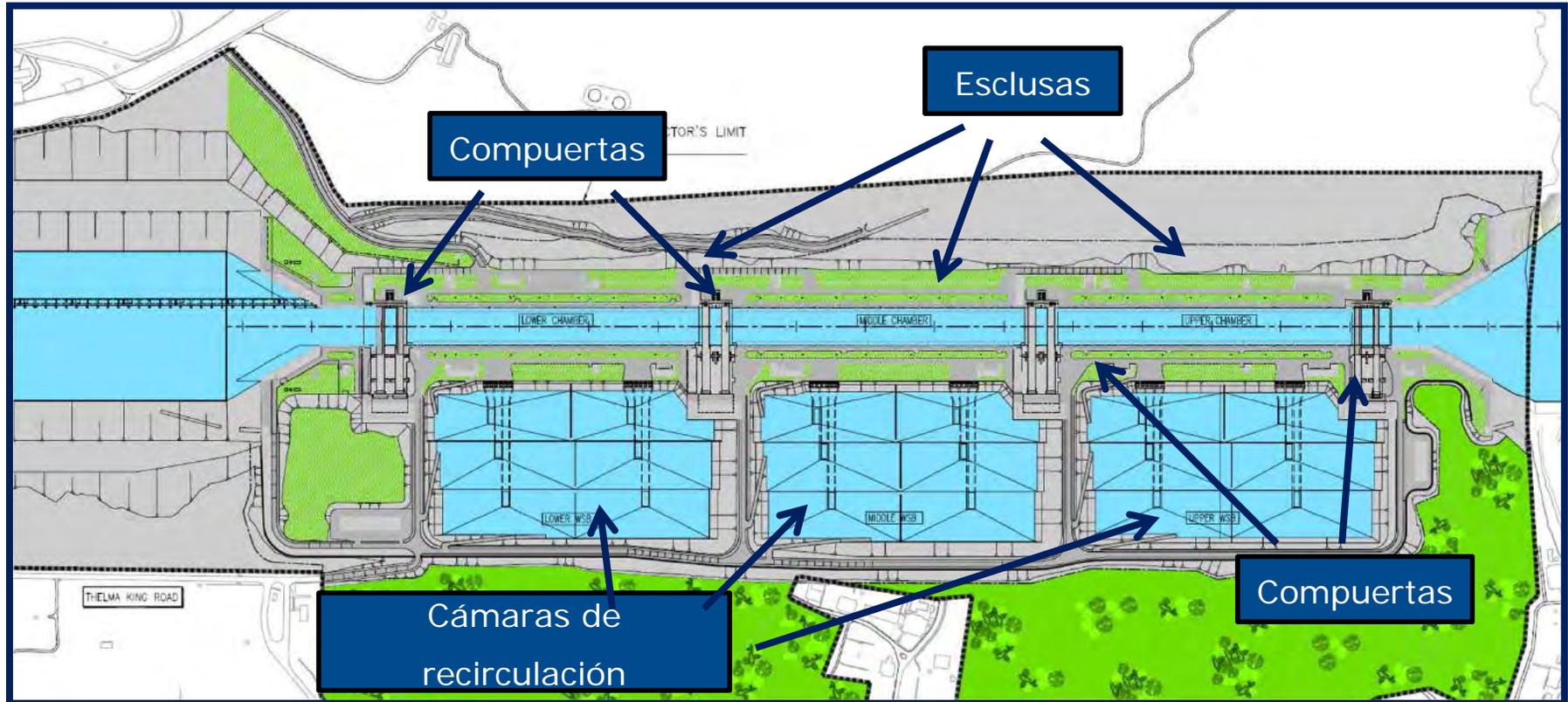
Esclusas actuales

Lago Gatun





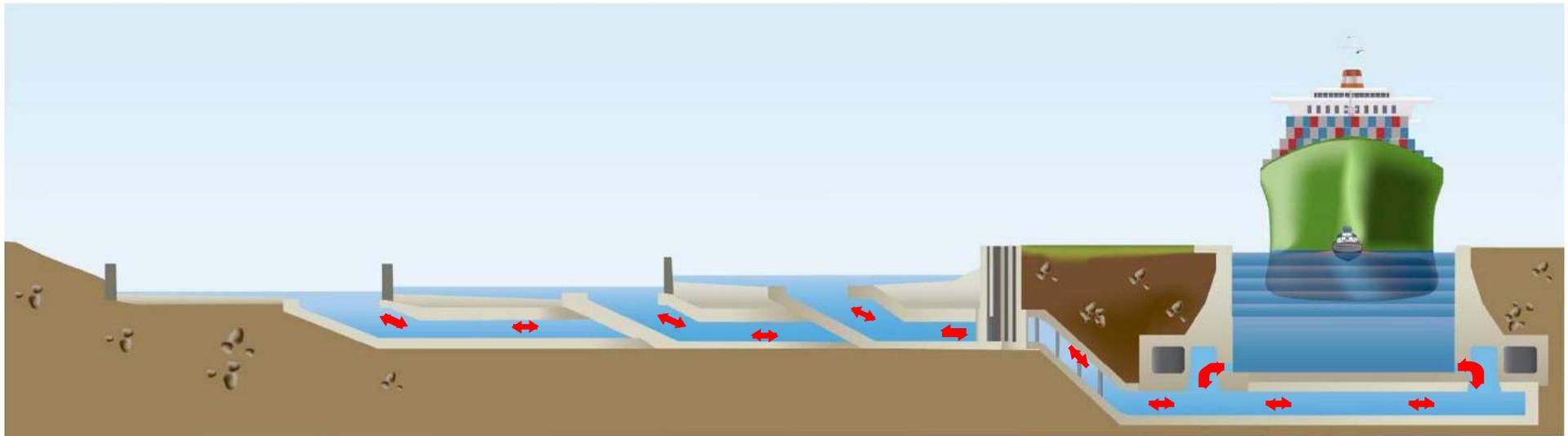




## Elementos básicos:

- Esclusas con sus correspondientes compuertas
- Cámaras de recirculación de agua.
- Canales de aproximación
- Sistemas eléctricos y de control

## Método de recirculación/ahorro de agua



Bottom WSB

Middle WSB

Top WSB

Con las cámaras de reutilización de agua, las nuevas esclusas pueden ahorrar un 60% en el consumo de agua proveniente del lago Gatún.

Las nuevas esclusas consumirán un **7% menos** de agua que las esclusas existentes.

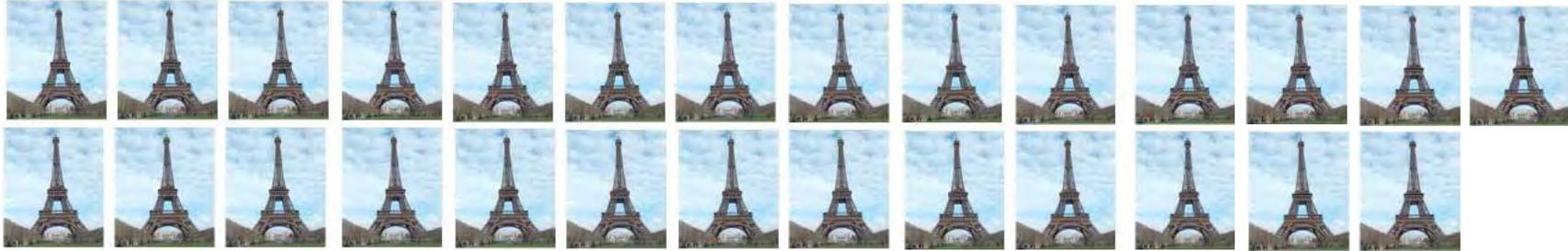


## Las grandes cifras del proyecto de ampliación

Dragado	m3	6,000,000
Excavaciones (estructuras y canteras)	m3	68,000,000
Rellenos (estructuras, presas y vertederos)	m3	50,000,000
Hormigón Estructural	m3	5,000,000
Acero para armar	ton	269,000
Acero en 16 compuertas y 158 válvulas	ton	71,000
Edificios (96 unidades)	m2	47,000
Cable eléctrico y fibra óptica	m	3,000,000
Potencia instalada (transformación)	MVA	51
Señales de control	Ud	200,000

## EQUIVALENCIA DE LAS MAGNITUDES DEL PROYECTO

Acero de refuerzo de 27 torres Eiffel:



Hormigón de 2 Pirámides de Keops de Keops:



Cada compuerta equivale a un edificio de 20 plantas.



## Las grandes cifras del proyecto de ampliación

7 años de construcción

40.000 Trabajadores

79 nacionalidades distintas

50 Subcontratistas principales

Punta: 14.000 trabajadores

Promedio: 4.500 trabajadores



Horas en obra: 112 millones

Horas para diseño: 3 millones

En Enero 2016:

790 personal staff expatriado

931 personal staff panameño

3.460 trabajadores



# NeoPanamax

Tercer Juego de esclusas en operación



## **FACTORES QUE HAN HECHO TAN IMPORTANTE ESTE PROYECTO**

Historia épica del canal de Panamá

Su importancia estratégica en el comercio mundial

Singularidad del proyecto, volúmenes y métodos constructivos

Diseño

Movimiento de tierras

Hormigones

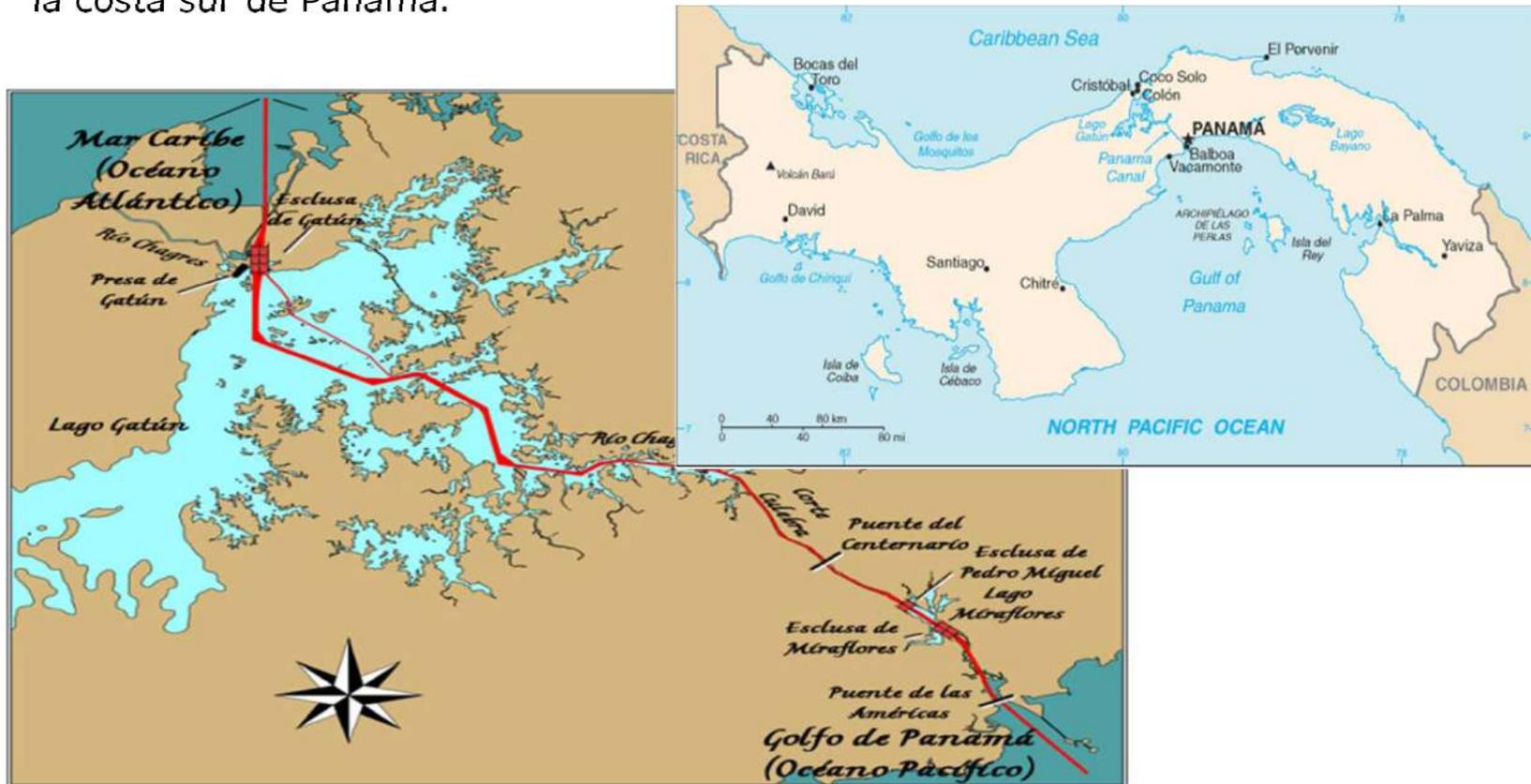
Equipos electromecánicos

Secuencia constructiva

Puesta en marcha

# Historia épica del canal de Panamá y su importancia estratégica en el comercio mundial

**1513:** Vasco Nuñez de Balboa fue el primer europeo en divisar el Océano Pacífico desde la costa sur de Panamá.



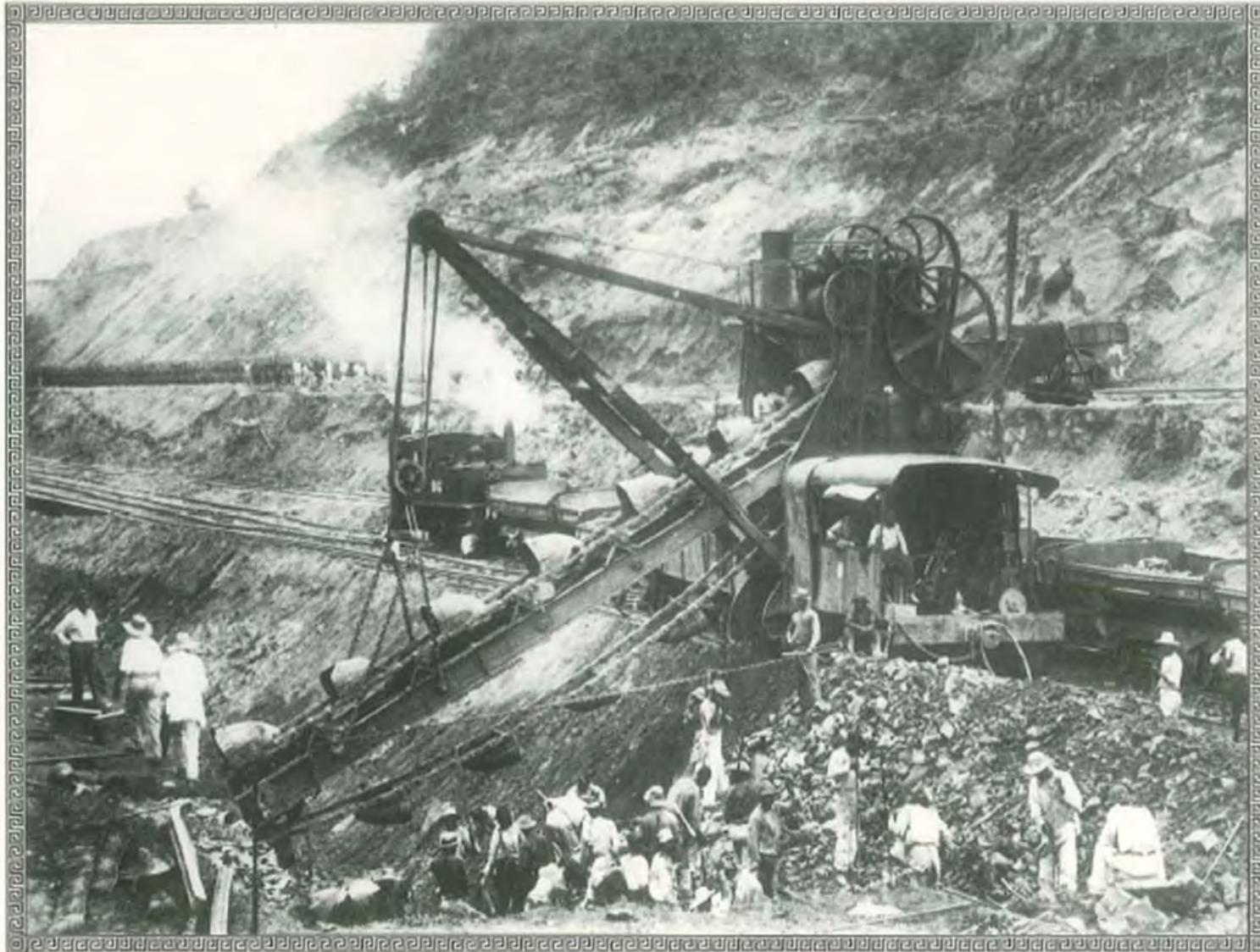
**1524:** Carlos V sugiere excavar un canal para acortar los viajes hacia Ecuador y Perú. Un primer proyecto se entrega en 1529 pero la tecnología de la época lo hace inviable.

**1827:** Se inician los estudios de la construcción del ferrocarril inter-oceánico. Se construye entre 1850 y 1855 en plena "fiebre del oro" de la costa oeste norteamericana.

**1879:** Ferdinand de Lesseps presenta un proyecto de construcción de un canal a nivel entre el Atlántico y el Pacífico. Comienzan las obras en 1881 y tras múltiples avatares se ve obligado a abandonar las obras en 1894. Se estima que unas 22.000 personas murieron por enfermedades y accidentes durante las obras en este periodo. Se excavó un volumen aproximado de 59 millones de metros cúbicos.



Ferdinand de Lesseps con su séquito en Panamá en 1880 (Compañía del Canal de Panamá).



Excavadora francesa trabajando en el Cerro de Oro. 1896 French excavator working at Gold Hill.



Vista hacia el norte desde la línea central, Cerro de Oro. 1897 Looking North from central line, Gold Hill.

**1904:** Pocos meses después de lograr Panamá la independencia de Colombia, se reanudan los trabajos de construcción del Canal de Panamá, cediendo soberanía al gobierno de Estados Unidos sobre un franja canalera de 16 km de ancho.

**1905-1909:** Theodore Roosevelt nombra jefe del proyecto a John Frank Stevens. Es el responsable de la creación de la mayor infraestructura para la construcción del Canal. Inicia la lucha contra la malaria, fiebre amarilla y dengue. Mejora el proceso de excavación basándose en su experiencia en la construcción de ferrocarriles. Construye un lago elevado a nivel +26 m (Lago Gatún) y su acceso mediante esclusas.

**1909-1914:** George W. Goethals completa la construcción del Canal de Panamá. Se inaugura oficialmente el 15 de agosto de 1914.

Se estima que unas 56.000 personas trabajaron en la etapa americana de las obras.

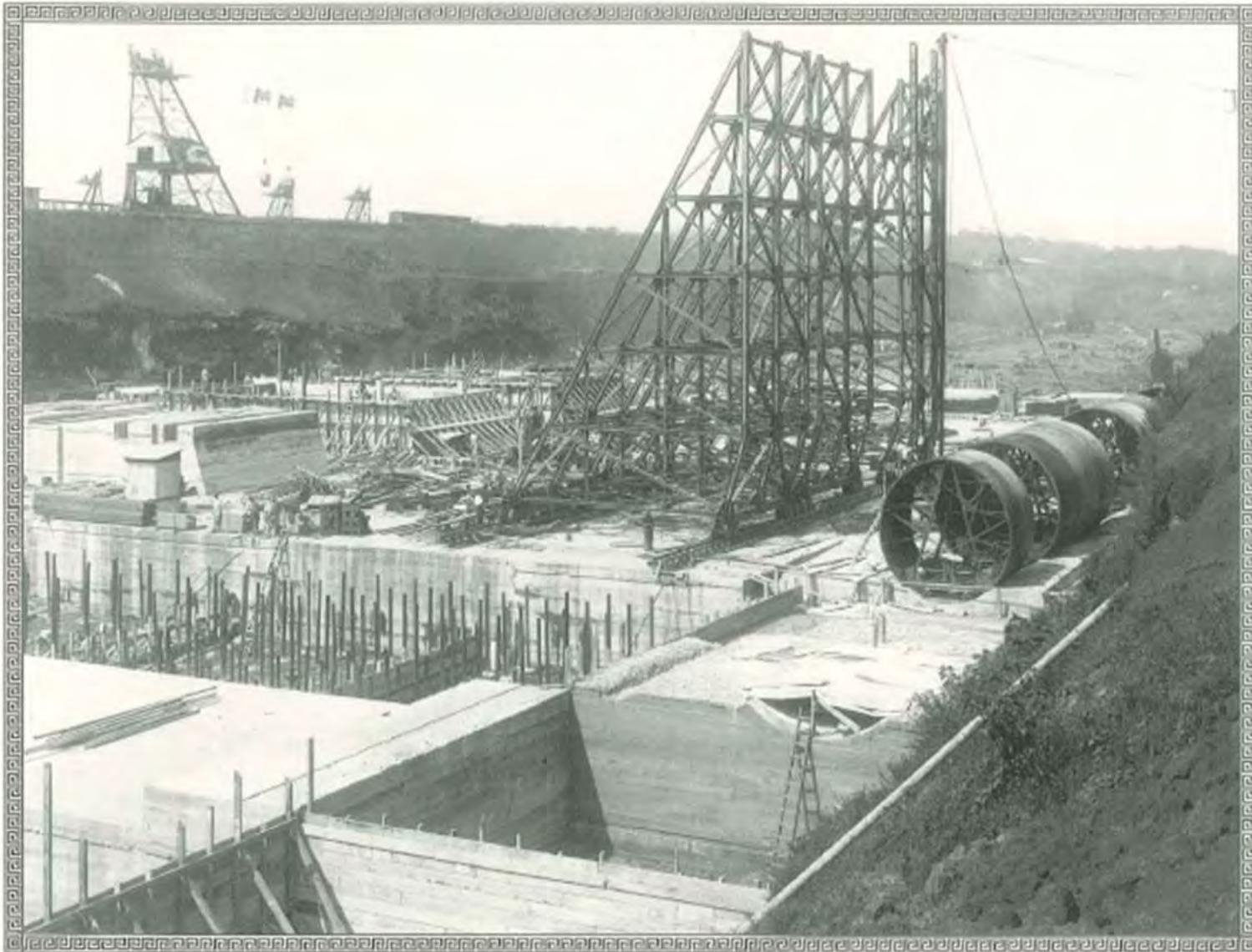
Las excavaciones en esta fase superaron los 177 millones de metros cúbicos.



Miraflores, aplicación de un larvívica con una mochila pulverizadora. ∞ 1910 ∞ Miraflores, larvicide application with knapsack sprayer.



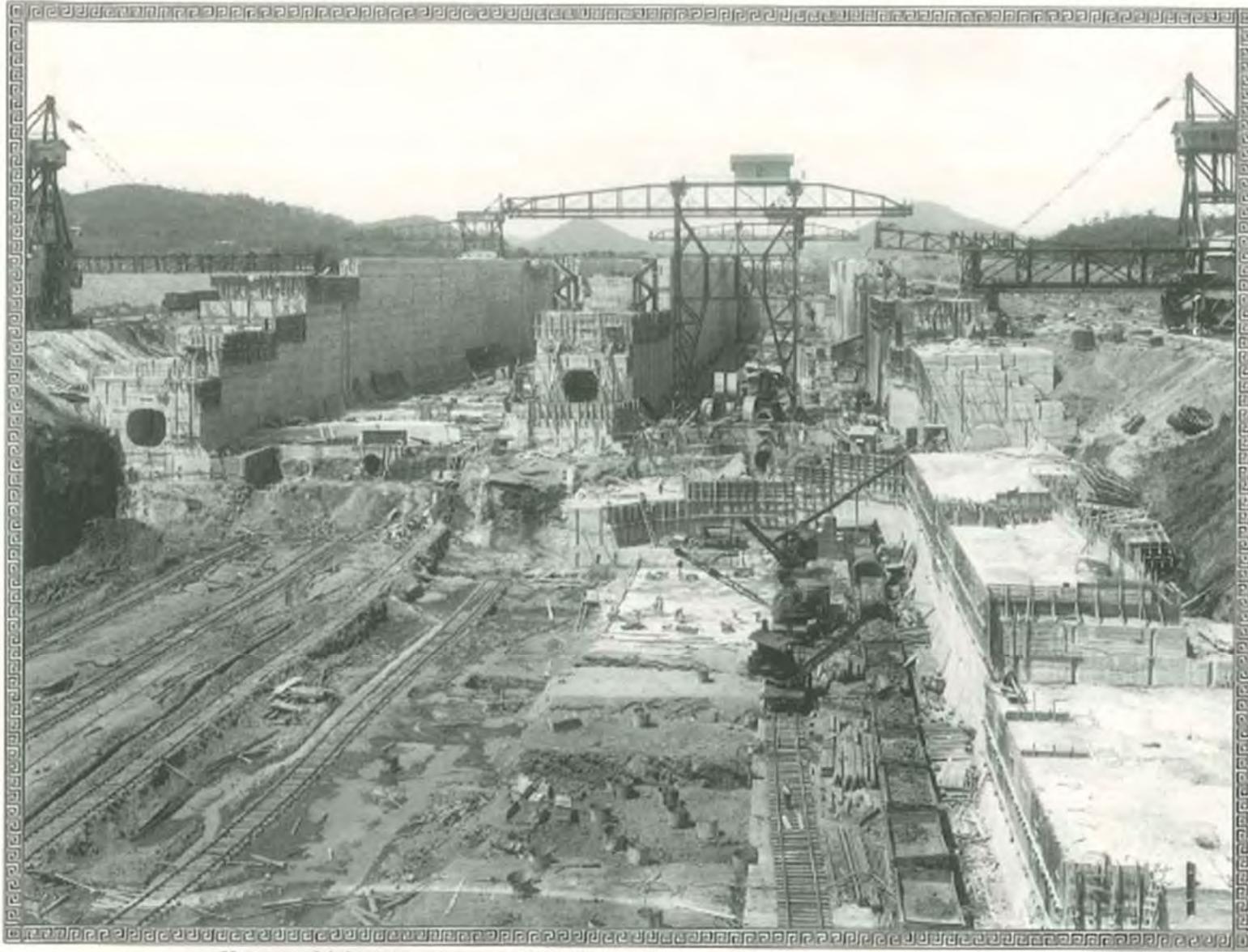
Excavación en el sitio elegido para las esclusas de Gatún. 1907 Gatún Locks, excavating site.



Vista parcial de las esclusas de Galán en la que se observa la construcción del piso y la configuración de las paredes de las cámaras y del alcantarillado.

≈ 1909 ≈

Galán Locks, partial view of floor construction, wall form towers and culvert forms.



Vista general de las esclusas superiores de Miraflores. 1912. Miraflores, general view of upper locks.



Esclusas de Miraflores, vista general de la construcción de las compuertas inferiores, cámara este. 1913 Miraflores Locks, general view of the construction of lower gates, east chamber.





**1939-1942:** EEUU inicia la construcción de esclusas diseñadas para permitir el tránsito de buques comerciales y de guerra, cuyas dimensiones exceden el tamaño de las esclusas existentes. En 1942 se suspende el proyecto debido a la entrada de EEUU en la II Guerra Mundial.

**7 Septiembre 1977:** Firma del acuerdo Torrijos-Carter: Reversión del Canal a soberanía panameña el 31 de diciembre de 1999.

**En los 80's** una comisión tripartita (Panamá, Japón y EEUU) retoma el interés en la construcción de la ampliación, confirmando como única alternativa la construcción de un nuevo juego de esclusas.

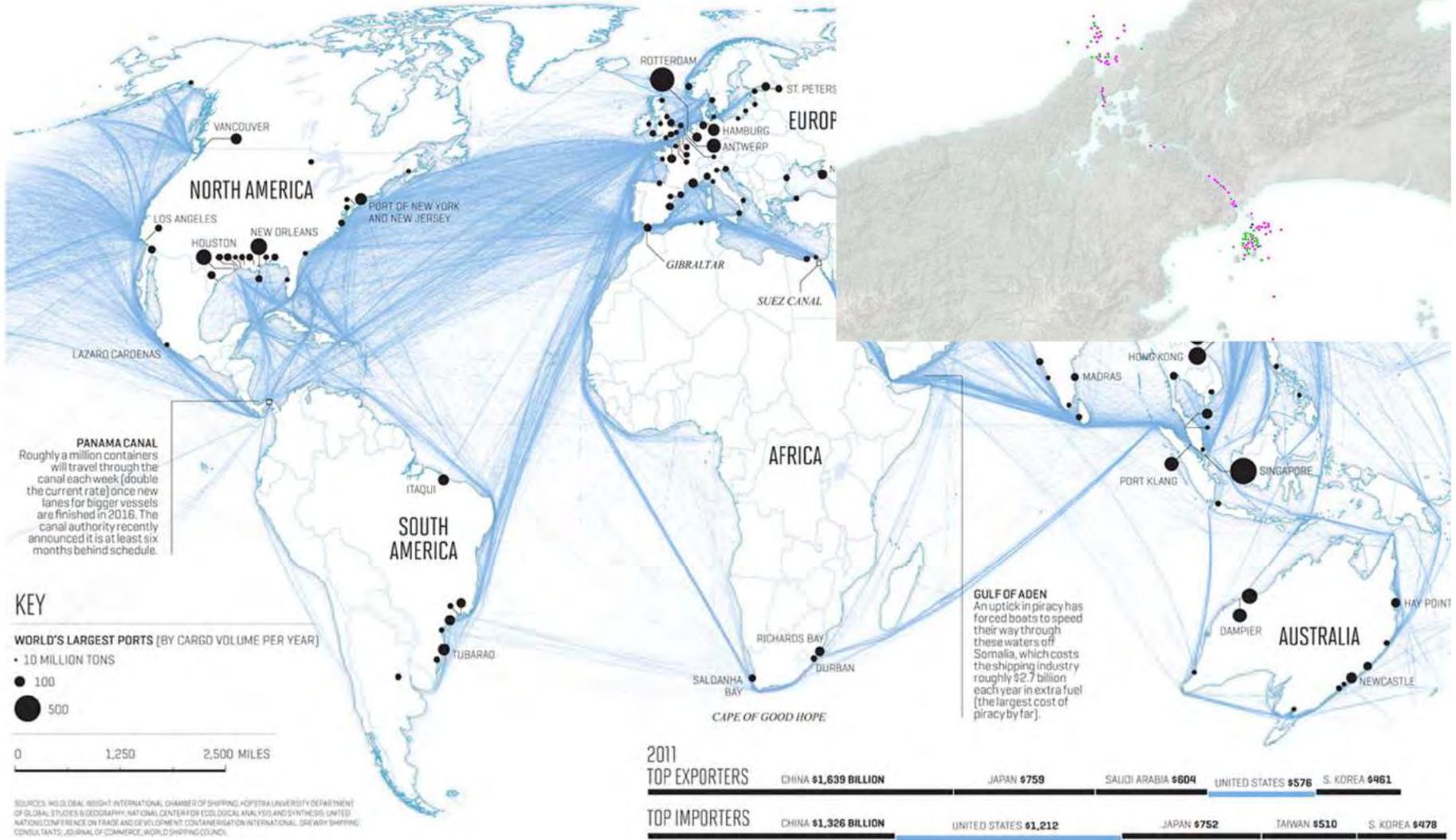
El **22 de Octubre de 2006**, en referéndum nacional, los ciudadanos panameños aprueban el proyecto de Expansión del Canal de Panamá. Los objetivos son mantener la competitividad de esta ruta marítima, aumentar la capacidad por la creciente demanda de buques de mayor tonelaje y hacer el Canal más productivo, seguro y eficiente.

El **3 de Septiembre de 2007** se realiza la ceremonia de inicio de los trabajos de ampliación del Canal de Panamá.

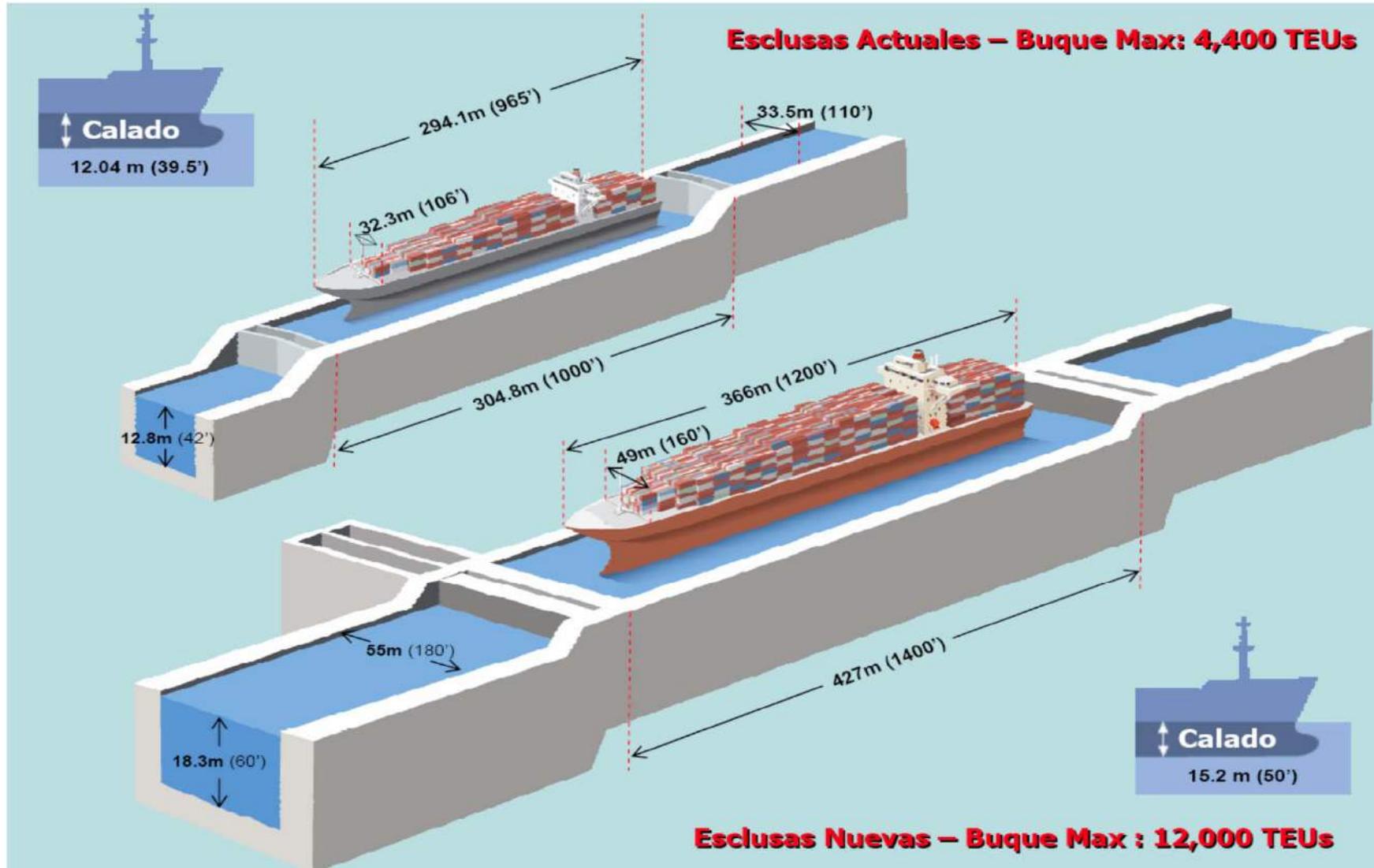
El **15 de Julio de 2009** se adjudican las obras de Diseño y Construcción del Tercer Juego de Esclusas a Grupo Unidos por el Canal.

13-14,000 buques/año, 365 días/año  
Sirve a 144 rutas comerciales y une 160 países

0 ships used the canal.  
Jan. 1, 2016  
12:00 AM



# Comparativa de tamaño máximo de buque



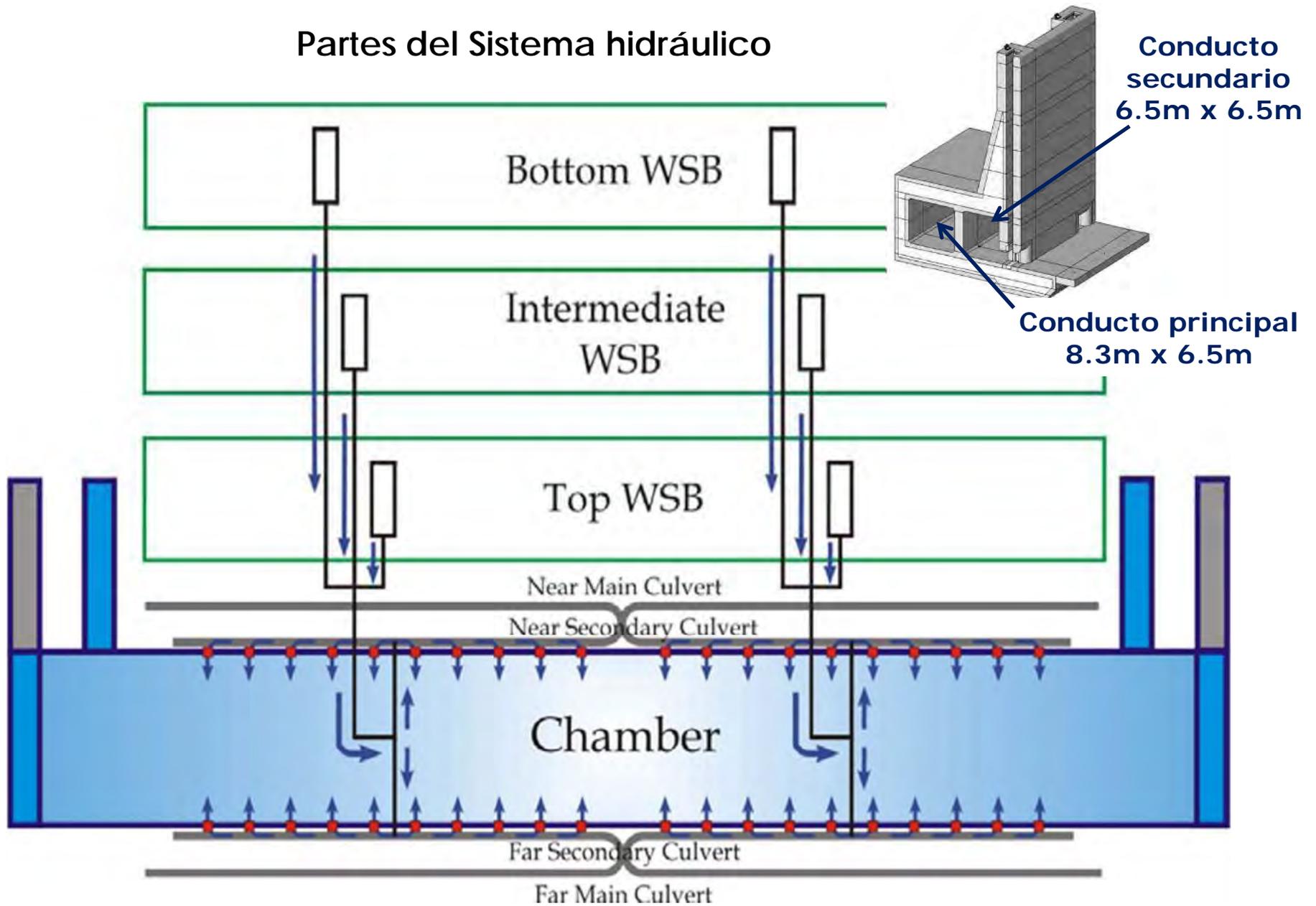
# Singularidad del proyecto, volúmenes y métodos constructivos

## Diseño hidráulico

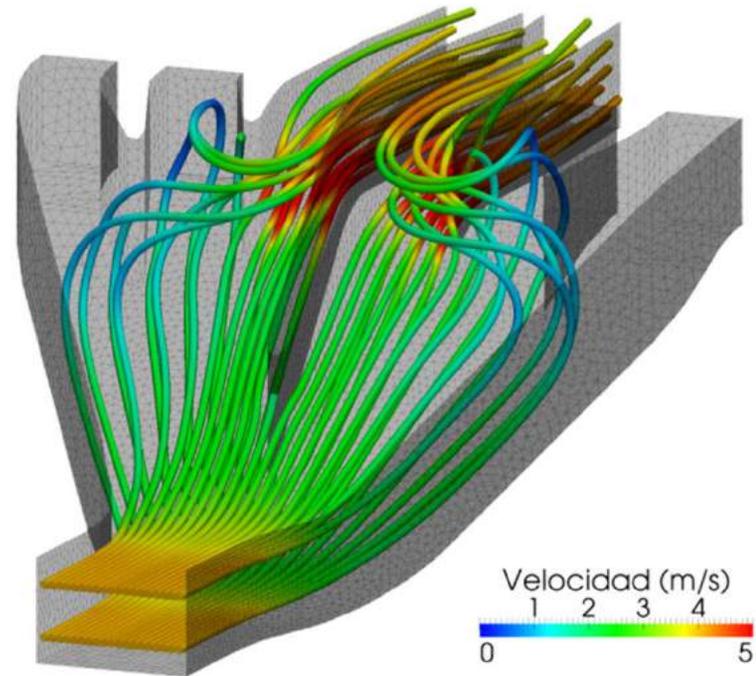
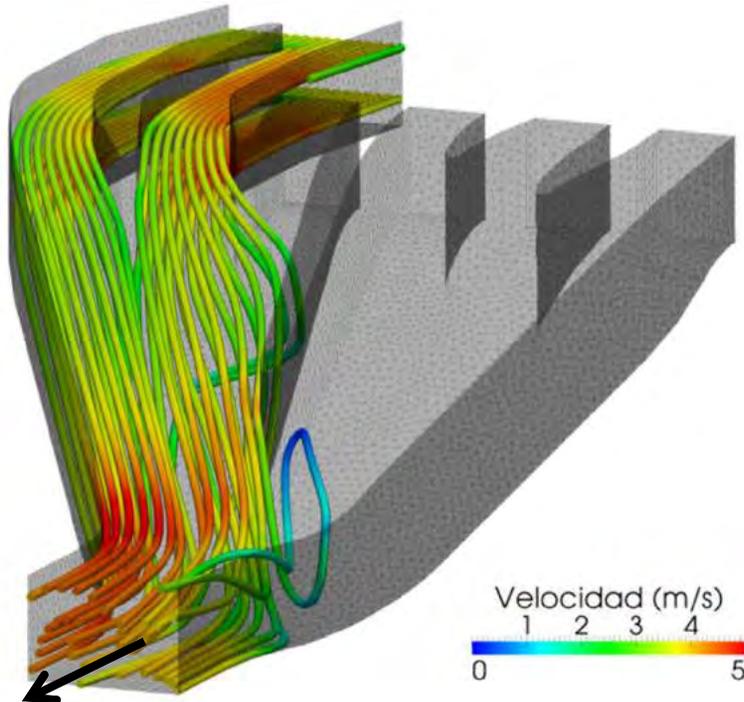
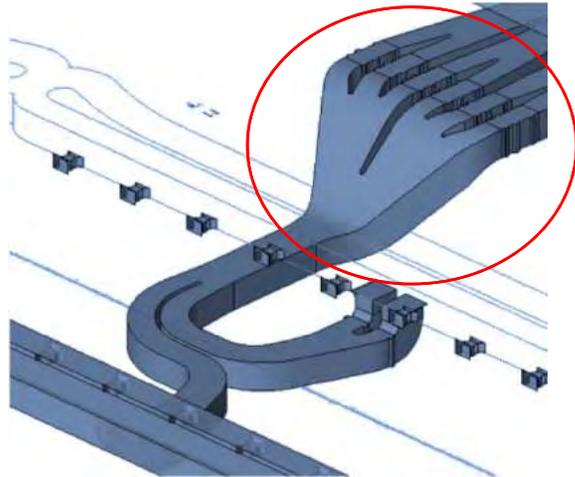
Los principales objetivos del **sistema hidráulico** son los siguientes:

- Minimizar el uso de agua dulce proveniente del lago Gatún.
- Minimizar los tiempos de llenado y vaciado, maximizando por tanto el número de tránsitos a través del juego de esclusas.
- Mantener equilibradas las fuerzas sobre los buques, de modo que se mantengan posicionados en el centro de la cámara.
- Minimizar la creación de oleaje/agitación dentro de la cámara, tratando de minimizar los esfuerzos de tiro de los remolcadores

Partes del Sistema hidráulico

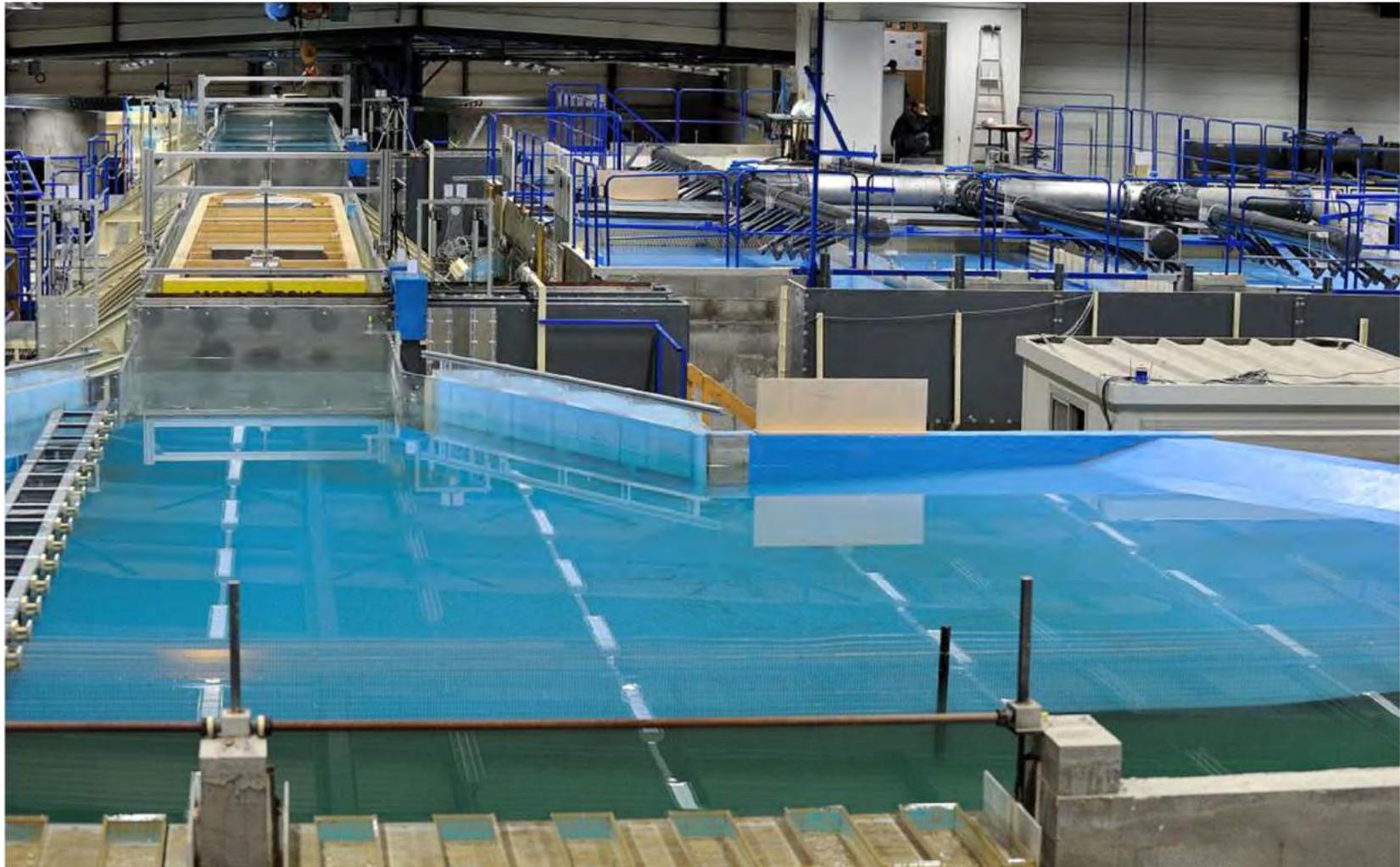


Diseño hidráulico. Cálculo del Sistema hidráulico



CFD (Computational Fluid Dynamics)

Diseño hidráulico. Modelo físico.

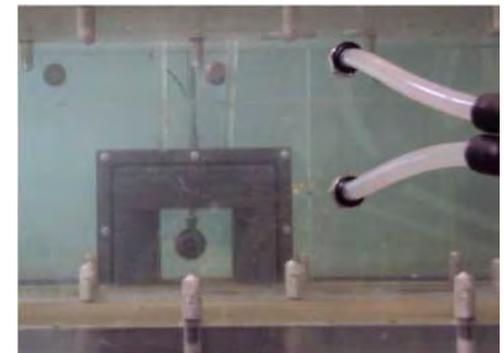
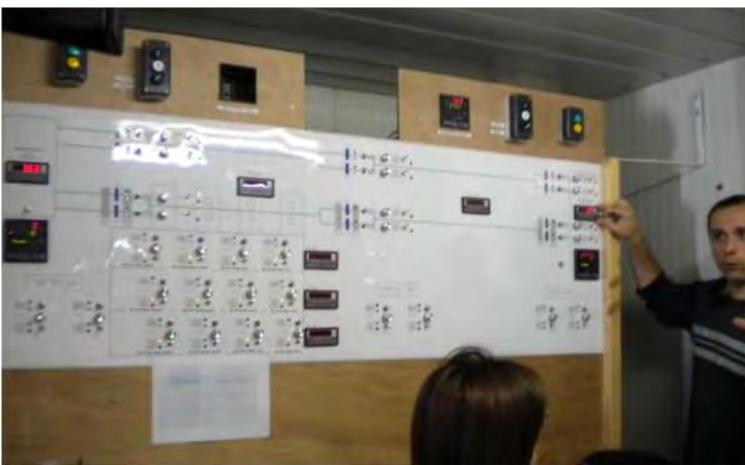


## Diseño hidráulico. Modelo físico.

El modelo se ha instrumentado con mas de 100 sensores para medir diferentes parámetros.



- Niveles de agua
- Velocidades
- Presiones
- Diferencias de elevación en la cámara
- Fuerzas ejercidas al buque durante el proceso de llenado/vaciado
- Posición de las válvulas

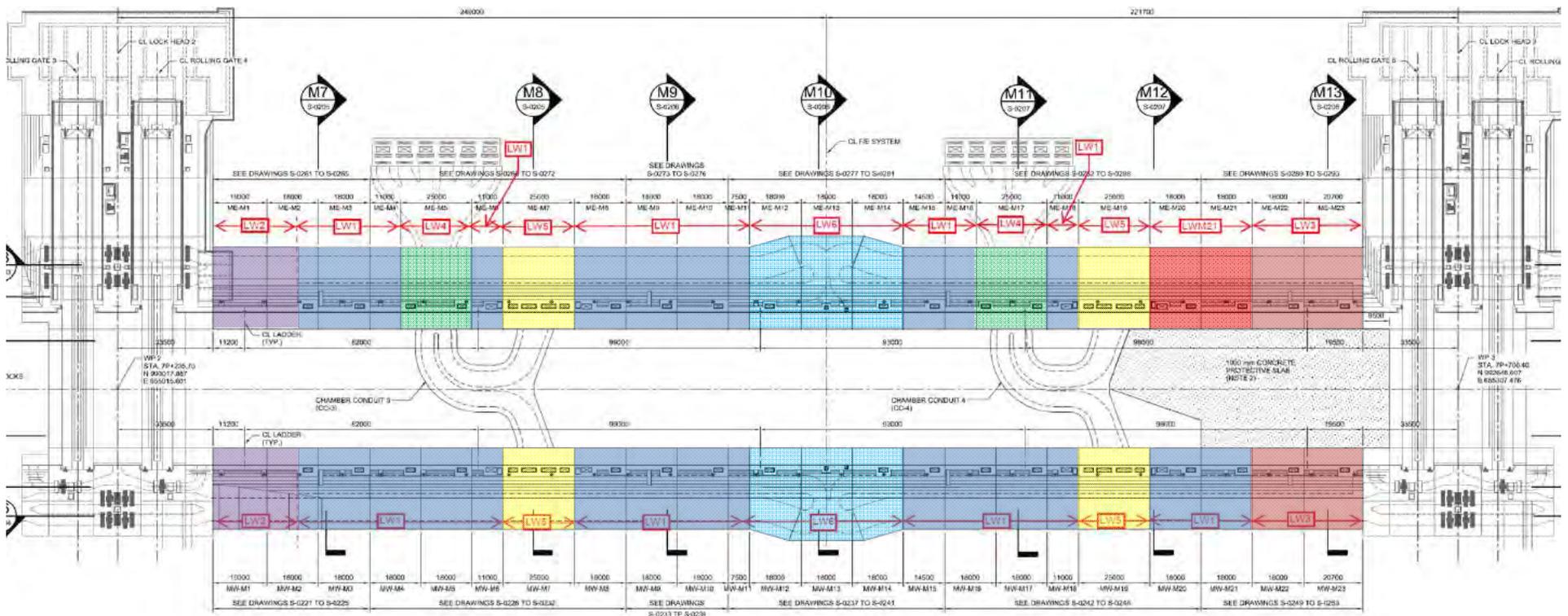


## Diseño estructural. FEM

El diseño estructural se realiza mediante modelos de elementos finitos.

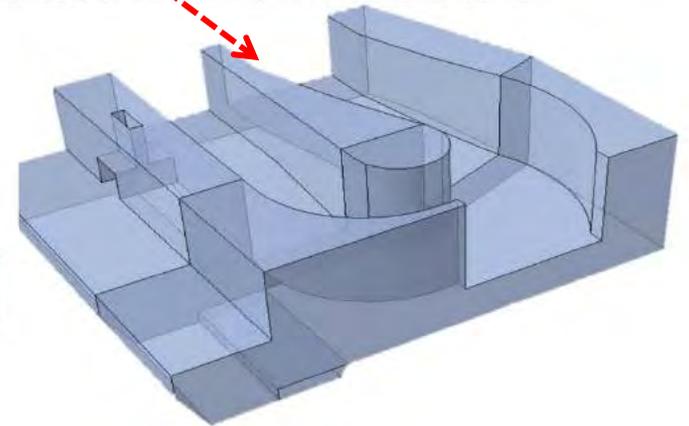
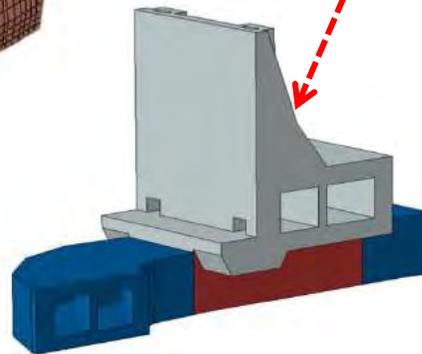
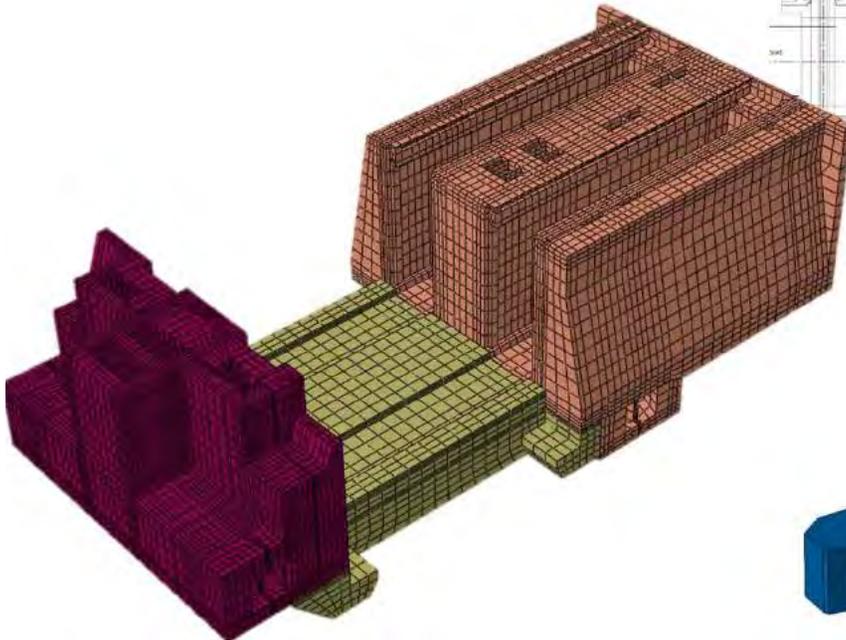
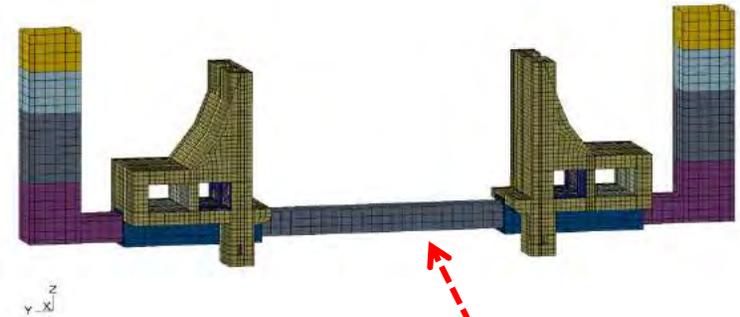
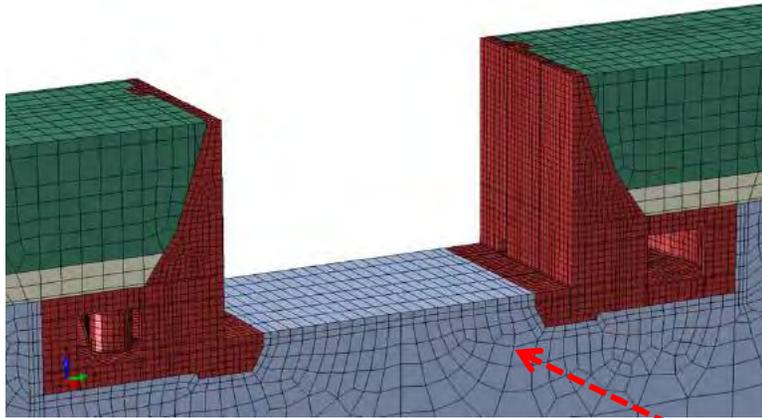
En total, se desarrollan:

- 7 modelos por cámara y por sector (ATL/PAC) para el calculo de los muros.
- 1 modelo por Lock Head y por sector



OVERALL PLAN @ EL. +20.79 - MIDDLE CHAMBER

Diseño estructural. Elementos finitos.



## Diseño estructural. Geotecnia. PAC

- Existencia de 3 fallas activas:  
Pedro Miguel, Miraflores, Aguadulce.
- Formaciones geológicas:
  - Basalto
  - La Boca (areniscas, limolitas, esquistos)
  - Pedro Miguel (aglomerados y toba)
  - Suelos residuales y arcillas orgánicas (muck)



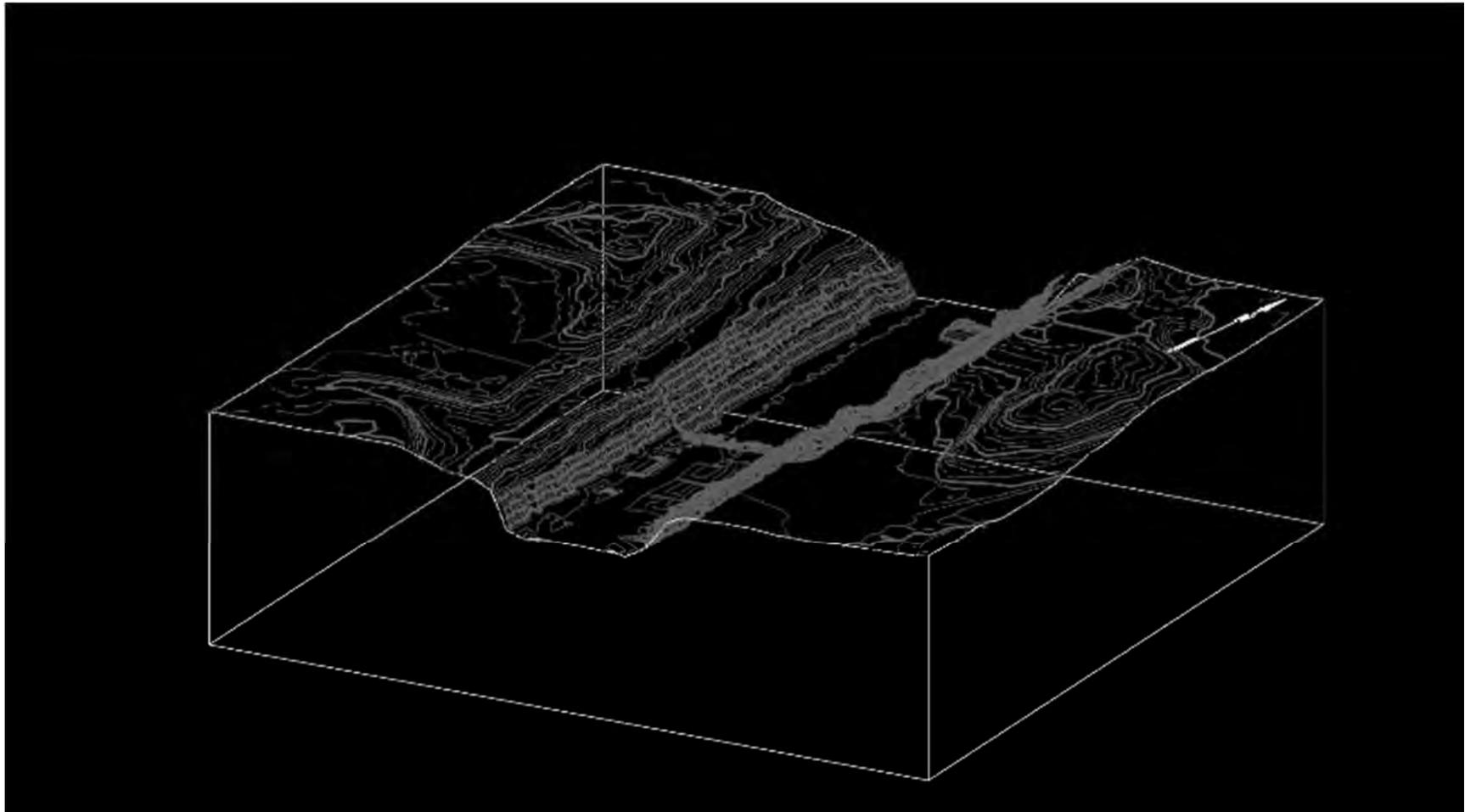
### Diseño estructural. Geotecnia. ATL

- Fallas menores inactivas
- Formaciones geológicas:
  - Gatún (formaciones masivas de areniscas y limolitas)
  - Suelos residuales y arcillas orgánicas (muck)



Diseño estructural. Geotecnia.

## Elaboración de modelo geotécnico

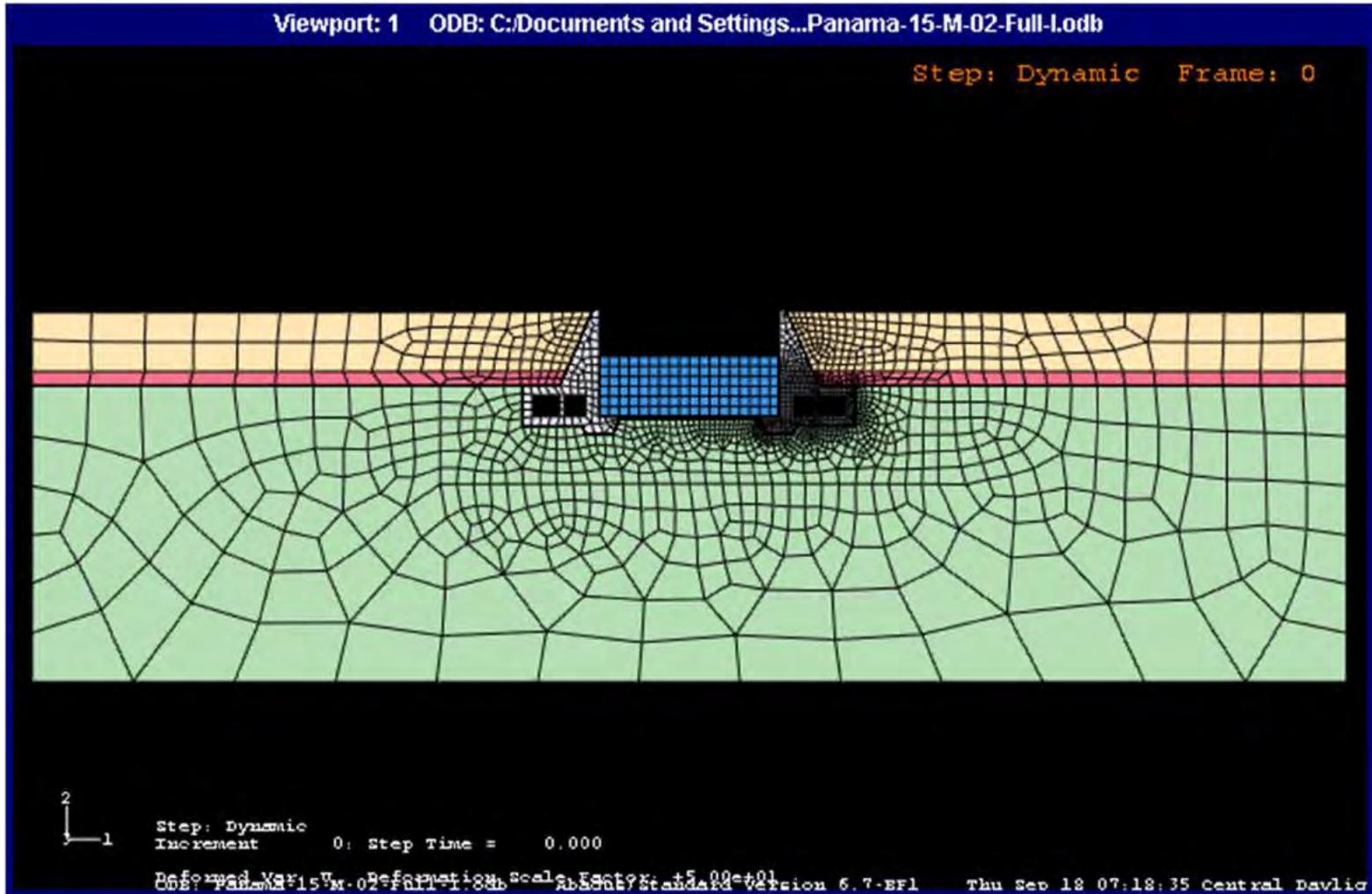


Diseño estructural.

