



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO E
INGENIERÍA GEOTÉCNICA



ASOCIACIÓN DE EMPRESAS
DE LA TECNOLOGÍA
DEL SUELO Y SUBSUELO

JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

16ª Sesión

Actuaciones Geotécnicas Españolas en el Exterior

Madrid, 25 de febrero de 2016

Colabora:



Patrocina:



1 PRESENTACIÓN

Con esta Jornada sobre Actuaciones Geotécnicas Españolas en el Exterior, 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 con el patrocinio del ICEX, Instituto Español de Inversión y Exportaciones y la colaboración de la Asociación Española de Em- presas de Ingeniería, Consultoría y Servicios Tecno- lógicos, TECNIBERIA. Conjuntamente hemos diseña- do un programa en el que se expondrán los destacados trabajos que las entidades públicas y las em- presas privadas del sector geotécnico español están desarrollando en el exterior. Además, se incidirá, para su análisis y debate, en los obstáculos a los que las empresas y los profesionales del sector de la ingeniería civil se enfrentan cuando emprenden la internacionalización de sus actividades.

En esta 16ª Sesión nuestro objetivo es dar a conocer la intensa y relevante actividad que el sector está desarrollando en el exterior y que resulta de interés difundir, tanto para los foráneos, como para aquellos profesionales y empresas que comienzan la senda de la internacionalización.

Esperamos con ello poder promover un foro de debate en el que los profesionales de la ingeniería podamos compartir, actualizar nuestros conocimientos y dar a conocer los retos a los que nos enfrentamos más allá de sus nuestras fronteras.

2 CONTENIDO

MESA DE DISEÑO Y CONTROL

1.1 Problemática de la internacionalización de las empresas de ingeniería

Ángel Zarabozo Galán
Director General de TECNIBERIA

1.2 Análisis en el cajón ferroviario del CEDEX (CFC) de los tramos de la LAV Medina-La Meca contaminados con arena del desierto

José Estaire Geep
Jefe del Área de Infraestructura Tecnológica del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX

1.3 Problemas de diseño de nuevas líneas de metro en países americanos y europeos

Carlos Oteo Mazo
Catedrático de Ingeniería del Terreno

MESA DE EJECUCIÓN

1.4 Mejora del terreno con inyección y soil mixing para la ejecución de túneles en Londres, UK, en zona urbana y con escasa cobertera.

Ernesto Hontoria y Gustavo Armijo Palacio. GEOCISA.

1.5 Ampliación y rehabilitación del Parlamento de Canadá en Ottawa. Excavaciones y Recalces.

Juan Carlos Novarece. SITE.

1.6 Tratamiento de cemento de terraplenes mediante inclusiones rígidas para Línea de Alta Velocidad en Marais de la Virveé, Burdeos (Francia).

Rafael Gil Lablanca. GRUPO RODIO KRONSA

1.7 Tratamiento del terreno en un parque eólico en Nouakchott, Mauritania

Juan Carlos Montejano. MENARD ESPAÑA

1.8 Ejecución de obras hidráulicas subterráneas con tuneladora en Azerbaiyán y Panamá

Marc Martí. GRUPO TERRATEST

1.9 Experiencia reciente de tratamientos del terreno en Latinoamérica.

Enmanuel Carvajal y Goran Vukotic.
KELLER CIMENTACIONES

PROBLEMÁTICA DE LA INTERNACIONALIZACIÓN DE LAS EMPRESAS DE INGENIERÍA

ANGEL ZARABOZO GALÁN
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director General de Tecniberia

1- Introducción

La presencia de la Ingeniería española en proyectos internacionales viene siendo desde hace muchos años un objetivo permanente, y la propia constitución de TECNIBERIA fue en su momento un fiel reflejo de esta realidad.

Acabamos de celebrar el cincuenta aniversario de TECNIBERIA, creada en 1964 como una Asociación de empresas de Ingeniería con vocación exportadora, una decisión valiente, que si ya en aquel momento suponía una vocación y un reto profesional, hoy, inmersos en la profundidad de una crisis económica que ha desplazado la actividad de nuestras empresas hacia el exterior, y les ha hecho abrirse al mercado internacional, resulta, si cabe aún más necesaria.

Cincuenta años después, muchos de los principios que motivaron la fundación de TECNIBERIA, siguen todavía plenamente vigente. De hecho, y según se describe en la primera Memoria de actividades de la Asociación, correspondiente al período 1964-1965:

" ... el cometido de TECNIBERIA consiste en fomentar la presencia y la divulgación de nuestra Técnica en países extranjeros... "

Y también:

" ... Ha llegado el momento de demostrar con hechos que los proyectos efectuados por los técnicos españoles pueden equipararse con las mejores realizaciones de Ingenieros de otros países. Los estudios en marcha serán el campo donde, a partir de ahora, tendremos que hacer valer nuestra capacidad técnica... "

Y

" ... Estamos seguros de que aquellos que en nuestro Gobierno se ocupan específicamente de la actividad exterior de España, están profundamente conscientes de la importancia de esta proyección técnica hacia otros países... "

Lo que en un principio fue una alternativa de negocio, hoy se ha convertido para las empresas de Ingeniería y Consultoría en una prioridad estratégica, como consecuencia de la drástica caída del mercado interno.

2- Las empresas de Ingeniería ante la internacionalización.

Es un hecho que la Ingeniería actúa de vanguardia, con capacidad de arrastre cara a la exportación de otro tipo de industrias y negocios, y que constituye uno de los sectores más activos en materia de internacionalización (elevado número de referencias y casos de éxito a nivel internacional, progresiva incorporación de recursos especializados, relevante red internacional de filiales o delegaciones, progresiva apertura de nuevos mercados, etc.).

La Ingeniería española ha aunado el conocimiento, la innovación, la experiencia y la formación de los ingenieros, rentabilizando de forma admirable durante los últimos años las inversiones públicas y las ayudas económicas de la Unión Europea, consolidando un entramado empresarial que ha alcanzado altas cotas de profesionalidad y de prestigio, con capacidad para abordar proyectos cada vez más ambiciosos y complejos, y con un nivel de competencia similar al de cualquier empresa de ingeniería internacional.

Ello ha permitido que no nos limitemos a buscar nuevos mercados en aquellos países menos desarrollados, sino que ampliamos horizontes compitiendo y ganando proyectos en toda Europa y Norteamérica, logrando que la Ingeniería española esté altamente considerada por los clientes institucionales y los Organismos multilaterales como el Banco Interamericano de Desarrollo, el Banco Mundial, la Corporación Andina de Fomento, o el Banco Europeo de Inversiones.

Las empresas de Ingeniería capitalizan en estos momentos diferentes factores de competitividad sectorial a nivel internacional como son:

- ✓ Ocupamos los primeros puestos a nivel mundial en el diseño, la supervisión y la gestión de carreteras de alta capacidad (4ª), plantas solares (3ª), parques eólicos (2ª) y plantas desalinizadoras (4ª).
- ✓ Líderes mundiales en infraestructuras ferroviarias de alta velocidad.
- ✓ Líderes en los mercados latinoamericanos, países de Europa del Este y Norte de África.
- ✓ Larga trayectoria en la ejecución de contratos con instituciones multilaterales y bancos de desarrollo (la ingeniería española es el primer cliente de Banco Europeo de Inversiones).
- ✓ Un profundo conocimiento y capacidad de actuación en los procesos de inversión basados en alianzas público privadas.

En paralelo, y no obstante, somos muy conscientes de que la Ingeniería y la Consultoría técnica no pueden, ni deben, implantarse o desarrollarse en un mercado extranjero si no se cuenta con empresas y profesionales locales, y consideramos entre nuestros grandes valores, el conseguir que a través de la prestación de servicios en el país de destino se potencie la cultura y capacidad tecnológica de los empresarios y profesionales locales, y sea posible una integración más eficaz y una eficiente transferencia de tecnología.

3- Necesidad de la internacionalización.

Las cifras de la Ingeniería española antes de la llegada de la crisis se concretaban en más de 3.000 empresas, 87.000 empleos estables de alta calidad, más del 30% de exportación, y muchos años generando valor económico a través de la I+D+i, el conocimiento y la inteligencia. Un sector capaz de dar respuesta a los elevados niveles de inversión pública que se materializaron en los últimos años anteriores a la crisis, que han situado a España en unos niveles de dotación de infraestructuras impensables hace 20 años transformando de forma notable al país.

Sin embargo, la larguísima crisis económica, junto a las políticas ultra restrictivas en cuanto a inversión en Ingeniería por parte de las Administraciones Públicas españolas, el mal uso en las políticas de

contratación de criterios marcadamente económicos, o la escalada progresiva de bajas en las licitaciones públicas están resultando muy dañinas para el sector empresarial que representa TECNIBERIA. Todas las empresas atraviesan momentos muy complicados, y son muy numerosas las empresas o grupos empresariales que se han visto forzados a afrontar procesos de reestructuración, expedientes de regulación de empleo, refinanciación de su deuda, etc, y/o se han visto forzados en muchas ocasiones, a suspender incluso sus actividades.

Mientras que la mayor parte de los países de Europa y América existe el convencimiento de que los servicios de carácter intelectual no se deben contratar siguiendo criterios económicos, en nuestro país se adjudica con una primacía constante de la oferta económica frente a los criterios de calidad en la adjudicación de proyectos, hasta cotas que rayan muchas veces en una pura subasta.

Así, en el resto de países de Europa y en la propia Comisión Europea, los servicios intelectuales se adjudican con fórmulas de ponderación técnico-económica, pero con un peso de la calidad técnica de la oferta (alrededor del 80%) muy superior al peso de la oferta económica. Y sin embargo, en nuestro texto refundido de la Ley de Contratos del Sector Público (Real Decreto Legislativo 3/2011, de 14 de noviembre), se plantea una ponderación equivalente de las ofertas técnicas y económicas. Sin embargo la realidad es muy distinta, siendo el peso de la oferta económica tan superior, que en ocasiones ha llegado a suponer el 80% de la valoración final. Estamos luchando para que la trasposición de la Directiva Comunitaria de contratación del sector público consiga revertir esta tendencia

Por otra parte también, el trato de favor a las empresas públicas, con un abuso frecuente de las Encomiendas de Gestión, va en detrimento de la competitividad del sector.

La falta de inversión pública, que en 2015 se desplomó hasta los 287 millones de euros (un descenso del 66% con respecto a 2007, cuando había llegado a los 1.004 millones), ha tenido, junto a otros factores que se detallan más adelante, un claro impacto tanto en el número de empresas que continúan realizando su actividad, como en la empleabilidad del sector. Ambas han experimentado un fuerte retroceso. El número de empresas de ingeniería españolas ha descendido en un 50% entre 2015, en el que se contabilizaron 1.500, y 2009, en el que había 3.000, y las previsiones para 2016 son que el número disminuya aún más, hasta unas 1.400 empresas, lo que implicaría un descenso del 53% con respecto a 2009.

En cuanto a la empleabilidad, el sector ha pasado de los 84.915 empleados en 2009 a los 55.000 en 2015; es decir, del orden de 33.000 empleos cualificados destruidos, y se prevé que esta cifra pueda aumentar en 2016.

En cuanto a la facturación nacional de las empresas asociadas a TECNIBERIA, en 2015 éstas facturaron en España 1.100 millones de euros, un 80% menos que en 2009, confirmando un año más la tendencia bajista desde esa fecha, cuando se llegaron a facturar 5.381 millones de euros. En 2015 la facturación internacional se estima en 2.500 millones de euros.

INVERSIÓN AGE (Licitaciones)	2009	2010	2011	2012	2013	2014	Previsto 2015	(%) 2015/2009
Fomento	592	334	146	78	81	105	102	-83%
Magrama (Medio Ambiente)	212	115	52	35	79	69	101	-53%
Resto Ministerios	52	49	44	76	79	95	85	65%
TOTAL (M€)	856	498	242	189	239	269	287	-66%
Variación anual (%)	24%	-42%	-51%	-22%	26%	12%	7%	

FACTURACIÓN EMPRESAS TECNIBERIA	2009	2010	2011	2012	2013	2014	Previsto 2015	(%) 2015/2009
Facturación nacional	5.381	4.751	4.218	3.625	2.900	1.595	1.100	-80%
Facturación internacional	2.562	2.698	2.854	2.996	2.846	2.419	2.500	-2%
TOTAL (millones €)	7.942	7.449	7.072	6.621	5.746	4.014	3.600	-55%

FACTURACION DEL SECTOR (fuente SABI)	2009	2010	2011	2012	2013	2014	Previsto 2015	(%) 2015/2009
TOTAL	13.667	12.621	11.150	10.875	10.600	9.010	8.200	-40%

Hoy, como se aprecia, el mercado interno se encuentra prácticamente paralizado, y nuestras empresas no tienen otro remedio que internacionalizarse ante la agresividad de un escenario que las aboca a ser adquiridas por otras empresas mayores, muchas de ellas extranjeras, o en el peor de los casos, a la desaparición.

El sector de la Ingeniería se mantiene, no obstante, gracias al esfuerzo de muchas empresas que, sin apenas ayuda pública, y con gran riesgo, han decidido emprender el camino de la internacionalización, impulsadas por el prestigio acumulado en el último cuarto de siglo, su potencia técnica, y la calidad y desarrollo innovadores.

En este escenario, la mayor parte de las empresas de TECNIBERIA, en sus distintas fases de internacionalización, están exportando sus servicios y desarrollando sus actividades en los cinco continentes.

- ✓ Más de 100 empresas del entorno de Tecniberia se encuentran actualmente presentes en más de 130 países.
- ✓ 47 de ellas mantienen 338 establecimientos permanentes en 84 países.
- ✓ El peso de la facturación internacional con respecto a la facturación total supera ya el 70%. (2.500 Millones €)

4- Aspectos significativos de este proceso.

El mercado internacional plantea riesgos muy elevados, y las características (tamaño, solvencia, apalancamiento, etc) de las empresas españolas lo hace aún más complicado.

Como se puede apreciar en los cuadros siguientes, nueve empresas españolas de Ingeniería está reconocida en el ranking de las 225 empresas más importantes del mundo, según la revista Engineering News Record, ocupando la primera de ellas el puesto número 15. Es de destacar sin embargo cómo la dimensión de las empresas de Ingeniería españolas resulta significativamente más reducida que las grandes Ingenierías internacionales

RANK		FIRM	FIRM TYPE	2014 INT'L REVENUE										
2015	2014			IN \$ MIL.	% OF TOTAL REV.	GENERAL BUILDING	MANUFACTURING	POWER	WATER SUPPLY	SEWER / WASTE	INDUS. / PETROLEUM	TRANSPORTATION	HAZARDOUS WASTE	TELECOM
1	4	AECOM, Los Angeles, Calif., U.S.A.	EA	4,991.7	48	22	2	11	8	3	14	32	7	0
2	1	WORLEYPARSONS, North Sydney, NSW, Australia†	EC	3,945.2	83	1	0	8	1	1	84	2	0	0
3	6	ARCADIS NV, Amsterdam, The Netherlands†	E	3,561.0	89	34	6	2	10	2	5	11	31	0
4	5	FUGRO NV, Leidschendam, The Netherlands†	GE	3,002.0	88	9	0	3	2	0	78	3	0	2
5	2	JACOBS, Pasadena, Calif., U.S.A.	EAC	2,915.3	49	9	2	6	3	2	55	17	3	1
6	14	WSP PARSONS BRINCKERHOFF, Montreal, Quebec, Canada†	E	2,908.1	81	30	0	13	1	1	3	46	1	0
7	3	FLUOR CORP., Irving, Texas, U.S.A.†	EC	2,674.0	67	0	1	1	0	0	97	0	1	0
8	8	DAR AL-HANDASAH CONSULTANTS (SHAIR AND PARTNERS), Cairo, Egypt†	EA	2,373.0	100	51	0	3	3	4	5	32	0	1
9	7	AMEC PLC, Knutsford, Cheshire, U.K.†	EC	1,950.6	47	5	0	15	1	1	49	5	2	0
10	11	CH2M HILL, Englewood, Colo., U.S.A.†	EAC	1,517.2	43	8	5	1	13	10	18	37	8	0
11	12	TECHNIP, Paris, France†	EC	1,431.9	99	0	0	0	0	0	100	0	0	0
12	10	SNC-LAVALIN INT'L INC., Montreal, Quebec, Canada†	EC	1,429.5	49	9	0	14	1	0	41	13	0	0
13	9	BECHTEL, San Francisco, Calif., U.S.A.†	EC	1,428.0	65	2	0	4	0	0	87	7	0	0
14	13	MOTT MACDONALD GROUP LTD., Croydon, Surrey, U.K.†	E	1,427.3	69	11	0	9	8	7	20	36	1	0
15	17	TECNICAS REUNIDAS, Madrid, Spain†	EC	1,316.1	96	0	0	3	2	0	95	0	0	0

<i>Empresa</i>	<i>Facturac. Intern. (M€)</i>	<i>%</i>	<i>Ranking</i>
TÉCNICAS REUNIDAS	1.178,20	96%	15
TYPSA	203,14	85%	60
IDOM	167,40	75%	66
AYESA	120,30	67%	82
SENER	105,89	86%	88
INECO	67,76	31%	106
ACCIONA INFR.	54,60	68%	114
EMPRESAR. AGRUP.	50,69	52%	118
GETINSA-PAYMA	21,70	62%	168

El proceso de Internacionalización de las empresas de Ingeniería, para que resulte sólido y estable, requiere al menos de:

- ✓ Una cuidadosa planificación.
- ✓ Disponibilidad de recursos económicos, y
- ✓ Recursos humanos especializados.

Según estudios propios, alcanzar la etapa de exportación regular ha venido exigiendo invertir como media una serie de recursos estimados en:

- ✓ Tres años de dedicación.
- ✓ Entre 300.000€ y 500.000€ de inversión.

Pero es un hecho que la crisis económica está obligando a muchas empresas a abordar la entrada a los mercados de forma coyuntural y sin suficiente preparación previa, lo que provoca ineludiblemente un incremento muchas veces inasumible de los riesgos. Para resolver esta cuestión resultan necesarios apoyos económicos, ayudas a la formación y apoyos comerciales por parte de las Administraciones públicas.

A pesar de que la internacionalización marca el camino a seguir, el trabajo de nuestras empresas y profesionales en el exterior se resiente. En Latinoamérica por ejemplo, lugar de amplia penetración de nuestras empresas, no solo crece la competencia, lo que lógicamente asumimos, sino también todo tipo de problemas, como la complejidad de los procesos de contratación pública y privada, el tamaño de las empresas y las dificultades de financiación y para obtener garantías, lo que limita la presencia y las capacidades de nuestras empresas en el exterior.

Es cada vez más necesario disponer de presencia local, puesto que las barreras de entrada en los diferentes países son cada vez más fuertes. Existen graves riesgos asociados a:

- ✓ Situaciones de inseguridad jurídica y/o falta de transparencia en determinados países administrativa y/o contractual.
- ✓ Desprotección en caso de reclamaciones o “disputas”.

Cada vez es menos “hacer en el exterior lo que hemos hecho muchas veces ya en España”, y resulta necesario desarrollar cotas elevadas de creatividad, de orientación hacia la innovación y el desarrollo tecnológico, y disposición positiva hacia la transferencia de tecnología. Y desde luego, las características

intrínsecas del mercado nacional (modelos de retribución económica insuficientes, bajas desproporcionadas, adjudicaciones por criterios mayoritariamente económicos ...) generan una cultura empresarial desenfocada de las prioridades de las Agencias adjudicadoras

No podemos conformarnos con ser “los más baratos de los buenos”, y resulta necesario afianzar talentos y motivar a los profesionales. Es fundamental evitar la pérdida del potencial humano

Un serio inconveniente para la internacionalización del sector durante los últimos años ha sido la dificultades que han encontrado las empresas para penetrar en algunos mercados debido a la falta de homologación de los títulos universitarios españoles en algunos países, problema que hoy está ya afortunadamente resuelto gracias a la iniciativa y a la presión ejercidas desde las Asociaciones empresariales y los Colegios profesionales.

También, el hecho de que gran cantidad de países establezcan fuertes barreras de entrada a las Ingenierías y las empresas constructoras, recomienda trabajar estableciendo acuerdos estratégicos previos con las empresas locales.

Alguno de estos problemas podrían resolverse mediante la constitución de consorcios verticales integrados por ingenierías, constructoras y entidades financieras, lo que además permitiría dar respuesta a los requisitos de los concursos de muchos países, especialmente los emergentes, que demandan proyectos completos llave en mano con financiación incluida.

En definitiva, ese continúa siendo el objetivo y el empeño de TECNIBERIA cincuenta años después de su fundación: mantener su vocación de internacionalización, y sentar las bases de un nuevo modelo que responda a las exigencias del sector en el medio y largo plazo.

5- Recomendaciones, y actuaciones frente a las Administraciones Públicas.

La elección de la forma de entrada a los nuevos mercados es una de las decisiones de mayor trascendencia en la estrategia de expansión internacional de una empresa de Ingeniería:

- ✓ Tiene efectos directos sobre los resultados globales, ya que los recursos empleados, los riesgos asumidos, el canal de comercialización y el control de las operaciones serán distintos para cada tipo de operación y país.
- ✓ Las alternativas son muy diversas variando desde la simple alianza de tipo “joint venture” con empresas locales (el grado de compromiso es menor), a la compra de empresas locales o el desarrollo interno con un establecimiento propio (opción recomendable tras adquirir cierta madurez en dicho mercados).
- ✓ La principal diferencia entre la implantación y otras formas de entrada es que la empresa trasfiere parte de sus recursos al exterior, y por lo tanto asume mayor grado de compromiso y de riesgo en su estrategia internacional.

El activo fundamental es disponer de un producto diferenciado, y siempre, hay que destacar la capacidad de gestión por delante de la ingeniería de detalle, puesto que no debemos olvidar que otros lo pueden hacer igual de bien, pero más barato.

Una vez tomada la decisión de internacionalizarse, es recomendable:

- ✓ Evaluar las capacidades de la empresa y su portafolio de servicios.
- ✓ Realizar un análisis profundo del mercado y determinar los países objetivo.

- ✓ Preparar técnicamente todos los aspectos, y definir un Plan de Internacionalización.
- ✓ Iniciar el contacto con potenciales socios y clientes.

Y para ello resulta conveniente considerar una serie de principios básicos, que pueden tener capital importancia para el éxito de la iniciativa de internacionalización:

- ✓ El proceso es largo, y precisa de solvencia financiera y capacidad de aguante.
- ✓ Dificultad de reconocer y adaptarse a las peculiaridades específicas en los ámbitos administrativo, legal, fiscal y financiero.
- ✓ Los procesos de maduración son lentos.
- ✓ Idioma.
- ✓ La problemática de recursos humanos del personal expatriado resulta compleja.
- ✓ Nuestro nicho habitual de mercado es el de una ingeniería muy cualificada, que debe competir en distinto mercado que la ingeniería local.
- ✓ Una de las claves de éxito consiste en dar una orientación comercial a la ingeniería, y desarrollar procesos internos de I+D+i que permita desarrollar un know how que facilite la diferenciación técnica y tecnológica de la empresa.

Por los motivos anteriores, y con el fin de establecer una colaboración entre las Administraciones Públicas y las empresas de ingeniería que permita la supervivencia del sector y que favorezca el entorno económico del país, desde TECNIBERIA se han elaborado una serie de propuestas para los partidos políticos, que se han presentado también a los portavoces de la Comisión de Fomento del Congreso de los Diputados, y constituyen un Plan de Impulso a la Ingeniería que en lo que concierne a la internacionalización de las empresas de Ingeniería se concreta en las siguientes medidas:

- Reconocer la importancia del sector de la Ingeniería, si el país aspira a mantener/alcanzar un liderazgo internacional.
- Plantear la internacionalización de la ingeniería como una “cuestión de Estado”, promoviendo y apoyando la presencia de la Ingeniería española en el mercado internacional mediante:
 - ✓ Apoyo financiero para la realización de ofertas internacionales y la implantación internacional de las empresas de Ingeniería.

Facilitando la búsqueda de nuevas formas de financiación que potencien la internacionalización de las empresas, como la participación en consorcios verticales, colaboración público-privada y la obtención de avales internacionales
 - ✓ Difusión Internacional de la imagen tecnológica de España.
 - ✓ Impulsar el desarrollo de la “Diplomacia Comercial”. TECNIBERIA y las ingenierías, en especial las pequeñas y medianas empresas, debe acompañar a las misiones comerciales del Estado por el mundo, en igualdad de condiciones que otras asociaciones empresariales.
 - ✓ Programas de Formación específica.
- Y acordar con el Gobierno un replanteamiento de la actividad de las empresas públicas de Ingeniería, para que en el mercado interior se ajusten a su función de medio propio de la

Administración y se deje de abusar de la figura de la Encomienda de Gestión, garantizando un marco de competencia equilibrado entre las empresas públicas y el sector privado.

En el mercado exterior, que sean empresas tractoras que ayuden a las empresas privadas de ingeniería a expandirse internacionalmente y no, como ocurre con frecuencia, en competidor desigual de ellas

Debemos aprovechar todas las oportunidades para fortalecer el reconocimiento de la solidez técnica de nuestras empresas, trasladar un mensaje de confianza en el futuro que refuerce los valores y promueva la cohesión interna del sector, y promover el reconocimiento social hacia las actividades de un sector, intensivo en conocimiento, que constituye el primer eslabón en una cadena de valor que abre el camino de la presencia del empresariado español en el ciclo de vida de las grandes infraestructuras civiles, industriales y energéticas a nivel mundial.

**ANÁLISIS EN EL CAJÓN FERROVIARIO DEL
CEDEX DE LOS TRAMOS CON BALASTO DE LA
LÍNEA MECA- MEDINA CONTAMINADOS CON
ARENA DEL DESIERTO**

VICENTE CUÉLLAR MIRASOL
Dr. Ingeniero de Caminos
Laboratorio de Geotecnia (CEDEX)

JOSÉ ESTAIRE GEPP
Dr. Ingeniero de Caminos
Laboratorio de Geotecnia (CEDEX) Jefe de Área de Infraestructuras
Tecnológicas

Madrid 25-03 2016

1.- INTRODUCCIÓN

La línea de alta velocidad Meca-Medina de 450 km de longitud total discurre en sus primeros 220 km por una franja costera de menos de 30 km de anchura, con formaciones sedimentarias cuaternarias arenosas de tipo desértico (ver Figura 1).

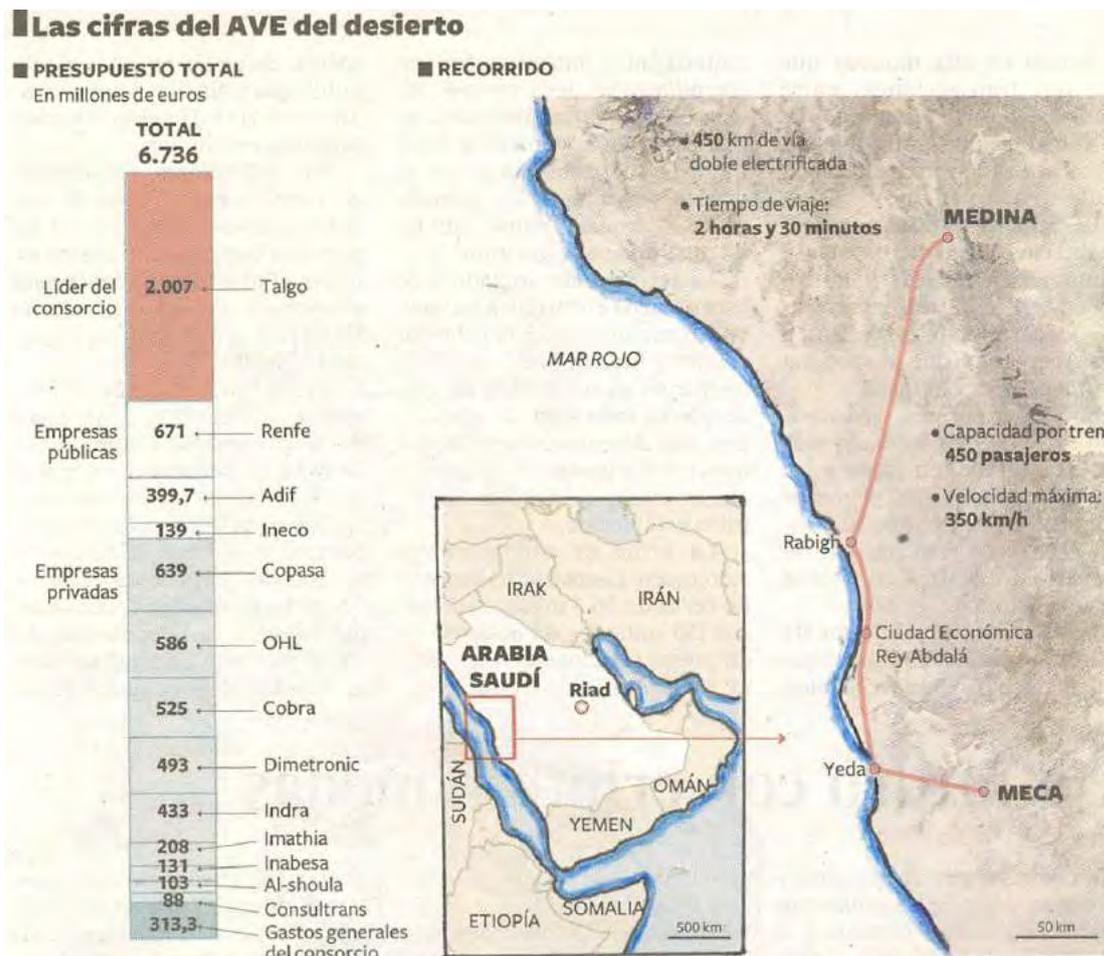


Figura 1.-Trazado y consorcio de empresas que construyen la LAV

Dicha franja está limitada al Oeste por el Mar Rojo que ocupa la fosa tectónica que separa la Península Arábiga de África y al Este por una inmensa meseta suavemente inclinada hacia el ENE constituida por un viejo zócalo de rocas cristalinas (granitos, sienitas y dioritas) recubierto por rocas sedimentarias areniscosas y calcáreas. En el límite de la meseta con la franja costera se ubica, en el extremo sur de la línea, la ciudad de Meca (km 0). A partir del km 220 (Ciudad Económica del Rey Abdalá) la línea se encaja en el lado este de la meseta y sigue paralela a la costa hasta alcanzar la ciudad de Rabigh, que se encuentra unida a las ciudades de Yeda y Meca por una carretera costera y una autovía cuyos trazados van paralelos a la LAV. Desde Rabigh hasta Medina, la línea se interna de forma progresiva en la meseta apareciendo en este tramo

[Escriba aquí]

rocas eruptivas extrusivas (basaltos, traquitas, andesitas, porfiritas, etc) indicativas de que en el pasado hubo una actividad volcánica continua en el entorno de Medina.

La LAV está constituida por una vía doble electrificada de ancho internacional que en las zonas más rocosas va sobre placa y en la franja costera con balasto. En la Figura 2 se ha representado la sección transversal de uno de los tramos rectos con balasto y en la Figura 3 se detallan las componentes de la estructura de una de las vías.

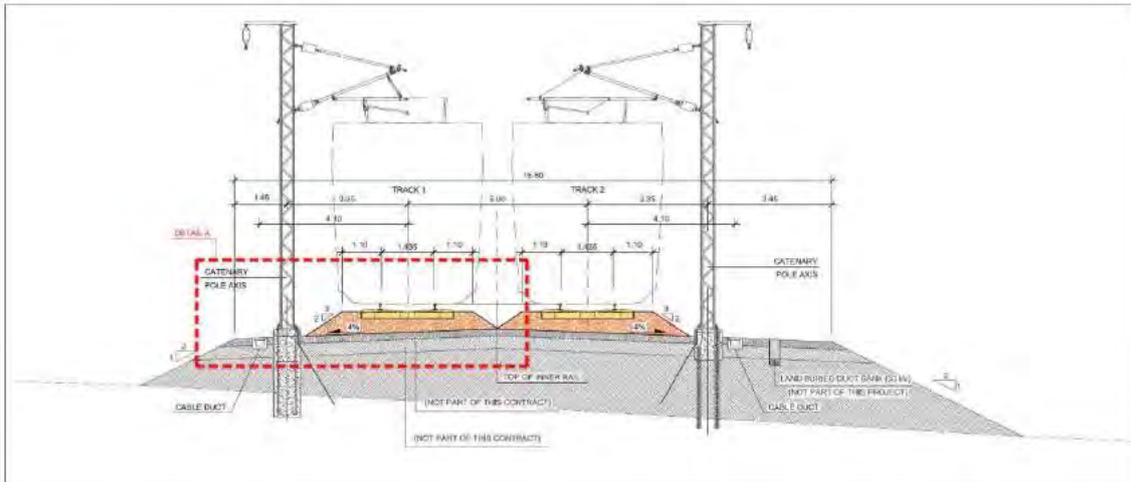


Figura 2.-Sección transversal de un tramo con balasto de la LAV Meca-Medina

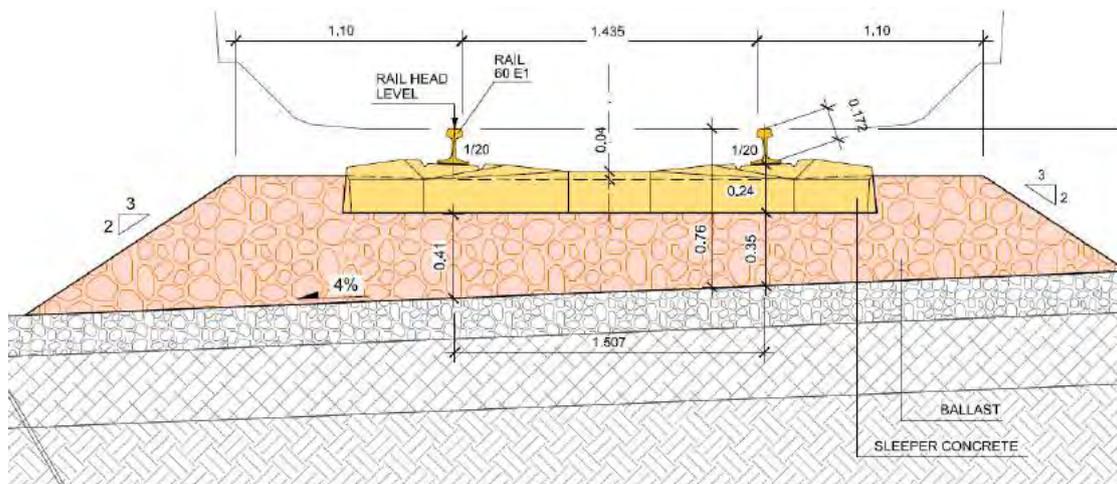


Figura 3.- Componentes de una de las vías con balasto en un tramo recto

Los carriles son del tipo E1-60 con una masa de 60 kg/m y una rigidez a flexión EI de $6.4155 \text{ Mn} \cdot \text{m}^2$. Cada carril ocupa una anchura de 150 mm en la base y de 74,3 mm en la cabeza; su altura es de 172 mm. Las traviesas son mono-bloques de hormigón pretensado del tipo A1-04 EA UIC60. Pesan 3,3746 kN y tienen: una longitud de 2,60 m; una anchura de 220 mm en el centro y de 300 mm en los extremos; y una altura variable con 210 mm en el centro 230 mm en los extremos y 240 mm bajo los carriles.

El sistema de sujeción carril-traviesa (tipo Vossloh) incorpora una placa de asiento tipo Zw 700 b / 148-60 de 7 mm de espesor con una rigidez estática vertical " k_{pi} " en el entorno

[Escriba aquí]

de los 60 kN/mm; pesa 0,175 kN y tiene unas dimensiones en planta de 150 mm x 160 mm.

El balasto, con un espesor de 0,35 m bajo el carril interior y 0,45 m bajo el carril exterior está constituido por partículas de rocas eruptivas machacadas con un tamaño máximo de 100 mm. Tiene un tamaño medio de 40 mm y un coeficiente de uniformidad D_{60} / D_{10} de 1,5. Se apoya sobre una capa de subbalasto granular de 0,20 m de espesor con una pendiente del 4% hacia el exterior de la vía.

La capa de forma está formada por una grava arenosa. Tiene un espesor de 0,60 m y la misma pendiente que el subbalasto.

Según la información facilitada por INECO todo ese conjunto de capas se apoya en un terreno arenoso que tiene la suficiente rigidez como para proporcionar una rigidez a la vía de 60 kN/mm.

En la Figura 4 se ha esquematizado la distribución de ejes y bogies del tren TALGO que operará en la línea una vez construida ésta. Tiene 2 locomotoras y 13 vagones con un total de 4 bogies, 22 ejes y una longitud de 201,13 m.



Figura 4.- Distribución de ejes y bogies en el tren TALGO 112 que operará la LAV

En lo que se refiere a la distribución de cargas, se ha supuesto la misma carga (17 t/eje) en todos los ensayos realizados en el Cajón Ferroviario del CEDEX.

Para cubrir el trayecto Meca-Medina en 1 h $\frac{1}{2}$ dicho tren debe circular a 300 km/h y estando previsto que en algunos tramos circule a mayor velocidad se ha adoptado la velocidad de 320 km/h en los ensayos. Puede comprobarse que para la distancia entre rodales que se observa en la Figura 4 (13,140 m) cabe esperar que el paso de una de esas unidades por una sección de la vía genere frecuencias principalmente en el entorno de 6,5 Hz y de sus armónicos: 13 Hz, 19,5 Hz, 26 Hz, 32,5 Hz, 39 Hz y 45,5 Hz, cuando tanto las vías como las ruedas del tren estén en perfectas condiciones de rodadura.

Para estudiar el comportamiento de la LAV bajo el efecto de más altas frecuencias que, salvo la de 140 Hz asociada al paso, de un eje de ese mismo tipo de tren, a 300 km/h, por diferentes traviesas consecutivas, normalmente se deben a la interacción dinámica tren-vía cuando existen imperfecciones en el material rodante o en la propia vía, es necesario tener en cuenta la velocidad con que se deteriorarán ambas partes del problema: ruedas y vías, cuando se vean afectadas por la arena y polvo del desierto. En este sentido, además de la información que pueden facilitar los ensayos de desgaste que se realicen en laboratorio haciendo rodar muestras representativas de rueda sobre

[Escriba aquí]

muestras representativas de carril en ambientes con polvo y arena fina en suspensión, es importante la información que puedan aportar las empresas del consorcio español que están construyendo la línea (ver Figura 1). Particularmente valiosa puede ser la experiencia que aporte ADIF en relación con el mantenimiento de la LAV Madrid-Barcelona que, con una rigidez de vía doble que la LAV Meca-Medina, lleva ya más de 10 años en funcionamiento con trenes circulando a 300 km/h.

La explotación de la LAV comenzará en el año 2017 utilizándose para ello 35 unidades, ampliables a 55, similares a la descrita en la Figura 4, y 2 trenes de limpieza y mantenimiento. El tráfico diario previsto para ese año es de 244.000 pasajeros, 10 veces el máximo registrado en la LAV Madrid-Barcelona (23.000). Para el año 2029 hay previstos 324.000 pasajeros y 533.000 para el año 2044.

El estudio del comportamiento mecánico de la LAV Meca-Medina realizado en el CEDEX ha contemplado distintos estados límites de servicio y de rotura de las vías. Ello ha exigido la construcción en el Cajón Ferroviario del CEDEX (CFC) de un modelo físico a escala 1:1 de una de las vías de la LAV.

Tras esta Introducción, se presenta en primer lugar dicho modelo para pasar a comentar los estados límites de servicio de la LAV motivados por el arrastre de arena por el viento y el estado límite de rotura que puede suponer el hecho de que pueden circular trenes a más de 300 km/h. Seguidamente se analizan los estados límites ligados a: a) distintos grados de contaminación del balasto con arena y polvo del desierto; b) la posibilidad de batear el balasto de las vías cuando el balasto está totalmente contaminado; c) al efecto que puede tener la saturación con agua de lluvia del balasto contaminado previamente con arena; y d) las tormentas de arena del desierto.

Finalmente, se exponen los resultados obtenidos en los ensayos de rotura realizados en el CFC al tirar horizontalmente de una traviesa del modelo con el balasto contaminado a diferentes niveles, y se termina comentando las conclusiones del estudio contenidas en el Informe [1] y Nota Técnica [2] emitidos por el CEDEX para INECO en el año 2015.

2.- MODELO DE VÍA CONSTRUIDO EN EL CAJÓN FERROVIARIO DEL CEDEX

Los estudios realizados en el CEDEX han exigido la construcción de un modelo a escala 1:1 en el CFC que reprodujera lo más fielmente posible las características de una de las vías de la LAV. El modelo tiene 7 m de longitud, 5 m de anchura y 4 m de profundidad y de las tres zonas de ensayo del CFC ha ocupado la más alejada de la sala de control, la que aparece en el primer plano de la fotografía presentada en la Figura 5.

En la Figura 6 se ha representado la sección central del modelo, que como puede observarse reproduce aceptablemente bien la de una vía de la LAV proporcionada en la Figura 3.

Para su construcción hubo que demoler la capa con subbalasto bituminoso de 8 mm de un modelo anterior ensayado en el CFC. De dicho modelo se aprovechó la capa de forma y terraplén, que habiendo sido compactados con materiales arenosos, según los protocolos de ADIF del año 2011, se suponía que debían tener propiedades similares a

[Escriba aquí]

las que cabía esperar en las capas inferiores de la plataforma y terreno de apoyo de la LAV Meca-Medina.



Figura 5.- Zona del CFC donde se ha ensayado el modelo a escala 1:1 de una vía de la LAV Meca-MEDINA

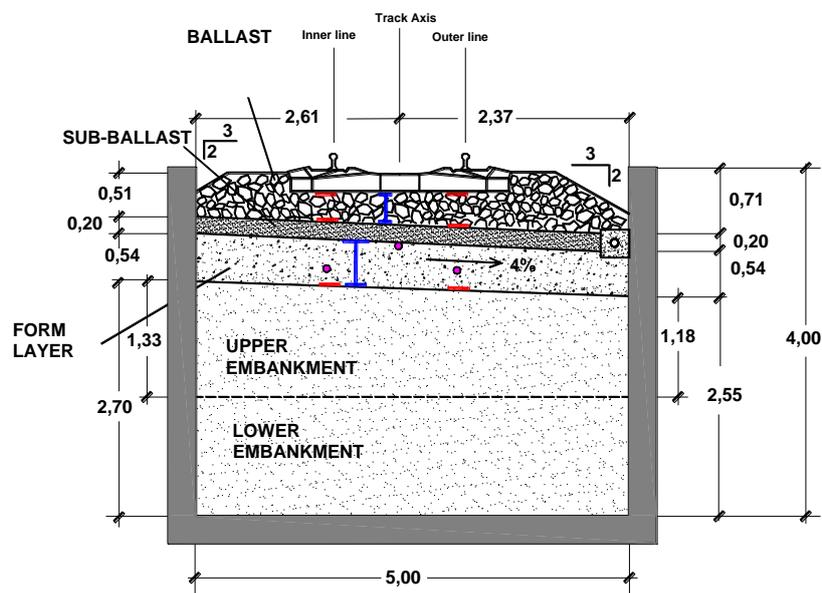


Figura 6.- Sección transversal del modelo a escala 1:1 de una de las vías de la LAV Meca-Medina (dimensiones en metros)

En la Figura 7 se ha representado la curva granulométrica del balasto utilizado en el modelo de vía construido en el CFC. Puede observarse en dicha figura que el material utilizado como balasto en el CFC tiene las mismas características granulométricas que el de la LAV Meca-Medina. La roca matriz es una andesita con 150-200 MPa de

[Escriba aquí]

resistencia a la compresión simple y el balasto obtenido de ella tiene un coeficiente de Los Ángeles del 13%.

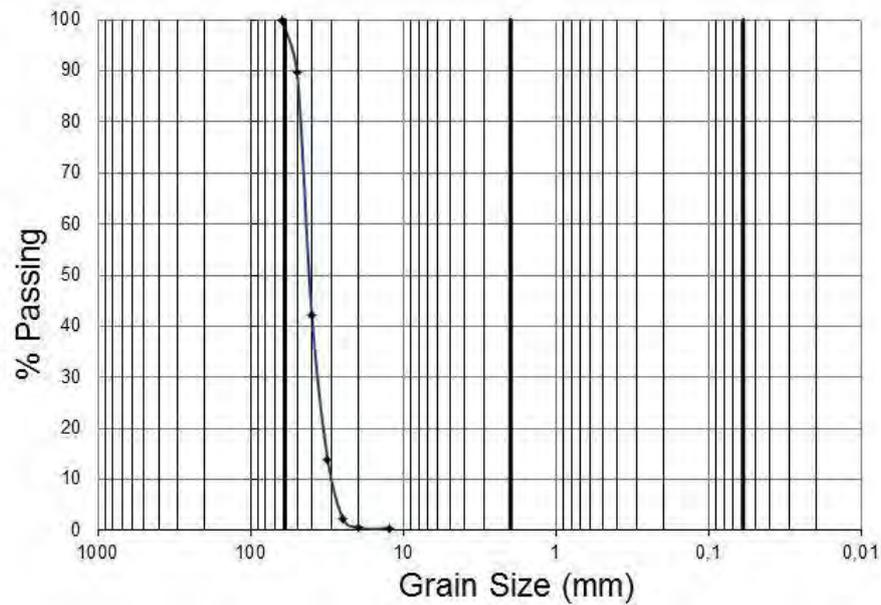


Figura 7.- Curva granulométrica del balasto utilizado en el modelo de vía del CFC

En la Figura 8 se ha representado la curva granulométrica del material térreo empleado como subbalasto en el CFC. Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos se trata de una grava arenosa tipo GW. Una vez compactada dicha capa en el CFC, se obtuvieron densidades secas comprendidas entre 20,0 y 21,5 kN/m³ y humedades en el entorno del 6,5%. En esas condiciones se estimó una velocidad de propagación de las ondas tangenciales “ v_s ” de 250 m/s.

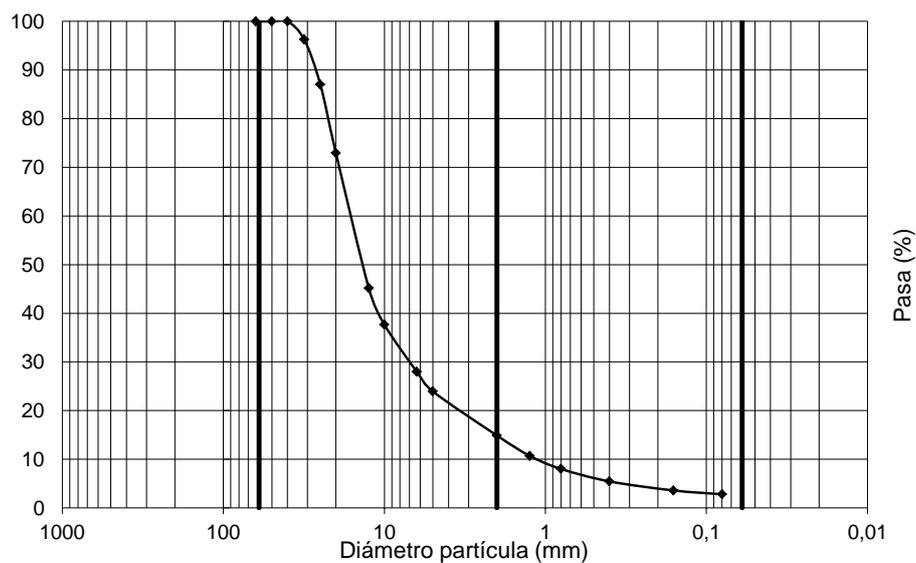


Figura 8.- Curva granulométrica del material térreo utilizado como subbalasto en el modelo a escala 1:1 de una de las vías de la LAV Meca-Medina

[Escriba aquí]

La curva granulométrica de la capa de forma bajo el subbalasto se presenta en la Figura 9 que, como puede observarse, corresponde también a un material tipo GW. Los ensayos de densidad obtenidos mediante el método de los isótopos radioactivos proporcionaron pesos específicos secos comprendidos entre 21,5 y 22,0 kN/m³.

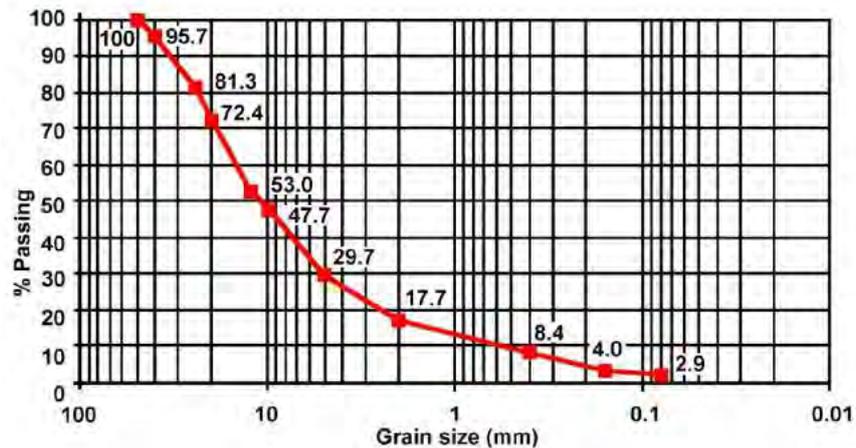


Figura 9.- Curva granulométrica del material utilizado en la capa de forma

En la Figura 10 se ha representado la curva de dispersión obtenida mediante la técnica AEOS en la superficie de la capa de forma una vez demolido el subbalasto bituminoso del anterior modelo físico de vía ensayado en el CFC.

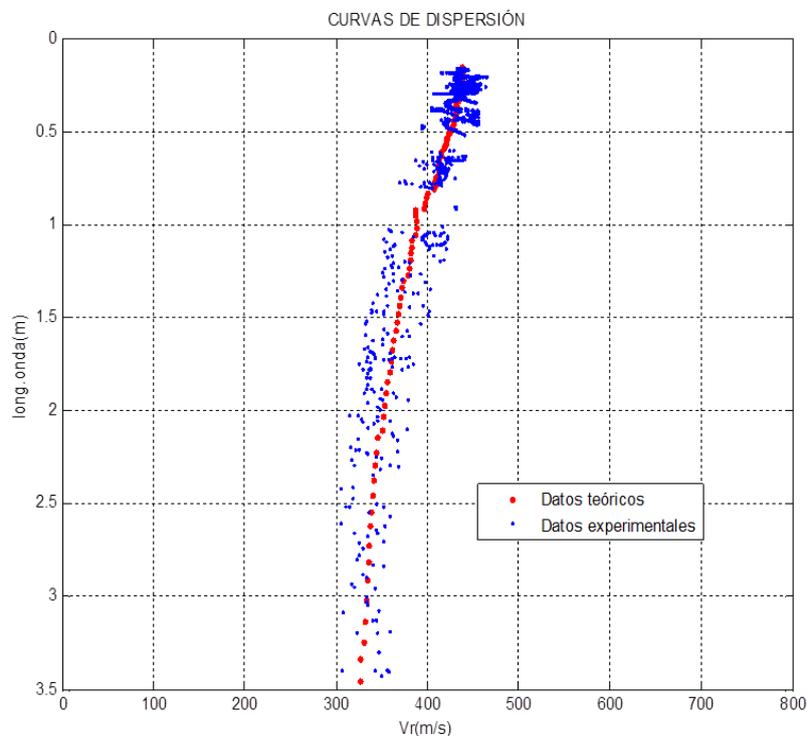


Figura 10.- Curva de dispersión obtenida en la superficie de la capa de forma

En la Figura 11 se indica el perfil de velocidades “ v_s ” que corresponde a la curva teórica representada en la Figura 10. Puede observarse en dicho perfil que los primeros 0,25 m

[Escriba aquí]

de la capa tienen una $v_s = 450$ m/s y el resto hasta completar la capa, 400 m/s. Para las capas que constituyen el terraplén por debajo de la capa de forma se obtuvo, de acuerdo con dicho perfil, una $v_s = 300$ m/s.

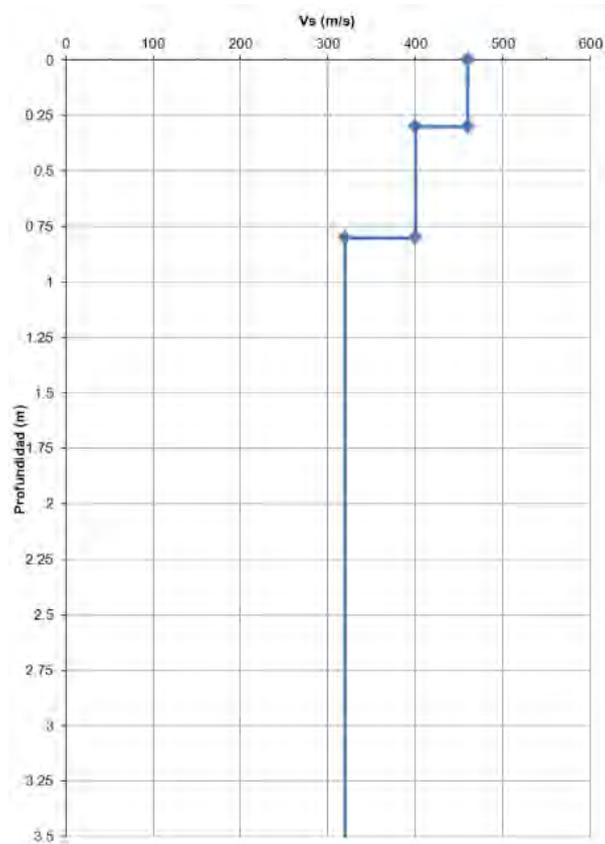


Figura 11.- Perfil de velocidades de propagación v_s obtenido mediante la técnica AEOS en la superficie de la capa de forma

En la Figura 12 se indican las tres secciones A, B y C de la zona ensayada en el CFC donde se han ubicado los cilindros hidráulicos que han permitido la realización de los ensayos estáticos y quasi-estáticos que simulan el paso de los trenes (ver [3]).

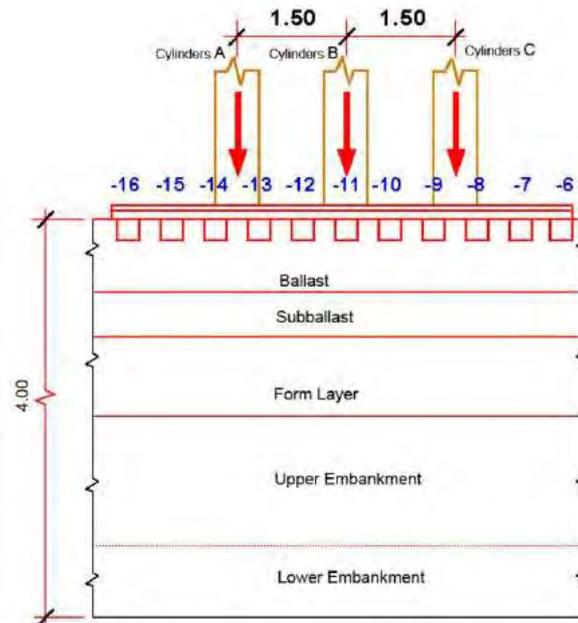


Figura 12.- Secciones del modelo dotadas con cilindros servo-hidráulicos

Junto a los sensores de fuerza y desplazamiento del sistema de cargas del CFC que simula el paso de los trenes por una sección transversal de la vía real, el resto de sensores con los que se ha instrumentado el modelo de vía ha estado destinado a medir los desplazamientos absolutos y relativos de los distintos componentes de la vía en los ensayos estáticos y las amplitudes de los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de dichos componentes en los ensayos quasi-estáticos.

En total se han utilizado 60 sensores en la parte superior de la superestructura de la vía (ver Figura 13) y 42 sensores en la parte inferior de dicha superestructura (balasto) e infraestructura. En la Figura 14 se ha ilustrado el tipo de instrumentación interna utilizado en cada una de las tres secciones A, B y C del modelo indicadas en la Figura 12.

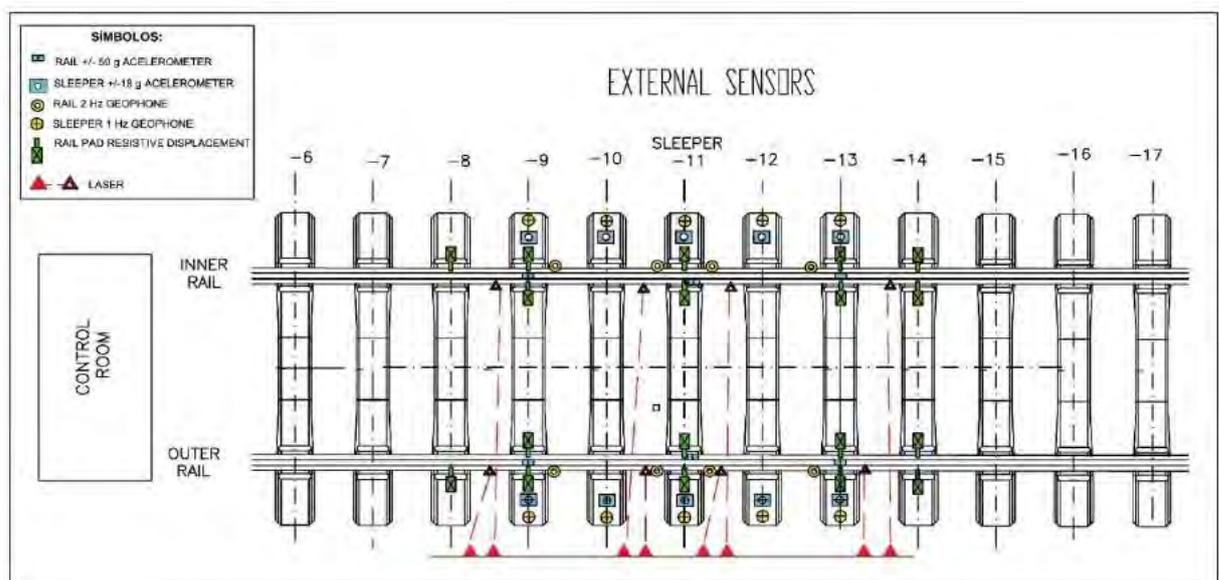


Figura 13.- Sensores externos en la parte superior de la superestructura

[Escriba aquí]

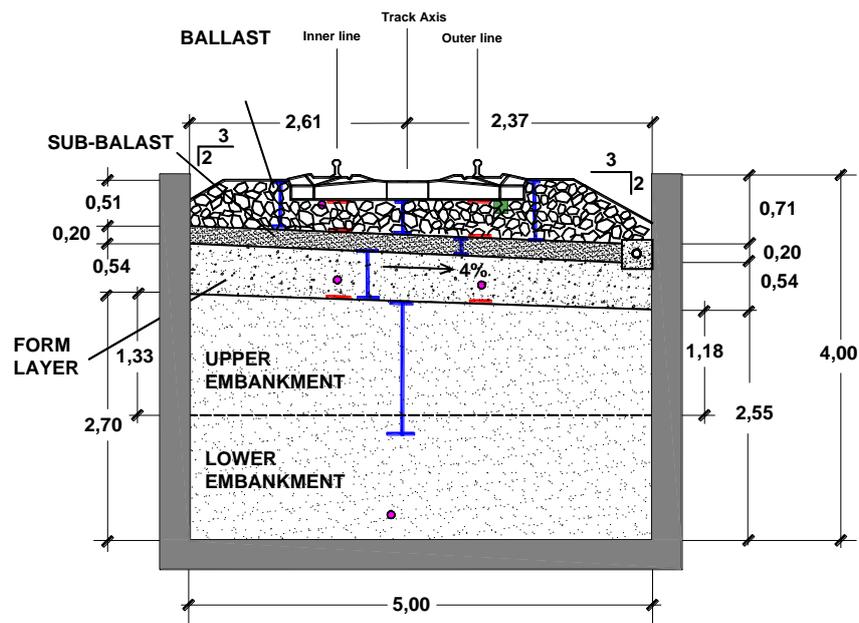


Figura 14.- Sensores internos en la sección central del modelo (dim. en metros)

Finalmente, se ha considerado importante comentar en este capítulo que los ensayos estáticos realizados en las tres secciones A, B y C del modelo reflejadas en la Figura 12, una vez puesto en obra, bateado y estabilizado el balasto, arrojaron un valor medio de 65 kN/mm ligeramente superior al del proyecto de la LAV (60 kN/mm).

3.- ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO POR ARRASTRE DE LA ARENA

A continuación se analizan en primer lugar los Estados Límites de Servicio de la LAV que pueden producirse como consecuencia del arrastre de la arena del desierto por el viento.

En el estudio general desarrollado por BMT Fluid Mechanics para Al Rajhi Alliance (Contratista de los trabajos en la 1ª fase de construcción de la LAV) sobre los efectos del viento en las zonas arenosas de la franja costera (ver Figura 1) se indica la existencia de 21 km con riesgo de invasión de la plataforma por avance de dunas y 197 km en los que se puede contaminar la superestructura de la vía y el material móvil con arena y polvo. En las Tablas 1 y 2 se reproducen los cuadros de dicho estudio que identifican los tramos de la línea afectados por estos problemas.

Tabla 1.- Secciones generales con problemas de arena y polvo

TRAMOS	LONGITUD (km)
Km 006 a km 072	66
Km 080 a km 211	131
TOTAL	197

Tabla 2.- Tramos específicos con riesgo de invasión por dunas

[Escriba aquí]

TRAMOS	MORFOLOGÍA	TENDENCIA	LONGITUD (km)
Km 34,6 a 36	Lineal (L)	W-E	1,4
Km 123,6 a 124,2	Lineal (L)	NW-SE	0,6
Km 133,6 a 134,4	Lineal (L)	NW-SE	0,8
Km 143,6 a 151,4	Lineal (L)	NW-SE	7,8
Km 151,4 a 153,2	Lineal (L) y Barchan (B)	NW-SE	1,8
Km 154,1 a 158,5	Lineal (L)	NW-SE	4,4
Km 204,0 a 205,2	Barchan (B)	WNW-ESE	1,2
Km 205,5 a 206,5	Lineal (L) Barchan (B) y Stu (S)	WNW-ESE	1,0
Km 297,2 a 207,9	Lineal (L) y Barchan (B)	WNW-ESE	0,7
Km 207,9 a 208,2	Barchan (B)	WNW-ESE	0,3
Km 209,5 a 210,5	Lineal (L)	WNW-ESE	1,0
TOTAL			21,0

A la hora de analizar la repercusión que ambos problemas pueden tener en la explotación y mantenimiento de la plataforma ferroviaria en la LAV es importante tener en cuenta que, tal y como señala D. Luis Fort Téllez en su informe CEDEX [4], “ambos fenómenos están acotados y son conocidos porque se localizan en una franja costera arenosa, limitada por macizos rocosos en el interior, y en la que ya existen otras infraestructuras de transporte, como son la carretera que une La Meca con Jiddah y la costera que une esta ciudad con Rabigh, pasando por el importante aeropuerto internacional Rey Abdullah próximo a la ciudad de Jiddah, que aunque pueden ser menos exigentes en la intensidad de su conservación, ya ofrecen la experiencia e información básica de partida para un adecuado proyecto de las obras de defensa de la nueva línea y el mantenimiento de la misma”.

En consonancia con el contenido del párrafo anterior Luis Fort propone, para evitar la invasión de la vía en zonas de dunas a lo largo de los 210 km iniciales, la creación de ocho parques lineales (totalizando un desarrollo de 21 km y 120 Has de zonas verdes) sobre contra-dunas artificiales susceptibles de ser utilizadas bioeconómicamente aprovechando para ello las aguas residuales de las EDAR existentes en Jiddah y Meca. Partiendo de una palizada inicial a sotavento protegida con escollera y fajines a sotavento, se irían construyendo y estabilizando por fases las contra-dunas aprovechando los aportes de arena durante los dos primeros años para proceder en el tercer año a su terminación con materiales de préstamo y bulldozers.

En el resto de la línea (176 km), con arrastres de arena de menor cuantía, bastaría con ejecutar una zanja lateral a sotavento de la plataforma y próxima a ella que, dotada de la correspondiente vía de acceso, debería limpiarse periódicamente aprovechando para ello la experiencia adquirida por la Administración Saudí en el mantenimiento de: la carretera costera entre Jiddah y Rabigh y la autovía Meca-Jiddah.

4.- ESTADO LÍMITE DE ROTURA DE LAS VÍAS

Con el fin de analizar el efecto que la velocidad del tren, por encima de los 300 km/h, puede tener en el comportamiento de las vías, es conveniente revisar los conceptos básicos sobre dinámica de la vía bajo cargas verticales [3].

[Escriba aquí]

En la Figura 15 se ha esquematizado la viga elástica de Euler-Bernouilli que representa una semi-vía apoyada en un medio de Winkler. Los parámetros “u” y “k_{eq}” en dicha figura representan el módulo (kN/m²) y la rigidez de apoyo (kN/m) de la vía [3].

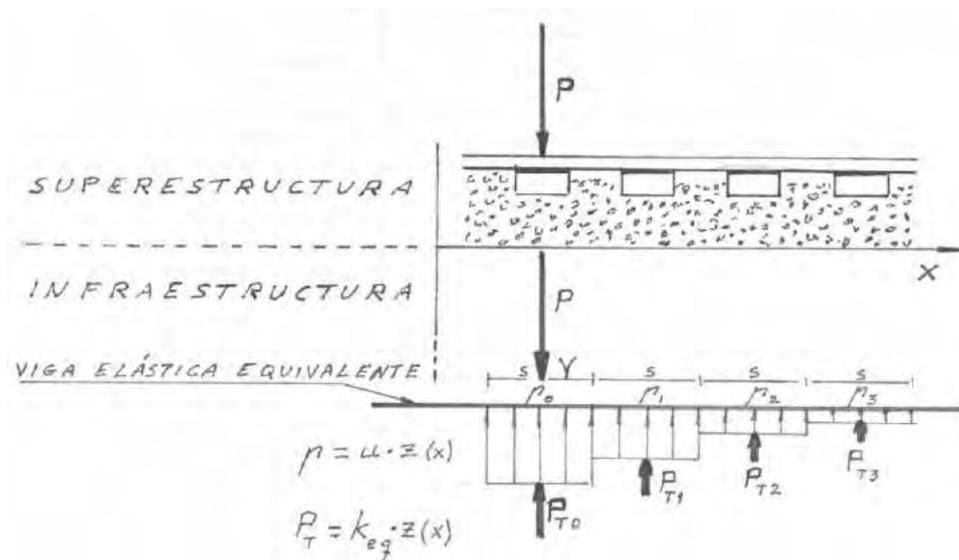


Figura 15.- Problema estático de la viga elástica sobre semiespacio de Winkler

La ecuación diferencial que proporciona el comportamiento mecánico de la viga elástica infinita esquematizada en la Figura 15 es la siguiente:

$$EI \frac{\partial^4 z(x)}{\partial x^4} + u \cdot z(x) = q(x) \quad [3.1]$$

donde:

- $z(x)$ es la deflexión de la vía (movimiento vertical absoluto del carril)
- EI representa la rigidez a flexión de la viga (6,4155 MN · m² en nuestro caso)
- $q(x)$ es la carga unitaria (kN/m) ejercida sobre la vía (ninguna en la Figura 15)
- $p(x)$ en la Figura 15 representa la reacción unitaria (kN/m) distinta bajo cada traviesa, verificándose que $p(x) = u \cdot z(x)$
- $R(x)$ en la Figura 15 representa la reacción bajo cada traviesa (kN), verificándose que $R(x) = k_{eq} \cdot z(x)$

La solución a la ec. [3.1], cuando sobre la viga solamente actúa una carga concentrada P (kN) en el origen del sistema de coordenadas cartesianas X, Y representado en la Figura 15, viene dada por la siguiente ecuación:

$$z(x) = \frac{P}{K} e^{-\frac{|x|}{L}} \left[\cos \frac{|x|}{L} + \text{sen} \frac{|x|}{L} \right] \quad [3.2]$$

siendo:

- K (kN/m) la rigidez de la vía
- L (m) la longitud elástica de la vía

Puede demostrarse [3] que los parámetros L, K y u están ligados por las siguientes ecuaciones:

[Escriba aquí]

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{u}} \quad K = 2Lu \quad u = \sqrt[3]{\frac{K^4}{64EI}} \quad [3.3]$$

En la LAV Meca-Medina donde $K = 60 \text{ kN/mm}$, se tiene $u = 31,6 \text{ MN/m}^2$ y $L = 0,949 \text{ m}$

Por otro lado, en la Figura 16 se ha esquematizado el mismo caso anterior cuando la carga P se desplaza en la dirección positiva del eje X con una velocidad " v ".

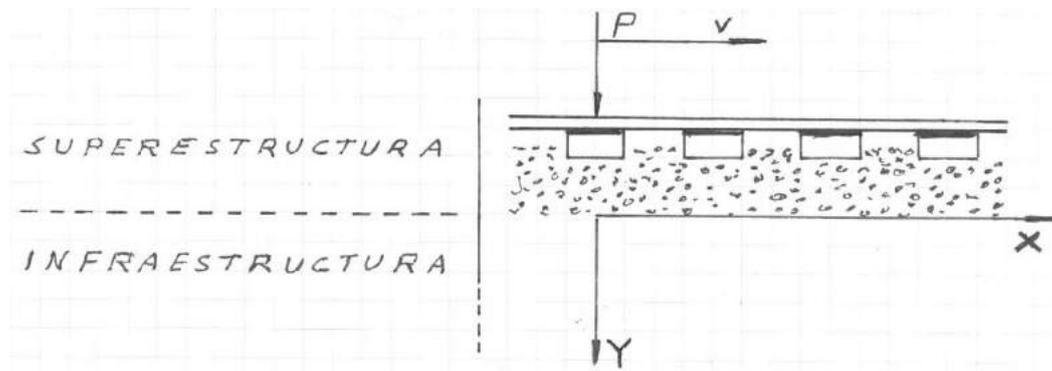


Figura 16.- Problema dinámico de la viga elástica sobre semiespacio de Winkler

La ecuación diferencial que rige el problema dinámico esquematizado en la Figura 16 es similar aunque algo más complicada que la ec. [3.1] ya que ahora interviene además de la variable " x " la variable tiempo " t " en el valor de la deflexión de la vía, $z(x, t)$ [5]:

$$EI \frac{\partial^2 z(x, t)}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 z(x, t)}{\partial x^2} + 2m\omega_N D \frac{\partial z(x, t)}{\partial x} + uz(x, t) = P \delta(x - vt) \quad (3.4)$$

donde:

- m ($\text{kN} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^2$) representa la masa unitaria de la superestructura de la vía. En nuestro caso, $m = m_c + m_{st} + m_b = 0,5474 \text{ kN} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^2$ siendo:
 - carril: $m_c = (60 \text{ kp/m})/g = (588,60 \text{ N/m})/g = (0,59 \text{ kN/m})/g$
 - semi-traviesa: $m_{st} = [(3,374 \text{ kN} / 2) / 0,60 \text{ m}]/g = (2,81 \text{ kN/m})/g$
 - balasto: $m_b = \{ [(2,60 \text{ m} / 3) \times 0,26 \text{ m} \times 0,35 \text{ m} \times 15 \text{ kN/m}^3] / 0,60 \text{ m} \}/g$ que operando resulta $m_b = (1,97 \text{ kN/m})/g$
- ω_N (s^{-1}) es la frecuencia propia de la vía $\omega_N = \sqrt{u/m}$. Sustituyendo en esta última fórmula el valor $u = 31,6 \text{ MN/m}^2$ de la LAV Meca-Medina y el valor de m previamente determinado, se obtiene $\omega_N = 240,26 \text{ rad/s}$, equivalente a $38,2 \text{ Hz}$
- D representa la razón de amortiguamiento
- $\delta(\cdot)$ es la función delta de Dirac
- v (m/s) es la velocidad con la que se desplaza la carga P por el eje de las X

La solución particular a la ec. [3.4] que proporciona el estado estacionario de la vía, independientemente de las condiciones iniciales existentes cuando la carga P empieza a moverse sobre el eje de las X , puede obtenerse utilizando la transformada de Laplace. De esta forma, para el caso en el que $D = 0$, se tiene [5]:

$$z(x - vt) = \frac{1}{ab} e^{-b|x-vt|} [a \cos(a|x-vt|) + b \text{sen}(a|x-vt|)] \quad (3.5)$$

[Escriba aquí]

siendo:

$$a = (1 + \alpha^2)^{1/2}$$

$$b = (1 - \alpha^2)^{1/2}$$

$\alpha = v / v_c$ cociente entre la velocidad v de la carga P y el término v_c (conocido en la literatura técnica como velocidad crítica) dado por la siguiente expresión:

$$v_c = \frac{2}{L} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (3.6)$$

Puede comprobarse que sustituyendo en la ec. [3.6] el valor de la longitud elástica de la vía $L = 0.949$ m previamente determinado para la LAV Meca-Medina y los valores ya conocidos $EI = 6.4155$ MN·m² y $m = 0,5433$ kN·s²/m² se obtiene $v_c = 230$ m/s,

Teniendo en cuenta que para $v = v_c$ el denominador del primer término en el segundo miembro de la ec. [3.5] se hace cero, en la Figura 17 se han representado para distintos valores de D y del cociente v / v_c las soluciones a dicha ecuación comparando las deflexiones obtenidas mediante la ec. [3.4] (caso dinámico) designadas como z_{eq} en la figura con las deflexiones proporcionadas por la ec. [3.1] (caso estático) designadas simplemente z .

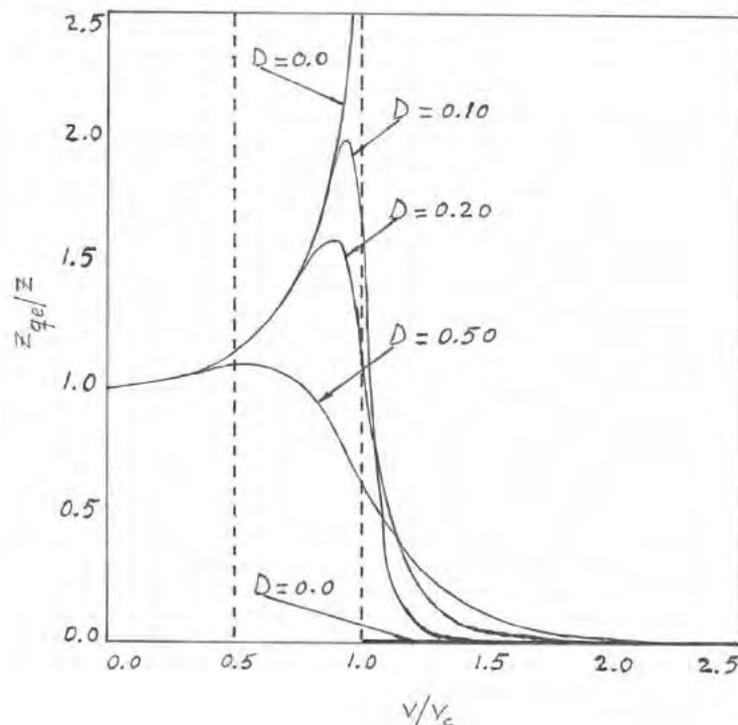


Figura 17.- Cociente entre las soluciones dinámicas y la estática de la viga continua sobre espacio de Winkler en función del cociente de velocidades v/v_c y del amortiguamiento D en la plataforma de las vibraciones verticales.

De los gráficos en la Figura 17 se desprende que cuando la velocidad de traslación de la carga P coincide con la velocidad crítica de la vía se produce, en función de la

[Escriba aquí]

capacidad que tenga la plataforma para amortiguar las vibraciones verticales, una amplificación muy notable de las deflexiones en vía que pueden ocasionar la rotura de la plataforma o el descarrilamiento del tren.

A la luz de la información proporcionada por la Figura 17 puede comprobarse que para valores v/v_c inferiores a 0,4 la capacidad de amortiguamiento de la plataforma no influye en la amplificación de las deflexiones manteniéndose el factor de amplificación de las mismas por debajo de 1,1. Adoptando el cociente de velocidades entre $v = 88,89$ m/s (320 km/h) y $v_c = 230$ m/s el valor de 0,386 puede afirmarse en principio que el diseño de la LAV Meca-Medina con rigidez de vía de 60 kN/mm y trenes circulando a 320 km/h es suficientemente seguro frente al estado último asociado al hecho de que puedan producirse deflexiones excesivas en la vía. La influencia que en estos resultados puede tener la contaminación de la vía con arena y polvo del desierto se analiza en el capítulo siguiente.

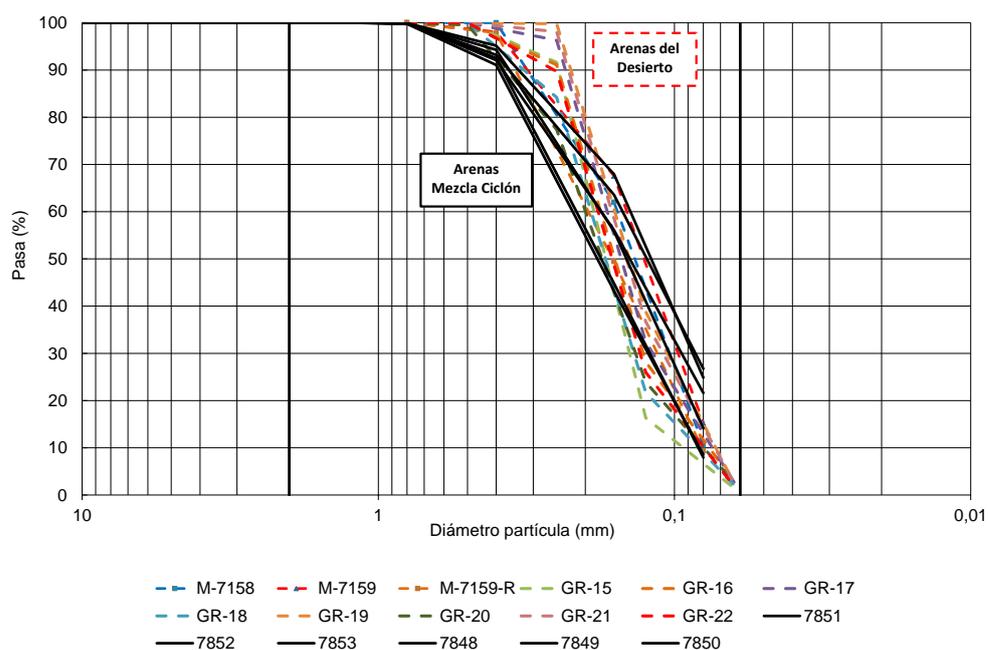
4.- ESTADOS LÍMITES POR CONTAMINACIÓN DEL BALASTO

En este capítulo se analizan en primer lugar los estados límites de las vías relacionados con: a) la contaminación del balasto a diferentes niveles con arena y polvo del desierto; b) el bateo de las vías cuando el balasto está completamente contaminado; c) la saturación del balasto con agua de lluvia; y d) las tormentas de arena.

El capítulo se concluye comentando los resultados obtenidos en los ensayos de rotura realizados en el CFC al tirar horizontalmente, en dirección transversal a la vía, de una de las traviesas del modelo antes y después de estar contaminada con arena.

4.1.- Influencia de la contaminación del balasto

En la Figura 18 se han representado los husos granulométricos de las arenas del desierto y de las muestras preparadas artificialmente en España mezclando en fábrica arenas de unas canteras de Segovia con polvo de arena obtenido por ciclón.



[Escriba aquí]

Figura 18.- Curvas granulométricas de las arenas del desierto y de las arenas mezcladas en planta para los ensayos en el CFC

Los valores medios de las distribuciones granulométricas representadas en la Figura 18 se han recogido en la Tabla 3.

Tabla 3.- Valores medios de las distribuciones granulométrica de las arenas del desierto y de las arenas mezcladas en planta

Valores Medios	Gravas (%)	Arenas (%)	0,080 mm (%)	D ₅₀ (mm)	C _u	C _c
Arena del desierto	0	88,5	11,5	0,16	2,3	1,2
Mezcla de arenas	0	82,2	17,3	0,16	2,3	0,7

La comparación de las curvas granulométricas y de sus valores estadísticos permite afirmar que la arena mezclada en planta en una proporción 35/65 de las muestras M-7808/M-7810, representa con suficiente precisión las arenas del desierto situadas en la zona de construcción de la LAV Meca-Medina por lo que teniendo en cuenta que los análisis de Fluorescencia con Rayos X han proporcionado una composición mineralógica similar en ambos tipos de arenas ésta ha sido la arena empleada en el estudio de la contaminación del balasto en el CFC.

Adoptando para definir el grado de contaminación del balasto con arena el mismo parámetro S que en Mecánica del Suelo identifica el grado de saturación de una muestra de suelo con agua y teniendo en cuenta el pequeño tamaño medio (D₅₀ = 0,16 mm) de la arena en relación con el del balasto (D₅₀ = 42 mm) cabe esperar que la arena arrastrada por el viento contamine el balasto de la misma forma que el agua llena un vaso, es decir llenando en primer lugar los poros existentes en la parte inferior de la masa de balasto. En esas condiciones se puede identificar el grado de contaminación S con el cociente entre la altura alcanzada por la arena en el interior del balasto H_f y la altura total H_b de la masa de balasto.

En la Tabla 4 se han resumido los grados de contaminación alcanzados bajo los carriles interior (H_b = 0,35 m) y exterior (H_b = 0,40 m) del modelo de vía construido en el CFC durante las 7 fases de que ha constado el proceso de contaminación del balasto hasta alcanzar el 100% de contaminación en el carril exterior.

Tabla 4.- Fases de contaminación del balasto ejecutadas en el CFC

Contamination level under outer rail with H _b = 0.40 m	Contamination level under inner rail with H _b = 0.35 m	Free sand height H _s (m)	Fouled ballast sand height H _f (m)
15%	17.0%	0.025	0.06
25%	28.5%	0.042	0.10
40%	45.5%	0.067	0.16
55%	62.5%	0.092	0.22
70%	79.5%	0.117	0.28
85%	96.5%	0.142	0.34
100%	113.5%	0.167	0.40

[Escriba aquí]

Los distintos valores de grado de contaminación (S), alturas alcanzadas por la arena bajo ambos carriles (H_f) y alturas libre de la arena (H_s) en los depósitos del equipo de contaminación que puede observarse en la Figura 19 están relacionados por las expresiones siguientes:

$$S = \frac{H_s}{n H_b} = \frac{H_f}{H_b} \quad (4.1)$$

en las que la porosidad “ n ” del balasto viene dada por la siguiente ecuación:

$$n = 1 - \frac{\gamma_b}{G_b} \quad (4.2)$$

siendo $\gamma_b = 15,3 \text{ kN/m}^3$ el peso específico seco del balasto determinado durante la construcción del modelo. Sustituyendo en la ec. [4.2] dicho valor junto con el peso específico de las partículas de balasto G_b determinado en laboratorio se obtiene $n = 0,42$



Figura 19.- Equipo para la contaminación del balasto diseñado en el CEDEX

Para el control de los niveles de contaminación alcanzados en cada momento en el CFC ha sido necesario poner a punto en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX la técnica de perforación, tanto en el balasto como en el hormigón de las traviesas, de pequeños taladros de 20 mm de diámetro que revestidos convenientemente con tubería metálica ranurada han permitido introducir un endoscopio provisto de cámara de video tal y como puede observarse en la Figura 20.



Figura 20.- Endoscopio para determinar el grado de contaminación del balasto

En la Figura 21 se ha resumido el resultado de las observaciones realizadas con el endoscopio en el hilo exterior de la vía tanto sobre las traviesas como en el balasto situado entre ellas. Puede observarse en dicha figura que, debido al “efecto paraguas” ejercido por las traviesas cuando el equipo de contaminación pasa sobre ellas, queda bajo ellas un pequeño espacio de balasto sin contaminar cuando el balasto entre las traviesas alcanza el 100% de contaminación y la arena aflora en su superficie.

En cada fase de contaminación se produjo la descarga de los seis depósitos del equipo contaminante, rellenos con arena hasta una altura aproximada de 25 mm, cada 0,20 m hasta completar la longitud total de 7 m que tiene el modelo de vía construido..

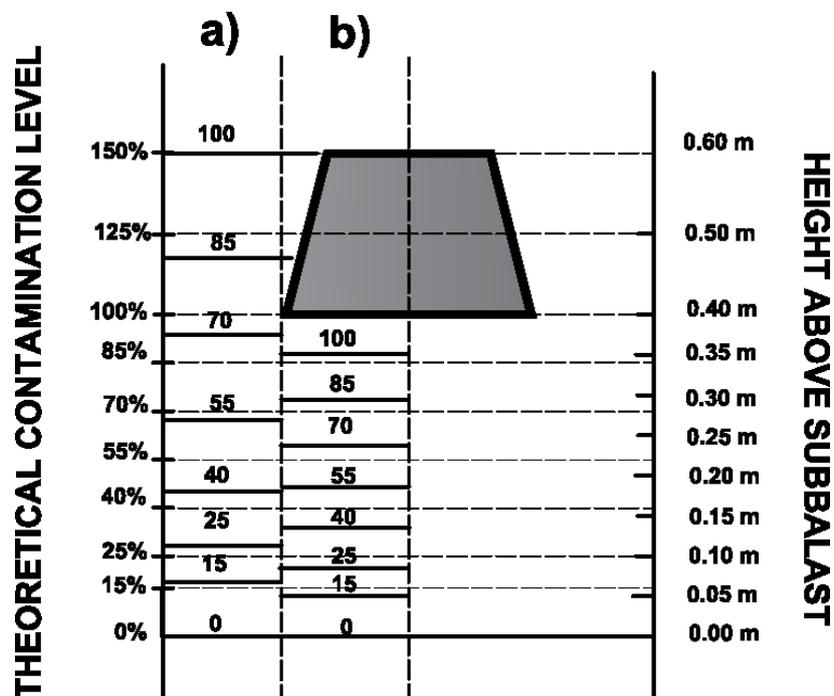


Figura 21.- Resultados en el hilo exterior de las 7 fases de contaminación

En cada una de las fases de contaminación ejecutadas (incluyendo también el caso en que $S = 0$) se realizaron 3 ensayos estáticos, uno en cada una de las secciones A, B y

[Escriba aquí]

C representadas en la Figura 12 (utilizando para ello los dos cilindros servohidráulicos de 25 t y 50 Hz desplegados en cada una de ellas) antes de proceder a contaminar la vía al nivel correspondiente. Una vez contaminada así la vía y realizado el ensayo quasi-estático de simulación de paso de trenes a 320 km/h hasta completar 100.000 ejes, se repetían los ensayos estáticos con el fin de comprobar la variación que había experimentado la vía con ese grado de contaminación al paso de los trenes. En la Figura 22 se ha representado el protocolo de carga paso a paso que se siguió en cada uno de los cilindros (uno por rueda) que se utilizaron en los ensayos estáticos.

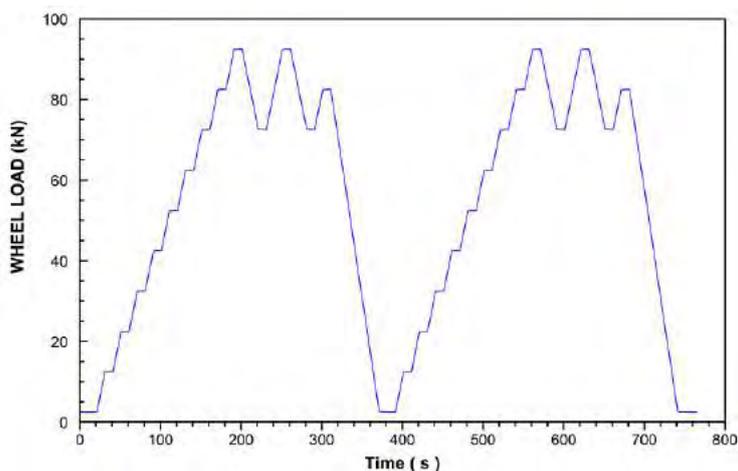
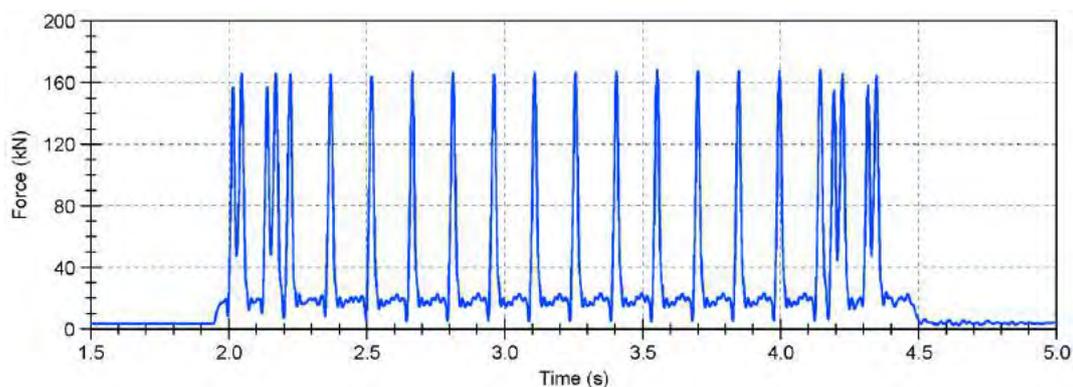


Figura 22.- Historia de cargas en los cilindros para los ensayos estáticos

Las dos pequeñas excursiones de ± 10 kN, que pueden observarse en cada uno de los dos ciclos representados la Figura 22 una vez alcanzado el nivel de 80 kN durante el proceso de carga, tuvieron como objetivo determinar las rigideces dinámicas de vía que se necesitarán para llevar a cabo los estudios de interacción dinámica rueda-carril cuando existan imperfecciones en la vía.

En la Figura 23 se ha representado, junto con su transformada de Fourier, la historia de cargas con la que se ha alimentado cada uno de los cilindros hidráulicos en los ensayos quasi-estáticos realizados para reproducir el efecto del paso del TALGO 112 a 320 km/h por la sección central del modelo. Pueden observarse en dicha figura las mismas frecuencias que de acuerdo con la composición geométrica del tren cabe esperar se produzcan en la vía real (ver página 3).



[Escriba aquí]

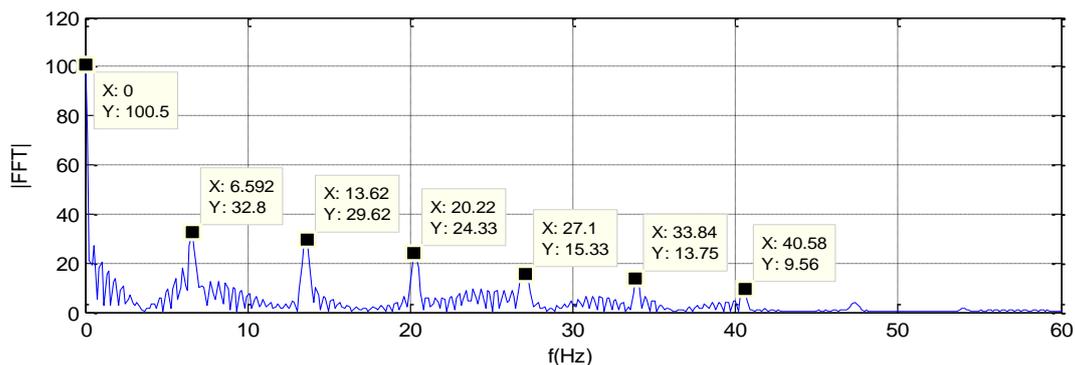


Figura 23.- Historia de cargas en los cilindros para los ensayos quasi-estáticos

En la Tabla 5 se han recogido para una carga de 80 kN las deflexiones de vía obtenidas en los 48 ensayos estáticos realizados.