### Criterios de diseño sísmico

<b>NIVEL SISMICO</b>	<b>PGA (Horizontal)</b>	<b>Nivel de respuesta</b>
<b>Nivel I</b> – OBE (Tr=475 años) (cálculo son 7 espectros de aceleraciones cada uno con 3 componentes)	0.52 g (PAC)  0.33 g (ATL)	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Sin perdida de servicio</li> <li>•Daños reparables</li> <li>•Comportamiento esencialmente elástico</li> </ul>
<b>Nivel II</b> – MDE (Tr=1000 años) (cálculo son 7 espectros de aceleraciones cada uno con 3 componentes)	0.72 g (PAC)  0.42 g (ATL)	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Perdida de servicio pero sin colapso de estructura</li> <li>•Daños reparables</li> <li>•Deformacion/Altura de muro &lt; 0.25%</li> </ul>

## Modelos de respuesta ante acciones sísmicas



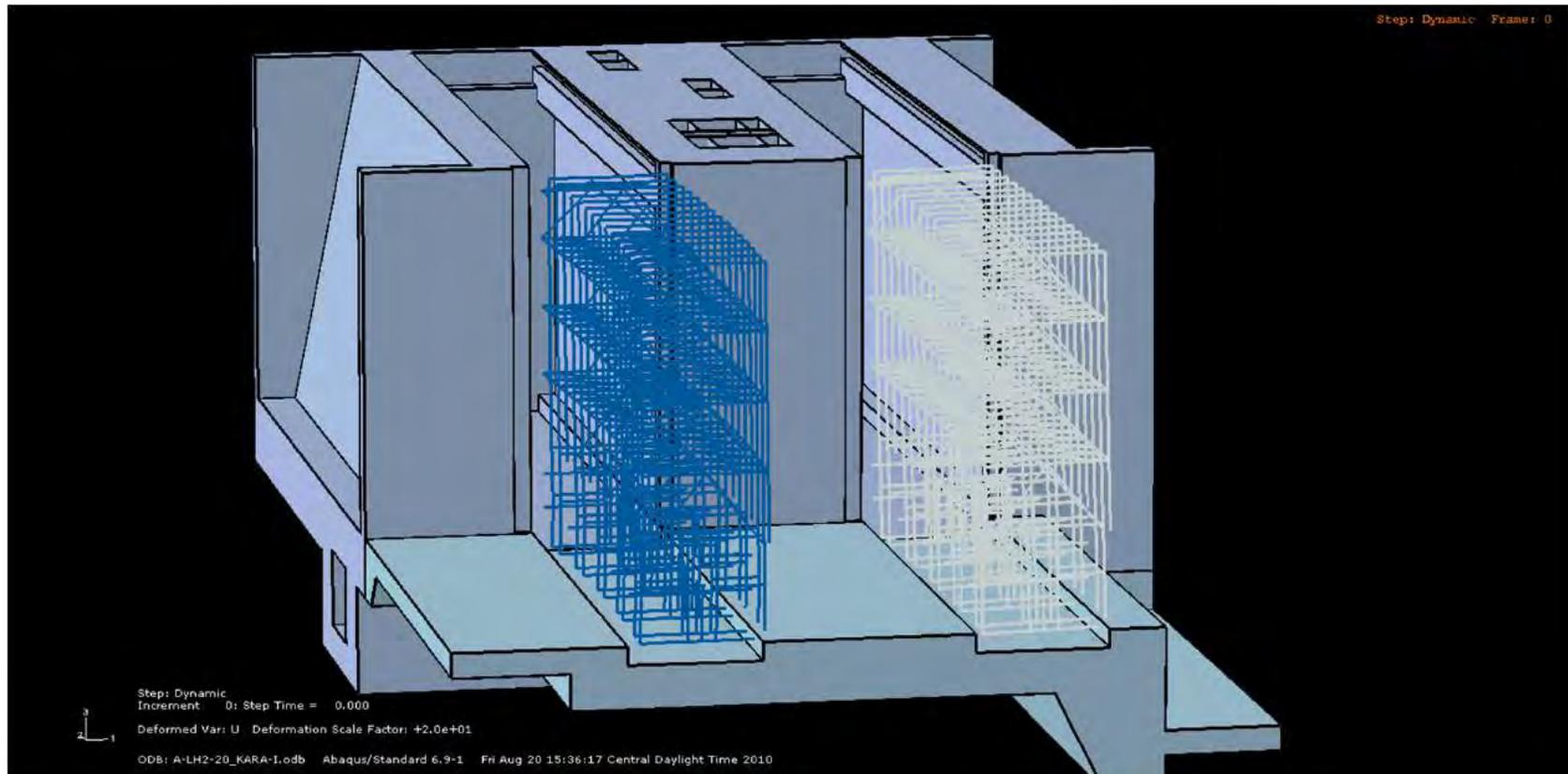
Diseño estructural.

## Modelos de respuesta ante acciones sísmicas



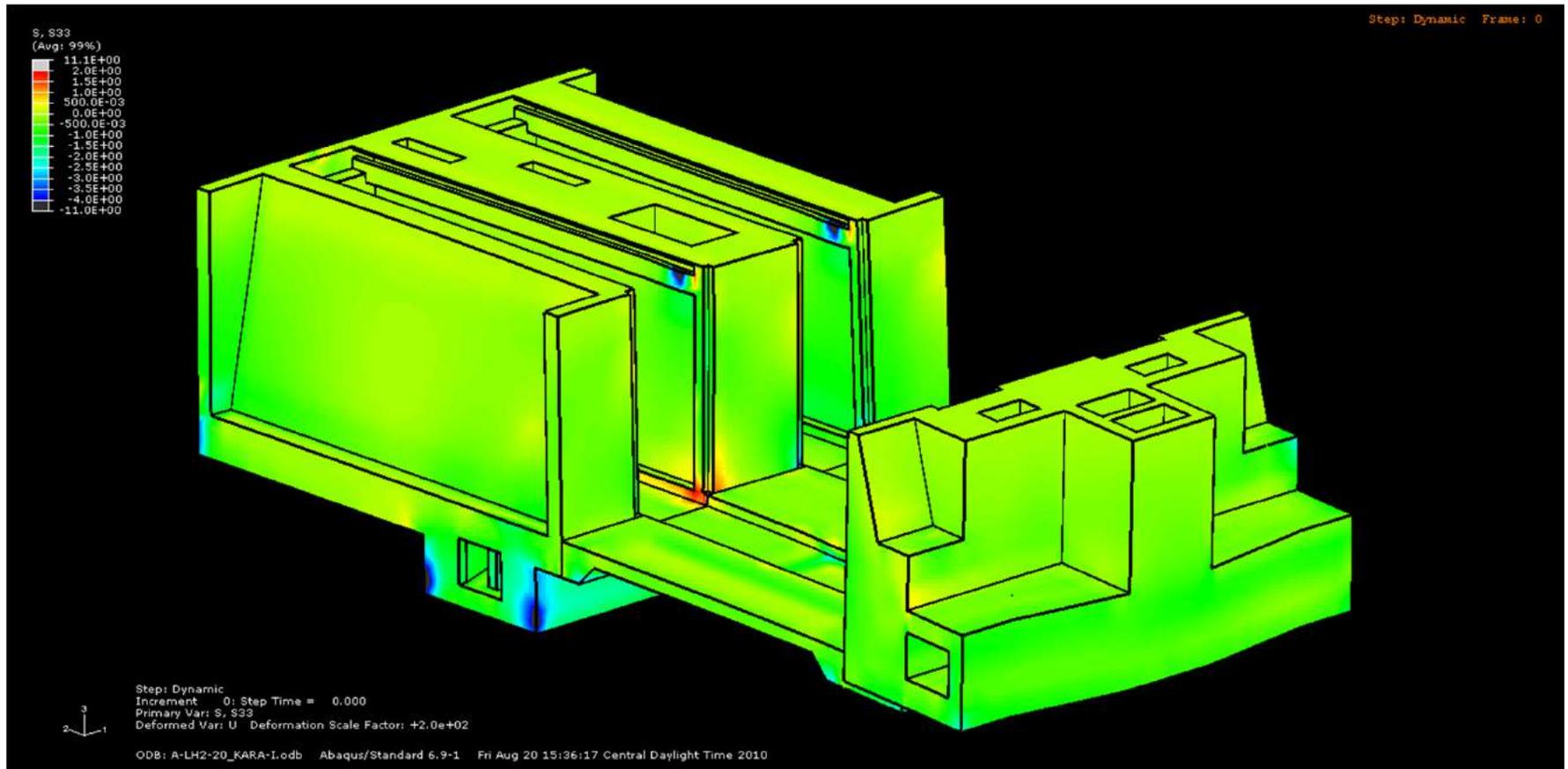
Diseño estructural.

## Modelos de respuesta ante acciones sísmicas

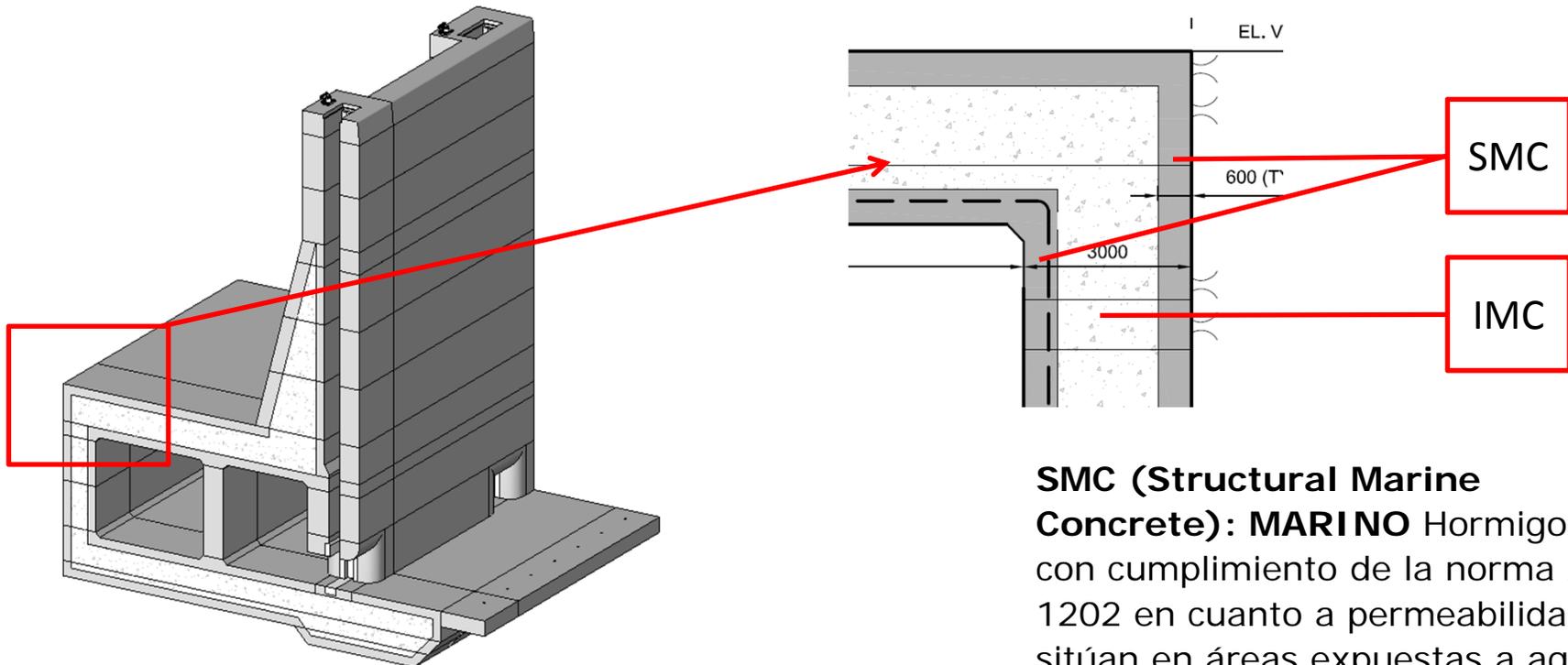


Diseño estructural.

## Modelos de respuesta ante acciones sísmicas



## Hormigones. Diseño de mezclas por criterios de resistencia y durabilidad



**SMC (Structural Marine Concrete): MARINO** Hormigones con cumplimiento de la norma ASTM 1202 en cuanto a permeabilidad. Se sitúan en áreas expuestas a aguas salinas.

**IMC (Internal Mass Concrete): MASIVO.** Hormigones encapsulados en los interiores o en áreas sin ataque salino.

- Trabajar con la menor relación agua/cemento.
- Limitar el contenido de aire ocluido a 5.5% para reducir permeabilidad.
- Limitar la retracción imitar el calor de hidratación, fijando una temperatura máxima interior de 70°C.
- Limitar el gradiente térmico entre el hormigón y la temperatura exterior a 20°C.

# Secuencia constructiva

## Movimiento de tierras.

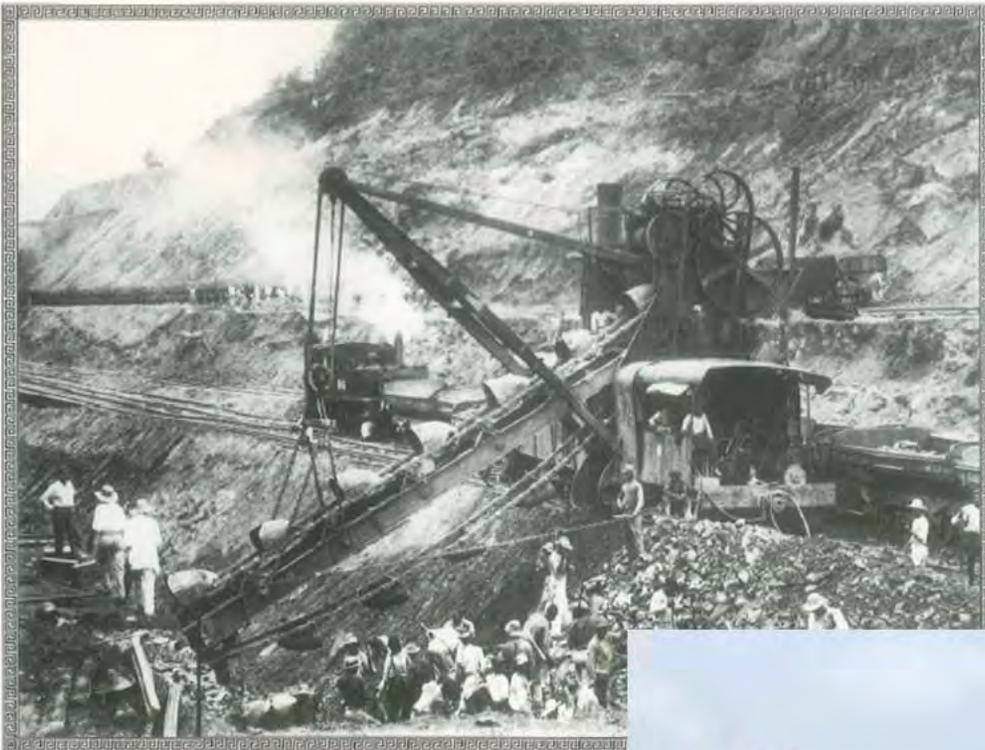
Se ha contado con 11 excavadoras de gran producción más 47 dumpers de grandes dimensiones. En total más de 225 máquinas de movimiento de tierras.



## Movimiento de tierras.

Equipo de movimiento de tierras	Capacidad nominal	Cantidad
<b>Carga</b>		
Terex / Liebeherr	12 – 16 m3	5
Hitachi	7 – 10 m3	6
Caterpillar	2 – 5 m3	27
<b>Transporte</b>		
Caterpillar/Komatsu	90 ton	30
Caterpillar	50 – 65 ton	17
Caterpillar / Volvo	38 ton	54
Mack / International	25 ton	40
<b>Dozers</b>		
Caterpillar	170 - 300 HP	35
<b>Motoniveladora</b>		
Caterpillar	140 - 190 HP	13

Puesta en obra  
año 1896 versus 2010



Excavadora francesa trabajando en el Cerro de Oro. 1896. Frenel



## Movimiento de tierras.

### Vertederos lado Atlántico



## Dragados en canales de aproximación



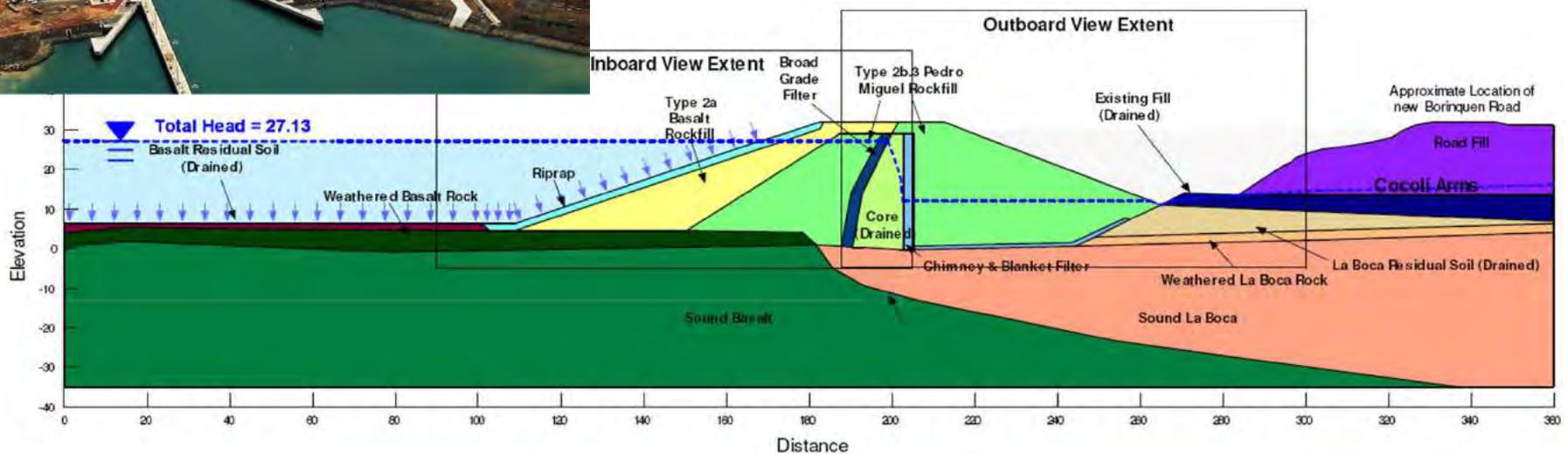
Varias tipologías de dragas fueron utilizadas en el proyecto: Vitruvius, Marco Polo, Machiavelli.

## Movimiento de tierras



Presas Borinquen de materiales sueltos con núcleo de arcilla. Lado Pacífico

- Altura máxima 37 m
- Berma superior de 30 m de ancho
- Doble cortina de inyección en la base para reducir subpresiones e infiltraciones.
- Diseñada para asumir los movimientos de las fallas sobre las que se asienta.



# Borinquen Dams

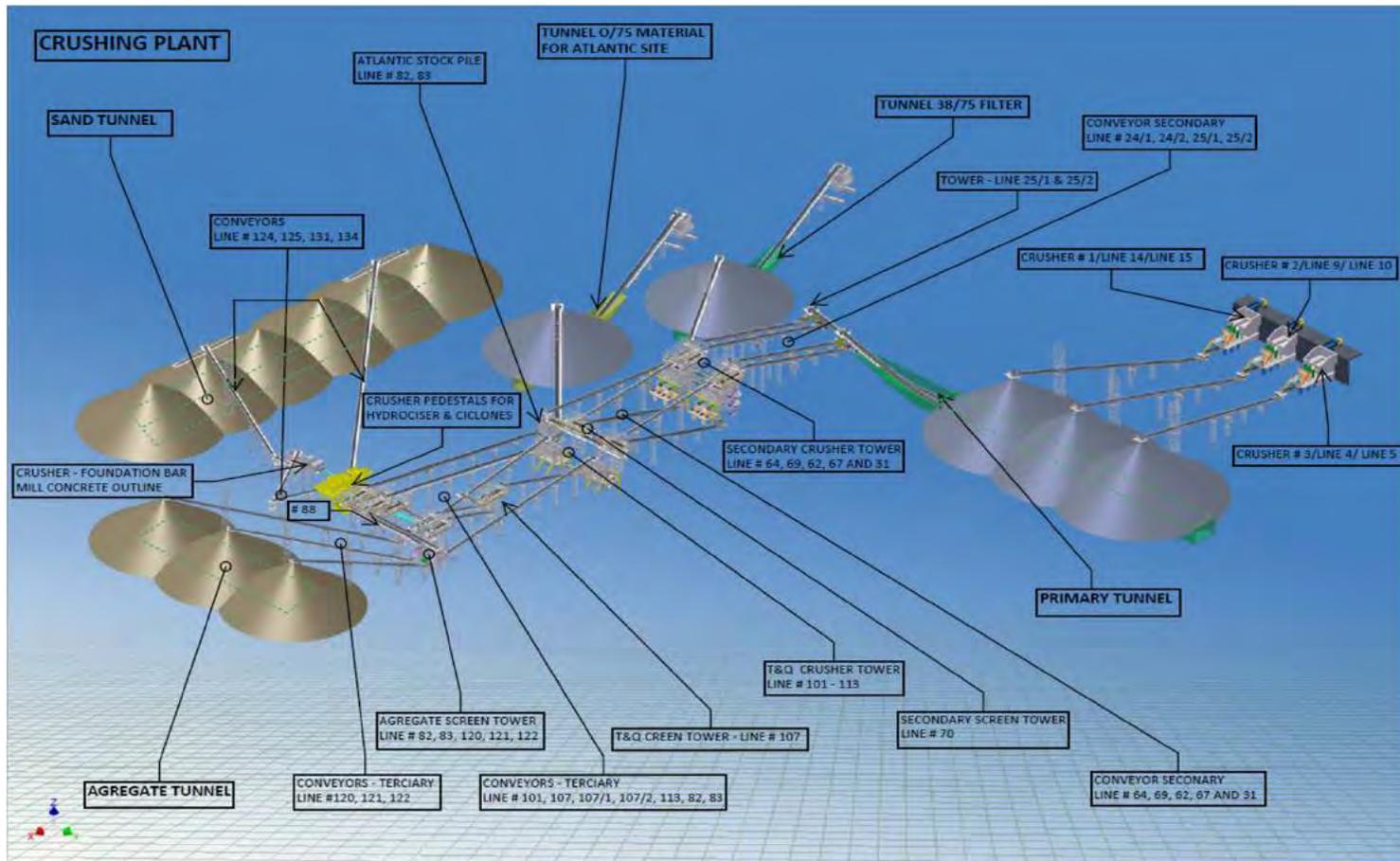


## Hormigones. Obtención de materias primas

Origen de las diferentes materias primas:

- **Árido:** El árido procede de las excavaciones en el sector Pacífico, único emplazamiento con roca (en este caso, basalto) para la producción de hormigón. Por tanto, se debe transportar todo el árido al sector Atlántico.
- **Conglomerantes hidráulicos:** Se dispone de diferentes proveedores para el cemento, la puzolana y el humo de sílice.
- **Agua:** En el sector Atlántico proviene del Lago Gatún y en el sector Pacífico del Lago Miraflores.
- **Aditivos:** Superfluidificante y plastificante.

## Hormigones. Áridos



Planta de machaqueo primaria:

Capacidad de tratamiento 3.300 toneladas/hora (PAC)

Planta de machaqueo secundaria/terciaria:

Capacidad de tratamiento 1.300 toneladas/hora (PAC y ATL)

## Hormigones. Áridos



Vista aérea de planta de machaqueo  
Sector Pacífico

## Hormigones. Áridos



Balsa de decantación para sedimentos de la trituradora primaria  
Sector Pacífico

## Cantera de Aguadulce – Lado Pacífico



## Cantera de Sucre Hill – Lado Pacífico



## Hormigones. Áridos



Vista aérea de planta de machaqueo  
Sector Atlántico

## Hormigones. Transporte de áridos.

2 barcazas disponibles

Capacidad de carga: 7.500 ton/barcaza



Carga de áridos en muelle Cartagena (PAC)



Descarga de áridos en muelle Gatún (ATL)



## Hormigones. Fabricación.

**Objetivos** a cumplir en la fabricación del hormigón:

- Trabajar con la menor relación agua/cemento.
- Limitar el contenido de aire ocluido a 5.5% para reducir permeabilidad.
- Limitar la retracción a valores inferiores a 0.042% a 56 días.
- Limitar el calor de hidratación, fijando una temperatura máxima interior de 70°C.
- Limitar el gradiente térmico entre el hormigón y la temperatura exterior a 20°C.

**Medios a disponer** para la obtención de los objetivos:

- Circuito de enfriamiento de los áridos.
- Plantas de producción de hielo para el reemplazo de parte del agua de amasado.
- Sustitución de parte del cemento por puzolana.
- Utilización de humo de sílice para obtención de mezclas más cerradas.
- Sistemas de curado intensivos.

Todo ello dentro de un exigente cronograma de ejecución debido a las grandes cantidades previstas y al efecto negativo de la larga temporada de lluvia en las producciones.

## Hormigones. Tratamiento de áridos.

Cinta de carga de áridos en la cual se les somete a una ducha fría (Wet belt).

Cooling plant o planta enfriadora de agua para alimentacion de la wet belt.

Planta enfriadora de arenas

Reclaiming o almacenamiento temporal de áridos previo a su dosificación. Bajo ambiente controlado.



Ice plant o planta generadora de hielo.

## Hormigones. Planta de fabricación.

Máxima capacidad planta: 540 m<sup>3</sup>/hora

Silos operativos  
Cemento/puzolana

Silo almacenamiento  
Humo de sílice  
600 m<sup>3</sup>

Silos dosificadores  
aditivos

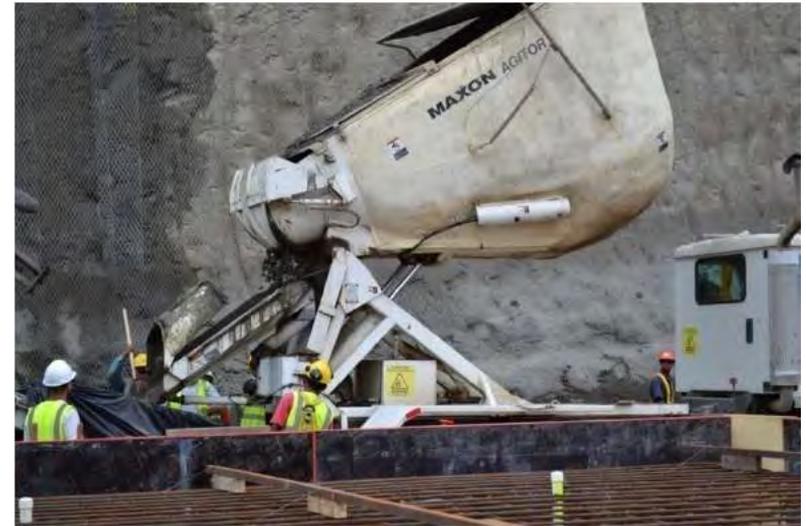


Amasadora  
270 m<sup>3</sup>/ud

Silos almacenamiento  
Cemento/puzolana  
1.500 m<sup>3</sup>/silo

## Hormigones. Transporte de hormigón.

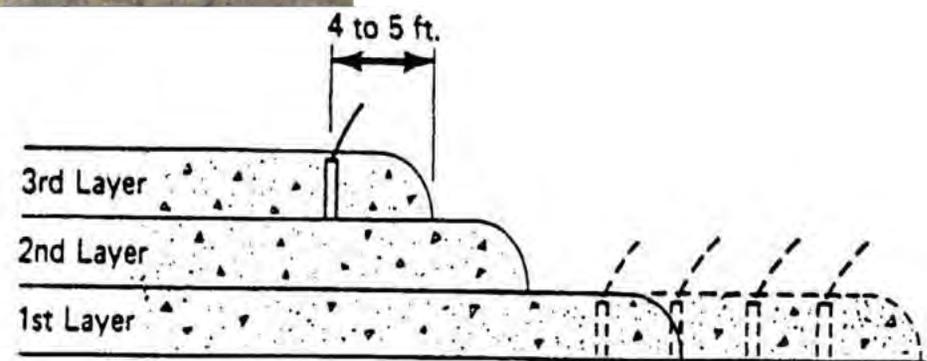
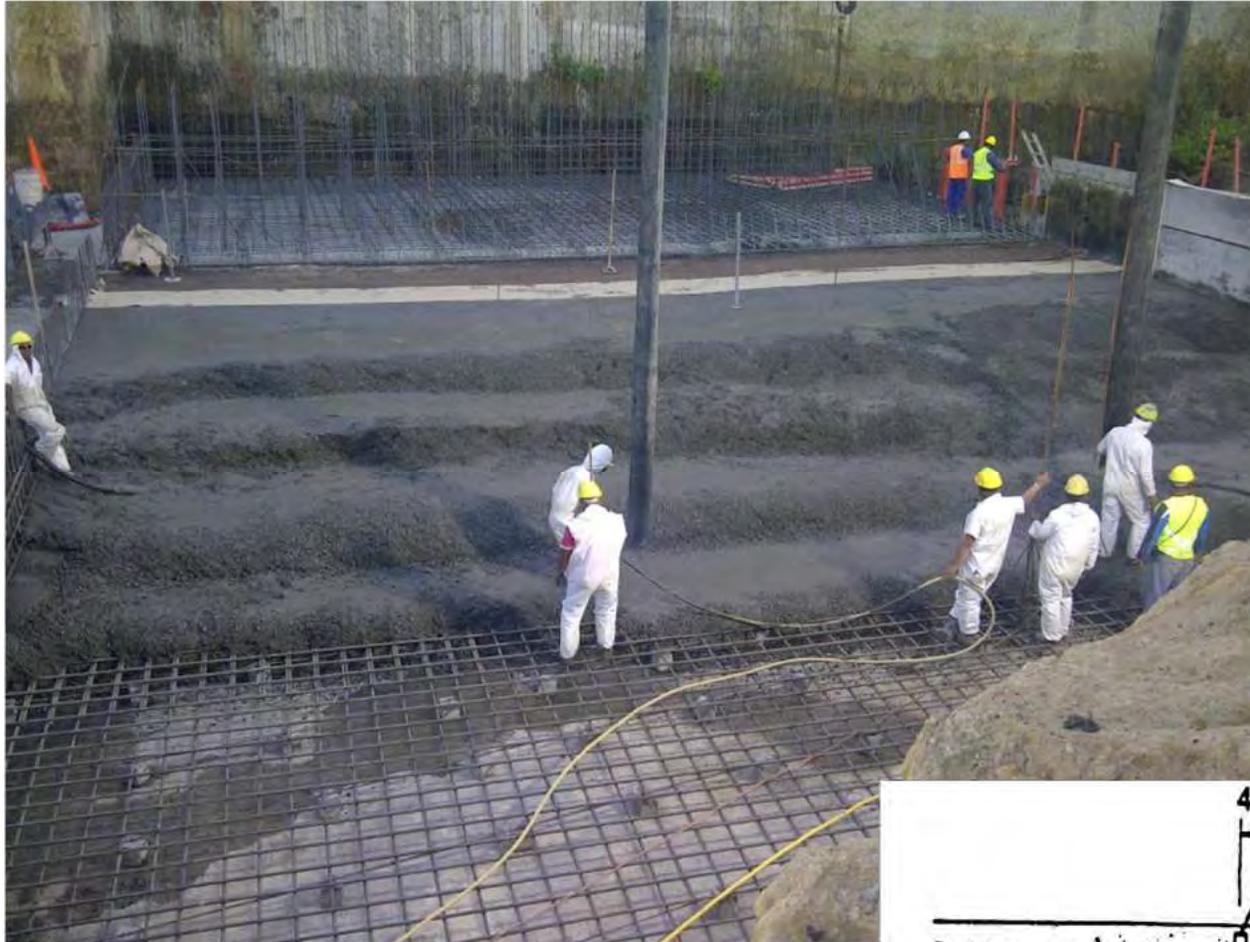
El transporte de hormigón se realiza fundamentalmente en 78 camiones tipo Maxon o Gicalla (9m<sup>3</sup>) debido a su rapidez en la carga. También se utilizan camiones mixer para las mezclas bombeables.



## Hormigones. Puesta en obra.

Transporte y distribución de hormigón	Capacidad nominal	Atlántico	Pacífico
Baby Tower Belt Rotec	180 m <sup>3</sup> /h	4	4
TeleBelt Putzmeister TB 130	130 m <sup>3</sup> /h	6	5
TeleBelt Putzmeister TB 200	200 m <sup>3</sup> /h	-	1
Creter Crane Rotec 24x200	150 m <sup>3</sup> /h	1	1
Bombas Putzmeister BSF 58	60 m <sup>3</sup> /h	-	3
Bombas Schwing S52	60 m <sup>3</sup> /h	3	-
Camiones agitadores Maxon y Gicalla	9 m <sup>3</sup>	38	38

# Hormigones. Puesta en obra.



## Taller ferralla

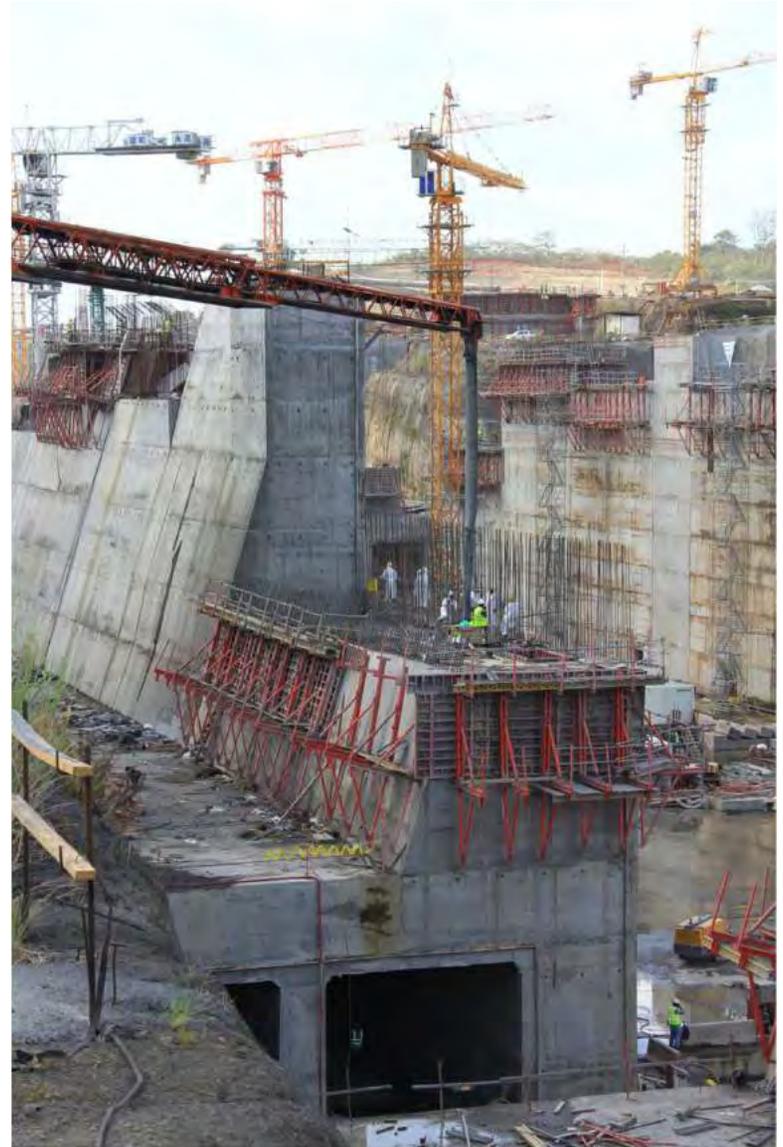
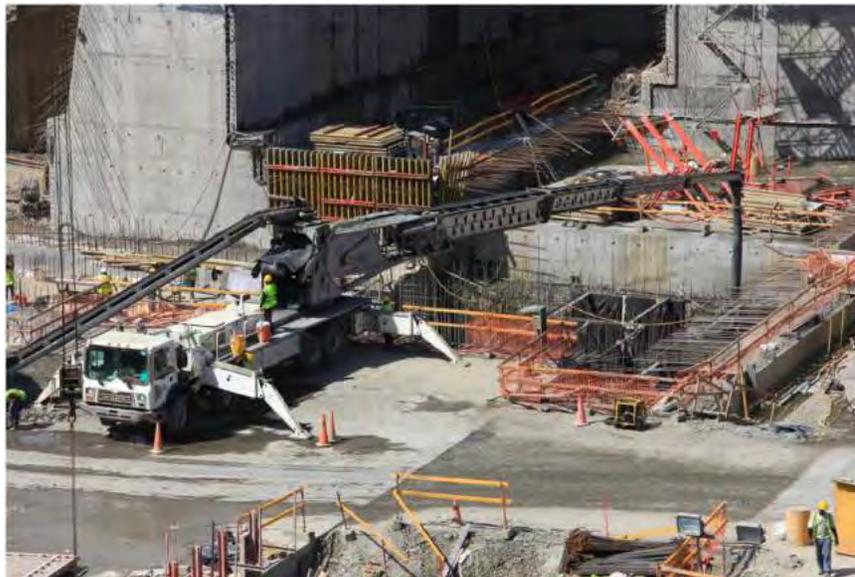


## Hormigones. Puesta en obra.

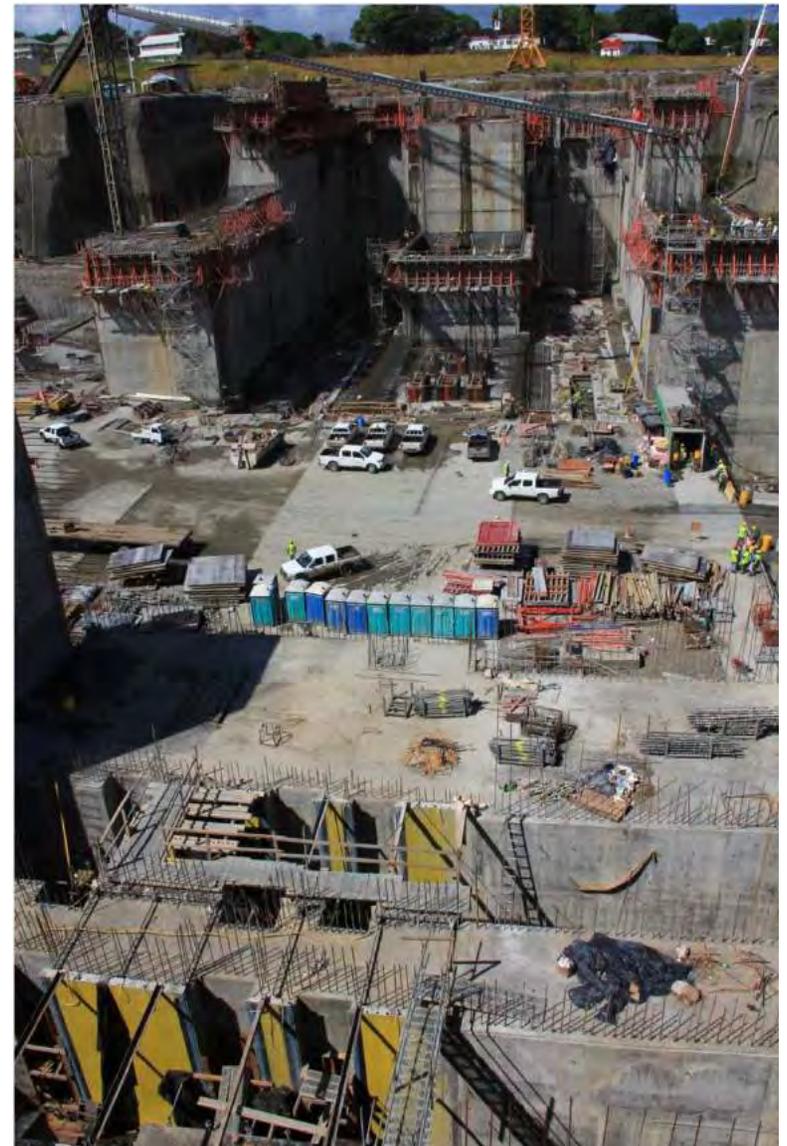


Puesta en obra con baby tower belt rotec (8), cintas (12) y bombas (6)..

## Hormigones. Puesta en obra.



## Hormigones. Puesta en obra.



## Hormigones. Puesta en obra.



## Hormigones. Puesta en obra.



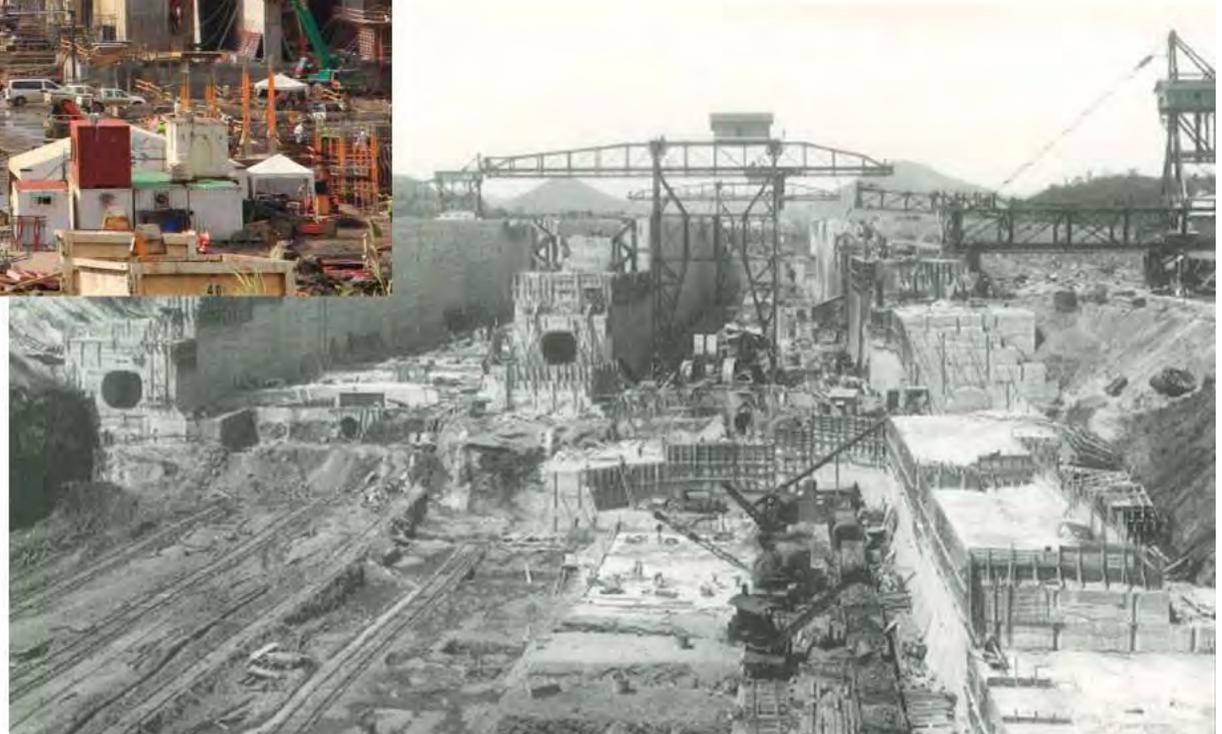
## Estructura de aproximación – Lado Pacífico



## Estructura de aproximación – Lado Pacífico



Puesta en obra  
año 1912 versus 2012



## Instalaciones auxiliares.

### Oficinas ATL



## Instalaciones auxiliares.

Oficinas PAC (Oficina principal)



## Instalaciones auxiliares.

### Campamento de Mindi (ATL)

- Capacidad de albergar a más de 1.000 trabajadores
- Adicionalmente se dispone de más de 60 rutas gratuitas de autobuses



## Instalaciones auxiliares.

### Plantas de generación eléctrica

- Capacidad de generación en PAC: 14 MW
- Capacidad de generación en ATL: 10 MW



## Atlántico – Octubre 2009



## Atlántico: 2010



## Rescate de Vida Silvestre

Se han rescatado 4.500 animales. Todos ellos son liberados en parques naturales en las proximidades de la obra.



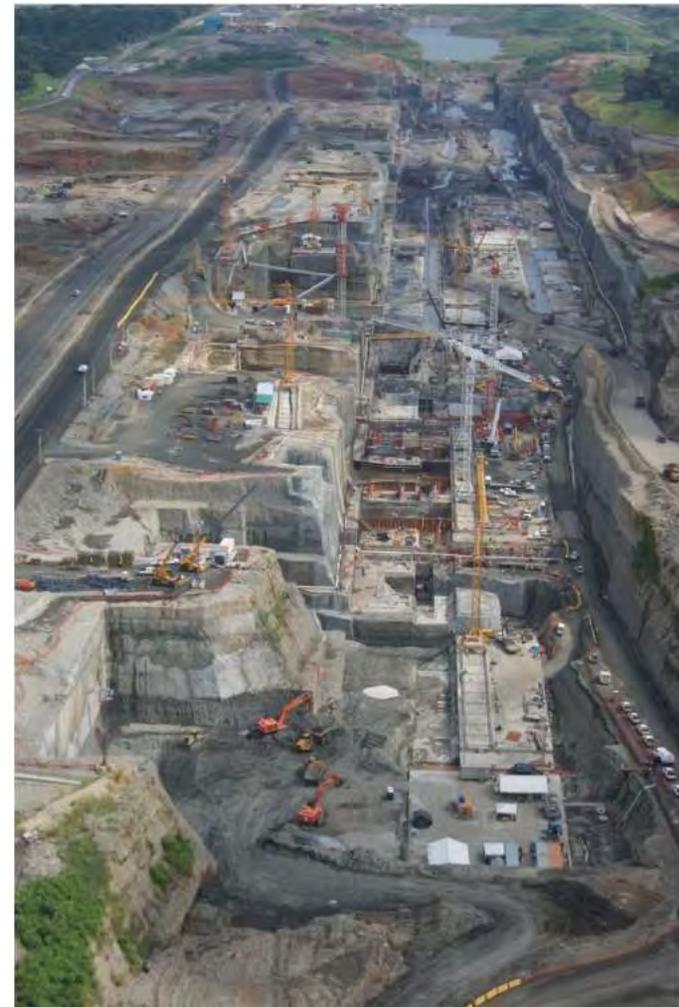
**Atlántico – Junio 2010**



## Atlántico



**Enero 2011**



**Septiembre 2011**

## Atlántico – Enero 2012



## Atlántico – Junio 2012



## Atlántico – Febrero 2013



## Atlántico – Noviembre 2013



## Atlántico – Noviembre 2013



## PACIFICO antes de empezar las obras - 2010



**Pacífico – 2010**



**Pacífico – 2011**



**Pacífico – 2011**



**Pacífico – 2011**



DSC02187  
25-Apr-2011

## ATAGUIA EN PACIFICO ANTEN DE VACIADO - 2011



## ATAGUIA EN PACIFICO DESPUES DEL VACIADO - 2012



**Pacífico – 2013**



**Pacífico – Noviembre 2013**



**Pacífico –2014**



**Pacífico – 2014**



IMG\_1480  
13-Feb-2015

## Presas Borinquen –Pacífico - 2015



**Pacífico – Febrero 2015**



## Borinquen Dams and canal de entrada desde el lago Gatún



SECUENCIA CONSTRUCTIVA  
**Borinquen Dam 1W**



IMG\_1346  
13-Feb-2015

## Pacífico – Borinquen Dams - 2015



## Elementos electromecánicos

El alcance de los trabajos electromecánicos incluye básicamente:

- 158 válvulas, con sus respectivos accesorios y embebidos
- 16 compuertas de apertura y cierre de las cámaras
- Suministro e instalación de equipos mecánicos, eléctricos y de control

Los elementos claves en estas instalaciones son:

- Fiabilidad, seguridad y redundancia necesaria
- Tiempos de operación de acuerdo a los requerimientos de la ACP
- Reducción en el consumo de agua para cada esclusada
- Facilidad en su mantenimiento

# Subcontratistas E&M a nivel internacional



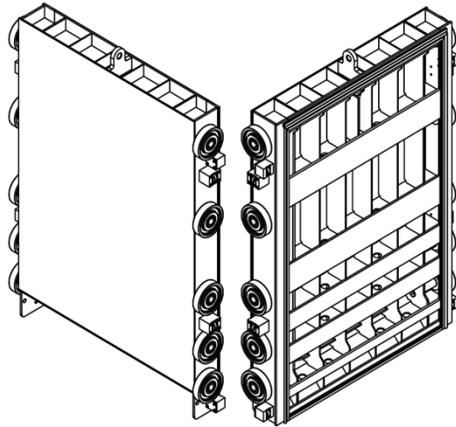
## Elementos electromecánicos: válvulas

Se disponen 158 válvulas para la operación del flujo de agua entre los conductos de las piscinas de recirculación y los de las cámaras.

Su peso total es de 20,000 ton y está encargada su fabricación e instalación a Hyundai en sus astilleros de Mokpo (Corea del Sur).



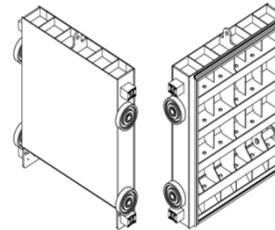
**Elementos electromecánicos: Válvulas.**



ISO VIEWS  
SCALE: N.T.S.

**Culvert valve**  
7.12m x 5.3m – 31 ton

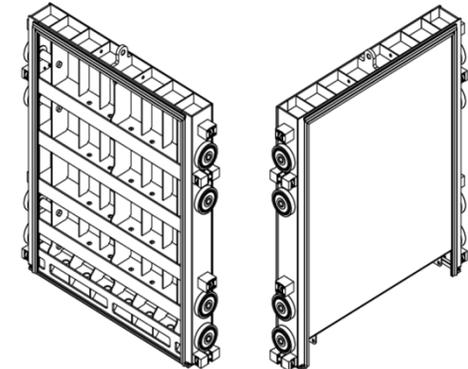
**64 + 2**  
(spares)



ISO VIEWS  
SCALE: N.T.S.

**Equalization valve**  
4.58m x 4.2m – 12 ton

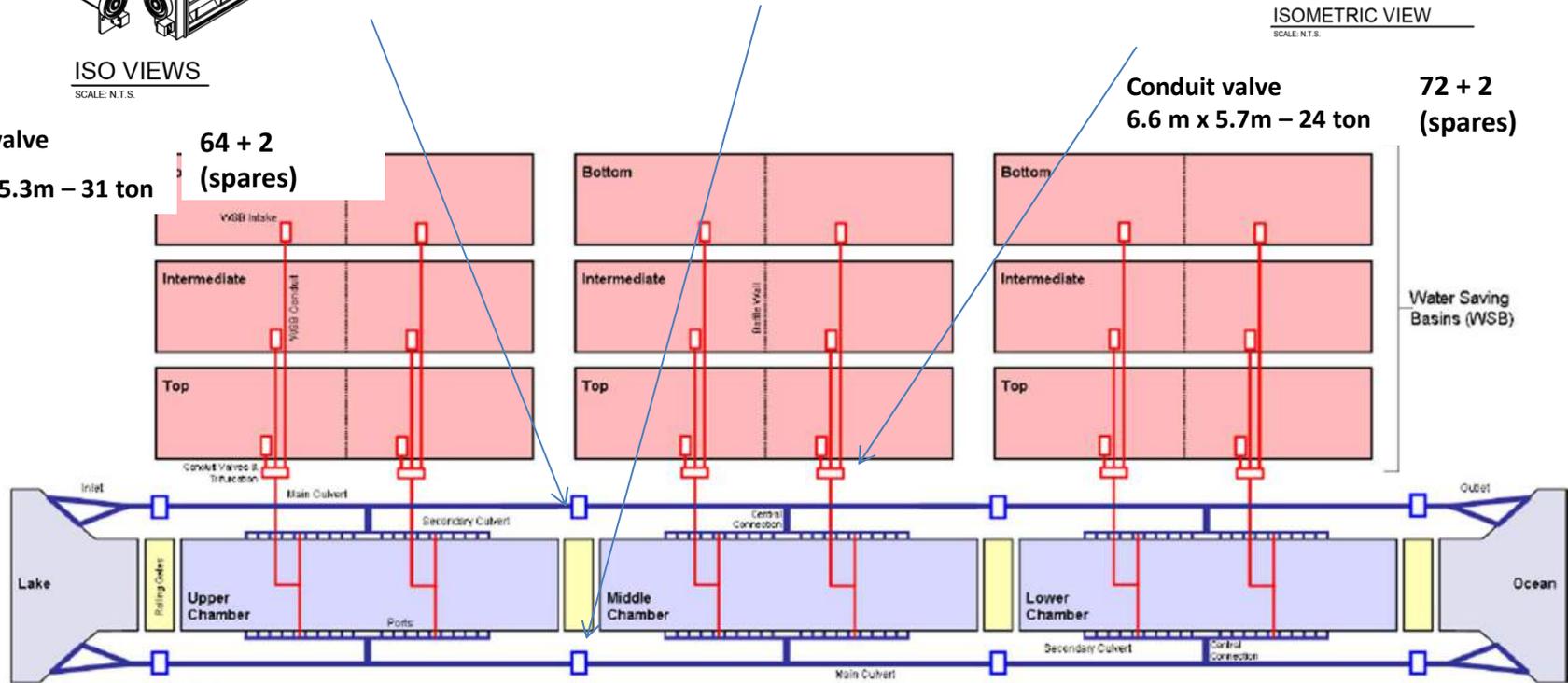
**16 + 2**  
(spares)



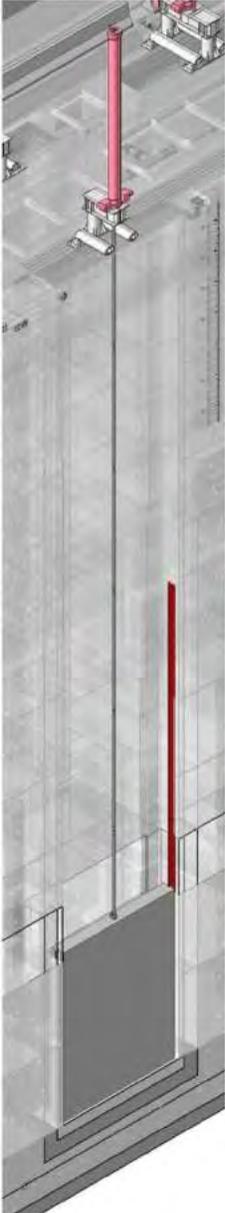
ISOMETRIC VIEW  
SCALE: N.T.S.

**Conduit valve**  
6.6 m x 5.7m – 24 ton

**72 + 2**  
(spares)



## Elementos electromecánicos: válvulas



## Elementos electromecánicos: válvulas



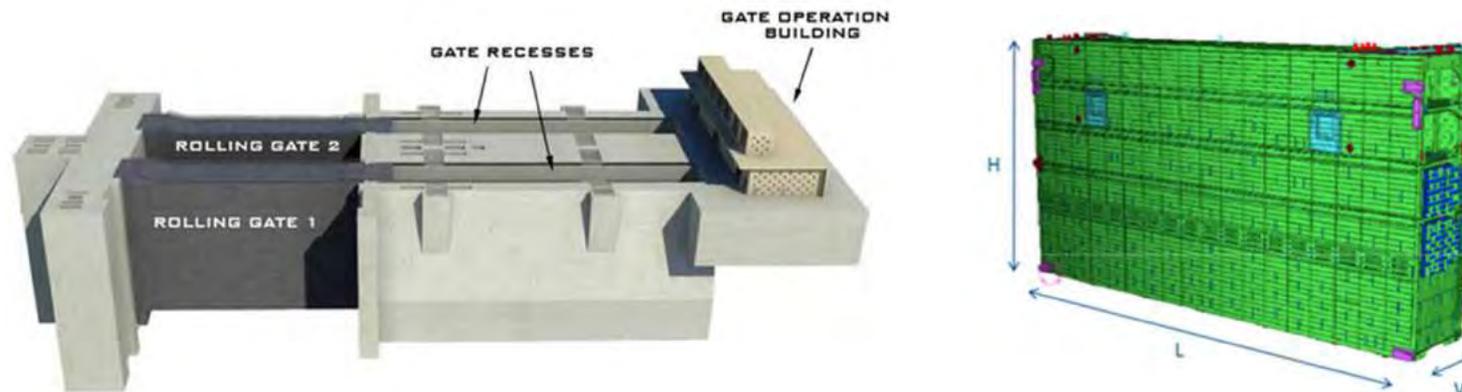
## Pacífico – Estructura de Válvulas 1



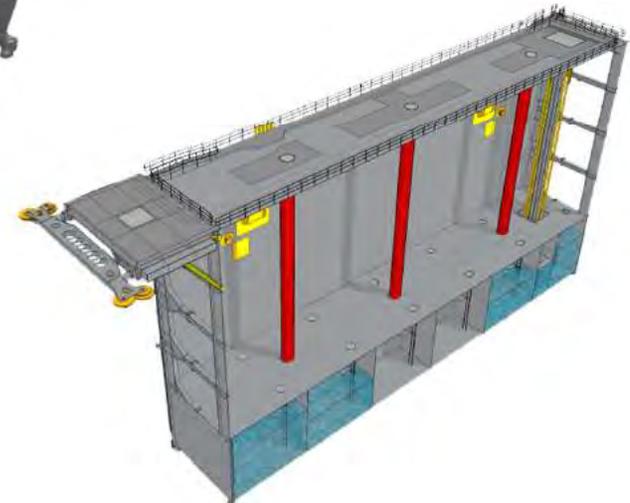
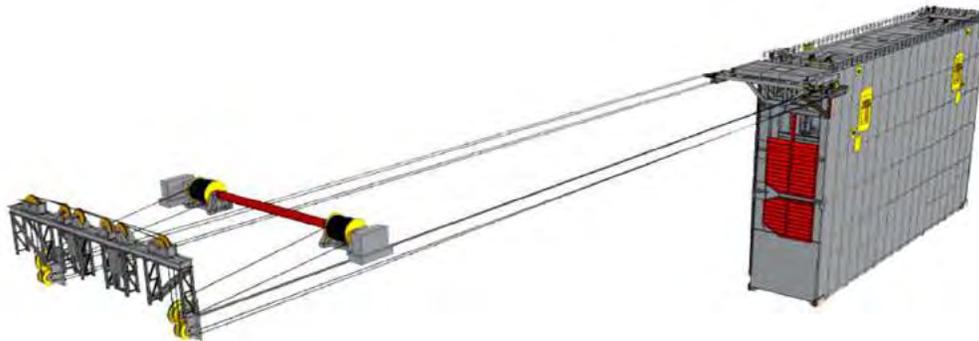
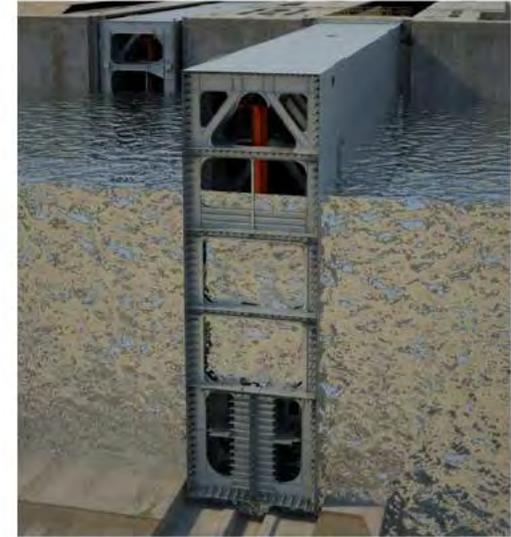
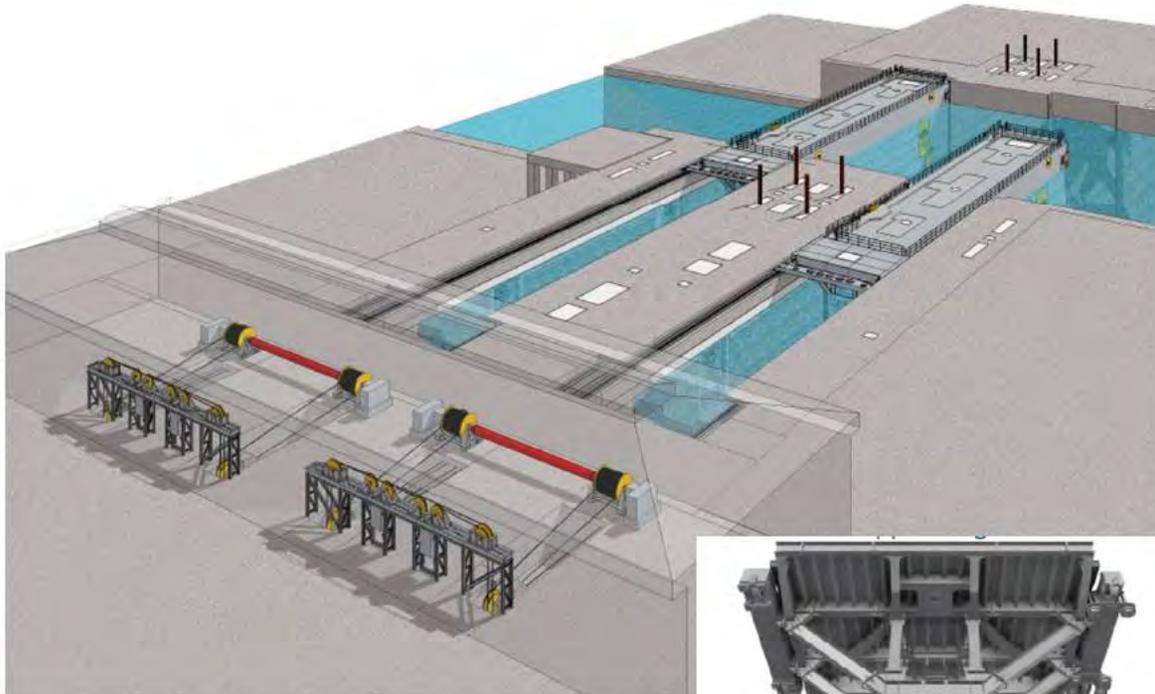
## Elementos electromecánicos: compuertas

Las 16 compuertas de las esclusas, con un total de 50,000 ton, se han fabricado en las instalaciones de Cimolai en las localidades de Polcenigo, Roveredo y San Giorgio de Nogaro en Italia.