Tabla 5.- Deflexiones estáticas (mm) para 80 kN de carga vertical antes (Bef) y después (Aft) del ensayo quasi-estático con 100.000 ejes a 320 km/h realizado en cada fase de contaminación

Cross-Section	0%		15%		25%		40%		55%		70%		85%		100%	
	Bef	Aft														
A	1.44	1.56	0.93	1.16	1.23	1.14	1.22	1.24	1.16	1.10	1.47	1.42	1.18	1.21	1.01	1.00
B	1.18	1.44	1.20	1.32	1.18	1.15	1.14	1.16	1.25	1.25	1.28	1.22	1.20	1.15	1.11	0.99
C	1.23	1.25	1.09	1.28	1.12	1.15	1.39	1.41	1.26	1.30	1.28	1.31	1.10	1.12	0.94	0.88
Mean	1.28	1.35	1.07	1.25	1.18	1.15	1.25	1.27	1.22	1.22	1.34	1.32	1.13	1.16	1.02	0.96

En los 48 ensayos estáticos se obtuvo prácticamente el mismo valor de compresión de las placas de asiento que osciló en torno a los 0,43 mm.

Los extensómetros con LVDT anclados en la traviesa central del modelo y apoyados en el subbalasto proporcionaron los valores de compresión del balasto que se indican en la Tabla 6.

Tabla 6.- Compresiones estáticas (mm) del balasto para 80 kN de carga vertical antes (Bef) y después (Aft) del ensayo quasi-estático con 100.000 ejes a 320 km/h realizado para cada nivel de contaminación

Cross-Section	0%		15%		25%		40%		55%		70%		85%		100%	
	Bef	Aft														
S-11	0.59	0.59	0.80	0.55	0.53	0.55	0.56	0.58	0.56	0.57	0.57	0.53	0.49	0.46	0.43	0.37

Con el fin de aportar más datos al estudio que sobre el efecto de la contaminación del balasto con arena se estaba realizando en el CFC, en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX (LGC) se realizaron ensayos triaxiales con probetas de 9" de diámetro y 18" de altura que han permitido ensayar las partículas de balasto con tamaño real en células de metacrilato transparente con 380 mm de diámetro de diámetro y 580 mm de altura (ver Figura 24). Dichas células han servido también para comprobar la eficacia de los taladros perforados en el CFC con el fin de poder determinar el nivel real de

[Escriba aquí]

contaminación del balasto en cada una de las fases del proceso de contaminación realizado en el CFC (ver Figura 25).

Los ensayos realizados en ese tipo de células triaxiales han aportado datos de gran valor sobre la deformabilidad del balasto contaminado a diferentes niveles y sobre el ángulo de resistencia interna ϕ con el que funciona en cada uno de ellos.



Figura 24.- Célula triaxial de gran tamaño para balasto (partículas hasta 60 mm)



Figura 25.- Calibración del endoscopio en células triaxiales de gran tamaño

En la Figura 26 se han representado los módulos de Young iniciales obtenidos en los ensayos triaxiales realizados en el LGC con el balasto seco y diferentes grados reales de contaminación.

[Escriba aquí]

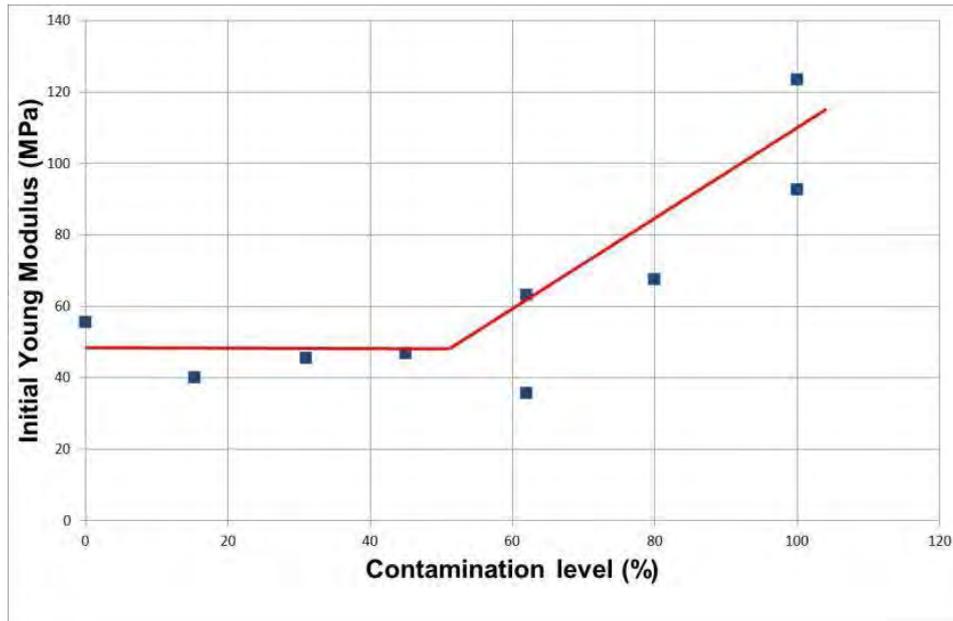


Figura 26.- Módulo de Young inicial del balasto versus grado de contaminación

Puede observarse en dicha figura que para niveles de contaminación reales entre 0% y 50% el módulo de Young permanece constante en 50 MPa aumentando linealmente a partir de dicho valor hasta alcanzar el doble (100 MPa) para el 100% de contaminación.

A la luz de los datos proporcionados por la Figura 26 para niveles reales de contaminación del balasto, se han interpretado los datos de deformación obtenidos en el CFC, donde, de acuerdo con la información facilitada por el endoscopio (ver Figura 21), los datos de contaminación reales no coinciden con los niveles teóricos de contaminación proporcionados en las Tablas 5 y 6 debido al “efecto paraguas” de las traviesas que hace que el nivel de contaminación del balasto bajo las traviesas sea inferior al teórico y entre ellas sea superior.

Teniendo en cuenta el contenido del párrafo anterior puede observarse tanto en la Tabla 5 como en la 6 que para una carga en carril de 80 kN no varían apenas las deflexiones de vía ni las compresiones experimentadas por el balasto con grados de contaminación teóricos comprendidos entre 0% y 70% obteniéndose una rigidez media de vía de 64 kN/mm para ese rango de contaminación y un valor medio de compresión en el balasto de 0.58 mm. En la Figura 21 puede observarse que, por debajo de las traviesas, un grado de contaminación teórico del 70% corresponde a un nivel real de contaminación real del 60% que aunque no coincide exactamente con el 50% se aproxima a él lo suficiente como para poder afirmar que, hasta niveles reales de contaminación comprendidos entre 0% y el 50-60%, la arena que arrastre el viento en suspensión no afecta al comportamiento mecánico de la vía que soporta el paso de trenes TALGO 112 a 320 km/h sin modificación apreciable de su rigidez. A partir del 60% aumenta linealmente la rigidez de la vía con el nivel real de contaminación llegando a alcanzar el valor de 80 kN/mm (un 25% más de su valor inicial) para el 100% de contaminación real.

Para poder estimar el efecto que la contaminación del balasto con arena al 100% puede tener en el estado último de rotura de la vía es necesario entrar en el gráfico de la Figura 17 con un valor de v_c que tenga en cuenta el aumento que experimenta la masa unitaria

[Escriba aquí]

“m” de la vía cuando se satura el balasto con arena. Para ello es necesario modificar el sumando m_b de “m” en la página sustituyendo el valor de 15 kN/m^3 allí adoptado como peso específico del balasto seco por el siguiente valor de γ_b :

$$\gamma_b = G_b(1 - n) + n\gamma_a \quad (4.3)$$

siendo γ_a el peso específico de la arena que llena los huecos del balasto, cuyo valor puede estimarse en $1,5 \text{ t/m}^3$.

Sustituyendo en la ec. [4.3] $\gamma_a = 1,5$ junto con $n = 0,42$ (ver página 16) y $G_b = 26,3 \text{ kN/m}^3$ se obtiene $\gamma_b = 21,55 \text{ t/m}^3$ que sustituido en lugar de 15 kN/m^3 en la expresión de m_b en la página 13 proporciona $m_b = 2,83 \text{ kN}\cdot\text{s}^2 / \text{m}^2$. Puede comprobarse que el valor de m_b así determinado da lugar a $m = 0,575 \text{ kN}\cdot\text{s}^2 / \text{m}^2$ muy similar al valor de “m” que figura en la página 13 por lo que cabe afirmar que la colmatación del balasto con arena del desierto apenas influye en el factor de amplificación que se producirá en las deflexiones de la vía cuando circulen los trenes a 320 km/h por la vía sin contaminar. En el capítulo anterior ya vimos que dicho factor se situaba muy próximo a 1,10, por lo que cabe esperar que las deflexiones cinemáticas obtenidas en el ensayo quasi-estático realizado para cada grado de contaminación reproduciendo el efecto del paso de trenes a 320 km/h sean muy similares a las deflexiones obtenidas en los ensayos estáticos realizados a su principio y final.

En la Figura 27 se han recogido las amplitudes de las deflexiones cinemáticas registradas en las tres secciones instrumentadas del modelo a lo largo de los 8 ensayos quasi-estáticos realizados con la vía contaminada a diferentes niveles. En ella puede observarse cómo las amplitudes cinemáticas para niveles teóricos de contaminación comprendidos entre 0% y 70% (niveles reales de contaminación entre 0% y 50-60%) encajan aceptablemente bien con el valor medio ($1,25 \text{ mm}$) representativo de las deflexiones estáticas obtenidas para ese rango de contaminación, mientras que con la vía contaminada al 100% las deflexiones cinemáticas se agrupan en torno a 1 mm , que representa el valor medio obtenido en los 6 ensayos estáticos realizados con la vía contaminada al 100%.

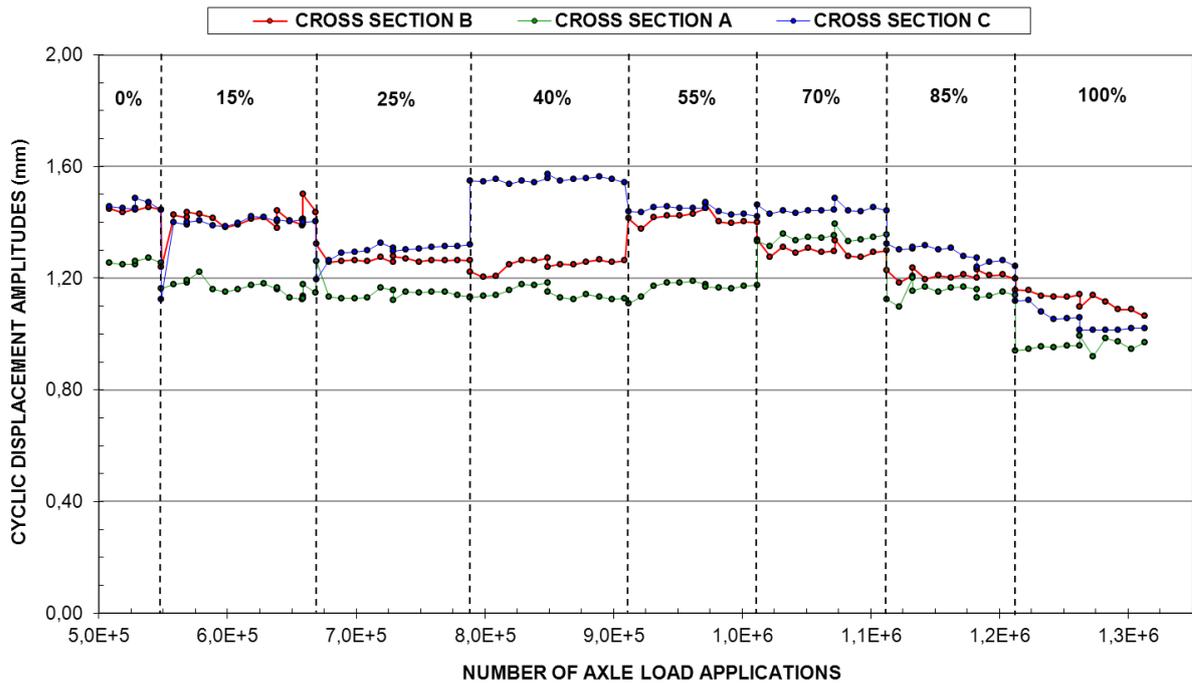


Figura 27.- Historia de las deflexiones cinemáticas obtenidas con diferentes niveles de contaminación en las tres secciones instrumentadas del modelo

En el Informe Final de Abril de 2015 emitido por el CEDEX para INECO se sugería la posibilidad de comprobar el buen comportamiento de las vías durante los 2 primeros años de funcionamiento de la LAV Meca-Medina instrumentando ambas vías con geófonos y acelerómetros similares a los utilizados en el modelo a escala 1:1 construido en el CFC que siendo fáciles de instalar en los carriles permitirían verificar que los picos de las velocidades y aceleraciones en la LAV no superan los valores máximos obtenidos en los ensayos quasi-estáticos realizados en el modelo que pueden considerarse representativos del comportamiento cinemático de vías en perfecto estado de mantenimiento.

Finalmente, en las Figuras 28 y 29 se recogen las historias de las amplitudes de velocidad y aceleración en los carriles que pueden servir de referencia para aplicar la sugerencia mencionada en el párrafo anterior.

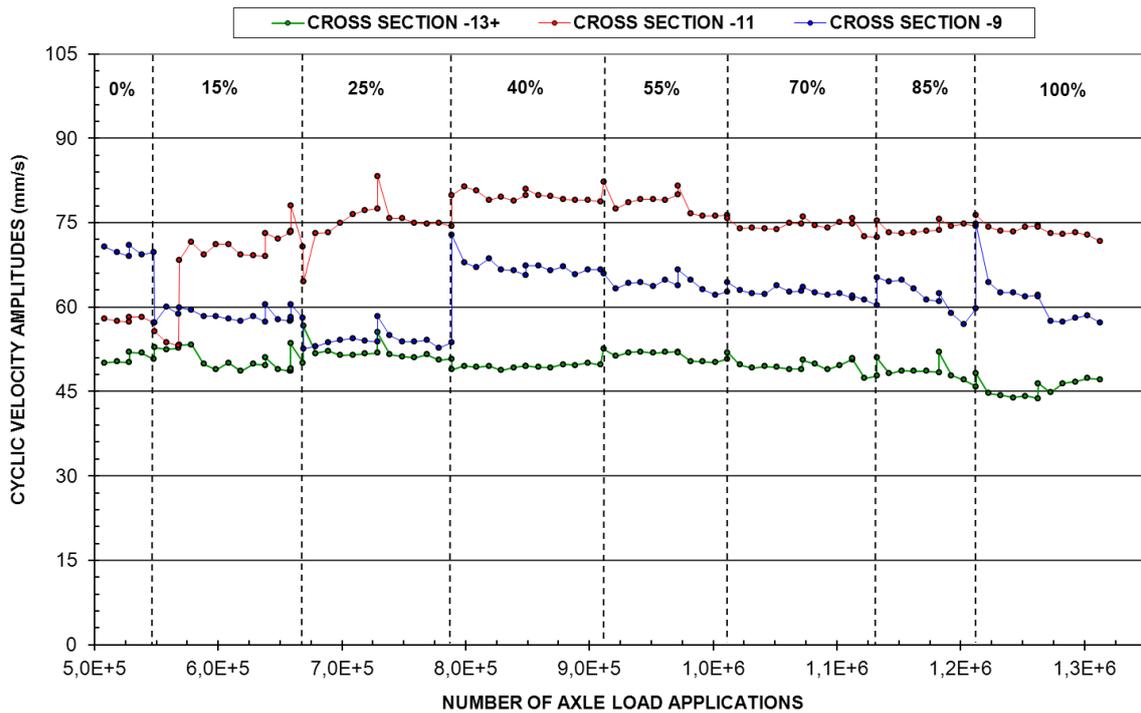


Figura 28.- Historia de las amplitudes de velocidad en los carriles obtenidas con diferentes niveles de contaminación en las tres secciones instrumentadas

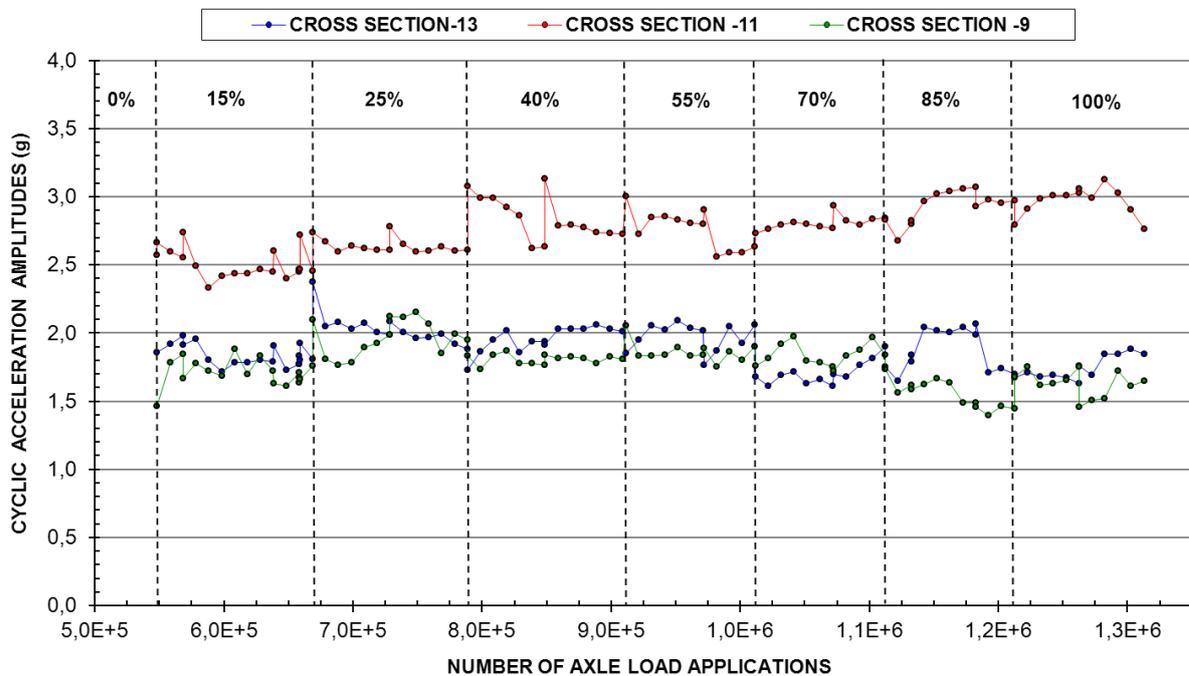
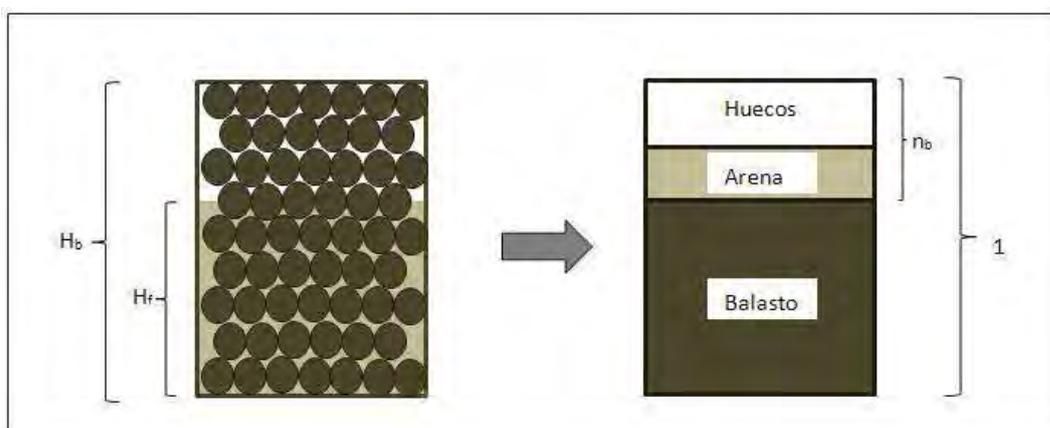


Figura 29.- Historia de las amplitudes de aceleración en los carriles obtenidas con diferentes niveles de contaminación en las tres secciones instrumentadas

[Escriba aquí]

BIBLIOGRAFÍA

- [1] CEDEX, 2015, Analysis in Cedex Track BOX of ballast contaminated with sand for Haramain high speed line: Final Report, Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Madrid, 98 pp.
- [2] CEDEX, 2015, Technical Note to Analysis in Cedex Track Box of ballast contaminated with sand for Haramain high speed line: Final Report, Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Madrid, 21 pp.
- [3] Cuellar, V., 2013, Comportamiento dinámico de líneas ferroviarias con balasto bajo cargas verticales, Jornada SEMSIG-AETESS, Madrid, 38 pp
- [4] Fort, L., 2012, Haramain High Speed Railway: Estudio de las medidas de defensa de la plataforma de vía frente a la acción del viento, Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Madrid, 14 pp.
- [5] Friba, L., 1972, Vibration of solids and structures under moving loads, Thomas Telford Ltd., London.



[Escriba aquí]

PROBLEMAS DE DISEÑO DE NUEVAS LÍNEAS DE METRO EN ALGUNOS PAÍSES AMERICANOS Y EUROPEOS

CARLOS OTEO MAZO
Prof. Dr. Ing. de C. C. y P.
Catedrático de Ing. del Terreno

1. Introducción

La Jornada en que se inscribe la presente comunicación o ponencia lleva como título el de “Actuaciones Geotécnicas Españolas en el Exterior”, es decir “fuera de España”. En ese sentido, al autor de estas páginas le cabe la misión de hablar de los problemas de diseño (y, a veces, de ejecución) de las nuevas líneas de Metro, más allá de nuestras fronteras, en que intervienen consultoras y contratistas españoles.

Necesariamente, no podemos hablar de todos los casos de Metro o similar en que han intervenido o están interviniendo organizaciones españolas, generalmente, por desconocimiento personal o por falta de información disponible. Así, dejaremos fuera de estas páginas parte de las obras importantes que se desarrollaron en el Crossrail de Londres, en que intervienen diversas empresas españolas (Ferroviaria, Dragados, Geotecnia y Cimientos, Site, etc.) y cuya magnitud es de primer orden. Solamente reproduciremos alguna información ya publicada. Igualmente dejaremos las obras subterráneas que están desarrollando Dragados en Seattle, por tratarse de una obra de carretera, aunque el hacer el túnel (con una tuneladora de Ø 18 m) sea igualmente importante y similar a una obra de túnel para Metro. Y también dejaremos fuera los Metros de Panamá, Toronto (realizados por FCC) de los que no disponemos de información geotécnica publicada.

En general, la sistemática será similar en los casos que vamos a presentar (tras un análisis general de los problemas que pueden presentarse a la hora de diseñar una nueva de Metro):

- Breve descripción de la tipología de funcionamiento del Metro seleccionado.
- Características del suelo de la ciudad en que se construirá la obra, a veces muy diferentes de las ciudades españolas en que se han construido líneas de Metro (Madrid, Barcelona, Bilbao, Valencia, Sevilla, Málaga y Granada). Sobre todo, dado que en Madrid ha habido la mayor Ampliación en tiempos recientes (200 Km de túnel y más de 200 estaciones), se ha, a veces, pretendido simplificar el condicionante geotécnico en otras partes del mundo (o ciudades españolas), pensando que todo sería como Madrid.
- Problemas de diseño de estaciones.
- Problemas de diseño de túneles.
- Otros problemas o condicionantes.

2. Líneas de Metro: Problemas a resolver.

En general, puede decirse que, a la hora de diseñar una nueva Línea de Metro, hay que tener en cuenta los siguientes condicionantes:

- La distribución de habitantes en la zona y la distancia que han de recorrer, como máximo, para llegar a una Estación de Metro. En general, en las antiguas ciudades europeas, al principio las Estaciones se separaban unos 500-600 m (Madrid, París ...), aunque después esa distancia ha pasado a ser de 850-1000 m. Sin embargo, en una ciudad tan grande como Moscú y, a pesar del clima que se opone al desplazamiento peatonal, las estaciones de Metro están separadas 2000 m.
- La disponibilidad geométrica para emplazar las estaciones, es decir, espacio disponible, si es que se quieren construir a cielo abierto (lo más deseable). Siempre cabe la construcción en subterráneo pero es más costoso y puede tener mayores repercusiones sobre instalaciones y estructuras próximas.
- Los condicionantes geológico-geotécnicos, incluida la presencia e influencia del agua, que puede condicionar los procesos constructivos. No sólo interesa conocer la estratigrafía de detalle, su variación a lo largo de la línea y la influencia del nivel freático (o varios niveles piezométricos, si existen), sino la consistencia de esos terrenos, sus parámetros geotécnicos, la posible evolución de éstos con el tiempo y problemas especiales (disolución y ataque de yesos, presencia de cavidades kársticas, subsidencia regional, etc.).
- Posibilidad de situar pozos de ataque para excavación automatizada (tuneladoras), unidos o no a estaciones.
- Posibilidades de extracción de detritus y destino de los escombros de excavación. A veces, ha sido necesario su tratamiento previo con cal (escombros de tuneladoras EPB), antes de llevar a vertedero, a fin de no convertir éste en un depósito de fangos. Así se ha hecho, por ejemplo, en la Avenida de la Peseta, en los Carabancheles de Madrid, así como en otras estaciones recientes.
- Situación de pozos de ventilación, emergencia, etc. y su adaptación a la geometría de la ciudad.
- Experiencia de los técnicos del país en los diferentes métodos constructivos y organización de la Administración para controlar los diseños.
- Posibilidad de disposición de áridos y cemento a un precio razonable. En algunos casos, estos factores condicionan totalmente el presupuesto de la obra.
- Experiencias locales en maquinaria, tuneladoras, etc.
- Indicación, por parte de las autoridades urbanísticas, de las zonas en que puede hacerse un diseño en superficie, para abaratar costos de primera implantación. Así se ha hecho en los Metros de Málaga, Sevilla y Granada.

En la Fig. 2.1 se ha resumido la problemática concreta y general del diseño de estaciones a cielo abierto, entre pantallas (lo cual es aplicable a túnel de línea entre pantallas). Hay que establecer:

- Datos geométricos: h_e , h , h_w y H_{max} (profundidad de excavación y total de las pantallas, posición del nivel freático y hueco central entre puntales).

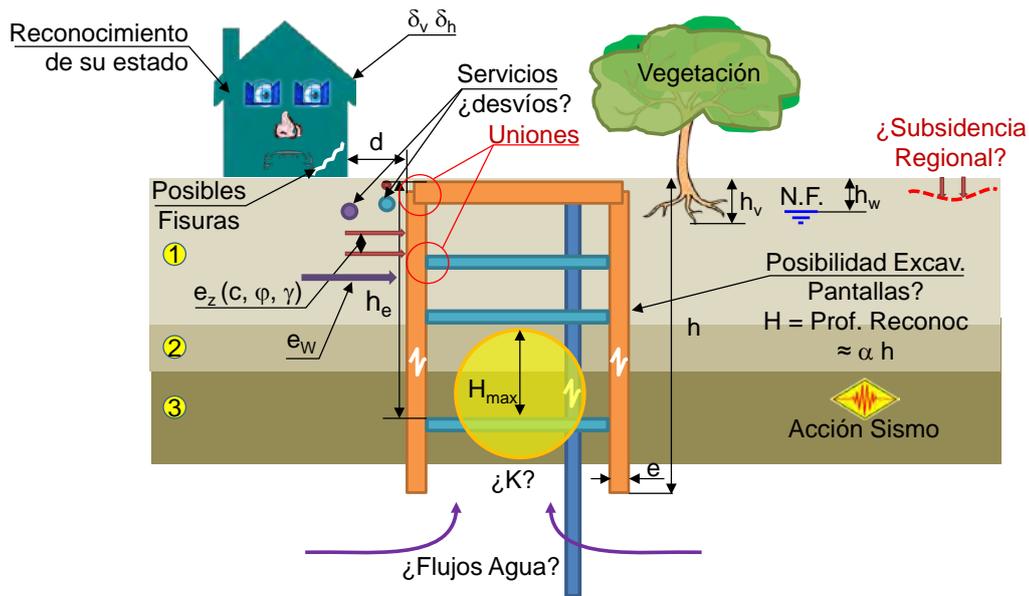


Fig. 2.1. Factores de diseño en una estación o en un túnel al abrigo de pantallas

- Datos geotécnicos: Datos estratos 1 a n, y parámetros geotécnicos en cada estrato ($c_i, \phi_i, \gamma_i, E_i$ y ν_i, s_i , se utilizan códigos PLAXIS ó Kh si se utilizan modelos de cálculo de pantallas tipo RIDO).
- Datos de permeabilidad: ¿Flujos de agua por la parte baja de la pantalla?
- Profundidad de reconocimiento, H, y longitud de posibles pilas-pilote (caso de estaciones y vegetación).
- Presencia de servicios y su afección.
- Presencia de edificios, reconocimiento de su estado y su posible afección.
- Posible influencia de sismos y de subsidencia regional.
- Posibilidad de excavación de las pantallas y la maquinaria necesaria para el espesor, e, necesario, etc.
- Tipo de puntales (metálicos, hormigón) y su separación.

Y en la Fig. 2.2 se ha representado un resumen similar para el caso de túnel:

- Decisión sobre un tubo con dos direcciones o dos tubos paralelos.
- Estabilidad frontal (si se usa tuneladora, ¿cuál es el par motor, el empuje, el sistema estabilizador, etc.)
- Estabilidad dorsal sobre clave, por sobreexcavación.
- Sistema de tracción eléctrica (rail, catenaria rígida o flexible, etc.)
- Estado de edificios y la repercusión de los movimientos originados por la excavación.
- Idem para servicios próximos.
- Influencia del sismo y de la posible subsidencia regional.

- Espesor y refuerzo de dovelas, etc.



Fig. 2.2. Factores de diseño para el diseño de un túnel de línea

Uno de estos factores es primordial: El decidir si se diseña el túnel de línea con un tubo (y dos direcciones de circulación) o dos túneles (con circulación separada). Ello puede suponer una larga discusión y han de tenerse en cuenta diversos factores:

- Los sistemas constructivos disponibles y sus rendimientos. En el caso de bi-tubo, si se emplean tuneladoras, la inversión por máquina es de menor costo (ya que este puede ser función del cubo del diámetro), con un rendimiento (velocidad de avance de excavación) algo mayor que en el caso del monotubo. Esto ha ocurrido en Madrid, comparando la velocidad media de avance de las tuneladoras de \varnothing 9,40 m (unos 600 m/mes) y la de \varnothing 7,40 m (Lovat, con 700 m/mes). Pero ello resulta así porque la máquina de \varnothing 7,40 m es muy adecuada para los suelos de Madrid, aunque no puede decirse que sea totalmente tipo EPB. Sin embargo otra máquina EPB de \varnothing 6,50 m resultó poco adecuada para las obras de Madrid, con rendimientos de 200-250 m/mes. Puede ser necesario (por cuestión de plazo) el tener que utilizar más de una tuneladora y, entonces, el equilibrio económico puede ser diferente.
- Los asientos en el caso monotubo son mayores sobre el eje de simetría, pero menos extensos en anchura (Fig. 2.3). Puede utilizarse el modelo semiempírico de SAGASETA y OTEO (OTEO, y otros, 1996) para estimar estos asientos o el más reciente Modelo Madrid (OTEO, y otros, 1999), (DÍEZ, 2010).
- La posibilidad y velocidad de evacuación del convoy es mayor, en el caso del monotubo, ya que hay más hueco lateral y los viajeros pueden descender por todas las puertas del tren. En el caso bitubo, el hueco es menor y la evacuación tiene que hacerse por los extremos del convoy (Fig. 2.4) lo que supone un tiempo total de evacuación que puede llegar a ser del doble que en el caso monotubo. Hoy día hay modelos numéricos para comprobar estas situaciones.

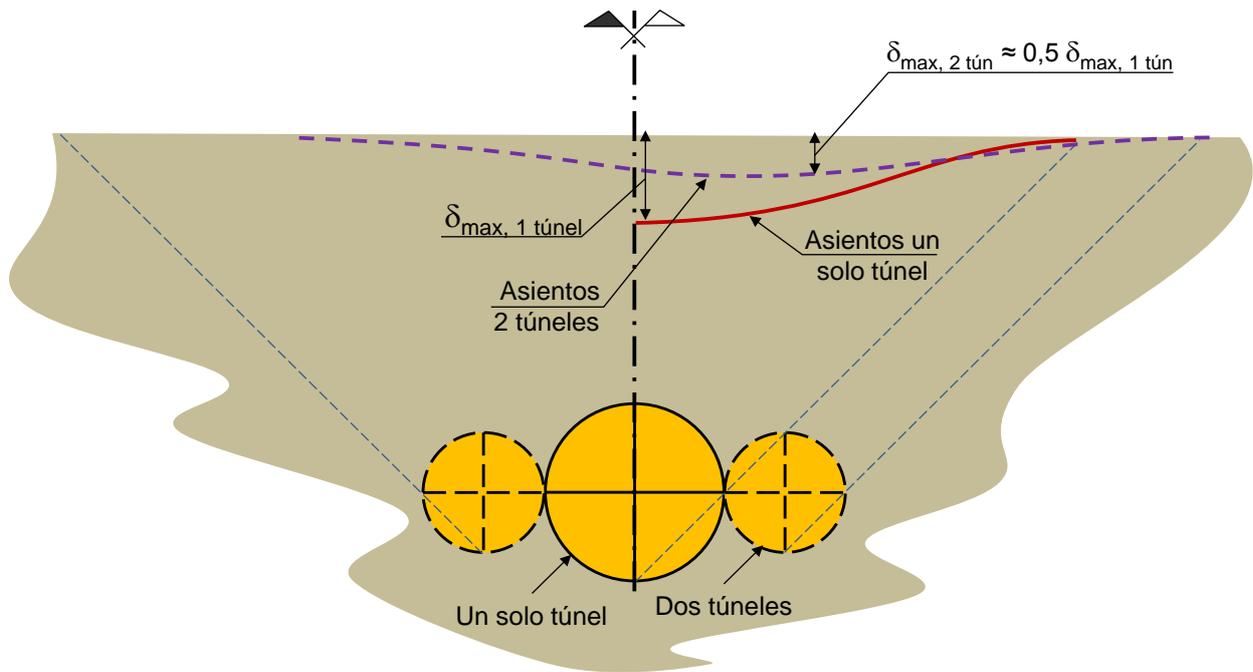


Fig. 2.3. Asientos originados por sistemas monotubo y bitubo

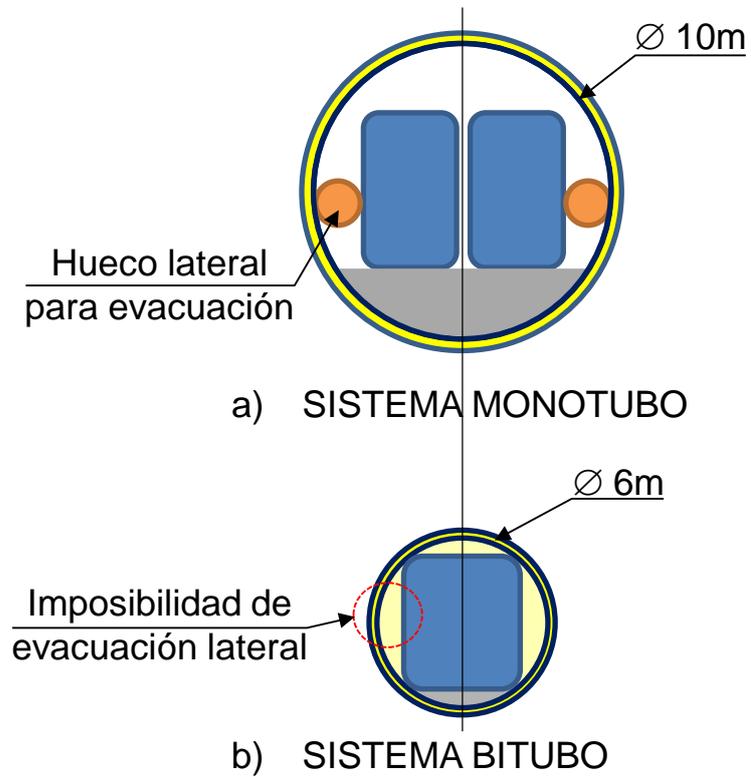


Fig. 2.4. Evacuación en monotubo y bitubo

- En el sistema bitubo no puede haber choques frontales.
- En el caso de bitubo, la profundidad del eje del túnel puede ser algo menor. Con ello, si se hace la excavación en un estrato más competente y menos permeable (debajo de rellenos, cuaternario, etc.) el recubrimiento del terreno competente (0,5-1,0 diámetros) puede ser menor y el túnel algo más superficial.
- Los espesores de las dovelas pueden ser menores en túneles bitubo.
- Las estaciones pueden tener menor anchura en el caso de bitubo, al disponerse un solo andén central (como en el Metro de Sevilla), en vez de dos andenes (uno a cada lado del convoy).
- La velocidad de llenado de humo del túnel es mayor en el caso bitubo.
- Otro aspecto que puede ser decisivo en países como U.S.A. es la de la “propiedad vertical, en el sentido que un propietario lo es de un terreno en superficie y de toda su vertical (hasta el “centro de la tierra”), por lo que la implantación de un bitubo supone una expropiación de terreno mayor que el caso de un monotubo. Como nos comentó el experto en tuneladoras D. Enrique Fernández de Dragados, esta es la condición que ha hecho que en Seattle se haya ido a una tuneladora de unos 18,0 m de diámetro, para acortar el espacio a expropiar.

Pueden verse otros factores en ARLANDI & BERNARDO (2015)

3. Moscú: Un metro en cuaternario aluvial

El Metro de Moscú es uno de los más antiguos de Europa y ha destacado siempre al instalarse en él (después de la Revolución Bolchevique) una decoración suntuosa, poco habitual en este tipo de estructuras (Foto 3.1), con grandes luces en la bóveda central (de las tres que componen las estaciones, ver Fig. 3.1).



Foto 3.1. El Metro de Moscú. Vista típica (decoración)

En el Metro de Moscú, ha sido habitual, durante muchos años, el diseño del túnel bitubo, por varias razones:

- Los túneles se excavaban en un material carbonático, de la era carbonífera, a veces muy profundos, en el que podía haber cavernas, solifluxiones de rellenos blandos de cavernas, etc. Un túnel más pequeño se defiende mejor en estas condiciones.
- Las estaciones se concebían al “estilo de Budapest”, con tres bóvedas: La central de intercomunicación y las laterales para los túneles, lo que llevaba a una mayor facilidad de construcción de las cavernas. Ello llevaba a que se podían construir los “huecos” laterales primero, con tuneladora, y, después, el elemento central de unión (Fig. 3.1) (SZÉCHY, 1970).
- El que las estaciones estuvieran a mucha profundidad no era problema. Incluso se concibieron, a veces, con una misión adicional al transporte ferroviario: Sesión de refugio contra posibles ataques nucleares.

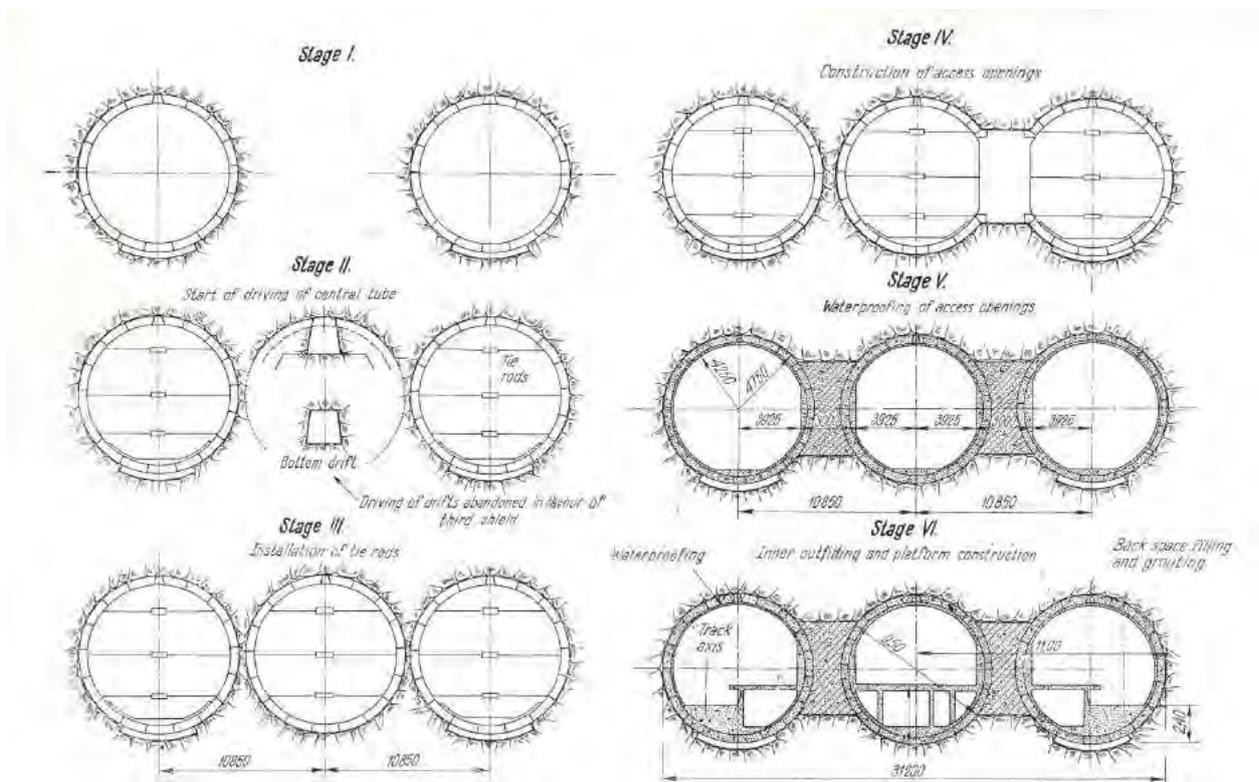


Fig. 3.1. Etapas constructivas en estaciones de tres tubos en el Metro de Moscú. (SZÉCHY, 1970)

El material que se comenta a continuación está obtenido de lo observado “de visu” por el autor de estas líneas en diversos sondeos que se realizaron en la ciudad de Moscú, de la documentación obtenida en el Atlas Geológico de Moscú, (elaborado por GEORESURS, 2001, Ciencia y Empresa de Producción), diversos mapas con las geomorfología de Moscú, comentarios de técnicos rusos, etc.

La geología y geotecnia de Moscú viene condicionada por la presencia del Rio Moscú o Moscovia, que atraviesa la ciudad desde el NW hasta el SE, el cual se encajó en su día en terrenos calcáreos cretácicos, que afloran en el sudoeste y nordeste del área metropolitana. En la Fig. 3.2 pueden verse estos afloramientos y la situación del nuevo anillo del Metro de Moscú y el Tramo 2, del cual la empresa española BUSTREN está haciendo – en el momento presente – el proyecto.

Como se aprecia, los afloramientos cretácicos (ocultos, pero, al parecer, próximos a la superficie actual del terreno), afectan a una tercera parte del anillo, pero no existen bajo el Tramo 2 ni bajo gran parte del anillo de la Fig. 3.2 (el tercer anillo circular del Metro de Moscú).

Como se aprecia en la Fig. 3.2, existe una red fluvial bien encajada en todo el amplio depósito de materiales cuaternarios que recubren el valle del Río Moscú, y que se desarrollan paralela y perpendicular al eje de dicho Río.

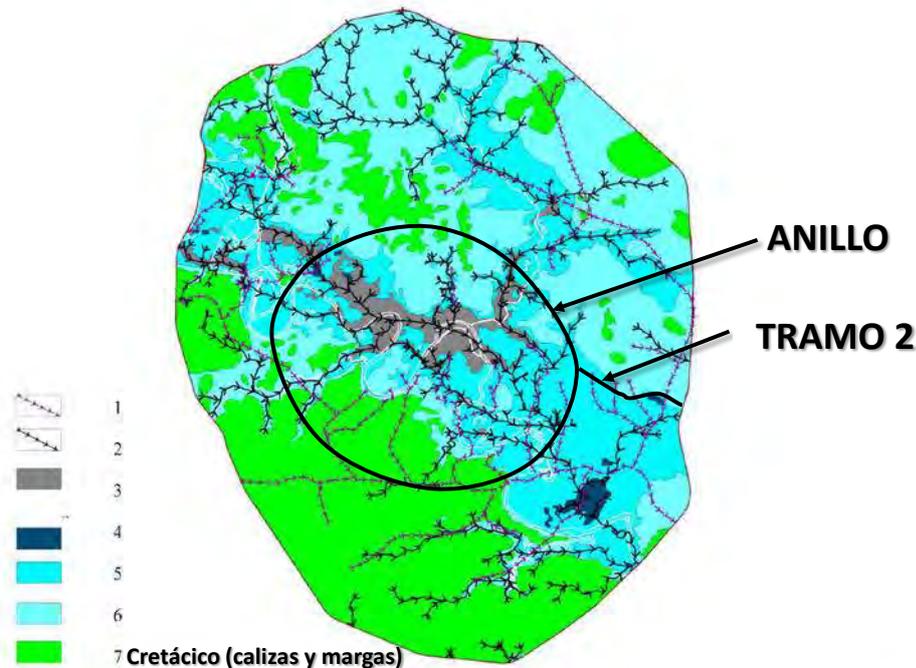


Figure 1. Geological Map of Moscow with Erosional Cuttings of Different Ages. Designations: (1) thalwegs of pre-Jurassic buried valleys; (2) thalwegs of pre-glacial buried valleys; (3) Carboniferous deposits; (4) middle and upper Jurassic deposits of the Bathonian and Callovian stages; (5) upper Jurassic deposits of the Callovian and Oxfordian stages; (6) upper Jurassic deposits of the Volgian stage; (7) Cretaceous deposits.

Fig. 3.2. Geología simplificada del área de Moscú

A manera de resumen, puede indicarse que los terrenos de Moscú están constituidos por:

- Rellenos antrópicos (llamados “técnicos”, localmente) situados en superficie y con espesores de 1 a 5 m.
- Sedimentos cuaternarios de granulometría diversa, aunque, en general, fina, que suelen estar saturados. Están constituidos por capas de arenas finas con limos, arenas “polvorientas”, arenas con algo de gravilla y lentejones areno-arcillosos y arcillosos de consistencia media a blanda. En el Tramo 2 predominan las arenas finas con limos (Foto 3.2) y las arenas “polvorientas” (que, prácticamente, están en la frontera entre arenas y limos, Foto 3.3). Todo este grupo se denomina, genéricamente, Q (Quaternary) pero, localmente, distinguen muchos tipos de estratos, denominados con un número ordinal (1 a 39) y con índices geológicos de detalle: 1) El 11 ó a III-N+fil = arena media a gruesa con cantos. 2) El 28 ó gllms = arcillas plásticas con lentejones no plásticos, con alguna grava y consistencia media a blanda. 3) El 38 ó fil_{ck}-dn = Arena fina, con lentejones de limo o arcilla, etc. Con este sistema, los geólogos rusos elaboran cortes geotécnicos con, aparentemente, mucho detalle (definición de muchas capas), basados en granulometría y plasticidad y con pocos ensayos de campo. (En ninguna conversación se ha empleado el término “geotécnico”). El espesor de este cuaternario es variable, entre 20 y 40 m.



Foto 3.2. Arenas finas, con algo de limo (Foto del autor)



Foto 3.3. Arenas ‘polvorientas’ (Foto del autor)

- Las arenas finas vienen a tener una densidad seca del orden de $1,55-1,69 \text{ T/m}^3$ y una humedad del 15-25%. Las arcillas cuaternarias tienen densidades secas de $1,65-1,75 \text{ T/m}^3$ y humedad del 15-22%, con un límite líquido de 30-32 y un índice de plasticidad de 7 a 15. Los datos de densidad de la arena pueden ser poco fiables y tienen una fracción semifina (tamiz 0,05-0,100 mm) del orden del 4-8%.
- Por debajo vienen a aparecer materiales jurásicos, distinguidos por la letra J, entre los que se diferencia cinco tipos de capas: a) La J_{2tt} : Una capa de arena con limos (que aparece sólo en ocasiones y en la parte alta del Jurásico). b) La J_{3tt} : Arcillas de consistencia media a dura (Foto 3.4) con capas de arcilla dura. c) La J_3^{ox} o arcilla dura con capas de consistencia media a

dura. d) La J_3^{K5} o de arcilla muy dura. Estimamos que este material puede tener una resistencia a compresión simple de 0,4-0,8 MPa.

- Como sustrato rocoso próximo o aparece el calcáreo del cretácico, como ya hemos dicho, o materiales carbonatados del carbonífero superior (capas G3 a 66, 70 y 73 a 75), como ocurre en el Tramo 2 y gran parte del futuro anillo exterior. Estas capas calcáreas quedan descritas como calizas de resistencia media con capas menos resistentes (arcillas duras y margas), como es la capa C_{3pr} , incluyendo margas de consistencia dura con capas de margas y calizas (C_{3nv}) y margas duras con capas de margas y calizas (C_{3rs}).

Los ensayos de laboratorio que suelen hacerse con las “muestras” de terreno de los sondeos son los habituales. Los parámetros de resistencia al corte se determinan en aparatos de corte y, a veces, en aparatos triaxiales. No se hacen, habitualmente, ensayos de compresión simple. En el caso de ensayos de campo no se utiliza el S.P.T.



Foto 3.4. Arcilla jurásica (Foto del autor)

En la Fig. 3.3 se ha reproducido el mapa de Moscú con riesgo de manifestaciones kársticas y soliflucción en carst. El Tramo 2 está en zona de “no peligrosidad” por problema de soliflucción, y “poco peligrosa” en cuanto a carstificación. Esto último se refiere a huecos en las calizas del sustrato. Pero lo de soliflucción (“suffusion” en inglés) o soliflucción es otra cosa. En la Fig. 3.4 se esquematiza este problema debido a la construcción de túneles, con posible colapso y socavón en las arenas saturadas, con penetración de arena en el frente. Evidentemente, en máquinas cerradas el problema es diferente.

Otros mapas que pueden obtenerse con facilidad son:

- Mapa de zonificación según la amplitud de asentamientos de la superficie del suelo (Periodo 1959-1973). Creemos que estos asientos son debidos a extracción de agua del subsuelo y/o compresibilidad propia de los sedimentos (Fig. 3.5.).
- Plano de agresividad del agua, según el cual el tramo 2 está en zona de poca agresividad por el agua, aunque puede haber un desequilibrio medio hacia el carbonato cálcico (Fig. 3.6).
- Plano geomorfológico de Moscú, con indicación de zonas sumergibles por inundaciones, terrazas, llanuras de morrena, etc.

- Plano de zonas afectadas por deslizamientos en tramos de ladera.
- Plano de inundaciones parciales con aguas subterráneas.
- Plano de peligrosidad por desarrollo de erosiones. El tramo 2 está en zona “no peligrosa”, pero parte del anillo puede estar en zona de riesgo.
- La Fig. 3.7 muestra el mapa de “riesgos geológicos” de Moscú. El Tramo 2 está en zona poco peligrosa.

Por último, como un resumen genérico de la estratigrafía de Moscú, hemos reproducido un corte geotécnico, sin mucho detalle en el cuaternario, que puede dar idea de los espesores relativos de los terrenos cuaternarios jurásicos y carboníferos de Moscú (Fig. 3.8).

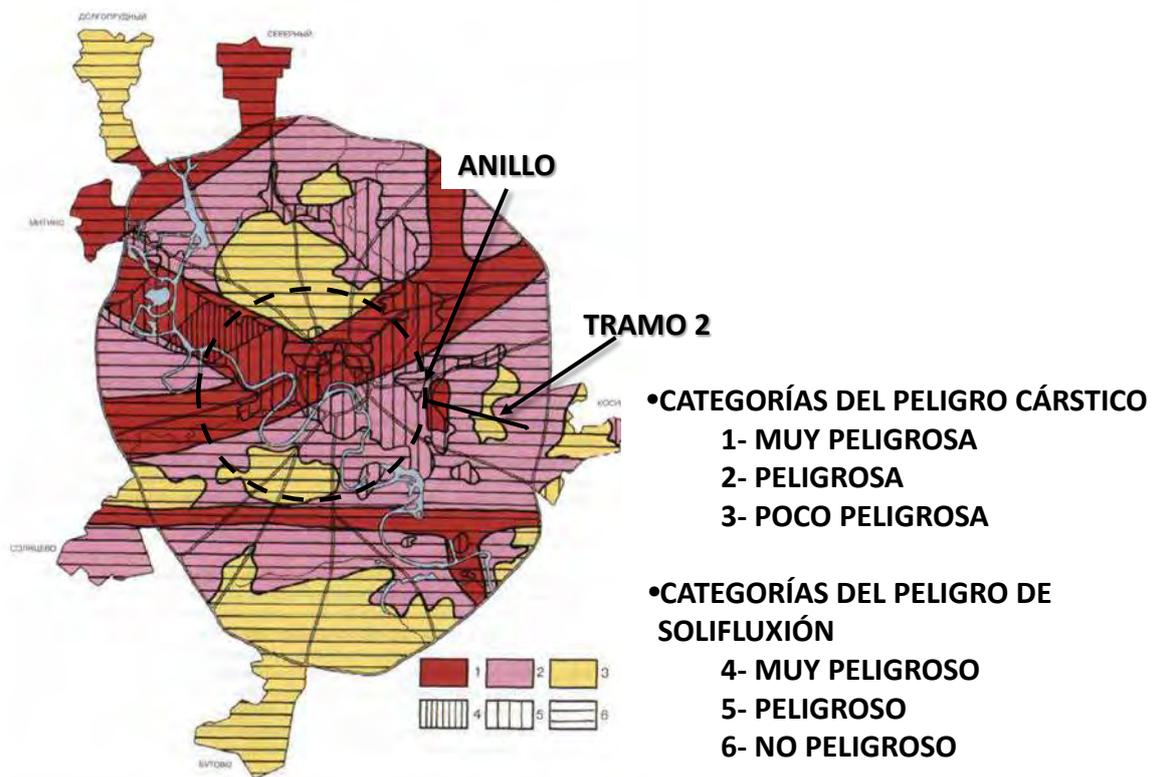


Fig. 3.3. Mapa de las zonas de Moscú con peligro de las manifestaciones kársticas y soliflucción

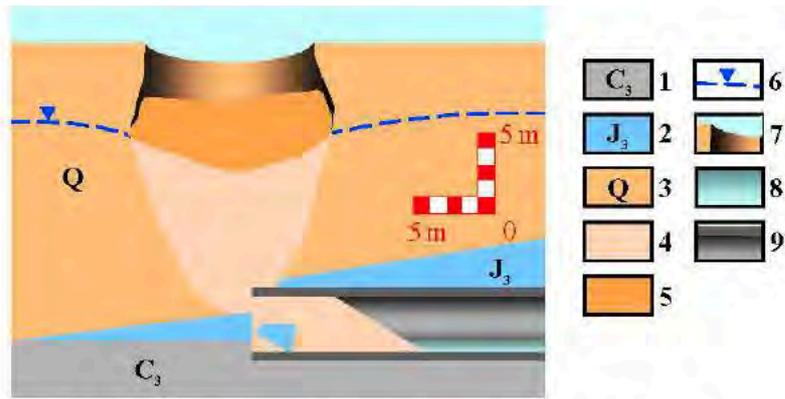


Figure 3. Schematic cross-section through the collapse sink (Figure 1)

1. Carboniferous limestone. 2. Jurassic clay. 3. Quaternary sand. 4. Saturated sand (quicksand) dislocated by piping. 5. Collapsed non-saturated sand. 6. Ground water level. 7. Collapse sink. 8. Water. 9. Tunnel

Fig. 3.4. Riesgo de soliflución (KHOMENKO, 2006)

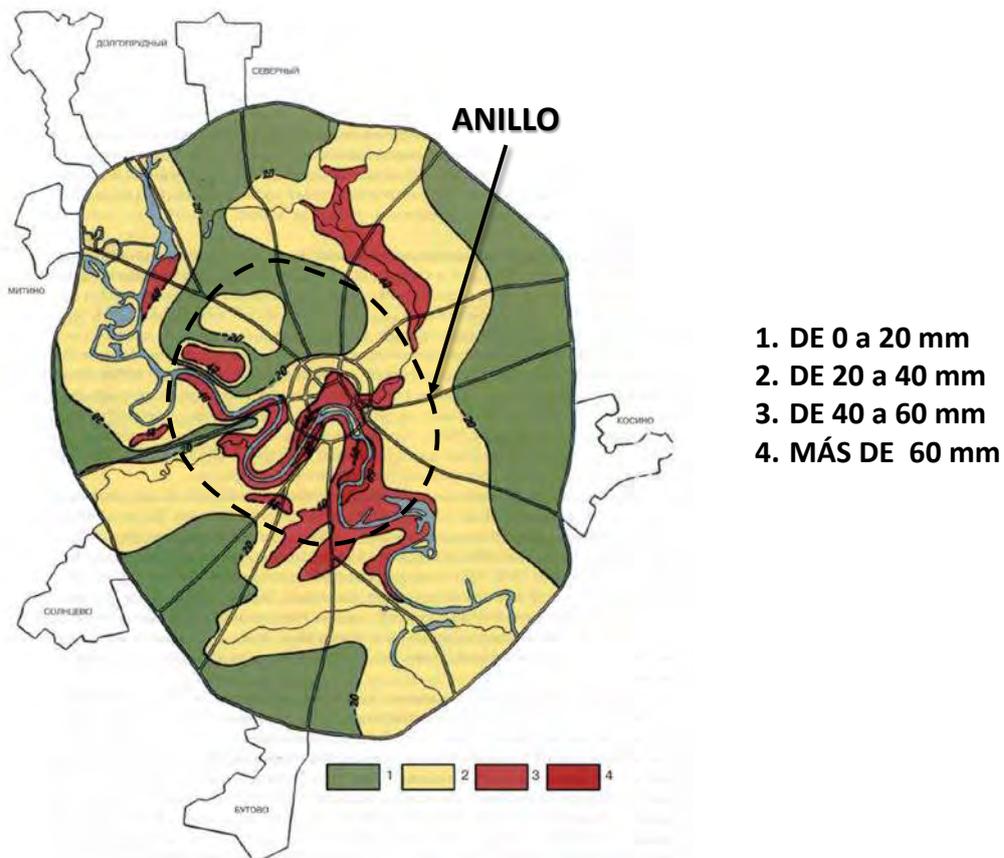
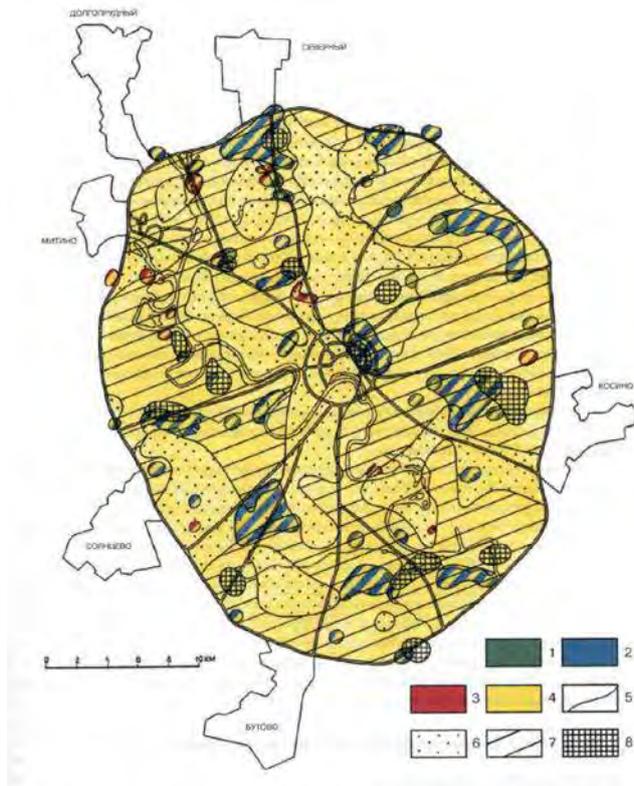


Fig. 3.5. Mapa de zonificación de Moscú según la amplitud de asentamientos de la superficie de suelo (en el periodo 1959-1973)

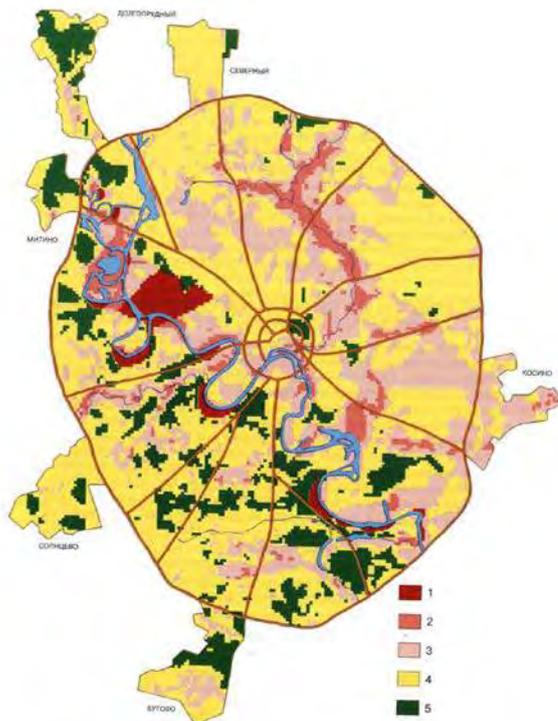


ZONAS DE AGUAS CON LA AGRESIVIDAD HACIA HORMIGÓN:

1- ACIDEZ GENERAL; 2- ÁCIDO CARBÓNICO; 3- SULFATOS. 4- ZONA DE POCA AGRESIVIDAD DE AGUA; 5- LOS LÍMITES DE LAS ZONAS CON EL DIFERENTE ÍNDICE DE DESEQUILIBRIO HACIA CARBONATO DE CALCIO: 6- > 0; 7 – DE 0 A -1; 8-<-1.

Fig. 3.15. Карта агрессивности грунтовых вод на территории г. Москвы. Районы распространения вод, характеризующиеся различными видами агрессивности к бетону: 1 – общеисключительной, 2 – углекислотной, 3 – сульфатной, 4 – районы распространения вод, характеризующиеся слабоагрессивным воздействием на железобетонные конструкции при периодическом смачивании, 5 – границы распространения вод с различными видами агрессивности, районы распространения вод, характеризующиеся различными величинами индекса неравновесности вод по отношению к карбонату кальция: 6 – >0, 7 – от 0 до -1, 8 – <-1. Карта составлена под редакцией В. П. Зверева, И. В. Галицкой.

Fig. 3.6. Mapa de la zonificación de aguas subterráneas según su agresividad en el territorio de Moscú



1-EXTREMADAMENTE PELIGROSA
2-MUY PELIGROSA
3-PELIGROSA
4-POCO PELIGROSA
5-NO PELIGROSA

Fig. 3.7. Mapa del Riesgo geológico en el territorio de Moscú

Fig. 3.7. Mapa del Riesgo geológico en el territorio de Moscú

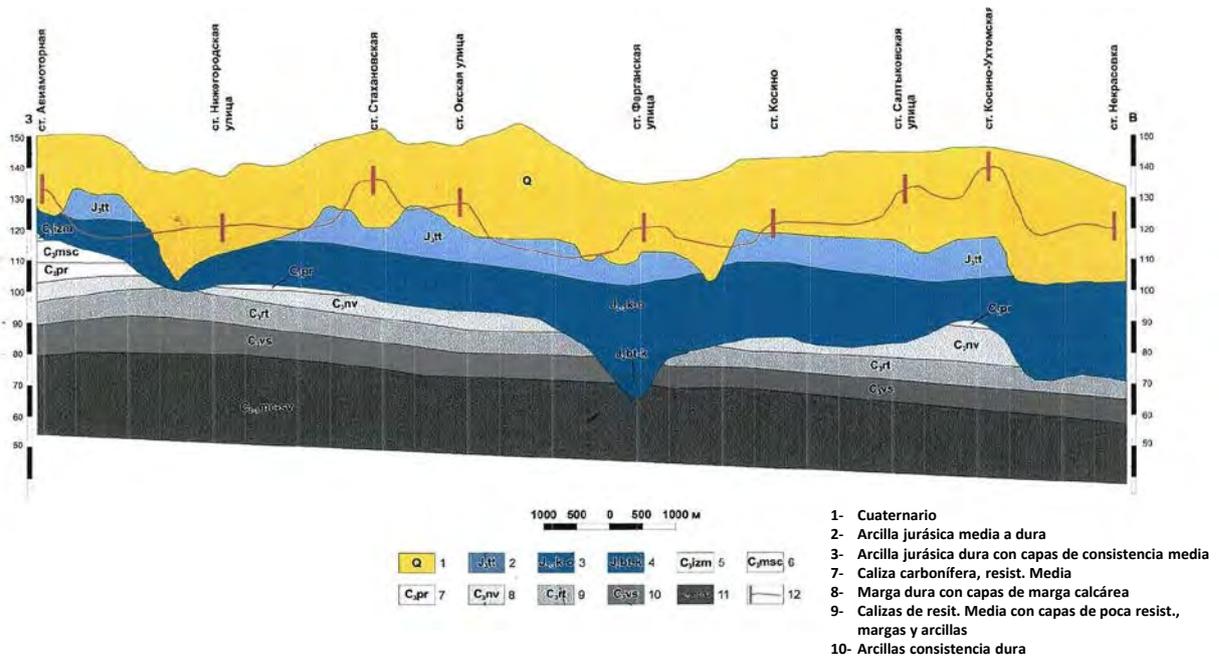


Fig. 3.8. Corte geotécnico en la zona nordeste de Moscú. (Gentileza de BUSTREN)

En cuanto a los niveles freáticos, suelen distinguirse dos niveles piezométricos:

- Uno superficial, alimentado por lluvias, deshielo, etc., a unos 2-5 m de profundidad.
- Otro en las arenas saturadas, que pueden tener algo de artesianismo, aunque parece que, en los sondeos, el agua no llega a su boca, al menos por lo que hemos visto personalmente.

En la Fig. 3.9 se ha esquematizado un corte típico de algunas zonas de Moscú.

SUPERFICIE			
	Descripción	Espesor (m)	N.F.
	Rellenos antrópicos	1-4	-1 a -3 (POSIBLE ASCENSO)
	Cuaternario (alternancia de arenas finas, arcillas limosas y limos arcillosos)	15-30	
	Jurásico (arcillas con alguna veta arenosa)	10-15	
	Carbonífero (calizas, margas con calizas)	> 20	

Fig. 3.9. Corte típico del terreno de Moscú en el Centro y Nordeste de la ciudad

La posición del nivel freático se muestra en la Fig. 3.10 para el centro de Moscú.

En cuanto a los ensayos de campo, como ya se ha indicado, no se utiliza el SPT de Terzaghi y si los penetrómetros continuos estáticos (CPT). Se ha reproducido uno de ellos, en la Fig. 3.11, realizado junto a un sondeo de la Estación Oskaya. En rojo aparece la resistencia por la punta, en MPa (hay capas que alcanzan valores de 20 MPa, lo cual corresponde a rellenos superiores o arenas finas medianamente densas a densas, a unos 11,0 m de profundidad) y en rojo aparece la resistencia de fuste, en KPa (que alcanza valores de hasta 120 KPa, a 11 m de profundidad, en las mismas arenas finas que hay resistencia de punta alta). El rechazo se alcanzó en este ensayo a unos 15,40 m de profundidad, aunque otras veces no pasan de 11-12 m. En esa zona de rechazo se detectaron arenas. Las resistencias por fuste y punta en la capa superior, por debajo de los rellenos (arcillas limosas entre 0,7 y 5,80 m, o sea, la capa gQlld) son muy bajas: De 0 a 40 KPa (fuste) y de 0 a 4 MPa (punta).

Respecto a los estudios geotécnicos cabe señalar:

- Los estudios geotécnicos se hacen a base de muchos ensayos de laboratorio, con muestras “representativas” e “inalteradas”. Estas últimas son, realmente, un testigo (de unos 15-20 cm de longitud máxima) que se envuelve en plástico (algo rígido) y se “sella” con “film” transparente de cocina. Se llevan a laboratorio pero no se almacenan en cámara húmeda.
- Los testigos de los sondeos no se guardan en cajas. Normalmente los sondistas llevan un par de cajas para ponerlos en ellas y un técnico (ingeniero geólogo) hace las descripciones y elige las muestras. Después el testigo se tira allí mismo (Foto 3.5 y Foto 3.6).
- Hacen ensayos CPT hasta unos 20 m de profundidad, pero no siempre.
- No hacen ensayos S.P.T.
- Prefieren repetir sondeos a almacenar testigos.

Respecto a los datos de resistencia al corte, deformación y permeabilidad de estos terrenos, hemos reproducido en la Tabla 3.1 los parámetros dados por el laboratorio ruso para un caso determinado.

Para el análisis de las estaciones se han propuesto unos parámetros geotécnicos, deducidos de:

- Los ensayos CPT (que apenas se tienen en cuenta en los informes de los que hemos dispuesto).
- Los ensayos de laboratorio realizados a partir de las muestras “inalteradas” y “representativas”, realizadas en Moscú.
- De la información recabada en laboratorios de ensayos.
- De nuestra propia experiencia.



Fig. 3.10. Posición del nivel freático en Moscú.



Foto 3.5. Muestra “inalterada” (Foto del autor)



Foto 3.6. Testigos eliminados (Foto del autor)

Estos parámetros geotécnicos se han resumido en la Tabla 3.2, en que se indica:

- El tipo de terreno principal: a) Rellenos (KQIV). b) Arenas de grano medio con algo de finos (aQIII). c) Arenas finas grises algo limosas (fQIIod). d) Arcillas jurásica (J3).
- Las profundidades medias a que aparecen estos terrenos (eso puede cambiar según las estaciones).
- Densidad aparente saturada, γ_{sat} .
- Ángulo de rozamiento interno, ϕ , grados.
- Cohesión, c .
- Módulo de deformación para 50% del desviador de rotura, E_{50} .
- Parámetro m para el módulo de rigidización del Código PLAXIS.
- Coeficiente de permeabilidad, k .
- Coeficiente de reacción lateral del terreno, K_n .

Tabla 3.1. Parámetros geotécnicos deducidos de los ensayos de laboratorio de la estación de Nizheorodsakaya

Material	Coef. de Permeabilidad (cm/seg)	Cohesión (T/m ²)	Ang. de roz. Interno (°)	Módulo de Deformación (MPa)	Observaciones
Arenas de grano medio amarillas (a IIIkl)	$1,5 \times 10^{-1}$	~ 0	30	0,4	--
Arenas finas grises (a films y aIIIkl)	8×10^{-2}	~ 0	28	18	W=4-20% $\gamma_d=1,44-1,83$ gr/cm ³
Arenas de grano grueso (a films)	3×10^{-1}	~ 0	38	30	$\gamma_d=1,59-1,78$ gr/cm ³
Arenas polvorientas duras (a fIvk-ds)	2×10^{-2}	0,4	30	18	-
Arenas finas grises y amarillas (a fIvk-ds)	8×10^{-2}	200 ¹	32	28	-
Arenas de grano medio grises	$1,5 \times 10^{-1}$	~ 0	30	30	-
Arcillas polvorientas grises	-	2100 ²	13	15	W=19-25% $\gamma_{dp}=1,93$ gr/cm ³ e = 0,7
Arcillas negruzcas, semifirmes	-		20	19	W=39-45% $\gamma_{dp}=1,77$ gr/cm ³ e = 1,20

¹ Debe de tratarse de un error. Posiblemente 2 T/m².

² Debe de tratarse de un error. Posiblemente sea 2,1 T/m²

Tabla 3.2. Parámetros geotécnicos propuestos

PARÁMETROS OTEO										
	Profundidades (m)		γ (kN/m ³)	ϕ	C (kPa)	E50 (kPa)	m	k (cm/s)	k (m/day)	kh (t/m ³)
Rellenos antrópicos KQ	0,00	2,00	20,00	28	0,01	10000	0,50	1E-02	8,64	1800
Arenas finas cuaternarias aQIII	2,00	15,00	20,00	30-32	1,00	20000	0,50	1E-01	86,40	6000
Arenas medias cuaternarias fQIIIod	15,00	29,00	21,00	33-35	1,00	30000	0,50	1E-02	8,64	8000
Arcillas medias a blandas gQ	-	-	19,5	20-22	15-25	25000	0,6	-	-	5000
Arcilla jurásica J3	29,00	-	19,00	18-20	50,00	40000	1,00	1E-07	0,000086	10000

La alta posición del nivel freático (que puede llegar a la superficie) y las previsible bajas propiedades geotécnicas del cuaternario hace que las pantallas (aunque fueran de espesor 1,20 m) no sean capaces de resistir los momentos flectores, por mucho que se aumente su empotramiento en el Jurásico se prolongara mucho (se ha supuesto entre 5 y 10 m, valores para los que los esfuerzos son muy similares). Además los movimientos serían muy grandes.

Este tema ha sido analizado con PLAXIS 2D por KV y PROINTEC, bajo nuestra coordinación y resultan desplazamientos horizontales en la pantalla de hasta 18 cm, con asentos de 16 cm a unos 25 m de la pantalla. En algún caso hay un edificio alto a 20 m de la pantalla.

Además la base de la pantalla se desplazaría unos 17 cm, lo que da idea de que hay ya, muy próxima, una inestabilidad de la pantalla. Los momentos flectores llegan a 7000 kNm/ml (\approx 700 mT/ml), sin mayorar, excesivamente elevados.

Por ello, hemos propuesto como solución el construir “contrafuertes” que vayan – transversalmente – de pantalla a pantalla y que se ejecutarían antes de la excavación de la Estación. La simulación de su presencia (por debajo de la contrabóveda) se ha reproducido (Plaxis 2D), obteniéndose que los movimientos horizontales máximos de la pantalla son sólo de 24 mm y están por encima del nivel de andenes, con desplazamiento de sólo 2-3 mm en la zona por debajo de la contrabóveda. Los asentos – a 20 m de la pantalla – serían sólo del orden de 20 mm. En cuanto a los momentos flectores máximos en pantalla serían de 360 mT, lo que ya es asumible (2 capas de ϕ 32/0,10 m).

Un análisis 3D permite analizar la influencia de la rigidez de los contrafuertes. En principio el caso 2D se hizo para la separación de contrafuertes igual a la de pilas-pilotes (irían situados entre ellas). Si se quiere reducir el desplazamiento de la pantalla a 15 mm, es necesario colocar contrafuertes a la mitad de distancia.

Los contrafuertes podrían realizarse:

- Con módulos de pantalla continua (así se ha previsto en el cálculo), con inyecciones de jet-grouting en la zona de contacto con las pantallas perimetrales de la Estación, para asegurar su rápida entrada en carga.
- Con filas de jet-grouting, tipo Jet-3 (filas de 3 columnas). Como este sistema de tratamiento del terreno es muy empleado en Moscú podría ser la solución. Aunque en el caso de alguna estación de más de 50 m de anchura puede ser una longitud excesiva y podría hacerse una combinación de jet y módulos de pantalla (incluso debe estudiarse si es necesario un contrafuerte a toda anchura).
- Un problema que se ha estudiado es que entre contrafuerte y contrafuerte hay, probablemente, dos juntas entre pantallas, por lo que puede haber algún problema de efecto del contrafuerte sobre todo el conjunto. Estos puede resolverse de varias formas: a) Considerando que la situación es

provisional y que, en definitiva, los módulos de pantalla quedan unidos por la losa de fondo de vestíbulo y la losa superior. b) Construyendo a media excavación un elemento rigidizador. c) Haciendo un tratamiento con dos filas de jet en la zona entre contrafuertes, a modo de viga de atado.

La construcción de pantallas continuas en un terreno y un clima como el de Moscú, encierra resolver diversos problemas.

- Deben prolongarse hasta introducirse en las arcillas jurásicas, entre 5 y 10 m, a fin de impedir la entrada del agua por el fondo de la excavación. Creemos que con 5 m sea suficiente.
- Mantener la estabilidad de las paredes durante la excavación. Habitualmente eso se consigue con lodos bentoníticos. Estos deben de estar preparados para excavar en arenas limosas sin grandes consumos ni sobreexcavaciones superiores al 30-40% sobre lo teórico. Los cambios térmicos de Moscú deben tenerse en cuenta en la preparación y control de estos lodos. Además debe mantenerse el nivel del agua en la superficie para evitar los posibles efectos de agua con presión artesiana de algunas arenas con limos. Ello puede obligar a utilizar lodos bien cuidados y renovados, con una condición de desarenado del orden del 3-4%. En estos lodos se controlará la viscosidad a lo largo de todo el periodo de su utilización.
- La longitud de los paneles debe de ser tal que permita disponer el menor número de juntas posible, al mismo tiempo que evite riesgos de inestabilidad. Parece aconsejable que, dado el tipo de terrenos, no se sobrepase una longitud de unos 4,0 m.
- Limpieza de fondo: En principio se considera que las pantallas continuas de las estaciones deben llegar a las arcillas jurásicas, de consistencia – al menos – media, por lo que la limpieza no debe ser problemática, en principio. Sin embargo, pueden caer depósitos de arena al fondo de la excavación, por desprendimientos de las paredes, si los lodos no funcionan muy bien.
- Colocación de armadura: Debe de hacerse lo antes posible, aunque la longitud de la pantalla no permitirá siempre el montar la armadura de una sola vez, en vertical. Pero si debe colocarse la armadura de una sola vez en horizontal.
- Hormigonado: Debe de hacerse de la forma más continua posible, con uno o dos tubo “tremie”, controlando la relación altura de hormigón-volumen de hormigón, para conocer dónde se producen sobreconsumos, deducir defectos posibles de hormigonado, etc. El hormigón deberá tener un cono de Abrams del orden de 18-22 cm, magnitud a comprobar en base a la experiencia que se tenga en Moscú por las empresas que construyen pantallas.
- Para comprobar la continuidad del hormigonado, se dejaran tubos de control sónico de forma que pueda comprobarse el estado de las secciones transversales de los módulos de pantalla.
- Está previsto realizar pilas-pilote en las Estaciones del Metro, a fin de acortar la luz de losa superior. Para ello deben ser realizadas antes de ejecutar dicha losa y antes de iniciar la excavación. Después, al ir bajando la excavación, las pilas se conectan con la losa de vestíbulo y con la solera inferior o contrabóveda, a fin de que la carga de la losa superior, intermedia e inferior pueda transferirse a estas pilas y, además, que puedan servir de anclajes contra la subpresión. El terreno que han de atravesar será:
- El cuaternario superior: Arenas limosas, con finos (a veces, sensibles a las vibraciones), arcillas limosas, etc.
- Las arcillas jurásicas, de consistencia media – como mínimo.

- Pueden llegar, en algún caso (si su longitud llega a sobrepasar los 35-40 m por debajo de la cota de la solera inferior), a la formación calcárea del carbonífero (o en la zona sudoeste del “anillo”, a la formación calcárea del cretácico).

La excavación problemática puede producirse en el cuaternario, concretamente en zonas de paleovaguadas (con arcillas muy blandas en su parte inferior) y en arenas finas con limos, debido a la escasa o nula cohesión de estos materiales.

Por ello, estas pilas deben ejecutarse:

- Al abrigo de entibaciones metálicas recuperables. En algún caso puede llegar a ser necesario (por lo blando y fino del terreno) a bajar la armadura con una tubería perdida de poco espesor, independiente de la tubería metálica de entibación, para que el hormigón no empuje al terreno blando y lo desplace.
- La tubería metálica debe ir por delante de la excavación, al menos 3 m, y mantener toda la tubería llena de agua y bentonita. La tubería puede sobrepasar la superficie para evitar que aguas con presión artésiana arrastren terrenos u hormigón. Esta solución la hemos empleado en pilotes de Ø 2 m en el Delta del Río Ebro con éxito, y en terrenos turbosos y sin cohesión. Una vez introducida la tubería en las arcillas jurásicas pueden disminuir las precauciones. Como se ha indicado, a pesar de la tubería, conviene el tener el tubo metálico lleno de agua con bentonita.
- Aún con esas precauciones, el agua del interior de la tubería puede contener parte de la arena fina excavada (un 3-4% en volumen, a pesar de la desarenización del lodo), la cual tiende a depositarse en el fondo de los pilotes, con lo que el apoyo puede ser de poca calidad. Si se piensa en un 3% de sólido en suspensión; para un pilote de 40 m de longitud, ello puede suponer un depósito en la punta de más de 1,4 m de altura, lo que equivale a tener una capa muy compresible en punta, aunque consideremos que la pila-pilote está apoyado en una arcilla jurásica, de consistencia – al menos – media.
- Ello obliga a instalar tubos sónicos en cada pila-pilote (del orden de 2 de Ø 2,5" y 2 de Ø 4") para poder perforar la punta e inyectar los depósitos areno-limosos y el terreno inmediatamente inferior. La perforación comprenderá desde 1,0 m antes de llegar a la punta de hormigón y hasta 5 m por debajo de la máxima excavación, perforando e inyectando – al menos – por uno de los tubos de Ø 4", con obturadores cada metro. La inyección se efectuará, un mínimo de diez días después de hormigonar el pilote y podrá hacerse con la técnica de tubos-manguito, inyectando a 1 MPa en primera fase y a 2 MPa en segunda fase, con una admisión máxima de lechada 1,5:1 (cemento/agua) de 150 l en primera fase y de 50 l en segunda fase.

4. Bogotá: Un Metro en lagunar, aluvial y pie de monte.

En este caso se trata del diseño de la Línea 1 del Metro de Bogotá, que han llevado a cabo las empresas consultoras españolas EUROESTUDIOS e IDOM, en colaboración con la empresa colombiana CANO y asociados, habiendo participado la consultora AYESHA como interventoría del Proyecto.

En este caso todo es nuevo:

- No había – antes de empezar el Proyecto – un conocimiento profundo del terreno, aunque existe una bibliografía técnica, en la cual aparece habitualmente el nombre del Profesor Jorge Alberto Rodríguez, de la Pontificia Universidad Javeriana de Bogotá.
- No hay prácticamente experiencia en obras de túneles. Sólo se ha hecho un colector con una máquina de pequeño diámetro, pero apenas se disponen de datos de la obra.
- Se sabe que Bogotá está construida sobre terrenos aluviales y lagunares, que acaban – en su lado este – en un pie de monte y en las montañas próximas. El espesor de estos materiales pluviales puede ser muy grande (100 m).
- La zona lagunar (cuaternario muy blando) se comprime, bien por extracción de agua mediante pozos, bien por evaporación en su parte superficial (subsistencia regional).

A continuación exponemos el marco geológico-geotécnico de la ciudad de Bogotá (Fig. 4.1 y Fig. 4.2).

La ciudad de Bogotá se asienta, principalmente sobre los depósitos sedimentarios cuaternarios de la cuenca de la Sabana de Bogotá. Se trata de unos sedimentos lacustres con espesor del orden de 100 a 300 m.

En el sector del Aeropuerto El Dorado se cuenta con sondeos realizados por Ingeominas (1997) que alcanzaron los 250 m de profundidad. En la Fig. 4.3 se muestran los datos de humedad natural, w , y plasticidad (límite Líquido, LL) hasta esa profundidad, pudiendo distinguirse los 80-100 primeros metros con suelos más húmedos (90-180%) y plásticos (límite líquido de 100-200, lo que hace que la relación W/LL sea del orden de 60-85%), los cuales pertenecen a la Formación Sabana (lagunar), perteneciendo los suelos que hay por debajo a la llamada Formación Subachoque, también aluviales.

En la Fig. 4.3 se ha representado la variación con la profundidad de otros parámetros geotécnicos, como el índice de huecos o vacíos, e , el índice de compresión C_c , y el índice de recompresión o entumecimiento, C_r . Puede apreciarse que en los 100 m más superficiales el índice de huecos varía entre 1,0 y 3,0, lo que da idea de lo compresibles que son.

Estos parámetros se han deducido de ensayos edométricos.

Los depósitos de la Formación Sabana se han formado durante los últimos tres millones de años, en unas condiciones climáticas muy variadas, con aporte de sedimentos aluviales-lacustres, cenizas volcánicas, etc. De ahí su elevado índice de huecos (del orden de 2 a 3,5 en los 50 m superiores de la Formación). El peso de los materiales ha ido consolidando el terreno en profundidad, por lo que e , disminuye a 0,7-1,5 en los 50 m siguientes y baja a 0,4 a 0,6 en la Formación Subachoque.

Cabe distinguir los materiales de origen aluvial (con menos finos) de los lacustres (más arcillosos).

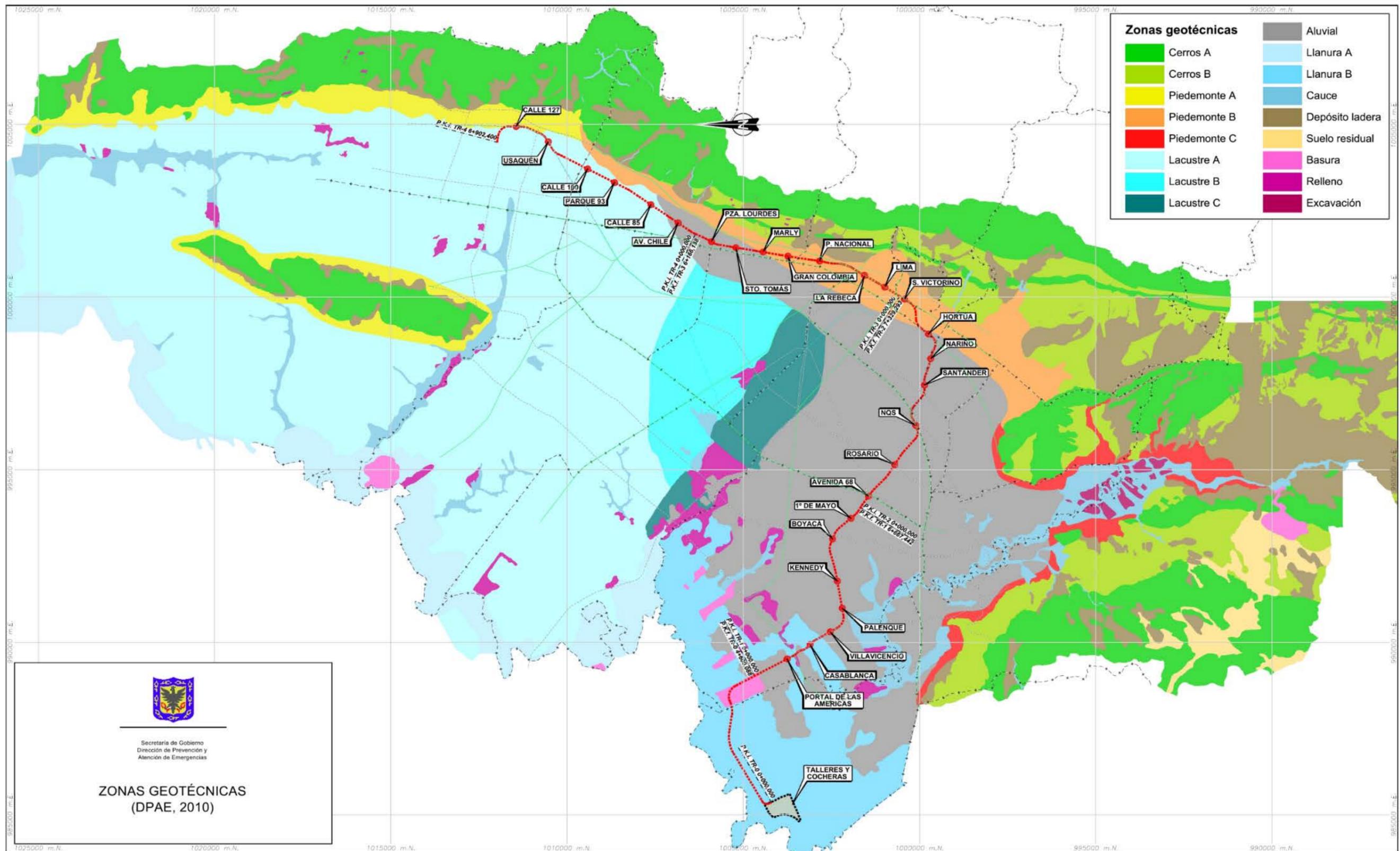


Fig. 4.2. Mapa geotécnico de Santa Fe de Bogotá (Desde 2010) Con división por tramos

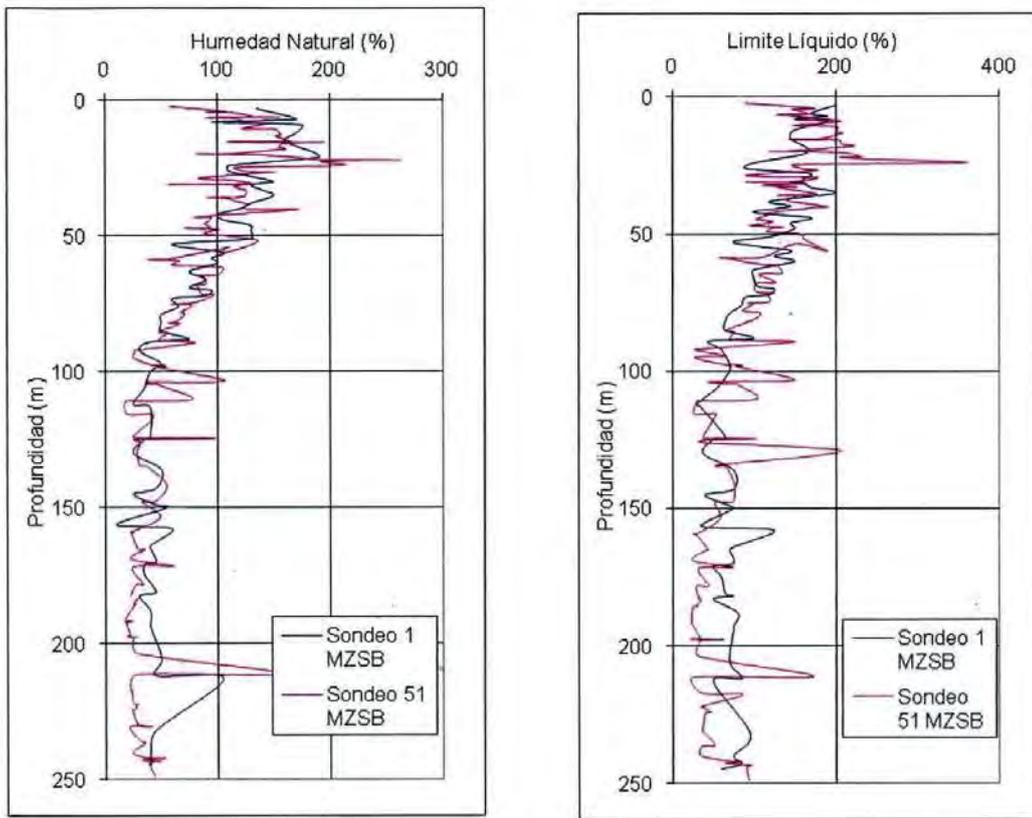


Fig. 4.3. Datos del perfil de suelos en el sector del Aeropuerto El Dorado (RODRÍGUEZ, 2010)

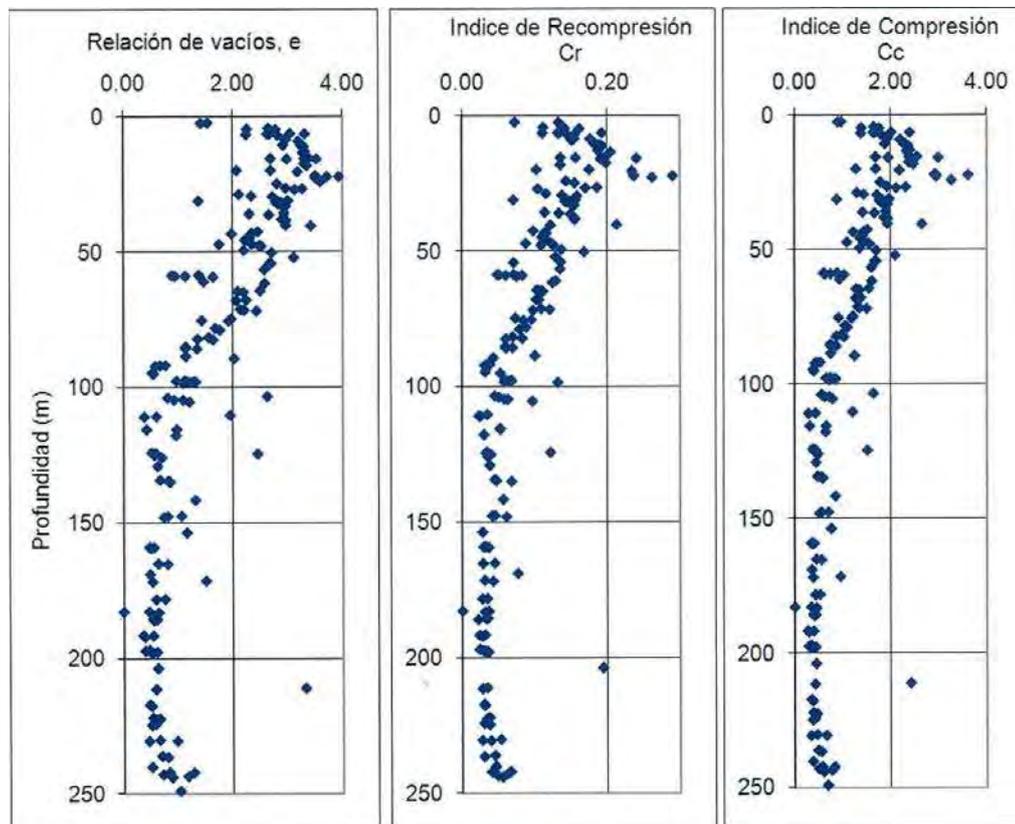


Fig. 4.4. Perfil de propiedades estimadas (RODRÍGUEZ, 2010)

Los sedimentos aluviales (los que serán más afectados por las obras del Metro y se sitúan al sur de Bogotá) están formados por una alternancia de materiales bajo los rellenos – de origen antrópico a superficiales – con espesor de 2 a 4 m:

- Arenas color café y gris, con algo de limo, con densidad floja a medianamente densa.
- Limos arcillosos café oscuro a gris, con algo o bastantes arenas, con materia orgánica, blanda.
- Arena gris y café, con índice de limo.
- Limos color café con algo de arena, blandas a moderadamente firmes.
- Arenas con limos, densa.
- Limos grises y café oscuro, con indicios de arenas, moderadamente firmes a firme, etc.
- Alternancias de capas de limo y arenas densas, etc.