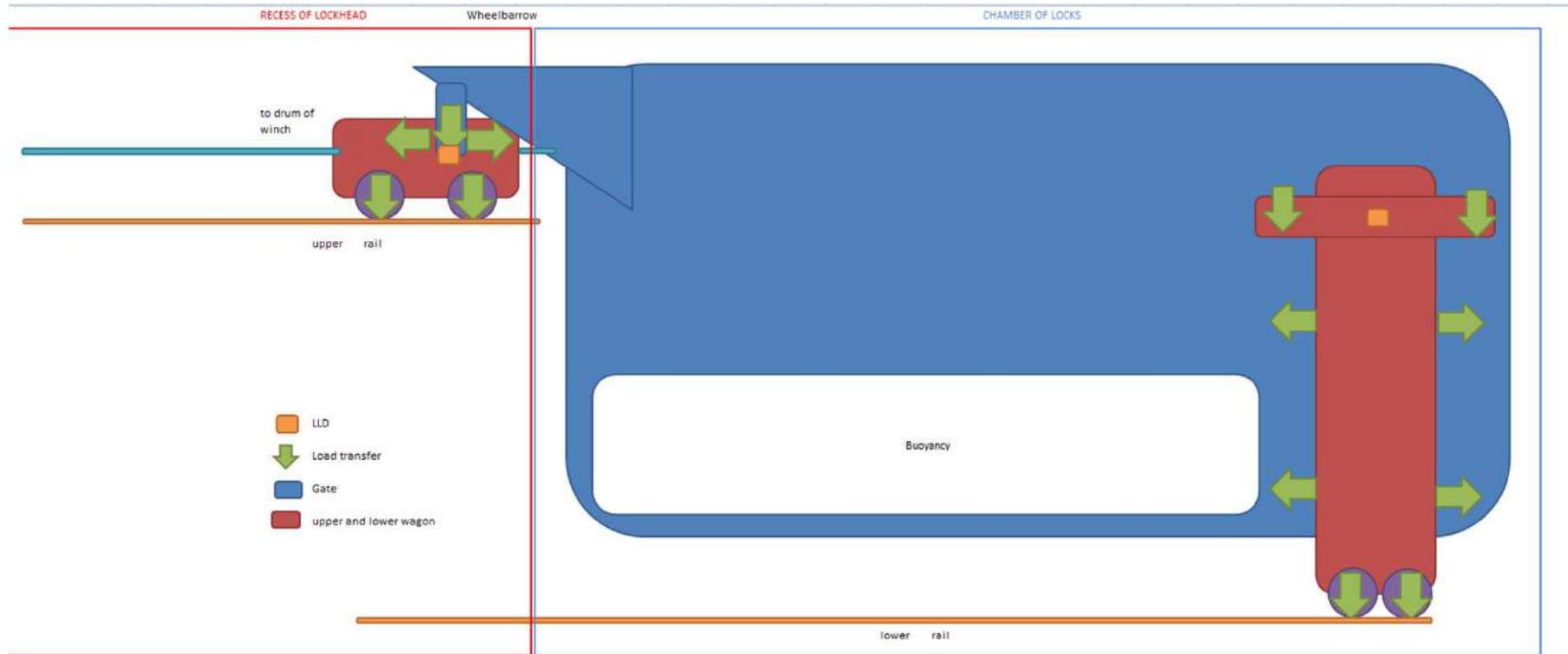
Referencia	Tipo	Nr.	Dimensiones LxWxH (m)	Peso embarque (ton)
Pacífico (PA1)	A	2	57,6 x 8 x 22,30	2,410
Pacífico (PA2)	C	2	57,6 x 10 x 31,92	4,245
Pacífico (PA3)	C	2	57,6 x 10 x 31,92	4,245
Pacífico (PA4)	E	2	57,6 x 10 x 33,04	4,325
Atlántico AT1)	A	2	57,6 x 8 x 22,30	1,920
Atlántico (AT2)	B	2	57,6 x 10 x 30,19	3,380
Atlántico(AT3)	B	2	57,6 x 10 x 30,19	3,380
Atlántico (AT4)	D	2	57,6 x 10 x 29,07	2,950



## Elementos electromecánicos: compuertas



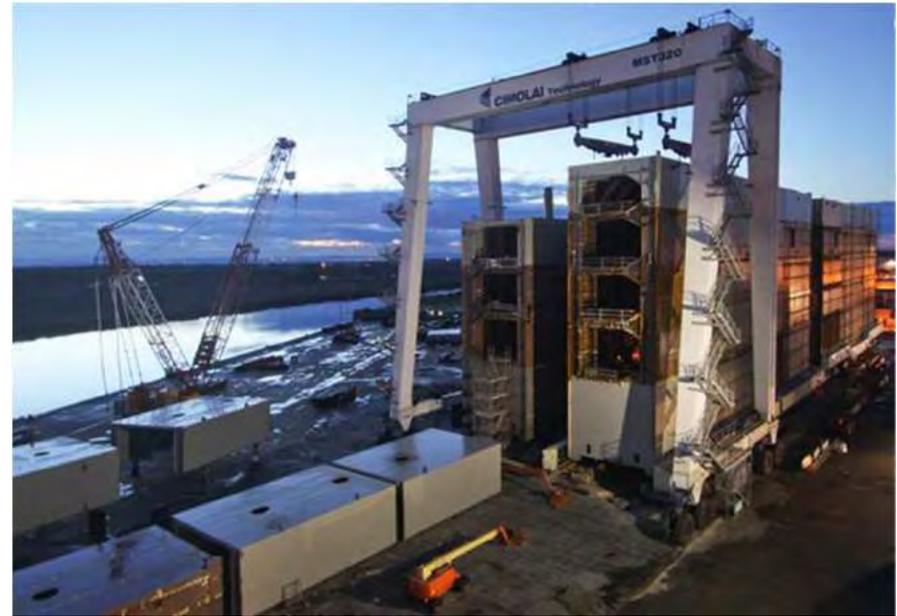
## Elementos electromecánicos: compuertas



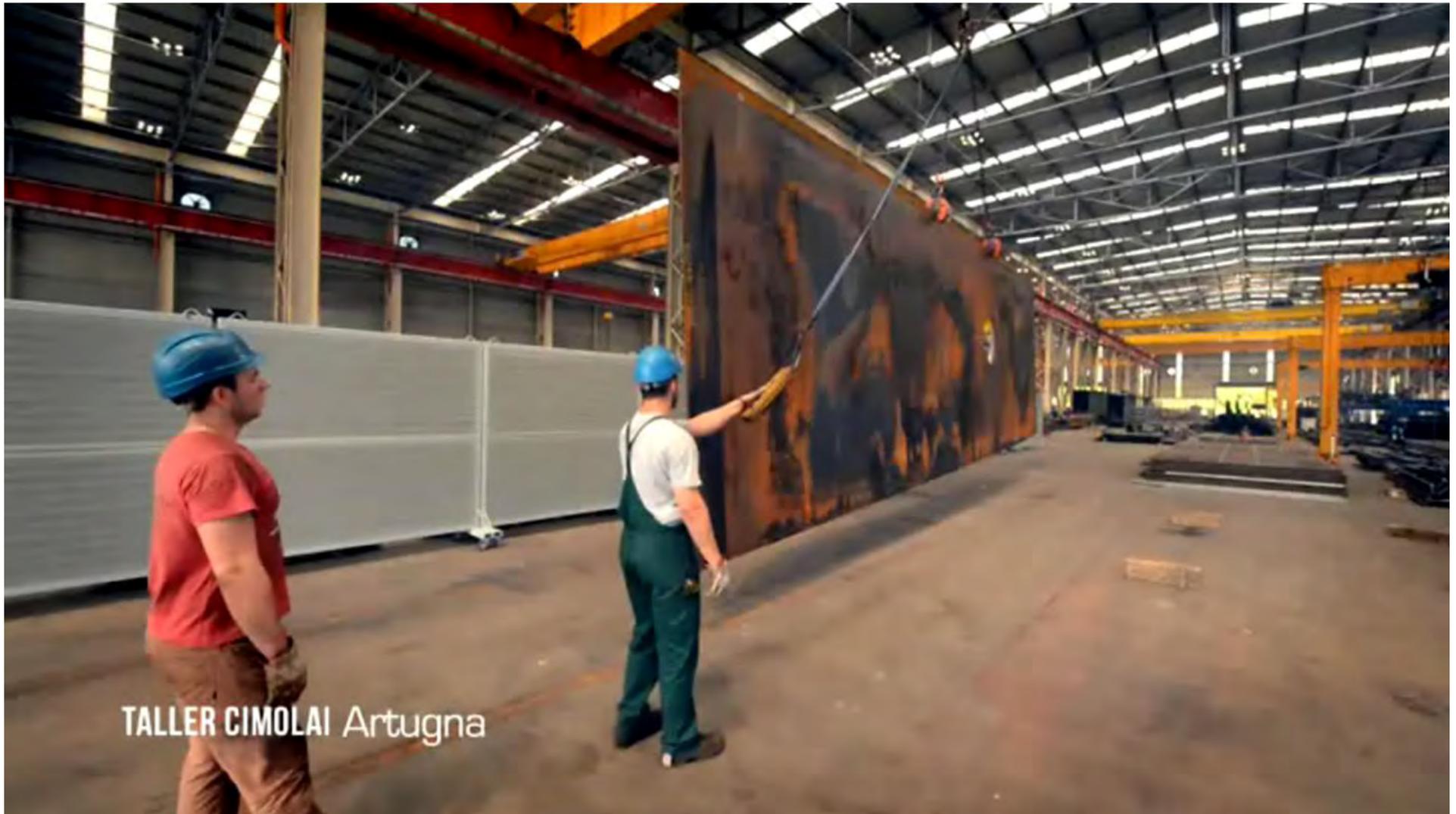
## Elementos electromecánicos: compuertas



FABRICACIÓN DE LAS COMPUERTAS



## FABRICACIÓN DE LAS COMPUERTAS



TALLER CIMOLAI Artugna

## TRANSPORTE DE LAS COMPUERTAS: ITALIA

TRANSPORT OF THE GATES  
from San Giorgio Plant  
to Trieste Harbor

TRANSPORTE DE LAS COMPUERTAS: LLEGADA A PANAMA



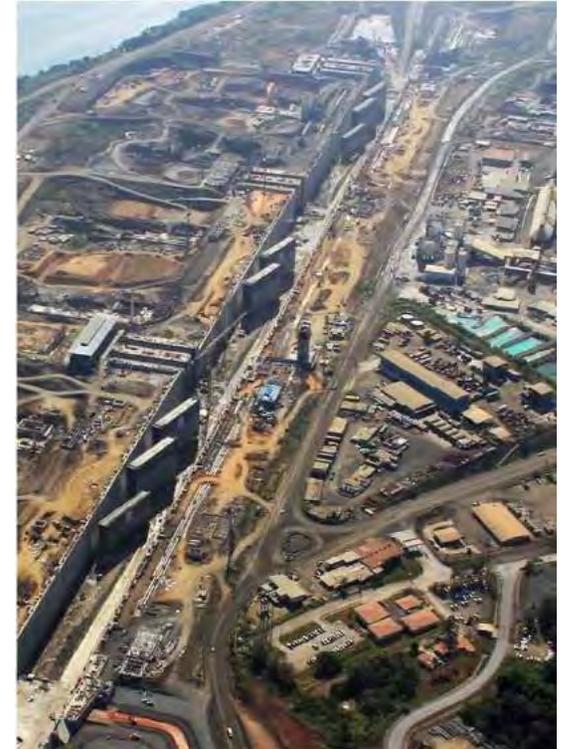
## TRANSPORTE DE LAS COMPUERTAS



Descarga de las cuatro primeras compuertas en el muelle provisional – Atlántico e imagen de carros autopropulsados (SPMT) para la descarga

## TRANSPORTE DE LAS COMPUERTAS

El cuarto y ultimo envío de compuertas llegó a la obra el 12 de noviembre de 2014



## TRANSPORTE DE LAS COMPUERTAS: PASO DEL CANAL



TRANSPORTE DE LAS COMPUERTAS: PASO DEL CANAL



## INSTALACION DE LAS COMPUERTAS



Primera compuerta estacionada en el área de almacenamiento atlántica

INSTALACION DE LAS COMPUERTAS



INSTALACION DE LAS COMPUERTAS



INSTALACION DE LAS COMPUERTAS



## FACTORES: PUESTA EN OBRA INSTALACION DE LAS COMPUERTAS



15 de diciembre de 2014. Inicio de la colocación de las compuertas dentro de sus alojamientos.



## FACTORES: PUESTA EN OBRA INSTALACION DE LAS COMPUERTAS



## FACTORES: PUESTA EN OBRA INSTALACION DE LAS COMPUERTAS



IMG\_9133  
16-Dec-2014

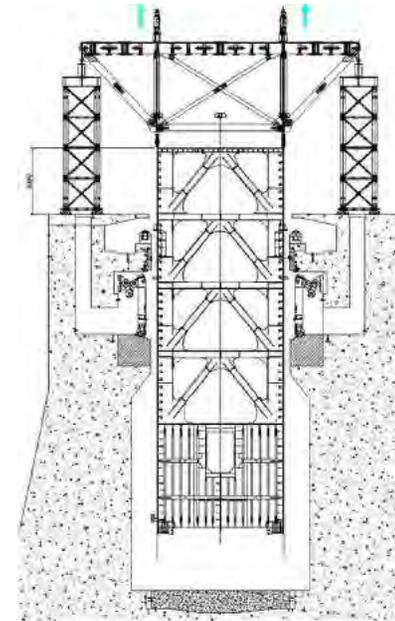
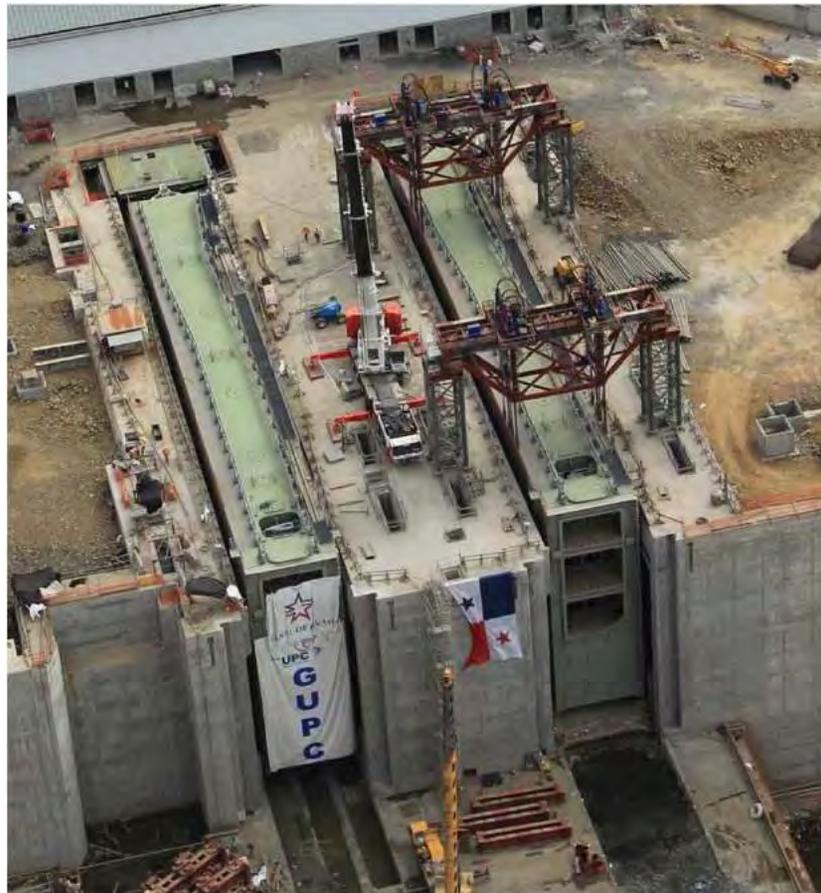
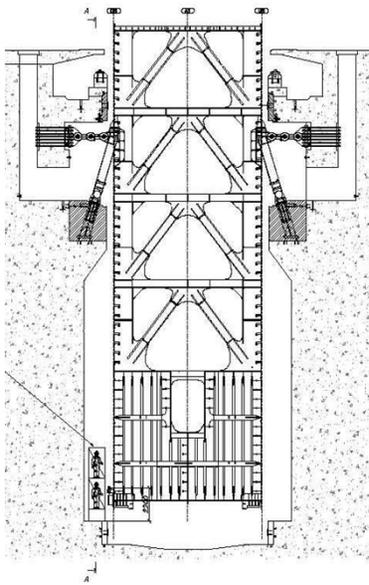
## FACTORES: PUESTA EN OBRA INSTALACION DE LAS COMPUERTAS



## FACTORES: PUESTA EN OBRA INSTALACION DE LAS COMPUERTAS



El 2 de abril de 2015 las 8 compuertas del SECTOR ATLANTICO y el 28 de abril de 2015 las 8 compuertas del SECTOR PAFICICO están colocadas dentro de sus alojamientos.



**Actividades a realizar una vez introducidas las compuertas en sus nichos:**

- Conexión de los carros de guiado superior a las compuertas.
- Instalación de los sistemas de guiado inferiores bajo cada compuerta.



Pacífico – Mayo 2015



IMG\_0043  
18-May-2015

## Lado Atlántico – Cámara media – Rampa provisional



## Lado Atlántico – Lockheed 2 – Compuertas 3 y 4



Pacífico – Marzo 2015



Pacífico – Marzo 2015



## Atlántico - inundación 10 de Junio 2015



## Atlántico - inundación 10 Junio 2015



## Pacífico - antes de la inundación Junio 2015



## Pacífico - inundación 22 Junio 2015



**Pacífico - inundación 22 Junio 2015**



Atlántico – Prueba primera compuerta (Gate 8) 24 Junio 2015



## Pacífico – proceso inundación - 2016



## Pacífico - apertura del canal de aproximación - 2016



## Apertura del canal de aproximación - 2016

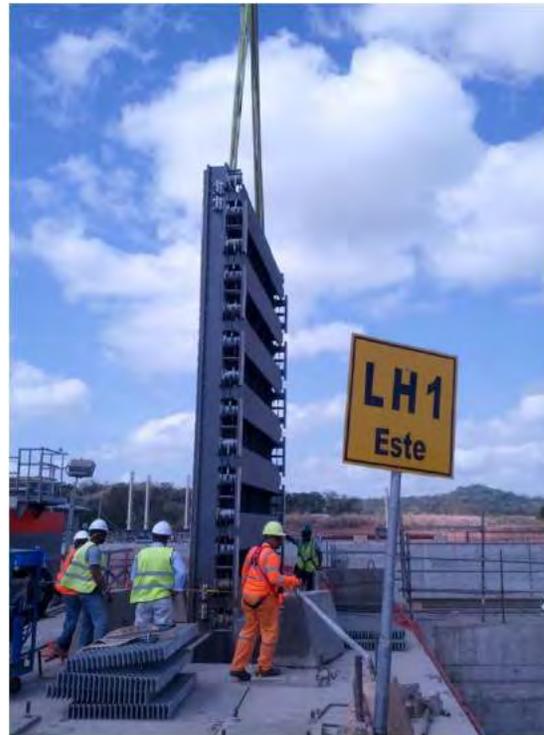


IMG\_9693  
15-Feb-2016

## 2015 / 2016: Pruebas estanqueidad compuertas



## 2014 - 2016: Pruebas estanqueidad válvulas



Se realizó la prueba de estanqueidad de la mayor parte de las válvulas principales con un mamparo especial antes de la inundación de las esclusas.

**Pacífico – Febrero 2016**



**Atlántico – Enero 2016**



## Atlántico – Febrero 2016: Pruebas WSB



IMG\_0239

15-Feb-2016

**Atlántico – Febrero 2016**



## Pacífico – Febrero 2016



**Pacífico – Febrero 2016**



**Pacífico – Febrero 2016**



**Pacífico – Febrero 2016**



IMG\_9688  
15-Feb-2016

**Pacífico – Febrero 2016**



IMG\_9904  
15-Feb-2016

**Pacífico – Febrero 2016**



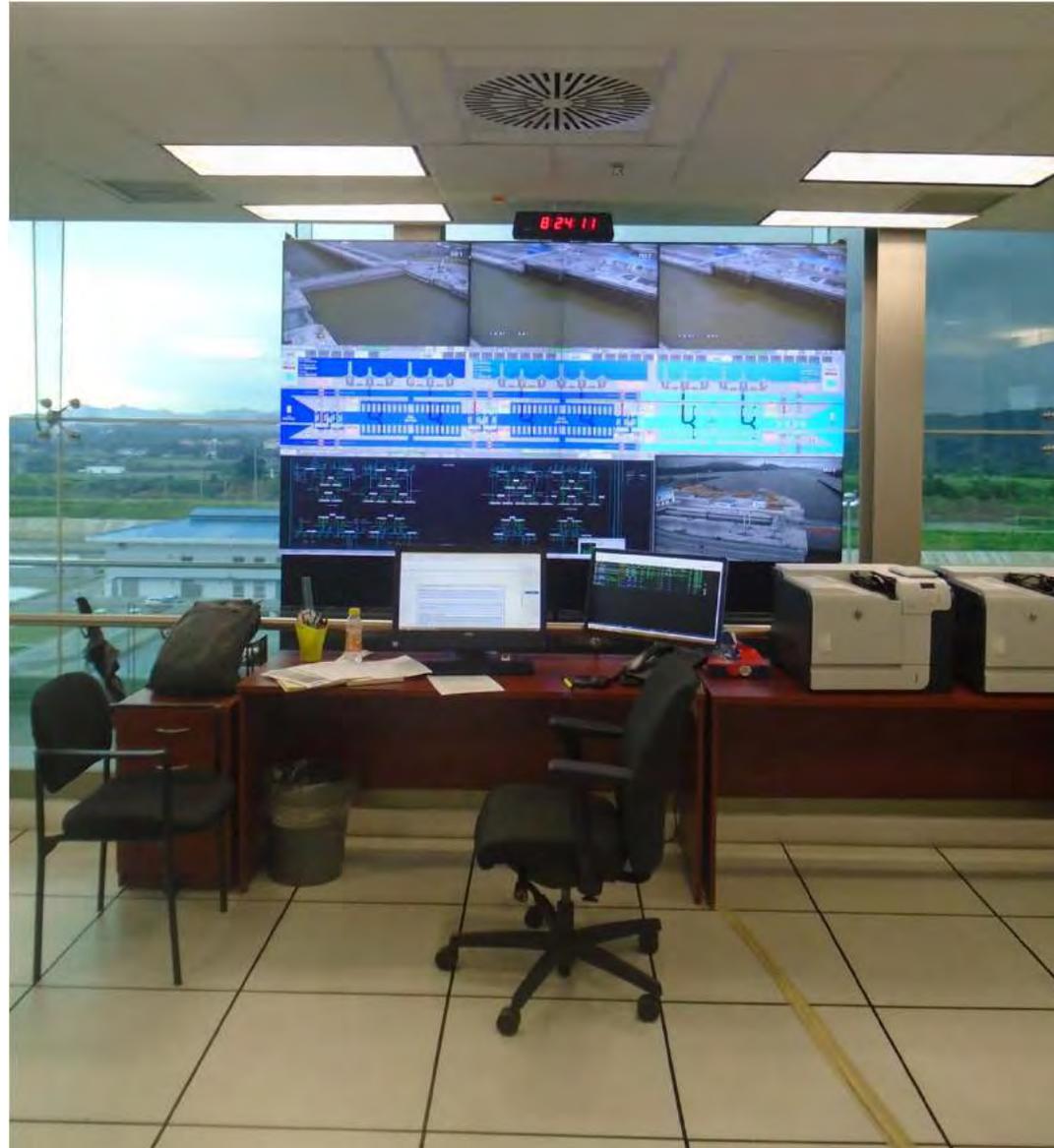
**Atlántico – Abril 2016**



**Pacífico – Septiembre 2016**



**Pacífico – Septiembre 2016**



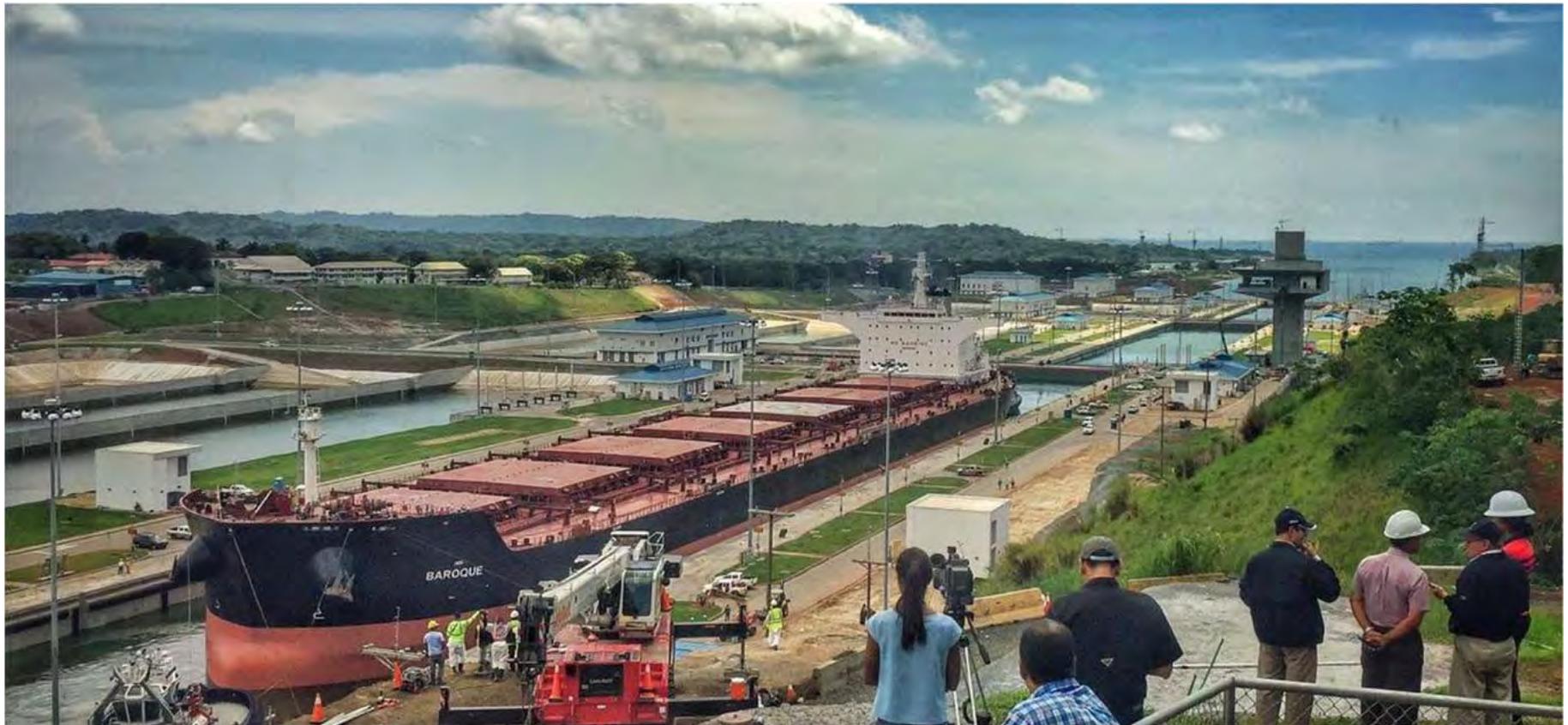
**Pacífico – Abril 2016**



**Pacífico – Abril 2016**



## Baroque: primer buque de pruebas – 9 de Junio 2016



## Baroque: primer buque de pruebas – 9 de Junio 2016



Tanker 255 m de eslora y 45 de manga. 114.000 DWT

## Baroque: primer buque de pruebas – Junio 2016





### **Datos principales proceso de puesta en marcha:**

- 2 años de preparación de la puesta en marcha; 7 meses de ejecución
- 208 esclusajes de puesta en marcha con un consumo total de agua de 33 millones m<sup>3</sup>
- Más de 2.000 pruebas de integración principales (SAT 2, 3 y 4)
- Se cumplieron todos los requisitos de proyecto en las 14 pruebas con 36 escenarios hidráulicos realizados bajo la supervisión de ACP. Se consigue una capacidad mayor (1 barco adicional) de la requerida para el tercer juego de esclusas: 15 buques/día con WSB; 18 buques/día sin WSB.
- Sistema LO-TO en puesta en marcha; no hubo ningún accidente significativo durante esta fase
- 300 manuales de operación. Entrenamiento de 160 personal de ACP

## Inauguración - paso Cosco Shipping Panama 10.000 TEUS – 26 de Junio 2016



Container ship 300 m de eslora y 48 m de manga

## Paso primer LNG – Apollonia 135.00m m3



LNG tanker 289 m de eslora y 46 m de manga

## Paso Höegh Target – mayor car carrier del mundo - 8.500 vehículos

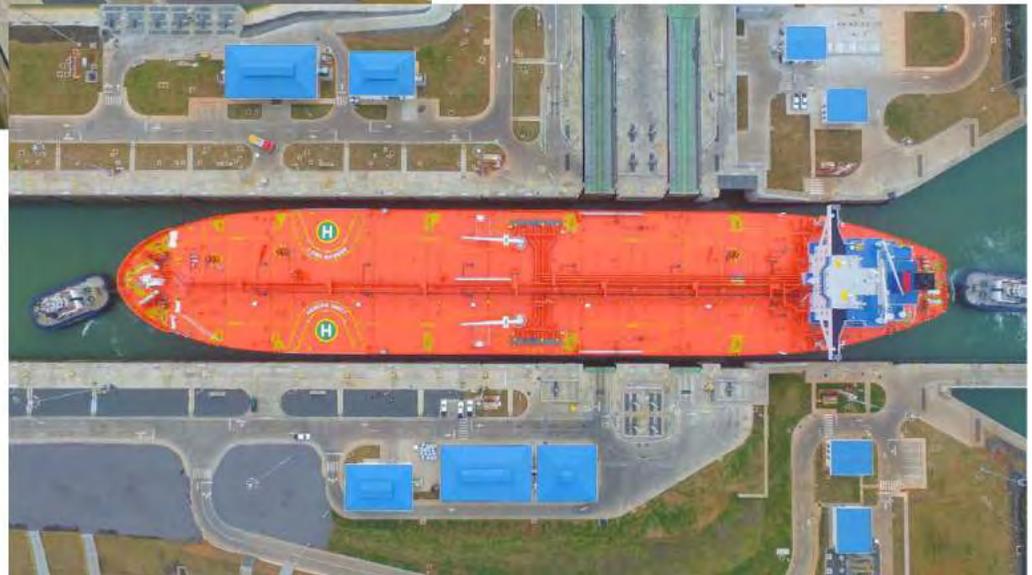


Car carrier 200 m de eslora y 36 m de manga

## Paso Aegean Unity – suezmax crude oil – 160.000 DWT



Tanker 274 m de eslora y 48 m de manga



Gracias por su atención



# **EJEMPLO DE PATOLOGÍA Y DE OBRA GEOTÉCNICA COMPLEJA SOLUCIONADA CON DIFERENTES TÉCNICAS DE INYECCIÓN**

**Gustavo ARMIJO (\*), Ernesto HONTORIA (\*\*) y Miguel Angel Blanco (\*\*)**

**(\*) Dr. Ingeniero de C. C. y P.**

**(\*\*) Ingeniero de C. C. y P.**

**Servicio Técnico de GEOCISA**

## **RESUMEN**

En la zona del portal de recepción de las tuneladoras en Victoria Dock, dentro del contrato C-305 de las obras de CROSSRAIL, en Londres, se ejecutó un tratamiento del terreno cuyo objetivo era, fundamentalmente, evitar la afección a los servicios y a las viviendas cercanas, las cuales sufrieron movimientos durante la construcción del portal mencionado. Este tratamiento, que consistió principalmente en inyecciones de impregnación y de fracturación, se diseñó en función del espesor de arcilla de Londres y de la cobertera de tierras sobre la clave de los túneles, que llegaba a ser inferior a 1 diámetro en la zona del portal

También se instalaron barreras de micropilotes para la protección de los servicios cercanos a la zona de excavación de los túneles y de las líneas del Dockland Light Railway (DLR), en servicio durante la obra, y se ejecutó un tratamiento de “soil-mixing” junto al portal como mejora adicional en la zona con menor cobertera.

Durante la realización de los trabajos y con el objeto de verificar que los mismos se llevaban a cabo según las especificaciones, se realizó un exhaustivo control de ejecución por parte de la Dirección Técnica de Geocisa. Este control de ejecución comprendió tanto al tratamiento en sí (parámetros de inyección) como a sus manifestaciones (movimientos generados).

Asimismo, al finalizar los trabajos, en cada área se realizó un control de resultados que permitió comprobar que el terreno tratado cumplía con los objetivos especificados de permeabilidad y de resistencia al corte.

## **1. CONDICIONES EXISTENTES**

El contrato C-305, dentro de las obras de CROSSRAIL, incluye la recepción de dos tuneladoras (TBMs) desde un portal situado en la antigua zona portuaria de Londres en el barrio de Newham y concretamente cerca del Royal Victoria Dock, donde está situado el Centro de Exposiciones de Londres, ExCeL (Exhibition Centre London). En un artículo presentado en las 16ª Jornada SEMSIG – AETESS se describen, de forma general, los tratamientos del terreno realizados entre la estación la estación Royal Victoria y el portal mencionado. Tomando como base dicho artículo, en este se presentan los tratamientos realizados en la zona misma del portal, el cual fue excavado usando una pantalla de pilotes secantes, con forma de “U”, como elemento de contención de tierras. Durante su construcción se registraron movimientos significativos y algunas afecciones a las viviendas cercanas. En la Figura 1 se presenta un mapa de la zona, con la situación del portal, en las Figuras 2 y 3 se incluye, respectivamente, una vista aérea y un detalle de la zona de intervención, en la Figura 4 se aprecia un croquis con la posición de los

servicios y de las vías del DLR en relación con los túneles y el portal, en la Figura 5 se muestra una sección longitudinal de la zona a tratar y, finalmente, la Figura 6 se incluye una foto con una vista de la obra, del portal con los estampidores, de las vías del DLR y de las viviendas cercanas.

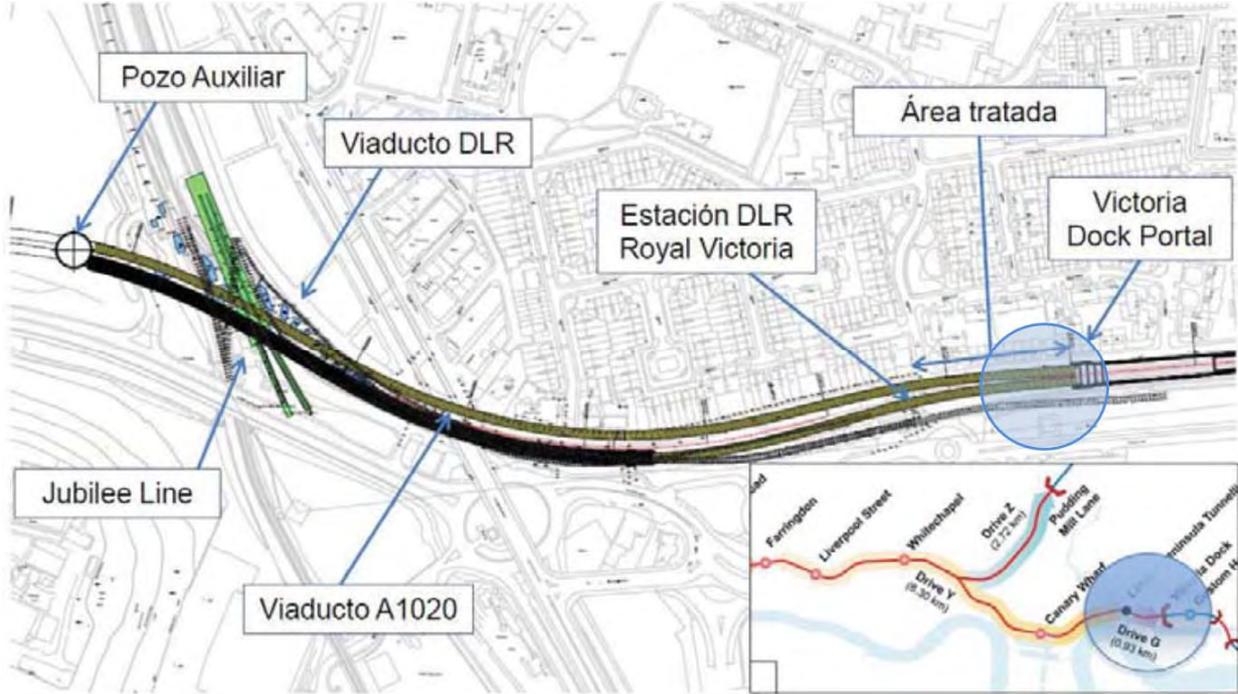


Figura 1. Mapa de la zona con la situación del portal



Figura 2. Vista aérea de la zona de intervención



Figura 3. Detalle de la zona de intervención

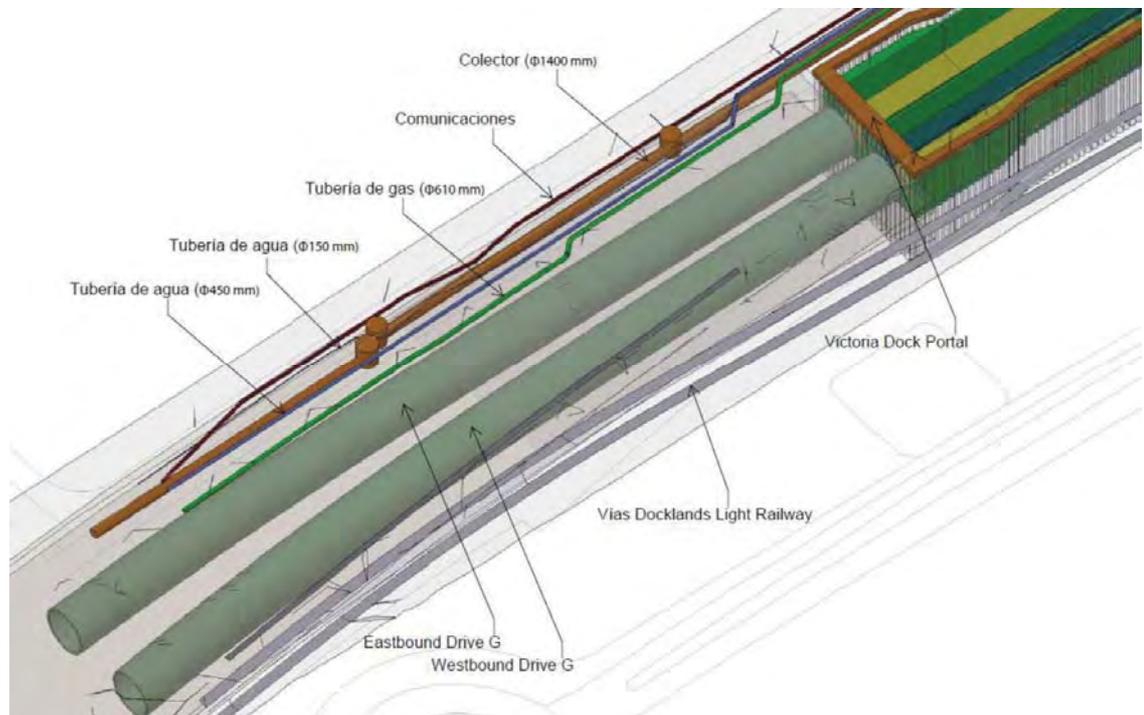


Figura 4. Croquis con la posición de los servicios y de las vías del DLR en relación con los túneles y el portal

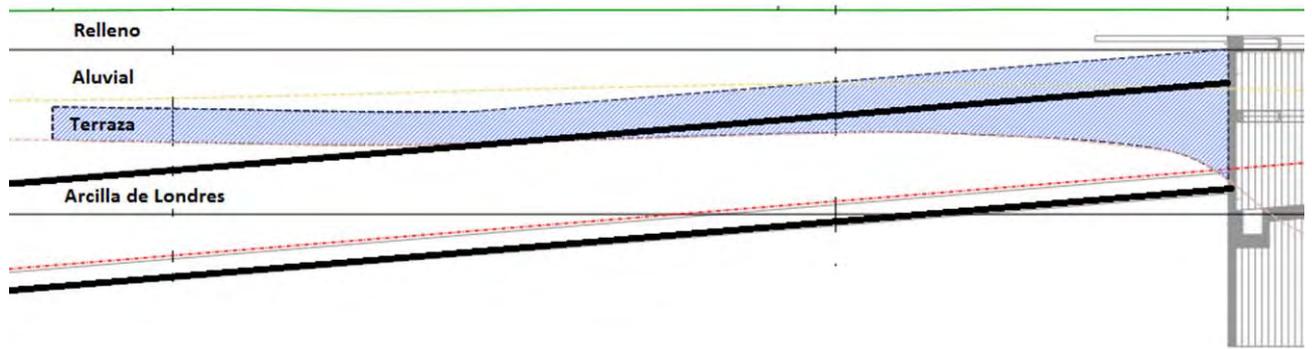


Figura 5. Sección longitudinal de la zona a tratar con la silueta de los túneles y las diferentes capas del terreno



Figura 6. Vista de la obra con el portal al fondo, las viviendas en el lado izquierdo y las vías del DLR en el lado derecho

Los aspectos importantes a tener en cuenta para la ejecución de la obra eran:

- La presencia de viviendas, ya afectadas por la construcción del portal, y de servicios al norte de los túneles, en la calle Victoria Dock Road, entre ellos una tubería de gas de media presión de 600 mm de diámetro, tuberías de agua y de electricidad, saneamiento, etc. con una traza paralela a la alineación de los túneles e incluso por encima de estos;
- Vías del DLR desde la estación de Royal Victoria a Custom House.

## 2. DISEÑO DEL TRATAMIENTO DEL TERRENO

### 2.1. Casos en los que debe tratarse el terreno:

Cuando los túneles no pasan por debajo de edificios, CROSSRAIL definió, básicamente, dos casos en los que se debe tratar el terreno afectado por la excavación de los mismos. De acuerdo con la Figura 5, la zona cercana al portal corresponde a uno de estos casos, que se esquematiza en la Figura 7 y se describe a continuación:

- La cobertera es menor que el diámetro del túnel,
- La clave del túnel tiene por encima menos de 2 m de arcilla de Londres, o está en la terraza del río (RTD), sobre la cual se encuentra el aluvial y/o el relleno antrópico.

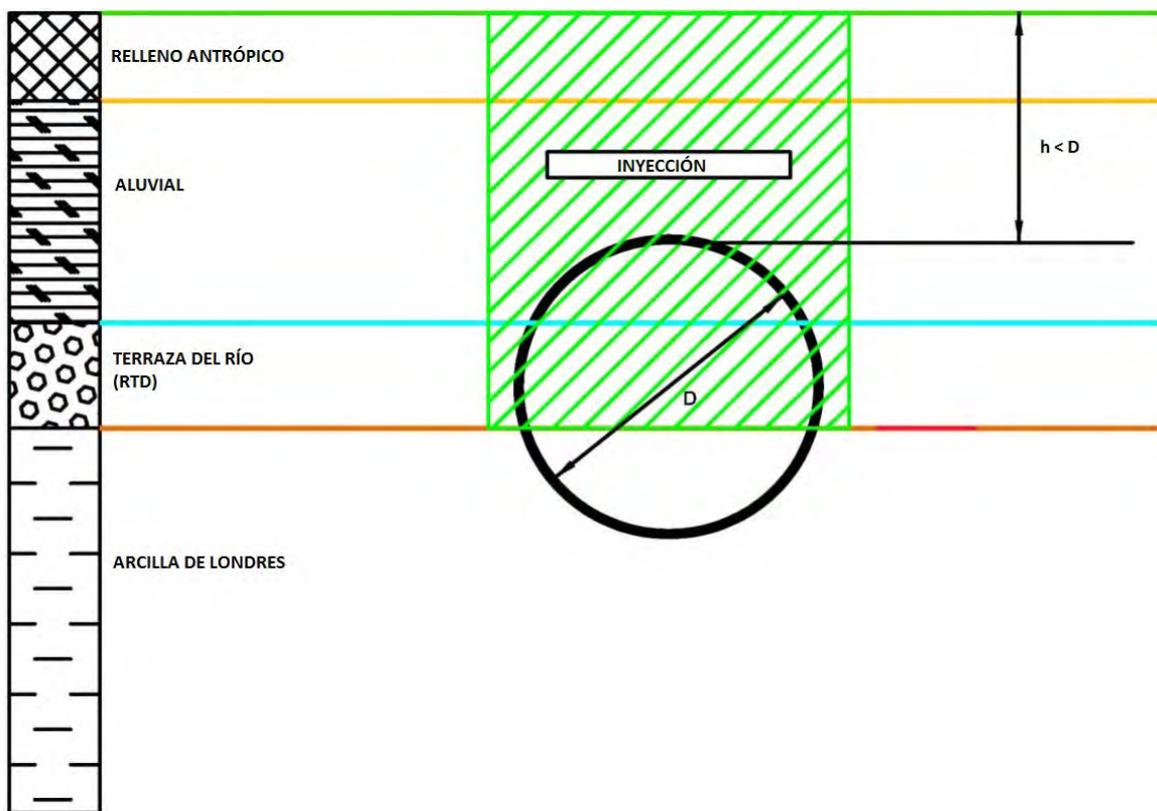


Figura 7. Espesor de la cobertera menor que el diámetro del túnel y clave del túnel por encima de la arcilla de Londres

### 2.2. Áreas a tratar:

Teniendo en cuenta lo anterior, se estudió en detalle el área correspondiente a los últimos 38 m antes de la llegada de las tuneladoras al portal, en donde potencialmente se necesitaba ejecutar un tratamiento del terreno (Figura 8). En esta zona el espesor por encima de la clave es de menos de 1 diámetro de túnel y además, parte de la excavación de los túneles se hace por encima de la arcilla de Londres. Esta zona correspondería a la situación esquematizada en la Figura 7.

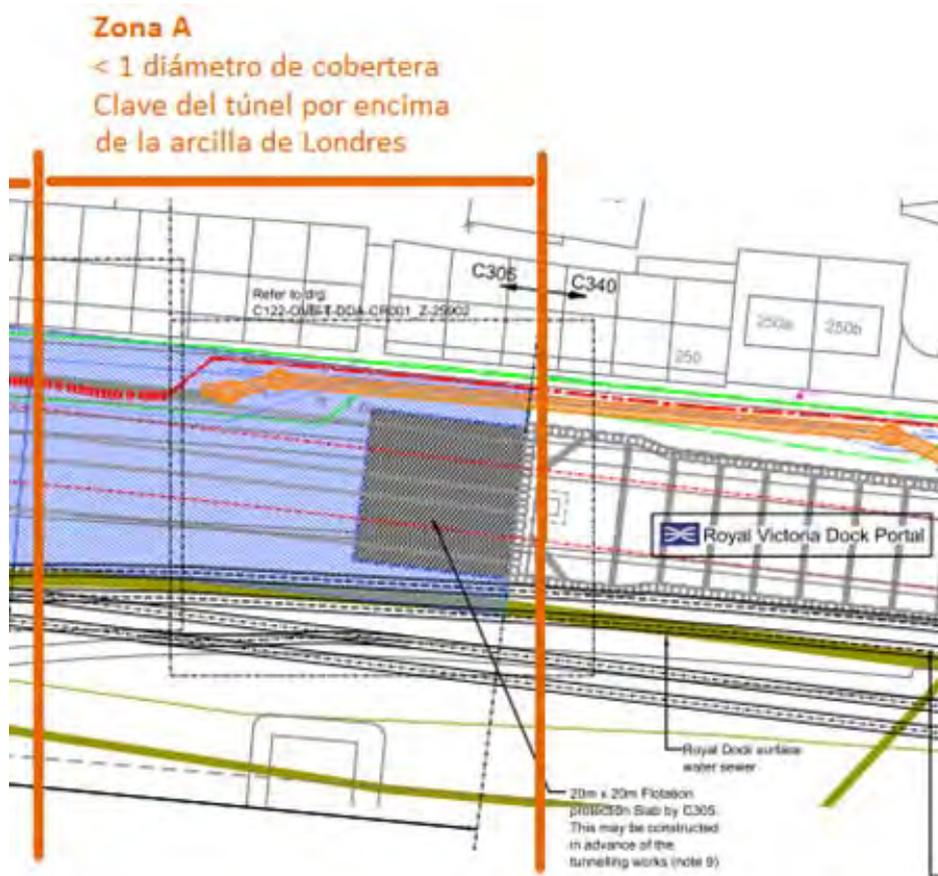


Figura 8. Planta de la obra con la zona a tratar

### 2.3. Objetivos del tratamiento:

El tratamiento tiene dos objetivos fundamentales:

- Que los asentamientos generados por la excavación de los túneles no superen a los admisibles, los cuales corresponden a una pérdida de sección máxima de los túneles del 1%;
- Que no se produzcan colapsos del terreno ni distorsiones angulares, que puedan afectar a los servicios y estructuras cercanas a la excavación de los túneles;

Para lograr lo anterior, los proyectistas especificaron que el aluvial y la terraza del río (Figura 5) debían tener, después del tratamiento, la resistencia al corte no drenado ( $s_u$ ), la resistencia a compresión simple (RCS) y el coeficiente de permeabilidad vertical ( $k_v$ ) que se detallan en la Tabla 1.

Tabla 1. Parámetros a alcanzar por el terreno después del tratamiento

Parámetros	Antes del tratamiento		Después del tratamiento
	Terraza del río (RTD)	Aluvial	
$s_u$ (kPa)	-	2-60	150
$q_u$ (kPa)	-	4-120	300
$k_v$ (m/s)	$10^{-3}$ - $10^{-7}$	$10^{-9}$ - $10^{-11}$	$5 \cdot 10^{-6}$

## 2.4. Estudio de la solución a adoptar

Previamente a la elección del tratamiento del terreno más adecuado, se realizó un estudio de los movimientos del terreno debido a la excavación de los túneles mediante métodos empíricos y Plaxis 2D para cada una de las tres zonas de estudio. Se calcularon los asentos y distorsiones angulares a corto y largo plazo en los servicios afectados y vías de DLR contemplando siete escenarios, desde terreno no tratado hasta terreno tratado con inyecciones de impregnación y/o “soil mixing” más barreras de micropilotes para protección de servicios y de las vías del DLR.

Para cada una de las zonas se estudiaron varias secciones en función del perfil geotécnico. Se observó una reducción muy significativa de los asentos, disminuyendo desde 52 mm de asiento en la tubería de gas con terreno sin tratar hasta 16 mm después del tratamiento.

Tabla 2. Movimientos en la tubería de gas en diferentes escenarios

ZONA A SECCION G																			
TUBERIA DE GAS																			
ASIENTOS (mm)																			
SIN TRATAMIENTO DEL TERRENO		CON TRATAMIENTO DEL TERRENO SOLO EN LA S ORAVAS DEL RIO TAMESES (RTD)								CON TRATAMIENTO DEL TERRENO EN LA S RTD Y ALUVIAL									
CASO 1. SIN TRATAMIENTO DEL TERRENO VL=3%		CASO 2. CON TRATAMIENTO DEL TERRENO (SOLO RTD) VL=1%				CASO 3. CON TRATAMIENTO DEL TERRENO (SOLO RTD)+ TAM DE ACERO 80x2 mm CADA 1,6m				CASO 4. CON TRATAMIENTO DEL TERRENO (SOLO RTD)+ TAM DE ACERO 80x9 mm CADA 1,6m				CASO 5. CON TRATAMIENTO DEL TERRENO (RTD+ALUVIAL)		CASO 6. CON TRATAMIENTO DEL TERRENO (RTD+ALUVIAL)+ TAM DE ACERO 80x3 mm CADA 1,6m		CASO 7. CON TRATAMIENTO DEL TERRENO (RTD+ALUVIAL)+ TAM DE ACERO 80x9 mm CADA 1,6m	
EMPIRICO		PLAXIS		EMPIRICO		PLAXIS		PLAXIS		PLAXIS		PLAXIS		PLAXIS		PLAXIS			
K=0.34	K=0.46	MOHR-COULOMB		K=0.69	K=0.89	MOHR-COULOMB		MOHR-COULOMB		MOHR-COULOMB		MOHR-COULOMB		MOHR-COULOMB		MOHR-COULOMB			
		CORTO PLAZO	LARGO PLAZO			CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	CORTO PLAZO	LARGO PLAZO		
69.5	76.3	45.6	52.4	25.6	25.3	15.9	23.6	11.5	18.7	9.5	16.6	15.4	21.2	11.7	18.7	9.6	16.6		

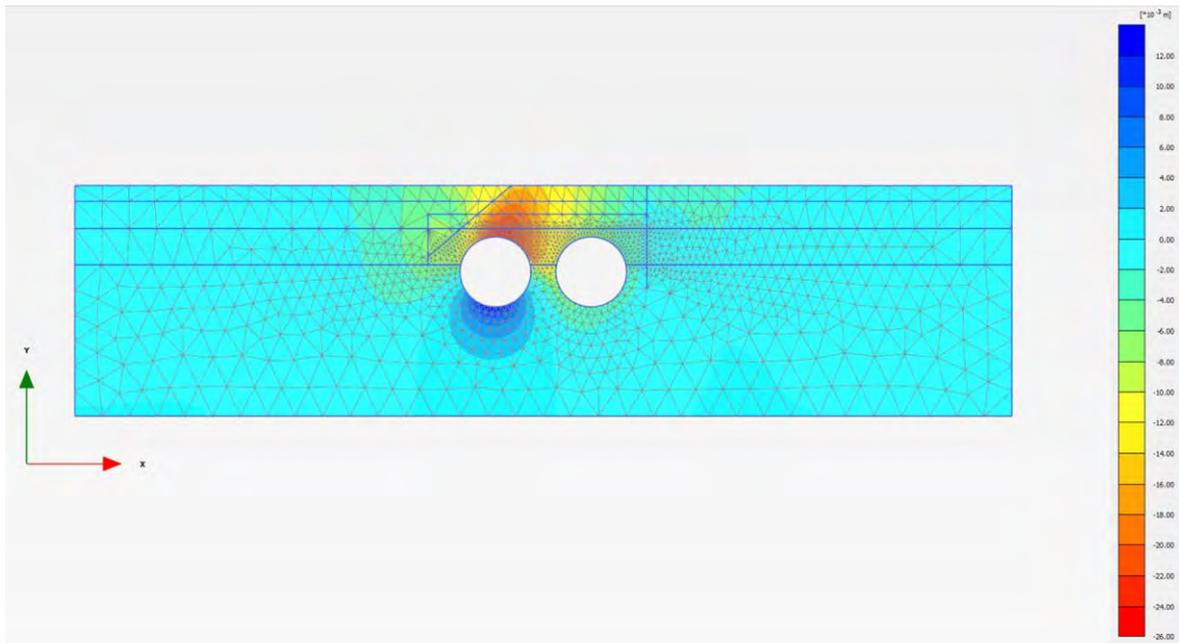


Figura 9. Ejemplo de la salida gráfica del cálculo de asentamientos a largo plazo

En base a los resultados obtenidos, se eligieron los tratamientos más adecuados, los cuales se desarrollan en los puntos siguientes.

## 2.5. Tipos de tratamiento

El tipo de tratamiento elegido fue:

- Inyecciones de impregnación en la terraza del río, con un contenido de finos inferior al 15%;
- Inyecciones de fracturación en el aluvial, con un contenido de finos superior al 15%;
- Tratamiento con soil mixing del aluvial y el relleno en la zona más cercana al portal;
- Instalación de micropilotes con válvulas debajo de los servicios situados en la calle Victoria Dock Road;
- Instalación de una barrera de micropilotes autoperforantes para proteger las vías del DLR.

Las inyecciones se hicieron con tubos manguito (TAMs) de PVC, inyectando lechada de cemento y silicatos y los micropilotes de la calle Victoria Dock Road se hicieron instalando TAMs de acero e inyectando lechada de cemento. La instalación de las dos barreras de micropilotes a ambos lados de la traza de los túneles sirvió para confinar el tratamiento de inyección.

## 2.6. Tratamiento ejecutado en cada área

Como se explicó en el apartado 2.2, el área de tratamiento se corresponde con los 38 m más cercanos al portal, en la cual la cobertera es de menos de un diámetro y parte de la excavación de los túneles se hizo tanto en la terraza del río como en el aluvial y los rellenos.

La zona de tratamiento estaba confinada al sur por la barrera de micropilotes verticales autoperforantes instalada para proteger las vías del DLR de la excavación y al norte con la barrera de micropilotes de TAMs de acero inclinada, instalada para proteger los servicios de la calle Victoria Dock Road. En medio de estas dos barreras, se instaló una malla de TAM de PVC verticales e inclinados por los cuales se inyectó la lechada de cemento en la terraza. En los 30 m más cercanos al pozo y debido a la escasa cobertera y las malas características geotécnicas de los materiales, se hizo un tratamiento de soil mixing en el aluvial y en el relleno. Por último, en los 8 m anteriores al soil mixing, se inyectó el aluvial con lechada de silicatos. El propósito de esta inyección fue crear una transición suave entre las zona tratada con soil mixing y las zonas sin él, para así minimizar las posibles distorsiones angulares que se pudieran

producir en los servicios. Además, para aumentar más este efecto, los 15 primeros metros de soil mixing se hicieron con columnas solapadas, creando así una losa, y los 15 m restantes con las columnas formando una retícula.

Las figuras 10, 11 y 12 muestran la planta y las secciones longitudinales y transversales de los tratamientos ejecutados en la zona más cercana al portal.

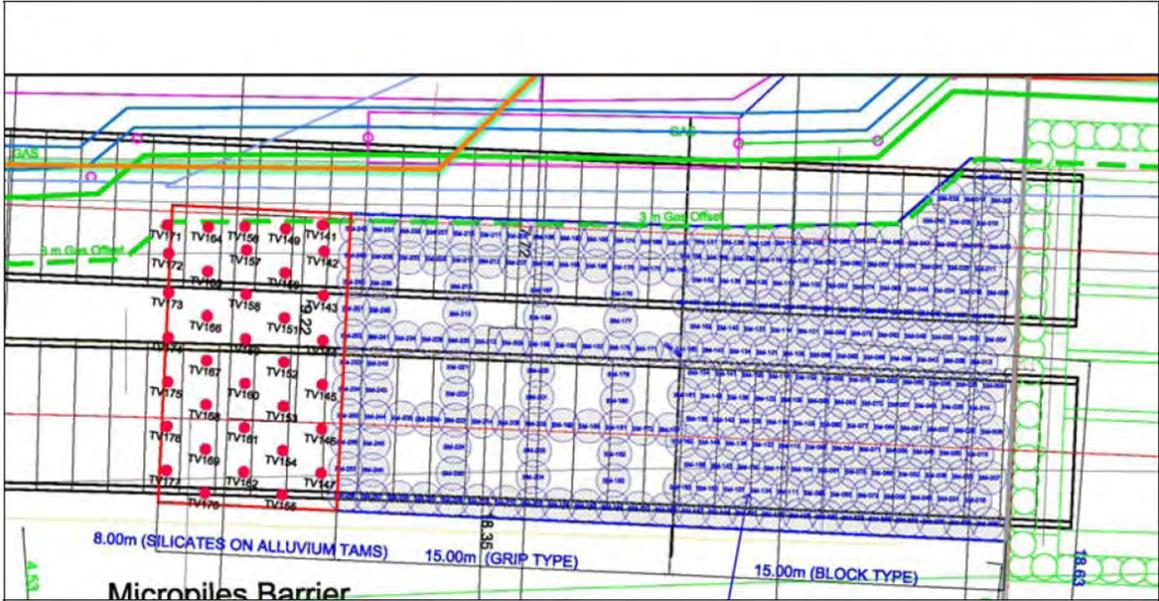


Figura 10. Detalle en planta del tratamiento con soil mixing y con inyecciones de fracturación en la zona más próxima al portal

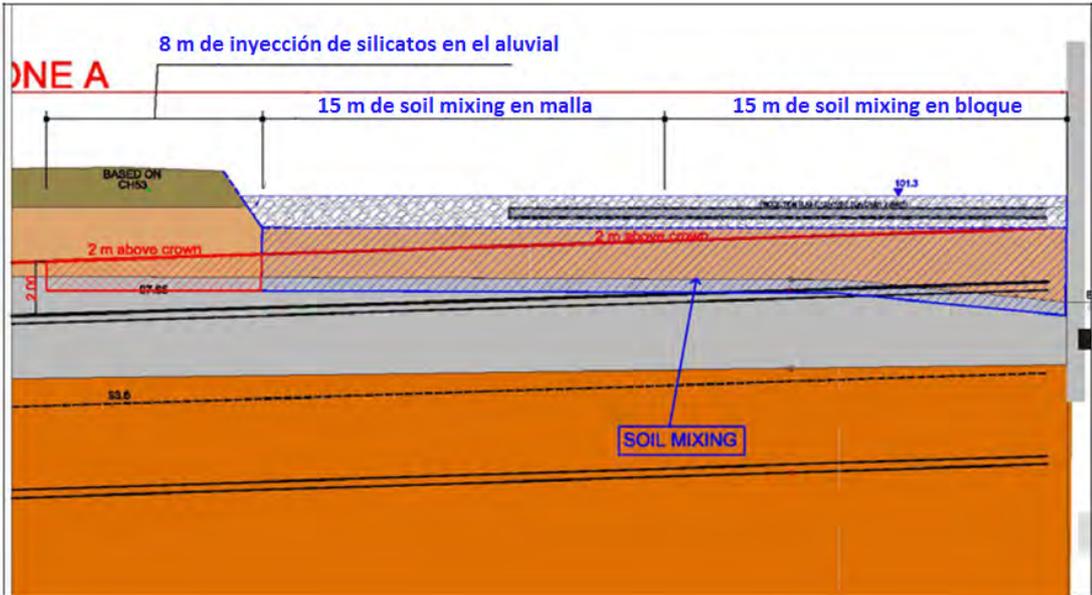


Figura 11. Sección longitudinal con el detalle del tratamiento con soil mixing y las inyecciones de fracturación

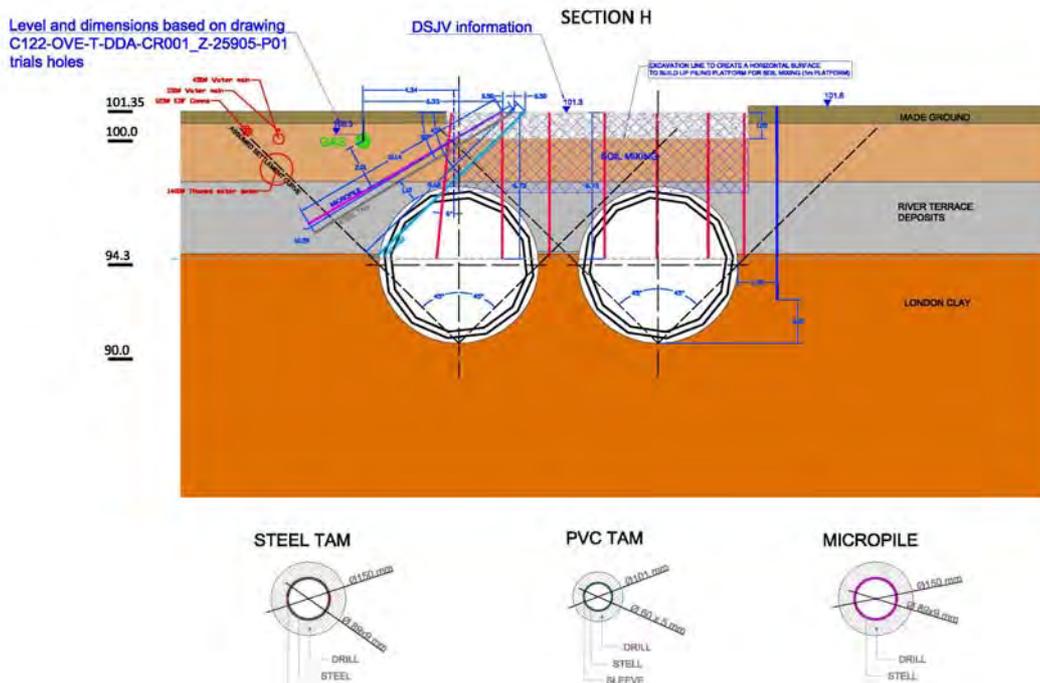


Figura 12. Sección transversal del tratamiento en la zona más cercana al portal

### 3. EJECUCIÓN Y MEDICIÓN DEL TRATAMIENTO

La ejecución y medición correspondiente a cada técnica de tratamiento se resume a continuación:

#### 3.1. Barrera de micropilotes autoperforantes para proteger el DLR

Con el fin de proteger la estructura del DLR de los movimientos producidos por la excavación de los túneles se reforzó el terreno con la instalación de una barrera discontinua de micropilotes entre el foco del movimiento, el túnel y la estructura a proteger, las vías del DLR. Los micropilotes se eligieron del tipo autoperforante para minimizar los movimientos que podía causar su instalación.

#### 3.2. Barrera de micropilotes de protección de los servicios en la calle Victoria Dock Road

De una forma análoga a la barrera de micropilotes autoperforantes descrita en el apartado anterior, se instaló otra barrera de micropilotes inclinados bajo los servicios de la calle Victoria Dock Road. Estos micropilotes debían guardar una distancia de exclusión de 2 m respecto a los servicios afectados y al túnel a construir lo que impuso unas condiciones importantes al diseño y ejecución para no afectar a ambos.

#### 3.3. Inyección de impregnación de la terraza del río (RTD)

Según lo especificado, debía cumplir con una serie de características mínimas que se recogen en la Tabla 1, es decir, alcanzar una resistencia al corte sin drenaje,  $s_u$ , mínima de 150 kPa y una permeabilidad de  $5 \times 10^{-6}$  m/s o menor. Para ello se estimó, en función de la porosidad de la terraza, que se debía inyectar alrededor de un 20% del volumen del terreno con lechada de cemento.

Se instalaron 130 tubos de PVC verticales con manguitos cada 0.5 m en una malla triangular equilátera de lado 2 m. La profundidad a la que se instalaron fue de 9 m a 10 m. Estos TAM se completaron con dos filas más de TAM inclinados debajo de la barrera de micropilotes de protección de los servicios de la calle Victoria Dock Road (ver la figura 13). La disposición de estas dos filas fue la siguiente (ver la figura 14):

- La fila superior estaba formada por 40 TAM de acero instalados desde una profundidad de 10.5 m hasta 15.5 m y separados 1 m entre ejes;
- En la fila inferior fueron 45 TAM de PVC los instalados y de longitudes de 10.5 m hasta 16.5 m y con una separación entre ejes de 2 m.



Figura 13. Malla de TAM verticales instalados en la zona a tratar al norte de la barrera de micropilotes autopercutores de protección del DLR.



Figura 14. Malla de TAM inclinados instalados bajo la barrera de micropilotes de protección de los servicios de la calle Victoria Dock Road.

La RTD se inyectó con los siguientes parámetros de control:

- Volumen de inyección, 100 l / manguito/episodio con un máximo de 4 episodios;
- Presión de inyección máxima, inferior a 5 bar;
- Caudal máximo: 10-12 l/min;
- Caudal mínimo: 3 l/minuto durante un periodo de más de 1 minuto.

En la tabla 3 se recogen los valores de los parámetros de inyección una vez finalizado el tratamiento.

Tabla 3. Resumen de los parámetros de control del tratamiento de impregnación de la RTD

<b>Episodio</b>	<b>V<sub>medio</sub>/manguito (l)</b>	<b>P<sub>final</sub>/manguito (bar)</b>	<b>Volumen total inyectado (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Porcentaje de terreno tratado (%)</b>
1º	76	3.8	397.8	5.8%
2º	50	4.2	257.7	3.7%
3º	61	4.1	232.5	3.4%
4º	71	4.3	237.5	3.4%
<b>Total</b>			<b>1125.5</b>	<b>16.3%</b>

De la Tabla 3, se observa que el porcentaje final de terreno tratado es del 16.3%, algo por debajo del 20% estimado. Sin embargo, la presión final al finalizar el cuarto episodio fue de 4.3 bar valor cercano a la máxima presión de inyección preestablecida de 5 bar.

Por otro lado, los servicios de la calle Victoria Dock Road se instrumentaron para llevar un control de los movimientos inducidos tanto por la ejecución del tratamiento como por la excavación de los túneles.

Por tanto, basándose en la presión final alcanzada al completar el episodio 4, que era superior a 4 bar y en los movimientos medidos en los servicios, se dió por concluida la inyección a pesar de no haber llegado al 20% de terreno tratado. Cabe resaltar que en todo momento las distorsiones angulares en la tubería estaban por debajo de los umbrales máximos admisibles.

### 3.4. Inyección en el aluvial

Con objeto de crear una transición suave entre la zona tratada con soil mixing y la zona sin este tratamiento, se inyectó la capa de aluvial situada de 38 m a 30 m de distancia del portal, se inyectó con lechada de silicato a través de los TAM instalados en la zona. Los parámetros de control fueron los siguientes:

- Volumen de inyección por manguito, 75 l/manguito/episodio con un máximo de 3 episodios;
- Presión de inyección máxima inferior a 15 bar;
- Caudal máximo, 10-12 l/min;
- Caudal mínimo, 3 l/minuto durante un periodo de más de 1 minuto.

En la tabla 4 se recogen los valores de los parámetros de inyección una vez finalizado el tratamiento.

Tabla 4. Resumen de los parámetros de control la inyección del aluvial

Episodio	V <sub>medio</sub> /manguito (l)	P <sub>final</sub> /manguito (bar)	Volumen total inyectado (m <sup>3</sup> )	Relación volumen inyectado - volumen terreno tratado (%)
1°	75	0.9	7.4	5%
2°	75	1.5	7.4	5%
3°	75	1.4	7.4	5%
		<b>Total</b>	<b>22.2</b>	<b>15%</b>

Esta inyección con silicato se dio por finalizada después de que el criterio de cese por volumen fuera alcanzado. Se inyectó un total de 22 m<sup>3</sup> de silicato y la presión final máxima fue de 1.5 bar habiéndose alcanzado una relación volumen inyectado - volumen de terreno tratado, del 15%.

### 3.5. Soil mixing en la zona más próxima al portal

En la zona más próxima al portal, se tuvo que tratar la capa de aluvial para garantizar un espesor mínimo de material competente encima de la clave del túnel. En esta zona más cercana de 15 m, aproximadamente dos diámetros de túnel, no era posible mantener la presión en el frente debido a la cercanía del portal y el posible taponazo que se podría producir en éste si no se disminuyera esta presión del frente. Por tanto, controlar los potenciales movimientos producidos a las estructuras y servicios cercanos con los parámetros de la tuneladora no era posible y fue necesario hacer un tratamiento del aluvial. Como inyectando el aluvial con silicatos no se garantizaba alcanzar el valor de resistencia al corte sin drenaje especificado, se decidió tratar la capa de aluvial y de relleno con la técnica del soil mixing por vía húmeda.

Tal y como se explicó anteriormente en el apartado 2.6, con objeto de crear una transición suave entre las zona tratada con soil mixing y las zonas sin tratar con esta técnica, y así minimizar las posibles distorsiones angulares que se pudieran producir en los servicios, en los 15 m más próximos al portal se hizo un bloque de soil mixing con columnas solapadas y en los 15 m siguientes se instalaron las columnas de soil mixing en forma de malla cuadrada, creando una retícula.

Con esta técnica se consiguió la mejora de las capas tratadas mediante su mezclado in-situ con lechada de cemento, formando una serie de columnas con mayor resistencia al corte y menor permeabilidad que el terreno original. Para elegir la cantidad de cemento a mezclar en el terreno para poder alcanzar la resistencia a compresión simple especificada de 300 kPa, se realizaron ensayos en el laboratorio con 100 kg, 150 kg y 200 kg de cemento por metro cúbico de terreno, rompiendo las probetas a los 7, 14 y 60 días con los siguientes resultados recogidos en la Tabla 5:

Tabla 5. Resultados de los ensayos de laboratorio hechos para soil mixing

	Días	Resistencia media por probeta (MPa)
100 Cem +50/50 arcilla orgánica	7	0.6
	14	0.8
	60	1.2
150 Cem +50/50 arcilla orgánica	7	0.8
	14	0.9
	60	1.2
200 Cem +50/50 arcilla orgánica	7	0.8
	14	0.9
	60	1.5

Debido a la mayor eficiencia en el mezclado de las muestras de laboratorio, se aplicó un factor reductor campo/laboratorio de 2 y se estimó que la resistencia que se alcanzaría in situ es la que se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6. Estimaciones de las resistencias a compresión simple para soil mixing en campo

	Días	Resistencia media por probeta (MPa)	Resistencia estimada del terreno tratado (1/2 resultados de laboratorio) (MPa)
100 Cem +50/50 arcilla orgánica	7	0.6	0.3
	14	0.8	0.4
	60	1.2	0.6
150 Cem +50/50 arcilla orgánica	7	0.8	0.4
	14	0.9	0.5
	60	1.2	0.6
200 Cem +50/50 arcilla orgánica	7	0.8	0.4
	14	0.9	0.5
	60	1.5	0.7

Por tanto, se llegó a la conclusión de que con una cantidad mínima de 100 kg de cemento por metro cúbico de terreno tratado se podría alcanzar la resistencia a compresión simple especificada de 300 kPa a los 7 días de ejecutado el tratamiento. El grado de mejora que se alcanzaba mezclando el terreno con una mezcla de 200 kg/m<sup>3</sup> no era muy superior al alcanzado con la cantidad mínima de cemento y por tanto se desechó esta mezcla. Finalmente, la cantidad de cemento a mezclar por metro cúbico de terreno elegido, fue de 150 kg, es decir, un valor intermedio que garantizaba la resistencia objetivo en caso de que localmente el terreno tuviera peores condiciones.