Sin embargo en los artículos publicados en la bibliografía especializada (sobre todo por el Dr. Jorge Alberto Rodríguez), se le presta más atención a las arcillas de la Formación Sabana de Bogotá, sobre todo para el diseño de estructuras superficiales, con algunos sótanos.

Los datos de la Formación Sabana (Fig. 4.3 y Fig. 4.4) corresponden a un material clasificable como CH, según Casagrande (ó A-7-5, según la AASHTO); o sea, arcilla de alta plasticidad, con un índice de fluidez del orden de 0,3-0,4, es decir, con una humedad más cercana al límite plástico que al líquido (suelos con deformabilidad relativa media a alta). Ello hace que se puedan clasificar como “suelos blandos a muy blandos”.

Estos suelos más blandos suelen ser los de origen “lacustre” y son los que están más al norte y al oeste de los aluviales (los afectados por el futuro Metro).

También se han realizado ensayos de medida de propagación de ondas sísmicas, V_s , en ensayos down-hole en el Aeropuerto de Nuevo Dorado (2004). En la Fig. 4.5 se reproducen los resultados obtenidos.

En esa Fig. 4.5 se ve como la velocidad de ondas superficiales, V_s , va aumentando con la profundidad, distinguiéndose que los 10 primeros metros tienen velocidades muy pequeñas, lo que corresponden a un espesor de suelos muy poco resistentes y poco rígidos. A partir de unos 25-30 m de profundidad la velocidad aumenta y V_s alcanza los 100 m/seg, aunque el aumento claro se produce a partir de los 40 m de profundidad (V_s pasa a ser del orden de 150-200 m/seg).

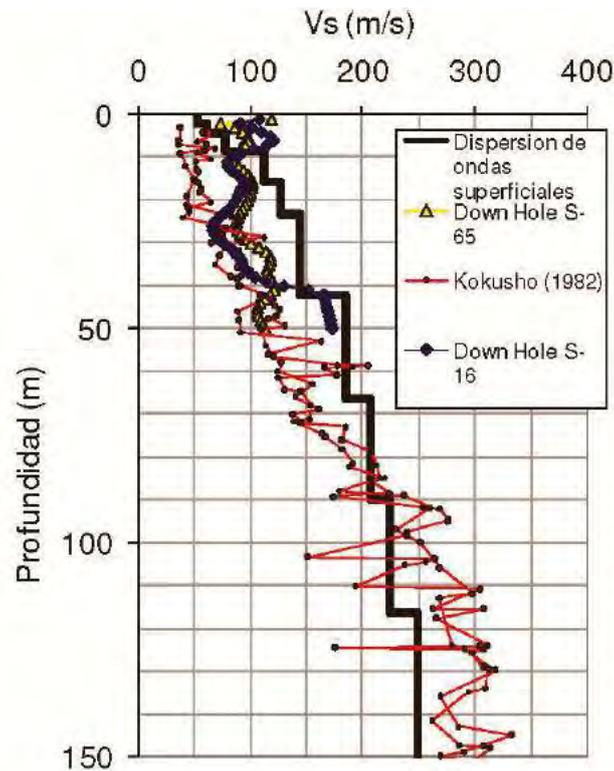


Fig. 4.5. Perfil de velocidad de onda de corte en el perfil de suelos (RODRÍGUEZ, y otros, 2004)

La composición de los sedimentos lacustres y aluviales no es uniforme y depende de la zona de la Formación Sabana que se considere.

Como se indicó, en la Fig. 4.1 puede verse el mapa geológico simplificado (correspondiente a la zonificación Geotécnica de Bogotá, Octubre de 2010), realizado para la Alcaldía Mayor de Bogotá, en que se aprecia como el 60% de la traza de la Línea 1 del futuro Metro se desarrolla, aproximadamente, sobre material aluvial, rozando los depósitos lacustres. En esta zona el trazado va de oeste a este. A continuación la traza gira hacia el norte y viene a situarse en una zona con terreno completamente distinto, ya que es el borde del gran depósito de sedimentos. De esa forma, la línea se inserta en una zona de “piedemonte”, al borde de los montes que rodean (por el este) a la ciudad de Bogotá. Al final de ese tramo se afecta, un poco, a la formación de lacustres del nororiente. Lo mismo ocurre en la zona de cocheras (al oeste de la línea que aparece en la Fig. 4.1).

En la Fig. 4.6 se ha reproducido otro plano, correspondiente a la profundidad del basamento (elaborado por el mismo organismo que realizó el mapa de la Fig. 4.1). El tramo del trazado que discurre oeste-este estaría en una zona con espesores de cuaternario de 150 a 200 m, en su mayor parte, aunque en la zona en que va a girar hacia el norte, probablemente, casi tocaría la roca. En esa Fig. 4.6 también se señala el basamento rocoso aflorante, que queda cerca del tramo que va hacia el norte del Metro.

Es decir, como consecuencia de todo lo anterior, puede decirse:

- La mayor parte del trazado de la Línea del Metro se desarrollará en zona formada por un conjunto de sedimentos, de origen aluvial, cuyo espesor es de 150-200 m.
- Todo el trazado del Metro se sitúa al Norte-Nororiente del Río Tunjuelo.
- Estos sedimentos, recubiertos por rellenos antrópicos (de 2-5 m de espesor) están constituidos por terrenos flojos y blandos, generalmente limo arcillosos y arcillo limosos, intercalados con capas

de arena. La parte más arcillosa parece, que está en la zona nororiental (de origen lacustre), la cual afectaría a la parte final (hacia el norte) del tramo.

- El nivel freático normal está cerca de la superficie.
- Estos suelos pueden estar asentando por problemas de autoconsolidación (en algunas zonas) y por extracción de agua (principalmente, los depósitos lacustres).
- Las humedades de estos suelos pueden ser, en su zona superior, muy elevadas. Dado que el límite líquido puede ser muy alto (fracciones con predominio arcilloso, en que se llega al 100-200%), la relación humedad/límite líquido puede ser del 60-89% (lagunar).
- Los índices de compresión, C_c , deducidos de ensayos edométricos indican una importante compresibilidad.
- En la zona en que discurrirá el Metro de oeste a este, se afectarán depósitos aluviales que parecen contener una mayor proporción de arena.

Como se deduce de lo anteriormente expuesto, es necesario distinguir las formaciones aluviales (que afectaran a todo el trazado oeste-este de la nueva línea del Metro de Bogotá, 60% aproximadamente, del total), de las lacustres, situadas más al norte y que sólo afectarán al extremo situado más al norte de la traza (5-6% de la traza), a la zona de cocheras (Sudoeste).

Sin embargo, en las publicaciones existentes en la bibliografía técnica disponible se le ha prestado atención preferente a los suelos muy blandos de origen lacustre, quizás por eso mismo de ser los más blandos, quizás porque en esa zona se han situado nuevas e importantes obras.

Por ejemplo, la Fig. 4.7 pueden verse diversos datos de parámetros geotécnicos de suelos del Norte de Bogotá y su variación con la profundidad (30-40 m más superficiales) y en la Fig. 4.8 la variación con la profundidad de la resistencia al corte sin drenaje, deducidas con piezocono.

Como resumen de todo lo anterior, se ha elaborado la Tabla 4.1, a partir de la información disponible en la bibliografía técnica escrita por ingenieros colombianos, en lo que se puede ver el orden de magnitud de los datos disponibles (a veces muy escasos).

En la Tabla 4.2 adjunta, a manera de complemento, se han reproducido los ordenes de magnitud de los parámetros geotécnicos más representativos de los suelos de Bogotá, deducidos de los ensayos disponibles para la Línea 1 del Metro (de campo y laboratorio), de la experiencia personal del autor de estas páginas y de la bibliografía colombiana disponible. Estos valores fueron consensuados entre los asesores geotécnicos a los proyectistas de la Línea 1 (Sres. Sola y Oteo) y la interventoría (Prof. Rodríguez Ortiz).

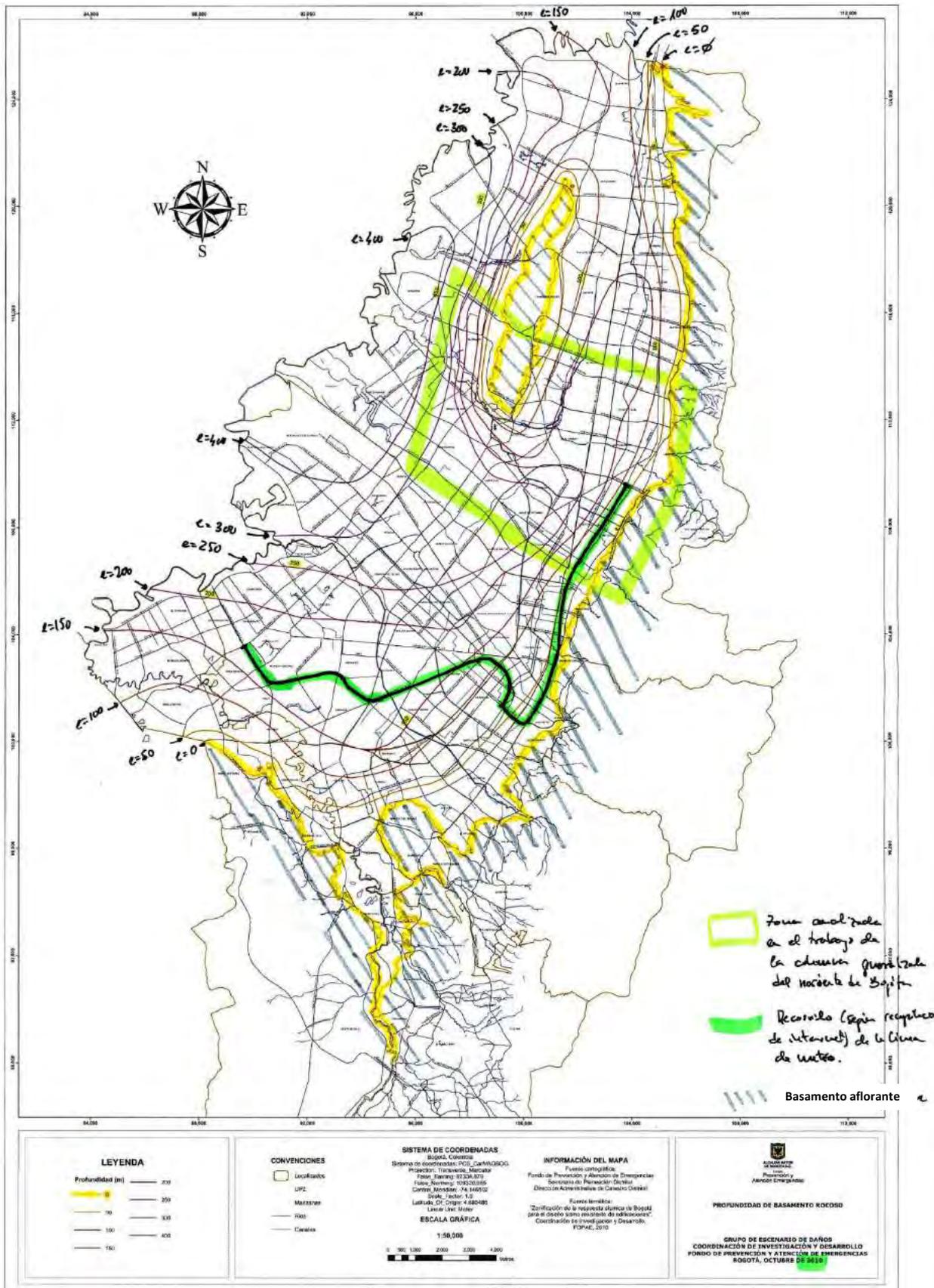


Fig. 4.6. Profundidad del basamento rocoso

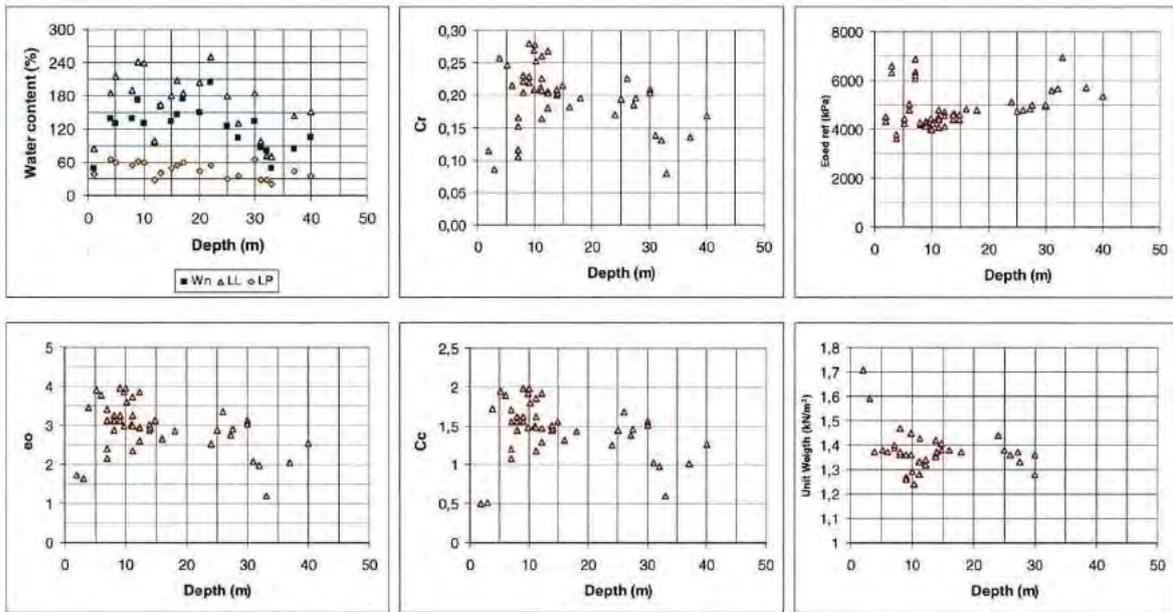


Fig. 4.7. Propiedades de los suelos típicos del norte de Bogotá. De izquierda a derecha y de arriba abajo: Límites de consistencia y contenido de agua natural. Índice de recompresión (Basado en correlaciones y pruebas edométricas), módulo edométrico para una presión de referencia de 100 kPa, relación de vacíos, el índice de compresión (Basado en correlaciones y pruebas edométricas), densidad total de la unidad (RODRÍGUEZ, y otros, 2007)

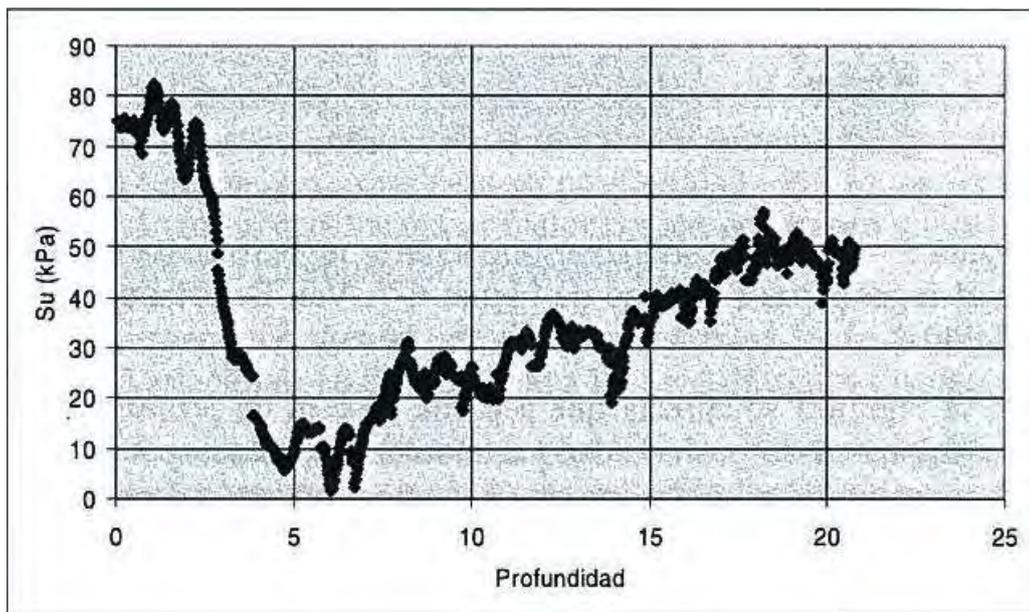


Fig. 4.8. Perfil de resistencia no drenada obtenido mediante interpretación de mediciones de piezocono en las oficinas de Ingeominas (RODRÍGUEZ, 2010)

Tabla 4.1. Algunas características geotécnicas de los suelos de Bogotá ³

Tipo terreno	W	LL	γ_d	V_s	C_u	C'	ϕ'	C_c
Rellenos (H=2-5 m)	20-40	30-60	1,4-1,6	-	-	-	-	-
Aluvial (H=0-100 m)	15-20	-	1,6-1,65	-	-	0-1	30-38	-
Gravillas arenosas	20-40	30-50	1,4-1,5	-	-	20-30	22-26	-
Lagunar (H<50 m)	120-150	150-200	1,25-1,45	120-180	15-40 ⁴	0-7	23-25	1,0-2,5
Lagunar (50<H<100 m)	40-80	70-120	1,45-1,55	180-220	40-150	-	-	0,5-1,5
Lagunar H>100 m	30-40	35-70	1,55-1,65	220-250	>150	-	-	0,3-0,5

- W = Humedad (%)
 LL = Límite líquido
 γ_d = Densidad seca (T/m³)
 V_s = Velocidad ondas sísmicas (m/seg)
 C_u = Cohesión sin drenaje (KPa)
 C' = Cohesión efectiva (KPa)
 ϕ' = Rozamiento interno efectivo (°)
 C_c = Índice de compresión

³ Fuentes (RODRÍGUEZ, y otros, 2004), (RODRÍGUEZ, y otros, 2007), (RODRÍGUEZ, 2010)

⁴ Hay una costra muy superficial, con $C_u=70-80$ KPa

Tabla 4.2. Parámetros de cálculo recomendados para diseño. Metro Bogotá (Línea 1)

TABLA A: PARÁMETROS DE CÁLCULO RECOMENDADOS PARA DISEÑO. METRO BOGOTÁ (LÍNEA 1)																	
EDAD	UNIDAD LITOESTRATIGRÁFICA	GRUPO GEOTÉCNICO	TRAMO	DESCRIPCIÓN	Densidad aparente seca	Humedad	% FINOS	LL	IP	N (SPT)	COHESIÓN EFECTIVA	ANG. ROZAMIENTO INTERNO	MÓDULO DEFORMACIÓN EN EXTENSIÓN	COEF. DE REACCIÓN LATERAL	MÓDULO DEFORM. EN CARGA	MÓDULO DEFORM. EN DESCARGA O RECARGA	Cohesión sin drenaje
					Y _{d,ap} (t/m ³)	(%)					c' (t/m ²)	ϕ' (°)	E _{sub} (t/m ³) (***)	K _h (t/m ³)	(t/m ²)	(t/m ²)	cu (kg/cm ²)
CUATERNARIO	Relleno antrópico	Rellenos	1 a 4	Vertidos	1,40-1,70	20-40	40-80	—	—	<5	0,0	28	300-500	800	400-700	1200-2000	-
	Depósitos aluviales Qtb	Qtb11	Tramos 1 y 2	Arenas con algo arcilla/limo, muy flojas - flojas	1,50-1,55	15-25	20-35	10-20	4-10	≤ 10	0,5	30	650-900	1.200	900-1300	2500-4000	-
		Qtb12		Arenas con bastante arcilla/limo, medianamente densas	1,55-1,60	15-30	20-40	10-20	4-10	11-30	1,1-1,4	30-32	1300-1650	1300-1600	1700-2100	5000-6500	-
		Qtb13		Arenas con bastante arcilla/limo, densas y puntualmente muy densas	1,60-1,65	14-30	30-45	20-30	5-10	≥ 31	1,3-1,7	32-29	1750-2000	2000-3000	2500-3500	8000-9500	-
		Qtb21		Arcillas y limos moderadamente firmes y puntualmente blandos	1,35-1,50	25-40	70-100	30-45	5-15	0-8	0,4-0,6	14-16	500-900	800-1500	800-1200	2500-4000	0,40
		Qtb22		Arcillas y limos, firme	1,50-1,60	20-35	70-100	30-50	10-22	9-15	1,0	16-18	900-1300	1200-2000	1200-1600	3500-5000	0,60
		Qtb23		Arcillas y limos, muy firmes y puntualmente duros	1,55-1,70	15-30	70-100	30-50	10-22	≥ 16	1,5-2,5	18-22	1300-1500	1600-2400	1600-2000	5000-6500	0,80
		Qtb3		Grava arenosa, medianamente densa	1,65-1,75	15-25	10-25	15-25	4-10	>25	0,0	34-60	2500-3000	4000-5000	3500-4000	10500-11500	-
	Niveles con alto contenido en Materia Orgánica. QMA	QMA	Todos los tramos	Nivel arcilloso con alto contenido en materia orgánica	0,55-1,15	70-120	95-110	85-220	60-130	5-15	0,15-0,25	9-11	250-500	100-250	300-600	900-1500	-
	Complejo de Conos Qcc	Qcc11	Tramo III, Final Tramo II e Inicio Tramo IV	Arenas con bastante arcilla/limo, muy flojas - flojas	1,23-1,56	10-40	30-40	20-35	5-15	≤ 10	0,8-1,2	28-30	1500-2000	2500-3500	2000-2500	6000-7500	-
		Qcc12		Arenas con bastante arcilla/limo, medianamente densas	1,6-1,8	10-25	25-40	20-30	5-15	11-30	1-1,6	30-32	3000-3500	3000-4000	3700-4500	10000-12000	-
		Qcc13		Arenas con bastante arcilla/limo, densas y puntualmente muy densas	1,7-1,75	10-20	20-40	20-30 ^(a)	5-15	≥ 31	0,4-0,6	34-36	3500-4500	3500-6000	4500-6000	13500-18000	-
		Qcc21		Arcillas y limos con algo de arena, blandas	1,1-1,6	20-60	70-100	30-70	10-35	0-4	1,0	18	1100-1500	2000-2500	1500-2000	4500-6000	0,25
		Qcc22		Arcillas y limos con algo de arena, moderadamente firmes.	1,4-1,65	25-40	70-100	20-50	10-20	5-8	1,5	22	1500-2000	2500-3000	2000-2500	6000-8000	0,40
		Qcc23		Arcillas y limos con algo de arena, firmes a muy firmes	1,60-1,75	25-30	80-100	20-50	10-20	≥ 9	2,0	26	2100-3000	3000-4000	3000-4500	10000-14000	0,80
		Qcc3		Gravas arenosas y bolos ocasionales, medianamente densa a densa y puntualmente rechazo	1,7-1,8	10-20	10-30	20-35	5-20	15-R	0,8-1,0	36-38	5500-7000	6000-7500	7000-8400	20000-28200	-
	Depósitos lacustres (Formación Sabana) Qta	Qta21	Tramo 4	Limos y arcillas de alta plasticidad, muy blando-blando	0,5-1,3	40-120	90-100	75-150	50-100	0-4	0,4-0,6	17-18	150-250	300-550	200-300	1200-2800	0,125
Qta22		Limos y arcillas de alta plasticidad, moderadamente firme y puntualmente firme		0,7-1,5	45-105	90-100	50-150	50-100	5-15	1,0	18	350-600	500-750	500-800	2000-3000	0,40	
Fm. Bogotá. Tpb	Tpb1	Tramo 3	Arcillas y limos versicolores, muy firmes a duros, con ocasionales niveles de arenas. (Substrato meteorizado)	1,6-1,7	10-25	85-100	35-50	15-30	25-R	4,0	24	5600-7000	8000-10000	8000-10000	24000-30000	1,00	
	Tpb2		Arcillas y limos versicolores, muy duros, con intercalaciones puntuales de arenisca. (Substrato sano)	2,2-2,3	3-10	80-100	35-50	15-30	R	6,0	26	30000-60000	50000-75000	40000-60000	120000-240000	4,00	

(a) En dos ensayos resultaron N.P., a pesar del contenido de finos

(***) Para análisis de subsidencia

A la hora de diseñar las estaciones del Metro de Bogotá hay que tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Posición del nivel freático (o superficie piezométrica) de cálculo. En general, puede decirse que estará a unos 3-4 m de profundidad, aunque será necesario tener en cuenta sus posibles variaciones estacionales (probablemente, 1 m), así como la red de filtración a través del fondo de la excavación, resultante según la solución constructiva adoptada, y la posible existencia de niveles limo-arcillosos impermeables.
- Los empujes del terreno se deducirán – con las fórmulas habituales de Coulomb – a partir de los datos de peso específico aparente (por encima del nivel freático) y peso específico aparente sumergido (por debajo del nivel freático) y con los datos de resistencia al corte del terreno. Generalmente, es recomendable el calcular con valores efectivos de los parámetros de resistencia al corte (c' , ϕ'). Además, debe de introducirse la deformabilidad del terreno, bien a través de los módulos de deformación de los diferentes estratos (E_{ap}) o a través de modelos algo más complejos (como el strain hardening). Estos modelos corresponden a Códigos de elementos finitos (tipo PLAXIS, ANSYS, etc.) o de diferencias finitas (tipo FLAC). Sin embargo pueden usarse modelos numéricos como el francés RIDO (o similar), en que se trabaja con los módulos de reacción horizontal del terreno, K_h . En la Tabla 4.1 del capítulo anterior se han recomendado algunos valores para E_{ap} y K_h .
- Aunque el terreno no es muy rígido, el orden de magnitud de los empujes del terreno será de 0,35 a 0,40 de los empujes que producirán el agua. Ello tiene como consecuencia que la determinación exacta de los valores de c' y ϕ' en cada capa tenga – en nuestra opinión – una importancia de segundo orden, aunque si es importante acertar con la estratigrafía relativa (presencia de la capa 1L ó 2L, su espesor y situación, etc.) Así, si en algún sondeo faltan algunos ensayos triaxiales o de corte (por problemas de plazo) no es un problema muy grande. Si es importante una buena descripción de los estratos y la determinación de humedades, límites, contenido de finos y de materia orgánica y compresión simple en limos y arcillas y ensayos “in situ” (tipo “molinete” o vane-test), para estimar que capa existe a cada profundidad y estimar su resistencia al corte.
- La rasante de la vía puede estar a unos 15 m de profundidad, con lo que las pantallas han de pasar, al menos, unos 6-7 m por debajo de dicho valor. Sin embargo, por debajo de la excavación a realizar quedarán bien capas de arena relativamente permeables (lo que puede originar sifonamientos), bien limos-arcillas balndas (que pueden tener problemas de levantamiento o rotura de fondo, dada la presión del agua. Además al bajar el nivel del agua dentro de la excavación, puede afectarse claramente al nivel freático (en un radio importante), afectando a edificios propios. Por otro lado, si la parte baja de las pantallas está en los limos de consistencia media a blanda, las deformaciones de la pantalla por debajo del vestíbulo pueden ser considerables (Fig. 4.9), por lo que también se generarían desplazamientos horizontales y verticales en los edificios próximos. Estos puede llevar a la conveniencia de realizar “contrafuertes” entre las pantallas de la Estación, antes de proceder a la excavación en su interior (Fig. 4.10). Estos contrafuertes pueden ser realizados con módulos de pantalla continua e inyecciones en el contacto con las pantallas de la Estación o pueden hacerse con columnas de jet-grouting 3 (recuérdese lo comentado para Moscú). Si este contrafuerte se hace en forma de tapón de fondo (Fig. 4.11) se conseguiría el doble fin de impermeabilizar el fondo de la estación y de hacer de contrafuerte. Así se resolverían estos problemas y las pantallas del perímetro de la Estación podrían tener un empotramiento menor (5-6 m, que sería, también, el espesor del tapón o contrafuerte).
- Las juntas de las pantallas continuas pueden tener problemas de estanqueidad, por lo que puede ser recomendable, además de cuidar su ejecución seleccionando alguno de los procedimientos más fiables, el realizar, sistemáticamente, un tratamiento de impermeabilización exterior, haciendo en el terreno dos taladros de jet-grouting 1 en cada junta (o 3-4 pilotes \varnothing 250 mm de mortero). También podría hacerse un tratamiento interior de juntas con taladros que atravesaran las juntas e inyectaran espumas acuarreactivas.

- Para las Estaciones es recomendable que se empleen espesores de 1 m en las pantallas continuas y que los conos de Abrams de sus hormigones sean de 18-22 cm, cumpliendo las “Recomendaciones para la ejecución del hormigonado de pilotes y pantallas in situ”, editado por el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en el pasado 2011.
- Los paneles de estas pantallas no deben de tener longitudes superiores a 4,0 m, para evitar problemas de estabilidad en los mismos, dada la presencia de suelos blandos. Si se colocan dos jaulas de armaduras separadas en horizontal, se deberá hormigonar el panel con dos tubos “tremie”.
- Se ha de comprobar la flotabilidad de cada Estación, aunque no suele haber problema, contando con el peso propio de la Estación, el rozamiento en sus pantallas y la posible presencia de pilas-pilote (que podrían trabajar como “anclajes”)
- El momento flector de diseño de las pantallas, en situación definitiva, es la suma del momento debido a los empujes del agua, M_W y el momento debido a los empujes del terreno, M_T . Este último puede variar, según la aproximación que se tenga a las verdaderas propiedades del terreno. Pero M_W puede variar sólo en lo que varíe el nivel freático (muy poco). Por eso recomendamos diseñar el refuerzo o armadura de la pantalla aplicando diferentes coeficientes de mayoración a estos valores. El momento final, M_F , para “armar” la pantalla, puede ser: $M_F = 1,2 M_W + (1,5-1,6) M_T$. Este criterio ya lo hemos empleado en algunas obras de Metro de España (Sevilla, Málaga...) en que predominaba la acción del agua y podría también utilizarse en Moscú, si la normativa existente lo aprobara.
- En diversos módulos de pantalla se instalaran 6 tubos para hacer una comprobación de la continuidad del hormigonado por “transparencia sísmica”. La proporción podría ser: a) 20% de paneles en el primer 20% del total de los paneles. b) 10% en el siguiente 30% del total de los paneles. c) 5% en el resto de los paneles.

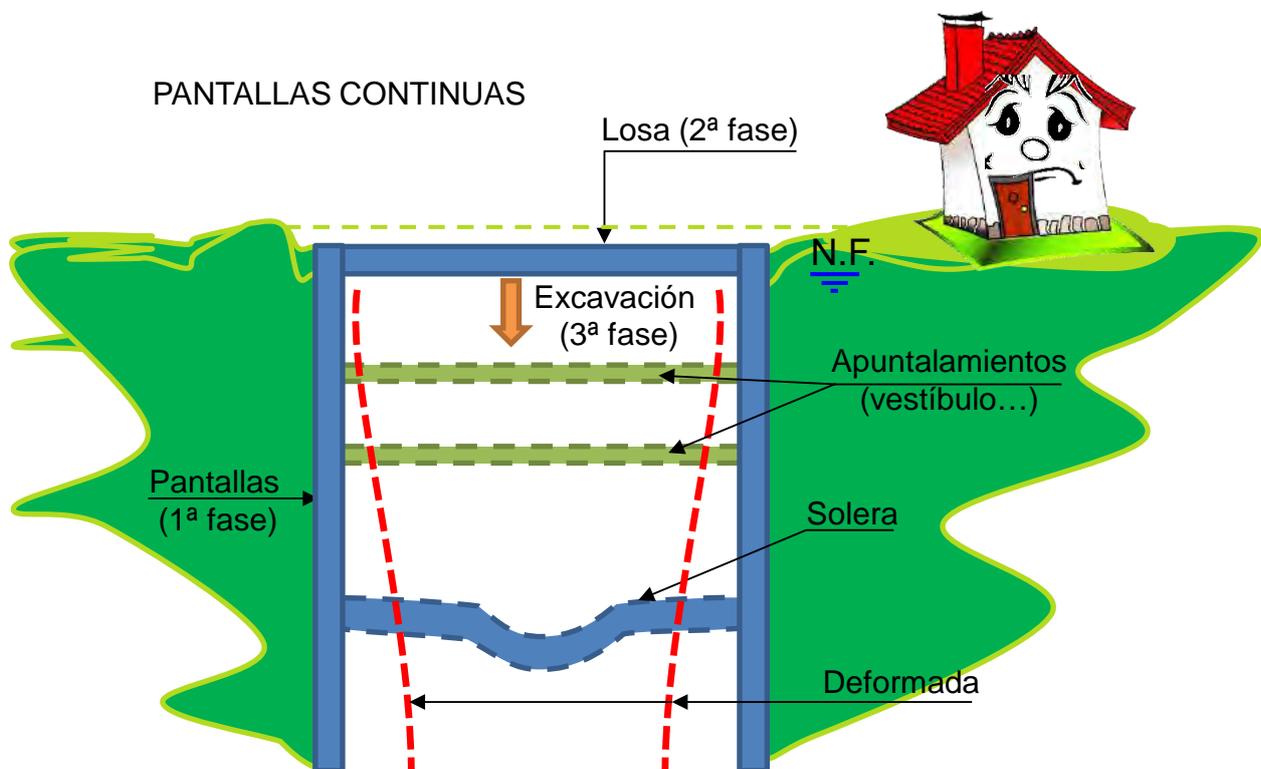


Fig. 4.9. Deformada de pantallas en suelos blandos con agua hasta superficie

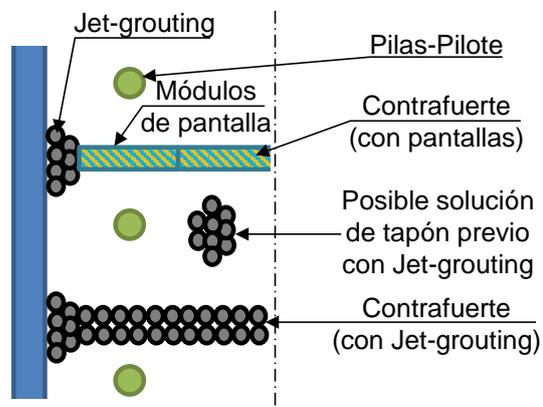
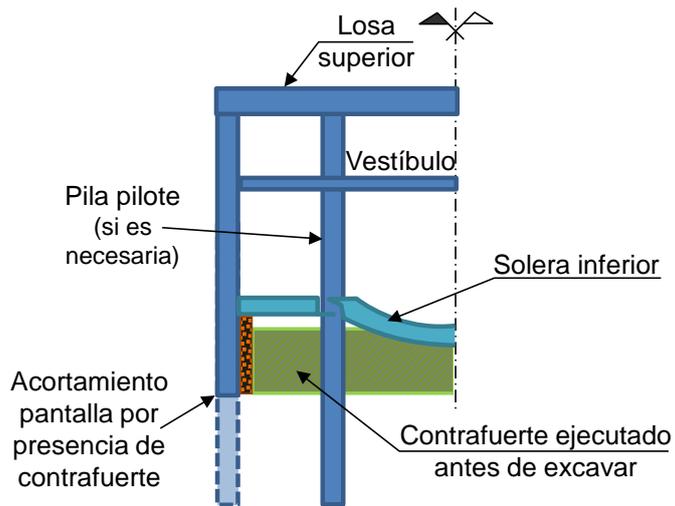


Fig. 4.10. Solución de contrafuertes previos a la excavación

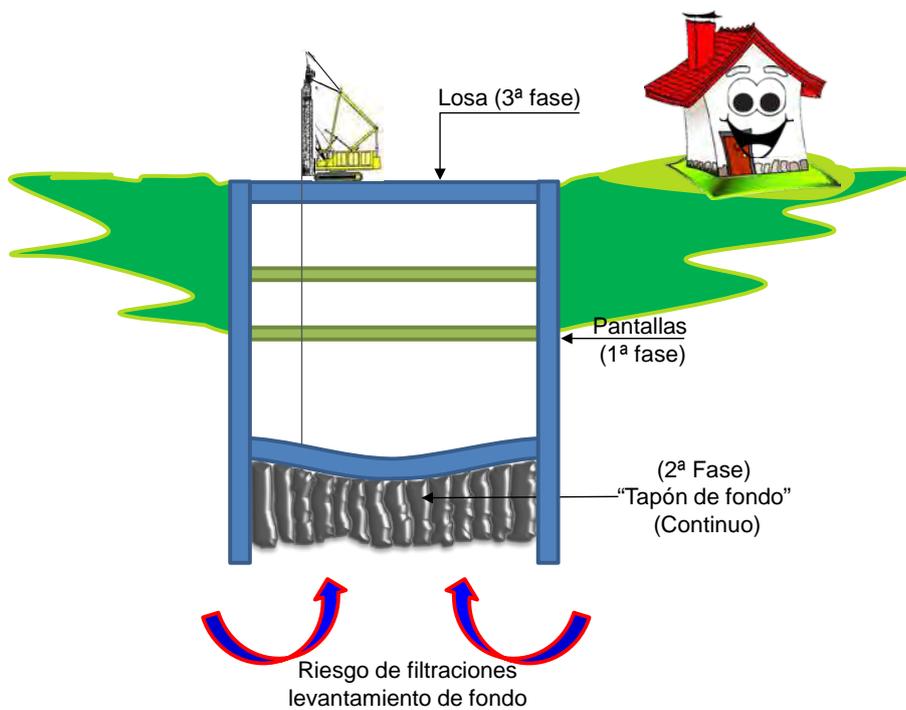
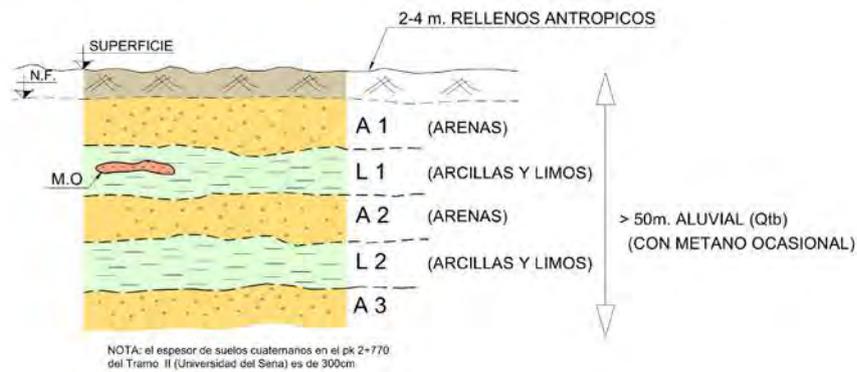
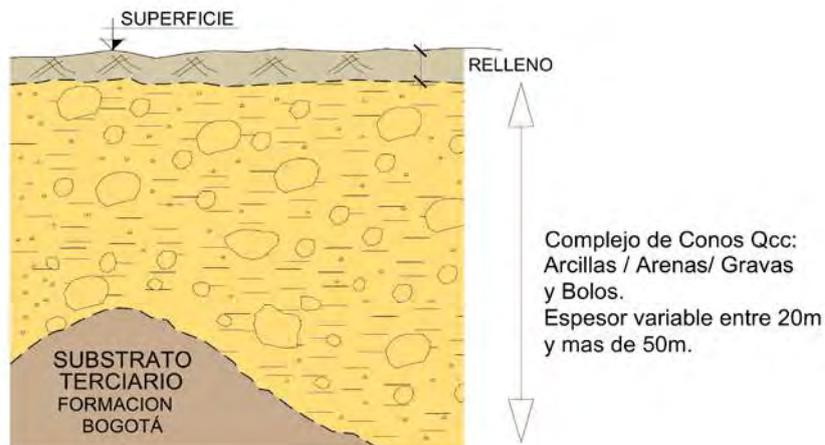


Fig. 4.11. Tapón de fondo contra filtraciones

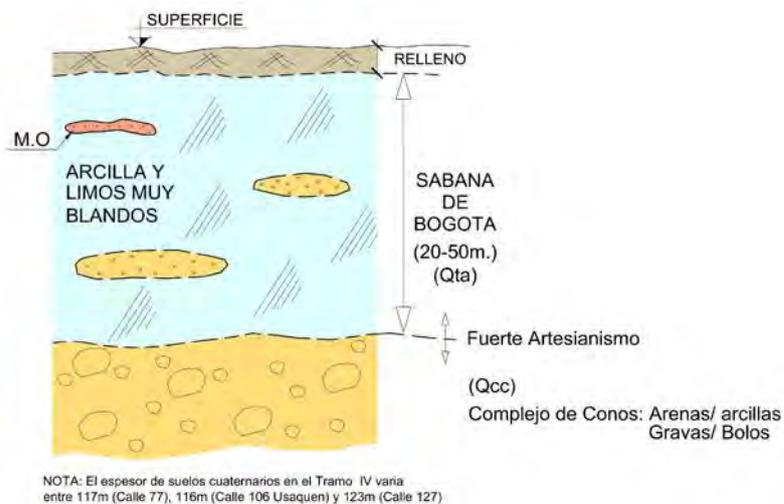
En la Fig. 4.12 se han representado cortes geotécnicos típicos de los 4 tramos en que se ha dividido el trayecto de la Línea 1 del Metro de Bogotá. Los tramos I y II están al sur de la ciudad y afectan a aluviales, principalmente. Los III y IV están al Oeste y afectan a pie de monte y Formación Sabana, respectivamente.



TRAMOS I y II



TRAMO III Y PARTE DEL IV



TRAMO FINAL DEL IV

Fig. 4.12. Cortes geotécnicos tipo

Cabe comentar que en la zona del “pie de monte” puede haber materiales gruesos, llegando hasta la categoría de “bolos” (800-900 cm de diámetro medio). Ello puede ser un importante problema para la excavación de túneles con tuneladora (y con pantalladoras) y puede obligar, como en Caracas, a parada e intervenciones hiperbáricas, a fin de destrozarse casi manualmente esos bolos, a fin de reducirlos de diámetro. Estas zonas vienen a coincidir con el centro financiero de Bogotá, recién reconstruido y urbanizado, por lo que obras a cielo abierto no parecen muy adecuadas.

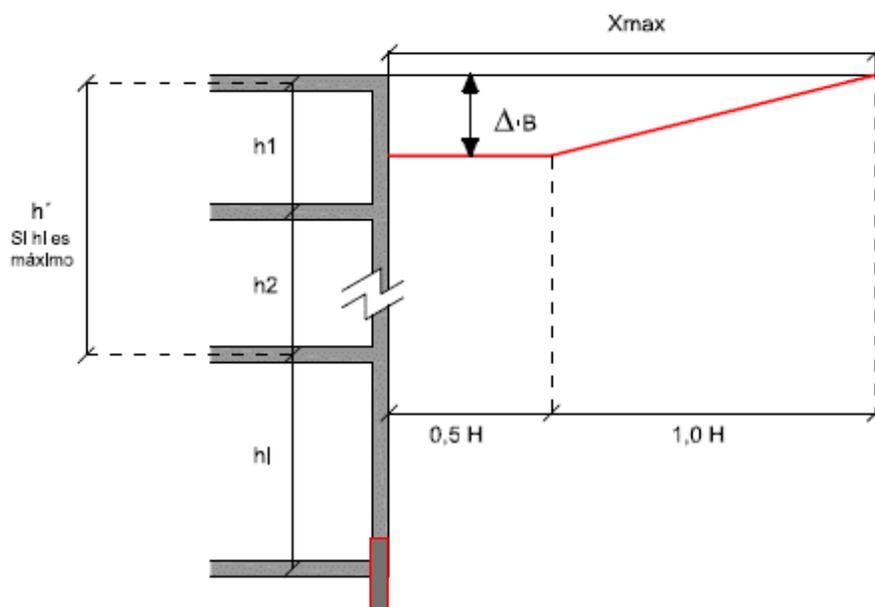
En cuanto a los movimientos que puedan generar las excavaciones en superficie y en edificios próximos, se han utilizado el método semiempírico de SAGASETA y OTEO (OTEO y SAGASETA, 1996) y el Código numérico FLAC 3D, lo mismo que en el caso de Moscú.

El problema es que en Bogotá no hay experiencias, prácticamente, en estos temas, por lo que hay un relativamente alto grado de incertidumbre sobre la posibilidad de acertar en las predicciones.