Se ejecutaron un total de 258 columnas de soil mixing de 1.5 m de diámetro. Estas columnas fueron de 3 m a 4 m de profundidad con una penetración máxima de 0.5 m en la RTD. El solape entre columnas fue del 20% lo que implica que la distancia máxima entre centros de columnas fue de 1.2 m (ver las figuras 15 y 16).



Figura 15. Detalle del útil de mezclado del equipo de soil mixing, con doble hélice.



Figura 16. Ejecución de una columna de soil mixing (izqda.) y fila de columnas solapadas (dcha.)

#### 4. CONTROL DE EJECUCIÓN

Se utilizaron máquinas instrumentadas para poder realizar un control durante la ejecución de los trabajos, tanto de perforación como de inyección o mezclado en el caso del soil mixing.

##### 4.1 Control de ejecución de la perforación

La perforadora llevaba instalado un registrador de parámetros de perforación denominado Slogger, desarrollado por la División de Desarrollos Tecnológicos del Servicio Técnico de GEOCISA. Este equipo tiene una pantalla (Figura 17) en la que el perforista puede ver en todo momento los siguientes parámetros de perforación (Figura 18):

- Velocidad de avance (cm/minuto)
- Fuerza de empuje (kN)
- Par (kN.m)
- Velocidad de rotación (rpm)

A partir de los parámetros anteriores, se calculó la energía específica de perforación, en función de la cual se podía tener una idea del tipo de terreno atravesado.



Figura 17. Panel de control de la perforadora con la pantalla de control del registrador de parámetros encima

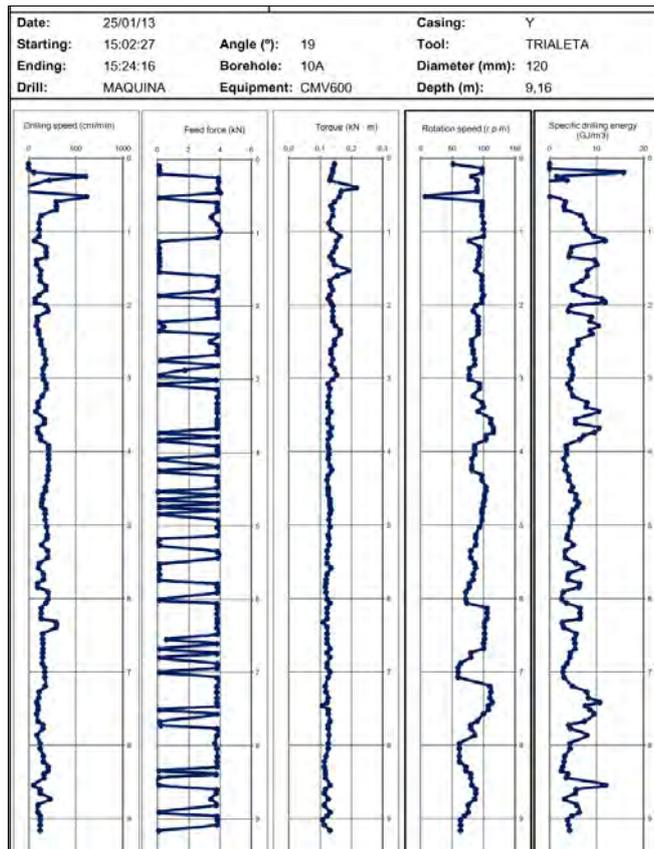


Figura 18. Salida del registrador de parámetros correspondiente a un taladro en una de las zonas tratadas

Además, debido a la ajustada geometría del tratamiento, al terminar cada taladro inclinado que se instaló bajo los servicios de la calle Victoria Dock Road se hizo un control de desviación, introduciendo la sonda denominada HDAD-1 desarrollada por GEOCISA, la cual permite medir la posición de los taladros en el plano horizontal y vertical (Figura 19). La desviación medida en los taladros se mantuvo por debajo de un 1% en horizontal y en vertical. En la figura 20 se muestra la utilización de la sonda HDAD-1 por parte del personal de obra.

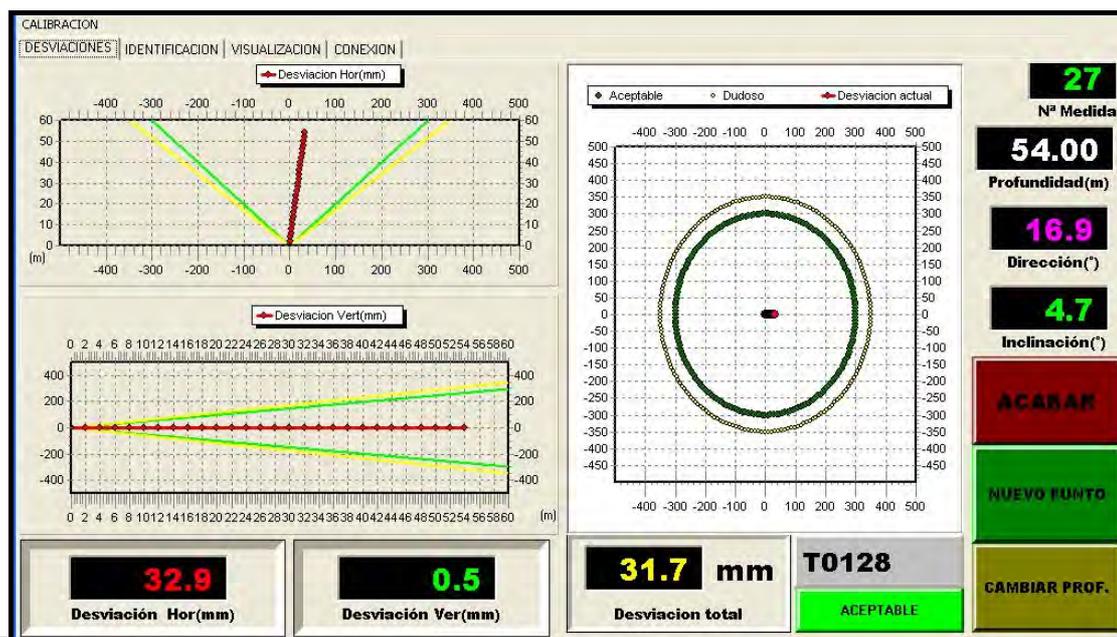


Figura 19. Equipo de control de desviación de taladros HDAD-1



Figura 20. Introducción de la sonda HDAD-1 en uno de los taladros

#### 4.2. Inyección de los tubos manguito

La inyección se realizó utilizando un obturador doble conectado a una manguera a través de la cual le llegaba la mezcla a inyectar desde un contenedor provisto de 2 bombas (Figura 21), con cuatro líneas, una mezcladora y un tanque agitador (Figura 22).



Figura 21. Contenedor con planta de inyección



Figura 22. Contenedor con planta de inyección

Este contenedor contaba con un sistema automático de dosificación de las mezclas y de programación de los parámetros de inyección (presión, caudal y volumen), en función de los taladros y manguitos a inyectar (Figura 23), preparado por la División de Desarrollos Tecnológicos del Servicio Técnico de Geocisa.



Figura 23. Vista de la pantalla del sistema automático de programación de las inyecciones

Adicionalmente, se realizó un control topográfico mediante nivelación de precisión de los servicios más próximos al área de tratamiento, comprobándose la no adicción a los mismos durante el tratamiento, como se observa en la figura 24.

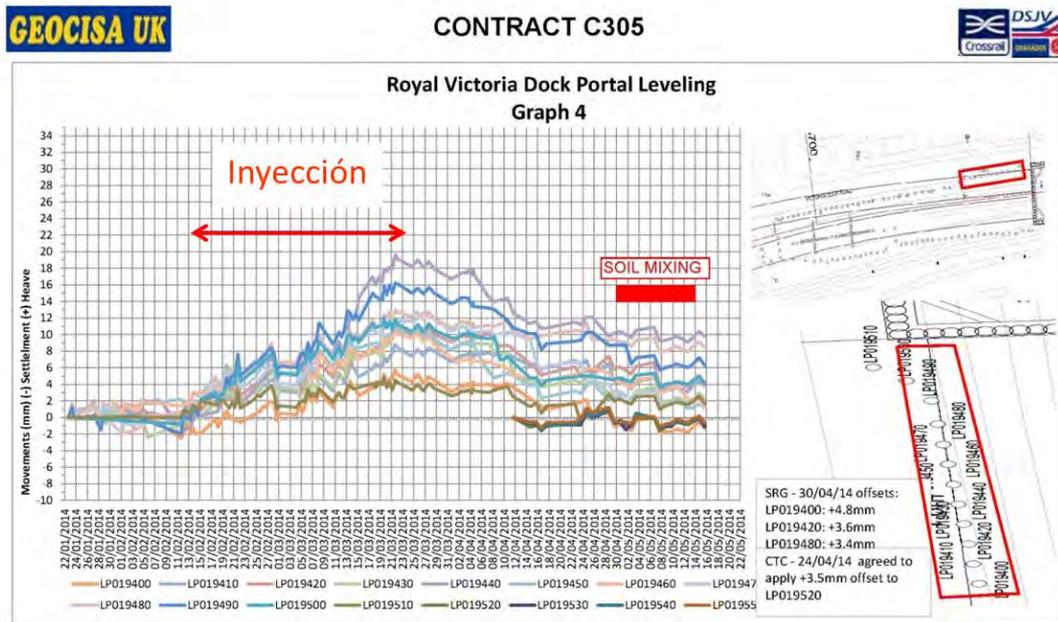


Figura 24. Movimientos verticales medidos en la tubería de gas durante las inyecciones de impregnación de la terraza y el soil mixing en la capa de rellenos y el aluvial

## 5. VALIDACIÓN DEL TRATAMIENTO

Para poder comprobar el grado de mejora del terreno tratado, se realizaron los ensayos de campo siguientes:

- 10 ensayos de penetración estática, CPT, ejecutados durante la ejecución del tratamiento después de cada episodio;
- 5 sondeos con ensayos in situ (Lefranc y presiómetros)

### 5.1. Ensayos de penetración estática CPT

En la figura 25 se muestra la localización de los 10 ensayos CPT que se realizaron en las proximidades del portal.

En todos estos ensayos se llegó el rechazo justo al alcanzar el techo de la terraza del río (RTD), lo que daba una idea de la mejora de esta capa ya que los mismos ensayos realizados antes de la ejecución del tratamiento no alcanzaron nunca el rechazo y atravesaron esa capa sin problema.

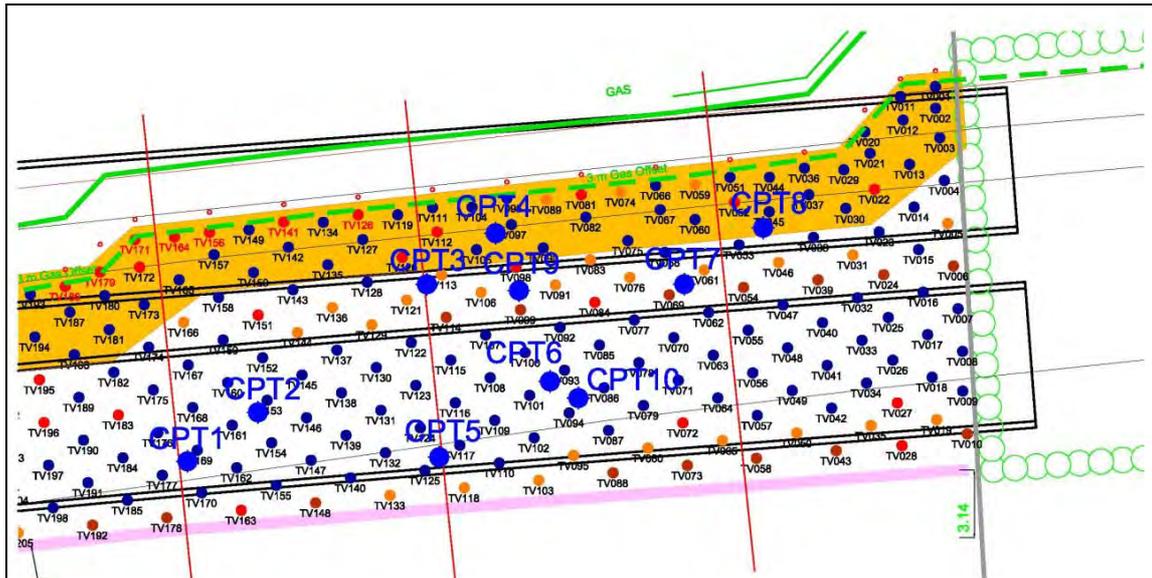


Figura 25. Localización de los ensayos CPT ejecutados en la zona A

La resistencia por punta en la RTD alcanzada tuvo un valor medio de 26.5 MPa, que es el valor máximo en el cual el equipo interrumpe su operación pues se considera que se ha alcanzado el rechazo. Se puede estimar la resistencia al corte sin drenaje,  $s_u$ , del terreno ensayado a partir del valor de la resistencia por punta,  $q_c$ , basándose en la relación siguiente:

$$s_u = q_c / N$$

$N$ , es un factor que varía entre 10 y 12 en suelos de baja plasticidad, como lo son los terrenos tratados en esta área. Estos valores se tomaron del artículo escrito por Aas et al. (1986) cuya referencia completa es la siguiente: "Use of in situ test for foundation design on clay". Proceedings of ASCE Specialty Conference In Situ 1986: Use of In situ Test in Geotechnical Engineering, Blacksburg, 1-30, American Society of Engineers (ASCE)".

Los valores de la resistencia al corte sin drenaje obtenidos varían de 1.4 MPa y 4.1 MPa. Los correspondientes valores de la resistencia a compresión simple,  $q_u$ , serían de al menos 2.8 MPa, es decir, mucho mayores que el valor mínimo de 0.3 MPa requerido en el diseño.

## 5.2. Ensayos en sondeos

Con el fin de validar el tratamiento, se ejecutaron 10 sondeos en los que se hicieron ensayos tipo Lefranc para obtener el coeficiente de permeabilidad de la terraza (RTD) tratada con inyecciones de impregnación. También se intentó hacer ensayos presiométricos en esos mismos sondeos pero no fue posible.

Debido a la naturaleza abrasiva de la terraza del río, la perforación de los sondeos se hizo con agua. Debido a esto, las paredes del sondeo en la terraza pudieron haber colapsado y por tanto, en algunos casos fue muy difícil sellar el espacio anular entre el revestimiento y las paredes del taladro y ese hecho pudo afectar a los resultados de los ensayos de permeabilidad.

A consecuencia de esto, el cálculo del coeficiente de permeabilidad se hizo considerando la totalidad del espesor de la capa de RTD, desde la parte inferior hasta la superior de esta capa, en lugar del ensayo teórico del tramo sin revestir del sondeo.

La tabla 7 recoge los resultados de los ensayos de permeabilidad realizados en la terraza. De estos ensayos se puede concluir que el mayor valor de la permeabilidad obtenido,  $k = 7.7 \times 10^{-5}$  m/s, fue en el sondeo n° 8 justo al finalizar el tercer episodio de inyección. Por tanto, el resultado pudo haberse visto afectado por este hecho. Dos nuevos ensayos Lefranc se hicieron cerca de ese sondeo, en los sondeos 11 y 12, después del cuarto episodio y los valores de permeabilidad fueron menores, alrededor de  $2.6 \times 10^{-6}$  m/s, que es un valor menor de los  $5 \times 10^{-6}$  m/s requeridos. En consecuencia, se alcanzó el objetivo en términos de permeabilidad.

Tabla 7. Ensayos de permeabilidad en la RTD

Sondeo	Nº Episodio	Permeabilidad (m/s)	$s_u$ (kPa)
6	3	$3.2 \cdot 10^{-6}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$
7	3	$3.2 \cdot 10^{-6}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$
8	3	$7.7 \cdot 10^{-5}$	$> 5 \cdot 10^{-6}$
11	4	$2.6 \cdot 10^{-6}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$
12	4	$2.9 \cdot 10^{-6}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$

En cuanto a los ensayos presiométricos, por la razón antes mencionada al principio de este apartado, no se pudieron realizar, ya que debido al nivel de sobre excavación y la rugosidad de las paredes del sondeo de la capa de RTD, la goma del manguito que ejerce la presión a la paredes del sondeo, no se pudo ajustar a dichas paredes.

## 6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

En la zona próxima al portal de recepción de las tuneladoras, dentro del contrato C-305 de las obras de CROSSRAIL, en Londres, se diseñó un tratamiento del terreno en función del espesor de arcilla de Londres y de la cobertera de tierras sobre la clave de los túneles.

El objetivo de este tratamiento era, fundamentalmente, evitar la afección a los servicios y a las viviendas cercanas al portal, las cuales sufrieron movimientos durante su construcción. Para lograr lo anterior, este tratamiento debía disminuir la permeabilidad de la terraza del río y mejorar la resistencia del aluvial por medio de inyecciones de impregnación y de fracturación, respectivamente.

El tratamiento se efectuó con tubos manguito de PVC y de acero, a través de los cuales se inyectaron lechadas de cemento y de silicatos, en varios episodios, hasta alcanzar unos volúmenes y presiones prefijados.

Esta zona de tratamiento estaba confinada entre dos barreras de micropilotes, una al sur de la excavación de los túneles, para proteger la infraestructura del DLR y otra al norte para proteger los servicios de la calle Victoria Dock Road.

También se realizó un tratamiento de soil mixing en el aluvial y el relleno en los 30 m adyacentes al portal, debido a la escasa cobertera y a que más de la mitad de la excavación se ejecutaba en los terrenos anteriormente mencionados. Con el objeto de mantener los asientos causados por la excavación de los túneles y las distorsiones angulares por debajo de los valores admisibles, los primeros 15 m de soil mixing (unos dos diámetros de túnel) fueron hechos con columnas solapadas, creando una especie de losa, mientras que los 15 m siguientes se hicieron con las columnas dispuestas según una retícula. Asimismo, con el mismo propósito se trataron a continuación otros 8 m (un diámetro de túnel, aproximadamente) con inyecciones de fracturación en la capa de aluvial.

Durante la realización de los trabajos y con el objeto de verificar que los mismos se llevaban a cabo según las especificaciones, se realizó un control de ejecución que incluyó los siguientes trabajos:

- Registro de parámetros de perforación;
- Control de las desviaciones de los taladros;
- Control automático de los parámetros de inyección;
- Ensayos de mezclas in situ y en laboratorio;
- Control de movimientos y comparación con los umbrales de alarma.

Al finalizar las inyecciones en cada área se realizó un control de resultados que incluyó:

- Análisis de los registros de admisión de mezcla y de presión en cada episodio;
- Ensayos de penetración estática;
- Taladros con registro de parámetros de perforación, en las zonas tratadas;
- Ensayos Lefranc en los taladros anteriores.

Los datos obtenidos con este control permitieron concluir que el terreno tratado cumplía con los requisitos de resistencia al corte no drenada (aluvial con  $s_u > 150$  kPa) y de permeabilidad (terrazza del río con  $k < 5 \times 10^{-6}$  m/s) establecidos en el diseño.

En octubre de 2.014, tras un año y medio de diseño y ejecución de los tratamientos del terreno descritos, se terminó el tramo del contrato C-305. Ambos túneles se completaron y las dos tuneladoras calaron en el portal de Victoria Dock satisfactoriamente y sin afecciones a importantes a las viviendas y los servicios existentes a menos de 3m.

## **7. AGRADECIMIENTOS**

Los autores agradecen a los departamentos de producción y técnico tanto de Crossrail como de Dragados-Sisk Joint Venture y de Geotecnia y Cimientos, S.A. (GEOCISA) y en particular los técnicos de ejecución de Geocisa UK Jesús Miguel Gil Barquín y Alejandro Segundo González, por facilitar la información necesaria para escribir este artículo.

# **PRECARGA POR VACÍO. PREVENCIÓN DE PATOLOGÍAS. BARRIADA CÁRDEÑAS (HUELVA)**

**EDUARDO MARTÍNEZ GARCÍA**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Departamento técnico. MENARD España.

## **1. Introducción**

La presente ponencia se encuadra en la 17ª Sesión de las Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS cuya temática son las Intervenciones en Casos de Patologías y Obras Geotécnicas Complejas. Desde MENARD se ha escogido una actuación de singulares características situada en la barriada de Cárdeñas en Huelva.

La obra consistía en la ejecución de una serie de viviendas unifamiliares adosadas, en un máximo de dos plantas. Las condiciones geotécnicas del solar eran excepcionalmente desfavorables debido a la elevada deformabilidad de los fangos típicos de la zona, con 28 metros de espesor, y a la existencia de una primera capa de 4 a 5 metros de escombros.

Tras estudiar diferentes alternativas de mejora del suelo se consideró que la opción más óptima para la consolidación de los fangos y estabilización de los rellenos era la consolidación por vacío.

La consolidación por vacío o consolidación atmosférica es un sistema que permite llevar a cabo la consolidación de rellenos y fangos en un plazo de tiempo razonable y con un movimiento de tierras reducido aplicando el vacío en el terreno.

## 2. Descripción del proyecto

### 2.1. Descripción de las edificaciones

El proyecto se emplazaba en la Barriada de Cárdeñas, localizada al oeste de la ciudad de Huelva (España) en la zona conocida como ‘Marismas del Odiel’. Se encuentra delimitada por la prolongación de la Carretera de la Cinta, la Avenida Cristóbal Colón y el Paseo Marítimo.

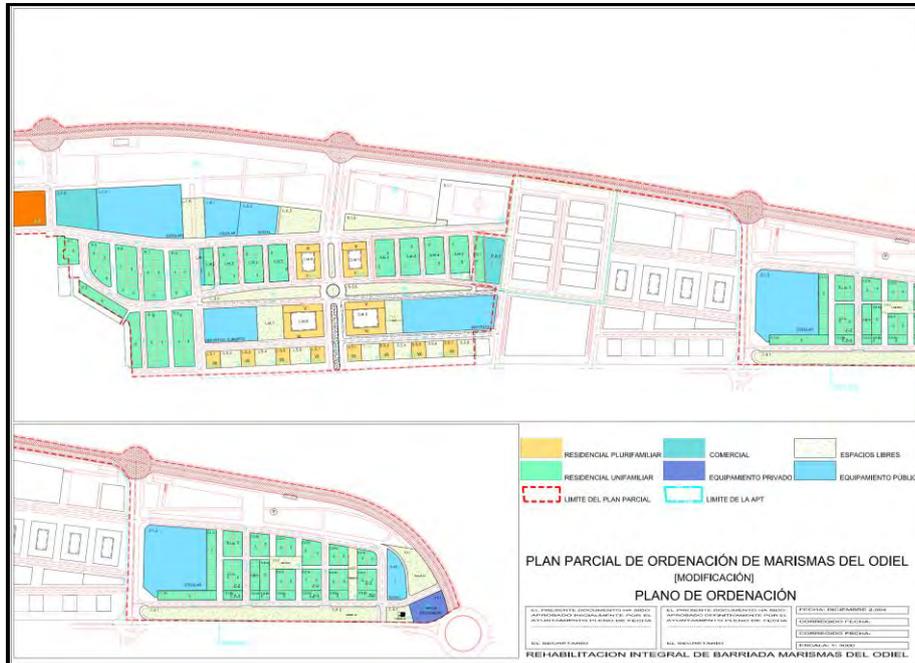


Figura 1: Plano de ordenación del plan parcial de Marismas del Odiel a fecha de diciembre de 2004.

El proyecto consistió en la construcción de 114 viviendas adosadas unifamiliares, de protección oficial y con un máximo de dos plantas, en las manzanas S.M.2, S.M.3, S.M.4, S.M.5 y P.O.1 de la denominada como ‘Zona Centro’ de la barriada, situadas entre los viales V-S-2 y V-S-3, ocupando una zona de más de 17.000 m<sup>2</sup>.



Figura 2: Barriada de Cárdeñas. En rojo la zona donde se ubican las 114 viviendas.



Figura 3: Esquema estructural de las viviendas adosadas.

## 2.2. Condiciones geotécnicas

### 2.2.1. Documentos de referencia

#### Campaña geotécnica ejecutada por Vorsevi en septiembre de 2006

La campaña de reconocimientos ejecutada por Vorsevi S.A. por encargo de la Junta de Compensación Marismas del Odiel constaba de cuatro sondeos a rotación y de 6 ensayos de penetración estática con medida de presión de poros (piezoconos CPTU) y quince ensayos de molinete o Vane-Test.

En el interior de los sondeos se tomaron 18 muestras inalteradas para su análisis en laboratorio y se realizaron 19 ensayos de penetración estándar o SPT.



Figura 4: Localización de los sondeos y ensayos de penetración.

#### Informe geotécnico encargado por la Empresa Pública del Suelo de Andalucía de septiembre de 2007

En este informe se llevó a cabo un análisis comparativo entre las condiciones geotécnicas del solar que nos ocupa y las de otros solares situados sobre las marismas de Huelva, así como un estudio de las distintas soluciones constructivas adoptadas en cada uno de los casos a la hora de consolidar las marismas y posteriormente para la urbanización y edificación.

El objetivo era evaluar las condiciones geotécnicas y como estas habían afectado a la construcción y comportamiento de los edificios e instalaciones de la zona.

### **Campaña de reconocimiento de los rellenos superficiales por medio de calicatas los días 21 y 22 de noviembre de 2007**

Con el fin de reconocer de un modo más directo la capa superficial de rellenos antrópicos se ejecutaron un total de 26 calicatas alcanzando una profundidad de 5 metros.

Dicha campaña mostró una cantidad importante, superior a la prevista, de materiales de construcción y derribo que condicionaron de forma significativa el dimensionamiento de la solución.

#### **2.2.2. Análisis de las condiciones geotécnicas del solar**

De los documentos citados en el apartado anterior podía establecerse, de manera simplificada, el siguiente perfil del terreno:

1. **Rellenos superficiales**, con un espesor de hasta 4,90 m y formados por vertidos heterogéneos e incontrolados depositados de manera errática. Se trata de un suelo inadecuado para cimentar debido a su comportamiento imprevisible. La superficie del solar es el resultado de estos vertidos y presenta parcialmente una laguna, de lo que se desprende que el nivel freático se encuentra en superficie.  
  
**Fangos**, con unas profundidades de 22 a 27 metros. El plano de fondo de los fangos es una superficie alabeada con los puntos de máxima y mínima profundidad situados en diagonal respecto al solar, lo que puede indicar que el caño o foso lo recorre diagonalmente.
2. **Sustrato de transición**, situado bajos los fangos, presenta un espesor variable de 3 a 8 metros. Se trata de un suelo similar a los fangos desde el punto de vista constructivo debido a sus pésimas características.
3. **Sustrato competente**, localizado a un mínimo de 22,0 metros pero en algunos sondeos no llega a detectarse. El techo del sustrato competente presenta un buzamiento desconocido pero en cualquier caso muy considerable.

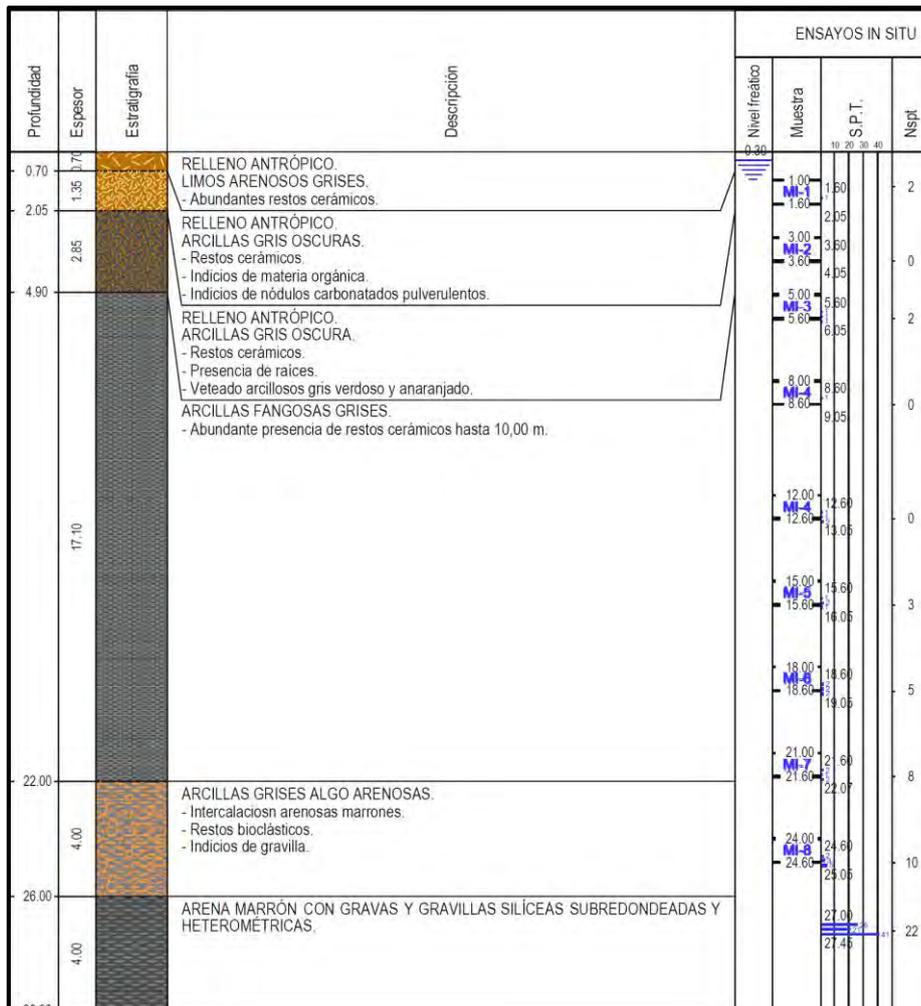


Figura 5: estratigrafía del sondeo S-4.

### 2.3. Problemática geotécnica en el entorno cercano

En este apartado se analizan las condiciones de cimentación y las soluciones adoptadas en otras construcciones y solares de la zona con una problemática similar, recogiendo del análisis realizado a petición de EPSA en septiembre de 2007.

Las distintas actuaciones estudiadas fueron:

- 204 Viviendas de Promoción Pública, promovidas por la Dirección General de Arquitectura y Vivienda de la Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Junta de Andalucía.
- Recalce de cimentación de 70 VPO en PERI 'Zafra' realizada mediante pilotes de extracción.
- 106 Viviendas de Protección Oficial en la Varriada de Cárdeñas (Huelva).
- Solares colindantes al de actuación tanto por el Sur como por el Este hasta la Avenida de Cristóbal Colón.
- Parcela R-6 de Marismas del Odiel (Promoción privada).

#### 2.3.1. Solar colindante por el sur

Este solar presentaba una capa de rellenos superficiales similar al de las 114 viviendas, pero de un espesor inferior. El nivel freático se encontraba en superficie y el espesor de fangos junto con el sustrato de transición era de 25 m.

Si bien las condiciones de este emplazamiento no son tan malas como en las 114 viviendas, sí que pueden considerarse como una extensión el uno del otro.

### 2.3.2. Solar colindante por el este

En este caso los rellenos superficiales alcanzaban hasta los 4,2 metros de profundidad y estaban constituidos por una mezcla de suelos y de vertidos incontrolados. El nivel freático se encontraba a 1,30 metros de profundidad y el máximo espesor hasta alcanzar el sustrato competente era de 15 metros.

Las condiciones del terreno en la banda de suelo comprendida entre las 114 viviendas y la Avenida de Cristobal Colón resultaban claramente superiores a las del solar que nos ocupa. Resulta evidente que el sustrato competente aumenta de cota a medida que nos alejamos del borde marino.

### 2.3.3. 204 viviendas de promoción pública, promovidas por la Dirección General de Arquitectura y Vivienda de la Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Junta de Andalucía.

Este es el solar colindante por el norte al destinado a las 114 viviendas. Era el conjunto de edificaciones más cercano, con unas características prácticamente idénticas.

En este caso el paquete de fangos tenía un espesor en la mayoría de la parcela del orden de 10,6 metros, sin embargo, en la esquina más próxima al solar destinado a las 114 viviendas, esta profundidad aumenta considerablemente hasta los 20 metros.

En 1989 se llevó a cabo con un pre carga que provocó asientos superiores a los 50 cm, alcanzando los 80 cm en la zona de mayor espesor de fangos.

A raíz de estos asientos el solar fue objeto de terraplenes y cimentaciones experimentales a escala real. Se siguieron produciendo asientos muy elevados y con un efecto borde importante con distorsiones del orden de 1/7. Además los efectos de estos movimientos se prolongaban más allá de los terraplenes produciéndose levantamientos a una cierta distancia.

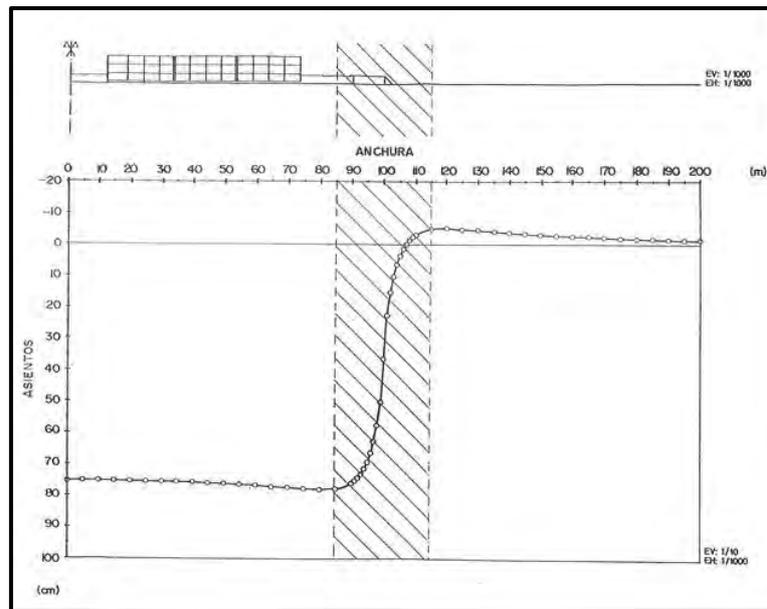


Figura 6: Cubeta de asentamientos en la zona próxima al solar de las 114 VPO con 20 m de fangos.

Las viviendas se construyeron en distintas fases, asegurando un tiempo mínimo de pre carga de 4 años, para controlar estos asentamientos. En las zonas con mayor espesor de fangos la construcción se demoró 7 años tras la aplicación del primer relleno.

### **2.3.4. Parcela R-6 de Marismas del Odiel (Promoción privada).**

Localizado al norte del solar anterior presenta un espesor de rellenos de hasta 3,4. El nivel freático de encuentra a -1,80 metros y los fangos alcanzan una profundidad máxima de 9,6 metros.

### **2.3.5. 106 Viviendas de Protección Oficial en la Barriada de Cárdeñas (Huelva).**

Esta parcela de sitúa nuevamente al norte de la precedente y presenta un espesor de hasta 4,4m de rellenos de suelos. El nivel freático se encuentra entre 1,6 y 1,9 metros, el sustrato competente aparece a una profundidad de 12,3 metros.

En el caso concreto se contemplaba en proyecto la elevación de las alineaciones mediante un terraplenado general del orden de 2,0 m de altura. Aprovechando dicha situación se decidió completar la consolidación mediante una precarga que se retiraría posteriormente. También se había planteado el uso de mechas verticales lo que no fue posible finalmente por carencia de presupuesto.

El proceso de carga se realizó con precaución para evitar la rotura de los fangos (se alcanzaron tensiones transmitidas al terreno de 9,8 t/m<sup>2</sup>) colocándose la oportuna instrumentación.

La precarga se mantuvo durante 8 meses y los asientos finales medidos fueron de 30 cm. La cimentación ejecutada consistió en zapatas para los edificios de una planta y losa para los de dos plantas.

### **2.3.6. Recalce de cimentación de 70 VPO en PERI 'Zafra' realizada mediante pilotes de extracción.**

Esta parcela se sitúa al sur y bastante alejada de la destinada a las 114 viviendas, si bien resulta interesante ya que tiene unas condiciones similares y también presentó problemas constructivos.

Lo rellenos superficiales arcillosos y limoarenosos, con algún contenido en materia orgánica presenta un espesor de 4,4 metros. La profundidad mínima del nivel freático fue de 1,2 m y el espesor de fangos reconocido está en 8,70 m.

A diferencia del resto de zonas, aquí no se reconoce el estrato de transición si no un estrato limo arenoso con unas características de profundidad importantes y crecientes con la profundidad.

En este solar, con unas características muchos mejores al de las 114 viviendas la cimentación mediante pilotes de extracción realizada hasta 25 m de profundidad falló, antes si quiera de entrar en carga, siendo necesario el recalce de dicha cimentación antes de proseguir con la construcción.

## **2.4. Elección de la solución. El caso concreto de las 114 viviendas.**

### **2.4.1. Consideraciones previas.**

Cuando se realiza edificación extensiva, con edificios bajos y grandes superficies es necesario garantizar el correcto funcionamiento de todo el conjunto (urbanización y viales) y de las instalaciones particulares y generales.

La problemática que supone la consolidación de suelos flojos (coste, tiempo y técnicas empleadas), crece exponencialmente con la potencia de dichos terrenos. Es mayor aún el problema en el caso de fangos sumergidos bajo el nivel del mar, como es el caso.

Los asientos en suelos normalmente consolidados de esta naturaleza son elevados y más aún en el caso que nos ocupa donde no solamente se trata de suelos normalmente consolidados sino que además son **sensitivos** de manera que los ensayos edométricos demuestran que la presión de preconsolidación es inferior a la carga que actualmente soportan, hecho paradójico pero real, que equivale a decir que **estos suelos no soportan ni su propio peso.**

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL EN EDÓMETRO (UNE 7392)



Cliente: JUNTA DE COMPENSACIÓN  
 Trabajo: HUELVA  
 Muestra: S-1

Cota (m): Inicio 8,00 Fin 8,60

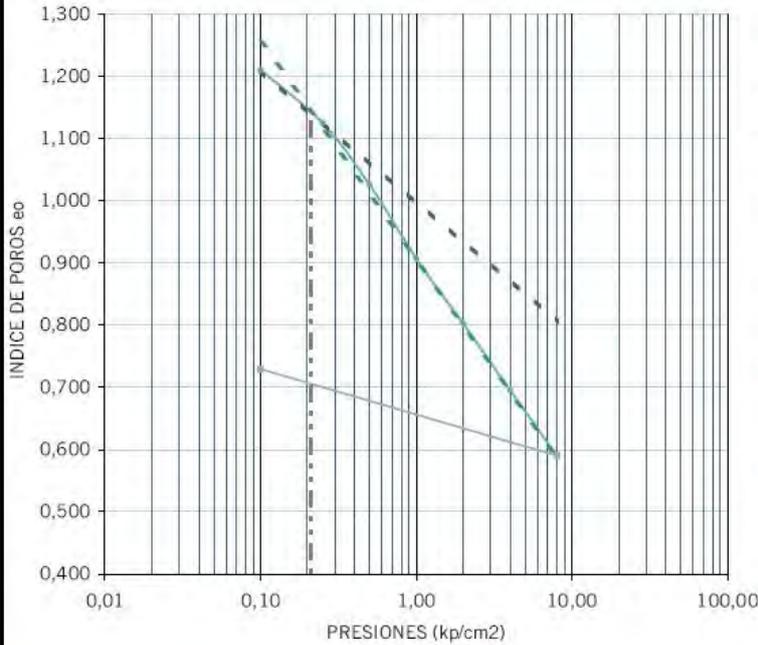
DIMENSIONES DE LA PROBETA

Diámetro (cm): 5,00  
 Altura (cm): 2,00  
 Sección (cm<sup>2</sup>): 19,63  
 Volumen (cm<sup>3</sup>): 39,27  
 Peso esp. partículas (g/cm<sup>3</sup>): 2,670  
 Densidad Seca (KN/m<sup>3</sup>): 1,15

PARÁMETROS DE LA PROBETA

Humedad Inicial (%): 51,60  
 Humedad final (%): 30,09  
 Índice de Poros Inicial (e<sub>0</sub>): 1,313

CURVA EDMÉTRICA



Cargas (kp/cm <sup>2</sup> )	Tiempos	Lecturas (0,001mm)	Índice de Poros (e)
0,00	0	9000	1,313
0,10	0	8950	1,210
	24h	8111	
0,25	0	8080	1,126
	24h	7379	
0,50	0	7305	1,026
	72h	6521	
1,00	0	6495	0,907
	24h	5492	
2,00	0	5455	0,803
	24h	4590	
4,00	0	4530	0,695
	24h	3659	
8,00	0	3595	0,590
	24h	2751	
0,10	0	2930	0,729
	72h	3954	

Ind. Hinchamiento (C<sub>s</sub>): 0,21  
 Ind. De compresión (C<sub>c</sub>): 0,35  
 Presión de preconsolidación (kp/cm<sup>2</sup>): 0,21

Figura 7: ejemplo de ensayo edométrico de una muestra tomada a 8,3 metros de profundidad.

En las construcciones realizadas en la zona se han producido asientos variables entre los 6 los 10 cm por cada metro de espesor de fangos. En el caso donde nos encontrábamos, con espesores de hasta 26 metros de fangos los asientos podrían haber alcanzado los 200 cm y tardar en estabilizarse hasta 10 años.

## 2.4.2. Alternativas para la consolidación de los fangos y rellenos superficiales.

En el siguiente cuadro se recogen, de manera resumida, las distintas soluciones estudiadas para tratar el terreno de las 114 viviendas:

Solución	Descripción	Inconvenientes
A	Terraplenado+precarga. Cimentación flotante.	Tiempos de consolidación demasiado elevados. Heterogeneidad del relleno.
B	Terraplenado+precarga. Cimentación directa.	Tiempos de consolidación demasiado elevados. Heterogeneidad del relleno.
C	Inyecciones de desplazamiento.	Profundidades y superficies demasiado grandes.
D	Compactación dinámica.	Naturaleza y espesor del terreno a tratar.
E	Electroósmosis	Coste de ejecución y ensayos a realizar.
F	Columnas de grava	Insuficiente resistencia lateral del terreno. Grandes profundidades y superficies de aplicación.
G	Columnas de módulo controlado	Grandes profundidades y superficies de aplicación.
H	Pilotes	Grandes profundidades y superficies de aplicación.

Tabla 1: alternativas para la consolidación.

### A. Terraplenado+precarga+cimentación flotante

Esta solución fue la adoptada en las 204 viviendas situadas en el solar al norte de las 114.

Para el caso que nos ocupa tanto el espesor de rellenos como el de fangos es mayor por lo que los 6 años de consolidación que fueron necesarios en el caso de las 204 viviendas para conseguir unas distorsiones admisibles, se convertirían en 15 años.

Además, para la ejecución de una cimentación compensada es necesario cimentar sobre un material homogéneo ya que, en caso contrario, la flotación sería diferencial (principio de Arquímedes) y el giro de los edificios estaría garantizado.

### B. Terraplenado+precarga+cimentación directa

Esta fue la solución adoptada para las 106 viviendas situadas más al norte.

Al igual que en el caso anterior la potencia de material blando era menor que para las 114 viviendas por lo que, de aplicar la misma solución, el tiempo de consolidación aumentaría hasta los 10-11 años.

### C. Inyecciones de desplazamiento

Las inyecciones de desplazamiento consiste en inyectar un material capaz de desplazar el terreno sin juntarse con el mismo, creando una columna formada por unas especie de 'bulbos'.

En este caso el problema también reside en las grandes extensiones (17.000 m<sup>2</sup>) y profundidades (30 m) de terreno a tratar, conllevando un coste muy elevado.

### D. Compactación dinámica

Si bien esta técnica no es teóricamente la más adecuada para este tipo de terrenos ya se había aplicado con anterioridad a otras obras con rellenos hidráulicos y fangos con una relativa eficacia. Ahora bien, se había utilizado con espesores del orden de 2 m. Ni en el caso de un terreno favorable al procedimiento sería capaz la compactación dinámica de tratar espesores de 30 metros de terreno blando.

### E. Electroósmosis

La electroósmosis es un método basado en el principio de la electrolisis, que requiere la introducción de electrodos, ánodo y cátodo, en el terreno para hacer pasar una corriente continua a través de ellos. El agua

ionizada migra hasta el cátodo debido a la diferencia de potencial existente entre los dos electrodos. Los cátodos consisten en conductos perforados donde el agua es extraída mediante bombeo.

Los inconvenientes de esta técnica serían la necesidad de realizar una campaña de ensayos y calibración de equipos así como su elevado coste de ejecución.

#### **F. Columnas de grava**

El refuerzo mediante columnas de grava se basa en la introducción de una grava compactada en el terreno, que con el terreno natural crean un sistema integrado. En este sistema la diferencia de rigidez entre las columnas y el suelo original provoca una redistribución de las tensiones aplicadas y una concentración de estas sobre las columnas. Así se aumenta la resistencia del conjunto disminuyendo los asentos y haciéndolos más uniformes.

Además de la reducción de asentos, las columnas de grava constituyen excelentes drenes verticales que aceleran el proceso de consolidación del terreno, por lo que, en principio y teniendo en cuenta únicamente las características expuestas serían un tratamiento adecuado.

El problema existente en este caso es, además de la extensión y la longitud necesaria de tratamiento, el hecho de que las columnas de grava tienden a abombarse cuando se le aplica carga, por lo que es necesario que el terreno circundante tenga una cierta capacidad de contención lateral. En este caso no podía garantizarse que el terreno tuviese la resistencia a la corte necesaria.

#### **G. Columnas de módulo controlado**

Las columnas de módulo controlado son un método de mejora del terreno en que se introduce en el terreno una serie de inclusiones de mortero u hormigón de tal forma que se hace trabajar al terreno de manera conjunta, consiguiendo un 'terreno reforzado'. Debido a su rigidez su funcionamiento no está limitado por la resistencia al corte del terreno.

Estas inclusiones se realizan normalmente sin extracción de material, presionando este hacia los bordes de la perforación, consiguiendo una densificación y mejora del terreno circundante.

De nuevo, y al igual que todas las soluciones basadas en inclusiones en el terreno para este caso, la gran superficie de actuación y profundidad requeridas para el tratamiento hacen que los costes sean muy elevados.

#### **H. Pilotes**

El funcionamiento de los pilotes es de sobra conocido y en efecto podrían haber sido una solución. Pero en este caso concreto, las cargas transmitidas por las edificaciones, de sólo dos plantas, así como la superficie que ocupan, hacen que los pilotes no resulten óptimos.

Todas las soluciones presentadas tienen una serie de inconvenientes que o la hacen inviable, o elevan mucho su coste.

La solución finalmente ejecutada fue la consolidación por vacío que se explica en profundidad en los siguientes apartados.

### 3. La técnica de la consolidación atmosférica

El principio básico de este sistema es el vacío, es decir, en lugar de realizar una precarga clásica mediante un peso de tierras, se crea una depresión bajo una membrana estanca generando en el terreno una cohesión aparente en superficie que además permite, si fuera necesario, recrecer la altura de tierras de la precarga convencional sin riesgo de rotura local y en un menor espacio de tiempo. El método consiste en disminuir la presión atmosférica de una masa de suelo a consolidar confinada y sellada y mantener el vacío durante un periodo de tiempo predeterminado como se ilustra a continuación.

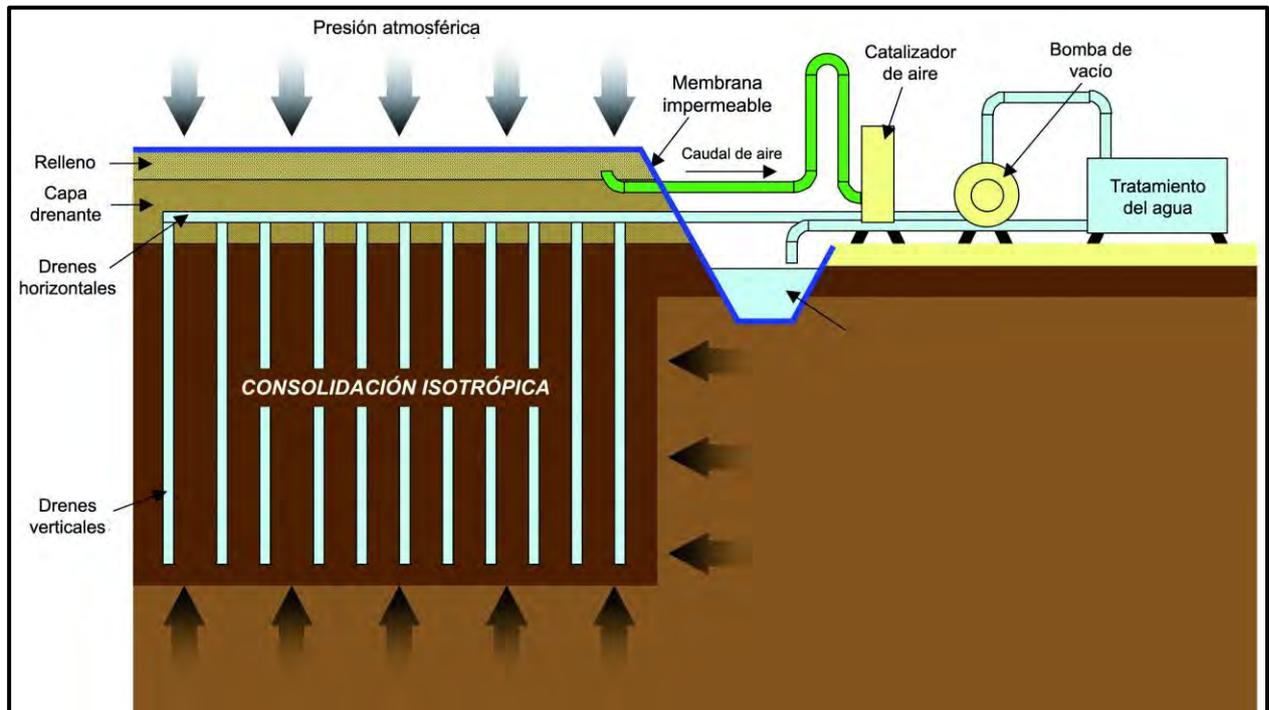


Figura 8: sección transversal típica de un tratamiento de Menard Vacuum.

#### 3.1. Evolución de la técnica

El concepto de la ‘precarga por vacío’ fue introducido en 1952 por el Dr. W. Kjellman como un método efectivo de mejorar suelos blandos de cara a la cimentación. Si bien la técnica se estudió y se aplicó en casos aislados en los años subsiguientes no fue hasta bastante tiempo después que se desarrollara lo suficiente como para ser usada con garantías.

Prácticamente los 90 cuando Cognon (1991) a raíz de una serie de ensayos a escala real en Francia demostraría que el éxito de la consolidación por vacío en el tratamiento de suelos blandos depende de una combinación del ‘know-how’ tecnológico y de una cuidadosa implementación de los detalles de diseño.

Dado su éxito al solucionar problemas de asiento y estabilidad en suelos muy compresibles, la tecnología experimentó un gran crecimiento, con la ventaja de ser una técnica sostenible que reduce la necesidad de llevar a obra los cada vez más escasos y caros rellenos evitando también el coste de desmantelamiento de los mismos. Además consigue realizar construcciones rápidas y económicamente eficientes.

Durante dicha década se completaron 30 proyectos de consolidación por vacío con más de 4.000.000 m<sup>3</sup> de suelo tratado (Masse et al. 2001).

Con las ventajas de las nuevas tecnologías para sellar utilizando geomallas impermeables y con la disponibilidad de bombas especializadas aire-agua, la consolidación por vacío tiene ahora una amplia aceptación como alternativa o complemento a la precarga tradicional de tierras.

### 3.2. Funcionamiento de la técnica

En la mayoría de casos la consolidación por vacío se ha utilizado como sustitutivo o suplemento de la práctica convencional de ejecutar un relleno de precarga. Los resultados de ambas técnicas son similares, el ratio de asentamiento en la consolidación por vacío es similar al de la precarga con drenes verticales. En esencia el diseño geotécnico usado para evaluar el espaciado entre los drenes verticales, grado de consolidación y resistencia ganada aplicado para rellenos con drenes verticales es igualmente válido para la consolidación por vacío. Pero los mecanismos que las rigen son diferentes en fundamentalmente dos aspectos: **la naturaleza isotropa** de la precarga por vacío y la **actuación sobre las tensiones efectivas** en lugar de sobre en las tensiones totales.

#### 3.2.1. Tratamiento isotropo

A diferencia de los rellenos de precarga, que pueden causar expansión lateral de la capa blanda subyacente y tiene riesgos relacionados con la estabilidad, la consolidación por vacío no presenta ningún problema de estabilidad ya que el bloque de suelo tratado es 'cargado' tanto lateral como verticalmente por la presión de vacío, es decir, dicha consolidación es un **proceso isotropo**. Esto ocurre ya que dicho incremento de la carga se transmite a través de la fase líquida del terreno que es, por definición, isotropa.

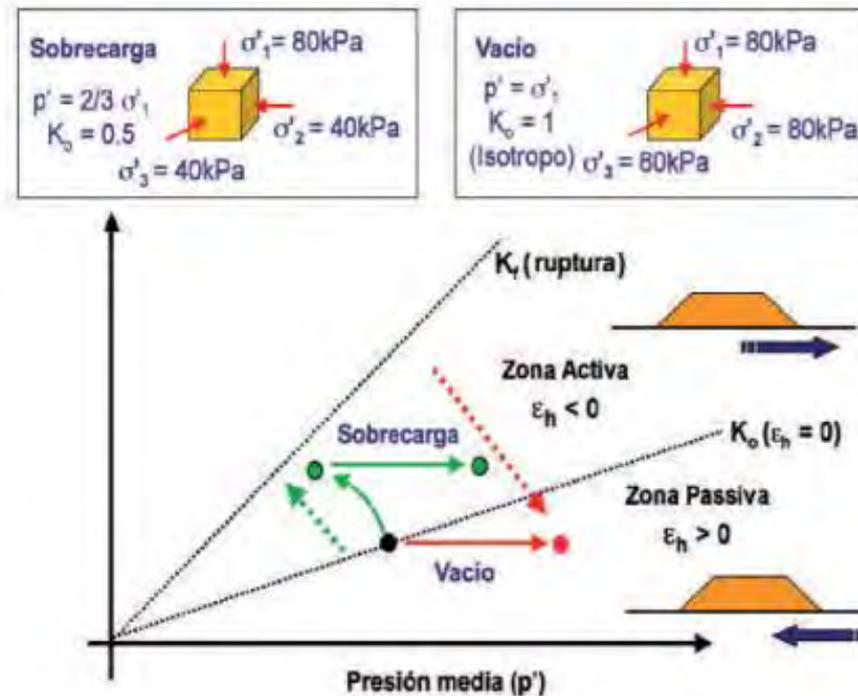


Figura 9: Diagrama de desarrollo de esfuerzos.

La Figura 9 muestra el desarrollo de las tensiones siendo el eje horizontal ( $p'$ ) la tensión efectiva media y el eje vertical ( $q$ ) la tensión esviada. En el caso de la precarga, la tensión final resultante está siempre en la zona activa, lo que provoca deformaciones laterales más allá de la zona cargada y eventualmente el colapso del terreno por corte. En cambio, en el caso de la consolidación por vacío el estado final de tensiones está bajo la línea  $K_0$ , en la zona pasiva, donde se produce un movimiento compresivo lateral hacia el interior del área cargada. Junto al incremento de la tensión aparente en la capa drenada, la consolidación por vacío mejora la estabilidad de los suelos saturados blandos.

De esta manera en la consolidación por vacío no causa inestabilidad en el suelo blando ni genera movimientos o empujes hacia el exterior de la zona tratada.

Normalmente el desplazamiento horizontal está limitado por la correspondiente consolidación radial del suelo dentro del área de influencia de los drenes:

- **En la periferia** el volumen de suelo afectado por los drenes perimetrales es semi-infinito. Las ecuaciones de deformación han sido demostradas por JM Cognon. En arcillas muy blandas pueden darse picos de desplazamiento lateral de hasta 30 cm hacia el interior.
- **En el centro** cada dren funciona como un punto fijo y tiene influencia sobre un volumen de suelo comprendido en la mitad de la distancia entre dos drenes adyacentes. Esto se corresponde con condiciones edométricas y no hay desplazamiento lateral.

### 3.2.2. Influencia en las presiones efectivas

En la consolidación por vacío no se aumenta la presión efectiva en la masa de suelo aumentando las presiones totales como sería el caso de una precarga mediante tierras, sino que se aplica un efecto de succión a la masa de terreno reduciendo la presión de poro manteniendo constante las presiones totales. Siguiendo el principio clásico de Terzaghi obtendríamos:

**Precarga tradicional:**

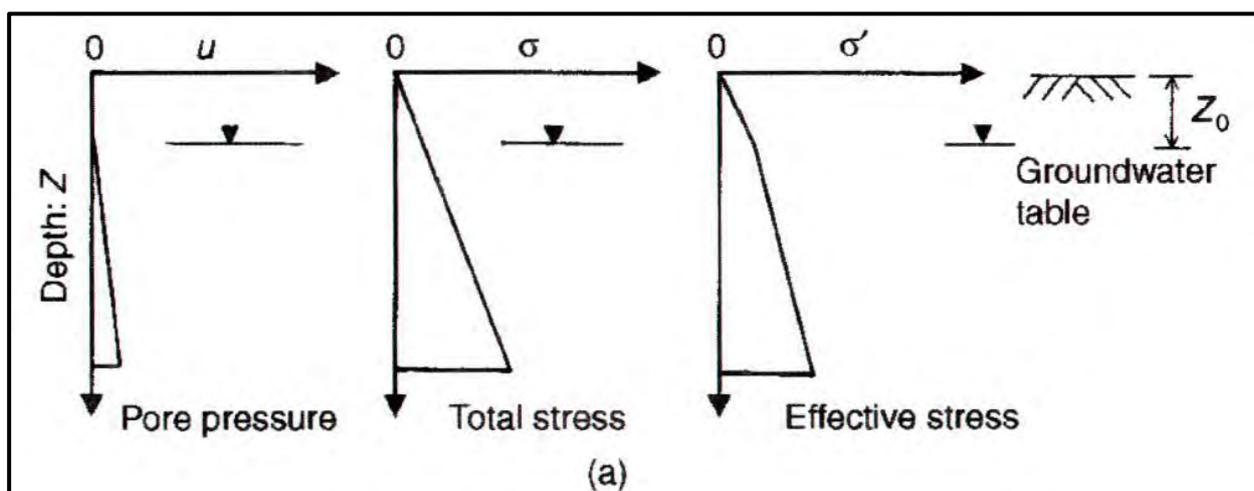


Figura 10: Tensión efectiva en el suelo en situaciones normales.

Durante la precarga se produce un aumento de las tensiones totales  $\Delta\sigma_t$  que equivale un aumento en la presión de poro. Una vez las presiones de poro se disipan el aumento inicial de  $\Delta\sigma_t$  equivale en aumento de las presiones efectivas  $\Delta\sigma'$ . Este efecto se traduce en un aumento de la resistencia del suelo a la vez que se produce una disminución en su volumen.

**Consolidación por vacío:**

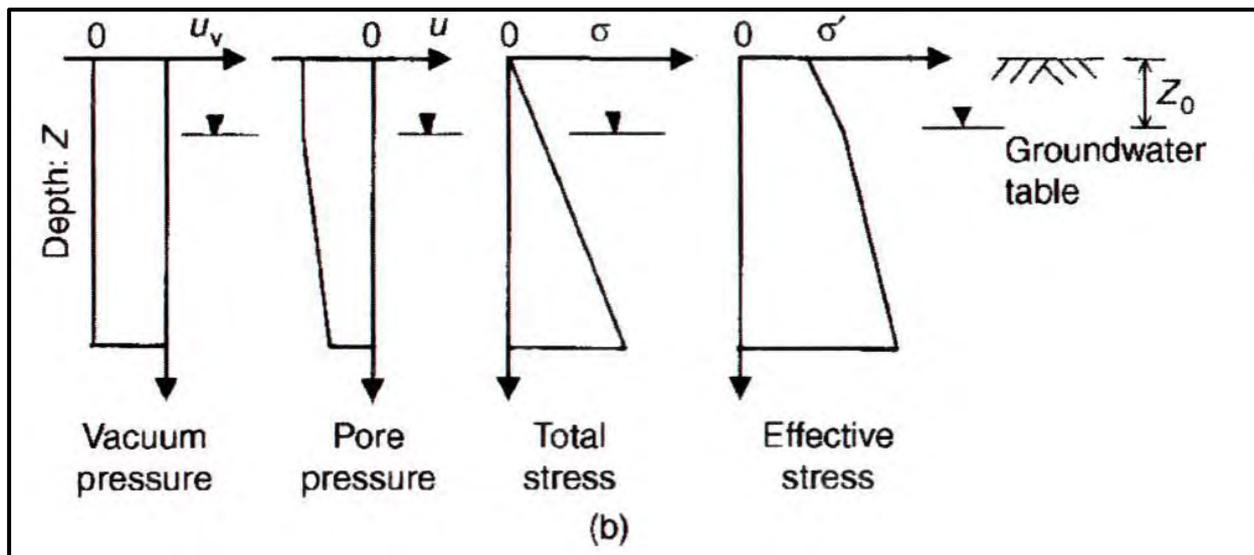


Figura 11: Tensión efectiva en el suelo al aplicar el vacío.

En la consolidación por vacío se produce un aumento de las tensiones efectivas  $\Delta\sigma'$  debido a que la presión de poro disminuye sin que lo hagan las tensiones totales. Esto quiere decir que las tensiones efectivas aumentan en la misma magnitud en la que disminuye la presión de poro.

Este efecto se consigue mediante el vacío, es decir, reduciendo la presión atmosférica ( $P_a$ ) de un sistema sellado de suelo y manteniendo el vacío durante un determinado período de tiempo. El vacío hace que el agua abandone el suelo y crea una presión de poro negativa.

Teóricamente la aplicación del vacío podría llegar a conseguir una disminución de la presión de poro igual a la presión atmosférica, unos 100 kPa, si bien en la práctica no es posible llegar a una eficiencia total alcanzando valores usuales del 70 al 80% de la presión atmosférica. En consecuencia, **la tensión efectiva es incrementada entre 70 y 80 kPa siendo equivalente a una precarga de entre 4 y 4,5 metros de altura de relleno.**

### 3.3. Influencia de las tensiones por la profundidad

#### Consolidación por vacío

El efecto de la consolidación por vacío se mantiene constante con la profundidad. En la práctica, la consolidación atmosférica sólo está limitada por la longitud máxima que pueden alcanzar los drenes verticales de manera económica (unos 45 metros).

#### Precarga convencional

Sin embargo los métodos de precarga son menos efectivos con la profundidad debido al factor de reducción de tensiones. Por ejemplo, según la teoría elástica, la carga de un terraplén de 18 metros de largo se reduce a prácticamente la mitad a 18 metros de profundidad, y la reducción llega al 70% en los bordes (medio isótropo semi-infinito).

### 3.4. Consideraciones sobre la aplicación de la consolidación atmosférica

Existen varios factores técnicos y operacionales a tener en cuenta para la implantación satisfactoria de una consolidación por vacío, algunos de los factores más importantes se resumen a continuación:

- La instalación de un sistema de drenaje horizontal que permita la evacuación de la suficiente agua durante el proceso de consolidación. La succión por vacío actúa en el aire, por tanto, un terreno totalmente saturado bajo la geomembrana no permitiría una succión por vacío.

- El vacío debe inducirse al terreno de manera lo más homogénea posible, al menos en las zonas alejadas de la periferia.
- La profundidad y la eficiencia de la succión por vacío transmitida equitativamente a toda la masa de suelo la mantienen los drenes cilíndricos. El diseño de los drenes cilíndricos como tubos de evacuación de agua y tuberías de transmisión de vacío debe verificarse ante el colapso debido a la tensión lateral inducida por el vacío.
- Es necesario mantener el nivel freático del suelo. Debe mantenerse el efecto barrera frente al agua que realizan los drenes periféricos con poca distancia entre sí y la saturación continua del suelo bajo las trincheras perimetrales.

Algunos problemas tecnológicos asociados a este método incluyen:

- Mantener un sistema de drenaje efectivo bajo la membrana que expulse agua y aire durante toda la duración del bombeo.
- Mantener un medio no saturado bajo la membrana.
- Mantener un nivel de succión efectivo (preferentemente de un 80% de la presión atmosférica).
- Mantener un sistema a prueba de fugas particularmente en la conexión entre las bombas y la membrana y en toda el área de la membrana.
- Anclaje y sellado del sistema de impermeabilización en los bordes.
- Reducir la filtración lateral a través del área de tratamiento.

### 3.5. Objetivos de la consolidación atmosférica

Los objetivos de la consolidación por vacío son principalmente dos:

- Permitir la carga inmediata en condiciones inestables (suelos propensos a la rotura circular bajo sobrecarga de tierras), al conseguir una resistencia al corte debida a la succión.
- Obtener una preconsolidación de las capas compresibles del suelo haciendo que parte de la consolidación primaria y secundaria ocurra antes de la construcción con el **objetivo de que los asientos remanentes sean admisibles por la estructura.**

Para obtener un asiento remanente admisible para las estructuras proyectadas tras la aplicación del vacío es necesario alcanzar un determinado asiento durante la ejecución tal y como se muestra en la figura de ejemplo siguiente:

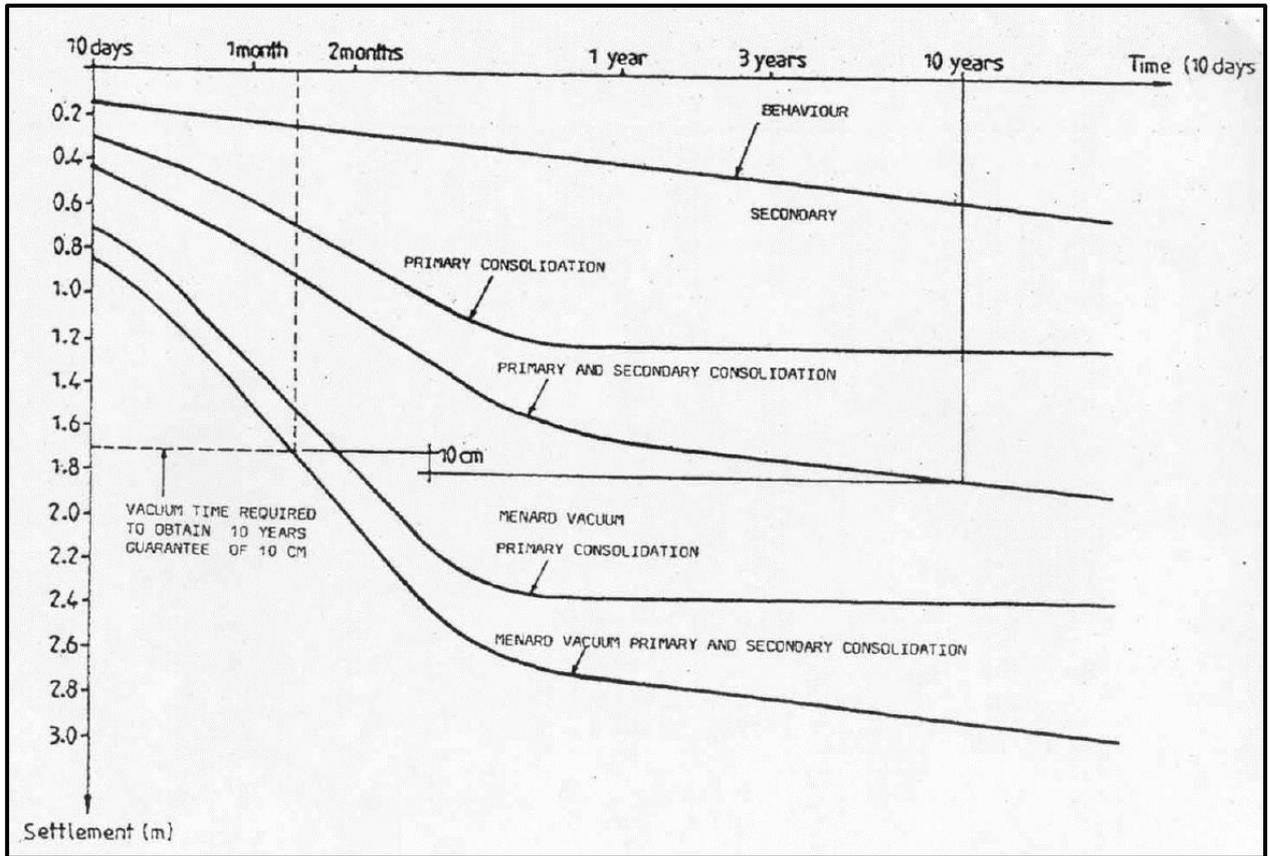


Figura 12: asiento objetivo para un tratamiento de consolidación atmosférica.

Dado que siempre hay discrepancias entre la consolidación teórica y las medidas tomadas, es necesario calibrar el modelo mediante la monitorización de los asientos para comprobar si el asiento objetivo realmente consigue mantener admisibles los asientos remanentes.

El asiento real puede ser evaluado *in situ* usando el método de Asaoka, basándose en la medida de los asientos que se van produciendo durante la aplicación de la consolidación atmosférica a través de las teorías de consolidación vertical (Terzaghi), radial (Barron) o compuesta (Carillo).

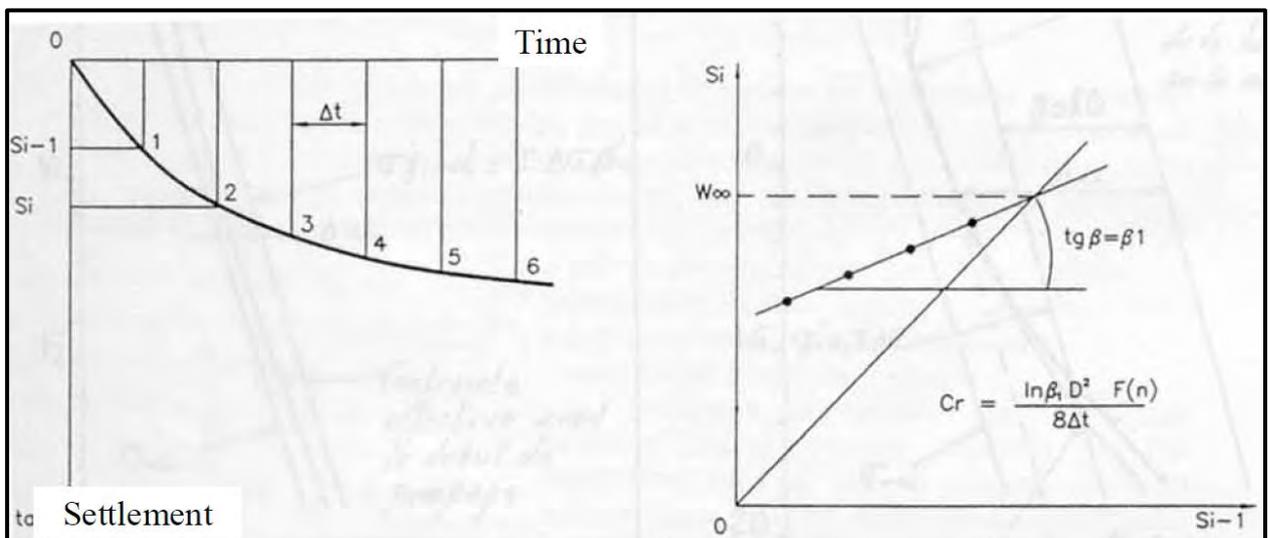


Figura 13: construcción e interpretación del método Asaoka.

Una vez conocido el asiento por el método Asaoka para una carga dada, es posible comparar el nuevo valor objetivo de asientos con el precedente.

Se instalan medidores profundos de asiento para asegurar que todas las capas alcanza el índice de poros fijado. Este puede expresarse en la siguiente ecuación, para cada capa de suelo:

$$\beta = \frac{\Delta T_{Asaoka}}{\Delta T_{teórico}} = \frac{\left(\frac{C_c}{1 + e_0}\right)_{actual}}{\left(\frac{C_c}{1 + e_0}\right)_{ensayos}}$$

Adicionalmente el coeficiente de consolidación radial,  $C_r$  puede calcularse también utilizando el método de Asaoka. Se compara entonces con el coeficiente de la campaña de ensayos preliminar dando una segunda evaluación del grado de consolidación para cada capa.

#### 4. Ejecución del tratamiento del tratamiento de consolidación atmosférica en la Barriada de Cárdeñas (Huelva)

El esquema de la ejecución del tratamiento en Huelva fue el siguiente:

- Movimiento de tierras.
- Ejecución de la primera plataforma de arena.
- Ejecución de los drenes verticales y de la pantalla perimetral impermeable.
- Ejecución de los drenes horizontales.
- Ejecución de la segunda plataforma de arena.
- Ejecución de la conexión entre los drenes horizontales y las estaciones de bombeo.
- Colocación de la membrana impermeable.
- Comienzo del bombeo.
- Ejecución de la sobrecarga.

##### 4.1. Movimiento de tierras

Una vez realizados los trabajos previos de detección de servicios afectados y replanteo comenzó el movimiento de tierras con una duración de aproximadamente 19 días y un volumen de movimiento de 9.300 m<sup>3</sup>.

Para realizar este movimiento se acondiciona una pista de zahorra alrededor del área a tratar para la circulación de maquinaria y camiones (a 5 metros del final de la zanja, con un ancho de 5 metros).



Figura 14: demolición.



Figura 15: nivelación.

##### 4.2. Ejecución de la primera plataforma de arena

La conexión entre los drenes verticales y los horizontales se realiza a través de una plataforma de arena muy drenante. La permeabilidad debe ser muy alta pues el aire y el agua deben pasar a través de esa arena para ir a las bombas de vacío (mayor a 10<sup>-5</sup> m/s).

Esta capa resulta de vital importancia ya que no se debe permitir que el nivel freático ascienda hasta la membrana impermeable porque impediría el correcto funcionamiento del vacío. Debido a esto se realizaron los ensayos pertinentes, incluso comparando entre distintas canteras, para asegurar que el material aportado cumpliera las características necesarias:

- Arena limpia.
- Porcentaje que pasa por el tamiz 90  $\mu$ m menor al 10%.
- Permeabilidad mayor a 10<sup>-5</sup> m/s.
- Ausencia de sustancias capaces de dañar el revestimiento de los drenes.



*Figura 16: primera cama de arena*

### **4.3. Ejecución de los drenes verticales y de la pantalla perimetral**

Para ejecutar los drenes verticales es necesario conocer exactamente la profundidad de la capa drenante existente bajo los fangos y el sustrato de transición. Para localizar esa capa correctamente se acudió a dos métodos: **la tomografía sísmica y el ‘quick probing’**.

#### **Tomografía sísmica**

En los estudios geotécnicos realizados, y a pesar de haberse alcanzado los 30 metros de profundidad en los sondeos, en algunos casos no se ha alcanzado el estrato competente por lo que la localización exacta y las pendientes de las paredes del antiguo entrante de las marisma en la parcela (‘caño’) se desconocía.

La Dirección de Obra decide realizar un estudio geofísico para caracterizar en detalle la geometría de la base del nivel de fangos y las pendientes de las paredes del ‘caño’ realizando tomografía sísmica.

Por otra parte, para conocer los parámetros geomecánicos del terreno antes y después de realizar la consolidación y poder evaluar la eficacia alcanzada, se realizan ensayos de sísmica pasiva (REMI) en las mismas zonas en las que se realizan los perfiles de tomografía sísmica con el objetivo de conocer la velocidad de propagación de las ondas “S” transversales (Vs).

Mediante la utilización de estas dos técnicas, antes y después de la ejecución de los trabajos de consolidación, se puede estimar, en caso de existir un contraste de velocidades suficiente, el grado de mejora del terreno, ya que la rigidez de los materiales define en gran medida la velocidad de transmisión de las ondas sísmicas, por lo que los trabajos de mejora del terreno deberían tener reflejo en las velocidades de transmisión de las ondas sísmicas. Pero la realidad es que en el ensayo realizado en esta fase no existe una correlación clara entre las velocidades de propagación de las ondas y la resistencia del terreno.

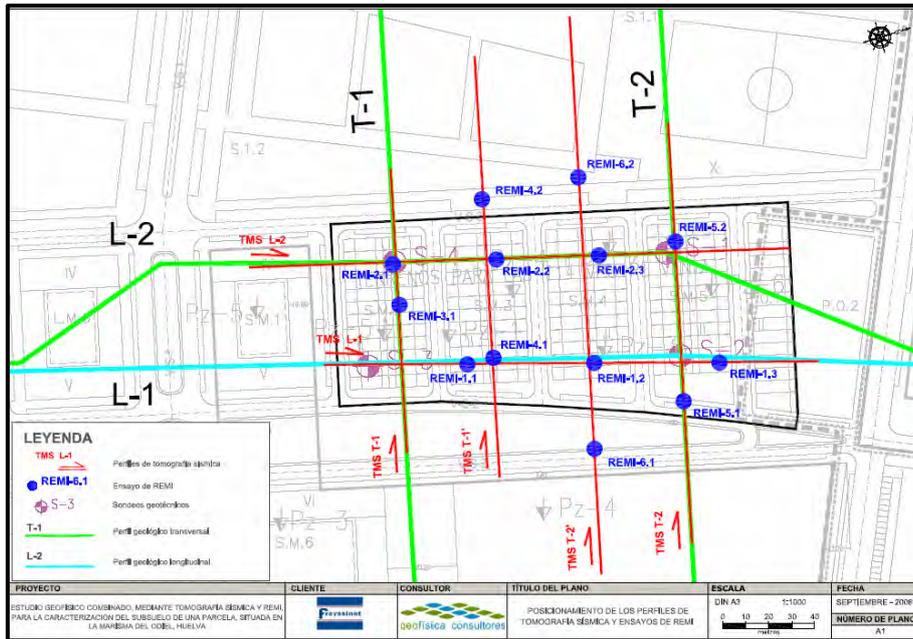


Figura 17: posicionamiento de los ensayos sísmicos.

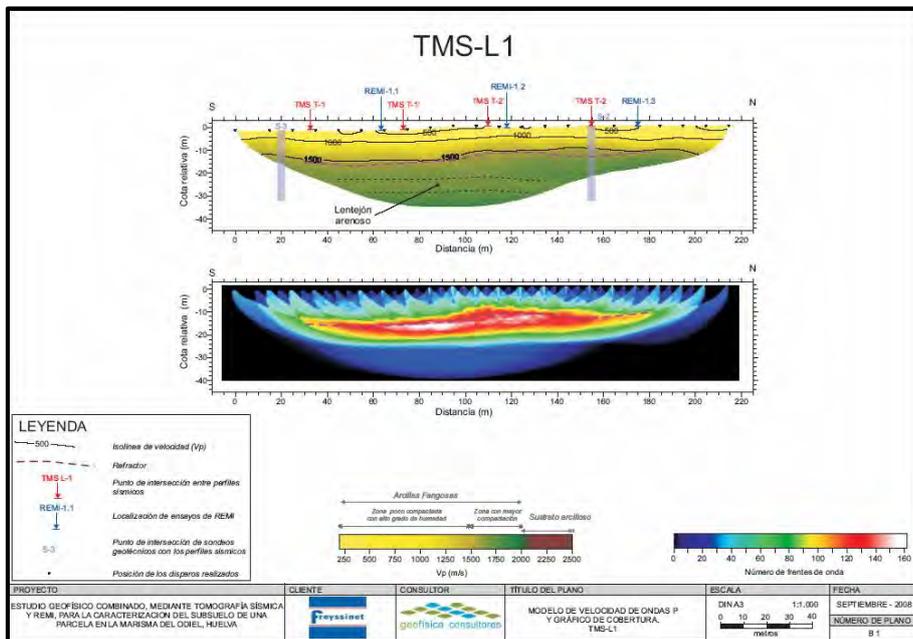


Figura 18: ejemplo de modelo de velocidad de onda p y gráfico de cobertura.

### Quick probing

Con la intención de conocer en obra la profundidad aproximada a la que se encuentra la capa competente, se lanza la espada por varias zonas de la parcela hasta rechazo, localizando así dicha capa.

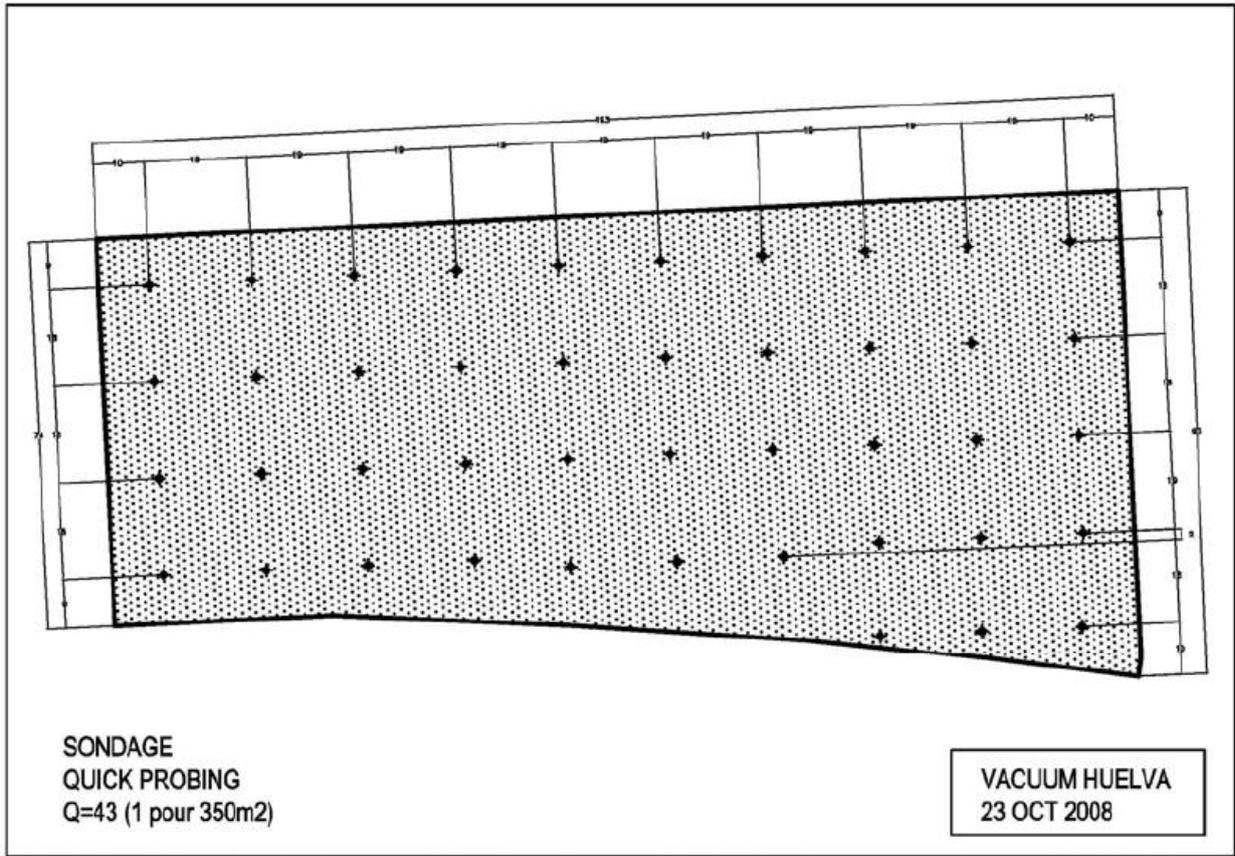


Figura 19: localización de los ensayos.

Sabiendo que el rechazo está formado por material drenante, se decide detener los drenes verticales un metro por encima de esa capa, y así impedir que los drenes se hincen en el material drenante impidiendo el vacío en el terreno, en la siguiente figura se muestra la profundidad que deben alcanzar los drenes.

25.30	25.15	25.35	25.40	25.80	25.30	25.10	25.10	25.15	25.30
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
25.45	25.45	25.20	25.50	25.50	25.10	25.10	25.50	25.50	25.50
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
26.75	25.45	26.05	25.20	25.50	25.80	25.60	26.40	25.00	22.80
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
25.30	26.80	26.80	23.70	26.40	27.10	24.10	21.30	20.10	19.50
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
							18.20	18.00	18.00
							.	.	.

Figura 20: aproximación de las profundidades de los drenes (1 m por encima del rechazo).

### Instalación de los drenes verticales

La disposición prevista de los drenes verticales fue una malla triangular de 1,50 m de lado.

Dichos drenes se instalan por medio de lanza estática pero a pesar de las purgas y excavaciones para retirar el máximo de obstáculos del relleno superior (bloques de hormigón, antiguas tuberías saneamiento...) al hincar la espada en el terreno se encuentran rechazos imposibles de atravesar y puntos duros que desvían la espada al introducirla en el terreno. Se hace necesario por tanto la pre-perforación (profundidad de 4,00/4,50m) para que la lanza pueda atravesar con éxito el primer estrato de rellenos antrópicos. Dicha pre-perforación se lleva a cabo por medio de una hélice sinfín de pequeño diámetro, dispuesta en una máquina auxiliar.

Se instalan un total de 195.038 ml drenes verticales tipo C-533 Wavin a una profundidad media de 24,75 metros, con un rendimiento es de unos 450 ml/hora.

Se emplea un mástil de 32 m que puede hincar drenes hasta una profundidad de 30 metros.

El registro de la profundidad alcanzada y el número de drenes se monitoriza mediante un registrador de profundidad de tipo LUTZ.



*Figura 21: Instalación de drenes.*

Al finalizar la instalación de los drenes verticales se retira la máquina sobre pasarelas resistentes, que cruzan la pantalla impermeable que ya ha sido ejecutada.



*Figura 22: pasarela de salida de la máquina.*

### **Pantalla impermeable**

Para que pueda producirse la depresión bajo la membrana impermeable es necesario evitar la entrada de aire no solo por su superficie si no también por su perímetro. En este caso se crea una pantalla perimetral

rebasando la profundidad de la capa superficial de rellenos (escombros, permeables al aire) hasta alcanzar los fangos. Esta pantalla se ejecutó a la vez que los drenes verticales

El procedimiento de ejecución de la pantalla perimetral consistió en:

- Excavación de la misma con medios mecánicos hasta alcanzar la capa de arcilla.
- Selección de material de reutilización, evacuando bloques, ladrillos, maderas, etc.
- Mezcla del material excavado con bentonita y arcilla. Los porcentajes por m<sup>3</sup> de pantalla se concretan al observar la realidad del material excavado.
- Reincorporación a la zanja de la mezcla.



Figura 23: replanteo del eje de la pantalla.



Figura 24: excavación.



Figura 25: llenado con bentonita.

### Batching-plant

Para poder realizar la pantalla impermeable se dispone del 'Batching Plant' consistente en: una fábrica de lodo de bentonita, una piscina que acumula este lodo y una zona de elaboración del material impermeable, a introducir en el interior de la zanja.



Figura 26: central de bentonita.

### 4.4. Drenes horizontales

Para el drenaje horizontal se utilizan drenes cilíndricos como el de la figura siguiente.

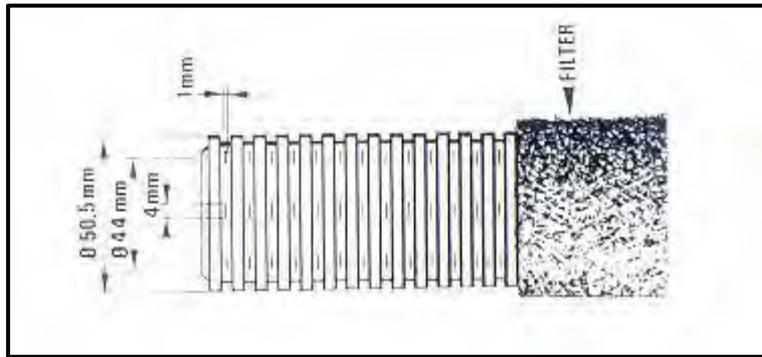


Figura 27: dren horizontal.

Al disponer los drenes horizontales se debe buscar que la depresión provocada sea lo más homogénea posible.

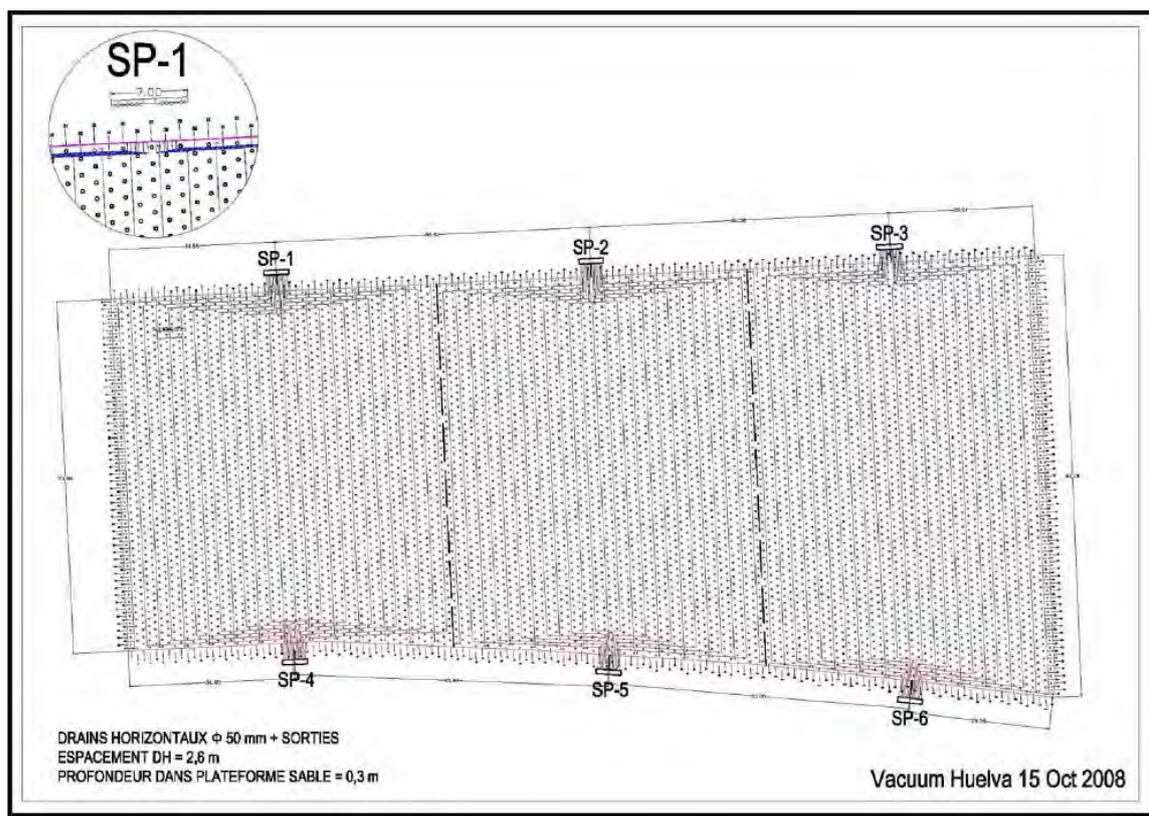


Figura 28: esquema del drenaje horizontal.

Para la colocación de los drenes horizontales se fabricó un utensilio tipo arado que permite colocar los drenes a la profundidad deseada.



Figura 29: Manitou especialmente adaptada.



Figura 30: utensilio especial tipo arado.

#### 4.5. Ejecución de la segunda plataforma de arena

La función de esta segunda capa de arena es la de proteger los drenes horizontales.

Esta es la última capa a colocar antes de disponer la membrana impermeable, y debe quedar totalmente nivelada. Es necesario realizar un levantamiento para conocer la cantidad de arena a disponer en las diferentes zonas ya que las áreas donde antes se dispusieron los drenes presentan más asiento.

#### 4.6. Ejecución de la conexión entre los drenes horizontales y la estación de bombeo

Es necesario realizar una adecuada conexión entre los drenes horizontales y las bombas de vacío, sin que exista ninguna fuga. Para ellos los drenes se conectan a racores alrededor de los cuales se soldará una membrana impermeable con ayuda de una placa de poliéster, en la siguiente imagen se muestra un detalle de esta conexión.

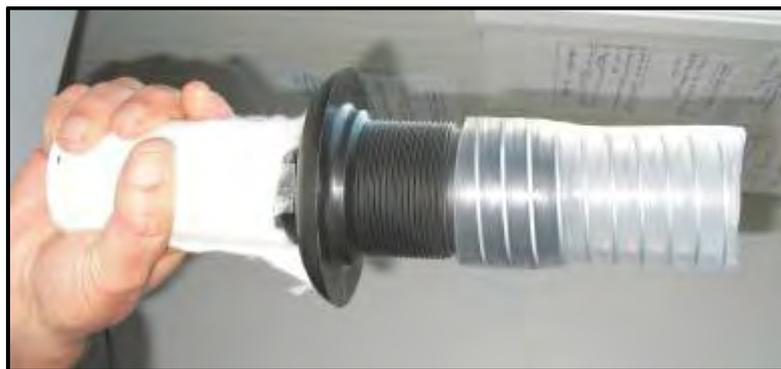


Figura 31: conexión del drenaje horizontal.



*Figura 32: placa de poliéster*



*Figura 33: salidas safi.*



*Figura 34: finalización con arena.*

#### **4.7. Instrumentación para el control de la consolidación**

Para el control de la consolidación generada por el tratamiento se disposición de diferentes elementos para poder cuantificar los asientos:

- Captadores de vacío.
- Placas de carga.
- Instrumentación geotécnica (Extensómetros de varilla y piezómetros de cuerda vibrante).

#### **4.8. Membrana impermeable y zanja perimetral**

La membrana se instala al mismo tiempo que se realiza la zanja perimetral. El fondo de la misma debe encontrarse a 30 cm por debajo del nivel freático. Es necesario que el terreno contiguo al tratamiento esté saturado para impedir la entrada de aire.

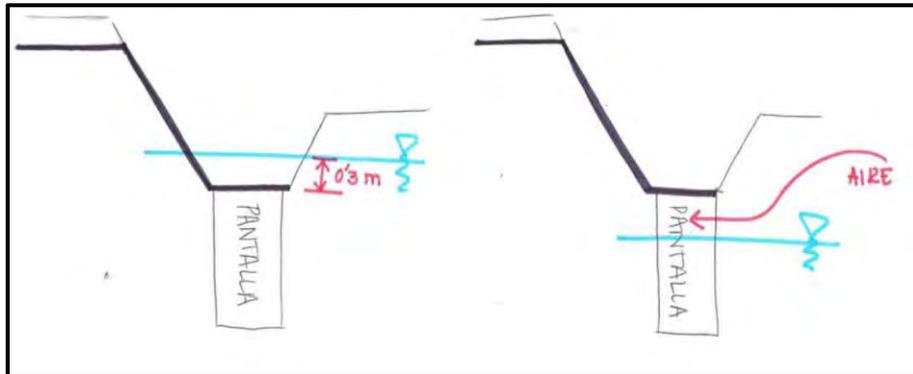


Figura 35: croquis del corte transversal de la zanja.

En cuanto a la membrana hay que tener en cuenta una serie de consideraciones:

- Se suministra en rulos de 7x100 m por lo que es necesario, debido a su peso, que sean desenrollados con algún elemento a tal efecto.
- Se emplean sacos de arena para evitar que se vuele durante la instalación.
- Se realizan soldaduras alrededor de los extensómetros (directamente sobre tubo telescópico).
- Al comienzo del bombeo se mantienen los soldadores durante 3 días en caso de fugas y reparaciones. Además, se utiliza Scochfill 3M y silicona elástica para la reparación de pequeñas pinchazos.
- Balizamiento de la zanja por el lado exterior para evitar perforar la membrana.

#### 4.9. Estaciones de bombeo

Se instala una estación de bombeo por cada 3000/4000 m<sup>2</sup> de tal forma que todas actúen sobre una sección más o menos uniforme. La disposición de las 6 estaciones colocadas se muestra en la figura siguiente.

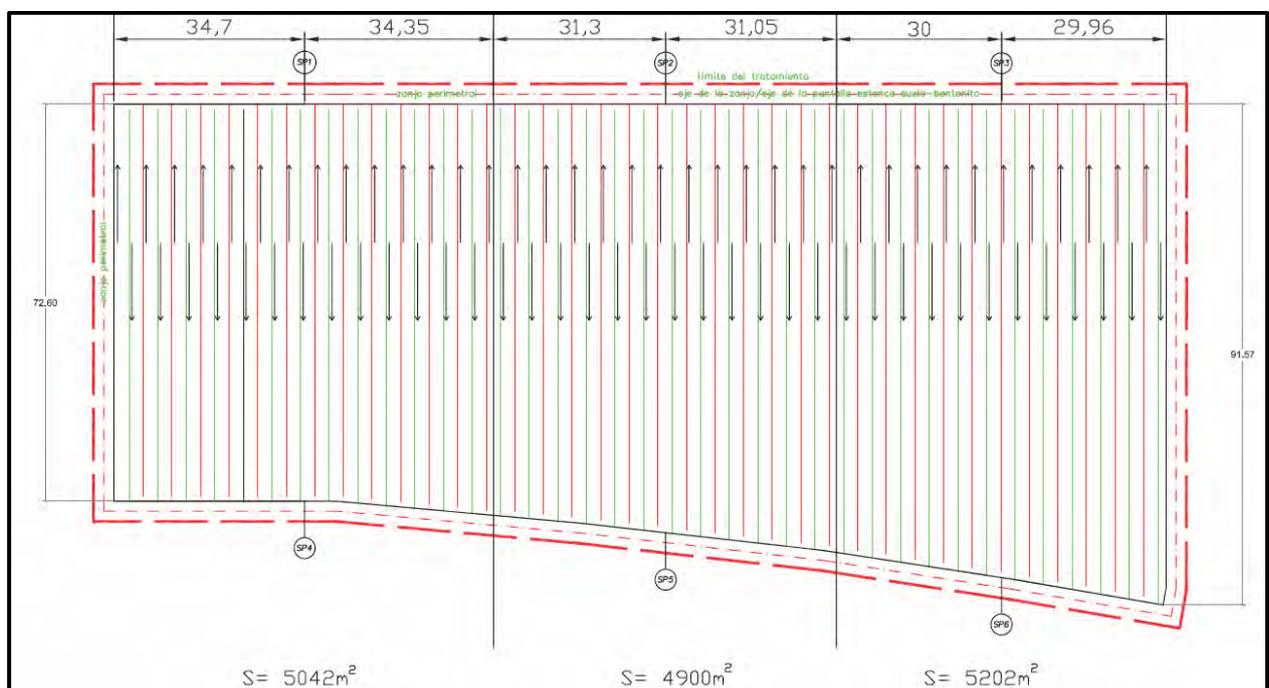


Figura 36: distribución de las 6 estaciones de bombeo y áreas de bombeo.

#### 4.10. Sobrecarga

Antes de instalar la sobrecarga propiamente dicha es necesario disponer de una capa de arena de protección con un espesor mínimo de 0,4 metros que debe estar muy limpia para evitar la perforación de la membrana. Esta capa se comienza a colocar una semana después del comienzo del bombeo para que haya sido posible comprobar el buen estado de la membrana impermeable.

En cuanto al relleno, en esta obra en concreto no sólo se utiliza como precarga si no que es el material que queda como superficie final a la cota de edificación, debiendo cumplir unas especificaciones técnicas requeridas por la dirección de obra.

#### 4.11. Control durante el bombeo

Las bombas, al estar funcionando 24 horas al día los 7 días de la semana requieren de una supervisión y cuidados diarios de todos los componentes para evitar la pérdida del vacío.

El mantenimiento general consiste en:

- Grupos electrógenos
  - o Llenado mañana y tarde (todos los días, fines de semana y festivos). El consumo total diario es aproximadamente de 250l.
  - o Mantenimiento cada 250 h (cada 10 días).
- Bombas Hüdig
  - o Comprobar el nivel de aceite (bombas de aire) todas las mañana.
  - o Cambio de aceite cada 6 semanas
- Estaciones de bombeo
  - o Uniones salidas drenes horizontales
  - o Uniones manómetros y rilsan
  - o Uniones a los colectores y sus trampillas
  - o Uniones a la manguera de desagüe

### 5. Control de la consolidación

Con el fin de conocer la evolución del proceso de consolidación se toman e interpretan regularmente los datos de la instrumentación geotécnica.

Los distintos métodos de seguimiento del control de la consolidación se resumen en la tabla siguiente:

Tipo	Objetivo	Densidad	Frecuencia de lectura		Análisis	
Placas de asiento	Control de asiento	850 m <sup>2</sup>	2/semana	1/sem	Asaoka	1/mes
Captadores de vacío	Control de la presión aplicada	850 m <sup>2</sup>	4/día	1/día	Revisión	1/mes
Piezómetros	Control presión intersticial	5.550 m <sup>2</sup>	1/semana	1/2sems	Coefficiente de consolidación	1/mes
Extensómetros	Control asiento por capas	8.500 m <sup>2</sup>	1/semana	1/2sems	Asaoka	1/mes

#### 5.1. Placas de asiento

El control de las placas de asiento arrojó los siguientes valores medios:

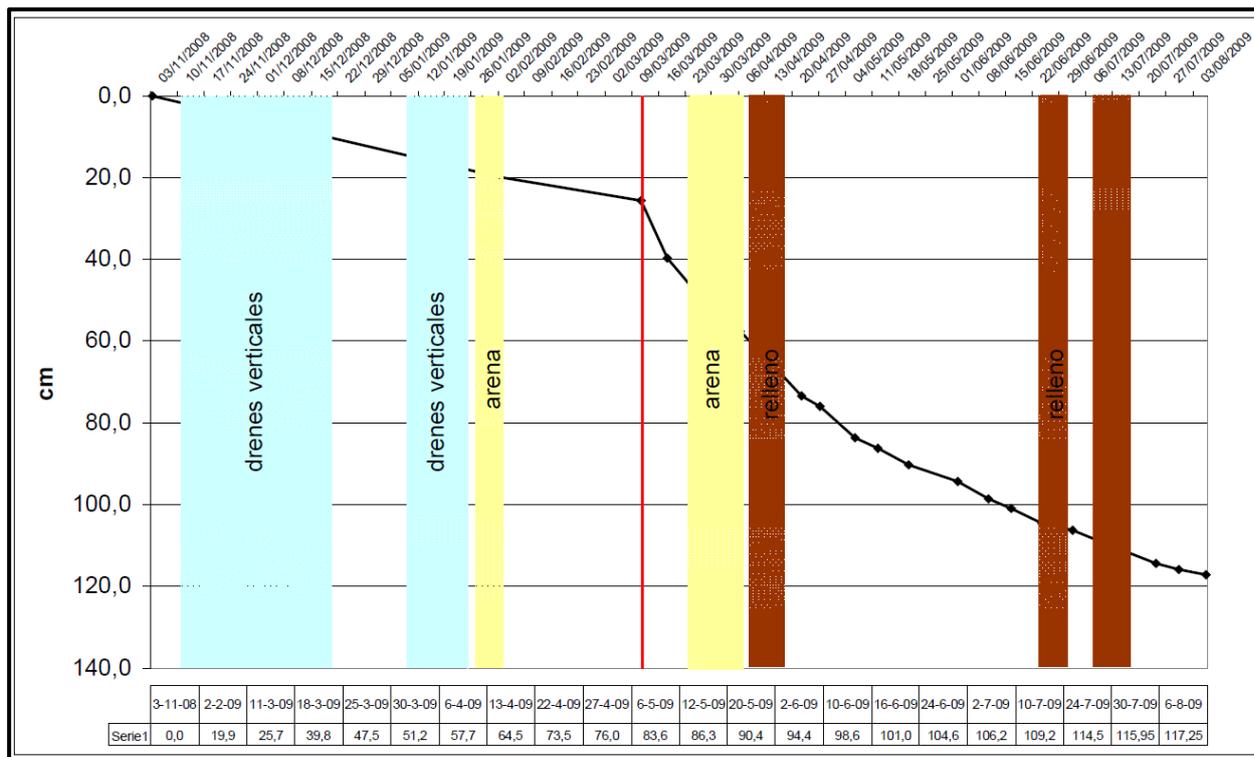


Figura 37: asiento medio en cm del terreno, medido en las placas de carga.

Puede observarse como el terreno empieza a asentar ya con la colocación del drenaje vertical. A partir del comienzo del bombeo (línea vertical) la velocidad de consolidación aumenta, consiguiéndose unos valores medios de asiento de 120 cm.

## 5.2. Extensómetros

La información obtenida de los extensómetros arrojó los siguientes resultados:

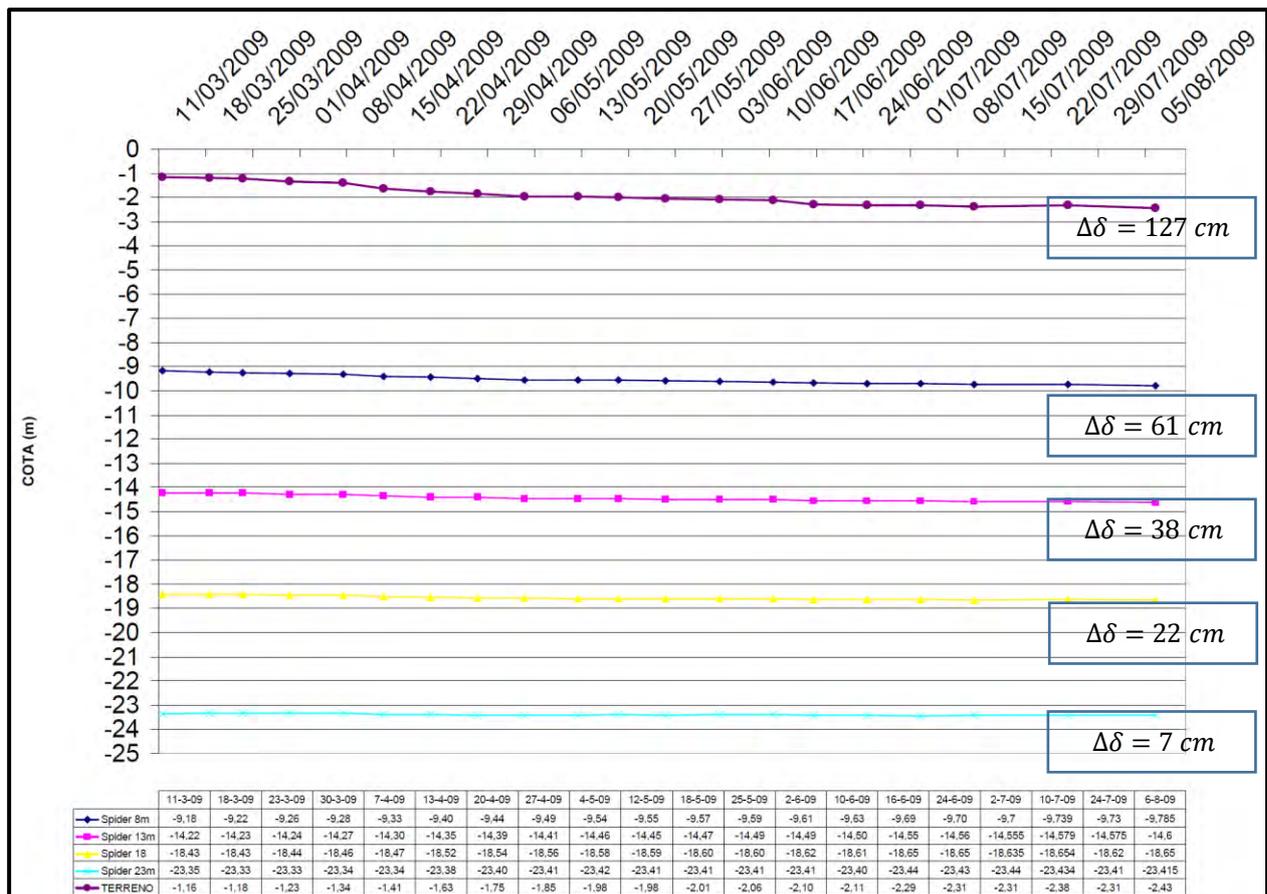


Figura 38: evolución de los asientos medidos en los extensómetros.

Puede observarse como los asientos en superficie alcanzan los 130 cm, reduciendo la magnitud de los movimientos en profundidad.

### 5.3. Piezómetros

Los piezómetros miden la presión intersticial por lo que proporcionan un parámetro fundamental en la interpretación de la mejora producida por la consolidación por vacío. Según se ejecuta el vacío y se consolida el terreno la presión intersticial debe ir disminuyendo.

Hay que tener en cuenta que cuando se dispone de material de relleno o precarga esta presión sufrirá un incremento. En la siguiente figura puede verse un análisis de la evolución de la presión de poro y de la disminución de la velocidad de descenso de dicha presión.

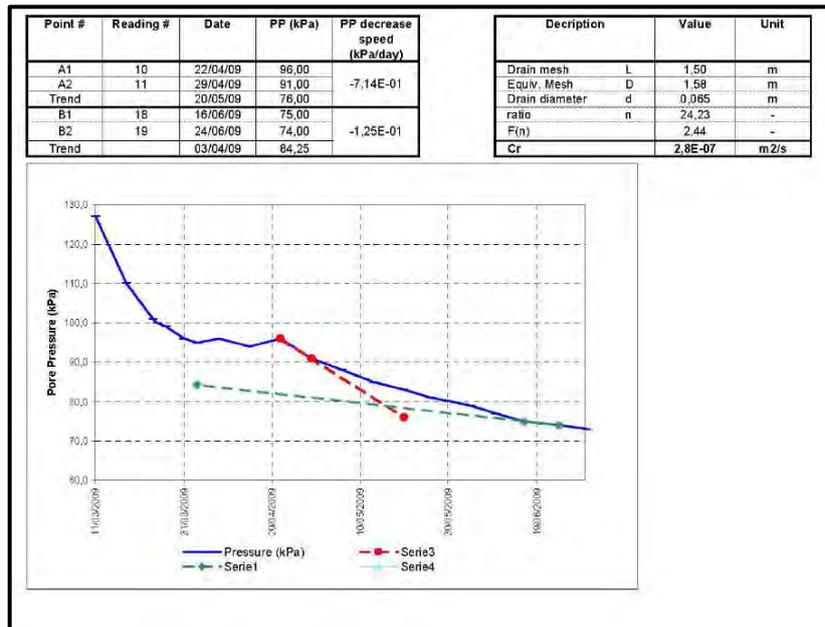


Figura 39: análisis de la disminución de la presión intersticial..

## 6. Resultados y conclusiones

Los resultados obtenidos por el tratamiento han sido:

- **Asientos producidos de hasta 150 cm.**
- **Grado de consolidación del 86%.**
- **Reducción del coeficiente de drenaje horizontal a menos de la mitad ( $6,3 \cdot 10^{-7} \rightarrow 2,8 \cdot 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$ ).**

Actualmente las edificaciones están construidas sin que haya presentado ninguna de las patologías que se han venido produciendo en otras construcciones de las marismas de Huelva.

La consolidación por vacío es un método cuya aplicación requiere un análisis minucioso para su diseño y una importante capacidad técnica para su ejecución, pero aplicado en las condiciones adecuadas proporciona muy buenos resultados, como queda comprobado en el tratamiento aplicado en la barriada de Cárdeñas.

En España la obra tratada aquí es la única aplicación de la consolidación por vacío, ya que nuestro país no cuenta en general con terrenos de tan malas características. Por el contrario es un método de gran aplicación en el sureste asiático y es previsible que sea cada vez más usado en actuaciones en terrenos de marismas y en la consolidación de fangos.

## **Bibliografía**

- (1) VORSEVI, S.A. (septiembre 2006). Reconocimiento Geotécnico. 114 VPO RE en Parcelas, S.M.2, S.M.3, S.M.4, S.M.5, P.O.1 del Plan Parcial de Ordenación Marismas del Odiel.
- (2) Yee, K y Tan, T W. (julio 2001). Vacuum Consolidation for Soft Soils. Conspectus Journal, Housing Development Board, Singapore Annual Forum, julio 2001, Singapur.
- (3) Masse, F et al. (junio 2001). Vacuum Consolidation: a Review of 12 Years of Successful Development. Geo-Odyssey—ASCE/Virginia Tech—Blackburg, VA USA junio 9-13, 2001.
- (4) Yee, K., Teik Aun O. y Wen Hui, T. (marzo 2004) Vacuum Consolidation Technology for Soft Soils Treatment: Principles and Field Experiences.

# **ESTABILIZACIÓN DEL DESLIZAMIENTO EN LA AUTOPISTA AP-1 EN ESKORIATZA (GIPUZKOA)**

Autor: JOSÉ POLO NARRO  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
SITE, S.A.

## **1- Introducción**

Los trabajos que se describen en este artículo, corresponden a la estabilización de un deslizamiento producido en un talud de desmonte de la AP-1 “Autopista Vitoria/Gasteiz – Irún por Eibar”, en el término municipal de Eskoriatza, perteneciente a la provincia de Gipuzkoa.

La autopista AP-1 pertenece a la red de carreteras de la Diputación Foral de Gipuzkoa, se trata de una de las vías de alta capacidad más importantes del Territorio Histórico, que pertenece a la Red Transeuropea de Transporte. En el tramo guipuzcoano la gestión de la autopista AP-1 está encomendada a la Sociedad Pública Foral Bidegi S.A. al tratarse de una infraestructura viaria sujeta a peaje.

El 3 de marzo de 2015, tras un periodo prolongado de lluvias, se produjo un deslizamiento en el talud del desmonte existente a la altura del p.k. 120,450 de la autopista AP-1 en la calzada del sentido Eibar – Vitoria. El deslizamiento invadió la calzada alcanzando la mediana central y afectó a un tramo de la ladera de 110 m de longitud y 60 m de altura. Ante dicha situación de riesgo grave e inminente para los usuarios de la autopista, los responsables de la Diputación y Bidegi decidieron acometer las obras de estabilización con carácter de emergencia.



*Figura 1: Vista aérea del deslizamiento.*



*Figura 2: Vista del deslizamiento desde la calzada.*

## **2- Antecedentes y caracterización geotécnica**

La autopista, que discurre por un entorno montañoso, con diversos túneles y viaductos, se inauguró en ese tramo en 2009. En la documentación del proyecto de construcción de la autopista, redactado por Euroestudios, se refleja la existencia de un deslizamiento global preexistente en la ladera sobre la que discurre la autopista. A continuación se incluye un extracto del proyecto.

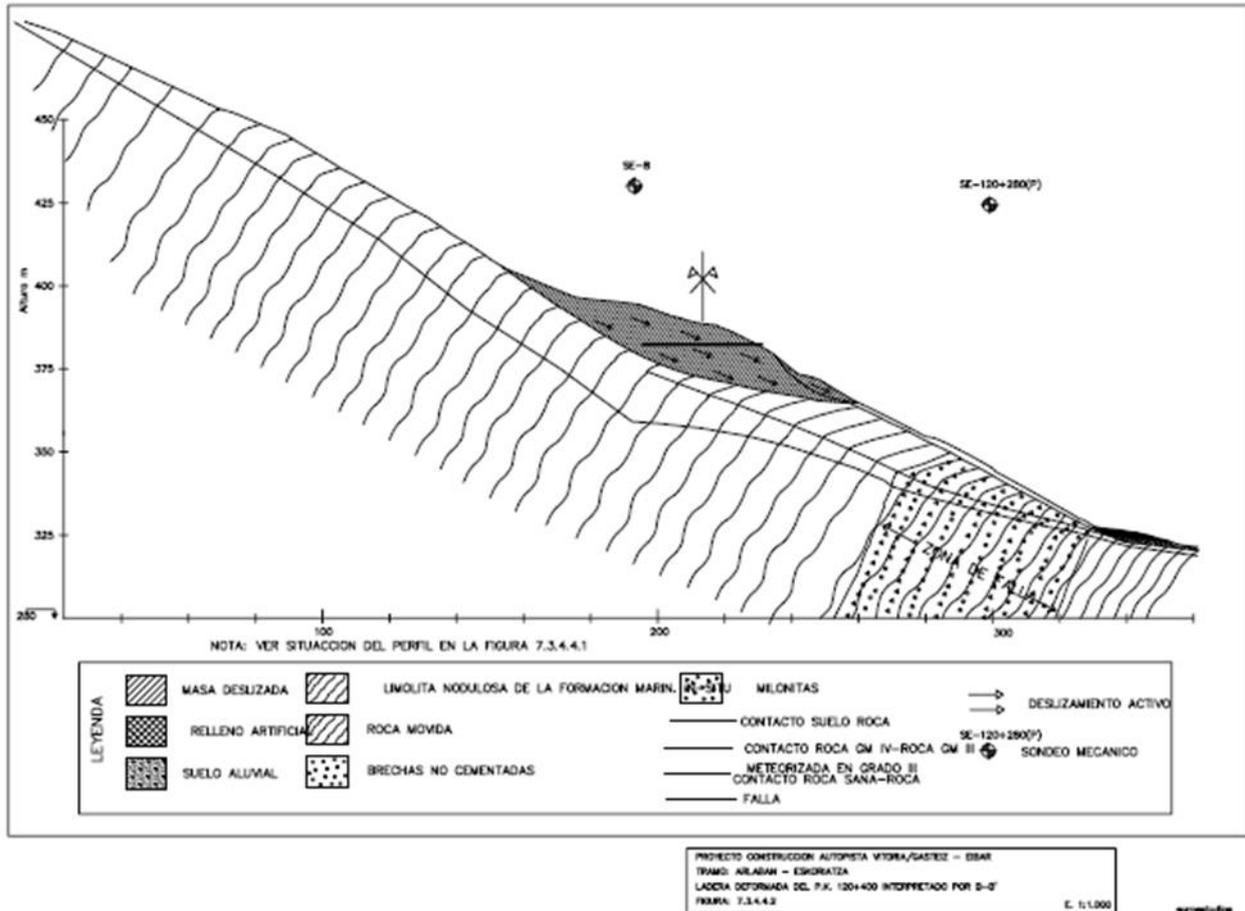


Figura 3: Proyecto de construcción AP-1 Euroestudios. Ladera deformada PK 120+400.

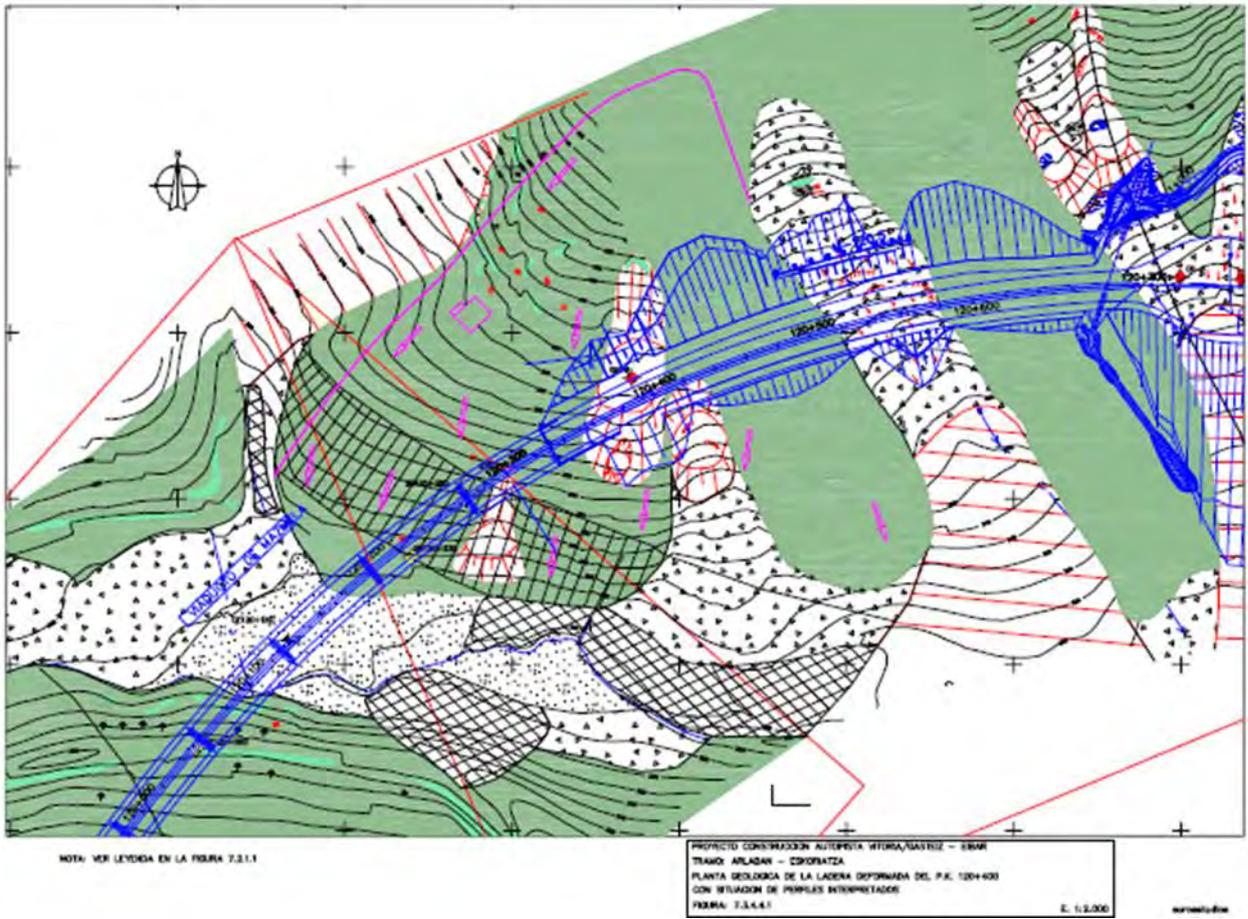


Figura 4: Proyecto de construcción AP-1 Euroestudios. Planta ladera deformada PK 120+380.

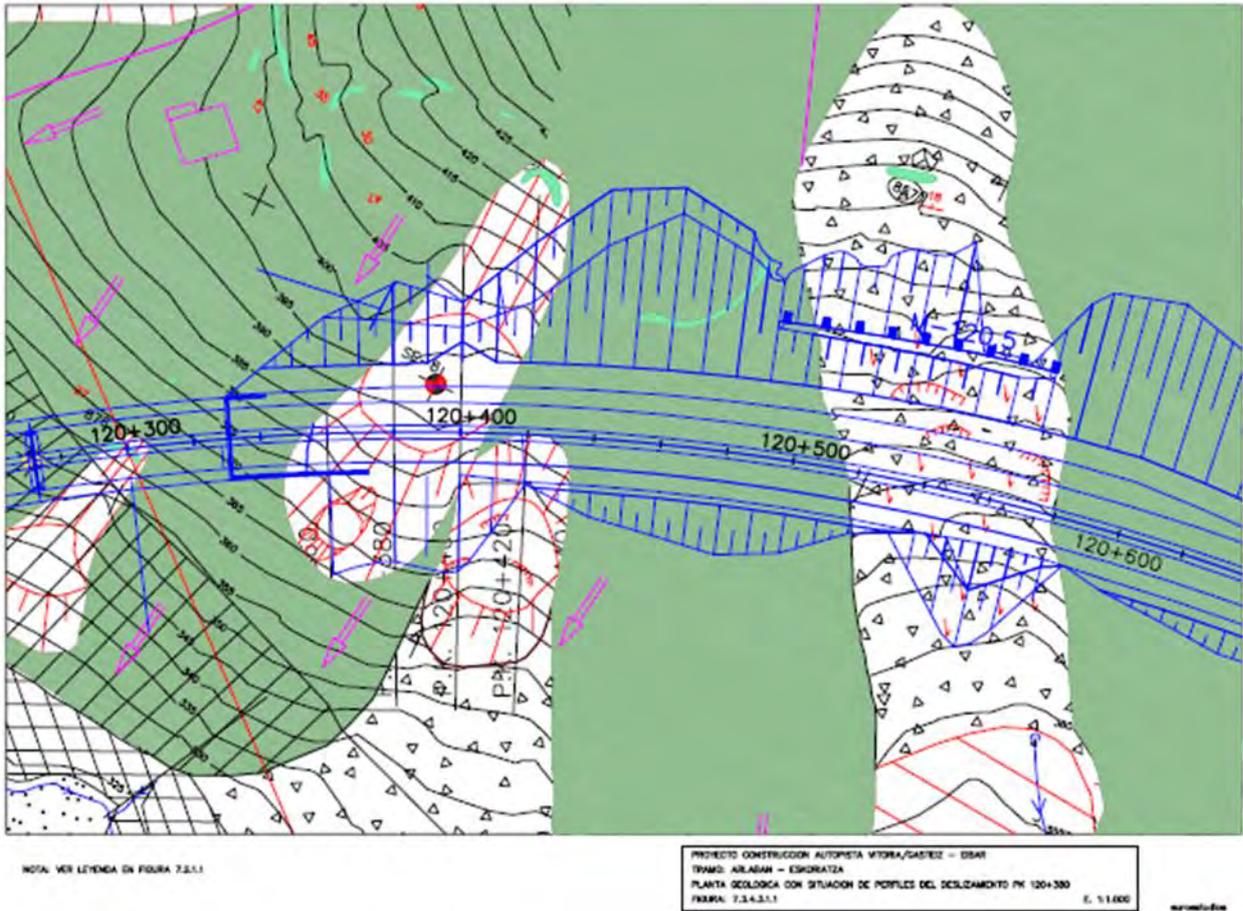


Figura 5: Proyecto de construcción AP-1 Euroestudios. Planta ladera deformada PK 120+400.

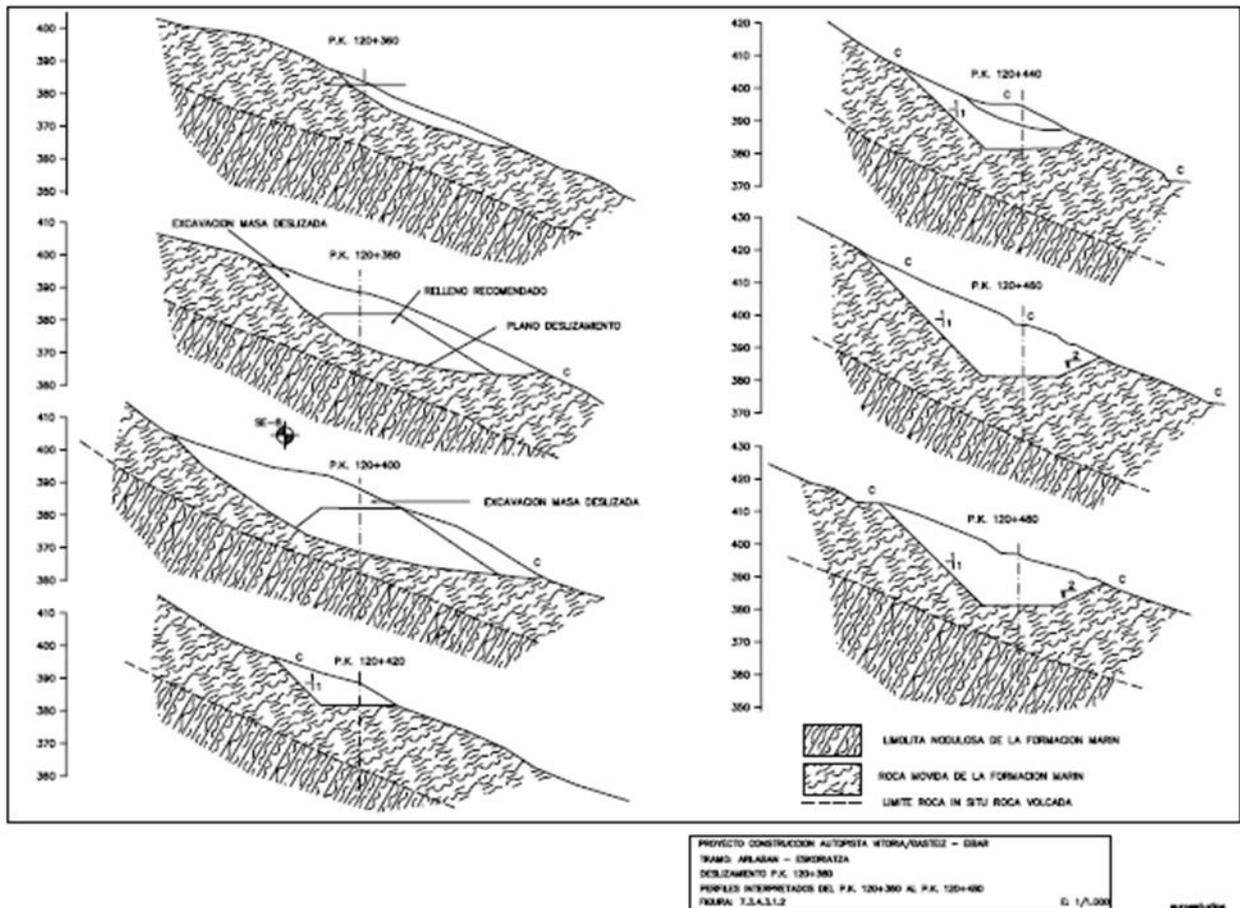


Figura 6: Proyecto de construcción AP-1 Euroestudios. Deslizamiento perfiles PK 120+360 a PK 120+480.

Los materiales que afloran en el talud, corresponden a la denominada Formación Marín (M) del Albiense medio-superior (Cretácico inferior).

Está compuesta por limolitas micáceas de color gris oscuro a negro en estado sano y marrón cuando se encuentran meteorizadas. Ocasionalmente presenta intercalaciones centimétricas a milimétricas de areniscas grises.

Presenta numerosas intercalaciones de nódulos ferruginosos de limolita y siderita y ocasionalmente piritosos. Los nódulos son de tamaño centimétrico a decimétrico por lo general y ocasionalmente métrico. En estado sano la estratificación es muy difusa encontrándose ésta cerrada o sellada. Cuando se aprecia meteorización moderada la estratificación se encuentra abierta con espaciados centimétricos.

Estructuralmente se aprecian numerosas fallas. Las direcciones que presentan las grandes fallas son: NW-SE Y SW-NE, las primeras son paralelas a los cabalgamientos y las segundas perpendiculares a los mismos cortando a las anteriores. El cabalgamiento de Arlabán que tiene vergencia N, coloca el Weald (Fm Bolibar) sobre el complejo Supraurgoniano (Fm Marín).

*La estratificación en torno a la zona del deslizamiento tiene dirección NE-SW con buzamientos variables de 30 a 70° hacia el Norte (E 008/30-70). Es decir, la estratificación es subparalela al trazado buzando hacia el interior de la ladera. Esta disposición favorece los procesos de vuelco de estratos, que de por sí ya lo presentan la mayoría de las laderas en esta zona, afectadas en general por toppling por flexión.*

*Entre Pk 120+360 y Pk 120+550, la estratificación es paralela a la ladera. La roca deformada y volcada se encuentra moderada a completamente meteorizada con buzamiento de 20°. En el sondeo SE-8 de proyecto el espesor de la roca topplizada es de 25 m y el tránsito a roca in situ es gradual.*

### **3- Obra de emergencia**

#### **3.1- Licitación**

Tras el deslizamiento ocurrido el 3 de marzo de 2015, en un plazo de 48 horas los técnicos de la empresa Ikerlur Geología y Geotecnia, S.L. redactaron una nota técnica en la que se recogía que el deslizamiento se había ocasionado por un mecanismo de toppling por flexión, en el que se había producido el vuelco de los estratos rocosos, de clase GM IV, con buzamiento de 20° y una estratificación paralela a la ladera.

Para la adjudicación de los trabajos, al tratarse de una obra de emergencia y no disponer de un proyecto de construcción, se solicitó oferta a cinco empresas especializadas. Las empresas presentaron una oferta económica de la solución propuesta en la nota técnica de Ikerlur y la ejecución de las obras se encomendó formalmente, mediante Acuerdo del Consejo de Administración de Bidegi a la empresa Construcciones Amenabar, S.A. al presentar la oferta más barata.

Construcciones Amenabar, S.A. contrata a las empresas Técnicos en Estabilizaciones e Inyecciones.S.A. (Tesinsa) y Site,S.A. para ejecutar las unidades de obra de estabilización.



*Figura 7: Vista del deslizamiento el día 4 de marzo de 2015. Cortesía Diputación Foral de Gipuzkoa.*



*Figura 8: Vista del deslizamiento el día 13 de marzo de 2015. Cortesía Diputación Foral de Gipuzkoa.*

En las figuras anteriores se observa la evolución del pie del deslizamiento durante los primeros días. Desde que se produjo se fue haciendo un seguimiento del mismo, controlándose los movimientos de forma continua, decidiéndose cerrar la autopista en ambos sentidos de circulación el día 13 de marzo de 2015, al ocupar la masa de materiales deslizados la calzada sentido Vitoria.

Además de la puesta en marcha de las obras de estabilización propiamente dichas, que comenzaron con la preparación de accesos, suministro de materiales, etc., el peligro existente de la posible movilización total del talud de desmonte conllevó que la Propiedad encargara otra actuación previa de emergencia a la empresa Tesinsa. La actuación consistió en la colocación de una barrera dinámica en la mediana, con el fin de proteger la calzada sentido Eibar frente a posibles movimientos de la masa afectada por el deslizamiento.

El día 26 de marzo de 2015, una vez finalizada la implantación de las medidas de seguridad, que consistieron en la habilitación de un desvío y la colocación de la mencionada pantalla dinámica, se abrió de nuevo al tráfico la autopista, para ello se habilitó un by-pass con un carril por cada sentido de circulación.



*Figura 9: Instalación de barrera dinámica por Tesinsa.*



*Figura 10: Módulos de hormigón.*



Figura 11: Instalación de barrera dinámica por Tesinsa.

### 3.2- Primera nota técnica de Ikerlur.

A continuación se transcribe la descripción de la solución recogida en la nota técnica de Ikerlur, que fue redactada en 48 horas para poder solicitar ofertas e iniciar la obra de emergencia a la mayor brevedad. Esta propuesta inicial se completó con una campaña exhaustiva de ejecución de sondeos e instalación de instrumentación, cuyos resultados permitieron recalcular y adecuar la solución propuesta inicialmente.