En cuanto al caso de asientos superficiales producidos en el trasdós de pantallas continuas, el autor de estas líneas ha propuesto el Modelo Bogotá de estimación de esos movimientos, contrastado con los resultados obtenidos con métodos numéricos (PLAXIS 2D y FLAC 2D). Se definió un parámetro B como un coeficiente de influencia de la profundidad de excavación, suponiendo el terreno formado por las arcillas y arenas aluviales bogotanas y las pantallas continuas de hormigón armado y un espesor mínimo de 0,80 m.

- Para $h' < 10 \text{ m} \rightarrow B = 1,0$
- $10 < h' < 20 \text{ m} \rightarrow B = 0,75$
- $h' > 20 \text{ m} \rightarrow B = 0,50$

En la Fig. 4.13 puede verse el esquema para calcular los asientos en el trasdós de la pantalla, a partir de B y en la Fig. 4.14 los movimientos horizontales.



Movimientos verticales (Asientos)

Se define:

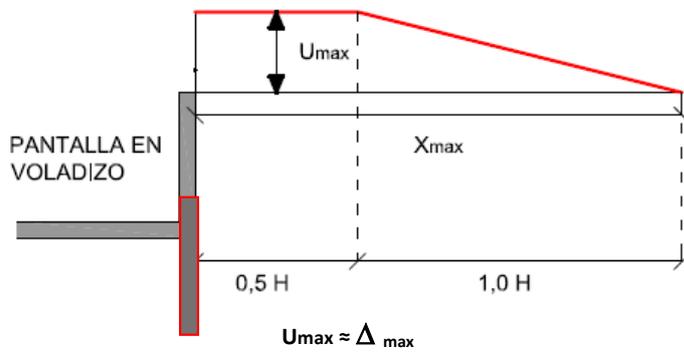
- hi** = Luz entre puntales
- H** = Valor máximo de **hi**
- h** = Prof. a la que empieza el intervalo de mayor luz entre puntales
- B** = Coef. de influencia de la profundidad de la excavación

$\Delta/H = 0,1\%$ Para arenas y arcillas con entibación rígida tipo pantallas continua de hormigón con espesor mayor de 0,80 m
 $\Delta_{m\acute{a}x} = \Delta \cdot B$

Fig. 4.13. Modelo Bogotá. Asiento en trasdós de pantalla.

Movimientos horizontales

- Caso pantalla en voladizo



- Caso de pantalla apuntalada

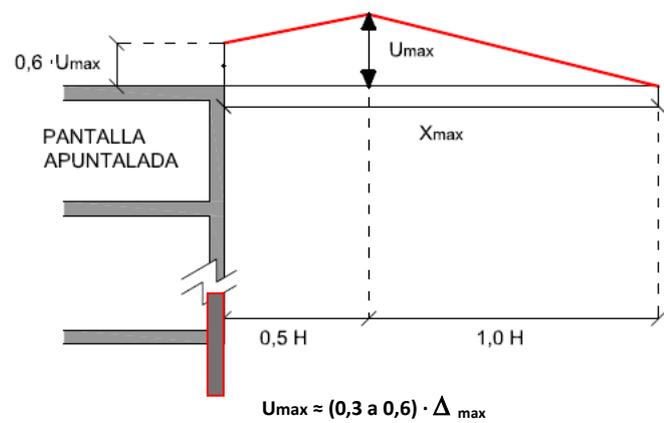


Fig. 4.14. Modelo Bogotá. Movimientos horizontales en superficie en trasdós de pantallas.

5. Metros en terrenos granulares gruesos

5.1. Lima

5.1.1. Marco geomecánico

La información que, a continuación, se muestra está tomada principalmente de la conferencia de GOST MAYANS (2014), impartida en la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica). Dicha información está derivada del proyecto (realizado por TYPESA) y construcción de una especie de Calle 30 madrileña, para automóviles. Así, ha habido ocasión de estudiar, geotécnicamente, los materiales gruesos que aparecen en la ciudad de Lima y que serán excavados, en un futuro muy próximo, cuando un Consorcio de empresas españolas (constituido por Dragados y FCC) construyan la Línea 2 del Metro de Lima.

La ciudad de Lima se encuentra situada en la costa central del país, a orillas del océano Pacífico, conformando una extensa área urbana conocida como la Lima Metropolitana, franqueada por el desierto costero y extendida sobre los valles de los ríos Chillón, Rímac y Lurín.

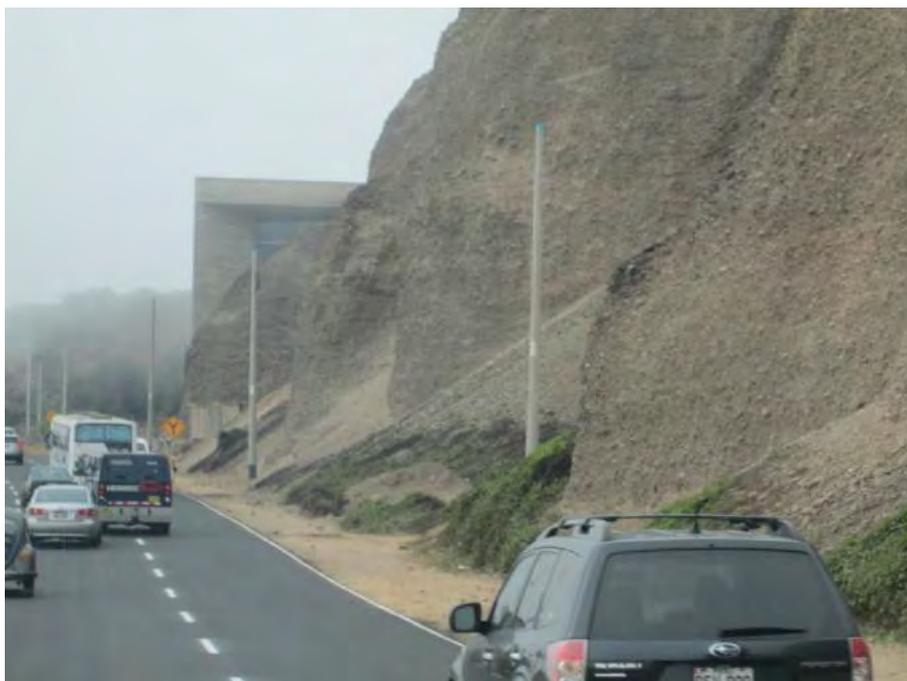
Con el objetivo de mejorar la comunicación y descongestionar el tráfico, la Municipalidad Metropolitana de Lima está promoviendo grandes proyectos, entre los cuales se encuentra el Vía Parque Rímac (una especie de Calle 30 madrileña con una inversión de unos 700 millones de dólares).

La historia geológica del área refleja los acontecimientos más importantes de la orogenia andina en el centro del país, la cual está ligada a la evolución del geosinclinal andino. Se considera que durante casi todo el Mesozoico la región habría constituido parte del geosinclinal andino, que por ese entonces era un fondo marino en el que se acumulaban gruesas capas de sedimentos intercalados con emisiones volcánicas submarinas. El inicio de la orogenia andina, a finales del Cretácico, eleva a posiciones continentales los volúmenes volcánicos sedimentarios mesozoicos (GOST MAYANS, 2014).

Paralelamente y hasta períodos del Terciario, ocurrió la intrusión del gigantesco batolito costanero. La cuenca baja de los ríos que cruzan el área, está asentada sobre rocas de origen ígneo y sedimentario, cuyas edades corresponden al Jurásico y Cretáceo Inferior. En este periodo de tiempo ocurrieron intensas actividades volcánicas, con levantamientos y hundimientos sucesivos del nivel del mar, dando lugar a la deposición de cuerpos lávicos con intercalaciones de lutitas y calizas. Producto de dicha actividad resultaron las formaciones Santa Rosa, Puente Inga, Ventanilla, Cerro blanco, ... Consecutivamente, en un ambiente de mar profundo, se depositaron sedimentos calcáreos que dieron origen a las formaciones Marcavilca, Pamplona y Atocongo.

Durante el Cretáceo superior, se inicia el levantamiento de la Cordillera Occidental de los Andes, acompañado de intensa actividad magmática y volcánica, que deformó la secuencia rocosa formando la estructura conocida como el "anticlinal de Lima".

A finales del Terciario, al retirarse los mares, emergen las áreas continentales, que constituyeron los primitivos suelos de Lima. Durante el Cuaternario, el retiro de los mares y el aporte de sedimentos por los principales ríos, favorecieron a la formación de las terrazas aluviales sobre la cual se funda la ciudad de Lima. En tiempos presentes se observa una etapa de aparente equilibrio entre los procesos erosivos y acumulativos. En la costa de Lima pueden verse los materiales granulares de estos depósitos en general gruesos y algo cementados (Foto 5.1 y Foto 5.2)



**Foto 5.1. Aspecto de las gravas cementadas de Lima en la costanera.
Foto del autor**



Foto 5.2. Gravas cementadas en la costanera, con protecciones contra la caída de material suelto, por falta de cementación o acción ambiental. Foto del autor

Debido al carácter heterogéneo del material aluvial del área de Lima Metropolitana y a las intercalaciones de materiales relativamente permeables (grava, arena) y capas lenticulares arcillosas, puede visualizarse más de un nivel freático. El principal y más alto, presenta una pendiente relativamente uniforme desde el ápice del abanico del río Rímac hacia el mar con 1V:60H de promedio. Su profundidad en relación con la superficie varía entre menos de 2m (Callao, Chorrillos-Villa), 20m (Bellavista-Carmen de la Legua), de aproximadamente 70m (Plaza de Armas, Lima-La Victoria) y de 170m en la zona de la avenida san Luis. Las variaciones del nivel freático están probablemente relacionadas con los mayores o menores requerimientos locales del acuífero, pero de una manera general puede afirmarse que el nivel hidrostático ha estado bajando en años recientes.

Por todo lo anterior, en el túnel de la Vía Parque Rímac, aunque se encuentre situado justo debajo del río Rímac, el nivel freático se sitúa a 50m de profundidad aproximadamente.

Lima se encuentra en una zona afectada de forma continua por sismos de gran magnitud e intensidad. La principal fuente que genera estos sismos se encuentra en la superficie de fricción existente entre las placas de Nazca y Sudamericana. Los principales sismos históricos tuvieron una magnitud de 9.0Mw (Octubre, 1746), 8.0Mw (Mayo, 1940, Octubre, 1966 y Octubre, 1974).

La intensidad de las sacudidas sísmicas varía considerablemente a distancias muy cortas y en áreas pequeñas. Las condiciones locales del suelo es el factor esencial para determinar el daño sobre estructuras.

Aunque es función de la localización exacta del sitio, las aceleraciones pico en la base (PGA) para un período de retorno de 1000 años, pueden alcanzar valores de hasta 0.514g para un tipo de suelos tipo B (según la clasificación de la AASHTO), de 0.625g para suelos tipo C y 0.715g para suelos tipo D.

5.1.2. Determinación de parámetros geotécnicos

Desde el punto de vista geotécnico, los suelos granulares gruesos (y con grandes partículas) presentan en general un buen comportamiento y comparativamente desarrollan, en general, mayor rigidez y resistencia que suelos de granos más pequeños como los suelos arenosos.

Sin embargo, la evaluación de sus propiedades mecánicas es dificultosa y de alto costo, por el tamaño que requieren las muestras. Existen pocos equipos capaces de ensayar suelos con partículas de más de 1", y junto con la dificultad técnica de conseguir muestras "inalteradas", hacen difícil encontrar ensayos adecuados para este tipo de suelo. En España, el CEDEX dispone de un equipo de corte directo de 1×1×1 m que ha sido empleado para ensayar muestras con partículas de hasta 15 cm de diámetro aparente (Foto 5.3), y de una célula triaxial de Ø9" (Foto 5.4), en cuyos diseños intervino el autor de estas páginas hace unos veinte años.



**Foto 5.3. Detalle lateral del aparato de corte directo de 1×1×1 m³
(Gentileza del Cedex)**



**Foto 5.4. Detalle del montaje de la célula para ensayos triaxiales con muestras de Ø9"
(Gentileza del Cedex)**

Debido a esto, es usual que en proyectos donde se encuentran este tipo de suelos, se opte por utilizar información disponible en la literatura técnica, utilizándose parámetros conservadores y además, aplicando factores de seguridad compatibles con la limitada información disponible.

La investigación se ha desarrollado, por un lado, enfocada a la evaluación experimental de la resistencia al corte de materiales gruesos, (base de datos), partiendo de datos más propios de escolleras que de suelos granulares naturales, como pueden ser los datos de la Fig. 5.1 (OTEO, 2008). Por otra parte, se han desarrollado de alternativas que permitan establecer los parámetros geomecánicos a partir de los resultados de ensayos en muestras “equivalentes” de menor tamaño de partículas y compatibles con los equipos disponibles, evitándose así los ensayos del suelo grueso original.

Pueden realizarse ensayos de material grueso en probetas “inalteradas” de gran tamaño, como el corte directo a gran escala “in situ”. Se pueden ensayar probetas de hasta 70×70×35 cm. Pero si el material no está bastante cementado es difícil tallar probetas.

El Ensayo de material grueso en probetas "alteradas" de gran tamaño puede hacerse en el aparato de corte directo a gran escala del CEDEX y también en el laboratorio del CISMID (Universidad de Perú) con probetas de hasta 60×60×60cm. El tamaño máximo de las partículas que se puede ensayar en este caso es de 12cm.

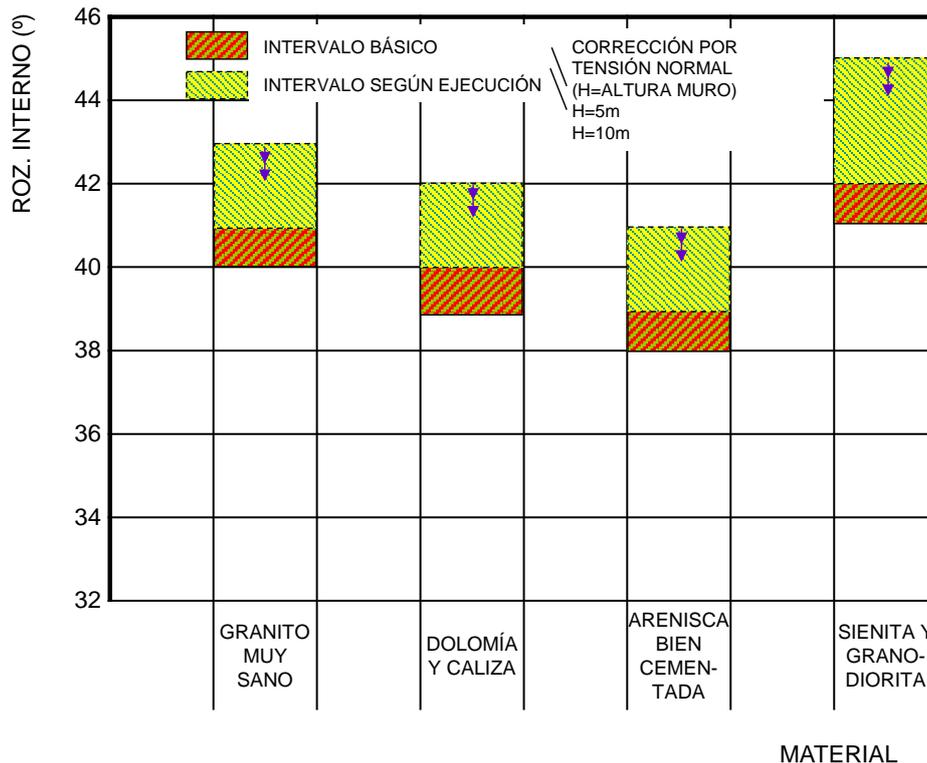


Fig. 5.1. Ángulos de rozamiento interno máximos recomendado por la Guía del M° de Fomento para algunos materiales (OTEO, 2008)

También pueden hacerse ensayos en laboratorio, empleando granulometrías equivalentes u homotéticas. En este caso las partículas que no pueden ser ensayadas en equipo tradicional son removidas y reemplazadas por un porcentaje igual en peso de las partículas más pequeñas, o bien se “construye” una nueva granulometría, eliminando los granos más gruesos y dejando una curva granulométrica “nueva”, paralela a la original. Se asume que los resultados de los ensayos realizados en especímenes más pequeños son comparables a los que se deberían obtener en muestras de mayor tamaño.

También puede utilizarse un método desarrollado por SIDDIQI y colaboradores (1987), que asume que la resistencia al corte de un material es controlado por la matriz del suelo y que el sobretamaño no afecta la respuesta global. Se define como partículas de sobretamaño a todas aquellas que son muy grandes para ser incluidas en un ensayo tradicional. Este método parece razonable en aquellos casos en que las partículas de sobre tamaño no se encuentran en contacto unas con otras y se encuentran “flotando” dentro de la matriz. La hipótesis central del método es que la densidad de la matriz de campo lejano es la que controla la resistencia al corte estática y por tanto la clave del método está en estimar la densidad de la matriz a la cual realizar los ensayos.

En la resistencia al corte de los suelos granulares gruesos influye:

- La compacidad (quizás el factor más influyente, ϕ'_1).
- La función y forma de los granos (ϕ'_2).
- El tamaño máximo de los granos (ϕ'_3).
- La uniformidad de la granulometría (ϕ'_4)

Estos cuatro ángulos ϕ'_i son, realmente la variación que impone cada factor considerado. Deben sumarse a un valor básico de 36° para obtener el rozamiento interno de un terreno granular. Los valores de ϕ'_i aparecen en la Tabla 5.1 (IGME, 1980)

Tabla 5.1. Datos de Mc Iver (1967) sobre el ángulo de reposo de materiales granulares (OTEO, 2008)

AUTOR	GAMA DE TAMAÑOS	TIPO	ÁNGULO DE REPOSO
VAN BURKALOW	0,005 a 0,05 cm	Angulosa	35°-34°
	Id.	Redondeada	34°-33°
	0,225 a 0,4 cm	Uniforme	37°-33°
	0,005 a 0,65 cm	Bien graduada	35°-42°
	0,625 a 1,90 cm	Bien graduada	42°-50°
TWENHOFEL	0,005 a 0,4 cm		33°-43°
TAN	0,005 a 1,90 cm		36°-42°
SIMONS	0,025 a 25 cm	Angulosa	32°-42°
	Id.	Redondeada	29°-39°
BEHRE	1,25 a 30 cm		26°-35°

Típicamente, se suele asociar a los suelos granulares limpios (<5% de finos) un comportamiento con cohesión nula. Sin embargo, en base a los análisis retrospectivos de cortes realizados en suelos granulares gruesos, conducen a ángulos de fricción muy altos si no se considera la existencia de "cohesión". Es por este motivo, que se considera que las gravas densas de Lima sí tienen "cohesión", que es función a su vez de la compactación, del confinamiento y de la dilatancia del suelo. Eso es lo que permite la verticalidad de los taludes de las gravas de Lima que se observan en la Costa del Pacífico (Foto 5.1, Foto 5.2 y Fig. 5.2), siempre con el Modelo de Mohr-Coulomb.

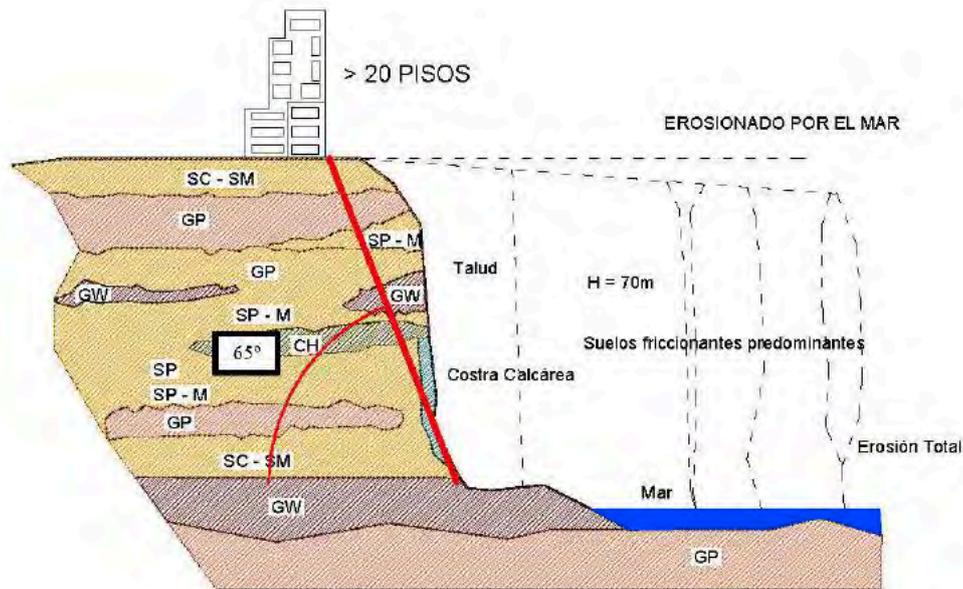


Fig. 5.2. Esquema del acantilado existente en la costa verde de Lima (GOST MAYANS, 2014)

En la zona del Puente de Trujillo (Siglo XVII) se hicieron calicatas junto a las pilas y se observó la existencia de suelos granulares gruesos. Por ello se propusieron la realización de ensayos "in situ" o con muestras representativas a gran escala, con la finalidad de determinar el comportamiento bajo distintas condiciones o finalidades.

Para ello se realizó un ensayo de carga a tracción de un micropilote de las mismas características que las diseñadas, por lo que sirvió para obtener los parámetros de diseño.

Además, se realizaron varios ensayos geofísicos MASW y sondeos para su calibración, con la finalidad de determinar la variabilidad de las propiedades del terreno en profundidad, así como determinar la cota del nivel freático existente.

De las muestras extraídas de los suelos, procedentes de los sondeos y calicatas, se realizaron ensayos de corte directo y triaxiales convencionales (en laboratorio), para lo que se tuvo que descartar las partículas más gruesas. Los resultados obtenidos de los ensayos fueron cohesión nula para ambos ensayos y un ángulo de rozamiento interno de 32° y 44° respectivamente.

Teniendo en cuenta las granulometrías obtenidas de las muestras de las calicatas, se observó que para llevar a cabo los ensayos de laboratorio indicados se estaban descartando entre el 50% y 90% de las partículas que conforman el suelo, por lo que los resultados obtenidos no podían ser representativos.

Por todo ello, se propuso realizar ensayos de corte directo a gran escala de las muestras extraídas de las calicatas. Se utilizó el aparato de corte que dispone el CISMID en Lima. Aunque los ensayos se realizaron sobre muestras remoldeadas, se obtuvo una cohesión de 0.5kg/cm² y un ángulo de rozamiento interno de 47°, parámetros que eran coherentes con el comportamiento de los suelos observados en la obra.

Para la determinación del comportamiento deformacional de los suelos existentes, se realizó un ensayo de carga horizontal "in situ" que sirvió de calibración de los ensayos geofísicos MASW realizados. Las pruebas de carga fueron realizadas tomando como referencia la norma ASTM D-1194-94. Los resultados obtenidos del ensayo, concluyeron que el módulo de deformación en los primeros metros estaba en el entorno de los 50 MPa, muy similar al que se obtuvo mediante los ensayos geofísicos MASW a profundidades parecidas (66 MPa), por lo que permitió dar validez a ambos ensayos.

5.2. Santiago de Chile

5.2.1. Marco geomecánico

Ya hace bastantes años que los ingenieros chilenos vienen prestando atención a la determinación de las propiedades geotécnicas de los suelos granulares gruesos (gravas arenosas), presentes en la ciudad de Santiago de Chile, sobre los que se han construido importantes edificios de gran altura y en los que se han excavado recintos para el Metro de dicha ciudad.

Recientemente, una empresa española (GEOCONTROL, con otra chilena, ZANARTO) ha intervenido en el proyecto de seguimiento de un nuevo tramo del Metro de Santiago (Línea 6), por lo que parece conveniente reproducir aquí algunas experiencias obtenidas.

En primer lugar conviene citar y resumir algunos trabajos – a veces, antiguos – de ESCOBAR (1971), ORTIGOSA y otros (1973), POBLETE (1982) y RODRÍGUEZ ROA (2000), lo que da idea de que este material lleva años siendo estudiado y bastante conocido.

La grava de Santiago está constituida por una grava arenosa, densa de origen fluvial (Ríos Mapocho y Manjón), que posee una pequeña cohesión debida a su contenido de finos. Dicho contenido varía en general de 2 a 5%, con Índices de Plasticidad que oscilan de 5 a 20. La grava presenta partículas subredondas de tamaño máximo 0,30 m. Curvas granulométricas representativas, obtenidas en dos sitios distantes a 5 Km, aproximadamente, se muestran en la Fig. 5.3

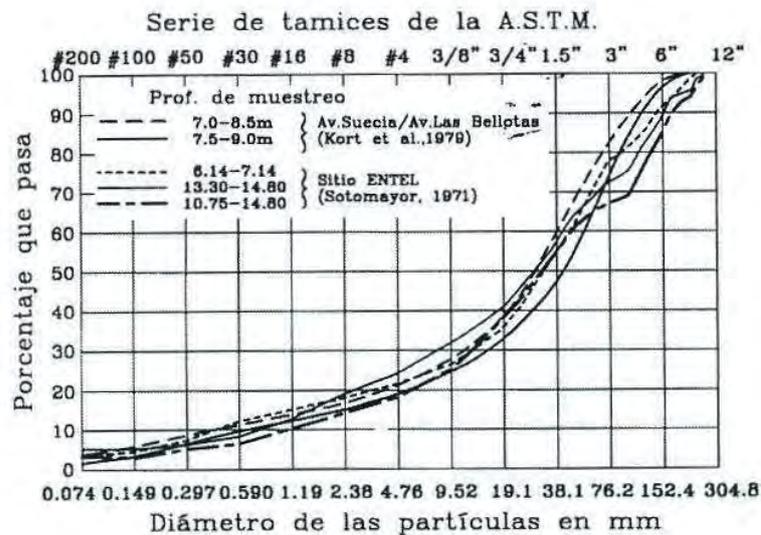


Fig. 5.3. Curvas granulométricas de la grava de Santiago (RODRÍGUEZ ROA, 2000)

El perfil estratigráfico del subsuelo registra normalmente una capa superficial de arcilla de 1,5 a 3,0 m de espesor, de baja plasticidad, y consistencia media a alta. Bajo esta capa aparece un primer estrato de grava arenosa densa, denominada “segunda depositación” del Río Mapocho, que se extiende hasta una profundidad de 5 a 7 m. Este estrato de grava, que contiene finos limosos de baja plasticidad, presenta una cohesión, c , del orden de 20 kPa, y un ángulo de fricción interna, ϕ de 45°, como indica ORTIGOSA. Subyace a dicho estrato otro depósito de grava arenosa (“primera depositación” del Río Mapocho), de gran espesor, aún más denso que el anterior, y con finos arcillosos más plásticos, pero cuyas características granulométricas son muy similares. De ensayos triaxiales efectuados in situ sobre probetas cilíndricas no perturbadas de 90 cm de diámetro, aproximadamente, se determinó para este estrato inferior de grava, una cohesión de 24 kPa y un ángulo de fricción interna de 53° (KORT, y otros, 1978).

Se dispone, además, de los antecedentes experimentales obtenidos en un ensayo de carga horizontal que abarcó una gran extensión de terreno, ejecutado durante la etapa de exploración del subsuelo para la construcción de la Torre ENTEL. El propósito de este ensayo fue medir el empuje horizontal del suelo sobre la pared vertical, rígida, de hormigón armado, de 2,5 m de largo por 1,5 m de alto. En base al empuje máximo resistido por el terreno, (ESCOBAR, 1971) ajustó una serie de parejas de valores (c , ϕ) de las cuales recomendó considerar una cohesión de 40 kPa y un ángulo, ϕ , de 50°. Cabe señalar que la gran masa de suelo envuelta en este ensayo incluyó materiales pertenecientes a las dos depositaciones de grava del Río Mapocho.

Valores típicos del peso específico aparente, húmedo de la segunda y primera depositación de grava, son 22,5 y 23,0 kN/m³, respectivamente. Su contenido natural de humedad suele variar de 4 a 6%. Con relación a la cota del nivel freático, ésta se sitúa normalmente a profundidades superiores a 30 m.

Las partículas de grava, que provienen principalmente de rocas andesíticas, presentan una alta resistencia a la degradación por abrasión e impacto (Desgaste Los Ángeles entre 15 y 25%).

En base a mediciones de empujes del suelo llevadas a cabo durante la construcción de la Línea 1 del Metro de Santiago, (ORTIGOSA, y otros, 1973) determinaron un coeficiente de empuje en reposo, k_0 , igual a 1/3.

Por otro lado, de la comparación de ensayos de carga horizontal con ensayos de carga vertical, efectuados a igual profundidad, se ha observado que el Módulo de Deformación horizontal, inicial, es decir el Módulo asociado a bajos niveles de deformación, es mayor que su valor homólogo vertical, pero la diferencia suele ser inferior a 10%.

Teniendo en consideración los resultados alcanzados en un número significativo de ensayos de placa de carga, realizados en distintos sitios, y a diferentes profundidades, conjuntamente con los asentamientos medidos durante la construcción de tres edificios altos, (POBLETE, 1982) propuso las siguientes expresiones para evaluar el Módulo de Deformación inicial de la grava:

$$E_1 = 65000 z$$
$$E_2 = 46000 z$$

en donde: E_1 = Módulo de Deformación inicial de la 1ª depositación del Río Mapocho, expresado en kPa; E_2 = Módulo de Deformación inicial de la 2ª depositación del Río Mapocho, expresado en kPa; y z = profundidad del punto considerado, expresada en metros.

En la Fig. 5.4 se muestra el aparato triaxial “in situ” utilizado para determinar las propiedades de esta grava arenosa, con presiones de 22 a 83 kPa. Y en la Fig. 5.5 puede verse el esquema de una excavación para hacer ensayos de placa de carga horizontal.

El modelo hiperbólico usado por (RODRÍGUEZ ROA, 2000) para interpretar estos ensayos permite tener en cuenta el efecto de la tensión principal intermedia, en cierto grado, y considerar la influencia de la historia experimentada por el suelo. Las aplicaciones realizadas han puesto de manifiesto que, dicho modelo constitutivo, representa razonablemente bien el comportamiento tensodeformacional no lineal de la grava arenosa, típica, existente en la ciudad de Santiago de Chile.

5.2.2. Experiencias recientes

En 2012 se inició una ampliación del Metro de Santiago (Líneas 3 y 6, 21,7 Km y 15,2 Km respectivamente). En esta ampliación han intervenido GEOCONTROL S. A., tanto en el Proyecto como en la Supervisión de la construcción de la Línea 6.

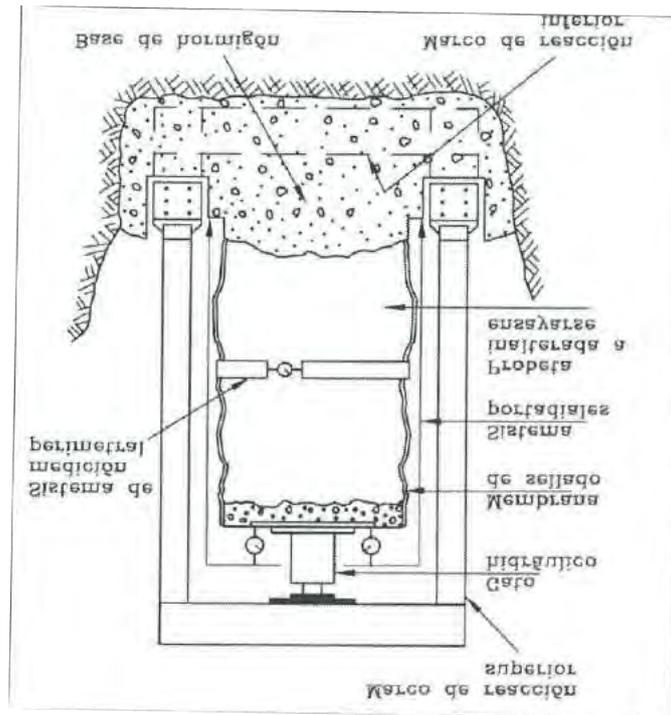


Fig. 5.4. Ensayos triaxiales in situ probeta típica (KORT, y otros, 1978)

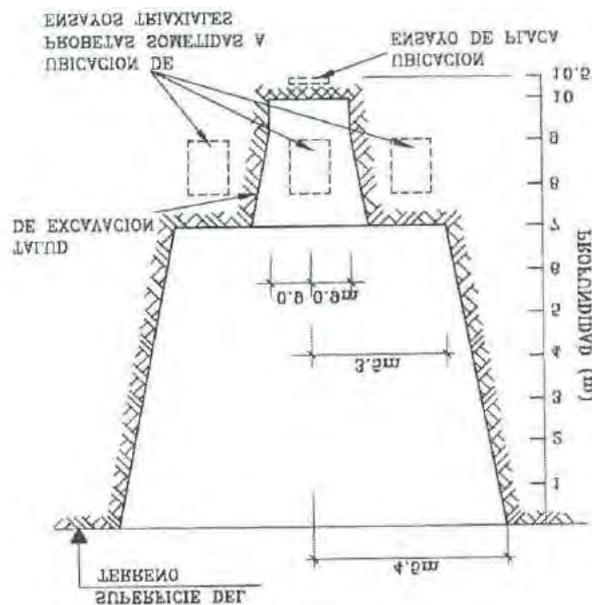


Fig. 5.5. Corte vertical de la excavación para ensayos en Av. Suecia/Av. Las Bellotas Línea 1 del Metro (KORT, y otros, 1978)

Dentro de esa Línea 6 se ha construido el Túnel Interestación, de una anchura de unos 10 m y altura de 7 m, para dos vías de circulación. El sistema tradicional utilizado, inicialmente, es el esquematizado en la Fig. 5.6, siguiendo la filosofía del NATM, dejando un machón central, con avances de 6-9 m/ semana. Al iniciarse la obra, el proyectista planteó una solución para eliminar el machón del frente y establecer el pase de excavación apropiado a las características del terreno, conservando el sostenimiento a base de marcos metálicos de celosía y hormigón proyectado (CELADA, y otros, 2015).

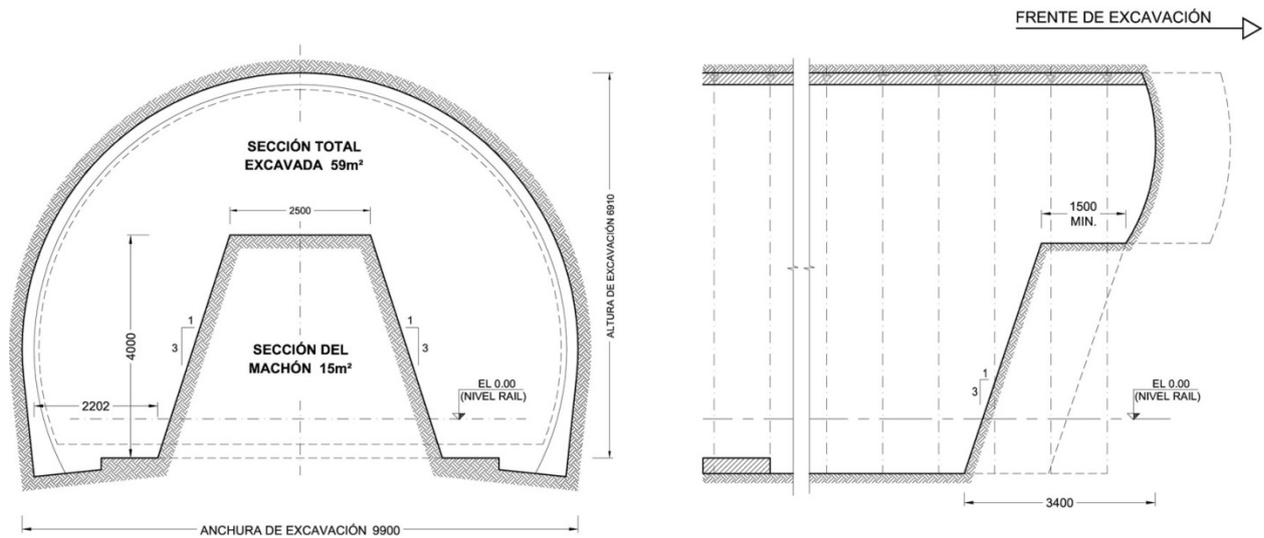
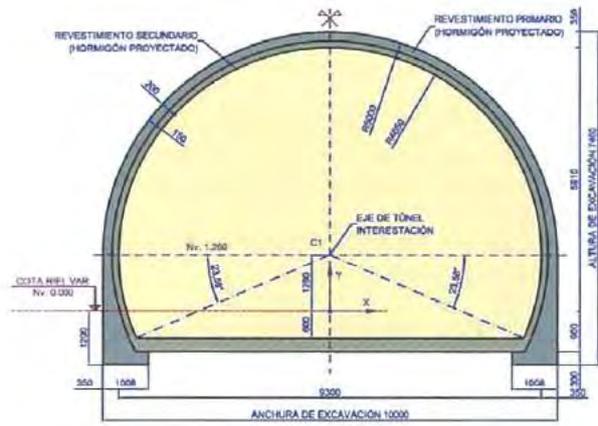


Fig. 5.6. Situación del machón en la sección transversal. Situación del Machón según la dirección de avance (CELADA, y otros, 2015)

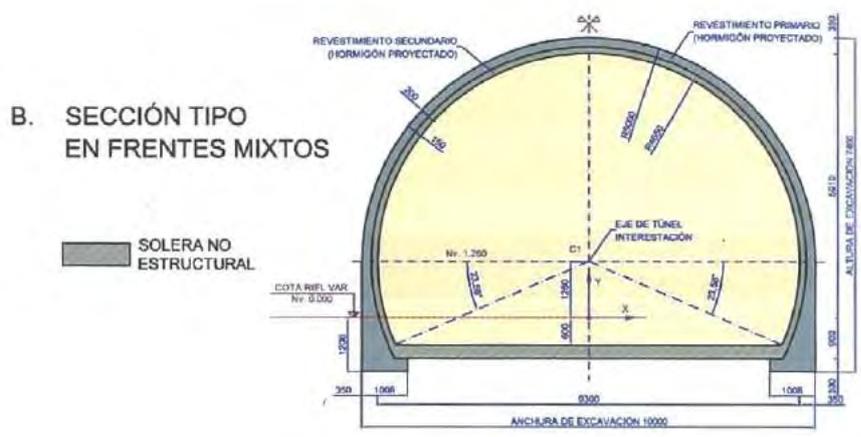
Se conocía que si se excavaba en las gravas de la Primera Depositación del Mapocho no se producían sobreexcavaciones en la bóveda, con pases de 2 m de longitud. Un estudio numérico en 3D del tema estableció que, al llegar la excavación al colapso, el sostenimiento se plastifica a la altura de los hombros del túnel y no en la bóveda, por lo que se dedujo que el machón del frente no tenía un papel relevante ante el colapso del túnel. A esta conclusión también llegó el autor de estas líneas en los túneles de El Pardo en la M-40 (de unos 19 m de anchura), excavado en arenas terciarias con poca cohesión, hace unos veinte años.

Con ello, se pasó a las secciones constructivas representadas en la Fig. 5.7. En los tramos en que las gravas tenían finos, se proyectó una contrabóveda de 30 cm de espesor, además de la solera plana de 25 cm. Como se ve en dicha figura, primero se aplicó un revestimiento primario (sostenimiento), de un espesor de gunita de 15 (zona de gravas) a 20 cm (resto de terrenos) y, después, un revestimiento secundario, con 15 cm de gunita en todos los casos. Los pases de avance fueron de 1,5 m en gravas y de 1,0 m en el resto. Además se construyó una solera plana de 30-25 cm para el apoyo de las vías.

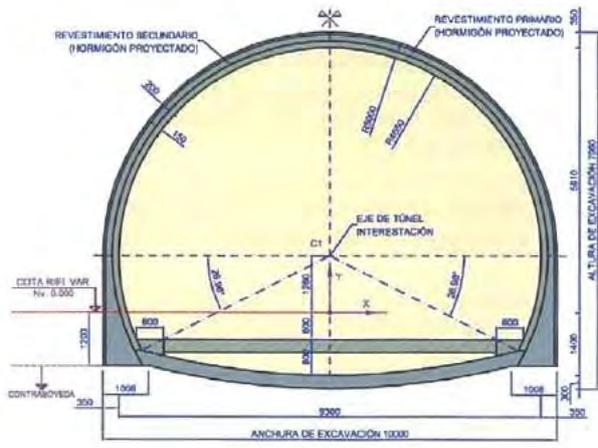
Cada 20 m se controló el descenso en clave y la convergencia horizontal. Ese descenso fue del orden de 2,5 mm y la convergencia de unos 7-8 mm.



A. SECCIÓN TIPO GRAVAS



B. SECCIÓN TIPO EN FRENTES MIXTOS



C. SECCIÓN TIPO EN FINOS

Fig. 5.7. Secciones Tipo para el Túnel Interestación (CELADA, y otros, 2015)

6. El Metro de Londres y el Cross-Rail: Excavación en arcillas rígidas con recubrimiento cuaternario

6.1. Marco geomecánico

El Metro de Londres, el más antiguo del mundo, funciona desde finales del siglo XIX y ya el detective Sherlock Holmes lo utilizaba en sus traslados. Hoy sigue siendo el de mayor longitud entre los transportes ferroviarios urbanos y experimentó una ampliación, de unos 17 Km, a principios del siglo XXI.

Con motivo de su construcción (y con motivo de la aún en marcha del Cross-Rail londinense) se han ido estudiando bastante bien las características geotécnicas del terreno de Londres.

El suelo de dicha ciudad incluye una serie de sedimentos terciarios que es el sustrato próximo, sobre los que se depositaron otros sedimentos pleistocenos, constituidos por gravas y arenas que, a su vez, tienen por encima terrenos aluviales y rellenos antrópicos.

Los sedimentos más recientes, dentro del terciario, constituyen la llamada London Clay. Se trata de una arcilla fisurada, rígida a muy rígida, que está sobreconsolidada. Su resistencia al corte sin drenaje (media) suele ser del orden de 200 KPa, lo que corresponde a arcillas rígidas según Terzaghi, aunque se trata de arcillas algo más blandas que las “margas azules del Guadalquivir” ($C_u \approx 300-600$ KPa) y mucho más que las arcillas o toscos madrileños ($C_u \approx 500-1000$ KPa). Generalmente los túneles para el Metro se excavan en esta arcilla, dadas las experiencias obtenidas desde 1880, ya que esta arcilla es suficientemente resistente e impermeable para que los túneles sean estables a corto y largo plazo.

En algunas ocasiones (mitad Este de Londres) los túneles se excavan en las capas “Woolwich and Reading” (W&R) o Grupo Lambeth. Se trata de capas intercaladas de arcilla rígida, limos, arenas limosas y gravas, siendo estas últimas formaciones bastante permeables.

En la Fig. 6.1 se ha reproducido un corte geotécnico de la zona del Edificio del Tesoro (Ampliación de la Línea Jubileo), en que aparecen estas capas de la London Clay y de la Formación W. & R.

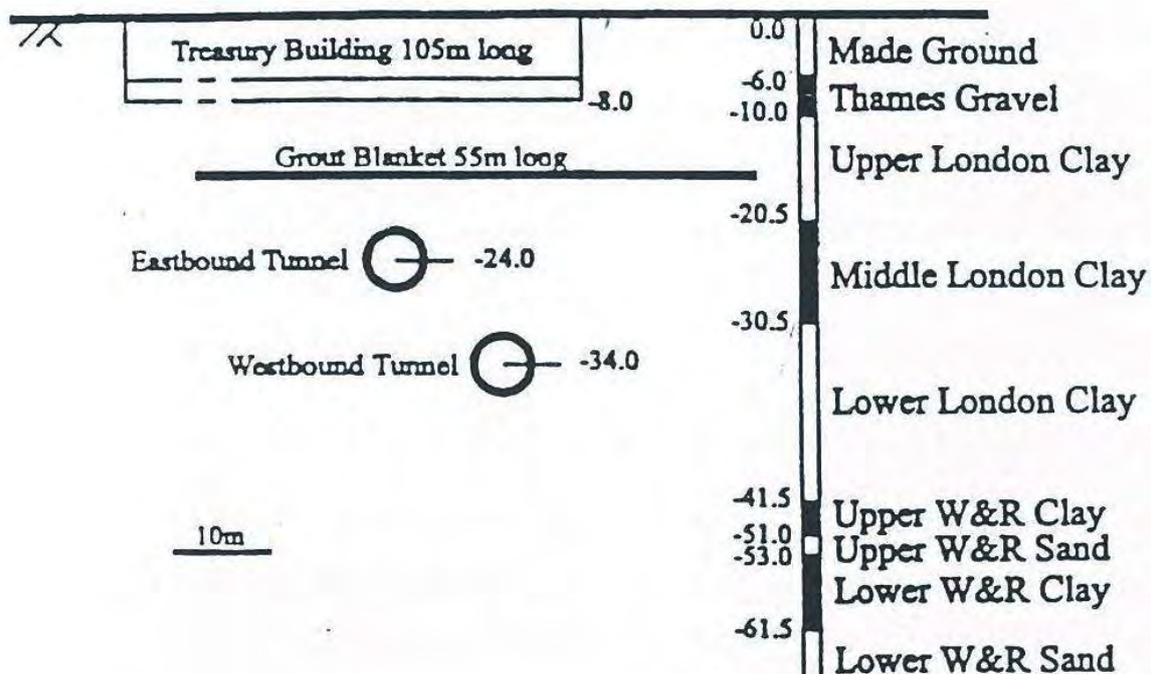


Fig. 6.1. Sección de la Línea Jubileo cerca del edificio del Tesoro (MAIR, 2003)

6.2. El Metro de Londres

Históricamente, los túneles para el Metro de Londres corresponden a una solución bitubo, a fin de introducirlos preferentemente en las Arcillas de Londres y tener un recubrimiento mínimo de este material sobre clave del orden de un diámetro, yendo a diámetros de excavación los menores posibles, de forma que los trenes se adapten a la forma circular de la excavación, realizada con TBM y, al principio, con anillos de dovelas de función. Recuérdese que la primera experiencia de este tipo corresponde a BRUNNEL hacia 1860, con un escudo abierto bajo el Támesis (de sección más o menos elíptica), horizontales, desde donde los trabajadores excavaban la arcilla con medios muy convencionales.