*A la vista de la descripción realizada hasta el momento y de la visita efectuada el pasado día tres de marzo, se puede concluir que la inestabilidad observada corresponde a un cabeceo de estratos que ha generado el deslizamiento.*

*En estas condiciones se propone como solución más adecuada para la estabilización del deslizamiento, la excavación de la masa movida junto con la contención de la ladera mediante la construcción de tres pantallas de micropilotes ancladas.*

*La disposición de las pantallas y anclajes se orientan de forma que actúen de forma ortogonal al toppling.*

*El proceso constructivo de los trabajos comenzará con la ejecución de la pantalla anclada superior, para posteriormente, y siguiendo una secuencia iterativa, proceder a la excavación de la masa deslizada con un talud 2(H):1(V) hasta la siguiente pantalla o la cuneta de pie en el caso del tramo inferior.*

*La ejecución de las pantallas comenzaría con la perforación de los micropilotes, siendo éstos de Ø200mm, introduciéndose en su interior una armadura tubular tipo N-80 de Ø139,7 mm y 9 mm de espesor con una separación entre ejes de medio metro. La longitud de los micropilotes de las tres pantallas propuestas será de 15 metros.*

*Todos los micropilotes se arriostrarán en superficie mediante una viga de atado de hormigón armado de 1,50 m de canto por 0,50 m de anchura donde se colocarán bulones tipo Gewi de Ø32 mm de 15 metros de longitud total (5,00 m de bulbo) tesados a 25 t cada 2 metros de pantalla y con una inclinación 2(H):1(V) dispuestos a 0,75 m de la coronación de la viga.*

*Una vez tesada la viga de atado se realizará la excavación para la ejecución de una segunda fila de bulones tipo Gewi de 40 mm de 15 metros de longitud total (8,00 m de bulbo) tesado a 25 t cada 2 metros de pantalla, situada a 3,50 metros de la coronación de la pantalla y con la misma inclinación que los anteriores.*

*Tesada la segunda fila de anclajes, se podrá excavar en su pie hasta alcanzar un máximo de 6 metros de altura libre desde la coronación de la pantalla.*

*Entre las vigas de atado y reparto, y entre la viga de reparto y el pie de la pantalla, se realizará un refuerzo a base de mallazo y gunita, colocando mechinales para el drenaje del trasdós de la pantalla cada 2 metros.*

*Una vez finalizada la primera pantalla podrá realizarse el reperfilado y la excavación (2H:1V) para continuar con la segunda pantalla de micropilotes y construida ésta se seguirá el mismo proceso para acometer la tercera.*

*En las siguientes figuras se adjuntan una planta con la situación de las pantallas de micropilotes a ejecutar, una sección transversal de la solución propuesta y unos detalles de la solución estabilizadora.*

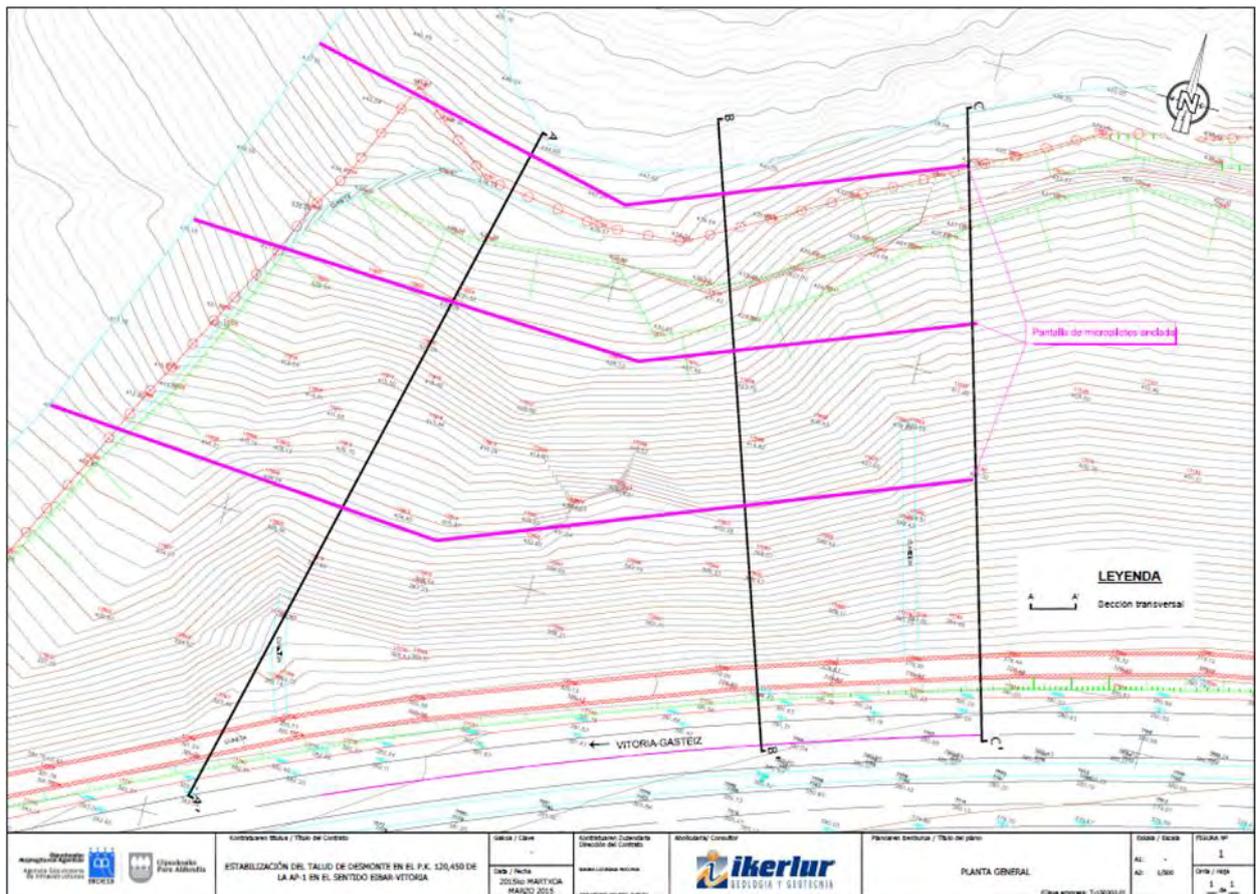


Figura 12: Ikerlur. Pantallas micropilotes. Planta general.



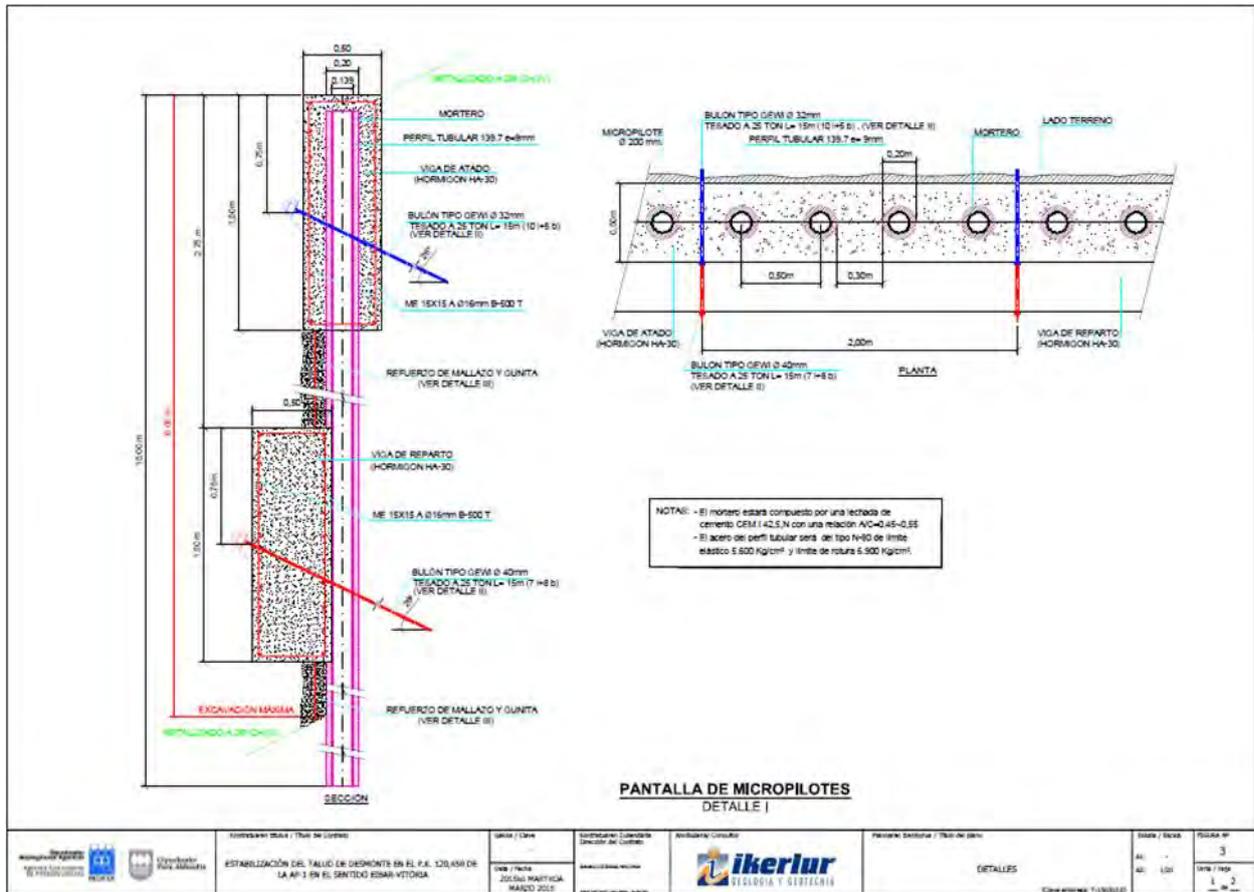


Figura 14: Ikerlur. Pantallas micropilotes. Detalles.

### 3.3- Ejecución de sondeos e instrumentación

En primer lugar se realizaron tres sondeos localizados a la altura de la pantalla intermedia, en los cuales se colocaron un inclinómetro (SI-02) y dos piezómetros de cuerda vibrante (SP-03 y SP-04). Se realizó un cuarto sondeo en la calzada sentido Vitoria, afectada por el deslizamiento (S-01). La longitud total de estos cuatro sondeos ascendió a 119,00 m.

Posteriormente, se ejecutaron otros seis sondeos, con una longitud total de 116,00 m para la posterior implantación de instrumentación geotécnica.

SONDEOS		INSTRUMENTACION GEOTECNICA	
CODIGO	LONGITUD	INCLINOMETRO	PIEZOMETRO
S-01	16,00		
SI-02	34,00	SI-02; 34,00 m	
SP-03	38,00		Pz-01 (Cuerda vibrante)
SP-04	31,00		Pz-02 (Cuerda vibrante)
SP-05	16,00	---	Pz-03 (Cuerda vibrante)
SI-06	15,00	SI-06; 15,00 m	---
SI-07	15,00	SI-07; 15,00 m	---
SI-08	20,00	SI-08; 20,00 m	---
SI-09	30,00	SI-09; 30,00 m	---
SI-10	20,00	SI-10; 20,00 m	---
<b>TOTAL</b>	<b>235,00 m</b>	<b>134,00 m</b>	<b>3 ud (Cuerda vibrante)</b>

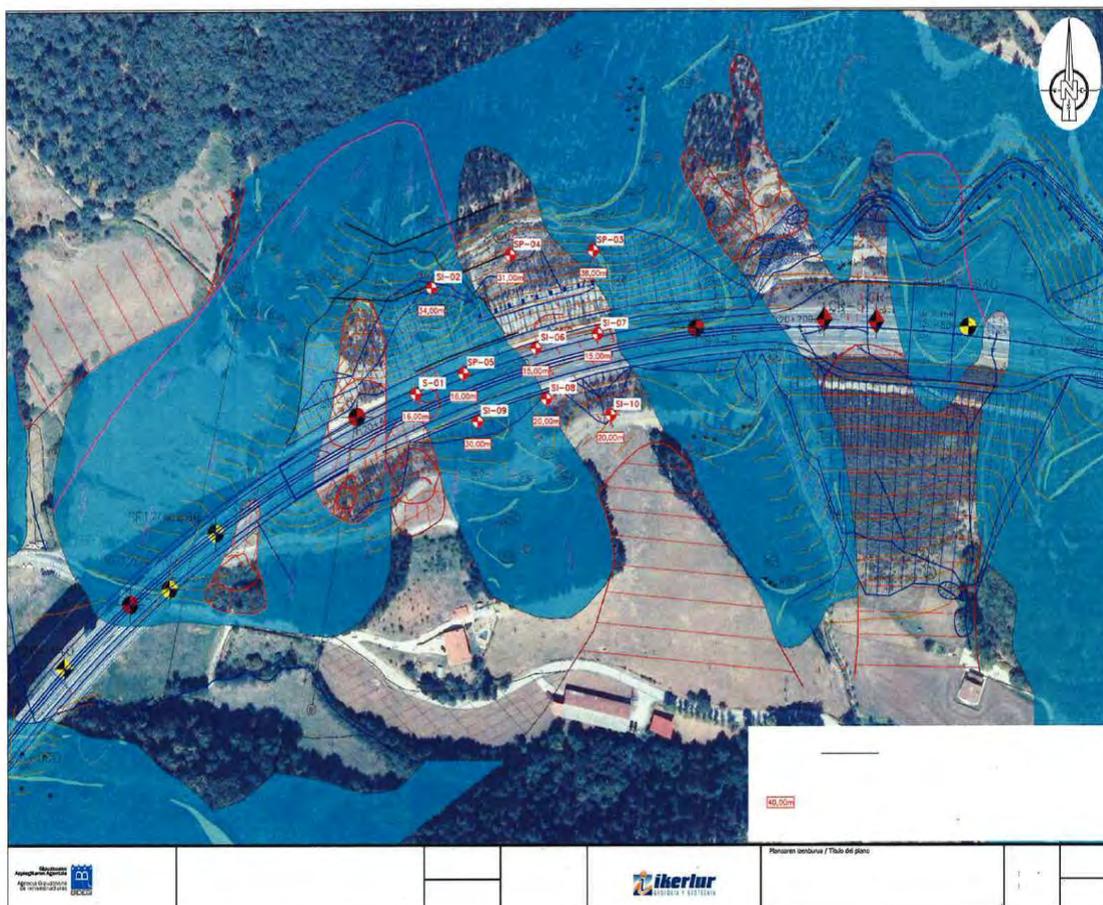


Figura 15: Ikerlur. Situación de los sondeos

#### 4- Ejecución de la obra

El 20 de marzo de 2015 SITE comienza el montaje de equipos y acopio de materiales para el acceso a la zona superior del talud y poder comenzar los trabajos de micropilotaje en la pantalla superior.

##### 4.1- Pantalla superior

El primer inconveniente para ejecutar esta pantalla fue el acceso a la plataforma de trabajo a través de la masa deslizada, tendente en todo momento a movilizarse como se verá posteriormente, especialmente cuando caía algo de lluvia. Se accedió con la ayuda de una retroexcavadora con lo mínimo imprescindible, perforadora, varillaje de perforación, armaduras y un equipo de inyección que recibía la

lechada premezclada desde otro equipo a pie de talud en la autopista. Los trabajos de perforación comenzaron el 1 de abril.



Figura 16: Plataforma de trabajo en pantalla superior.



Figura 17: Comienzo de micropilotaje en pantalla superior.

Antes de iniciar las obras y de disponer de los resultados de los sondeos, se estimó que la longitud de los micropilotes sería del orden de 15 m. de longitud. Sin embargo, desde el principio se constató al perforar que no se llegaba a un estrato competente con esa longitud en gran parte de la traza a micropilotar. Por tanto, se decidió hacer varias perforaciones de control a lo largo de los 112 m. de pantalla para deducir un perfil de roca competente en la que empotrar los micropilotes.

El resultado es que los micropilotes se ejecutaron con longitudes unitarias de 15, 18, 24 y 27 m., totalizando una medición de 4.203 m. de micropilote. A pesar de las dificultades que presentaba el transporte de los materiales hasta la pantalla superior, a la que se accedía por una pista de fuerte pendiente, se consiguieron buenos rendimientos y la ejecución del micropilotaje finalizó el 24 de abril.

Tras la ejecución de la viga de coronación por Construcciones Amenabar, se inician los trabajos de anclaje el 5 de mayo. En la zona central de la pantalla, donde los micropilotes eran más profundos, resultó necesario realizar tres niveles de anclaje, mientras que en los extremos fue suficiente con dos niveles de anclaje.

- 5 de mayo. Comienzo del nivel superior con 58 uds. de anclaje de barra  $\phi 32$  mm. de 15 m. de longitud unitaria
- 19 de mayo. Comienzo del segundo nivel con 51 uds. de anclaje  $\phi 40$  mm. de 15 m. de longitud unitaria
- 4 de junio. Comienzo del tercero en la zona central de la pantalla con 16 uds. de anclaje  $\phi 40$  mm. de 15 m. de longitud unitaria.

Todo ello totalizó una medición de 1.875 m. de anclaje.



Figura 18: Ejecución de primera viga de anclaje en pantalla superior. Cortesía Diputación Foral de Gipuzkoa.

#### 4.2- Pantalla intermedia

Una vez tesados los anclajes de la pantalla superior, se autorizó el inicio de los micropilotes de la pantalla intermedia.

Se comenzó el 3 de junio y se finalizó el 22 de junio, ejecutándose 237 uds. de micropilote. Paralelamente, el 15 de junio se había comenzado a ejecutar el primer nivel de anclajes de barra  $\phi 32$  mm. de 15 m. de longitud unitaria.

No obstante, se produjeron deformaciones apreciables en la pantalla intermedia y una inestabilidad parcial que provocó la decisión de realizar una pantalla adicional por el trasdós de los micropilotes ya ejecutados en la zona central, con micropilotes más largos, 45 uds. de 24 m. de longitud unitaria. Dicha actuación comenzó el 25 de junio y finalizó el 3 de julio.

Todo ello totalizó una medición de micropilotes en la pantalla intermedia de 4.635 m.

Una vez ejecutada la pantalla y hormigonada la viga de coronación, tras unos días de lluvias se siguen produciendo inestabilidades, esta vez, por el intradós en la masa deslizada aún sin sostener, antes de ejecutarse la plataforma de trabajo para la perforación del primer nivel de anclajes. Ello se manifiesta de forma alarmante en los muros y la barrera dinámica provisionales instalados en la autopista.



*Figura 19: Pantalla intermedia. Inestabilidad previa a la ejecución de anclajes.*



*Figura 20: Deformaciones en la barrera dinámica*

Se decide dotar a esta pantalla intermedia de un tercer nivel de anclajes en la zona central, adicional a los dos previstos, y aumentar la longitud unitaria de los anclajes en los otros dos niveles, quedando como sigue:

- Nivel superior con 45 uds. de anclaje de barra  $\phi 32$  mm. de 15 m. de longitud unitaria y 23 uds. de 18 m.
- Segundo nivel con 48 uds. de anclaje  $\phi 40$  mm. de 18 m. de longitud unitaria.
- Tercer nivel en la zona central de la pantalla con 38 uds. de anclaje  $\phi 40$  mm. de 18 m. de longitud unitaria.

Todo ello totalizó una medición de 2.565 m. de anclaje.

#### **4.3- Pantalla inferior**

El 23 de julio comienza el micropilotaje de la pantalla inferior, simultaneando éste con el de la pantalla intermedia, al tiempo que se abren al tráfico los cuatro carriles de la autopista. Esa fecha era crítica para la obra debido a la operación salida de verano, pues por la autopista AP-1 a finales de julio el

aumento del tráfico es sustancial y si se hubiese mantenido únicamente un carril por sentido de circulación, la autopista se habría colapsado.



*Figura 21: Ejecución de micropilotes en la pantalla inferior.*

En esta pantalla se realizaron un total de 400 uds. de micropilote de 18, 21, 24 y 27 m. de longitud unitaria, totalizando una medición de 9.123 m. de micropilote, finalizando el 4 de octubre.

Igualmente, se decidió realizar tres niveles de anclajes en la mayor parte de la pantalla, realizándose 86 uds. de anclaje de barra  $\phi 32$  mm. de 18 m. de longitud unitaria en el nivel superior y 131 uds. de anclaje de barra  $\phi 40$  mm. de 18 m. de longitud unitaria en segundo y tercer niveles.

## **5- Colapso de la pantalla inferior**

Tras un período de una semana de intensas lluvias, la mañana del 27 de noviembre se estaban ejecutando los anclajes del tercer nivel cuando se empezó a producir la rotura en cadena de anclajes por tope estructural.



*Figura 22: Pantalla inferior. Rotura de anclajes.*



*Figura 23: Pantalla inferior. Rotura de anclajes.*



*Figura 24: Pantalla inferior. Rotura de anclajes. Situación previa al colapso.*



*Figura 25: Pantalla inferior. Rotura de anclajes. Situación previa al colapso.*

Tras unos momentos de incertidumbre, se dio la orden de despejar la zona inmediatamente para poner a salvo al personal y, en la medida de lo posible, la maquinaria. Sobre las 13:00 h. aproximadamente se produjo el colapso.

Los usuarios de la autopista no resultaron afectados debido a que el tráfico circulaba por la calzada sentido Eibar, con un carril por sentido. La calzada sentido Vitoria estaba cortada, al estar ultimándose los trabajos previos a la puesta en servicio total de la autopista.



*Figura 26: Pantalla inferior. Situación tras el colapso.*



*Figura 27: Vista del talud tras el colapso desde la pantalla intermedia.*



*Figura 28: Vista del talud tras el colapso.*



*Figura 29: Vista del talud tras el colapso.*



*Figura 30: Micropilotes deformados en la masa deslizada.*

La rotura de la pantalla inferior ocasionó una nueva situación de riesgo grave e inminente, que requirió reforzar la pantalla intermedia ya ejecutada y continuar con las obras de estabilización, en lo que se denominó Segunda Fase de la Obra de Emergencia. Para esta segunda fase, la Propiedad contrató al profesor D. José María Rodríguez Ortiz, como asesor geotécnico.

A continuación se transcribe el análisis del colapso recogido en el informe redactado por José María Rodríguez Ortiz y Agustín Chasco Arroniz, de la empresa Igeach Ingeniería Geológica, S.L., encargada del control de ejecución de la segunda fase.

*Se ha realizado un análisis en dos fases, una primera fase sin presencia de agua y una segunda fase con la instalación de una superficie piezométrica en la zona.*

*En la primera fase las tensiones que se desarrollan en los diferentes elementos de la pantalla son soportadas, si bien la tensión en los anclajes de la cabeza de la pantalla Ø32, están cerca de su límite elástico. La generación de una superficie piezométrica sobre la ladera incrementa notablemente los esfuerzos sobre la pantalla, superándose la tensión límite de los anclajes superiores de la pantalla Ø32, iniciándose un rápido proceso de rotura concatenado.*

*Primeramente se agota la resistencia de los anclajes de Ø32, a continuación, se rompen los anclajes de Ø40, y finalmente los micros de la pantalla se rompen por flexión.*

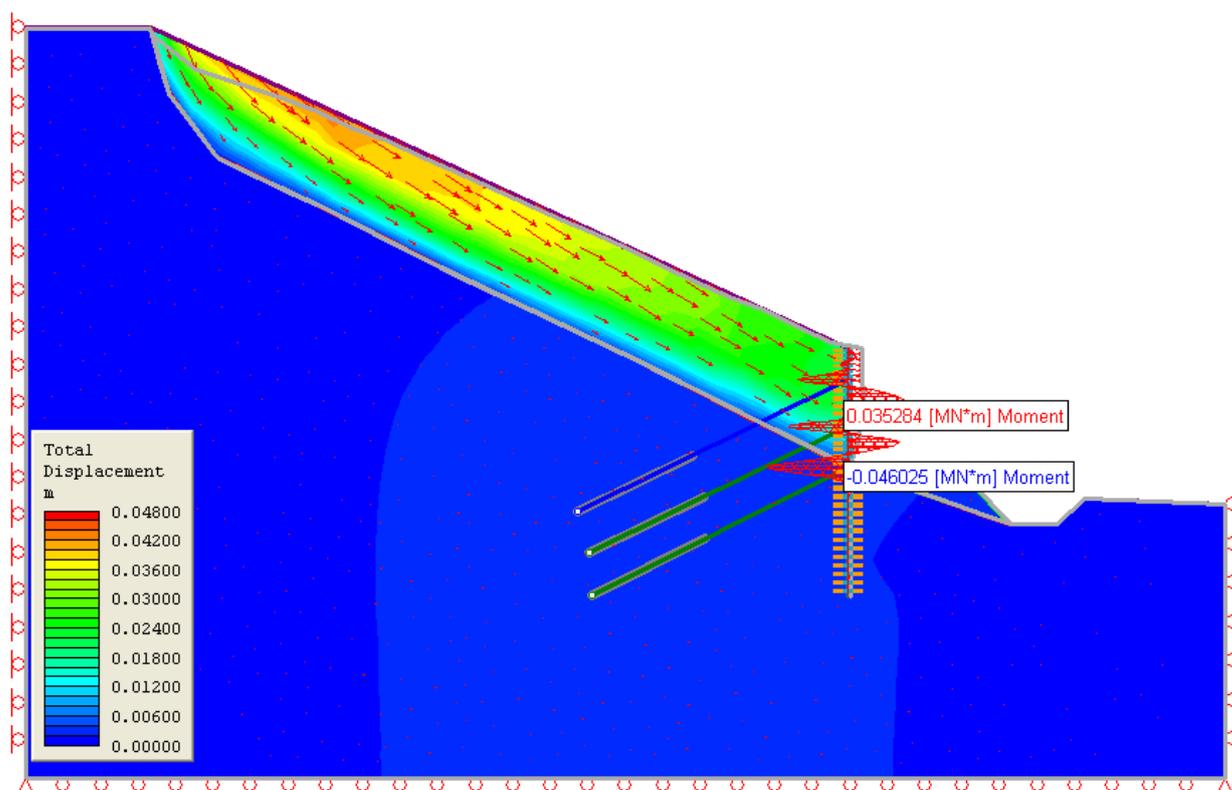


Figura 31: Fase 1. Situación inicial. La pantalla soporta la masa de tierras residuales del primer deslizamiento

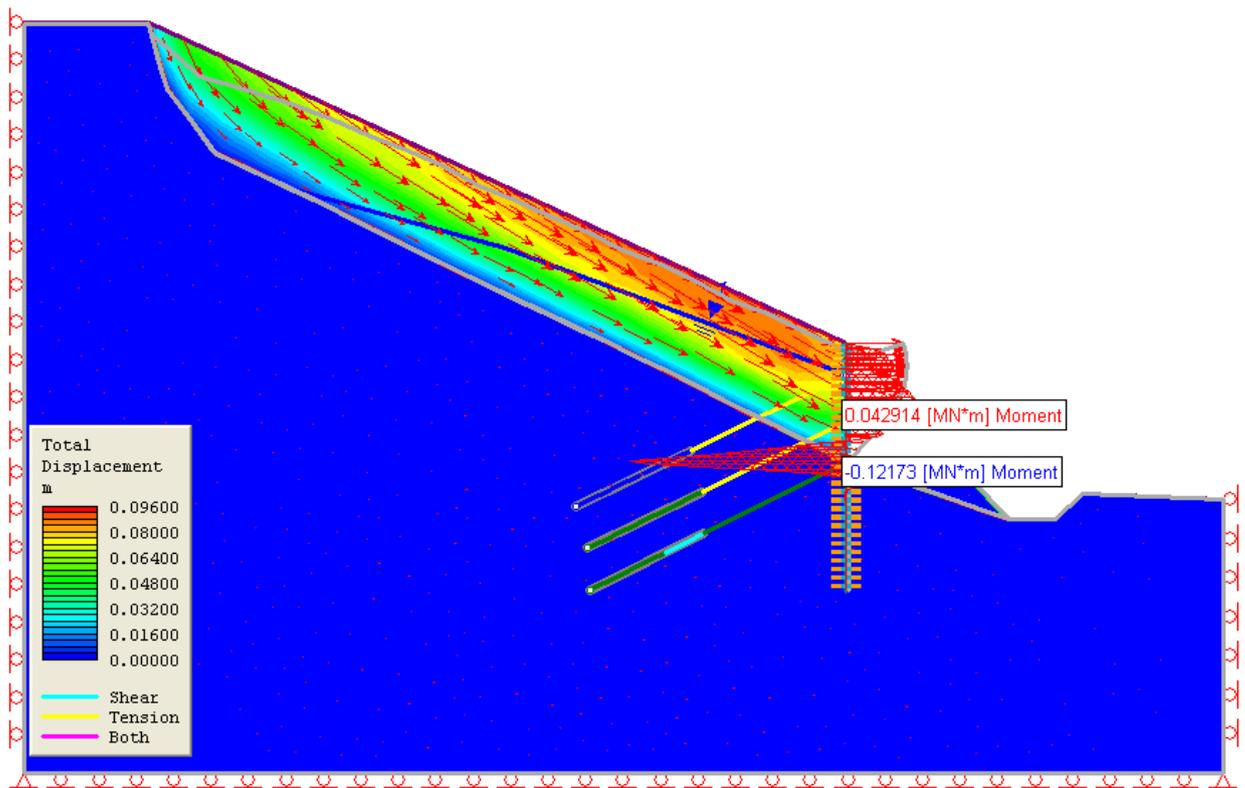


Figura 32: Fase 2. Incremento de los empujes sobre la pantalla

## FASE 2

La generación de una superficie piezométrica incrementa los empujes sobre la pantalla, rompiendo los anclajes de las vigas superiores, y como consecuencia se ve superada la resistencia de los micropilotes a flexión.

TRÁFICO · Desprendimiento

# Cerrada totalmente la AP-1 por un nuevo desprendimiento en Eskoriatza

Más de **850.000** cupones premiados

**SORTEO DE NAVIDAD** ONCE

Compra ahora

· Las intensas lluvias caídas en los últimos días han causado un movimiento de tierras que ha derivado en el desprendimiento

· La Diputación adoptará mañana la decisión de habilitar o no un 'by-pass' en ambos carriles para permitir el paso

EFE | San Sebastián

ACTUALIZADO 27/11/2015 18:46

Figura 33: Recorte de prensa. El Mundo 27/11/2015.

## Noticias de Gipuzkoa



### DONOSTIA

- Las fuertes lluvias caídas estos días no han dado tregua a la orografía guipuzcoana. Justo cuando se estaba enfilando la recta final de los trabajos para estabilizar la ladera desprendida en marzo en la AP-1, a la altura de Eskoriatza, se ha vuelto a producir un nuevo desprendimiento que obligó a la Diputación de Gipuzkoa a tomar la drástica decisión de cerrar totalmente la autopista que une Eskoriatza y Gasteiz.

Según informó el Ejecutivo foral, la decisión fue adoptada "como medida de precaución ante un desprendimiento causado por las abundantes lluvias". Aunque no afectó a ninguno de los carriles, se decidió cerrar la vía hasta hoy por la mañana hasta realizar una evaluación in situ de la decisión. Está previsto que hasta allí se desplacen la diputada de Infraestructuras Viarias, Aintzane Oiarbide, junto con técnicos del departamento, para decidir si se abre parcialmente a través de un baipás o continua cerrada. No obstante, se prevé que haya sobre el terreno "vigilantes del departamento las 24 horas".

Concretamente, la AP-1 está cerrada desde la salida de Eskoriatza hasta el peaje de Luko, a 11 kilómetros de la capital alavesa. En su lugar, la Diputación recomienda circular por la AP-8 o la N-1, en el caso de los vehículos pesados, y por Arlaban.

Cabe recordar que dos carriles de esta autopista estuvieron cerrados al tráfico desde marzo hasta julio por el deslizamiento de la ladera. Y en los últimos meses, como consecuencia de los trabajos para estabilizarla, estaba sufriendo diversos cortes que eran anunciados con antelación. - N.G.

Figura 34: Recorte de prensa. Noticias de Gipuzkoa 28/11/2015.

## 6- Refuerzo de emergencia en altura

Una vez producido el colapso de la parte central de la pantalla inferior, se decide aumentar el nivel de seguridad de las pantallas superior e intermedia, y reforzar de forma inmediata, con anclajes adicionales, las zonas laterales de la pantalla inferior, no colapsadas, sin poner en riesgo la vida de las personas.

Durante la tarde del mismo viernes 27 de noviembre, se desplaza a la obra un equipo montado sobre jaula para comenzar el refuerzo en altura al día siguiente, y un segundo equipo el lunes 30. Se decide como primera medida el refuerzo de los laterales de la pantalla inferior no colapsados con 28 uds. de

anclaje de barra  $\phi 40$  mm. de 24 m. de longitud unitaria en los niveles superior y segundo (7 uds. en cada nivel y cada lado de la zona colapsada), y el refuerzo de la pantalla intermedia con anclajes de las mismas características, reduciendo la distancia entre los anclajes de los 2 m. iniciales a 1 m. tras el refuerzo, inicialmente en el tercer nivel y después en el segundo y primero, por ese orden. Para el refuerzo de la pantalla intermedia se hace necesario el empleo de una grúa de 500 Tn. Se pretende con ello afianzar la pantalla para ejecutar posteriormente, ya con carro perforador, unos 3 niveles más de anclaje, en condiciones de seguridad para los trabajadores.



*Figura 35: Refuerzo de la pantalla inferior con anclajes desde jaula en lado derecho.*



*Figura 36: Refuerzo de la pantalla inferior con anclajes desde jaula en lado derecho.*

Sobre el lateral izquierdo de la pantalla inferior no colapsado se decidió prolongar el refuerzo con más anclajes, a ejecutar con carro perforador sobre orugas, par lo cual se montó un caballón de tierras para su emplazamiento.



*Figura 37: Refuerzo de la pantalla inferior con anclajes con carro perforador sobre caballón de tierras en lado izquierdo.*



*Figura 38: Refuerzo de la pantalla inferior con anclajes desde jaula en lado derecho.*



*Figura 39: Refuerzo de la pantalla intermedia con anclajes desde jaula.*

## **7- Segunda fase de obra. Refuerzo de pantalla intermedia y nueva pantalla inferior**

### **7.1- Levantamiento topográfico**

Ante las dificultades que presentaba la toma de datos por topografía clásica, la Propiedad decidió contratar la realización de un levantamiento fotogramétrico mediante dron para definir las obras a realizar en la Segunda fase.



*Figura 40: Planta general*



*Figura 41: Alzado de la pantalla intermedia*

## 7.2- Refuerzo de la pantalla intermedia

La secuencia del refuerzo, en orden descendente, fue la siguiente:

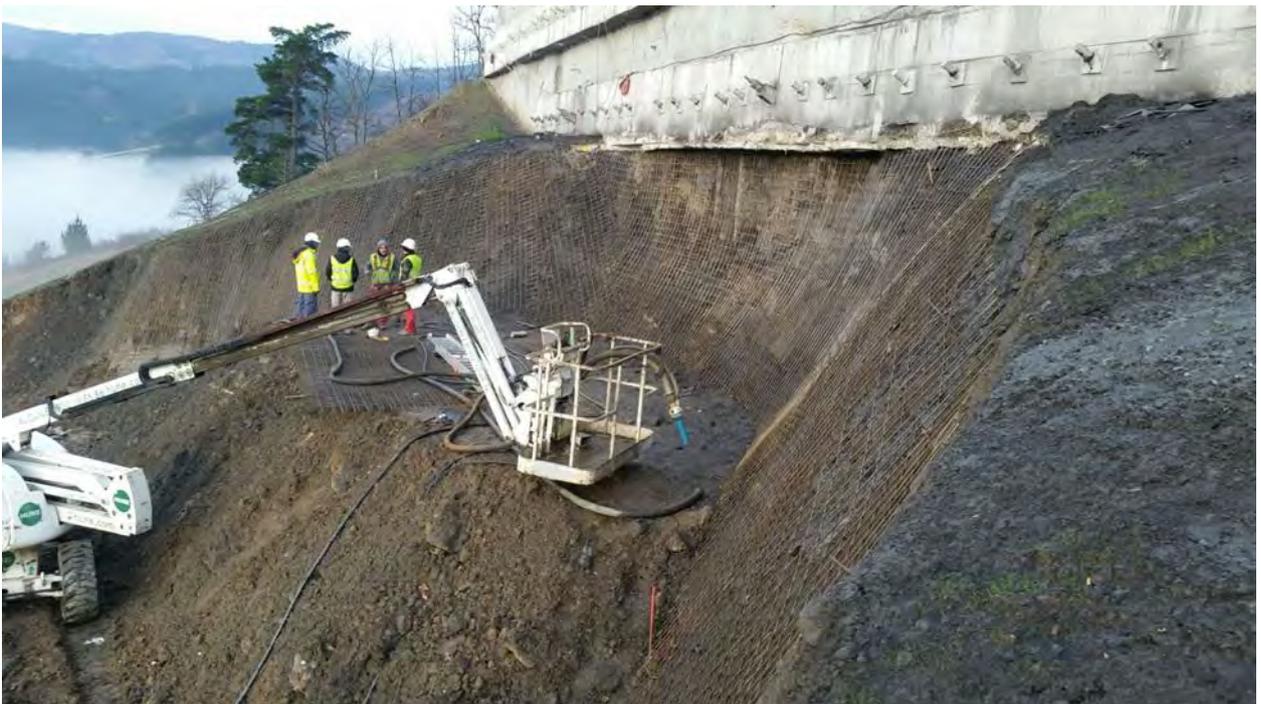
- 1- Anclajes activos con barra  $\phi 40$  mm. en la zona central contra los micropilotes descubiertos tras el deslizamiento, en tres filas con longitudes unitarias de 18 m., 16 m. y 14 m. de arriba abajo respectivamente, y malla electrosoldada 150x150x6 mm. y gunita. Los anclajes entrañaban la dificultad de tener que pasar entre las dos pantallas micropilotes existentes (una detrás de la otra). Dichos anclajes finalizaron el 26 de enero de 2016, completándose el tesado el 4 de febrero de 2016.



*Figura 42: Soil-nailing en la zona central de la pantalla intermedia.*



*Figura 43: Soil-nailing de refuerzo bajo pantalla intermedia sobre el contorno deslizado.*



*Figura 44: Soil-nailing en la zona central de la pantalla intermedia.*



*Figura 45: Soil-nailing de refuerzo bajo pantalla intermedia sobre el contorno deslizado.*

- 2- Soil-nailing en los laterales del contorno exterior de la zona deslizada bajo la pantalla, con bulones  $\phi 25$  mm. de 6 m. de longitud unitaria, malla electrosoldada 150x150x6 mm. y gunita, consolidando ese espesor de tierras en forma de arco. Estos trabajos se desarrollaron entre el 27 de enero y el 10 de abril de 2016.



*Figura 46: Soil-nailing de refuerzo bajo pantalla intermedia sobre el contorno deslizado.*



*Figura 47: Soil-nailing de refuerzo bajo pantalla intermedia sobre el contorno deslizado.*



*Figura 48: Soil-nailing de refuerzo bajo pantalla intermedia sobre el contorno deslizado.*



*Figura 49: Soil-nailing de refuerzo bajo pantalla intermedia sobre el contorno deslizado.*



*Figura 50: Soil-nailing de refuerzo bajo pantalla intermedia sobre el contorno deslizado. Amago de inestabilidad durante la ejecución.*



*Figura 51: Ejecución de anclajes de refuerzo en pantalla intermedia.*

- 3- Anclajes de cable de  $7\phi 0,6''$ , de 22 m. de longitud unitaria, contra un tacón-berma de tierras de unos 4-5 m. de espesor bajo las tres filas de anclajes de barra  $\phi 40$  mm., con la dificultad de tener que atravesar dicho tacón y pasar entre las dos filas de micropilotes de la pantalla intermedia. Una vez ejecutados los anclajes el contratista principal ejecutó un muro como estructura de reparto de los mismos. Se realizaron 13 uds. entre el 17 de febrero y el 2 de marzo de 2016, simultaneando el trabajo con el soil-nailing anterior.



*Figura 52: Muro anclado bajo pantalla intermedia. Anclajes  $7\phi 0,6''$ .*



*Figura 53: Vista del refuerzo de la pantalla intermedia terminado.*



*Figura 54: Vista del refuerzo de la pantalla intermedia.*



*Figura 55: Anclajes  $\phi 40$  mm y  $7\phi 0,6''$ .*

### 7.3- Nueva estructura de contención al pie

Una vez realizado el tratamiento de refuerzo en la pantalla intermedia y la retirada de los materiales del derrumbe, se procede con la nueva estructura de contención de la solución definitiva, consistente en una pantalla de entre tres y cinco filas de carriles al pie del talud a lo largo de su desarrollo en planta, en la zona afectada por el colapso, acabando prácticamente al borde de la calzada sentido Vitoria. Se realizaron 162 perforaciones equipadas con carriles de 54 kg/m de 12 m., desarrollándose los trabajos entre el 29 de marzo y el 13 de mayo de 2016.

Con la estructura de atado de los carriles, su prolongación en planta con escollera por ambos lados hasta solapar en alzado con los laterales no colapsados de la pantalla inferior, y el retaluzado entre pantallas quedaba finalizado el sostenimiento definitivo.



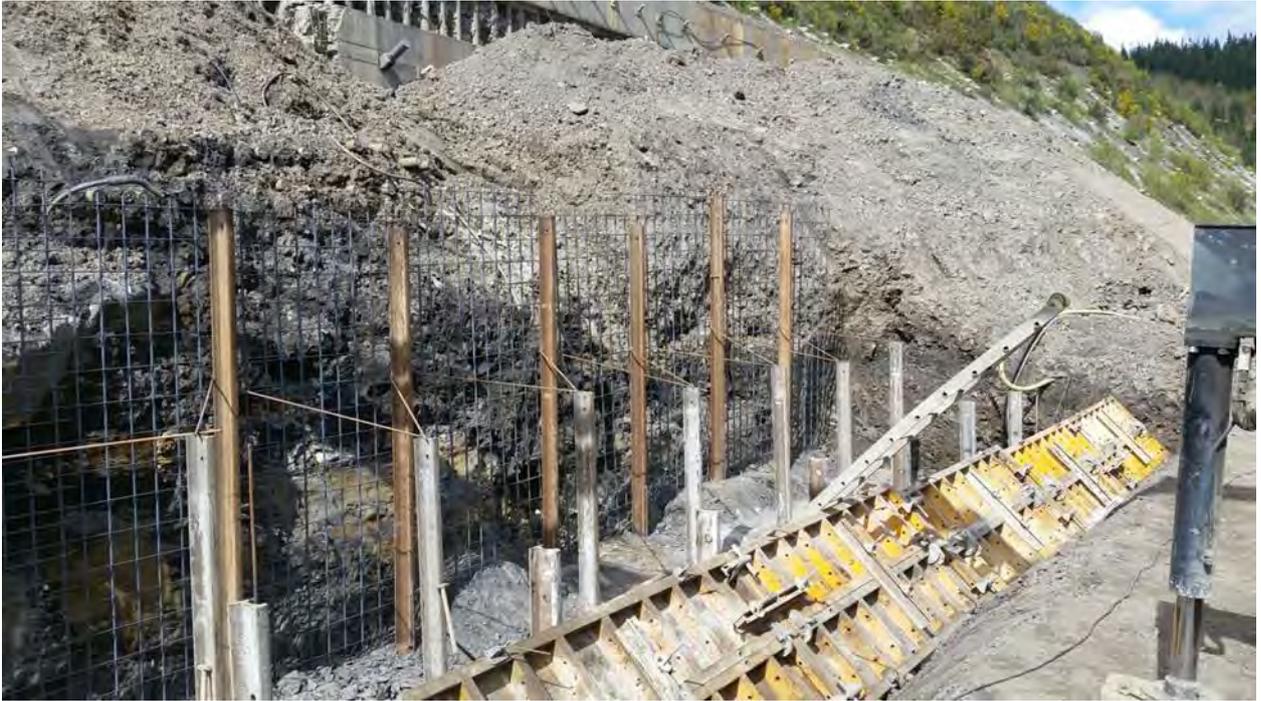
*Figura 56: Perforación para pantalla de carriles.*



*Figura 57: Instalación de un carril en la perforación.*



*Figura 58: Pantalla de carriles.*



*Figura 59: Pantalla de carriles.*

## **8- Estado final**

El 10 de junio de 2016 se pone definitivamente en servicio la autopista.



*Figura 60: Vista del talud terminado.*



*Figura 61: Vista del talud terminado.*



*Figura 62: Vista del talud terminado con la autopista en servicio.*



*Figura 63: Vista del talud terminado desde el pie.*



*Figura 64: Vista del talud terminado desde nivel de pantalla inferior.*

## **9- Control e instrumentación**

Durante los trabajos se realizaban los oportunos controles sobre los materiales suministrados, y se tesaban los anclajes de cada una de las pantallas con presencia del personal designado por la Propiedad, no habiéndose producido arrancamiento en ningún anclaje.

Igualmente, durante el mes de enero de 2016, en el segundo nivel de anclajes de la pantalla inferior, se procedió a ensayar dos anclajes de barra  $\phi 40$  mm. de 18 m. ( $L_{\text{libre}}$  10 m y  $L_{\text{bulbo}}$  8 m.) y 24 m. ( $L_{\text{libre}}$  14 m. y  $L_{\text{bulbo}}$  10 m.) de longitudes unitarias, produciéndose la rotura de los mismos en torno a 70 tn de carga.

La Propiedad encargó a Tesinsa la instalación de células de carga de cuerda vibrante para el seguimiento definitivo del comportamiento de los anclajes. El número total de células de carga implantadas en el conjunto de las tres pantallas ascendió a 25, que se distribuyeron de la siguiente forma: superior (9), intermedia (11) e inferior (5).

A partir del 27 de noviembre de 2015, se realizó un control topográfico mediante la colocación de 34 dianas topográficas en las pantallas. Este control se ha seguido realizando una vez finalizadas las obras de estabilización y no se han detectado movimientos reseñables. Asimismo, los desplazamientos horizontales medidos en los inclinómetros en el periodo comprendido entre marzo y diciembre de 2016 son del orden de 5 mm, no observándose una zona de actividad específica.

## 10- Mediciones

Las mediciones de las principales unidades ejecutadas fueron las siguientes:

- Micropilote equipado armadura tubular tipo N-80 de  $\phi 139,7$  mm y 9 mm de espesor. 18.495 ml.
- Anclaje activo equipado con barra  $\phi 32$  mm. 3.507 ml.
- Anclaje activo equipado con barra  $\phi 40$  mm. 7.507 ml.
- Anclaje pasivo equipado con barra  $\phi 25$  mm. 990 ml.
- Malla electrosoldada de 150x150x6 mm. 1.300 m<sup>2</sup>.
- Gunita. 157 m<sup>3</sup>.
- Anclaje de cable de 7 $\phi$ 0,6". 286 ml.
- Micropilote equipado carril de 54 kg/m. 1.526 ml.
- Dren californiano. 328 ml.

## 11- Reseña final

En obras de emergencia de estabilización de deslizamientos de ladera que afectan a infraestructuras viarias, especialmente en el caso de las vías de alta capacidad, es preciso dar una respuesta rápida para evitar el cierre prolongado de la vía, adoptando medidas estabilizadoras que garanticen la seguridad de los usuarios.

La Ley de Contratos del Sector Público establece que cuando la Administración tenga que actuar de manera inmediata a causa de situaciones que supongan grave peligro se estará al siguiente **régimen excepcional**: *El órgano de contratación, sin obligación de tramitar expediente administrativo, podrá ordenar la ejecución de lo necesario para remediar el acontecimiento producido o satisfacer la necesidad sobrevenida, o contratar libremente su objeto, en todo o en parte, sin sujetarse a los requisitos formales establecidos en la presente Ley.*

*El plazo de inicio de la ejecución de las prestaciones no podrá ser superior a un mes, contado desde que el órgano de contratación ordene la ejecución.*

Del texto de la ley se deduce que la existencia de un riesgo grave e inminente demanda una actuación administrativa inmediata, que no es compatible con el procedimiento ordinario de contratación de una obra, en el que previamente debe redactarse un proyecto de construcción que defina de forma precisa la solución a ejecutar.

En una obra de emergencia es muy difícil cuantificar, en una primera instancia, la magnitud de la masa deslizada, y por ende de las unidades necesarias, por la urgencia de los tratamientos a realizar para poner la infraestructura de nuevo en servicio. Ello conduce a la necesidad de ir adaptando en tiempo real la solución inicialmente prevista, tanto en cuantías como en diversidad de medios de ejecución, a los condicionantes e incidencias que se van sucediendo durante la ejecución de los trabajos.

En el caso que nos ocupa, a pesar de las múltiples dificultades que fueron surgiendo, se consiguió mantener en servicio la autopista durante la ejecución de las obras, salvo los días en los que adoptaron medidas urgentes de protección para poder abrir la autopista al tráfico en condiciones de seguridad.

## **12- Documentos de referencia**

- Documento 4-ME-19/2015-EMERGEN, Diputación Foral de Gipuzkoa.
- Documento T-150303,0 - Marzo 2015 (Informe geotécnico). Ikerlur.
- Anejo geológico-geotécnico de la Fase 2. José María Rodríguez Ortiz e Igeach.
- <http://tpf.eu/es/projects/vitoria-gasteizeibar-motorway-section-arlaban-eskoriaatza/>.
- [http://www.euskadi.eus/contenidos/informacion/deslizamiento\\_ap1/es\\_def/index.shtml](http://www.euskadi.eus/contenidos/informacion/deslizamiento_ap1/es_def/index.shtml)

## **13- Agradecimientos**

· Diputación Foral de Gipuzkoa y Bidegi, por autorizar la difusión de este documento y su colaboración para su elaboración.

- Profesor D. José María Rodríguez Ortiz, asesor geotécnico de la Propiedad para la solución de estabilización de la Segunda Fase de la obra
- Ikerlur, S.L., empresa encargada de la definición inicial de las unidades a ejecutar, base para la licitación.
- Igeach, S.L., empresa de asistencia técnica en la Segunda Fase de la obra
- Construcciones Amenábar, S.A., contratista principal de la obra.
- Tesinsa, empresa contratada por la Propiedad para la realización de trabajos previos al inicio, y paralelamente durante la obra en la instrumentación de anclajes.

# CONGELACIÓN DEL TERRENO PARA EJECUCIÓN DE TÚNELES BAJO “CUT-AND-COVER” EXISTENTE EN EL METRO DE VARSOVIA

**EDUARDO MANZANO ARROYO**  
ITOP. Máster en Mecánica del Suelo  
Director de Desarrollo Técnico  
Grupo Terratest

## 1- Introducción

La técnica de congelación del terreno, como su propio nombre indica, consiste en hacer bajar la temperatura del suelo de forma artificial hasta que el agua presente en sus poros se convierte en hielo y mantener esta situación durante las actividades para las que se precisa, generalmente contenciones o excavaciones subterráneas, hasta que un sostenimiento definitivo pasa a asumir la responsabilidad estructural y de impermeabilización temporalmente asumida por la masa de terreno congelado.

Se puede aplicar en prácticamente cualesquiera condiciones del suelo, independientemente de su permeabilidad y el tamaño de sus partículas, para aumentar su resistencia, rigidez e impermeabilidad. No obstante, son los suelos con un grado de saturación elevado, o directamente bajo el nivel freático, los más susceptibles de ser tratados con esta técnica; para los no saturados puede ser precisa una aportación de agua inicial, así como durante el proceso de congelación, pero en ausencia de presión freática la impermeabilización temporal no es necesaria y suelen resultar más competitivas otras técnicas de mejora.

Cuando se utiliza la congelación del terreno como refuerzo temporal de la estructura del suelo y como método de impermeabilización, se aprovechan las características físicas del medio y de su agua intersticial, sin apenas cambiarlas y sin aportación de agentes químicos ni otros componentes ajenos al propio suelo, para mejorar transitoriamente las propiedades del conjunto, convirtiendo esta técnica en una buena alternativa de mejora de suelos en obras geotécnicas complejas, incluso más competitiva que las inyecciones en suelos finos y muy finos.

Sólo la existencia de fuentes de calor importantes o que el agua esté en movimiento (principal fuente de calor) con corrientes de más de 1.5-2.0 metros/día suponen un impedimento o merma importante en el rendimiento de esta técnica. Por otro lado, si el volumen de terreno a tratar es importante en sus tres dimensiones, el incremento de volumen que sufre el agua al helarse (hinchamiento) y su decremento al descongelar (posibles asentamientos), así como la ligera pérdida de capacidad post-congelación (más acusada en suelos blandos), son aspectos a tener en consideración como condicionantes de la aplicabilidad de esta técnica, aunque en general no son limitativos ya que sólo son significativos para grandes volúmenes y lo habitual es generar estructuras tipo muro, de poco espesor.

En general, la congelación se consigue mediante un sistema de conducciones que en el terreno consta de tuberías dobles (una exterior de perforación y retorno, y otra interior de alimentación, para circulación directa), colocadas en las zonas a congelar mediante perforación (con técnicas de sondaje o micropilotaje), por las que se hace pasar un fluido refrigerante que intercambia calor con el terreno y el agua. Una vez se inicia la congelación alrededor de las conducciones, el espesor de la capa congelada va

aumentando hasta que toma contacto con el cilindro de hielo que del mismo modo se va formando en las conducciones adyacentes, y así se va conformando una pared de suelo congelado si las tuberías están dispuestas formando un plano (pantalla, sostenimiento provisional de un túnel), o un volumen tratado si el conjunto de tuberías sigue una disposición tridimensional (tapón de fondo). Sobre esta base, los diferentes métodos de congelación se diferencian en el tipo de refrigerante, en si se precisa unidad de refrigeración externa para mantener frío el refrigerante, y en la configuración del sistema de tuberías que se requiere en cada caso.

En este proyecto se emplearon los dos métodos de congelación que se suelen aplicar: el sistema abierto, con nitrógeno líquido, utilizado en la fase de congelación inicial (fase activa), y el sistema cerrado, con salmuera, para la fase de mantenimiento (fase pasiva), constituyendo el denominado sistema mixto. El sistema cerrado también se utilizó la fase inicial de las zonas en la que no era precisa una congelación rápida.

## 2. Sistema abierto. Nitrógeno líquido

El sistema abierto (figura 1) consiste en inyectar por las tuberías un refrigerante líquido (gases licuados como el nitrógeno, el más habitual, u otros como dióxido de carbono o propano) que al hervir y subir de temperatura enfría rápidamente su entorno al ir avanzando por las conducciones, y es liberado a la atmósfera por el otro extremo del sistema de conducción, de ahí su denominación de circuito abierto.

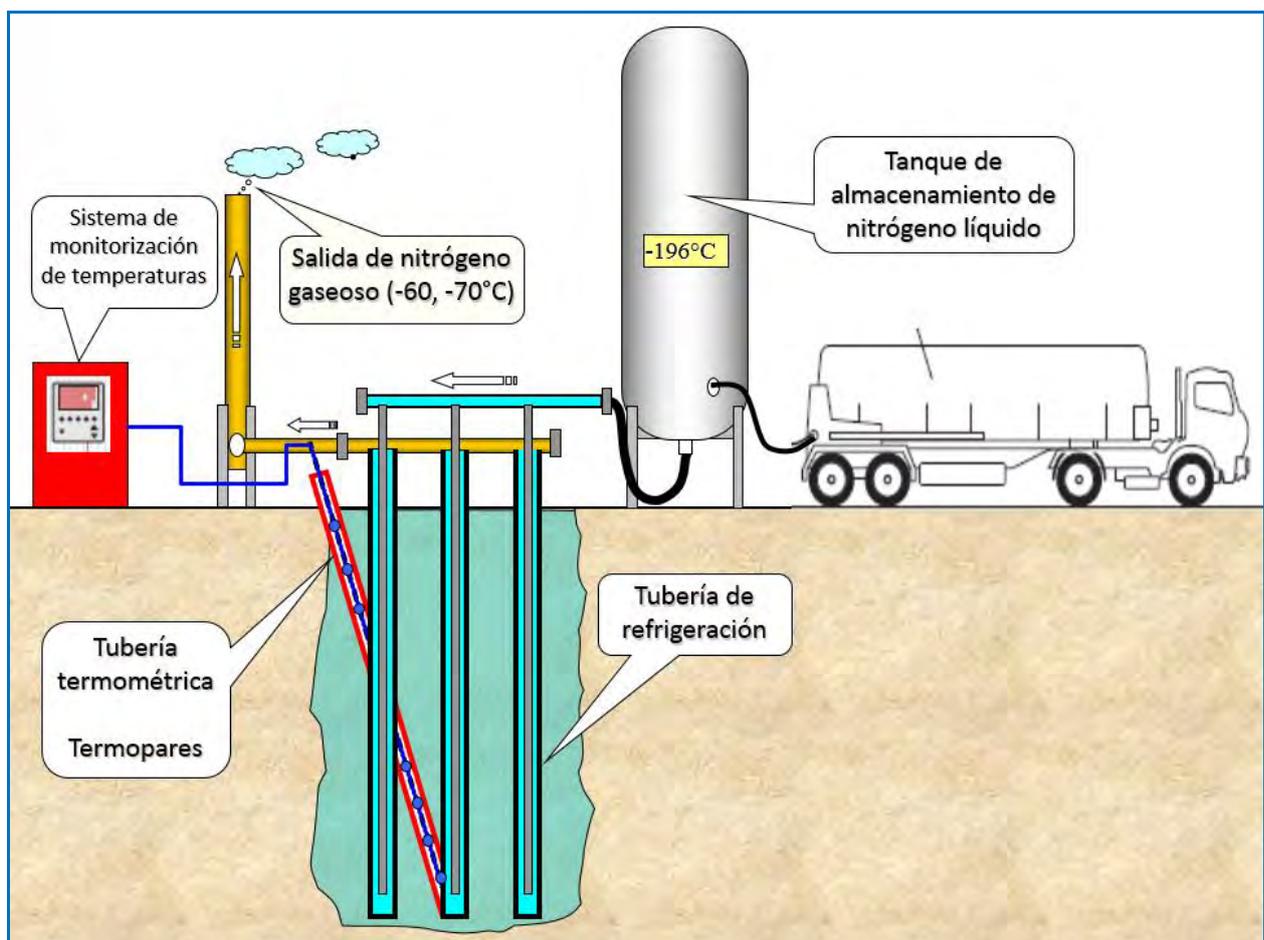


Figura 1. Sistema abierto. Nitrógeno líquido

El nitrógeno líquido se obtiene mediante destilación fraccionada del aire licuado (compuesto en su mayoría por nitrógeno) y se transporta en tanques especiales donde se mantiene a una temperatura de  $-196^{\circ}\text{C}$  (punto de ebullición del nitrógeno a presión atmosférica) y a una presión de unos 2-3 bares. Ya en obra, el nitrógeno líquido se almacena en tanques de doble chapa con aislamiento por vacío en los que mantiene sus propiedades físicas hasta el momento de su utilización (figura 2).



Figura 2. Tanques de nitrógeno líquido y salida de nitrógeno gas a la atmósfera

La elevada eficiencia criogénica del nitrógeno líquido permite la rápida formación de una estructura de terreno congelado en sólo 5-10 días, dependiendo de las condiciones del suelo y de la separación entre tuberías, así como de la posible corriente del agua freática. La capacidad criogénica del nitrógeno líquido es de 39 Kcal/l, por su calor latente de evaporación (a  $-196^{\circ}\text{C}$ ), y de 27 Kcal/l por su calor específico al subir desde esa temperatura hasta unos  $-60^{\circ}\text{C}$  a los que el gas se libera a la atmósfera.

Aunque este sistema requiere poca aportación de energía para la circulación del refrigerante, ya que el fluido se ve impulsado por la presión con la que está almacenado, y no se necesita unidad de refrigeración exterior, el consumo del mismo es elevado y también lo es su precio, haciendo que este sistema sólo sea competitivo cuando se requiere gran velocidad en la congelación inicial o existe corriente de agua que exige una elevada capacidad criogénica, pudiendo ser sustituido por otro sistema en la fase de mantenimiento, o para pequeños proyectos de corta duración.

### 3. Sistema cerrado. Salmuera de $\text{CaCl}_2$

En el sistema cerrado el refrigerante no se libera, sino que circula por las tuberías enfriando el terreno y elevando su temperatura, y es recuperado y vuelto a enfriar en un equipo frigorífico exterior (figura 3). Esta unidad de refrigeración primaria suele ser una planta frigorífica de amoníaco, que se condensa y enfría mediante compresión y, para elevar su temperatura y evaporarse, en un intercambiador de calor absorbe la energía del circuito de refrigeración secundaria, el que se instala en el terreno (figura 4).



Figura 3. Unidad de refrigeración primaria

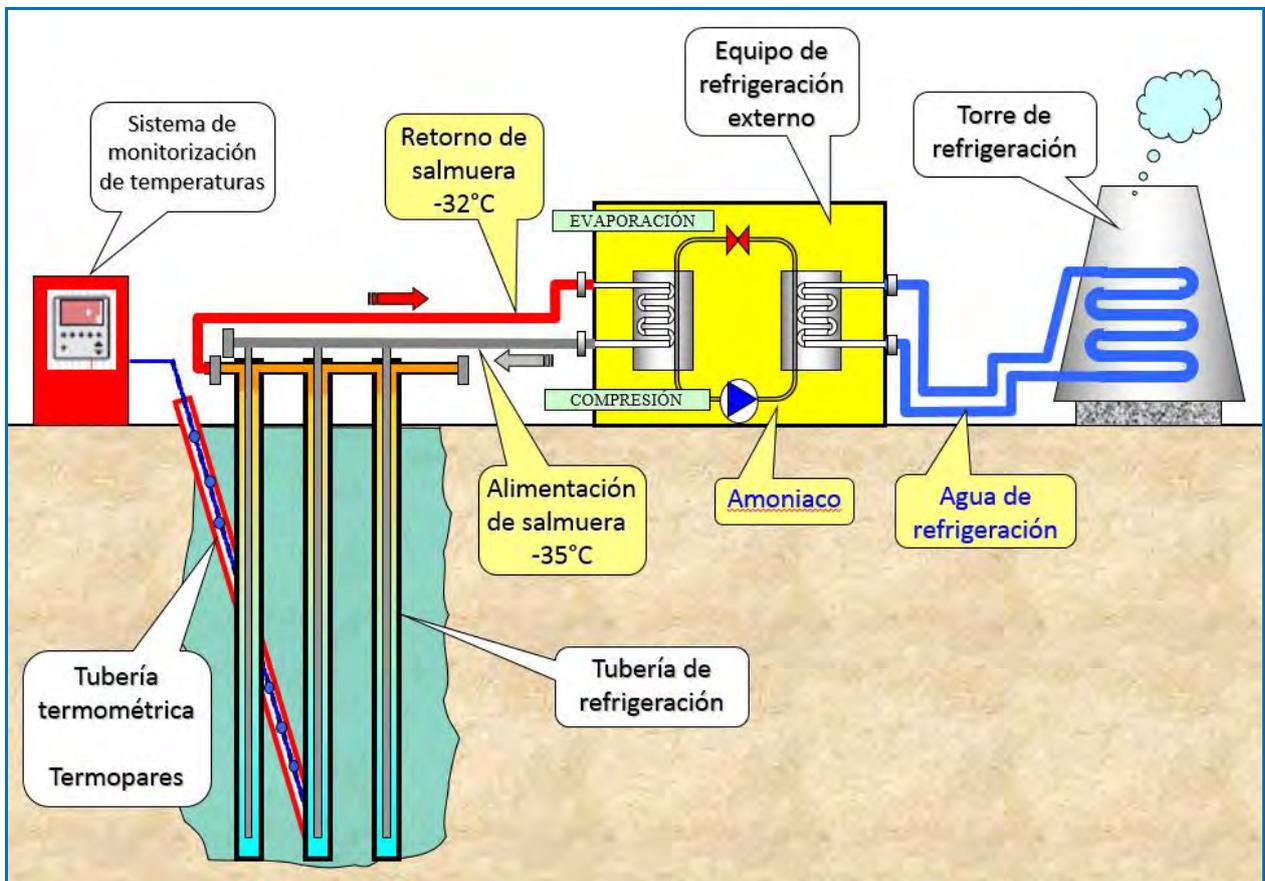


Figura 4. Sistema cerrado. Salmuera de  $\text{CaCl}_2$  y refrigeración con amoníaco

El fluido refrigerante secundario que circula por este circuito suele ser una disolución concentrada de cloruro cálcico en agua (salmuera); controlando la concentración salina de la solución se regula su temperatura de fusión, que puede bajarse hasta unos  $-50^{\circ}\text{C}$  con concentraciones del orden del 30%. Su calor específico es superior a  $0.6\text{ Kcal/l }^{\circ}\text{C}$  y es un producto económico y mucho menos corrosivo que la sal común, lo que redundará en su amplio uso como refrigerante. Aunque este sistema requiere más energía eléctrica, tanto para el funcionamiento de la planta de refrigeración primaria como para el bombeo de la salmuera, el consumo de fungibles es mínimo y el coste del conjunto mucho menor al del sistema abierto.

A diferencia del nitrógeno, que se inyecta a muy baja temperatura ( $-196^{\circ}\text{C}$ ) y se libera a una temperatura todavía baja ( $-60$  a  $-70^{\circ}\text{C}$ ) y en ese salto térmico absorbe mucha energía del terreno, de ahí su rapidez, la salmuera entra en el sistema a una temperatura de unos  $-35^{\circ}\text{C}$ , siendo más lenta la formación de columnas de terreno congelado, y sale de él a una temperatura que se controla con el caudal y que va bajando durante la fase de inicial para situarse en torno a  $-32^{\circ}\text{C}$  durante la fase de mantenimiento.

Un requisito de vital importancia para el éxito del sistema cerrado con salmuera es la absoluta estanqueidad del circuito, puesto que en caso de fugas al terreno aumentaría su salinidad y se reduciría la temperatura de fusión del agua intersticial, lo que daría como resultado una ralentización de la congelación y una merma de la resistencia, pudiendo verse comprometida la solución. Por ello, antes de comenzar con el proceso, siempre ha de realizarse una prueba de estanqueidad con agua a presión controlada que permita verificar la ausencia de pérdidas.

#### 4. Diferencias en el resultado

Las diferencias en la configuración del sistema y principalmente las diferentes temperaturas a las que operan los fluidos refrigerantes encargados de la congelación del terreno (nitrógeno o salmuera) se traducen en una mayor o menor velocidad de formación de columnas de suelo tratado, así como en una mayor o menor afección de las corrientes de agua presentes en el medio. Así, en la figura 5, aparecen correlacionadas las separaciones entre ejes de las tuberías de refrigeración más habituales con el tiempo medio necesario para formar una estructura de suelo congelado geoméricamente determinada por la disposición espacial de las mismas.