Refiriéndonos exclusivamente a los métodos constructivos de los últimos veinte años, en la mitad Oeste de la Línea Jubileo, los túneles se han construidos con tuneladoras de frente abierto, de Ø 5 m, con anillos de hormigón armado.

Cuando ya se tenía parte del túnel construido, se instalaban compuertas por si hubiera roturas del frente o aparecía agua en capas arenosas, con la idea de inyectar aire comprimido en el tramo final de avance, a fin de detener la posible entrada de agua.

En algunos casos los anillos prefabricados eran del tipo expandido, en el resto eran atornillados.

En diversos casos, las estaciones eran construidas en forma subterránea, ampliando la sección excavada con tuneladora y aplicando un sostenimiento de hormigón proyectado, utilizando el NATM. También se utilizó esta técnica en algunos túneles cortos de Ø 5 m, o galerías de unión.

En la parte este de la Línea Jubileo, la excavación se llevó a cabo en zonas más permeables (capas W & R), con lo que fue necesario utilizar tuneladoras de frente cerrado, tanto del tipo E.P.B. como hidroescudos.

En estas obras del Metro de Londres ha habido siempre dos preocupaciones básicas:

- La posible entrada de agua, bien por aparecer en el frente capas permeables, bien porque el recubrimiento de arcilla impermeable sea escaso, al variar el contacto entre el cuaternario y el terciario.
- La incidencia de los movimientos originados por la excavación de los túneles en los edificios próximos.

El autor de estas líneas – que colaboró con GEOTECNIA y CIMENTOS, S. A. en la instrumentación y tratamientos del terreno en el tramo de la Línea Jubileo que está próximo al nº 10 de Downing St. y al Big-Ben – recuerda haber leído en el Proyecto del Metro las soluciones a esos problemas:

- La utilización de inyecciones de impregnación, para tratar el terreno sobre la clave del túnel, cuando el recubrimiento arcilloso sea escaso. En ese proyecto se definía todo con mucho detalle y para este tema incluía un plano de planta y otro de alzado, sombreando las zonas de terreno a las que aplicar las inyecciones de impregnación.
- La utilización de inyecciones de compensación para “compensar” los asentamientos que se iban produciendo en los edificios próximos. Esto se definía en tres líneas, sin dar ningún detalle y sin planos indicativos, añadiendo en el presupuesto una partida alzada – muy importante – para este tipo de tratamientos.

Por supuesto que hubo que completar el tema de las inyecciones de compensación con una adecuada previsión de asientos, un diseño (en alzado y planta) de cada zona a compensar, una definición de las condiciones de inyección (lechada, presiones, aditivos, etc.). Y, prácticamente todo, tuvo que hacerlo la empresa española antes citada (finales años 90 del siglo XX). Sin embargo, en la actualidad, para las obras del Cross-Rail en Londres, todos los tratamientos del terreno están más definidos y proyectados.

En la zona de la Fig. 6.1, los asientos llegaron a ser de 15-20 mm (MAIR, 2003), lo que equivale a un volumen de asientos superficiales del 3-4% de la sección de excavación. Se había empleado una tuneladora de frente abierto y brazo excavador. Dado que los asientos eran muy elevados, se dispuso que se utilizaran máquinas cerradas y frente presurizado en los otros contratos, no sólo por razones de lucha contra la entrada de agua, sino para reducir deformaciones.

La utilización de las inyecciones de compensación fue bastante masiva en la Estación de Waterloo, dado que había muchos cañones de conexión, edificios con cimentación superficial, etc. En esta zona las dovelas eran de acero. En este caso del Metro de Londres – en el que asesoró el inventor de este tipo de inyección Heyward Wallace Buker – se utilizó ya la técnica de inyecciones por manguitos y no la de única inyección en retirada, como las que usamos a finales de los años 70 en Caracas.

El Proyecto no contemplo ningún tratamiento para proteger la famosa torre del Palacio de Westminster (Big-Ben), a pesar de la proximidad de los túneles y, sobre todo, de la excavación para la nueva estación de Westminster (Fig. 6.2 y Fig. 6.3). Dado que la Torre del Reloj empezó a inclinarse hacia las excavaciones (Fig. 6.4), cuando se llegó a registrar un desplome horizontal de unos 15 mm (que en 55 m de altura supone una inclinación del 0,3‰), se decidió llevar a cabo el tratamiento que se esquematiza en la Fig. 6.5 y realizado por GEOCISA. Los taladros se llevaron a cabo desde un “pozo” situado dentro de la nueva estación de Westminster. En el alzado de la Fig. 6.3 se ve “el horizonte de compensación”.

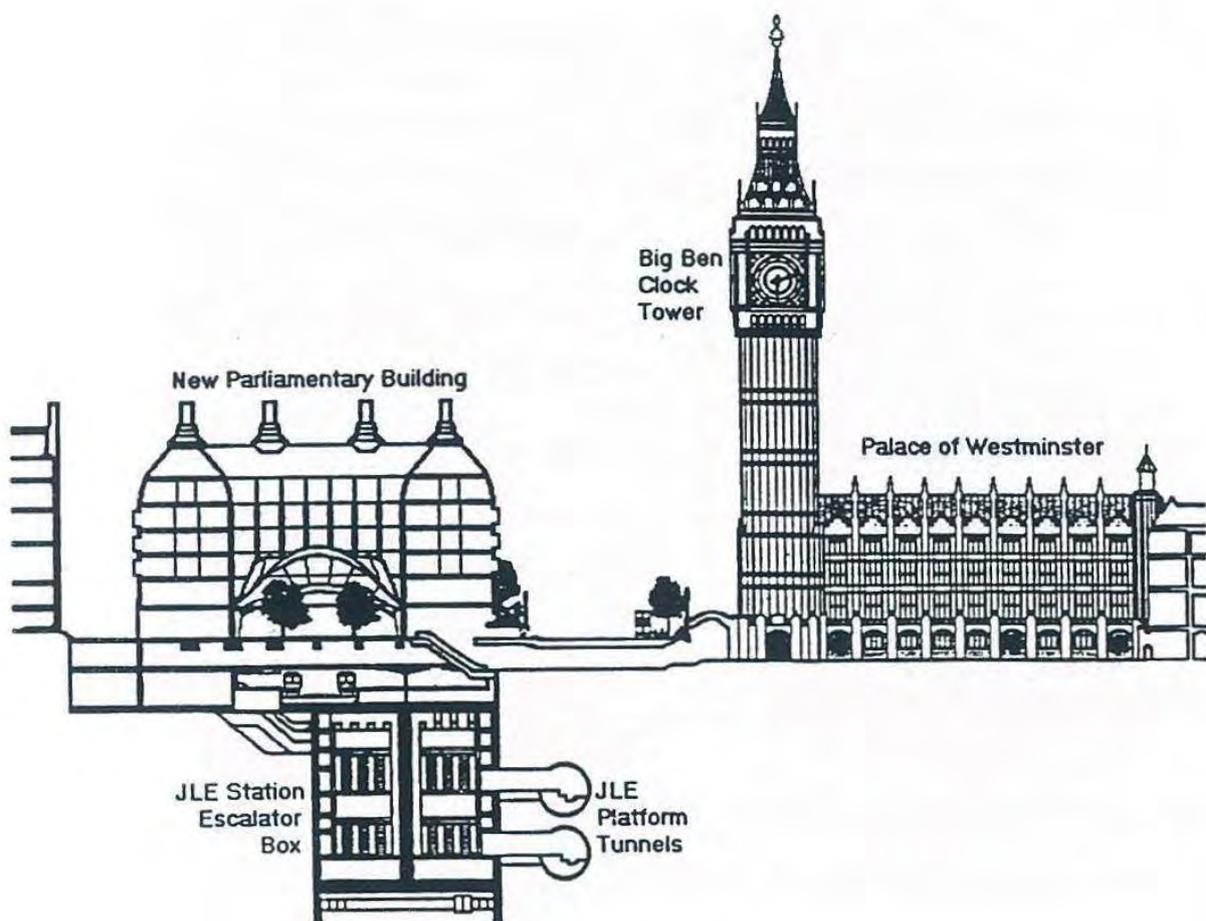


Fig. 6.2. Sección transversal a través de la estación de JLE en Westminster (HARRIS, y otros, 1999)

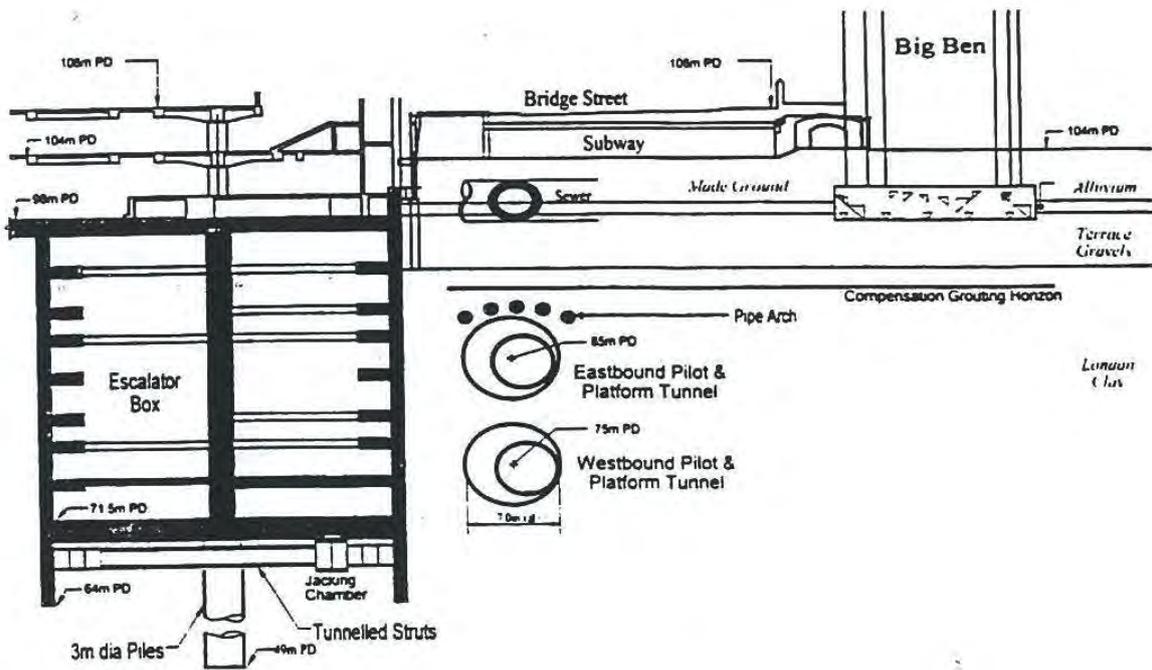


Fig. 6.3. Sección transversal a través de la estación de Westminster JLE y cimentación de la Torre del Big-Ben (HARRIS, y otros, 1999)

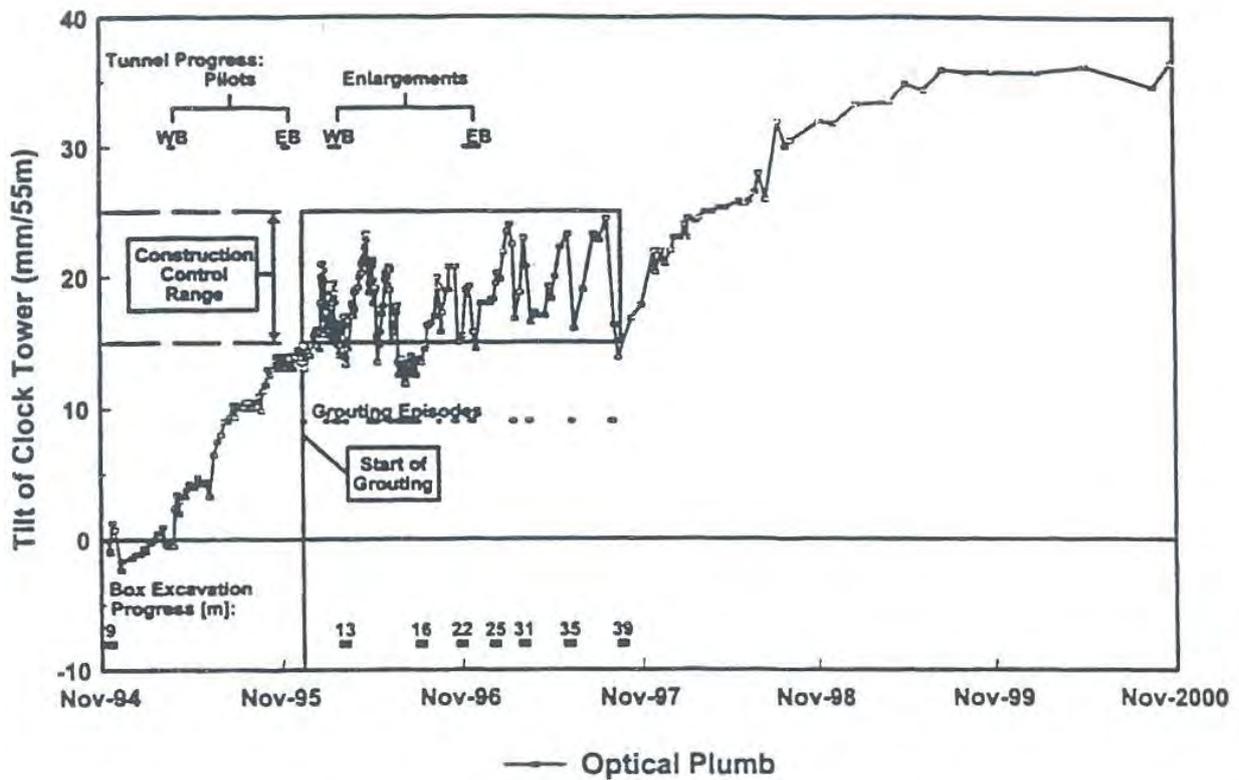


Fig. 6.4. Medición de la inclinación de la Torre del Reloj (Big-Ben) durante y después de la construcción de la estación de Westminster (HARRIS, 2001)

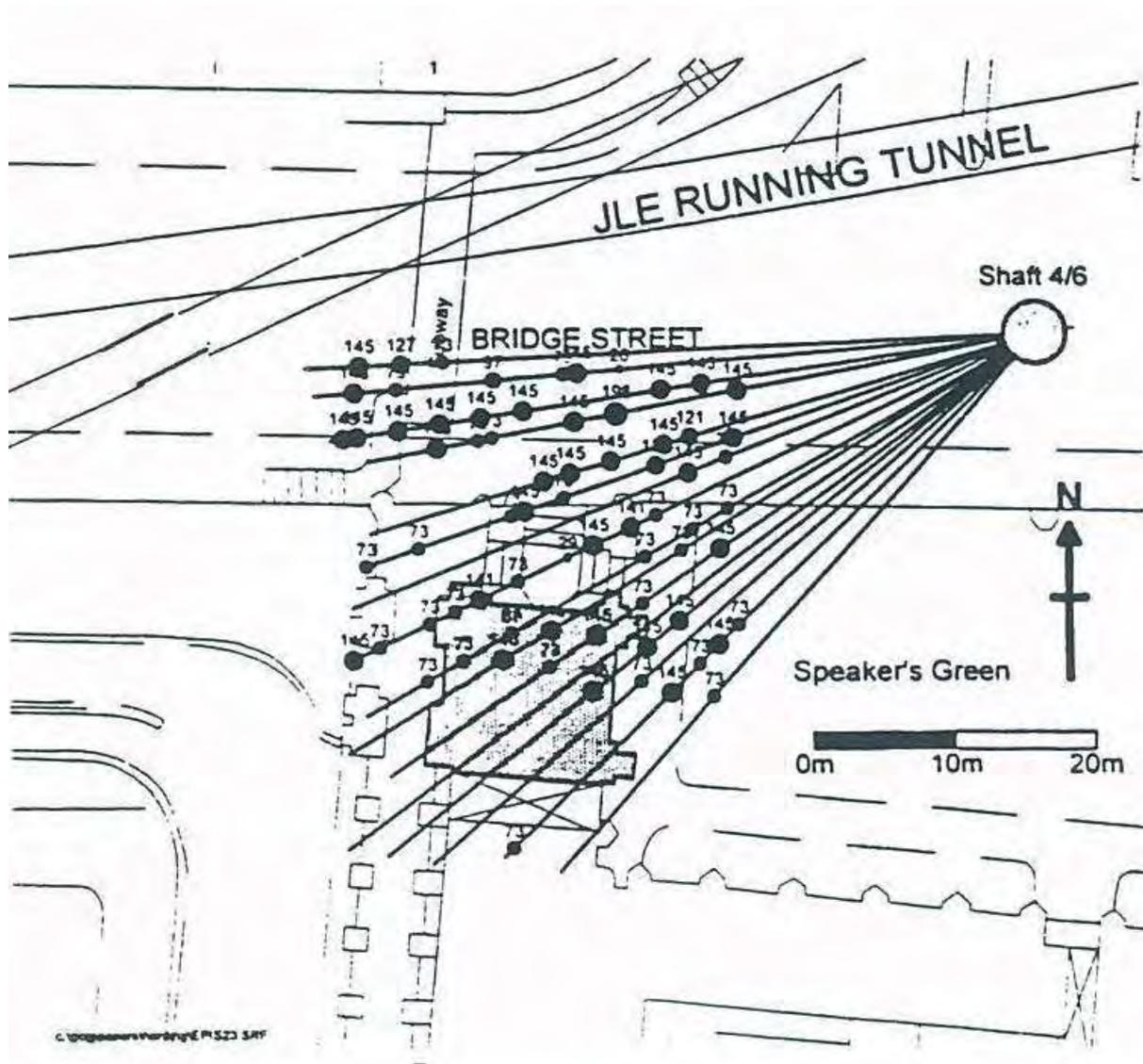


Fig. 6.5. Plan de taladros de inyección (TAM) por debajo del Big Ben (HARRIS, y otros, 1999) (HARRIS, 2001)

Como se aprecia en la Fig. 6.4 durante casi dos años se fueron haciendo, periódicamente, inyecciones. El desplome aumentaba unos 10 mm y se reducía con las inyecciones. Finalmente (Noviembre de 1997) se dejó de inyectar y el desplome alcanzó un valor de unos 35 mm (0,65‰). El volumen de inyección fue del orden de 2-3 veces el volumen de asientos compensados.

Aunque en las publicaciones sobre el Metro de Londres se comentan estos resultados – (MAIR, 2003), (HARRIS, y otros, 1999), por ejemplo – la realidad es que todo el tema de las inyecciones de compensación, inicialmente, fue desarrollado por GEOCISA (desde el punto de vista teórico y práctico). La mención posterior en esas publicaciones el trabajo de la empresa española varió entre “muy escasa a nula”.

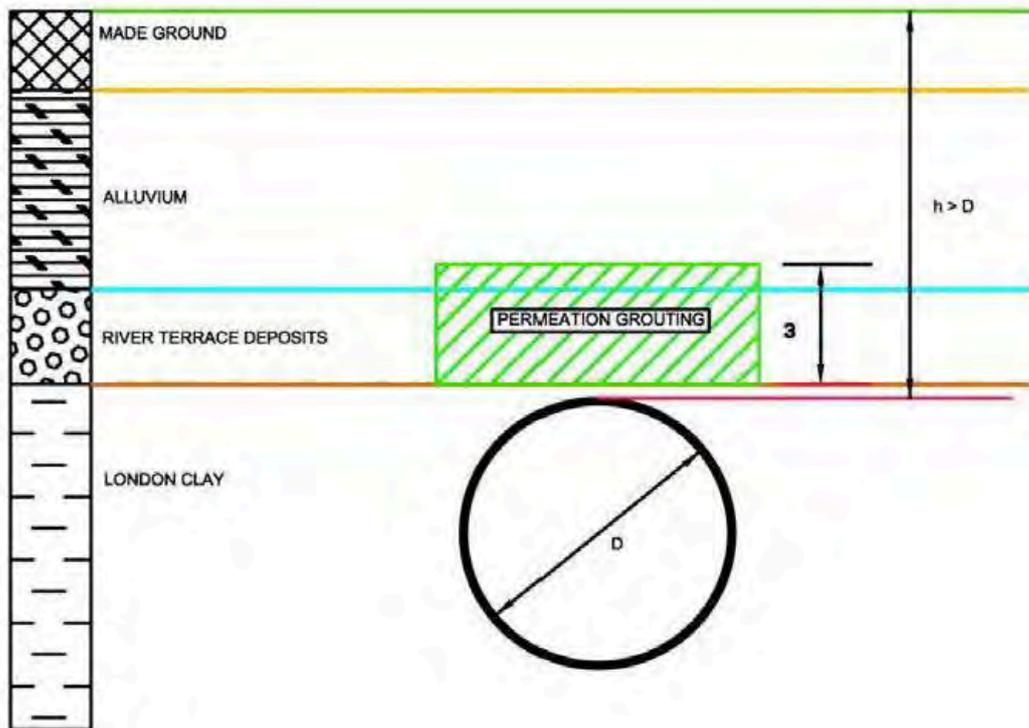
6.3. El Cross-Rail

El Proyecto CROSSRAIL consiste en la construcción de una nueva línea de ferrocarril de cercanías, de 118 Km de longitud, que atraviesa transversalmente Londres, con una zona subterránea de 21 Km en el centro de la ciudad. Este proyecto se ha dividido en varios contratos, en los que están empresas españolas como DRAGADOS, FERROVIAL, GEOCISA, SITE, etc., en UTE con diversas empresas inglesas.

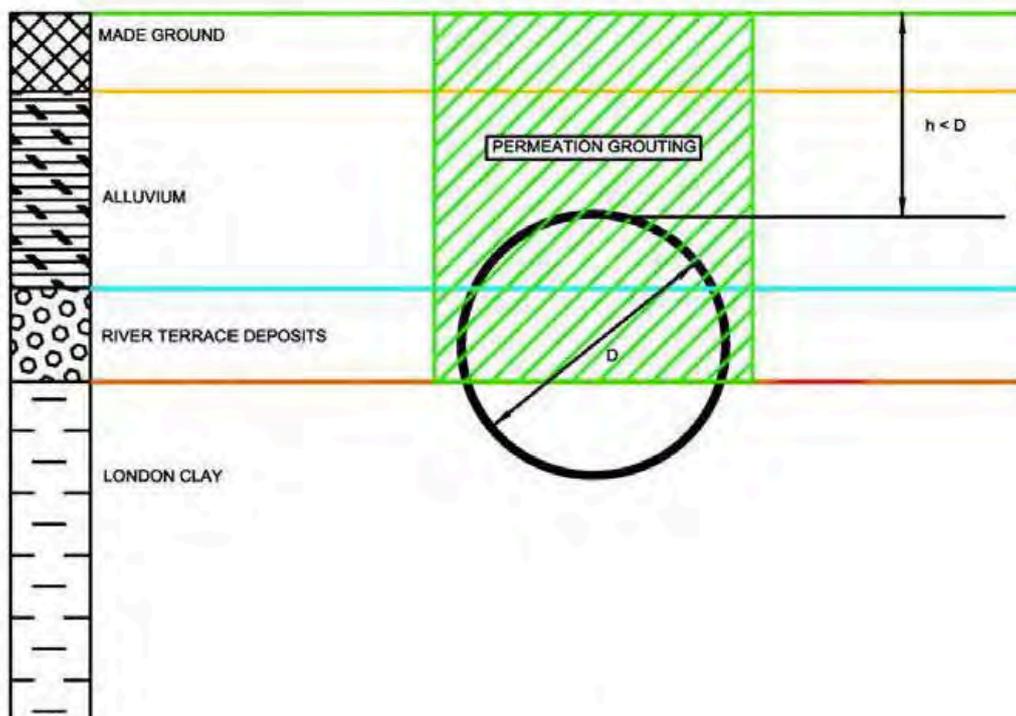
Para el diseño de los túneles también se ha utilizado la solución de bitubo, tan clásica en Londres. La perforación se ha hecho con tuneladoras de hasta 7,1 m, de diámetro frente cerrado (E.P.B.). El recubrimiento arcilloso por encima de la clave fue variable, pero llegó a ser de 2,5 m en el cruce de la Estación de Canary Wart (SANZ, y otros, 2015), lo que obligó a tratamientos previos (en la zona de entrada de las dos tuneladoras que se cruzaron en esa estación). Estos tratamientos consistieron en inyección, tipo TAM, en la parte inferior de las capas Woolwich para mejorar su estabilidad e impermeabilidad (3 filas de taladros, separadas 75 cm entre sí, y con separación horizontal de 1,5 m para poderlos perforar entre los pilotes que conformaban el recinto de la estación. Además se realizó un paraguas de tubos manguito, con tubería de PVC, de 13 m de longitud (y \varnothing 89 mm), a través de los cuales se inyectó lechada de cemento (primera fase) y silicatos (varias fases).

Al tema de los asientos se le ha dado – como siempre, en Londres – mucha importancia. Sobre los controles realizados remitimos al lector a dos artículos en español: (ARES, y otros, 2015) y (SIMIC, 2015). De estos dos recientes trabajos queremos extractar los siguientes ítems:

- En general los túneles a que se refieren estos autores se realizaron con tuneladoras, con solución bitubo, con diámetro exterior de hasta 7,10 m.
- En algunas ocasiones, los túneles se han excavado con “poco espesor de terreno competente” sobre clave (del orden de 3 m en la London clay, que en una zona ocasional bajo a 0,5 m, γ , e la calle Victoria Dock). En estos casos se acudió a la típica solución de Londres de realizar inyecciones de impregnación (con manguitos y tubo de PVC) en la zona por encima de la London Clay, para asegurar un terreno, impermeable y algo resistente en al menos, 2 m de espesor (Fig. 6.6) (ARMIJO, y otros, 2013).
- Cuando la clave estaba en los depósitos de la Terraza del Río (RTD) se emplearon también inyecciones de impregnación, con tubos de PVC y metálicos (si estaban por encima del frente del túnel), además de una pantalla de micropilotes para proteger el ferrocarril superficial próximo.
- En alguna ocasión, se llegó a una cobertura sobre clave de medio diámetro, pero afectando a los depósitos RTD y al aluvial del río, lo que obligó a un tratamiento de inyecciones de impregnación, complementadas con “soil mixing” (incluso con inyecciones de silicato sódico), como puede verse en la Fig. 6.7. A las lechadas de soil-mixing se las exigió una resistencia a compresión de 0,5 MPa con una proporción de cemento de 150 Kg/m³. El diámetro de esas columnas fue de 1,5 m, solapadas un 20%. Durante todo el proceso de inyección se mantuvo el control de movimientos de estructuras y superficie del terreno (Foto 6.1).



Caso 1: espesor insuficiente de arcilla de Londres sobre la clave del túnel



Caso 2: espesor de la cobertera menor que el diámetro del túnel

Fig. 6.6. Tratamientos realizados con inyecciones de impregnación, en el caso de poca cobertura impermeable sobre clave (ARMIJO, y otros, 2013)

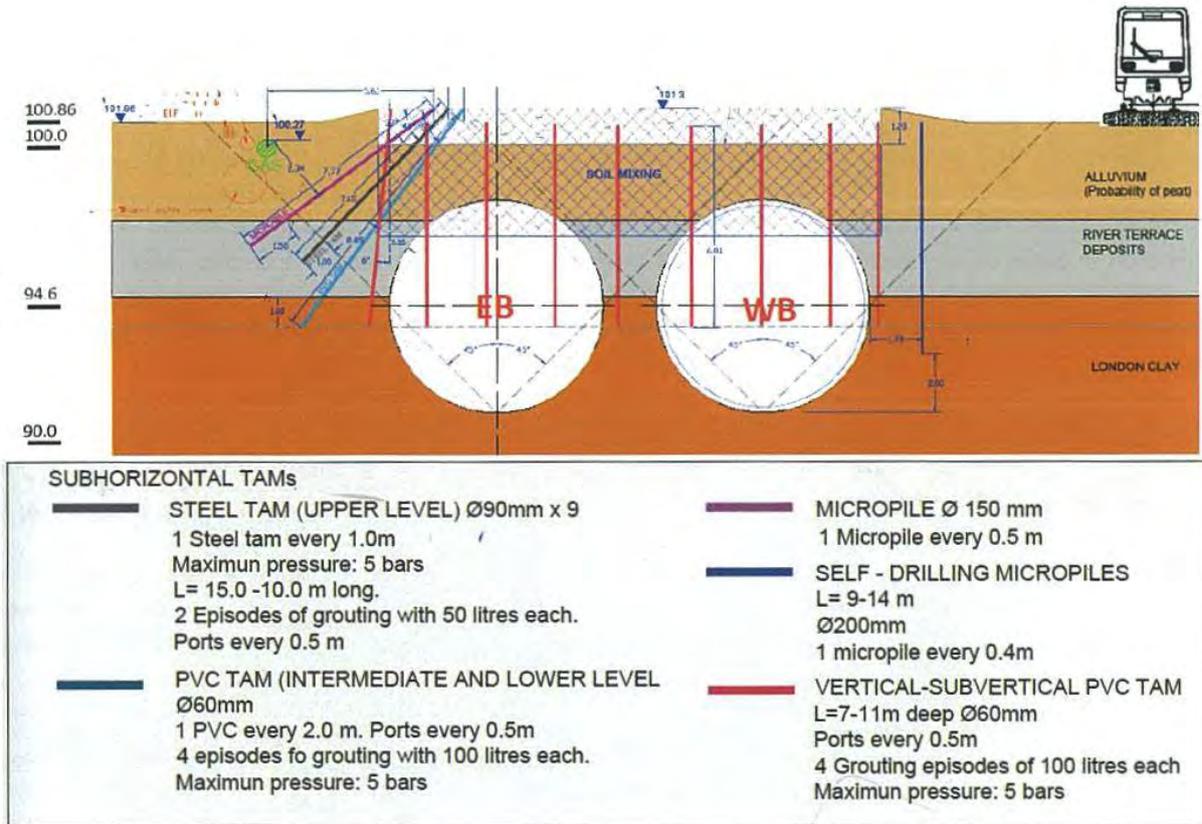


Fig. 6.7. Sección de la Zona A, servicios afectados y vías de DLR (Fuente: Geocisa UK) (ARES, y otros, 2015)



Foto 6.1. Control de movimientos en el área tratada (ARMIJO, y otros, 2013)

Del análisis 3D del tema se deduce:

- Dado que se trata de dos túneles (separados entre ejes menos de 12 m, o sea menos de dos diámetros, que serían 14 m), hay una clara interacción entre ellos, de forma que el asiento total no es la suma de los asientos teóricos calculados para un túnel, sino del orden de 1,3 veces el asiento que saldría de sumar los efectos de cada túnel por separado. En algunas obras en Madrid, Sevilla y Caracas hemos medido valores que llevan a esta relación hasta 1,6. Esta diferencia puede deberse a los tratamientos previos realizados en la zona. El segundo túnel, por sí sólo da un asiento máximo del orden de un 20% mayor que el del primer túnel. Las pérdidas de volumen superficial o pérdida de suelo, V_s , pueden estar en el orden del 0,4-0,7% de la sección del túnel (SL_0) al construir el primer túnel y del orden de 0,5-1% al construir el segundo. La relación entre la pérdida superficial del suelo, V_s y la pérdida de sección inicial del túnel, o pérdida de terreno, V_0 , es del orden de 50-80%. Recuérdese que Peck, en su día, recomendó tomar del orden del 70% para este parámetro, lo que puede seguirse manteniendo. En comparación con las obras del Metro de Madrid, aquí se midieron relaciones de V_1/SL_0 del orden de 0,5-1%, con recubrimientos del orden de medio a un diámetro, por excavación en arcilla pliocénica.
- Sin embargo, los asientos medidos fueron negativos (levantamientos de unos 6-7 mm), lo que indica que el volumen de tratamientos fue muy efectivo, más el hecho de llevar una importante presión en el frente de la tuneladora. Todo ello es más influyente que unos análisis numéricos, por muy detallados que sean.

El otro contrato de Cross-rail, llevado a cabo por FERROVIAL-AGROMAN y socios, también se han llevado a cabo medidas de asientos (SIMIC, 2015), concretamente en la zona de Hyde Park, correspondiendo el caso también a solución bitubo, pero los resultados se muestran para sólo el primer túnel (Oeste). En este caso puede decirse:

- a) Los asientos al pasar el túnel por el punto de observación pueden ser del 10-20% del máximo.
- b) El asiento máximo sobre el túnel lado Oeste fue del orden de 6-9 mm.
- c) Los asientos previstos con modelos FLAC-3D, con un modelo constructivo para pequeñas deformaciones, fueron del orden de 8 mm, en la sección en que se midieron 6 mm (Fig. 6.8), lo que es una buena aproximación.

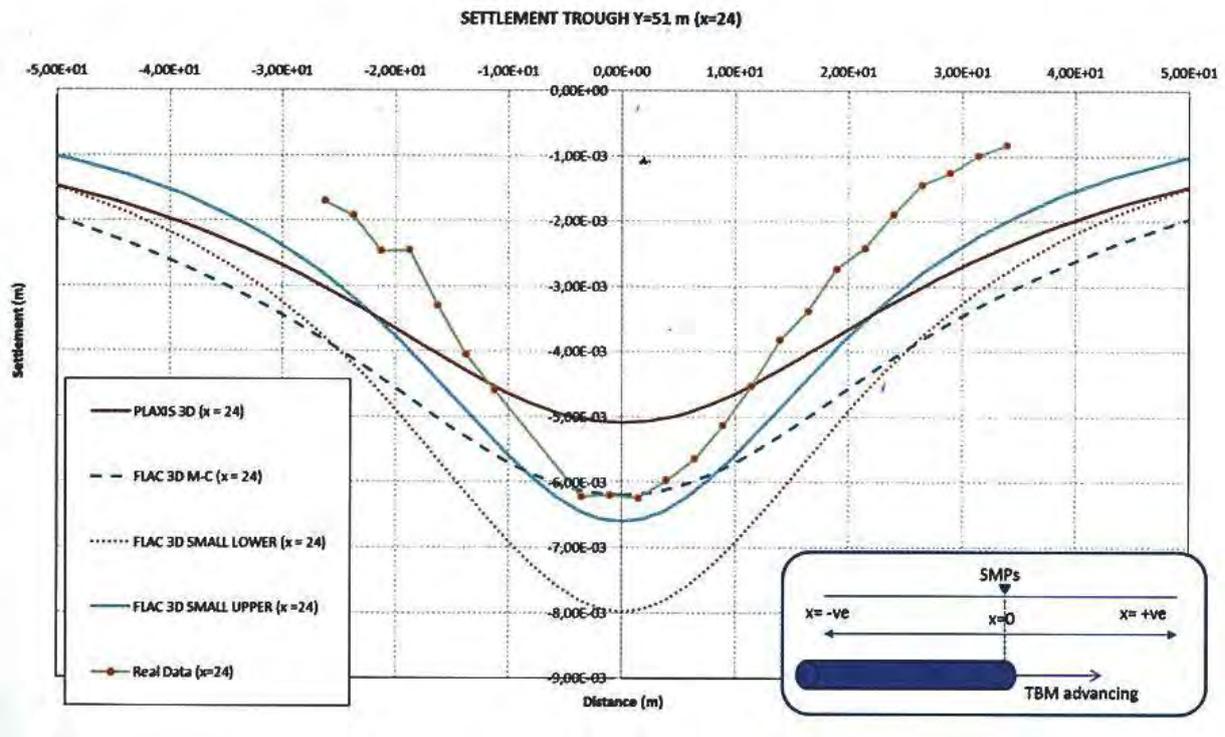


Fig. 6.8. Comparación entre los asentamientos reales en mm y los resultados numéricos (SIMIC, 2015)

- En ambas publicaciones, a la hora de prever asientos se utilizan modelos 3D, dando mucha importancia a la forma de reproducir la morfología del escudo, la presión del frente, a qué se debe la pérdida de suelo (gap del escudo, reología del mortero inyectado para rellenar el gap, o bicomponente) posible interacción entre túneles paralelos, las fases de excavación, presión de la inyección de bentonita en el escudo ... Sin embargo no se hace una sola referencia a las propiedades del terreno que han servido para hacer la evaluación de asientos o los que se derivan de interpretar los resultados obtenidos. Con un modelo como el de Madrid (OTEO, y otros, 1999), partiendo de las Medidas descritas por SIMIC, la pérdida de suelo sería del 0,8% y el módulo de deformación medio o global del terreno resultaría ser de 11,20 MPa (incluido el cuaternario sobre la Arcilla de Londres), siempre que se adopte un coeficiente constitutivo, ψ , global, del orden de 0,1 (como recomendamos para tuneladoras). Si este coeficiente se considerase 0,2 (máximo valor para un caso como éste) el módulo de deformación llegaría a ser de 22,40 MPa. Si se considera que en Sevilla (con una arcilla más rígida que la Arcilla de Londres) el módulo medio global resulta ser del orden de 30 MPa, no parece que el considerar un valor de módulo medio global del orden de 16,00 MPa (con un $\psi \approx 0,15$) sea algo difícil de admitir.

Por otro lado, hay que indicar que en el Crossrail también se ha utilizado – por parte de empresas españolas – el NATM, por ejemplo, para bifurcadores, de un ancho de hasta 16,5 m y altura de 17 m. Esta caverna (NAVARRO, y otros, 2014) se han excavado con medio mecánicos convencionales, retroexcavadora con martillo o cazo y su sostenimiento se ha hecho con hormigón proyectado. En algún caso (máxima excavación), se han utilizado tres fases de ejecución, que pueden verse en la Foto 6.2, en este caso el espesor de gunita fue de una primera capa de 7,5 cm y una segunda hasta llegar a un espesor final de 32,5 cm. La Foto 6.2 recuerda totalmente a la solución utilizada en los túneles de la M-40, es decir: al método alemán de excavar túneles, utilizado en estaciones del Metro de Madrid (aunque sin gunita), y a otros casos de excavación a sección partida, como los del Metro de Essen y Bochum.



Foto 6.2. Excavación en tres fases (Double Side Drift) (NAVARRO, y otros, 2014)

7. Ottawa: Un metro en calizas y cuaternario

El nuevo ferrocarril ligero de Ottawa, tiene una longitud de 12,5 Km, mayoritariamente en superficie, pero penetra en el subsuelo al atravesar el corazón financiero, histórico y turístico de la ciudad (a lo largo de 2.530 m), con tres estaciones en esa zona: Lyon, Parliament y Rideau. Esta obra ha sido estudiada por DRAGADOS dentro de un contrato de Concesión (FERRER, y otros, 2015).

El subsuelo de Ottawa está conformado por caliza intercalada con pizarras de las formaciones de Lindsey y Verdun. Su resistencia a compresión simple oscila entre 50 y 90 MPa, con un RDQ de 30 a 50. Por encima aparecen sedimentos cuaternarios con espesores métricos: Depósitos glaciales compuestos por limos y arcillas.

Una de las Estaciones (Rideau) se encuentra en un paleocauce profundo, relleno de arenas y arcillas interconectadas y de gran permeabilidad, lo que condiciona la selección de tuneladora y la orienta hacia una EPB con cabeza mista, que excavaría en presión en la paleovaguada y en abierto en el resto del trazado.

Por estas razones se decidió utilizar una solución monotubo de vía doble, con evacuación del escombros por las estaciones, utilizando una excavación con medios mecánicos convencionales, con rozadora en calizas y con retroexcavadora en el paleocauce. Dado que los edificios próximos tenían pantallas ancladas para varios sótanos, se consideró que una tuneladora podía afectar a esos anclajes; de ahí el acudir a excavación convencional.

Para introducir la rozadora, se podían ejecutar pozos con cuñas hidráulicas (sin explosivos) y hacer un vaciado bajo losa. En las estaciones se pensó en lo mismo, pero el gran número de servicios existentes y las dificultades de coordinación de su posible desvío, así como que el terreno en que se ubicarían las estaciones era fundamentalmente calcáreo, se planteó la excavación en caverna con equipos de fragmentación o rozado, tipo martillo hidráulico pesado o rozadoras.

Para evitar los efectos en los edificios muy próximos, se ha diseñado una variante del método alemán (primero hastiales, luego bóveda), incluyendo unos “tirantes” que unieran las cabezas de los hastiales, de forma que trabajen a tracción e impidan abrirse la sección al recibir las cargas de la bóveda (Fig. 7.1). Como puede verse en esa figura, se trata de realizar la excavación a “sección partida”, sujetando hastiales, con elementos a tracción (?) que, después, quedan embebidos en una losa de vestíbulo. La anchura de estas excavaciones era de 18 m. Ello demuestra que los métodos convencionales no están obsoletos, frente a las tuneladoras y que siguen teniendo su “lugar”. Este sistema utilizado en dos estaciones se pensó algo distinto para la estación de Rideau (Fig. 7.2), en la zona del paleocauce, con un drenaje del frente para reducir la carga de agua, un paraguas de micropilotes en clave y bulones de fibra de vidrio al frente (según solución tipo A.D.E.C.O. del Prof. Lunardi). En la parte excavada en calizas se simplificaron las fases de arco superior y destroza, dejándolas en dos semifases.

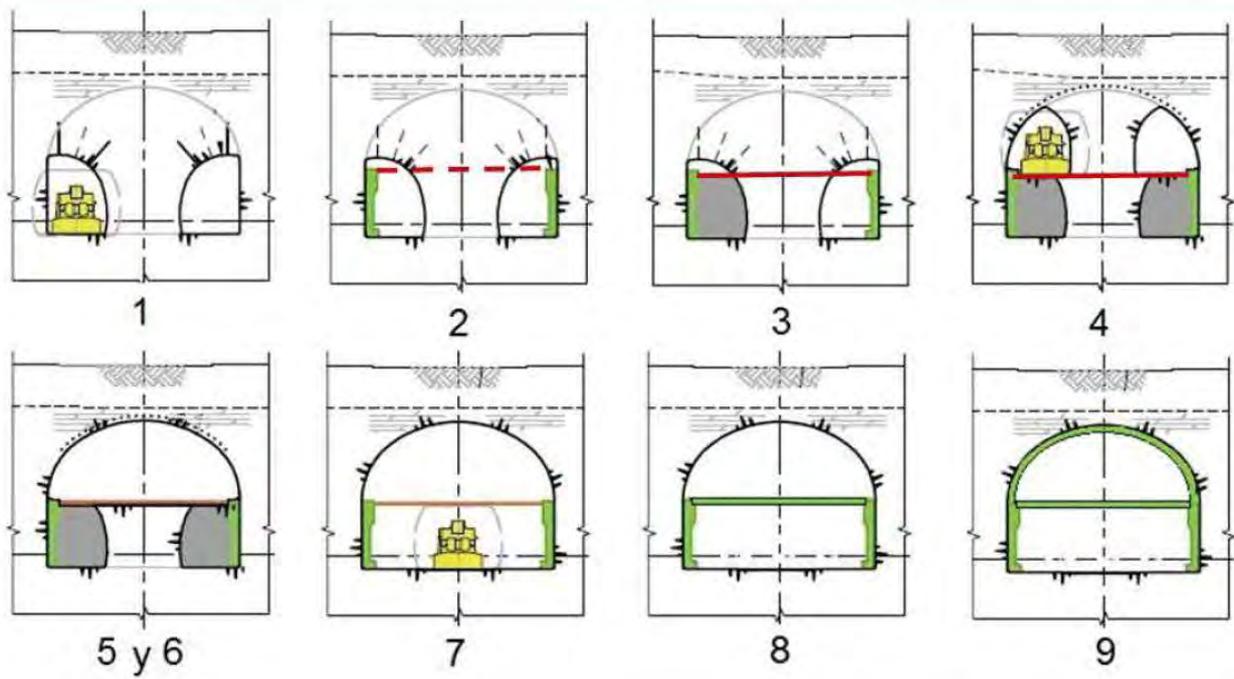


Fig. 7.1. Fases de excavación Lyon y Parliament (FERRER, y otros, 2015)

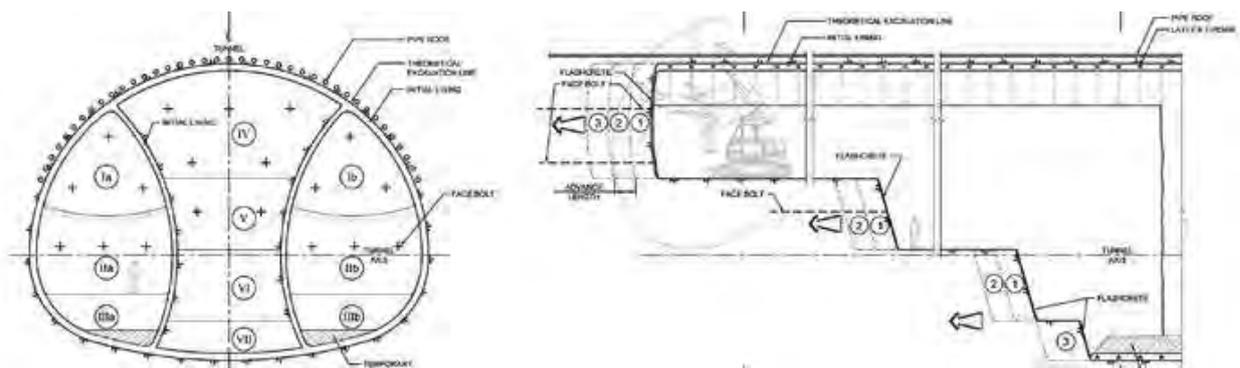


Fig. 7.2. Fases de excavación en suelos en la Estación de Rideau (FERRER, y otros, 2015)

8. Factores que destacan en estas obras

8.1. El problema en España

Todo lo expuesto anteriormente viene a representar condicionantes geotécnicos muy variados para los proyectistas y constructores españoles. Sobre todo dado que las obras de Metro (de gran extensión) realizadas en España han afectado a terrenos, a veces, muy diferentes:

- Madrid, simplificando, engloba tres tipos de terreno (Foto 8.1):
 - a) Rellenos antrópicos flojos (englobando en ellos los aluviales cuaternarios blandos).
 - b) Los sedimentos terciarios pliocénicos, de cementación variable, según su granulometría (arena de miga y tosquiza, “tosco”, etc.).
 - c) Los depósitos arcillo yesíferos (“peñuelas”, arcillas yesíferas, yesos, etc.).