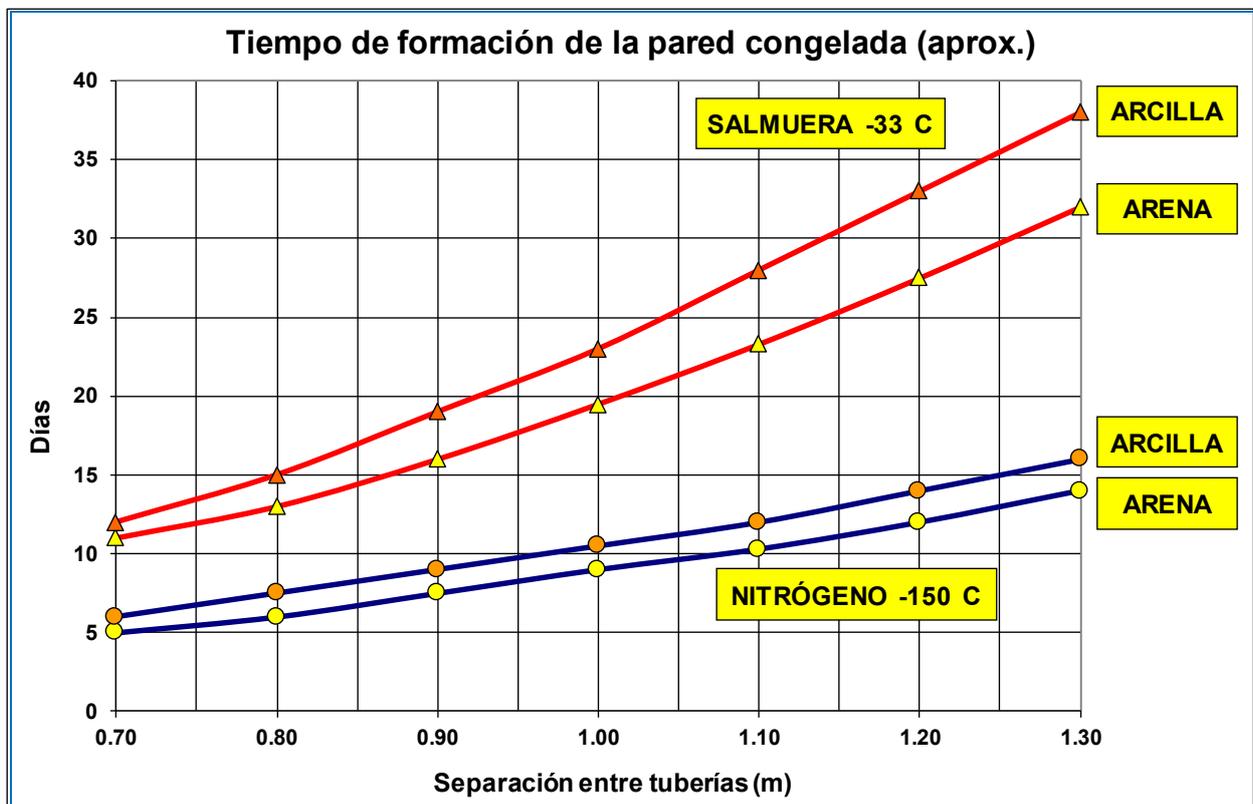


Figura 5. Separación entre tuberías vs tiempo de congelación

Puede apreciarse que el tiempo para conseguir un mismo resultado con sistema cerrado y salmuera al menos duplica el necesario con sistema abierto y nitrógeno líquido, y la tendencia se acentúa conforme se aumenta la separación entre tuberías. Esta figura también pone de manifiesto que los tiempos de congelación en suelos arcillosos son superiores a los requeridos en suelos granulares. Esto se debe, por un lado, a la menor conductividad térmica de las arcillas, y por otro a la vinculación molecular que se produce entre sus minerales y el agua, efecto similar al producido por las sales en disolución; en los suelos granulares, el agua presente en los poros se congela con rapidez una vez su temperatura baja de los cero grados; en arcillas ocurre lo mismo con el agua libre, pero el agua adsorbida requiere temperaturas menores y ha de bajarse de  $-20^{\circ}\text{C}$  para obtener una congelación completa.

En cuanto al efecto de la corriente de agua, se observa en la figura 6 que el sistema cerrado con salmuera, por su mayor temperatura, precisa de unas condiciones bastante estáticas del agua intersticial, y para corrientes con una velocidad superior a 2 m/día la separación entre tuberías sería tan pequeña que haría la solución de congelación inviable o exageradamente costosa. Con nitrógeno líquido la velocidad crítica por encima de la que no sería posible la congelación es muy superior, y con separaciones pequeñas, aunque a un coste elevado, podría utilizarse la congelación como medida de urgencia para frenar filtraciones en excavaciones subterráneas que permita implementar medidas de impermeabilización definitiva.

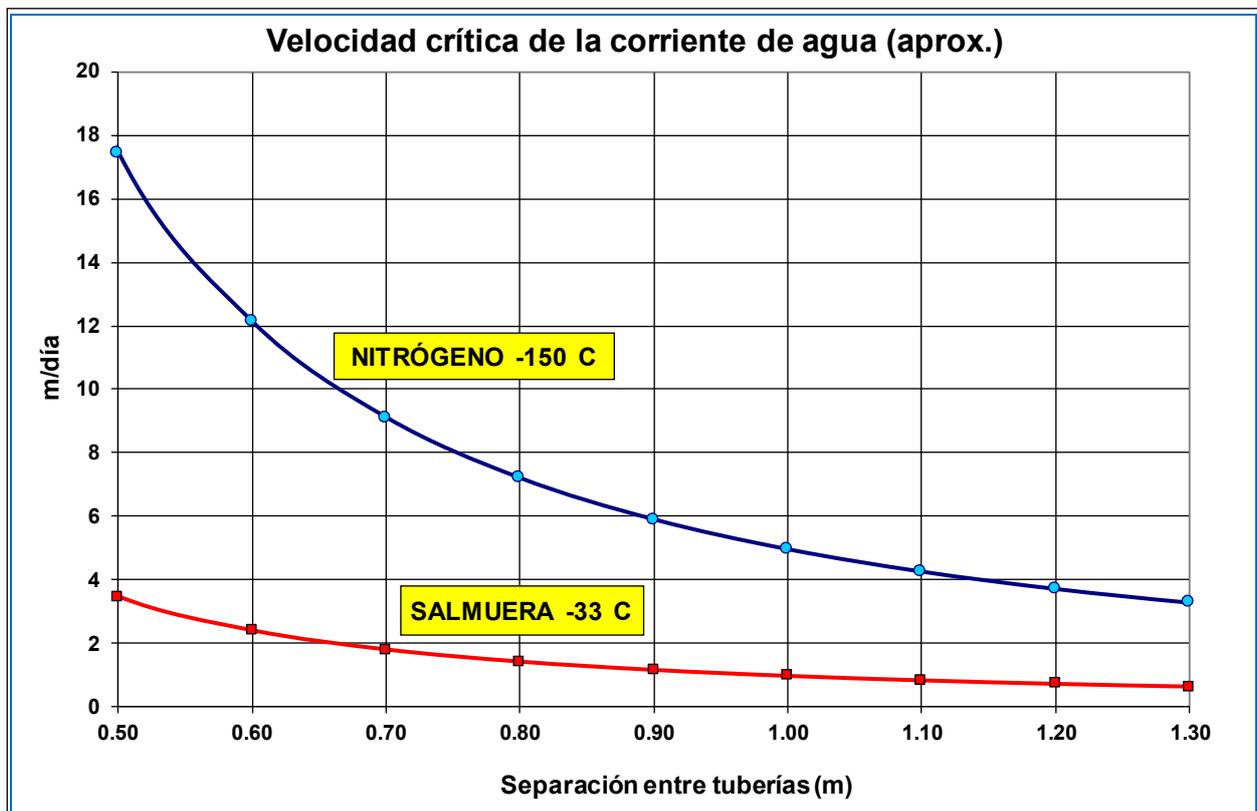


Figura 6. Separación entre tuberías vs velocidad crítica limitante para la congelación

Otra diferencia en el resultado es la resistencia a compresión simple del suelo tratado, que del mismo modo que en el hielo puro, crece conforme la temperatura baja, por lo que con el sistema abierto pueden conseguirse resistencias del terreno tratado superiores, aunque a un coste muy elevado, y hay que tener en cuenta que esa resistencia también es dependiente del tiempo, bajando en pocas horas hasta del orden de la tercera parte, y la deformabilidad es de tipo visco-plástico, con una acusada fluencia bajo carga (especialmente cerca de la temperatura de fusión y bajo tensiones elevadas), por lo que el uso del sistema abierto durante la fase de mantenimiento no es habitual salvo en pequeñas actuaciones y de corta duración.

## 5. Descripción general del proyecto

La línea 2 del Metro de Varsovia, con una longitud total prevista de unos 32 Km, es uno de los proyectos de infraestructura más significativos actualmente en ejecución en Polonia. Esta nueva línea, que está siendo construida por la Autoridad Municipal del Transporte de Varsovia (Zarząd Transportu Miejskiego, ZTM), atraviesa la ciudad desde las afueras de este a oeste, y corta la línea 1 en la céntrica estación de Świętokrzyska (figura 7).

La línea está dividida en varios tramos constructivos, y su ejecución se inició en a finales de 2009 comenzando por el tramo central, de unos 6.5 Km y totalmente subterráneo, que pasa por las estaciones Rondo Daszyńskiego, Rondo ONZ, Świętokrzyska, Nowy Świat-Uniwersytet, Centrum Nauki Kopernik, Stadion Narodowy, y Dworzec Wileński (siete en total, de oeste a este). El contrato para el diseño y la construcción de este tramo fue adjudicado al consorcio AGP Metro Polska, liderado por la constructora italiana Astaldi, y participado también por Gülermak (Turquía) y PBDiM (Polonia), por una suma aproximada de 960 millones de euros, cofinanciados en buena parte con fondos europeos (figura 7).

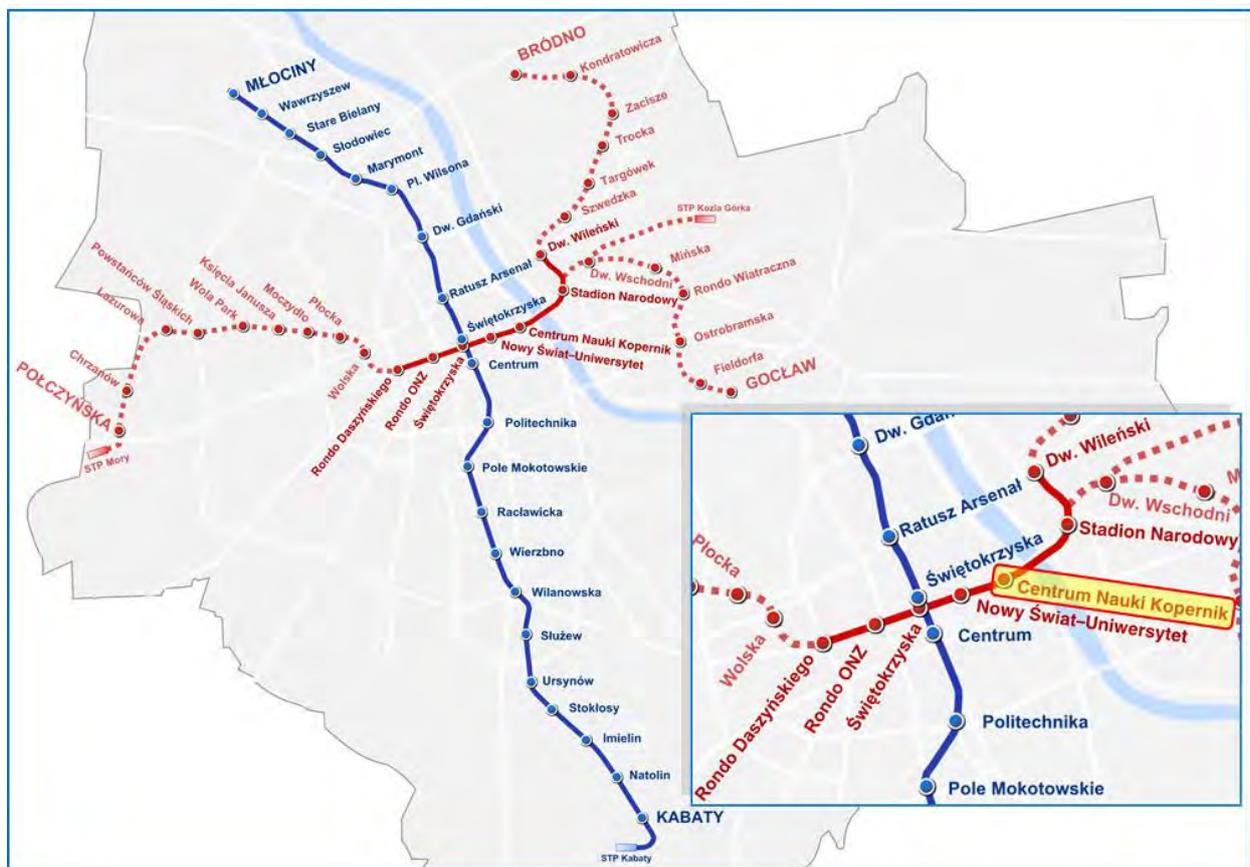


Figura 7. Plano del metro de Varsovia. Tramo central de línea 2. Estación del proyecto

Con sus dos túneles gemelos de 5.4 metros de diámetro interior, el tramo pasa por debajo de varias estructuras sensibles, pero el hito más significativo se produce en la estación Centrum Nauki Kopernik (denominada Powiśle C13 durante su construcción), junto a la orilla oeste del río Vístula. Dan forma a esta estación el pozo de extracción este, al que llegaban las dos tuneladoras que perforaban bajo el río desde su margen oriental, el pozo de extracción oeste, al que llegaban las tuneladoras procedentes del centro de Varsovia, y tres túneles en mina de 18 metros de longitud que conectan los pozos siguiendo la alineación de la traza, dos laterales de 9.5 metros de diámetro para el tránsito de los trenes y parte del andén, y uno central para el resto del andén único entre los dos sentidos de circulación.

La singularidad de esta estación, que condicionaba su diseño y el procedimiento constructivo para su ejecución, era la posición del túnel Wisłostrada, construido mediante el sistema “cut-and-cover” en los años setenta como parte de la carretera que cruza Varsovia de norte a sur siguiendo la orilla occidental del

ría. Este falso túnel queda ubicado entre los dos pozos y bajo él debían pasar los túneles mineros de la estación con una cobertera de apenas 8 metros entre la clave y la rasante de la calzada, interceptando con su trayectoria la pantalla central del falso túnel y pasando poco por debajo de sus pantallas hastiales, menos profundas (figura 8).

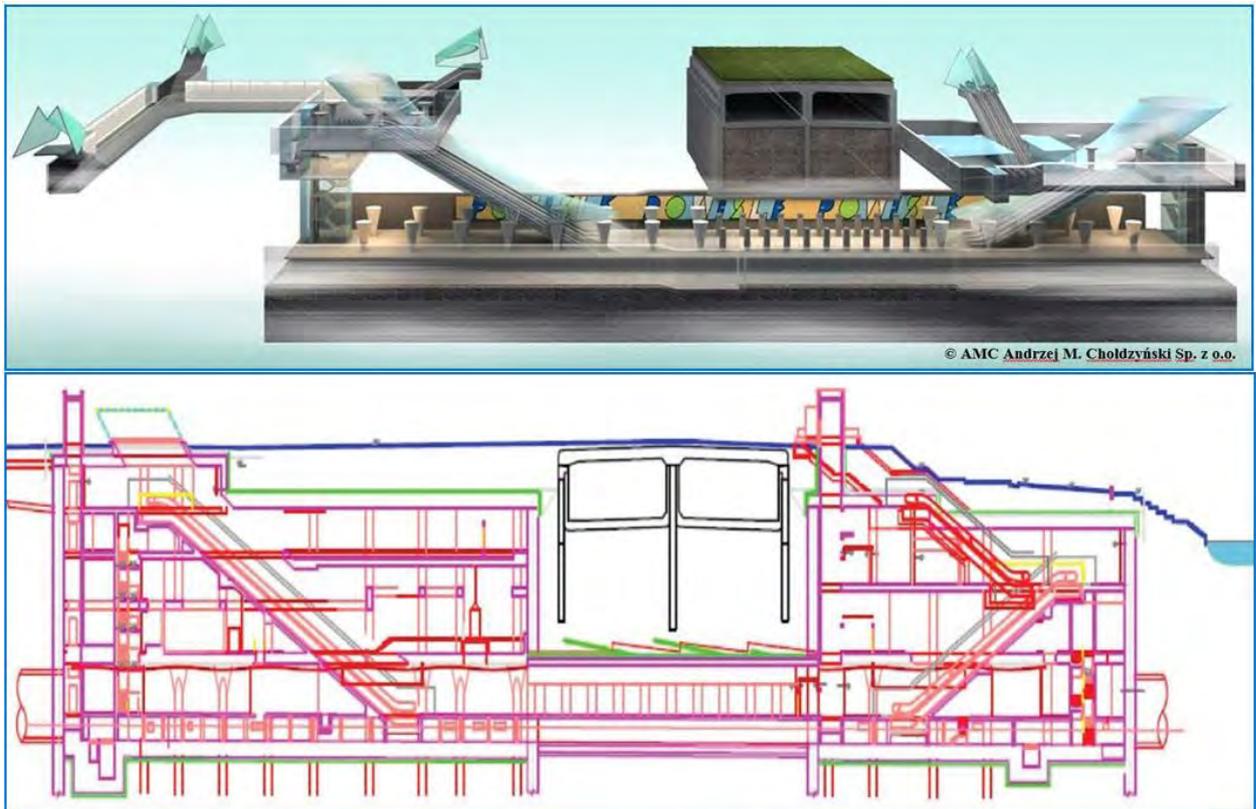


Figura 8. Renderizado del diseño de la estación y sección longitudinal de proyecto

Estos tres túneles a ejecutar en mina (por su corta longitud y por ser adyacentes no podían ejecutarse de otra forma) se convirtieron en la actuación más crítica de todo el tramo por el fracaso de repetidos intentos de tratamiento (inyecciones, jet-grouting y paraguas de micropilotes) para conferir al terreno suficiente capacidad e impermeabilidad, siendo el siniestro más significativo el ocurrido a mediados de agosto de 2012 cuando, pocos metros después del comienzo de la excavación del túnel norte, miles de metros cúbicos de agua y arena se abrieron paso hacia el interior del pozo oeste, finalmente inundado, obligando al corte del túnel Wisłostrada durante varios meses para el relleno de una gran cavidad que se formó bajo su solera (figura 9). El elevado nivel freático, la presencia de rellenos artificiales muy variables, y de otros elementos antrópicos como plásticos, hormigón, tuberías de acero y restos de lechadas de inyección añadían complejidad a esta actuación.



Figura 9. Antes, después y tras pocas semanas del incidente de 2012 (tvnwarszawa.tvn24.pl)

## 6. Características geotécnicas de la obra

La investigación geotécnica para caracterizar los terrenos comprendía fundamentalmente ensayos SPT, CPT y el registro de parámetros de perforación, complementados con ensayos de laboratorio y el conocimiento previo de los terrenos con el que se suele contar en las grandes ciudades. Las prospecciones confirmaron una compleja estratigrafía de distintas deposiciones sedimentarias asociadas al río empeorada por los materiales de relleno del colapso antes descrito, así como los de la realización de los tratamientos del terreno previos y posteriores al mismo.

En la parte superior del perfil estratigráfico, bajo los rellenos superficiales, aparecía una capa de arenas medias a gruesas con un espesor medio de unos 5 metros, que se volvían más finas y limosas hasta unos 10 metros de profundidad bajo la rasante del túnel Wisłostrada, encontrándose una capa limosa con contenido variable de arena hasta los 13 metros de media. Por debajo, en transición al sustrato de arcillas firmes que aparecía a unos 18 metros en el que quedaban apoyados los túneles, una capa de arcillas limosas plásticas de consistencia media. El nivel freático, asociado al Vístula, quedaba aproximadamente 2 metros bajo la rasante, dejando los túneles a construir bajo una columna de agua de entre 10 y 20 metros (figura 10).

El diseño de los nuevos túneles ubicaba la bóveda y la parte superior de los hastiales en las capas arenosas y arenolimosas, mientras que su tercio inferior y la contrabóveda quedaban en la arcilla.

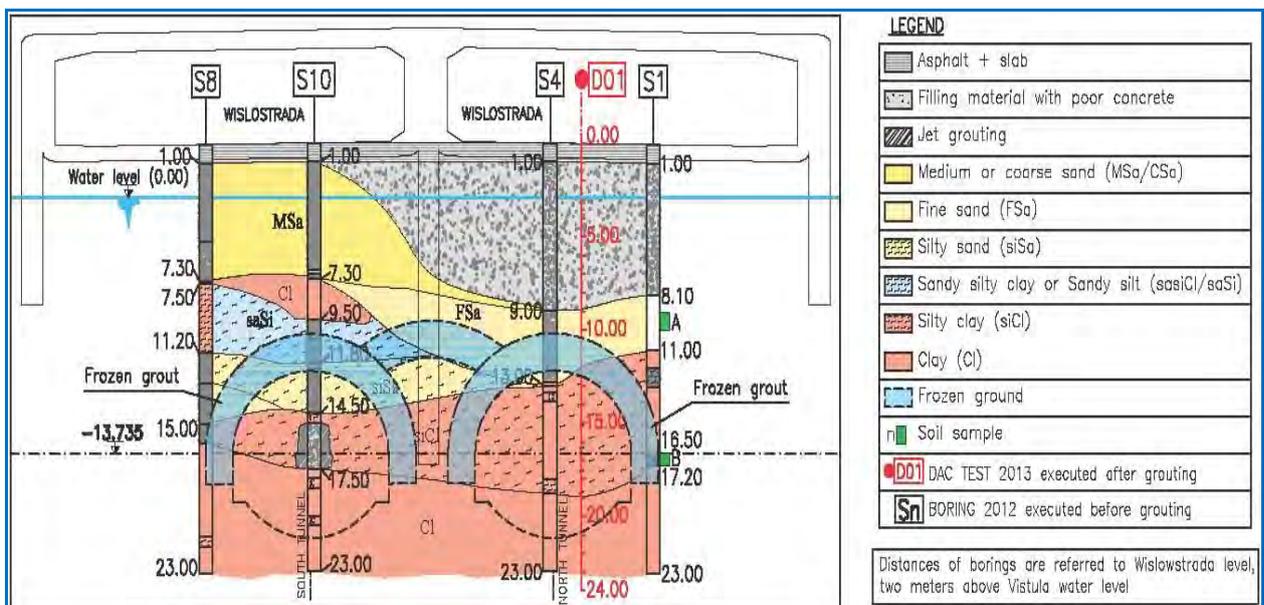


Figura 10. Sección geotécnica (sección del falso túnel Wisłostrada girada con fines ilustrativos)

## 7. Descripción general de la solución

Para asegurar la excavación de los túneles, por la falta de confianza en las técnicas de inyección y paraguas habituales en su construcción, en especial después de los graves problemas derivados del colapso ocurrido en 2012, la ingeniería del proyecto decidió finalmente recurrir a la congelación del terreno para crear una coraza impermeable y suficientemente resistente en las capas de arenas finas limosas y limos que apoyaban en el sustrato arcilloso, penetrando al menos 2 metros en las arcillas, ya que su reducida permeabilidad y competencia permitían resistir las tensiones originadas por la excavación sin necesidad de tratamiento (figuras 10, 11 y 12).

El diseño incluía, además de la coraza para la excavación de los túneles, sendos muros de terreno congelado a cada lado de la pantalla central del túnel Wisłostrada para colaborar en su recalce temporal durante la ejecución de los trabajos, en especial tras la demolición parcial de esta pantalla para permitir el paso de los nuevos túneles a su través.

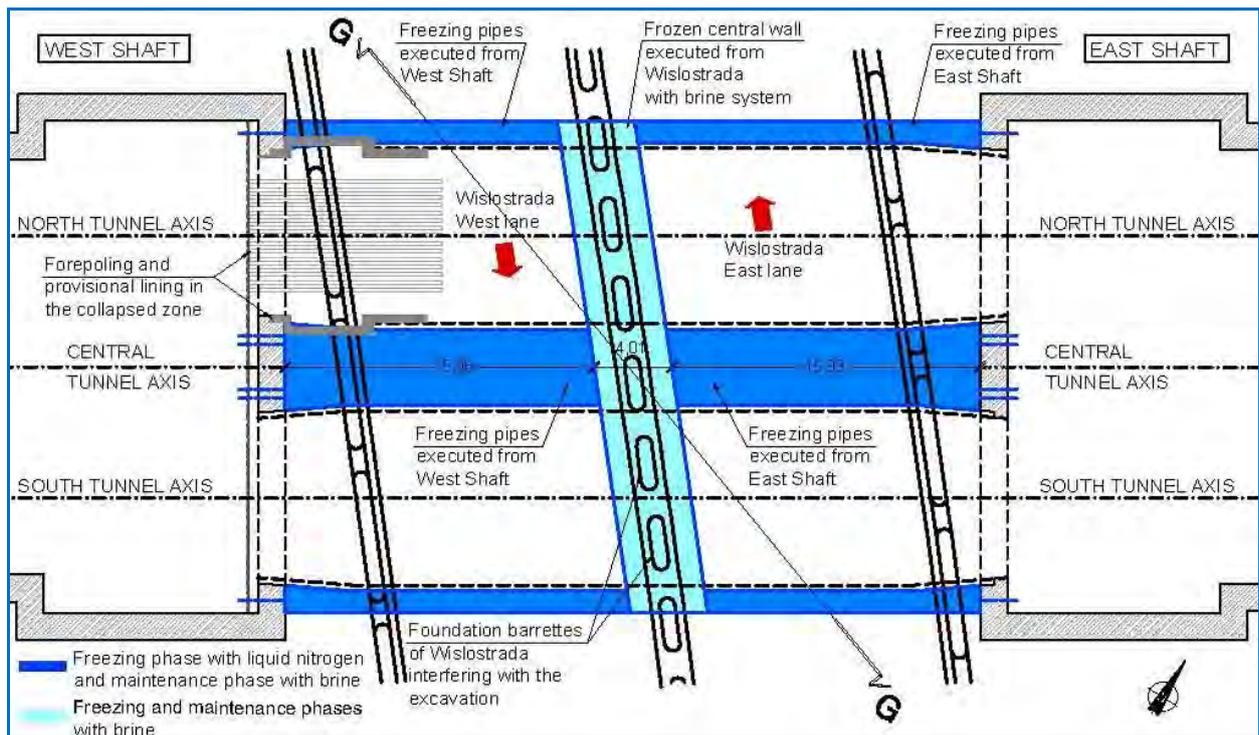


Figura 11. Planta

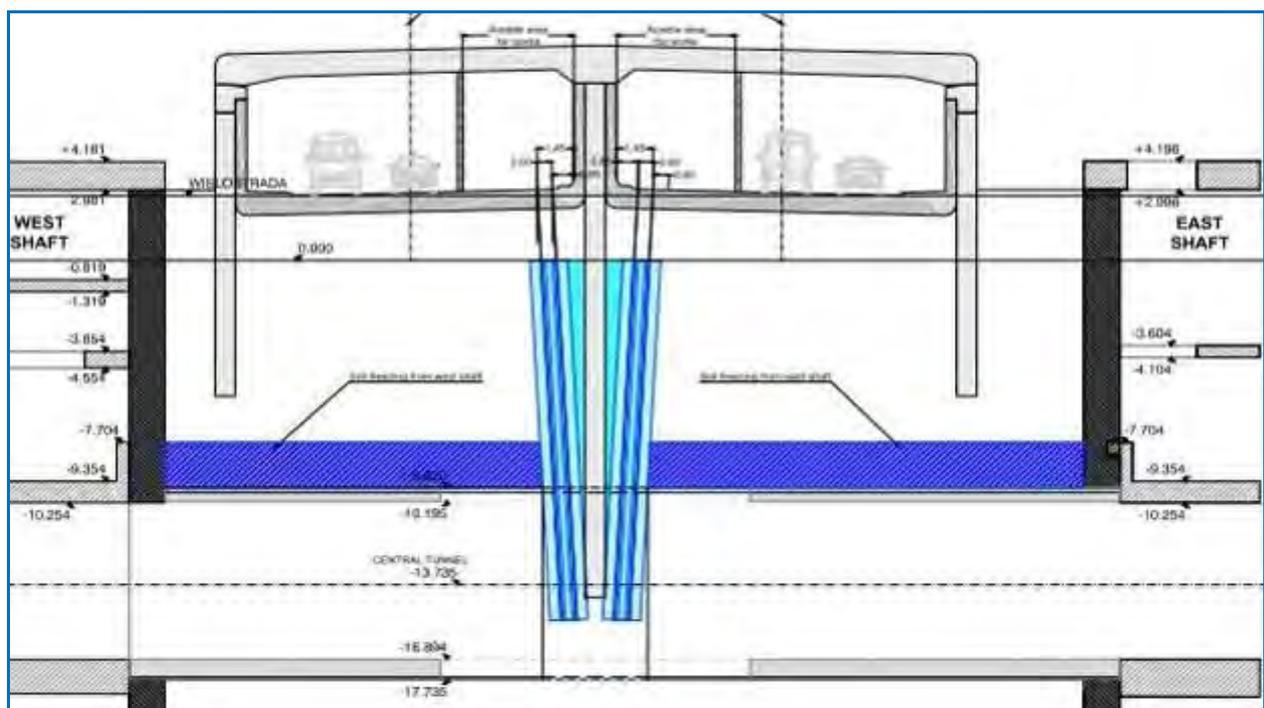


Figura 12. Perfil longitudinal

El contrato para la instalación y mantenimiento del sistema de congelación del terreno, por unos 6.9 millones de euros, fue adjudicado a la empresa RODIO GmbH, del Grupo Terratest, y la ejecución de los trabajos tuvo lugar entre los meses de octubre de 2013 y junio de 2014.

## 8. Ejecución de los trabajos

Ya desde la ingeniería de diseño se planteó la utilización del sistema abierto con nitrógeno líquido para congelar el suelo alrededor de los túneles (figura 13), que iban a ser excavados simultáneamente desde los cuatro frentes de los túneles laterales partiendo desde los pozos para llegar a la pantalla central del falso

túnel donde, tras su demolición, se producía el calado. Gracias a la rapidez con la que actúa este sistema, especialmente en los suelos granulares como los presentes sobre los túneles, el espesor requerido para la coraza, necesaria para poder comenzar con la excavación, se consiguió en un plazo excepcionalmente corto de aproximadamente 10 días.



Figura 13. Circuito de nitrógeno líquido en el interior de la estación

Una vez formada la costra de suelo congelado, se pasaba al sistema cerrado con salmuera de cloruro cálcico, mucho más económico, para mantenerla durante la excavación (sistema mixto). Para los muros congelados que se ejecutaban desde el interior del túnel Wisłostrada (figura 14), a cada lado del muro de separación de las dos calzadas, como se disponía de más tiempo hasta que el avance de las excavaciones llegase a su final, se optó por el sistema cerrado exclusivamente (ver figura 11).



Figura 14. Circuito de salmuera en el interior del túnel Wisłostrada

Por tanto, los trabajos se llevaron a cabo desde tres zonas separadas: una dentro del túnel Wisłostrada, desde donde se realizaron las perforaciones subverticales para la formación de los muros congelados de recalce (figura 15), y otras dos en los sendos pozos, desde los que las perforaciones, ejecutadas entre 9 y 18 metros bajo nivel freático y sometidas a la presión del agua, luego mediante el empleo de “blow out preventers”, eran horizontales o subhorizontales (figura 16).

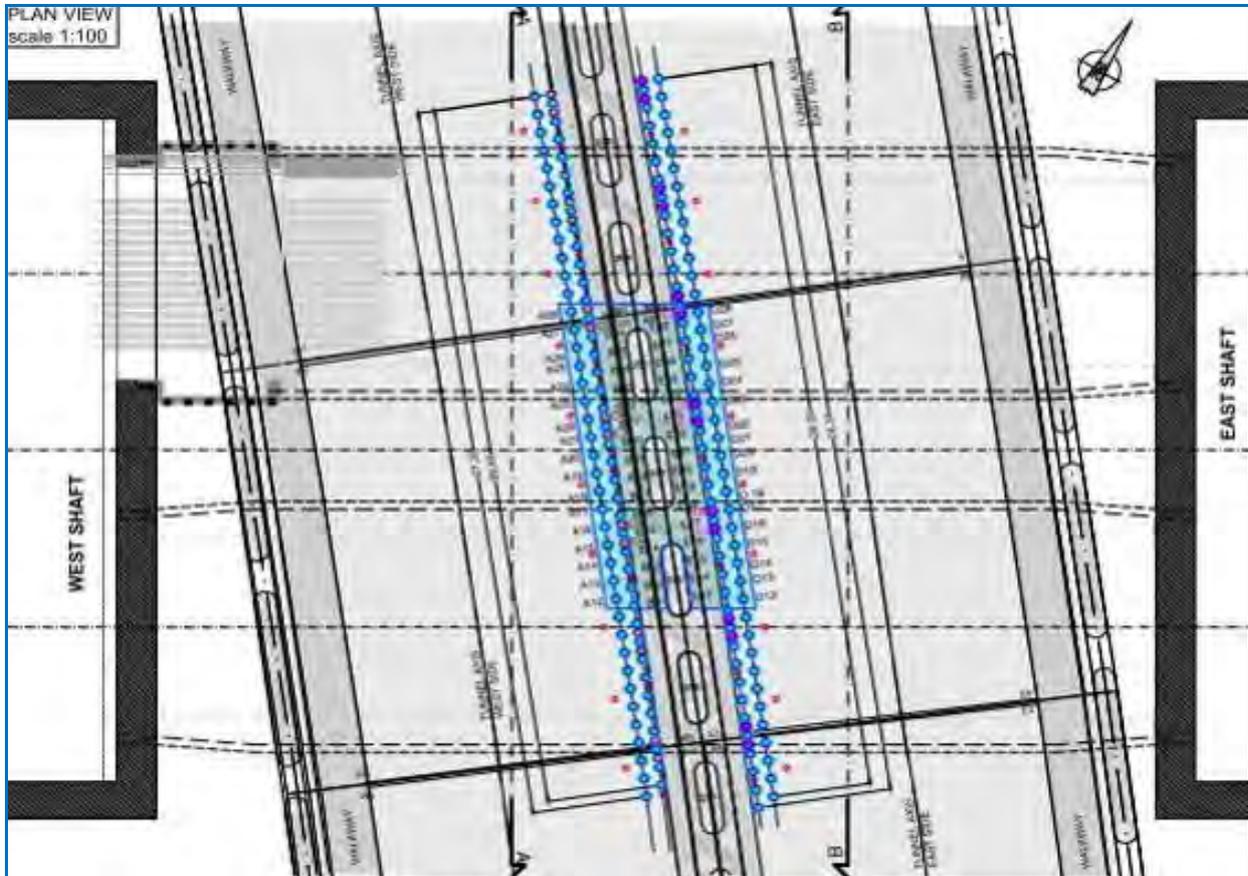


Figura 15. Detalle de disposición de tuberías desde el túnel Wisłostrada

Desde la primera zona se instalaron 189 tuberías dobles constituyentes del circuito de refrigeración y otras 34 tuberías termométricas, para un total de 3880 metros de perforación y tubería instalados. Desde los pozos, fueron 457 las perforaciones, 19 de ellas para tuberías termométricas, con una longitud de entre 5 y 19 metros, e inclinaciones desde la horizontal (la mayoría) hasta un ángulo de 34°, para una perforación total de 7370 metros.

La disposición tridimensional de las perforaciones desde los pozos debió adaptarse a los severos condicionantes de espacio debidos a la presencia de la losa intermedia de la estación (mezzanina) a una cota próxima a la clave de los túneles, lo que obligó a disponer las perforaciones a ambos lados de la losa y jugar con las inclinaciones para garantizar la continuidad de la coraza de terreno congelado (figura 16). En pos de esta continuidad, la tolerancia en la desviación de las perforaciones era muy estricta y su control un requisito, por lo que se realizaron mediciones inclinométricas en el 100% de las perforaciones con el sistema Maxibor (figura 17).

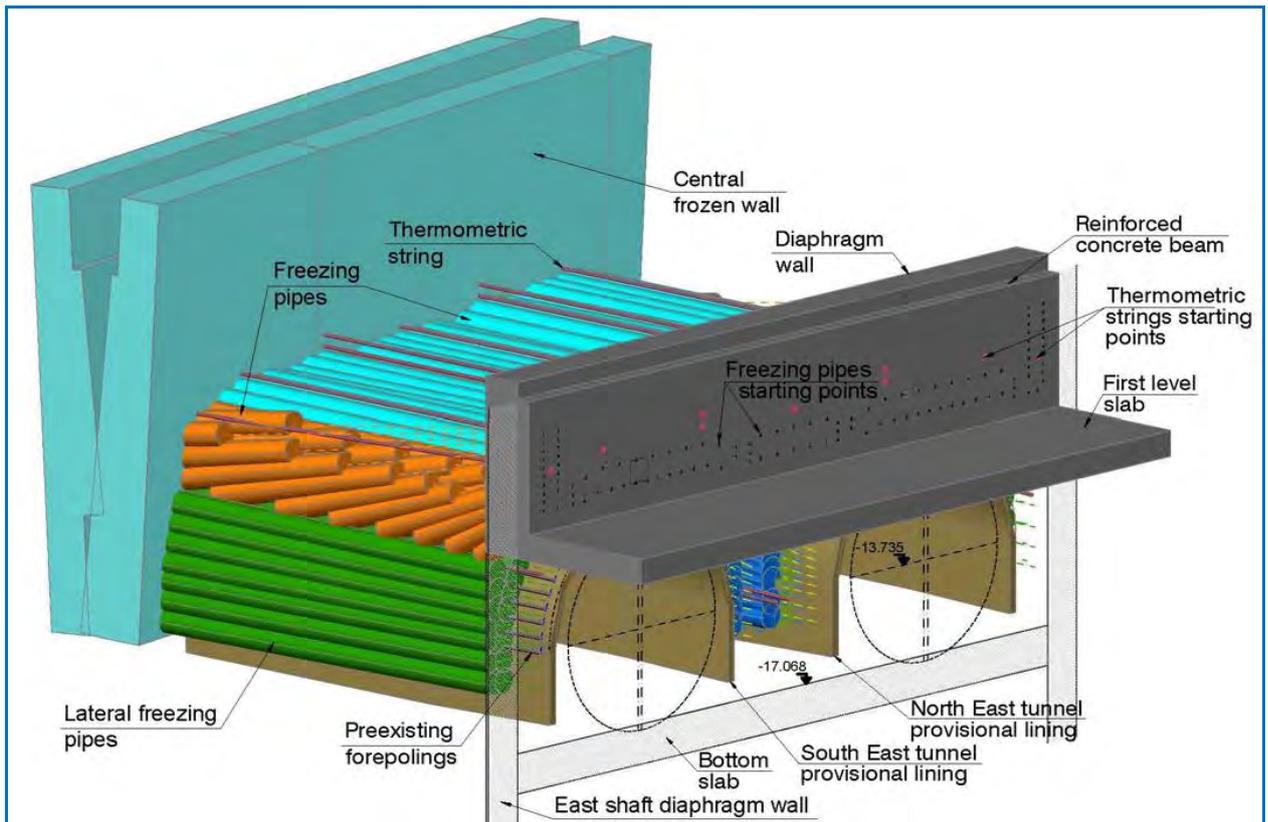


Figura 16. Disposición tridimensional de las perforaciones

Además, la heterogeneidad del terreno y la presencia de obstáculos como acero, bolos, madera, etc., obligaron a la instalación de algunas tuberías adicionales para evitar la posibilidad de que quedaran ventanas de terreno sin congelar. En total, estas tuberías adicionales supusieron menos de un 10% del total de la medición prevista en el diseño.

Después de la instalación de todas las tuberías de refrigeración y termométricas, de la verificación de la geometría de las perforaciones mediante Maxibor (figura 17), y de la comprobación con agua a presión de la estanqueidad de todas las conducciones y tuberías, la fase de congelación dio comienzo en diciembre de 2013.

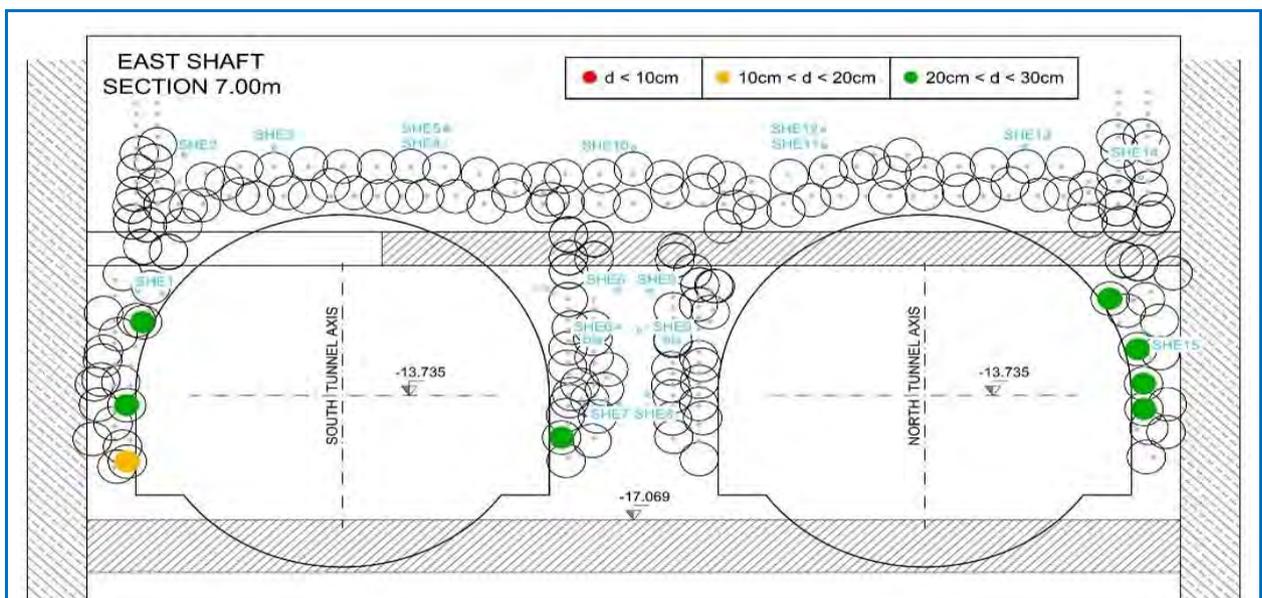


Figura 17. Desviaciones de las tuberías alrededor de los túneles

Como ya se ha indicado, para agilizar el comienzo de los trabajos de excavación de los túneles, esta fase se ejecutó usando nitrógeno líquido, para ser sustituido en la fase de mantenimiento por un circuito de salmuera que empleaba las mismas tuberías. La temperatura del suelo se llegó a bajar en la fase inicial hasta un rango de entre  $-40^{\circ}\text{C}$  y  $-60^{\circ}\text{C}$ , registrados en termómetros situados a 60 y 30 centímetros de la tubería de refrigeración más próxima. A partir de los datos de temperatura medidos en todos los sensores y de su correlación con la distancia a las tuberías se pudo estimar un espesor de la pared congelada de unos 1.80-2.00 metros.

El control de temperaturas en el suelo se llevaba a cabo mediante series de termopares introducidas en las tuberías termométricas, que estaban ubicadas en diferentes secciones y a distintas separaciones del eje de las tuberías de congelación para poder verificar con la máxima precisión posible el gradiente térmico en la masa de suelo. La temperatura del terreno, así como la de la salmuera a la entrada y a la salida de la unidad de refrigeración externa, y la del nitrógeno gaseoso a su salida se registraban de forma automática cada hora, y toda esa información se transmitía a una unidad central donde quedaba almacenada en una base de datos que podría visualizarse de forma gráfica y numérica en tiempo real a través de un sitio web con acceso al personal autorizado (figuras 18 y 19).

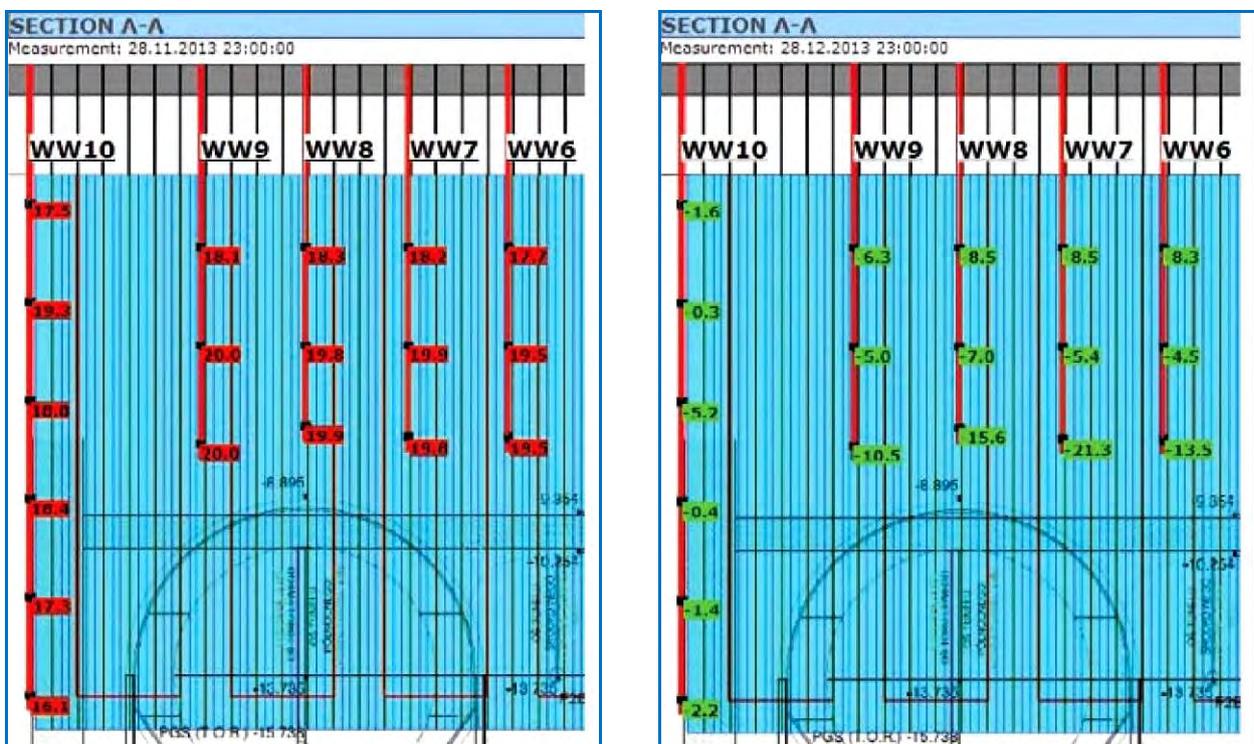


Figura 18. Ejemplos de visualización de temperaturas en muro central (bajo cero, en verde)



Figura 19. Ejemplos de visualización de temperaturas alrededor del túnel (bajo cero, en verde)

En febrero de 2014, después de la demolición de las pantallas de los pozos para permitir el comienzo de la excavación de los túneles, se procedió a la operación de cambio del sistema abierto por el cerrado y al llenado del circuito con salmuera. La excavación de los túneles se realizó mediante métodos convencionales (martillo hidráulico y rozadoras), calándose el túnel norte en marzo de ese año y el túnel sur pocos días después, ya en el mes de abril (figura 20). Durante toda la excavación las temperaturas registradas en el terreno se revisaban diariamente y se constataba que las zonas congeladas se mantenían estables sin variaciones significativas de las temperaturas medias del suelo.



Figura 20. Muro pantalla central del túnel Wisłostrada antes y durante el calado

## 9. Resumen y conclusiones

Después de varios intentos infructuosos de tratamiento del terreno con técnicas más habituales en la construcción de túneles, la ejecución de esta estación utilizando congelación del suelo en un espesor suficiente para que trabaje como sostenimiento provisional de la excavación resultó ser el único método efectivo.

La utilización combinada del sistema de congelación abierto con nitrógeno líquido y del sistema cerrado con salmuera de cloruro cálcico permite la rápida generación de una estructura de suelo congelado y su posterior mantenimiento a un menor coste.

El volumen total de suelo congelado fue de 2500 m<sup>3</sup> desde el interior del túnel Wisłostrada y de 2800 m<sup>3</sup> desde los pozos, 5300 m<sup>3</sup> en total.

Desde el punto de vista económico, la congelación puede ser competitiva frente técnicas de refuerzo estructural e impermeabilización mediante inyecciones en suelos finos y muy finos. En casos de geometría y/o geotécnica muy compleja o de interferencias con otras estructuras puede llegar a ser la única solución con garantías de éxito.

Desde el punto de vista medioambiental, la congelación del terreno es una técnica viable ya que no emplea agentes contaminantes ni aporta a los suelos materiales ajenos, sino que aprovecha su propia estructura y el agua que contienen.

Los tres túneles (el central no tuvo complicaciones adicionales ya que venía delimitado por los otros dos y una pequeña bóveda también construida al amparo de la coraza congelada) pudieron ser excavados en el plazo previsto al comienzo de los trabajos sin apenas afección al tráfico en el interior del túnel Wisłostrada, ya que sólo quedó ocupado uno de los tres carriles disponibles en cada sentido.

Por sus dimensiones, grado de dificultad (geometría y presencia de un falso túnel en servicio sobre los túneles a excavar), y combinación de sistemas, esta actuación es un buen ejemplo del campo de aplicación de esta técnica en general, y como caso de intervención en patologías y obras geotécnicas complejas, en particular, y fue el primer proyecto de congelación a gran escala ejecutado en Polonia.

## **10. Agradecimientos**

El autor agradece a Filippo Mira-Catto, Director Técnico de RODIO Geotechnik AG (Suiza) y RODIO GmbH (Alemania) su gran colaboración y el suministro de la mayoría del material y los datos con el que ha elaborado esta ponencia. Por extensión, no puede dejar de mencionar a Piero Roberti, Director General de RODIO Suiza y Alemania cuando se llevaron a cabo los trabajos, a Achille Balossi y Andrea Pettinaroli (Studio Balossi, Milán), ingenieros del proyecto y activos colaboradores para el éxito de esta intervención de congelación del terreno, así como a todo el personal del consorcio AGP Metro Polska.

## **Bibliografía**

- (1) Jiménez Salas, J.A. (1980). Geotecnia y Cimientos III. Madrid: Editorial Rueda.
- (2) Bell, F.G. (1993). Engineering Treatment of Soils. Londres: E & FN Spon.
- (3) Harris, J.S. (1995). Ground Freezing in Practice. Londres: Thomas Telford.
- (4) Purushothama Raj, P. (1999). Ground Improvement Techniques. Nueva Delhi: Laxmi Publications.
- (5) Mullins, T. (2003). Permafrost and Frozen Ground Bibliography 1978-2003. Boulder, CO: NSIDC.
- (6) Andersland, O.B., Ladanyi, B. (2004) Frozen Ground Engineering (2ª Ed). Hoboken, NY: Wiley.
- (7) Metro Warszawskie. (2016). Raport Roczny/Annual Report 2015. Varsovia: Metro Warszawskie Sp. Z.o.o.
- (8) Muzás Labad, F. (1980). Proyecto de muros cilíndricos circulares de suelo congelado. Disponible en: [http://fernandomuzaslabad.com/4\\_archivos/Doc004.pdf](http://fernandomuzaslabad.com/4_archivos/Doc004.pdf) [Recuperado el 8/02/2017]
- (9) Muzás Labad, F., Morne-Barberá, F., Uriel, A. (1985). Cimentación para la rehabilitación de un edificio antiguo. Disponible en: [http://fernandomuzaslabad.com/4\\_archivos/Doc003.pdf](http://fernandomuzaslabad.com/4_archivos/Doc003.pdf) [Recuperado el 8/02/2017]
- (10) Muzás Labad, F., Martín González, F. (1989). Trabajos llevados a cabo en la Estación Giorgeta del Suburbano de Valencia. Disponible en: [http://www.fernandomuzaslabad.com/4\\_archivos/Doc008.pdf](http://www.fernandomuzaslabad.com/4_archivos/Doc008.pdf) [Recuperado el 8/02/2017]
- (11) Mira-Catto, F., Roberti, P. (2014). The mixed freeze of Warsaw. Tunnelling Journal Oct/Nov 2014, pp. 43-47.

# RECALCE Y EXCAVACIÓN INTERIOR PARA LA REHABILITACIÓN DEL MERCADO DEL VAL, EN EL CENTRO HISTÓRICO DE VALLADOLID

**JUAN LUIS AVILA GUERRERO**

Ingeniero Civil / MSc

Responsable Técnico – Keller Cimentaciones, S.L.U.

**MIGUEL ANGEL FRANCO GONZALEZ**

Geólogo / MSc Ingeniería Geológica / MBA

Director Comercial – Keller Cimentaciones, S.L.U.

## 1. Introducción. Resumen.

El mercado del Val se encuentra enclavado en el centro histórico de Valladolid, España; concretamente en la manzana comprendida entre la Plaza del Val, la calle Sandoval, la calle San Benito y la calle Francisco Zarandona. Está situado en la margen izquierda del río Pisuerga, a unos 350 m del cauce, a una cota de 689 m.s.n.m., siendo la diferencia de altitud respecto al cauce del río Pisuerga de unos 9 m. También se sitúa a unos 1350 m del actual cauce del río Esgueva que discurre al Este-noreste de la futura construcción, aunque la cota de este sea irrelevante, ya que a esta altura el cauce se encuentra canalizado artificialmente. La Figura 1 muestra una fotografía aérea de la ciudad donde se ha marcado la situación de la zona de estudio con un círculo amarillo.



**Figura 1. Esquema de situación de la zona de estudio**

El mercado del Val Fue construido entre los años 1878 y 1892, inspirado en Les Halles de París, totalmente en hierro, con una planta de 112 metros de longitud totalmente rectangular de esquinas achaflanadas. Se alza en la plaza del Val, junto a la iglesia de San Benito el Real. Se trata del mercado más antiguo que se conserva en la ciudad, tras el derribo de los de El Campillo y Portugalete. Los planos corrieron a cargo del arquitecto Joaquín Ruiz Sierra.



**Figura 2. Fotografía del estado original del Mercado del Val**

Fue retocado en 1900, cuando se desmontó su gran cúpula central, quedando una cubierta a dos aguas de altura uniforme con un lucernario corrido a ambos lados. El mercado no volvería a sufrir ningún cambio en su aspecto hasta 1981, cuando fue restaurado por completo, adquiriendo su aspecto final hasta que se realizó el proyecto de su rehabilitación.

Los datos aportados revelan la gran importancia histórica de esta estructura que está declarada Patrimonio Cultural de Valladolid. Desde el año 2013 se viene planteando un proyecto de ampliación y rehabilitación de este mercado de abastos. Finalmente, el proyecto definitivo se completó en 2014, el cual inicialmente contempló la realización de 1 o 2 sótanos, decantándose finalmente por un único sótano debido a la existencia de nivel freático a unos 5 metros de profundidad que condicionaba técnicamente la solución y encarecía mucho el proyecto.

Durante el verano de 2013 se construyó en la cercana plaza del Poniente un mercado provisional para trasladar la actividad del mercado durante las obras de la nueva rehabilitación. Las obras en el emplazamiento histórico del Val comenzaron el 1 de diciembre de 2014 y se finalizaron en el mes de junio de 2016.

El 30 de noviembre de 2016 el Mercado del Val reabrió sus puertas al público.

En este trabajo se presentará una descripción de las obras de ampliación y rehabilitación del mercado del Val en las que Keller Cimentaciones participó en la modificación de los trabajos de contención y cimentación previstos en el proyecto original y finalmente en la ejecución de dichos trabajos.

## 2. Descripción del proyecto

El Proyecto que nos ocupa del Mercado del Val en Valladolid comprende su rehabilitación, reforma y a la creación de un sótano y una entreplanta a media altura dentro del espacio interior del edificio. La estructura original de hierro de la nave apoya sobre muros de mampostería que sirven de cimentación de esta. Se previó que la excavación del sótano se realizase manteniendo los cerramientos existentes los cuales apoyan sobre el citado muro de mampostería que se apoya a 2,50 m de profundidad con respecto a la cota de calle. Para el acceso de vehículos a la planta sótano se creará una rampla en uno de los laterales largos del edificio.



Figura 3: Estado antes de la remodelación del Mercado del Val.

Los trabajos se realizaron en una galibo libre de hasta 7,00 m, y una separación entre los ejes de los micropilotes que forman la cortina con el muro de apoyo del cerramiento del mercado de unos 25 cm.

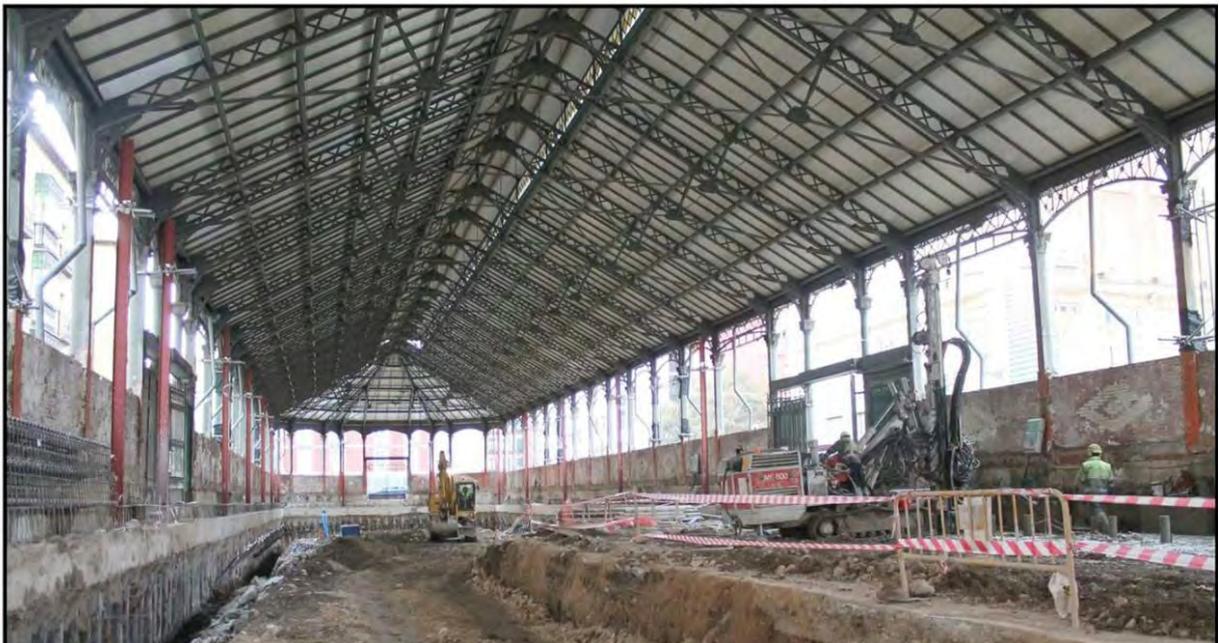


Figura 4: Foto equipos trabajando en la ejecución de los elementos de contención.

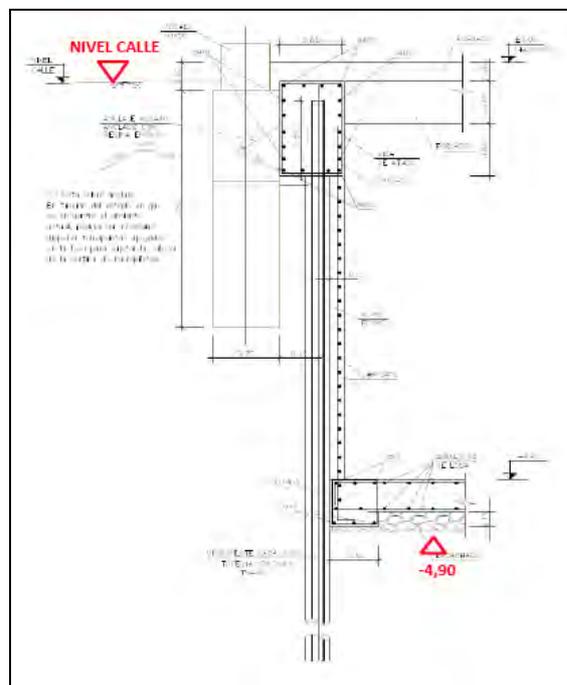
En las calles circundantes al Mercado Val existen varios servicios subterráneos los cuales hubo que tener en cuenta a la hora de diseñar y ejecutar la contención de las tierras. A lo largo de la calle Sandoval existe una bóveda subterránea correspondiente a la cubrición del río Esgueva, apoyada sobre muros de mampostería, los cuales se encuentran cimentados a 5,00 m de profundidad respecto al nivel de la calle, tal y como se puede ver en las Figuras 7.

Por otro lado, en la calle Francisco Zarandona existe un colector enterrado a una profundidad de entre 3,55 y 4,00 m (cota inferior del colector).



**Figura 5: Fotomontaje de las fichas del catálogo arqueológico integrado en el vigente PGOU de Valladolid sobre la zona ocupada por el Mercado del Val. En morado se plasma el trazado de la primera cerca de la ciudad, en azul el curso del ramal norte del río Esgueva y en rojo las fichas individualizadas de yacimientos urbanos.**

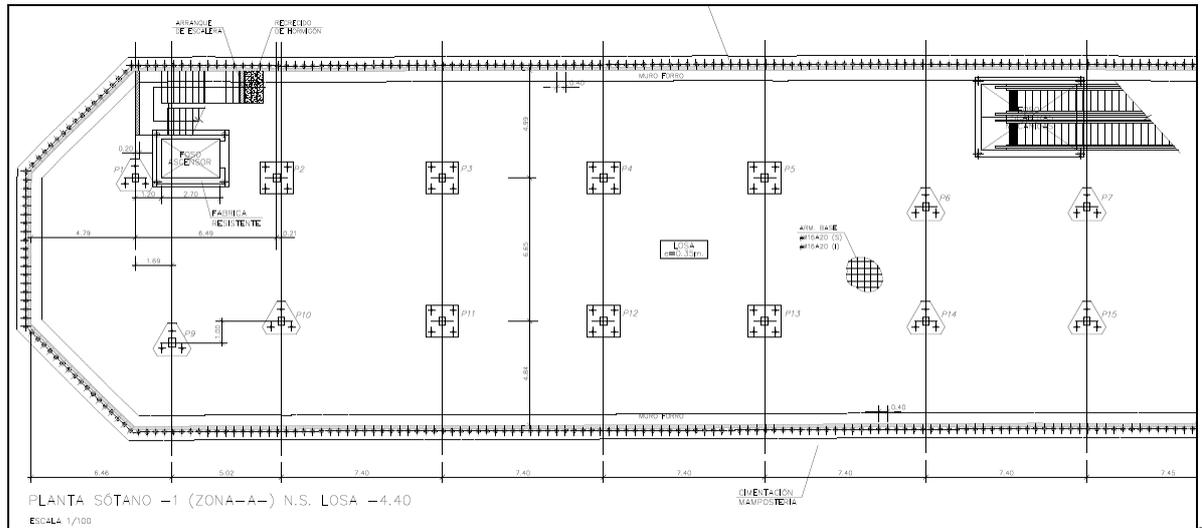
Para poder alcanzar la cota de la máxima excavación situada en a 4,90 m de profundidad con respecto a la cota actual de las calles colindantes (ver la Figura 7 y 8) se previó la ejecución de una pantalla o cortina de micropilotes con un nivel de arriostramiento formados por perfiles metálico.



**Figura 6: Detalle de la cortina de micropilotes definida en el proyecto original. (Llanos-Urdiain Arquitectos SLP, enero de 2014).**

Aparte de la pantalla de micropilotes prevista para la contención de las tierras, el Proyecto contemplaba la cimentación de 33 pilares y 4 fosos de ascensores mediante micropilotes y encepados arriostrados

mediante losa de cimentación de canto de 35 cm. Según los planos del proyecto cota superior de los encepados y de la losa de cimentación estará situada en la cota -4,40 m respecto al nivel de la calle ( $\pm 0,00$  m).

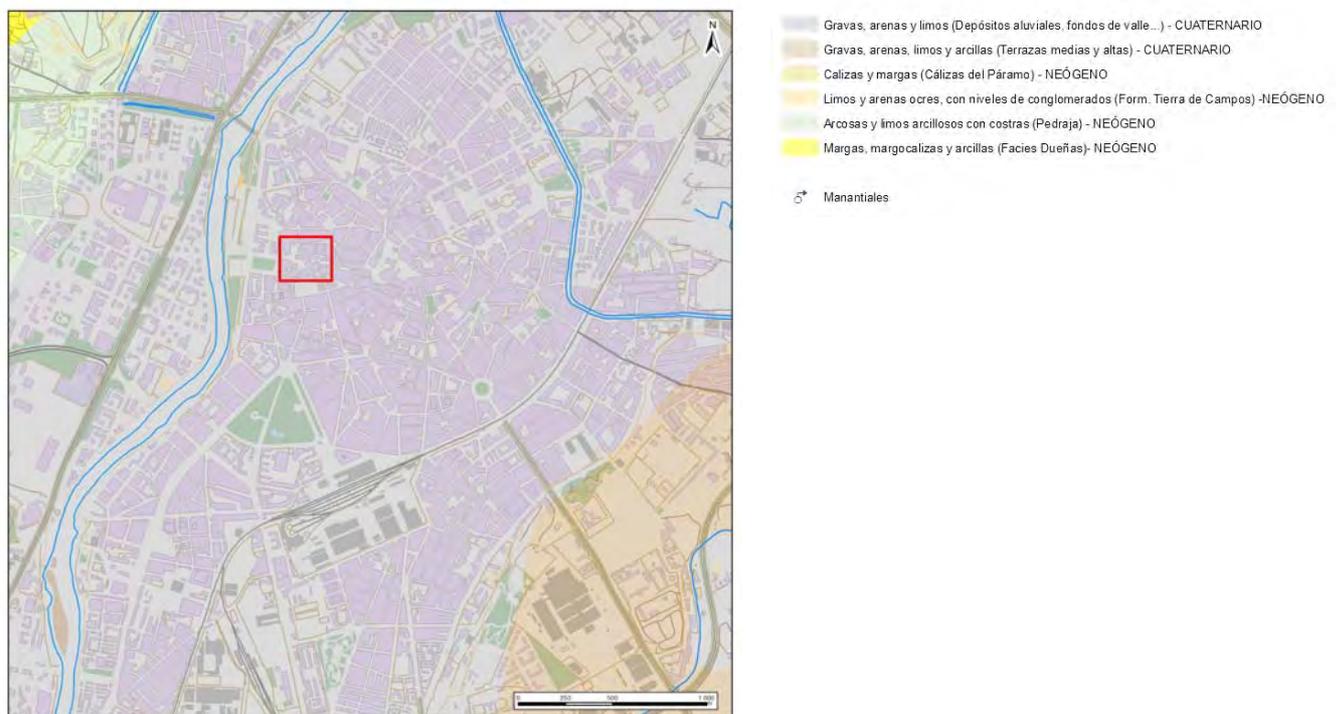


**Figura 7: Distribución de pilares interiores a cimentar mediante micropilotes – extracto del plano e02 (Llanos-Urdiain Arquitectos SLP, enero de 2014).**

### 3. Perfil del terreno.

#### Marco geológico

En la **Figura 8** se muestra un esquema geológico de la zona de estudio, obtenido a partir de la cartografía geológica del MAGNA realizada por el IGME, en concreto la hoja nº 372 de Valladolid.



**Figura 8. Esquema geológico de la zona (Tomado del MAGNA IGME, Hoja 372)**

Dada la gran superficie urbana alrededor de la zona de estudio, los afloramientos son prácticamente inexistentes por lo que los conocimientos geológicos del entorno más inmediato se extraen de la consulta de documentación, de archivos históricos y de los sondeos realizados. Así, sabemos que los materiales del entorno lo constituyen depósitos fluviales de distinta índole, dominando los niveles de terrazas cuaternarias asociadas al río Pisuegra, algunos interfluvios Duero-Pisuegra y, en menor proporción, aluviales y fondos de valle, también cuaternarios.

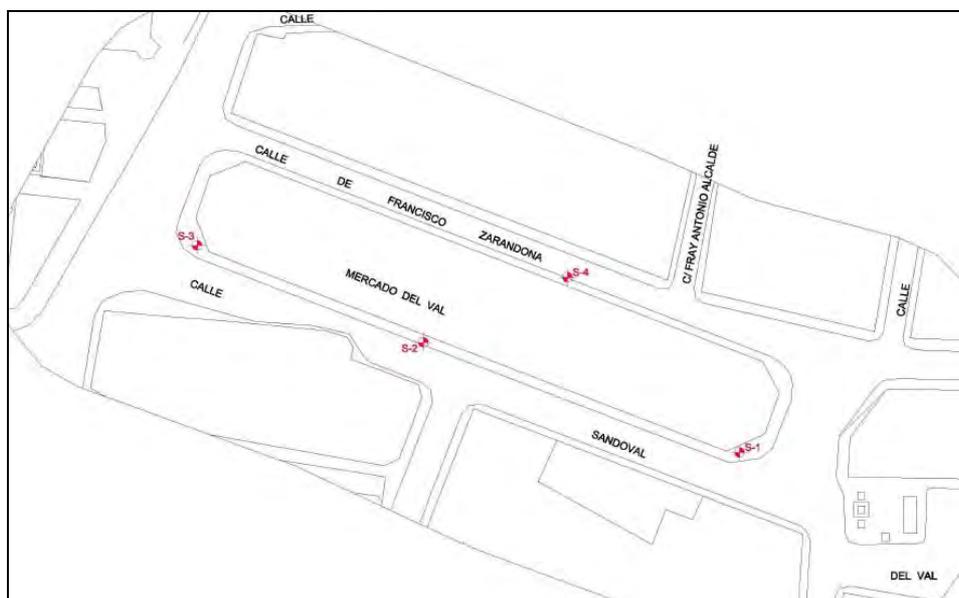
En la parcela donde se ubica la edificación del Mercado del Val en sus límites más inmediatos encontramos, en superficie una solera artificial propia de zonas urbanas, con espesor de 0,20 -0,40 m fue retirada al inicio de los trabajos, seguida de un relleno antrópico de espesor de entre 7-9 m (excepto en el S-2, que el espesor es menor, probablemente, según se explica en estudio geotécnico por hacer perforado parte del hastial de la bóveda del antiguo cauce del Esgueva que circula a lo largo de la C/Sandoval). Generalmente, estos rellenos, son de colores pardos y marrones con tránsito mal definido a las capas inferiores, fundamentalmente constituidos por arcillas arenosas y en ocasiones arenas arcillosas, con restos de ladrillos, plásticos, etc.. El relleno antrópico, presenta cierto grado de permeabilidad, facilitando la infiltración del agua caída sobre estos depósitos.

Las permeabilidades de todos estos materiales son cualitativamente altas, aunque pueden variar desde medias hasta muy altas, principalmente en función de la cantidad de finos que contengan. El conjunto de depósitos cuaternarios (cuando aparecen) descansan sobre el suave paleorelieve que forman los materiales terciarios, fundamentalmente formados en este punto por fangos arcósicos y arcosas rojizas y gris verdosas, con algún nivel de gravas y arenas cuarcíticas que constituyen la “Unidad Pedraja de Portillo”, pertenecientes al Mioceno inferior (T c12-11<sup>Ba2-Bb1</sup>) y, en cambio lateral de facies, margas, arcillas grises y blanquecinas (Tmc12-11<sup>Ba2-Bb1</sup>) que constituyen la “facies Dueñas”.

Los depósitos terciarios presentan una gran heterogeneidad de materiales, lo que provoca la existencia de diferentes comportamientos hidrogeológicos, y, por lo tanto, de distintos grados de permeabilidad. Localmente, estos depósitos pueden actuar como límite impermeable del acuífero cuaternario, aunque a nivel regional constituyen el principal acuífero de la zona.

### **Perfil geotécnico**

El terreno sobre el que apoya el Mercado del Val fue reconocido por la empresa Eptisa en Junio de 2013, con el fin de realizar dicho reconocimiento se ejecutaron 4 sondeos a rotación con extracción continua de testigos.



**Figura9 Ubicación del mercado del Val**

En los cuatros sondeos realizado en los alrededores del mercado del Val se detectaron las siguientes unidades geotécnicas:

**Unidad Geotécnica 1: Rellenos antrópicos;** Es un material constituido por arcillas arenosas y en ocasiones arenas arcillosas, con restos de ladrillos, plásticos de color marrón oscuro con abundante restos antrópicos diversos, se extiende desde la cota 0,00 m (cota de calle) hasta una profundidad entre 9,50 metros y 5,50 m.

**Unidad Geotécnica 2: Gravas;** Formado por gravas silíceas de forma redondeadas presentando un tamaño medio de 1-2 cm, inmersa en una matriz arenosa de color marrón. Este nivel solo aparece en el sondeo 4 a partir de una profundidad de 7,80 m y espesor de 0,50 m.

**Unidad Geotécnica 3: Arenas arcillosas y arcillas arenosas;** Se extiende hasta el final de los sondeos realizados y está formada por arenas arcillosas de color marrón rojizo/naranja con tonalidad gris verdosa, con subnivel con menor contenido de finos.

Se detectó la presencia del nivel freático a una profundidad entre 5,00 y 8,00 m de profundidad con respecto a la cota de calle.

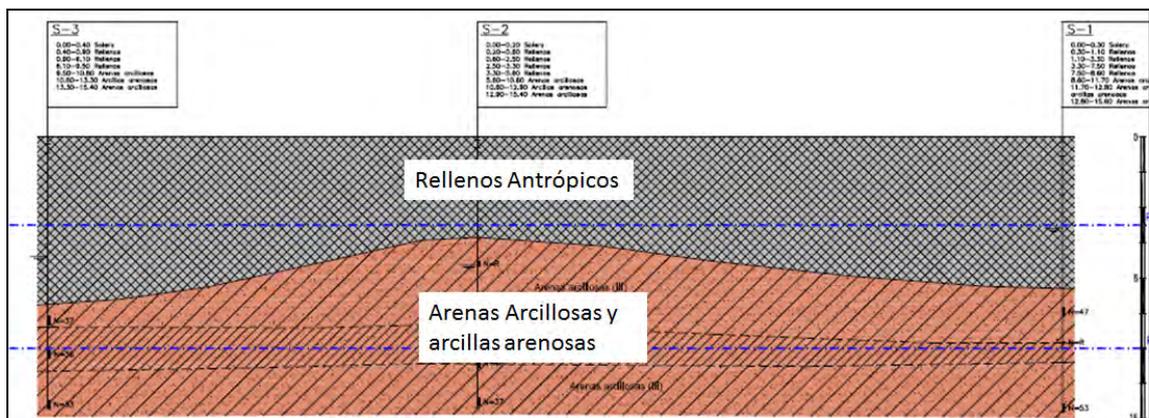


Figura 10. Perfil del terreno Calle Sandoval

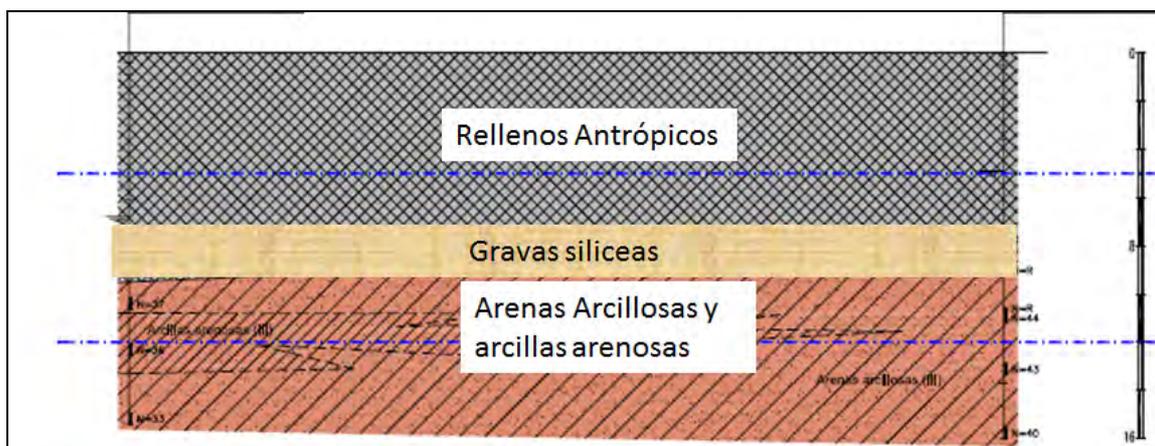


Figura 11. Perfil del terreno Calle Francisco Zarandona

Según los perfiles del terreno presentados en las figuras 5 y 6 se consideraron los siguientes parámetros geotécnicos:

**Tabla 1. Sección calle Sandoval**

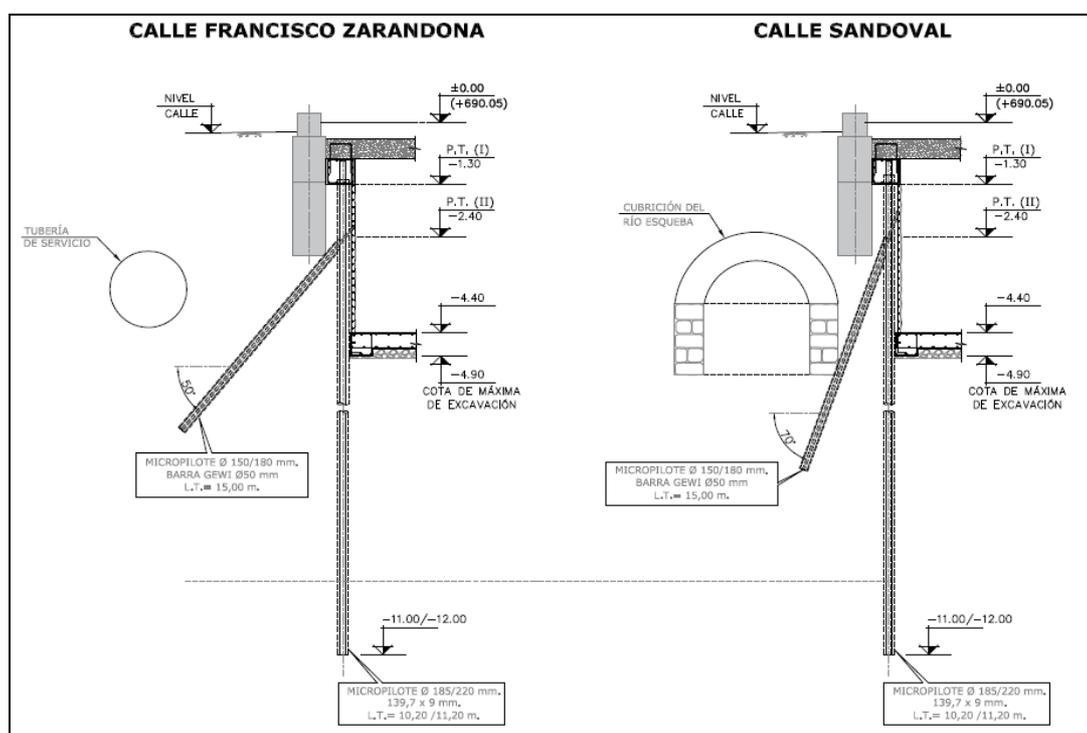
Cotas/Profundidad	Descripción	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	C (kN/m <sup>2</sup> )
+0,00 m. a - 9,40 m.	Rellenos	18,0	28	2,0-5,0
> -9,40 m.	Arenas arcillosas y arcillas arenosas	21,0	27	20,0

**Tabla 2. Sección calle Zarandona**

Cotas/Profundidad	Descripción	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	C (kN/m <sup>2</sup> )
+0,00 m. a - 8,40 m.	Rellenos	18,0	28	2,0-5,0
- 8,40 m a -9,40 m	Gravas silíceas	20	35	2,0-5,0
> -9,40 m.	Arenas arcillosas y arcillas arenosas	21,0	27	20,0

### 3. Alternativa de solución propuesta.

El resultado del análisis realizado por los Servicios Técnicos de **KELLER CIMENTACIONES, S.L.U.**, indicó que la solución óptima desde punto de vista técnico-económico es la ejecución de una cortina provisional de micropilotes formado por micropilotes de diámetro 220/180 mm, con armadura tubular de dimensiones 139,7 x 9 mm y calidad N80, dicha Cortina fue arriostrada a una profundidad de 2,10 m respecto a la cota de la calle mediante anclajes pasivos de diámetro de 150 mm y formados por barra tipo Gewi de 50 mm de diámetro. La inclinación de estos anclajes pasivos se definió en función de los obstáculos/servicios enterrados en las calle aledañas al mercado como se puede ver en la figura 11.



**Figura 12: Secciones de las alternativas propuesta.**

El dimensionamiento de los micropilotes que forman la cortina se realizó mediante el software de diseño especial para muros de contención GGU-Retain V4.28 de origen alemán, y se obtuvieron las reacciones con la cual fueron dimensionado el arriostramiento de la cortina, la cual se realizó mediante anclajes pasivos.

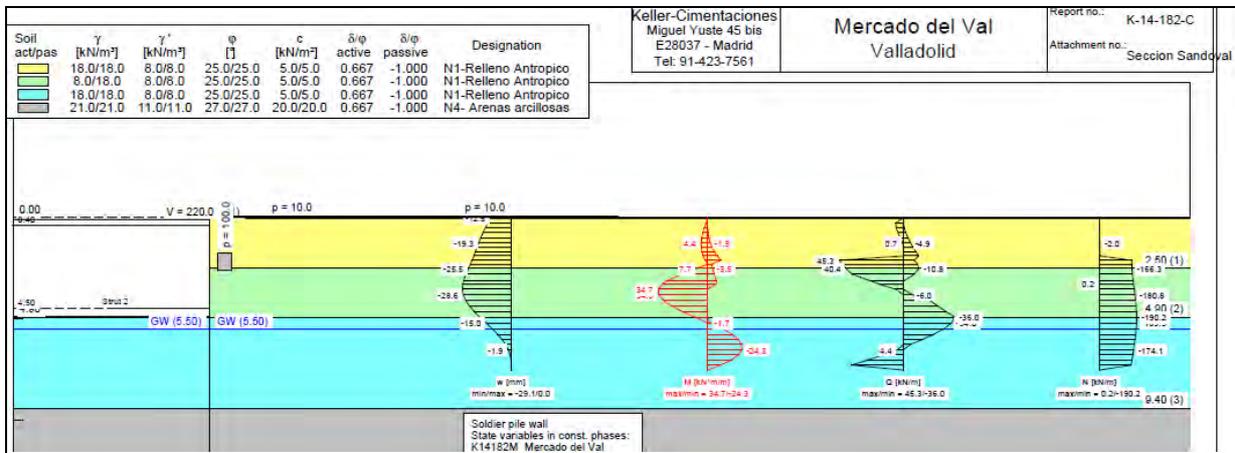


Figura 13. Envolvente de esfuerzos y movimientos en la cortina de micropilotes

La estabilidad del muro de mampostería donde apoya la cubierta del mercado fue comprobada mediante el programa informático UNDERPIN de origen alemán, software específico para el dimensionamiento de muro de hormigón en masa.

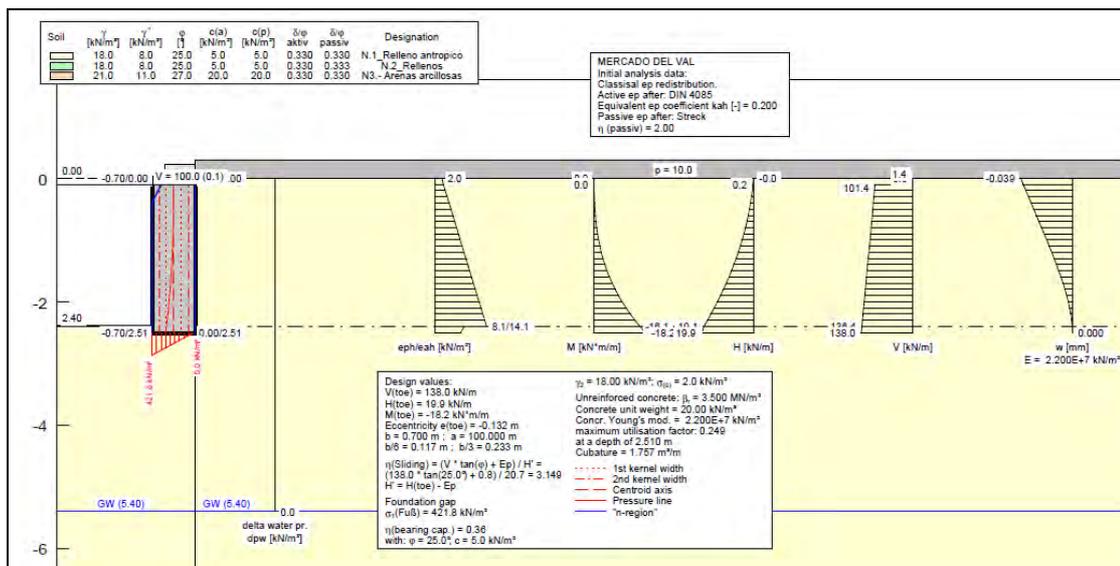
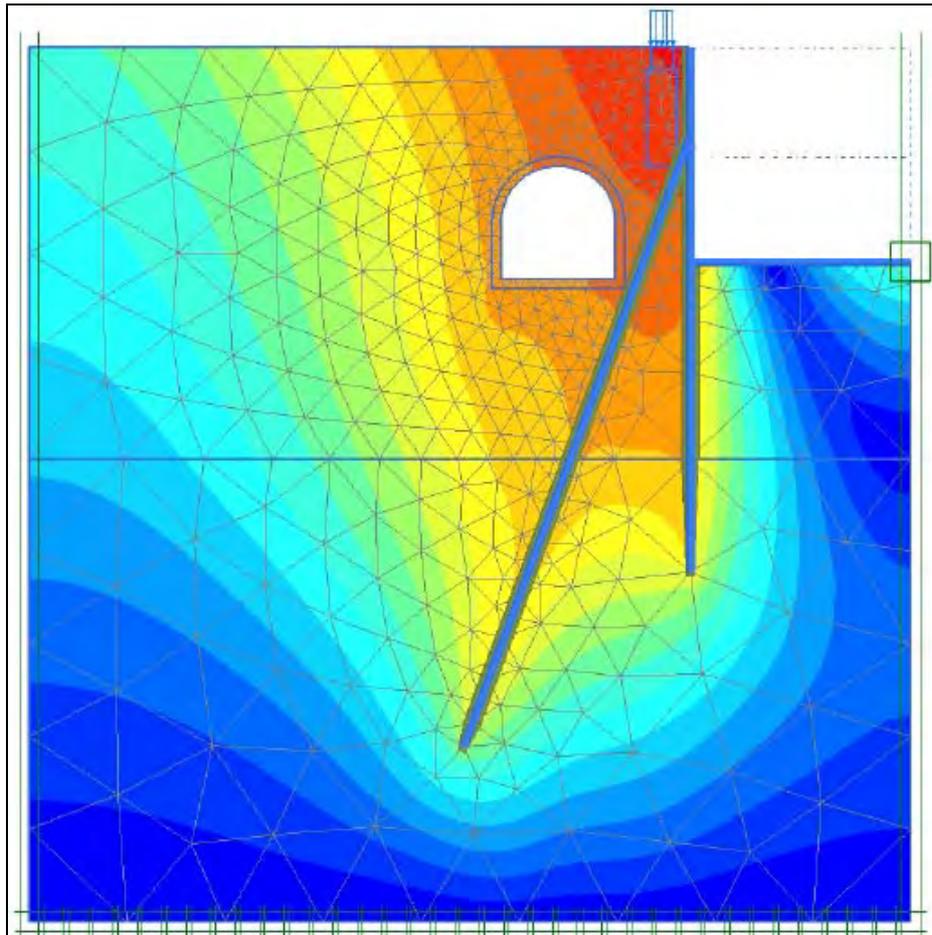


Figura 14. Esfuerzos y movimientos del muro de mampostería donde apoya la cubierta del mercado

Además de los dos programa anteriores utilizado en el dimensionamiento de los elementos de contención, los empujes del terreno y deformaciones se evaluaron mediante el programa de elementos finitos PLAXIS versión 2016, donde se obtuvieron deformaciones máxima inferiores a 2 cm.



**Figura 15. Análisis de deformaciones en la contención mediante programa de elemento finitos**

La solución adoptada para la cimentación de los 33 pilares de la estructura y 4 fosos de ascensores y escaleras mecánicas fue mediante micropilotes vinculados a encepados. Se dispusieron entre 2 y 3 micropilotes por encepado bajo los pilares en función de las cargas actuantes y 4 bajo cada uno de los fosos de ascensor.

La alternativa de solución propuesta por Keller Cimentaciones, aparte de optimizar económicamente la solución prevista en proyecto, permitió acortar los plazos de ejecución de los elementos de contención y de excavación originalmente previstos.

Durante la ejecución de los micropilotes de la cortina se detectó que la cubrición del Río Esgueva se encontraba justo debajo del mercado de los cimientos del Mercado



**Figura 16: Planta del mercado donde se marca el trazado original de la cubrición del río Esgueva.**

Debido a esta aparición de la cubrición del Rio Esqueva dentro de la parcela de actuación, se modificó el trazado de la cortina de micropilotes, retranqueando su posición hacia el interior salvando el trazado de la cubrición. El sistema de arriostramiento previsto en la alternativa, formado por anclajes pasivos, fue sustituido por perfiles metálicos apoyado sobre los encepados donde se cimientan los pilares centrales de la nave.

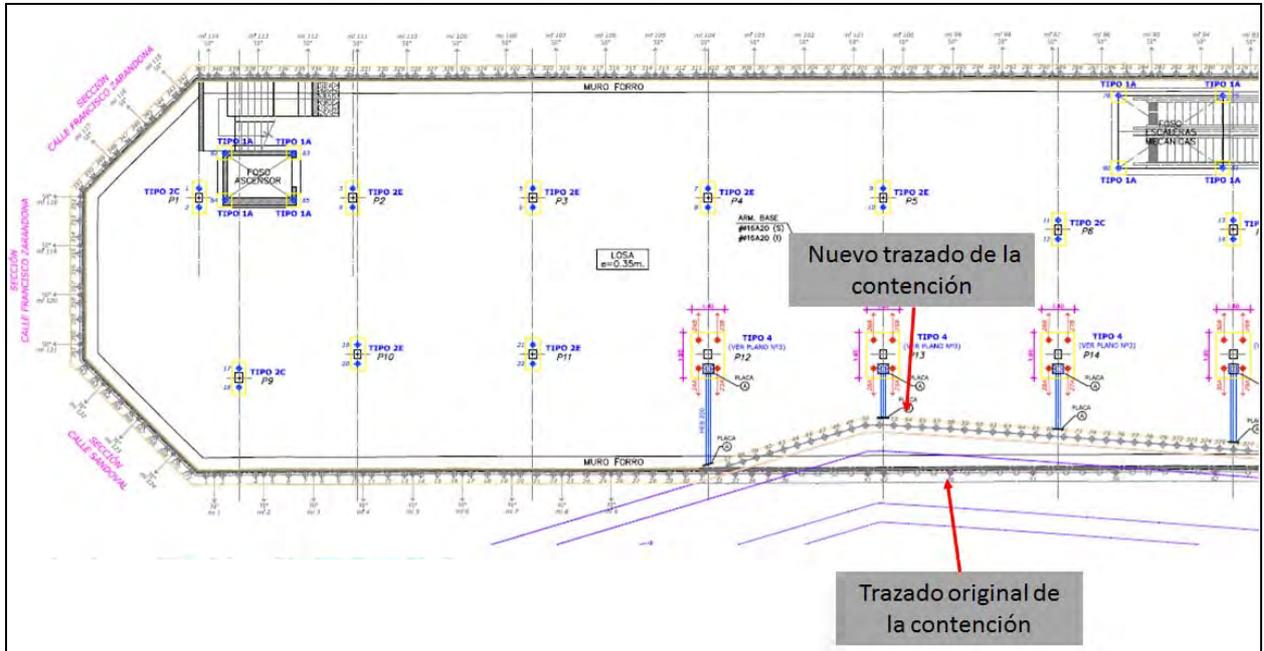


Figura 17: Planta del mercado con la nueva posición de la cortina de micropilotes y arriostramiento mediante puntales metálicos apoyados en los encepados de cimentación de pilares centrales.

Con esa nueva solución de arriostramiento y con el fin de absorber los empujes laterales a los que se vieron sometidos los micropilotes de cimentación de los pilares, se procedió a ejecutar encepados formados por 4 micropilotes inclinados con el fin de que estos elementos sean capaces de absorber los empujes de la contención.

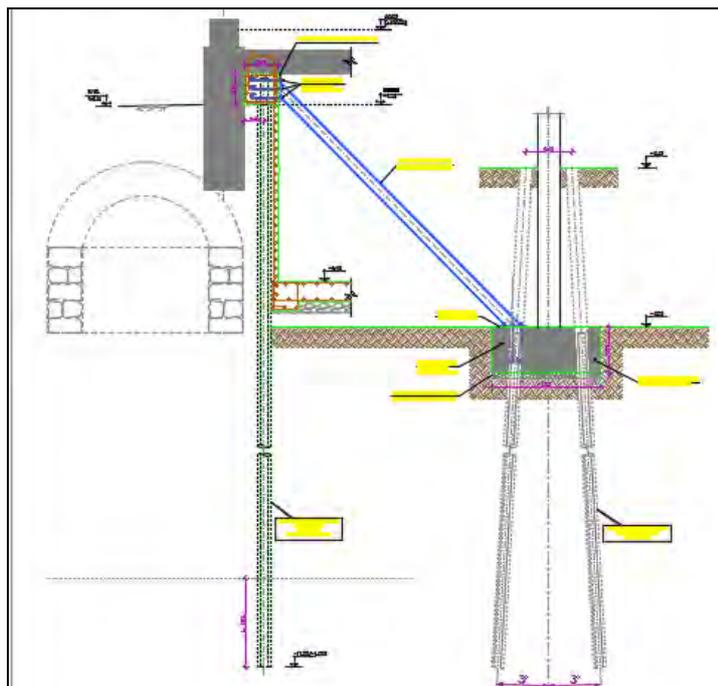


Figura 18: Sección detalle de la cortina de micropilotes retranqueada y arriostramiento mediante puntales metálicos apoyados en los encepados de cimentación de pilares centrales.

#### 4. Ejecución y control de los trabajos.

Los trabajos de perforación e inyección de los micropilotes se realizaron de acuerdo a las especificaciones y requerimientos del proyecto constructivo.

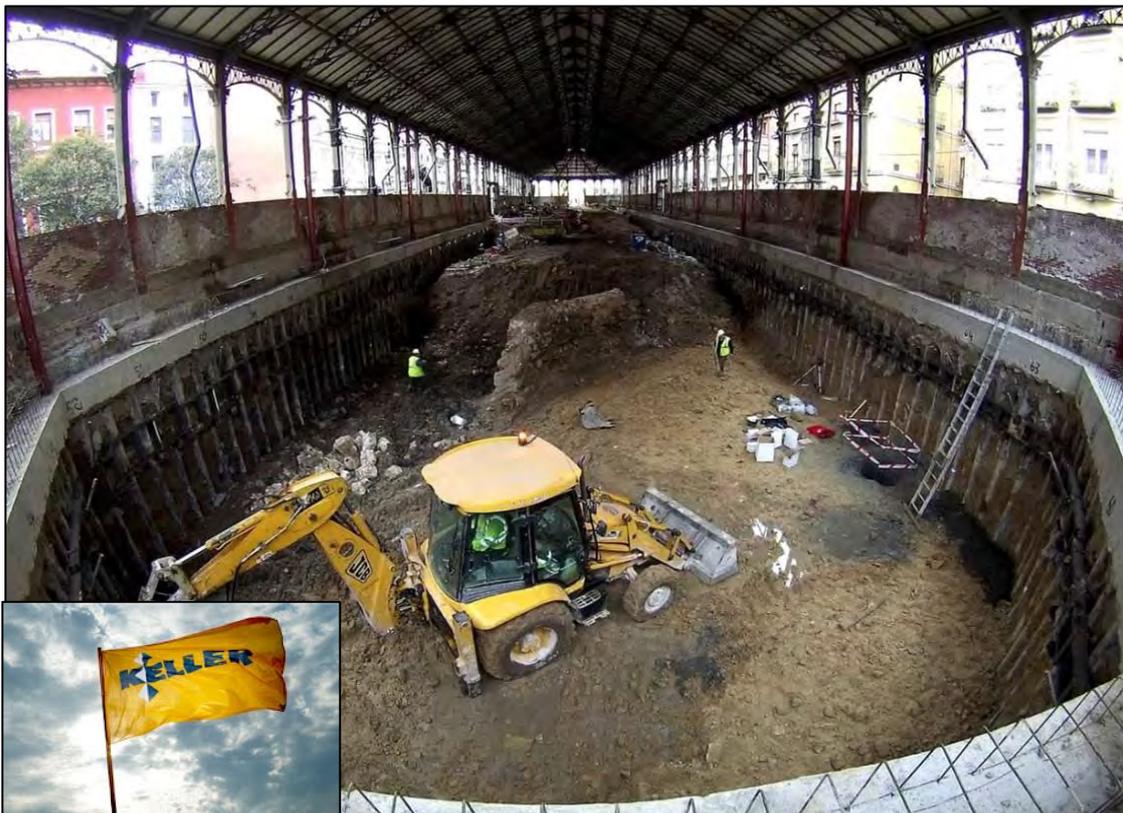
Distinguiendo las 2 funciones principales de los trabajos que Keller cimentaciones ejecutó en este proyecto tenemos las siguientes mediciones:

- Contención del recinto: Se ejecutaron 395 micropilotes verticales con longitud media de 10,30 m, y 105 micropilotes inclinados con longitud media de 15,00 m, actuando como anclajes pasivos.
- Cimentación de pilares y foso de ascensor: Se ejecutaron 95 micropilotes verticales con longitud media de 15,00 m

#### *Perforación de micropilotes y anclajes*

Debido a la existencia de un potente nivel de rellenos antrópicos y gravas, los micropilotes y anclajes se perforaron mediante el sistema de perforación OD. El sistema de perforación OD, consiste en perforar con avance simultáneo de una tubería exterior auxiliar y un varillaje conductor del elemento perforador propiamente dicho en su interior, ambos en giro solidario o independiente, dependiendo de las características de la maquinaria utilizada. Por ello también es conocido como sistema “Duplex”. Los mecanismos de percusión y rotación funcionan como unidades independientes.

La finalidad de la tubería exterior es la de contención de las paredes de la actuación, lo que evita el uso de lodos viscosos de perforación, bastando el uso de agua limpia o propia del suelo y/o aire como fluido de circulación para la extracción del detritus. El espacio de corona anular resultante entre la perforación y la tubería definitiva permiten la ejecución de la posterior fase de inyección.



### ***Auscultación de los trabajos***

Para el control de los trabajos de micropilotaje y anclaje se prestó especial atención al seguimiento de posibles movimientos o deformaciones sobre el muro de mampostería existente, que sirve de cimentación a toda la estructura metálica que forma la nave del mercado. Para la auscultación del muro se dispusieron a lo largo de todo el perímetro dianas para control topográfico de precisión. Sobre estas se efectuaron lecturas diarias sin detectar movimientos relevantes.

Para la ejecución de los trabajos Keller Cimentaciones desplazó a la obra 2 equipos completos de perforación e inyección, con el objeto de ofrecer un plazo reducido para la realización del proyecto.

El periodo de ejecución de las obra comprendió los meses de enero a mayo de 2015.

### **5. Conclusiones:**

La experiencia de Keller Cimentaciones en este tipo de actuaciones complejas, trabajando en condiciones especiales de seguridad, accesibilidad limitada y gálibos reducidos, ofrece a sus clientes la capacidad y el know-how del mayor contratista independiente geotécnico del mundo.

### **Bibliografía**

Yepes, V. (2014). "Maquinaria para sondeos y perforaciones." *Apuntes de la Universitat Politècnica de València, Ref. 209. Valencia, 89 pp.*

Wikipedia. (2017). "Mercado del Val".

Recommendations on Excavations published by The German Society for Geotechnics.

Experimental study on structural behavior of micropiles joins publish by AETESS's Technical Comite.

Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera del Ministerio de Fomento.

Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera del ministerio de Fomento.

Nota Técnica emitida por Keller cimentaciones de nombre "Contención y cimentación mediante micropilotes para rehabilitación del mercado Val en Valladolid" y fecha de 25/01/15

Manuales de usuario de los programas informáticos utilizados en el dimensionamiento de los elementos de contención, GGU-RETAIN y UNDEROPIN y PLAXIS Versión 2016

# **PATOLOGÍA EN LOSAS DE EDIFICACIÓN A SUBPRESIÓN: SOLUCIÓN DE ANCLAJES CON MICROPILOTES A TRACCIÓN**

**JUAN IGNACIO LÓPEZ MANZANO**

Ingeniero Técnico de Obras Públicas

RODIO KRONSA

**JOSÉ LUIS CRIADO PEÑA**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

RODIO KRONSA

## **1- Introducción**

En el presente documento se presenta un ejemplo de patología estructural ocurrida en una losa de edificación de 4 sótanos sometida a esfuerzos de subpresión y la solución que se llevó a cabo para su recuperación estructural.

Los trabajos de reparación se llevaron a cabo en el año 2011 actuando en el interior del cuarto sótano de del edificio. Sin embargo, la construcción del mismo se realizó varios años atrás, apareciendo patologías, incluso sin estar completamente terminado.

## **2- Características estructurales del edificio**

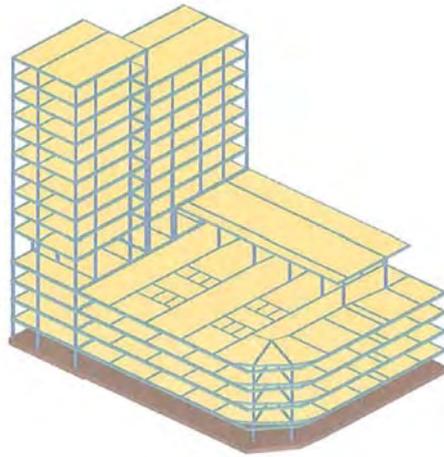
El edificio que nos ocupa está compuesto por dos zonas bien diferenciadas desde el punto de vista estructural:

Una zona que denominaremos zona 1, con edificios de viviendas en altura, compuesta de 4 sótanos, planta baja, 8 planta y áticos. Y una segunda zona, de patio interior o parking, sin alturas sobre rasante, con uso peatonal en superficie y cuatro plantas de sótano para aparcamiento de vehículos.

Por lo tanto, ambas zonas comparten cuatro plantas de sótano bajo rasante. La cimentación interior de la zona 1, corresponde a una losa de cimentación de 1m de espesor ejecutada a la cota -13.20 desde nivel de calles, mientras que la cimentación de la zona 2, está compuesta por una losa de cimentación de 0.80m de espesor a cota -13.00. (Ver Fig. 1. Conjunto estructural).

Las cargas perimetrales del edificio se transmiten a una pantalla continua de hormigón armado, apoyada en los forjados de los cuatro sótanos, la cual, se utilizó en fases provisionales del Proyecto para alcanzar los niveles de excavación máxima previstas.

La estructura interior del edificio compuesta elementos de hormigón armado, está organizada en pórticos longitudinales sobre pilares.



**Fig. 1. Conjunto estructural**

### **3- Patologías encontradas**

Las patologías encontradas son generales en el interior del edificio, en especial en la zona 2, en la parte del edificio sin alturas sobre rasante. Se ha producido una fisuración general del edificio muy elevada.

Situación muy preocupante de la losa de cimentación del sótano 4 en zona de aparcamiento. Fisuras también generalizadas, incluso con fracturas, por donde se producen entradas reseñables de agua. El estado de la losa puede definirse como crítico.

Se producen entradas de agua del terreno al interior del edificio, por un lado, por la pantalla y por otro lado por la losa de cimentación. Según información recibida, ya en fase de ejecución del edificio se detectó este problema, llevándose a cabo una campaña de inyecciones de cemento disminuyendo la entrada de agua al recinto, aunque parece que no de manera definitiva.

Por entonces, también se realizó una canalización de aguas, mediante canaletas para las filtraciones a través de las pantallas, al último nivel canalizándose por gravedad hasta un pozo de bombeo. Otra vía de aportación de agua al interior del edificio es a través de la fisuración de la propia losa de cimentación. Sin embargo, para recoger la mayor aportación de agua que se encuentra bajo la losa, se realizaron unos drenes supuestamente perimetrales que canalizan el agua bajo presión a una tubería de PVC perimetral, que conducen el agua al mismo pozo de bombeo. Se disponen en obra en todo momento, tres bombas para la evacuación de las aguas.

Este bombeo es el que mantiene, no sin dificultades la estructura del edificio. Constatamos que pequeños cambios de presión recogidos en los drenajes perimetrales, miden movimientos verticales de la estructura.

Se detecta, pues una estructura muy deformable, consecuencia probable, de la pérdida de hiperestaticidad. Los tabiques generales en la zona del aparcamiento son incapaces de soportar las deformaciones de pilares y vigas y se fisuran y deforman.

En la Fig. 2, Patologías en losa de cimentación, se observa el estado de la losa antes del inicio de los trabajos de recuperación.



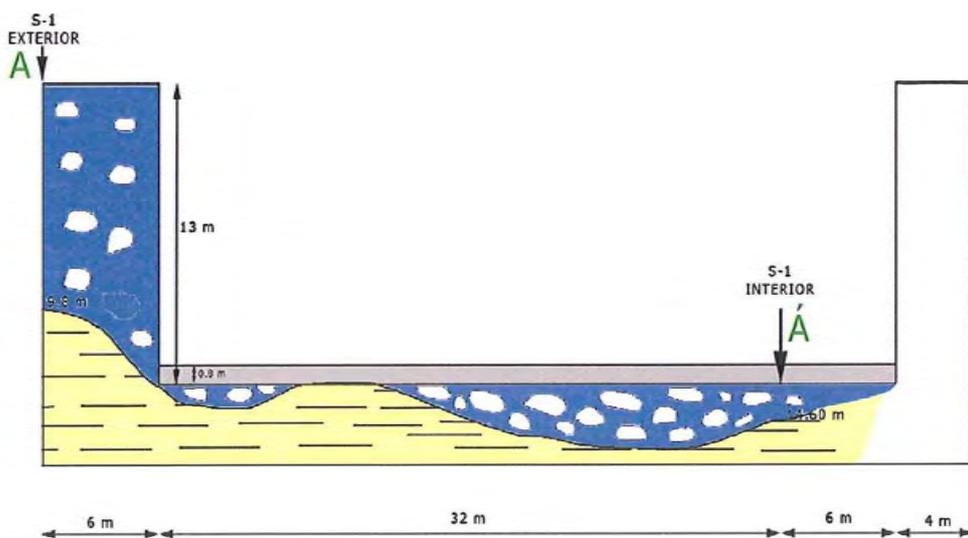
**Fig. 2 y 3. Patologías en losa de cimentación**

#### 4- Características geotécnicas encontradas

El perfil de terreno definido por el Estudio Geotécnico, está formado por dos niveles principales:

Un primer nivel de gravas redondeadas, en matriz arenosa, con predominio de parte gruesa, sueltas, procedentes del aluvial cuaternario y a continuación un segundo nivel de arcillas margosas, de color gris, con intercalaciones yesíferas. La transición entre uno y otro nivel se produce en un metro de arenas-limo arcillosas grises, de baja consistencia.

Como resultado de la tomografía eléctrica realizada bajo la losa de cimentación, se conoce que el primer nivel de gravas tiene una disposición muy irregular, típica de depósitos sedimentarios de origen fluvial. En nuestro caso, se encuentran espesores máximos de 6m bajo la losa de cimentación. En algunos puntos bajo la losa es inexistente, encontrándose los materiales arcillosos.



**Fig. 4. Corte tipo del terreno**

El nivel freático se encuentra aproximadamente 3.50m bajo nivel de calle.

## 5- Causas de la patología

A la vista de toda la información disponible, se llega a la conclusión que el edificio de cuatro sótanos en su zona 2 (zona aparcamientos) presenta una descompensación entre las subpresiones existentes a nivel de cimentación y el peso propio del edificio, provocando una serie de importantes patologías a nivel de losa de cimentación y estructura.

Los manómetros instalados en el sistema de bombeo actual registran presiones de entre 5,00 y 6,00 metros de columna de agua, que deben tomarse con mucha cautela a la vista de sus condiciones de instalación.

Por otro lado, considerando el nivel de agua en el exterior del recinto a la cota -3.50 y el nivel de cimentación de la losa a la cota -13.00, se obtiene una máxima presión hidrostática del agua de 9,50 t/m<sup>2</sup>.

Se estima un peso propio del edificio + losa de 4 T/m<sup>2</sup>, por lo que, resulta una subpresión “no compensada” a nivel de cimentación del orden de 5.5 metros de columna de agua, no previstas en Proyecto. Por tanto, el armado de la losa no es capaz de soportar las cargas a las que finalmente queda solicitada, permaneciendo en un estado crítico.

Nos encontramos un problema de “flotabilidad” de la estructura en zona de edificio sin alturas, que hace imposible una estabilización de las deformaciones que sufren la losa de cimentación y el conjunto del edificio.

La precaria estabilidad de la estructura, se sustentaba en el bombeo continuo que se realizaba a través de los recogidas perimetrales de agua bajo la losa, que conseguían aliviar la presión de agua. La continuidad del bombeo durante años había provocado que el estrato de gravas bajo la losa, se encontrara con escasa matriz de finos y un alto gradiente hidráulico, agravando si cabe el problema.

En la Fig. 5, se observa presión de agua bajo losa de cimentación, durante la realización de la perforación de un sondeo.



**Fig. 5 – Presión de agua al perforar la losa de cimentación**

## 6- Solución de reparación estructural

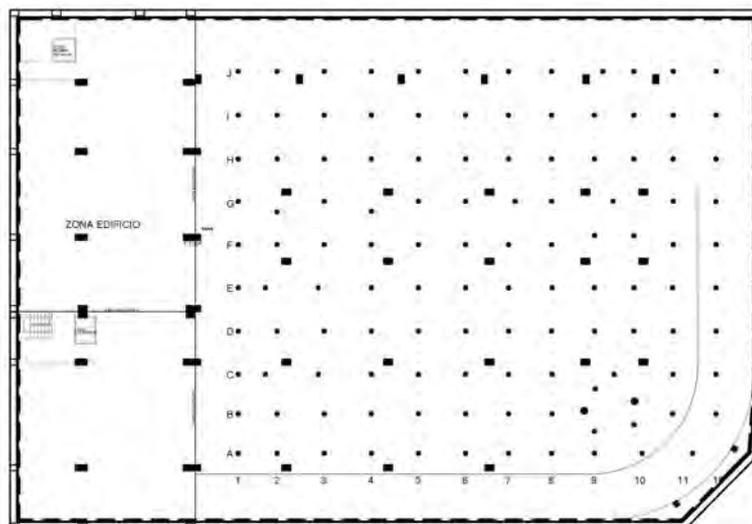
La solución de reparación debía conseguir no solamente una rehabilitación del estado de la losa del cuarto sótano, sino lo que es más importante la estabilización a largo plazo del conjunto de la estructura, impidiendo los movimientos del edificio.

Además, la solución debía garantizar la utilización del sótano 4, para el fin que había sido proyectado, como nivel de aparcamiento.

La solución de reparación mediante anclaje de la losa cumplía con los requisitos requeridos, dando una importante garantía de futuro. El anclaje de la losa se realiza mediante una malla de micropilotes a tracción, combinado con la realización de una sobre losa de 32 cm por encima de la losa existente que sirve de conexión entre los anclajes y la estructura del edificio.

Por otro lado, la reducción de gálibo resultante no impide seguir utilizando el último sótano como aparcamiento.

Se estima una subpresión de diseño de  $5,5 \text{ t/m}^2$ , a la que se descuenta el peso propio de la sobre losa de 32cm. Se define una malla de micropilotes trabajando a tracción con luces aproximadas entre ejes de  $3 \times 3 \text{ m}$ , resultando micropilotes solicitados a tracción de 45Ton (ELS).



**Fig. 6 – Planta de micropilotes**

En la Fig. 6 se observa la retícula de anclajes (micropilotes) dispuesta como solución de reparación. Las alineaciones más cercanas a las pantallas se encuentran algo más separadas, al observar una menor degradación de la losa junto a las mismas. Sin duda, debido a la alta capacidad a tracción que es capaz de desarrollar en el empotramiento. Obsérvese como en la zona 1 – Zona edificio en alturas no se hace necesario actuar.

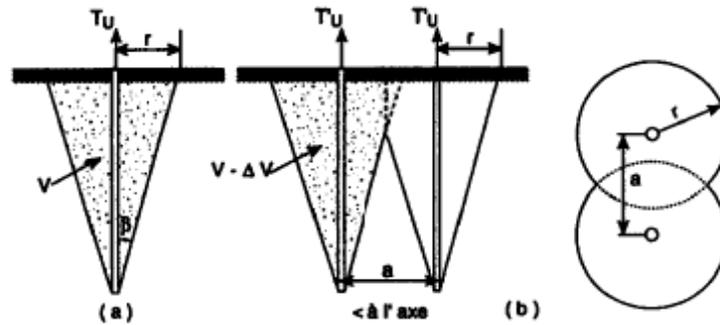
Se disponen micropilotes trabajando a tracción diseñados según la *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera* del Ministerio de Fomento, con las siguientes características:

- Carga máxima a tracción: 45Ton.
- Diámetro de perforación  $\text{Ø}150 \text{ mm}$ .
- Armado micropilotes: Tubería  $\text{Ø}88.9 \times 8 \text{ mm}$ . Calidad N-80 ( $f_{yk} = 5600 \text{ kp/cm}^2$ ).
- Tipo de inyección: Inyección repetitiva selectiva (IR-IRS).

El tipo de unión de la armadura tubular, en especial con elementos trabajando a tracción, debe garantizar que no se produzca una disminución de sección en las juntas, en nuestro caso la unión se realizó mediante manguitos interiores, con mínima disminución de sección.

Para la definición de la longitud libre de los micropilotes, se realizaron dos comprobaciones. En primer lugar, los bulbos de los anclajes deberían formarse en el segundo nivel geotécnico de arcillas margosas – margas arcillosas, que en el caso más desfavorable, se encontraba a 6m de profundidad. En segundo lugar, los elementos de anclaje debían llevarse hasta la profundidad de terreno necesaria para que el conjunto así formado, tuviera más peso que la subpresión.

Siguiendo el Anexo 2 – Verificación de la estabilidad del conjunto de anclajes verticales para losa del documento Recomendaciones TA-95. Tirants d'ancrage elaborado por el Comité Francés de Mecánica de Suelo, se comprobó la estabilidad global del conjunto, en lo que respecta a la interacción entre volúmenes de influencia de anclajes.



**Fig. 7 Interacción anclajes**

La longitud de bulbo del micropilote, se estimó siguiendo la *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera* del Ministerio de Fomento, para una adherencia límite supuesta de 0,22Mpa.

Con estos condicionantes, se definieron unas longitudes iniciales de anclajes (micropilotes) dadas por una longitud libre de 6m y una longitud de bulbo de 10m-12m, para una longitud total estimada de 16 a 18m.

Sin embargo, las especiales incertidumbres de trabajo que envuelven la solución anclajes en este tipo de reparaciones hacen siempre “aconsejable” la realización de *dos pruebas de carga estáticas*, previas al inicio de los trabajos, que permitan confirmar el diseño de la solución.



**Fig. 7 – Prueba de carga estática**

Las pruebas, realizadas según la norma americana ASTM D-3689, permitieron validar el diseño de los micropilotes. En la Fig.7 se muestra detalle de una de las dos pruebas realizadas sobre un micropilote.

Además, encontramos recomendable dada la sencillez de las pruebas, elaborar un protocolo por el cual un alto número de micropilotes que se ejecuten en este tipo de proyectos sean testados mediante pruebas a tracción rápidas para su validación.

Por último, destacar que la conexión entre el anclaje (micropilote) y la nueva losa de cimentación supone uno de los aspectos más importantes y más exigentes de la solución propuesta. La conexión debe garantizar una correcta conexión entre losa y anclajes, de lo contrario la solución fracasará.

En este caso, la conexión se realizó mediante conexión con placa de reparto y rigidizadores soldados sobre la armadura tubular. Para aumentar la capacidad de transmisión de esfuerzos, debido al reducido canto de la sobre losa dispuesta, se añade viga, según se muestra en la Fig. 8.



**Fig. 8. Detalle de conexión micropilote-losa**

La ejecución de la solución no está exenta de dificultades, teniendo en cuenta las exigentes condiciones de trabajo. Los micropilotes deberán realizarse, como se ha comentado con anterioridad, con presiones de columna de agua del orden de 5-6 metros (según manómetros dispuestos en obra), lo que hará necesario la utilización de medidas especiales para su realización.

A esto se suma la sensibilidad que presenta la estructura a cualquier variación de presión bajo la losa. La perforación de los micropilotes, supondrá un alivio de esa presión debiendo extremar la vigilancia de estos movimientos.

A continuación se realiza un análisis de las citadas dificultades.

## **7- Problemática asociada a las perforaciones bajo nivel freático**

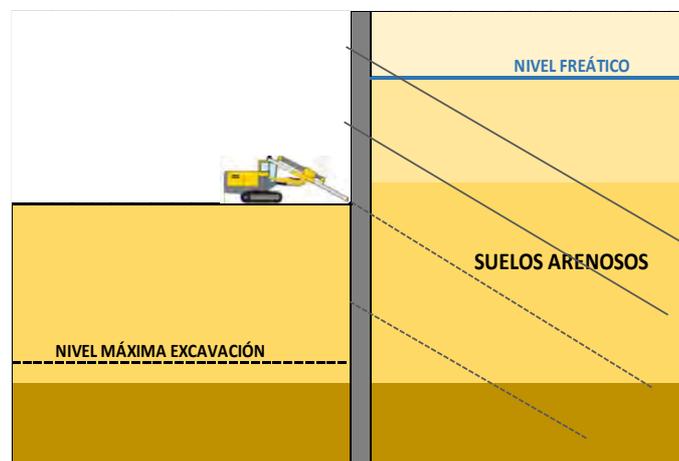
Las perforaciones para la ejecución de elementos de cimentación ejecutadas bajo nivel freático suelen conllevar importantes problemáticas asociadas. Por un lado, la dificultad y afecciones que la misma perforación implica, y por otro lado, la complejidad de asegurar la correcta ejecución del elemento final que se pretende instalar: anclajes, micropilotes, instrumentación, etc...

Estos problemas se agravan cuando la cota de emboquille de la perforación se sitúa bajo nivel freático y los terrenos a perforar son de naturaleza incoherente y, por tanto, fácilmente erosionables por los flujos de agua que vamos a provocar.

Al perforar bajo nivel freático provocamos en el emboquille una depresión que induce en el agua existente en el terreno un flujo hacia la misma. En suelos arenosos este flujo de agua hacia el exterior “arrastra” terreno. Este efecto es más acusado en presencia de suelos incoherentes inmediatamente detrás del paramento o losa impermeable que se está perforando.

Este arrastre de partículas hacia el exterior, al que nombramos en modo coloquial “lavado”, provoca el deterioro del terreno a través del cual estamos perforando, pudiendo dar lugar en función de su intensidad, a diversas patologías. Entre ellas podemos citar: asentos en superficie provocados por pérdida de terreno en profundidad, generación de “cuevas” en el terreno al desestructurarlo que pueden colapsar, inducción de asentos en cimentaciones superficiales bajo las que se esté perforando en estas condiciones, etc....

Así como los anclajes bajo nivel freático suponen una situación bastante común en obra civil, industrial o de edificación en las que se pretende obtener un vaciado al abrigo de una pantalla que necesitamos ir apoyando en sucesivos niveles de excavación, (ver Fig. 9) los micropilotes para anclar losas a subpresión suelen estar relacionados con situaciones patológicas que se han detectado muy avanzada la obra o ya en situación de servicio de la infraestructura.



**Fig. 9. Anclajes bajo nivel freático**

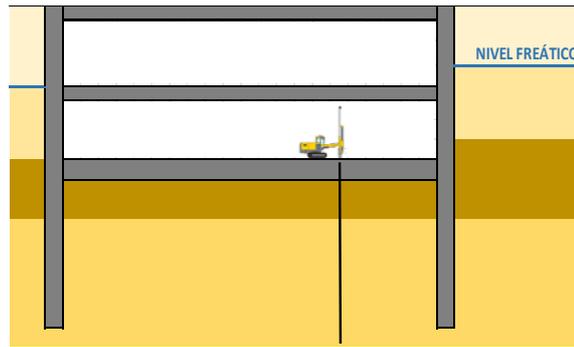
De este modo, la ejecución de anclajes bajo nivel freático suele estar contemplada a nivel de proyecto y, al ser una unidad que se realiza durante la ejecución del mismo, los medios auxiliares con los que se suele contar son importantes y las condiciones de trabajo (gálibo, plataformas de trabajo, apoyo de medios auxiliares, etc...) las adecuadas para llevarlos a cabo.

Por el contrario, las condiciones en las que se ejecutan las obras de anclaje mediante micropilotes de losas a subpresión bajo nivel freático suelen ser muy restrictivas. Si una losa va a trabajar a subpresión y ésta no va a estar compensada por el peso de la superestructura, lo normal es que esta situación esté prevista a nivel de proyecto y que los eventuales anclajes que la losa pueda necesitar se ejecuten desde un nivel superior, antes de la ejecución de la losa, sin estar condicionados por el nivel freático.

Sin embargo, en ocasiones esta situación de subpresión “no compensada” no se tiene en cuenta en proyecto, siendo preciso realizar una solución con la estructura ya construida y, por tanto, en condiciones de trabajo “bajo nivel freático”.

En estos casos, la problemática se centra en varios aspectos:

**Suelen existir importantes limitaciones de gálibo.** En el caso frecuente de micropilotaje de losas de edificación es usual contar con gálibos inferiores a los 3,00m.



**Fig. 10. Limitaciones de gálibo**

Es común no detectar la situación precaria de estas losas en fase de obra y percatarse de la patología con la infraestructura ya en servicio. En estos casos, a la dificultad intrínseca de ejecución del trabajo bajo nivel freático se une la necesidad de hacerlo compatible con la seguridad, logística y funcionamiento diario del edificio de viviendas, centro comercial, complejo industrial, etc...en el que se estén desarrollando los trabajos.

Por último, hay que tener en cuenta que, en muchas ocasiones, la situación estructural de una losa que sufre este tipo de patología está bastante dañada debido a deformaciones inducidas por los empujes no compensados que dan lugar a fisuras, grietas, etc...Además, la existencia de estas fisuras o grietas por donde, inevitablemente, el agua del subsuelo se filtra arrastrando las partículas más finas hace que el terreno sobre el que se apoya la losa esté muy dañado, encontrando en ocasiones losas que, literalmente, están apoyadas en muchas zonas en “colchones de agua”.

### **8- Fases de ejecución de anclajes (micropilotes) de losas bajo nivel freático**

La dificultad intrínseca de realizar la perforación bajo nivel freático no puede hacernos olvidar que la misma es solo un medio para llegar al fin que se pretende: Conseguir un anclaje adecuado de la losa mediante micropilotes trabajando a tracción.

Es decir, no solo tenemos que buscar un sistema que nos permita ejecutar la perforación para la instalación del micropilote de forma segura, sino que hemos de utilizar un procedimiento de trabajo que nos permita asegurar la correcta inyección del bulbo para que el elemento trabaje correctamente durante toda su vida útil.

Son varias las fases de trabajo a considerar:

- 1- Paso de losa.** Es preciso inspeccionar, en fase de diseño del tratamiento, el estado de la losa por si la misma ha sufrido daños que hayan de ser tenidos en cuenta. En ocasiones, existen zonas más “débiles”, como pueden ser los puntos donde estuvieron situados las zapatas de cimentación de grúas torre, donde las losas normalmente carecen de continuidad.

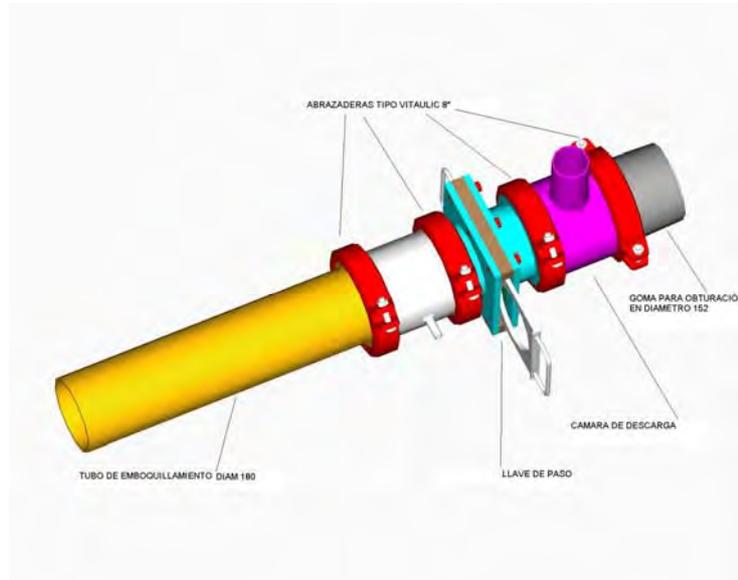
Es importante conocer el espesor de la losa ya que, cuanto menor sea, más complicado será asegurar la instalación del sistema estanco de perforación que se pretenda utilizar.

El paso de la losa es una fase crítica ya que, bajo la misma, el terreno suele estar muy desestructurado. Una vez perforada la losa tendremos toda la presión de agua empujando a nuestra batería de perforación de manera inmediata.

- 2- Perforación.** Es usual perforar con tuberías recuperables dotadas de coronas de corte o puntazas perdidas como útiles de perforación. Una vez que se llega a la profundidad requerida, se rellena el interior de la tubería de perforación con lechada de cemento (inyectada de abajo hacia arriba) y se coloca la armadura del micropilote al abrigo de dicha entubación recuperable.

Debe utilizarse un sistema que garantice la ejecución de todos estos trabajos en condiciones de estanqueidad, pudiendo controlar en todas las fases la presión del agua del terreno: Sistema PREVENTER.

En la Fig.11 se adjunta un esquema del sistema PREVENTER.



**Fig. 11. Esquema sistema PREVENTER**

- 3- Inyección de relleno.** Una vez relleno el interior de la entubación y colocada la tubería procedemos a ir retirando la tubería de perforación. Este es un trabajo lento ya que, debido a la restricción de gálibo, las maniobras suelen ser de “metro en metro”.

Según se va retirando la entubación es recomendable seguir aportando lechada de cemento en “fase de relleno” para asegurarnos que, al menos, la zona de bulbo queda perfectamente rellena. Hay que tener en cuenta que, según se va retirando la tubería de perforación, la diferencia dada por la densidad de la lechada de cemento respecto al agua del terreno (para una lechada a:c = 0,5 podemos contar con una densidad aproximada de 1,8 gr/cm<sup>3</sup>) va disminuyendo por una cuestión puramente geométrica. Según disminuimos en la retirada la distancia a la parte inferior de la losa, el agua se encuentra una menor resistencia para lavar la lechada de cemento inyectada.

El **sistema estanco de perforación (preventer)** también puede ayudar en esta fase, por medio del accionamiento de una válvula de diafragma, a evitar el lavado de la lechada.

- 4- Sellado de la cabeza del micropilote.** Una vez retirada la entubación provisional y finalizada la inyección de relleno primaria, se procede a sellar provisionalmente la cabeza de la armadura del micropilote contra la losa. Para ello se utilizan unos tapones de madera troncocónicos perforados que se enhebran por la tubería y se empotran en el espacio anular entre armadura y losa.

Para poder realizar esta operación controlando el agua a presión existente bajo la losa es necesario contar con un sistema estanco como el mencionado en los puntos anteriores.

- 5- Inyección a presión del bulbo.**

Para asegurar el buen funcionamiento del micropilote es fundamental conseguir una correcta inyección con lechada de cemento de su bulbo. Como hemos explicado en el punto anterior, una simple inyección de relleno tiene el riesgo de poder sufrir un fenómeno de lavado, ya que, aunque se cuente con un sistema estanco (preventer), durante la extracción de la entubación provisional

siempre hay pequeñas pérdidas de lechada lavada por la presión de agua, al no ser estos unos sistemas “absolutamente estancos”.

Por tanto, para garantizar la correcta formación del bulbo, es imprescindible tener la posibilidad de reinyectar el mismo a través de válvulas anti retorno dispuestas en la armadura del micropilote cada 0,50 m, mediante la técnica del “tubo manguito”. Además de mejorar la calidad del bulbo mediante estas inyecciones a presión repetitivas, las mismas son la mejor comprobación por las presiones a las que es necesario trabajar en la inyección, de la bondad de la inyección primaria de relleno y, hasta qué punto, puede ésta haber sufrido fenómenos de lavado que, mediante esta inyección secundaria a presión, seremos capaces de remediar.

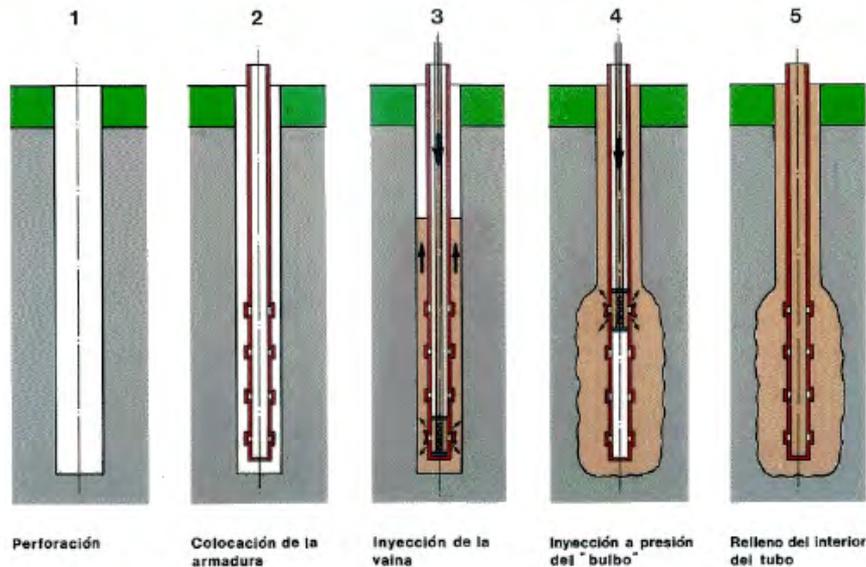


Fig. 12 Esquema de Inyección IR/IRS.

## 6- Conexión del micropilote a la losa y sellado final

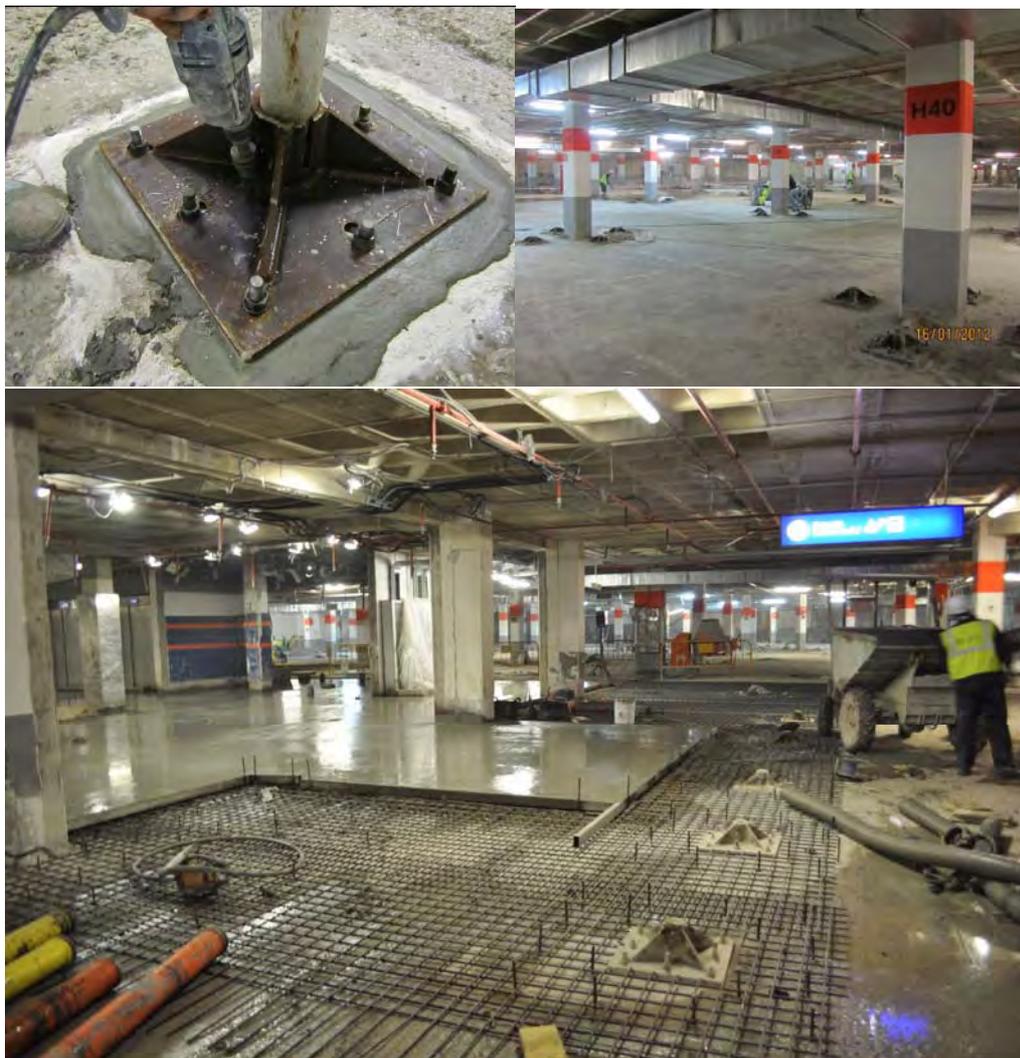


Fig. 13 Pasos de sellado de conexión micropilote-losa

La sensibilidad de este tipo de tratamientos aconseja como paso previo establecer un programa de pruebas de validación a la realización de la conexión final entre la armadura del micropilote y la losa. Dado que se trata de unidades que van a trabajar a tracción y que contamos con la losa como elemento de reacción, no resulta complicado realizar pruebas.

Para la conexión definitiva del micropilote a la losa son dos las cuestiones a resolver:

- a. Garantizar el correcto funcionamiento estructural de la conexión. Para ello son múltiples los diseños que se utilizan, por ejemplo, placas soldadas a las cabezas de los micropilotes y ancladas mediante pernos con resinas epoxi a la losa. Es muy importante, en el caso de las soldaduras, tener en cuenta el contenido en carbono de las tuberías de micropilote a la hora de establecer las condiciones en que estas soldaduras se llevarán a cabo. Pueden realizarse ensayos de soldadura, si se consideran necesarios.
- b. Conseguir impermeabilizar la conexión, de modo de esta no se convierta en un puente de entrada de agua al sótano. Para ello nos podemos valer de materiales especialmente adecuados (morteros “puente” impermeables, siliconas, resinas, etc...), medios mecánicos, etc... (Ver pasos en Fig. 13).



**Fig. 14 Detalle de ejecución de sobre losa**

## 9- Medios auxiliares

Estas obras suelen implicar logísticas algo complejas que es preciso valorar correctamente en fase de diseño del tratamiento. Son varias las cuestiones a tener en cuenta:

- Acceso de los equipos a las zonas de trabajo.
- Gálibos restringidos que implican el uso de equipos adecuados a estas condiciones.
- Necesidad de instrumentar las estructuras que puedan verse afectadas de forma que estén controladas durante la ejecución de los trabajos.
- Trabajos en sótanos con las consiguientes consideraciones en cuanto a iluminación, ventilación (es razonable, en la medida de lo posible, programar este tipo de intervenciones con equipos eléctricos), extracción de los detritus procedentes de la perforación e inyección, etc...
- Coexistencia de la obra con una infraestructura en funcionamiento e, incluso, como en el caso de centros comerciales, abierta al público. Importantes aspectos de Seguridad y Salud a ser tenidos en cuenta.

**Problemática de ejecución**



Rotura de losa en antigua cimentación de grúas.

**Sistema de gestión de residuos**

**1º**  


**2º**  


**3º**  


1º - Recogida de arenas en boca de micro.  
2º - Balsas de decantación en sótano -2.  
3º - Balsas de decantación a nivel de calle.