Los rellenos superiores pueden introducir problemas de estabilidad frontal en los túneles (aunque se excaven en el terciario, si el recubrimiento en clave es muy pequeño, del orden de 0,1-0,2 D), la presencia de lentejones de agua en las arenas terciarias con pocos finos (<15%) dan lugar a desprendimientos y arrastres y, cuando no hay agua, puede haber inestabilidades dorsales. Los yesos pueden dar problemas de reactivación de karst yesífero, con filtraciones hacia el túnel, ataque al hormigón y movimientos en edificios próximos, después de la construcción; además puede haber cavernas de disolución. Las tuneladoras EPB (con Ø7,40 y 9,10 m) han dado un resultado formidable en este terreno, en que el agua no es lo primordial.



Foto 8.1. Interior túneles. Nuevos Ministerios-Barajas

- Sevilla tiene un cierto parecido con Londres:
 - a) Cuaternario antrópico y arcillas-limos cuaternarias.
 - b) Gravas y arenas
 - c) Arcillas miocenas, fisuradas, rígidas (“Margas azules” del Guadalquivir). La excavación de los túneles (con tuneladora E.P.B. y aporte de finos) ha dado muy buen resultado, atravesando las gravas, que, en general tiene diámetros inferiores a 10-12 cm (aunque, por

ejemplo, en Lora del Río las hemos extraído, de perforaciones con \varnothing 1,0 m, de unos 20 cm de diámetro aparente.

- d) Nivel freático alto, lo que afecta, en el centro de la ciudad, al diseño de las estaciones. Los problemas son relativamente parecidos a los de Londres. De hecho, cuando se hizo el proyecto inicial de la Primera Línea del Metro de Sevilla (hacia 1970), el asesor geotécnico (A. Kezdi) indicó que las “margas azules” tendrían un comportamiento análogo al de la London Clay. Sin embargo, el tiempo demostró que su resistencia a compresión simple venía a ser del doble y que tenían mayores movimientos de fluencia (por la compresión y cementación que tenían antes de ser excavadas).

En este caso se usó la solución bitubo, a imitación de Londres. En la Foto 8.2 puede verse una estación, con andén central y las líneas de circulación separadas (con puertas de protección en la Estación). El Metro de Málaga es geotécnicamente, relativamente parecido al de Sevilla, aunque todo lo realizado está hecho con pantallas o a cielo abierto.



Foto 8.2. Foto estación, con andén central y líneas. Metro Sevilla

- El Metro de Bilbao se ha excavado parcialmente de forma subterránea (solución monotubo) en materiales duros (calcoesquistos) y cuaternario. En estas últimas zonas, se utilizó, masivamente, el jet-grouting para conseguir recintos estancos donde se podía excavar la obra. El uso del N.A.T.M. tanto en túneles como en cavernas dio buen resultado (Foto 8.3)



Foto 8.3. Metro de Bilbao. Estación tipo

- El Metro de Barcelona (concretamente su reciente Línea 9) excavado en terrenos terciarios (aunque haya tenido que atravesar aluviales con agua) no ha tenido problemas muy especiales. El uso de tuneladoras de gran diámetro ($\text{Ø}\approx 12\text{ m}$) con los dos sentidos de circulación separados en vertical (Fig. 8.1), fue una idea inicial para eliminar las estaciones (los andenes cabían en la sección circular del túnel) pero el coste y las dificultades (que varían con el cubo del diámetro), aconsejó cambiar a solución monotubo convencional (dos vías en la misma horizontal).

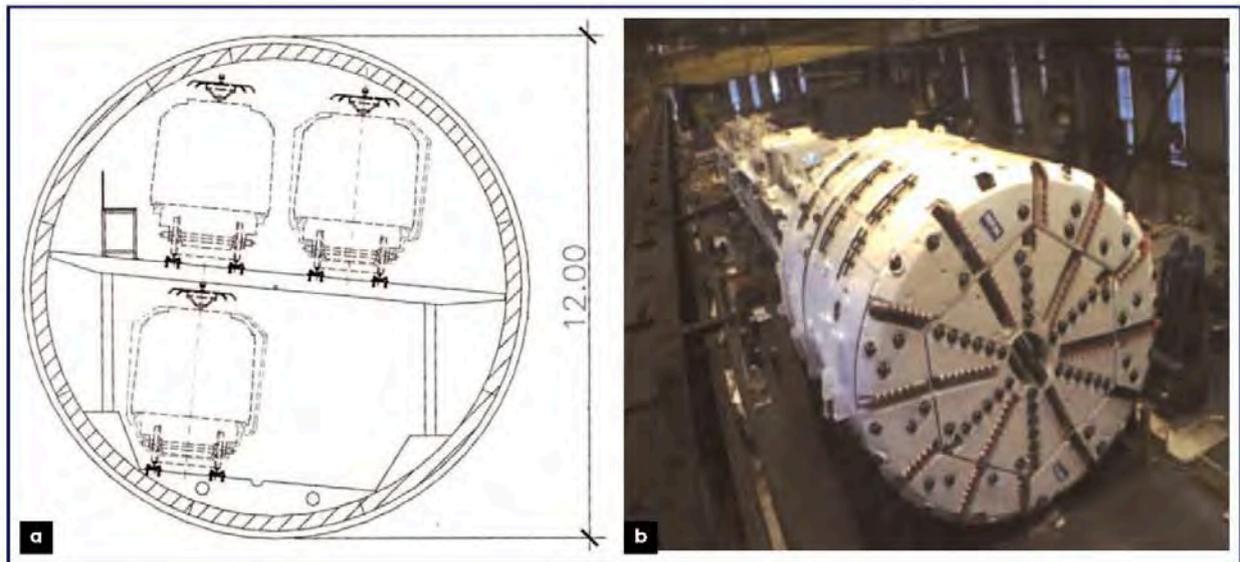


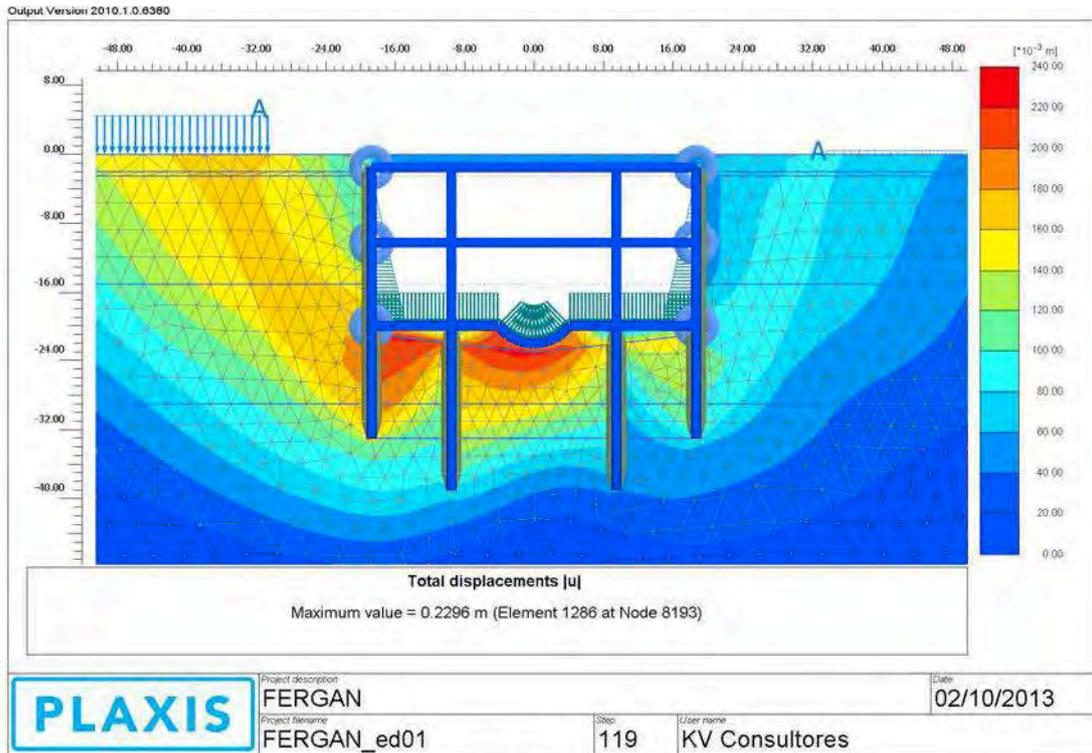
Fig. 8.1. Túneles de $\text{Ø} 12\text{ m}$ en la Línea 9 del Metro de Barcelona

8.2. Metro de Moscú

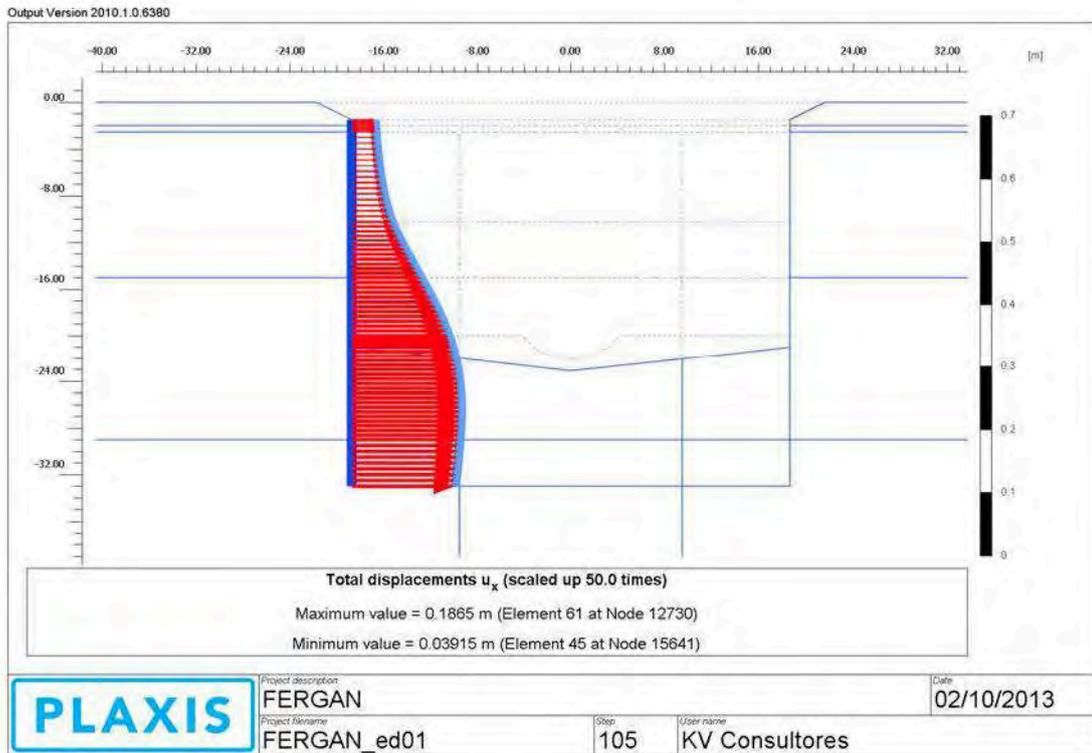
Sin embargo, los túneles y estaciones de Metro que han tenido que diseñar las empresas españolas en los casos – fuera de España – que hemos citado han introducido importantes novedades.

En el caso de Moscú:

- Suelos de consistencia media a floja (arcillas y arenas cuaternarias, sedimentos del Río Moscova) sobre un Jurásico arcilloso de rigidez media-alta, todo ello sobre calizas carboníferas y con nivel freático muy alto (que, a veces, llega a inundar algunas áreas de Moscú).
- Los empujes del agua, más los efectivos del terreno blando (que pueden ser un 30-40% del empuje total) son predominantes.
- Con la solución monotubo (seleccionada para mayor seguridad en el desalojo de los viajeros de un posible convoy averiado o con fuego), se necesita tener un hueco sin puntales de 12-13 m de altura en las estaciones. Ello lleva a momentos flectores de más de 600 mT en las pantallas, los cuales no pueden ser resistidos adecuadamente, ni siquiera con anchuras de pantallas de 1,20 m. Además los movimientos del trasdós de las pantallas serían muy grandes y podrían afectar a los edificios próximos.
- Por estas condiciones se han proyectado “puntales previos”, por debajo de la profundidad máxima a excavar en las estaciones, a fin de que sujeten la parte baja de las pantallas (“empotramiento”) y límites momentos máximos y movimientos en las mismas (Ver Fig. 8.2). Esta solución ya la habíamos propuesto – con IDOM – para el prediseño del Metro de Ho-Chi-Ming (antigua Saigón) en que los suelos aluviales son muy blandos y de gran espesor y utilizado en el soterramiento del ferrocarril de Málaga-Fuengirola cerca del Aeropuerto, en zona en que la excavación del túnel se hizo al abrigo de pantallas pero muy próximas a silos de importante altura (Fig. 8.3).



Deformación

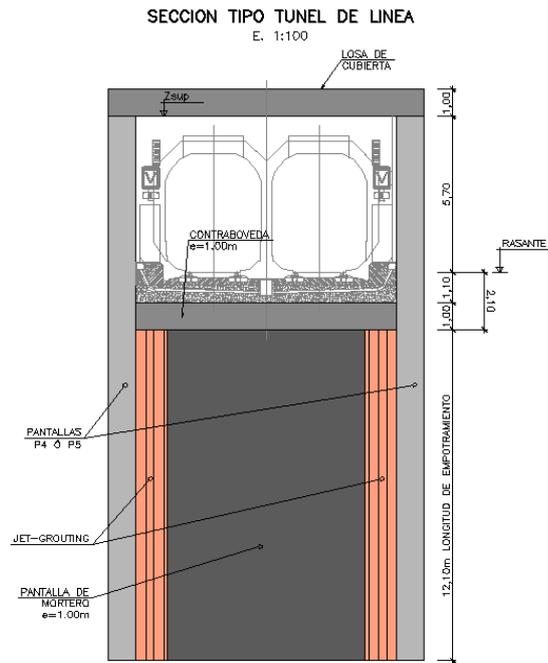


Deformación en pantalla (187mm)

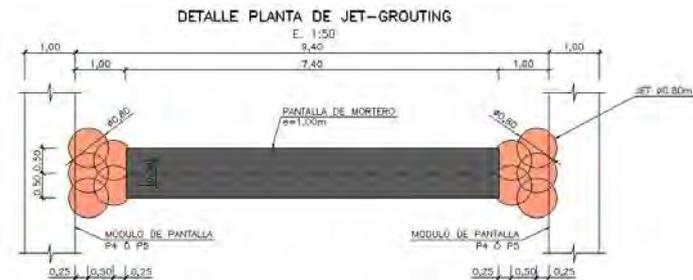
Fig. 8.2. Movimientos en las pantallas de una estación sin puntales previos. Gentileza de BUSTREN.



a) Planta silos y acodamiento pie de pantallas en túnel de línea y pozo de bombeo inicial



b) Sección transversal tipo túnel de línea con acodamiento en pie de pantalla



c) Acodamiento pie de pantalla

Fig. 8.3. Tratamiento del terreno para apuntalar el pie de las pantallas cerca de los silos en el soterramiento del F.C. Málaga-Fuengirola. (OTEO, y otros, 2010)

- Con estos “puntales previos” de jet-grouting (técnica de inyección muy utilizada en Rusia) puede conseguirse reducir el momento flector máximo (a unos 260 mT) y los movimientos de la pantalla a un 0,35-0,20 de los obtenidos sin puntales.
- En este caso de Moscú, la presencia de las arcillas Jurásicas permitía penetrar en ellas las pantallas (unos 5 m), para asegurar que no había filtraciones ni levantamiento del fondo de las estaciones, sin tener que llegar al carbonífero (calizas) del sustrato próximo, en el que había posible problemas de karstificación y soliflucción (Fig. 8.4).

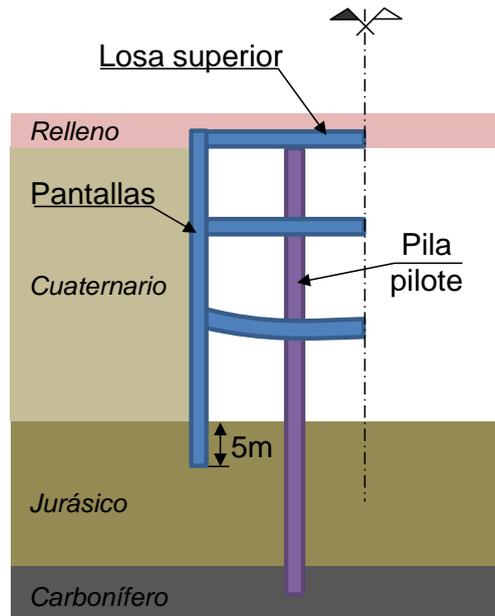


Fig. 8.4. Empotramiento en Jurásico

- En las estaciones, a veces de gran anchura, es necesario introducir pilas para cortar la luz de la losa superior. La solución de pilas-pilotes empleada en Madrid se ha introducido en Moscú, lo mismo que BUSTREN y ACCIONA lo han hecho en dos estaciones del Metro de Quito hasta ahora construidas. Estas pilas-pilotes han de llevarse – en el caso de Moscú – hasta las calizas carboníferas e inyectar sus puntas, varios metros por debajo de ellas, ya que pueden existir huecos kársticos en dichas calizas (Fig. 8.5).

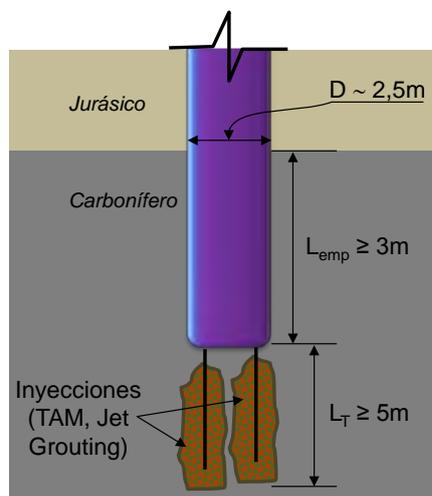


Fig. 8.5. Posible empotramiento en punta de pilas-pilote y tratamiento en punta

- Estas pilas-pilotes y las pantallas hasta el Jurásico sirven para luchar contra la flotación de las estaciones.
- La utilización de normativa rusa puede dar ciertos problemas, ya que su interpretación suele ser muy drástica entre los ingenieros rusos. Por ejemplo, para comprobar el diseño de las pilas-pilote que hemos citado, se solicitó la realización de sondeos de unos 60 m de longitud en las Estaciones (al menos, dos por estación), para llegar claramente e introducirse en el carbonífero. Sin embargo, la normativa rusa no contempla la presencia de pilas-pilote y los sondeos deben alcanzar una longitud de vez y media la profundidad de las pantallas diseñadas, L. Con ello fue muy difícil – y muy largo – el convencer de la necesidad de los sondeos, sobre todo porque se consideraba que una condición (como la de 1,5 L) no era un mínimo, sino que esa era concretamente la longitud a estudiar.
- Los sondeos mecánicos se perforan, generalmente, a rotación con extracción continua de testigo, salvo 1-2 m superficiales, en que – por estar, a veces, el terreno congelado – se hace a destroza. No se utilizan el ensayo SPT en Rusia (quizás por ser un invento de un checo del Imperio Austro-húngaro, nacionalizado norteamericano: K. Terzaghi). Las muestras se depositan en una caja auxiliar para su descripción y luego se tiran, salvo algún testigo representativo, que se envuelve en “film transparente de cocina” y, además, en plástico duro. Estos testigos se almacenan en laboratorios de ensayo, sin utilizar cámaras húmedas, por lo que han de ensayarse con mucha rapidez.
- La “costumbre” y la “normativa” describen del orden de treinta y tres capas de suelo en el cuaternario aluvial. Realmente sólo hay unas cuatro descripciones: Arenas pulverulentas, arenas arcillosas arcillosas y limosas, limos arcillosos y arcillas algo limosas. Pero, según su posición relativa, los técnicos rusos le dan un número de estrato. Las propiedades geotécnicas de cada estrato se suelen definir con dos percentiles (85 y 95%) de probabilidad, aunque en el caso de los ensayos de resistencia al corte y de deformabilidad el número de ensayos que se hace es muy pequeño (y con muestras que pueden estar rigidizadas por el almacenamiento indebido en edificios con fuerte calefacción).
- Los sondeos – más bien cortos – se hacen con gran profusión y, a veces, se hacen 30 sondeos por Estación de Metro en Proyecto, lo que resulta excesivo y, además, complica los cortes geotécnicos a utilizar en el cálculo, al aparecer muchas capas de cuaternario. En ese sentido hemos llega al sistema de simplificar dicho cuaternario, distinguiendo los tipos de terreno que se incluyeron en la Tabla 3.2. Los cálculos con el Código Plaxis 2D con nuestro modelo simplificado y teniendo en cuenta todos los diferentes niveles cuaternarios definidos con mucho detalle, apenas diferían en un 5% (en el Momento flector máximo).
- Se hacen ensayos de penetración estática continua, que pueden atravesar 15-20 m de cuaternario, por lo que no le caracterizan de forma clara (y menos al Jurásico).
- En los temas de agua, se emplean ensayos de bombeo en las estaciones, ya que – antes – las hacían muy superficiales con pantallas cortas (para solución bitubo) que no llegaban al Jurásico, por lo que era necesaria su realización, de cara a asegurar la evacuación de caudales antes de llegar al fondo de las excavaciones.

8.3. En Bogotá

En el futuro Metro de Bogotá hay varios puntos en común con Moscú:

- Los principales terrenos afectados por la futura construcción de la Línea 1 del Metro de Bogotá afectarán a terrenos cuaternarios aluviales (al sur de la ciudad), a cuaternarios aluviales y pie de monte (con gruesos) al sureste y pie de las montañas (Este) y al lagunar reciente en el Norte y Nordeste, así como en el Suroeste.
- El nivel freático está siempre muy alto, muy cerca de la superficie (a 1,5-4,0 m de ésta), con lo que el predominio de los empujes del agua – en el caso de pantallas – sobre los del terreno es muy claro.
- Los terrenos superiores (rellenos antrópicos y aluviales o lagunares) son blandos, por lo que sus empujes sobre pantallas o revestimiento de túneles son importantes, aunque menores que los del agua.
- En las zonas del aluvial y del lagunar el sustrato “rígido” está muy profundo (a 100 m en el caso del aluvial), por lo que no se pueden llevar las pantallas hasta él, para cortar las filtraciones por el fondo de la excavación.
- Por ello, aquí hay un doble problema con el agua en las Estaciones y túneles con pantallas: Empujes laterales muy importantes sobre los laterales y posibilidad de caudal fuerte (con arrastre o levantamiento de fondo) por el fondo de las excavaciones. Por ello se han diseñado “puntales previos” de jet-grouting por debajo de la losa de fondo, que pueden convertirse (al hacerse de forma continua) en “tapones de fondo”.
- En la zona del lagunar, la extracción de agua en sótanos próximos o la evapotranspiración (quizás es la que predomina) baja algunos metros el nivel freático, lo que da lugar a asientos más o menos continuos. Estos asientos (subsistencia regional) han sido cifrados por el Prof. Rodríguez de la Universidad Javeriana en unos 50-70 cm en la zona del Metro (parte de los cuales ya se habrá producido). Estos movimientos introducen en las estructuras enterradas un rozamiento negativo (basta unos 2-3 cm de asiento relativo para producirlo), siendo problemática la unión túneles-estaciones. Por ello, en estas zonas lagunares se proyectó el túnel entre pantallas, para que, si se producían estos asientos por consolidación genérica, los movimientos diferenciales fueran los mínimos.
- Al no existir prácticamente ninguna experiencia previa en obras subterráneas en Bogotá, hay que guiarse con las experiencias previas en cuanto a las propiedades del terreno (que no siempre han sido estudiados con detalle), sobre todo las deformacionales. Por ello, para la previsión de asientos hay que ser suficientemente conservador pero sin pasarse. Cuando se construyan las obras podrá afinarse mejor el tema.
- En el caso de Bogotá interesa ir con un Metro lo más cercano a la superficie, por el coste importante de las Estaciones (agravado por los problemas relacionados con el terreno y el agua, ya citados). Eso, en el caso de material aluvial y edificios próximos, obliga a definir lo mejor posible la acción sobre los edificios y los tratamientos del terreno no sólo para prever y disminuir esa posible interacción excavación-movimiento de edificios, sino para asegurar la estabilidad de la excavación subterránea, cuando el espesor de terreno (blando y sobre la clave) pueda ser de un diámetro o algo menos.
- Otro problema importante que puede presentarse en Bogotá es el de la presencia de “bolos” de gran diámetro que pueden estar presentes en el tramo III, de la Línea 1. Estos bolos, según los sondeos, podrían ser de un diámetro aparente del orden de 80-100 cm, por lo que su extracción por el frente de una tuneladora es difícil. En Caracas y otras ciudades, este problema se resolvió haciendo intervenciones hiperbáricas en la zona del frente de excavación y fragmentando los

bolos para conseguir diámetros que pueden introducirse en la tuneladora. Además hay que preparar ésta para que tenga las máximas aperturas frontales posibles e incorporar una “machacadora” que reduzca aún más los diámetros de los fragmentos, a fin de que no se presenten nuevos problemas en el tornillo sin fin de extracción.

- En estos países iberoamericanos y en obras como las del Metro, con un consumo enorme de hormigón, hay que tener en cuenta:
 - a) La escasez de maquinaria de gran potencia (pantalladoras para espesores de muro superiores a 80 cm y piloterías con Ø superior a 60 cm).
 - b) El coste elevadísimo del hormigón, no sólo por la importación del cemento sino por el de los áridos, muy controlados localmente.
- También hay que tener en cuenta las acciones sísmicas que, en Bogotá, como en otros países iberoamericanos, es importante.

8.4. Otras casuísticas

Empezamos por el caso de terrenos granulares gruesos. En este caso la experiencia en España es limitada (en el ámbito de túneles:

- Se han realizado obras subterráneas en aluviales gruesos, con mucha agua, al abrigo de pantallas, como puede ser el caso del Metro de Sevilla, con un sobreconsumo de hormigón del orden del 35-40%. En las ocasiones en que las gravas estaban “encostradas” (el “derretío” de Sevilla), ha sido necesario utilizar trépanos, aunque lo normal es que el espesor de este material, cementado por deposición alternada de carbonatos, no sea mayor de 1 m.
- En algún caso que conocemos – paso subterráneo en León cerca del río – fue necesario realizar inyecciones de mortero, a ambos lados de la pantalla, para conseguir su estabilidad. Si no, la alta permeabilidad de las gravas hacía que la bentonita fluyera y las zanjas de excavación se volvían inestables a una profundidad de 5-6 m.
- Se ha ejecutado algún túnel, con procedimientos convencionales en gravas sevillanas, pero al abrigo de paraguas de inyecciones (T.A.M. y jet-grouting), como el realizado al lado de la Estación de San Bernardo (OTEO, y otros, 2009).
- Los túneles de San José (de casi 20 m de ancho) se ejecutaron en la Formación Las Palmas, que incluye bolos de hasta 1,5 m, empleando un método de sección partida (primero la bóveda, después destroza y, al final hastiales), tuvo problemas por mal apoyo del sostenimiento de la bóveda (Fig. 8.6), teniendo que emplearse, en el avance de la bóveda, paraguas de micros, para sujetar los bloques gruesos.

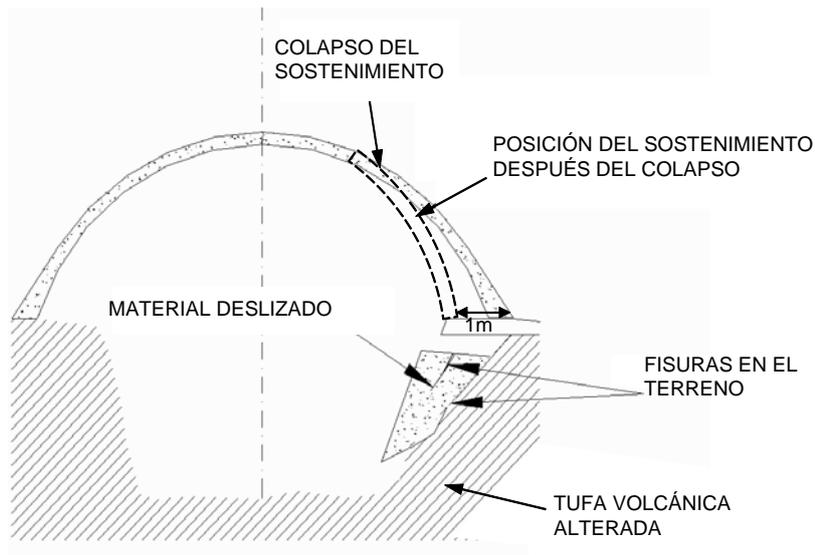


Fig. 8.6. Túneles San José: Hundimiento de la bóveda (OTEO, y otros, 2012)

En general, en estos casos la cementación de las gravas era, prácticamente despreciable (salvo en el caso de la Formación Las Palmas).

Pero no es el caso de Lima y Santiago de Chile: No sólo hay verdaderos gruesos, sino que hay una cementación clara. Ello es lo que permite los taludes quasi-verticales que se ven en la costanera de Lima al Pacífico, a veces afectados por la acción ambiental, lo que da lugar a desprendimientos quasi-superficiales (que suelen estar combinados con zonas de tamaños medios y finos).

Esta cementación permite la excavación de túneles con frente abierto y superficies importantes (más de 60-70 m²), lo que sí ha podido realizar en la Formación Las Palmas, en algunos casos de materiales de tamaño medio y cementados.

En cuanto a roca, como el caso del Metro de Bilbao (calcoesquistos) la experiencia si se puede extrapolar al Metro de Ottawa, en cuanto a los sistemas de excavación (rozadoras).

9. Reflexiones a manera de conclusiones

Lo que si hay que tener claro es que los diseños y construcción de obras de Metro en otros países cada vez se tiende más hacia el Modelo Anglosajón, con proyectos lo más definidos posibles y con el visto bueno del proyectista para cualquier cambio de diseño, lo que es necesario por el tema del asesoramiento de la obra.

La responsabilidad civil de la empresa consultora es clara, lo que lleva – en muchas ocasiones – a realizar diseños muy conservadores, a fin de que no pueda pedirsele responsabilidad al proyectista por fallos de diseño.

Por ejemplo, en obras con presencia clara de agua, vemos diseños con:

- a) Doble pantalla lateral en estaciones o en túnel de línea tipo “cut-and-cover”. Primero se hace la pantalla continua, de hormigón armado, con puntales, anclajes, etc., para realizar la excavación y, después, se añade un forro o nuevo armado, en el que hay menos juntas, más calidad en el hormigonado, etc.
- b) Doble forro en el túnel realizado con tuneladoras: Dovelas prefabricadas para resistir a corto y medio plazo, más forro “in situ” de hormigón en masa o armado, por motivos de impermeabilización.

Esta solución, en España, se ha utilizado en los túneles de Abdalajis (L.A.V. Córdoba-Málaga), pero en una solución “a posteriori”, para resolver los problemas de entrada de agua y porque había gálibo. En los túneles de Pajares se han hecho importantes campañas de inyección, ya que – al parecer – ya no había posibilidad de construir un forro interior, al no haberse hecho su diseño previamente.

En el Metro de Bochum (R.F.A.) vimos, ya hace más de quince años, en una Estación entre pantallas (con un corte geotécnico similar al de Sevilla: Cuaternario sobre gravas y éstas sobre arcillas rígidas y fisuradas miocenas), que para que no hubiera problemas de filtraciones y/o levantamientos de fondo, se dispuso una losa armada gruesa, unas inyecciones de jet-grouting dentro de las arcillas “impermeables” de la base y – por si no funcionaban bien – unas inyecciones con manguitos (cada 50 cm) para acabar de “coser” las arcillas. Pudimos observar una prueba (excavación de un pozo en la zona tratada) en, que se apreciaba muy bien las inyecciones con manguitos, ya que el cemento estaba coloreado. En el momento que visitamos esta obra y solución, el autor de estas líneas pensó que a él no le habrían dejado diseñar – quizás – ni siquiera dos de estas tres actuaciones.

El tema de la documentación, definición de actuaciones geotécnicas y pliegos de control y ejecución está muy desarrollado en muchos países, por lo que hay que acostumbrarse (lo que ya se vienen haciendo, poco a poco, en España, durante los últimos diez años) a describir y documentar los aspectos estructurales y geotécnicos de las obras, justificar con detalle parámetros geotécnicos, etc. Esto último trae consigo cierta problemática ya que (por ejemplo, en suelos blandos y flojos, con presión importante de agua), la toma de muestras puede ser mala. Además la extracción de muestras por el método de empujar por dentro del tubo tomamuestras (lo que induce deformaciones remanentes de hasta el 10%, como hemos comprobado personalmente) puede llevar a muestras poco representativas (o dejarlas semiprotegidas en zonas con alta calefacción), con lo que los resultados de ensayos de laboratorio pueden ser discutibles. También sucede algo similar en suelos rígidos (arcilla del Guadalquivir, London Clay, Jurásico moscovita, etc.) en que la toma de muestras afecta a la “cementación” y/o preconsolidación, lo que hace que las muestras se comporten como más blandas en laboratorio que en la realidad.

Los ensayos S.P.T. en esos suelos flojos y con presión de agua también tienen problemas, por riesgo de sifonamiento y arrastre de la arena o por aumento de la compacidad relativa durante el ensayo, al haber algo de gravilla. Así, por ejemplo, en el aluvial de Bogotá, los ensayos S.P.T. dieron variaciones de 5 a 50 golpes/30 cm en capas que tenían granulometría similar y dificultades parecidas al avance del sondeo. Por eso, en el futuro, lo que no es fácil, deben emplearse sistemas de sondeo en que se controlen los

parámetros de perforación (velocidad de avance, presión hidráulica, par motor, etc.). Y fijarse más en el % de finos, humedades y densidades relativas.

Problemas similares se tienen cuando se quieren realizar ensayos presiométricos en el interior de sondeos: Paredes que no se mantienen y se decomprimen, sifonamientos, etc.

Por eso, al manejar “nubes” de datos, el establecer los parámetros geotécnicos representativos es, a veces, muy difícil y, sobre todo, el justificarlos perfectamente. En ese caso, la experiencia personal del Geotécnico que intervenga es – a nuestro juicio – fundamental.

Cada obra de Metro es una experiencia nueva y la extrapolación ha de hacerse con cuidado y en base a conocimientos geotécnicos bien enraizados. Hay que tener claro que la presencia del agua hasta casi la superficie del terreno implica mayores dificultades de excavación, posibles repercusiones sobre el entorno por alteraciones en los niveles piezométricos, problemas en el fondo de excavaciones de Estaciones o túneles de línea (con la técnica del cut-and-cover), etc. Ello puede cambiar totalmente la imagen y la experiencia obtenida en Metro en que la presencia del agua es ocasional.

Si se trata de hacer túneles en materiales secundarios y terciarios, supuestos “impermeables”, hay que tener cuidado con el recubrimiento de ese terreno sobre clave. Un exceso de confianza puede llevar a una catástrofe, como en el Metro de Munich (Fig. 9.1), si se excava con métodos convencionales como el N.A.M., al tener parte del frente en un terreno no cohesivo y con agua. Y si se trata de “roca” hay también que caracterizarla muy bien. No se puede olvidar el desastre de una estación en el Metro de Sao Paulo, de forma – en planta – de ocho, con sostenimiento de gunita: Al iniciar un túnel desde allí, el RMR de la roca bajó a del orden de 25-30 (con lo que uno ya se pregunta si sigue siendo roca o es un jabre algo cementado) y el sostenimiento falló, con lo que parte de la estación se hundió y hubo varias víctimas mortales (Fig. 9.2).

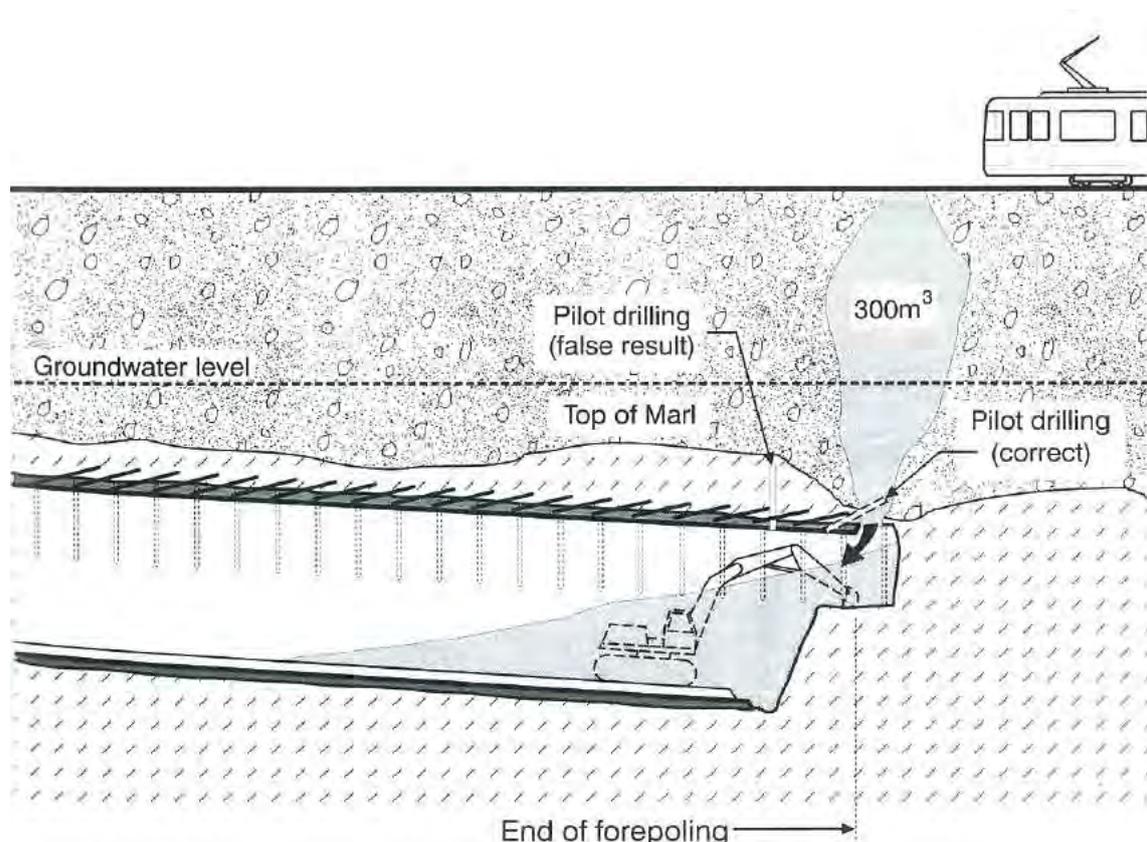


Fig. 9.1. Incidente en Munich, Germany (after WEBER, 1987).



Fig. 9.2. Hundimiento de una Estación en Sao Paulo. (Tomadas de Internet)

En estas obras de gran extensión es aconsejable desde nuestro punto de vista, acudir a una cierta metodología de trabajo que puede ser (Fig. 9.3):

- El examinar el conjunto de datos con criterio selectivo, suprimiendo los datos de campo en que se vean contradicciones. Por ejemplo zonas con arcillas muy húmedas (respecto a los límites de Atterberg) y con resistencia alta. O zonas arenosas con mucha humedad y S.P.T. muy alto.
- El zonificar por tramos la obra ferroviaria, en función del origen geológico de los materiales.
- Deducir de los ensayos de laboratorio y campo un orden de magnitud de parámetros.
- En base a todo lo anterior y a la experiencia del Geotécnico de turno, establecer un “cuadro” de terrenos tipo y de propiedades geotécnicas con un orden de magnitud (valor máximo y mínimo, representativos).
- En cada Estación o en cada zona del túnel ver, con los ensayos de campo, si se está del lado de los valores altos o bajos de los parámetros.
- Seleccionar el valor correspondiente en el cuadro de parámetros, según el caso concreto esté del lado máximo o mínimo (o medio), por ejemplo en base a los S.P.T. o las humedades y densidades.

Con este sistema, un poco de “Ayuda Exterior” y un seguimiento de las obras con detalle (incluida instrumentación) puede llegarse a un buen fin y al éxito en las obras. Eso es lo que deseamos a los técnicos españoles en las obras del exterior.

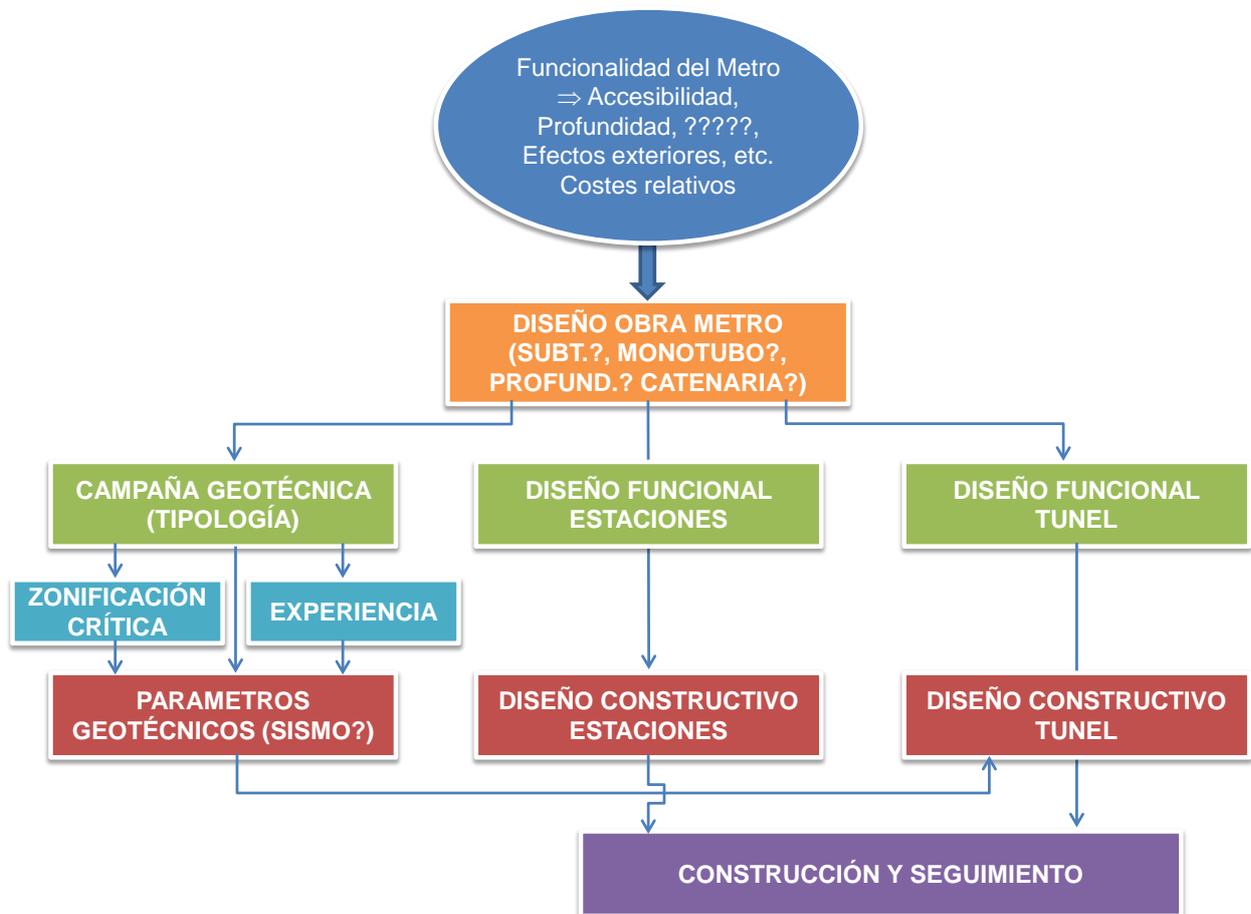


Fig. 9.3. Metodología para el diseño de túneles del Metro

10. Bibliografía

- (1) ARES, J., SILVESTRE, A., DEL AMO, A., & GONZÁLEZ, A. (2015). "Análisis de la pérdida de volumen y de los asientos provocados por los túneles de Crossrail de Londres en la zona de baja cobertera de Victoria Dock". En C. L. Jimeno (Ed.), *Ingeotúneles* Vol. 22 Cap. 13, págs. pp. 283-388.
- (2) ARLANDI, M., & BERNARDO, A. (2015). "Análisis comparativo sobre los sistemas de Metro bitubos y monotubos ejecutados con tuneladora". *Ingeotúneles* Vol. 22, págs. 147-73.
- (3) ARMIJO, G., HONTORIA, E., & GONZÁLEZ, C. (2013). "Inyecciones de impregnación y de fracturación en Londres". *Jornadas SEMSIG-AETESS Sesión 13. Actuaciones geotécnicas en obras ferroviarias*. Madrid.
- (4) CELADA, B., CUADRADO, J., TARDÁGUILA, I., & APARICIO, A. (2015). "Experiencias en el diseño y construcción del Túnel interestación de la L-6 del Metro de Santiago (Chile)". *Ingeotúneles* Vol. 23 Cap 13, págs. 255-289. Madrid.
- (5) DÍEZ, F. (2010). "Nuevo Modelo Madrid para la estimación de asientos producidos en túneles con tuneladoras EPB de gran diámetro". *Tesis Doctoral*. Univ. Politécnica de Madrid.
- (6) ESCOBAR, G. (1971). "Parametros de resistencia al corte de la grava de Santiago". *Tesis de la Univ. Católica de Chile Santiago*.
- (7) FERRER, H., FERNÁNDEZ, E., & SANZ, A. (Septiembre de 2015). "Diseño innovador en el metro ligero de Ottawa". (C. y. Colegio de Ingenieros de Caminos, Ed.) *Revista de Obras Públicas. Número Monográfico en colaboración con AETOS*(nº 3568), pp. 19-32.
- (8) GEORESURS. (2001). "*Atlas geológico de Moscú*". Recuperado el 2014, de <http://www.georesurs.su/index.html>
- (9) GOST MAYANS, X. (2014). "Proyecto del túnel Vía Parque Rímac. Paso Bajo el Puente Trujillo. Caracterización de los depósitos aluviales de las gravas de Lima (Perú)". *Conferencia Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica*.
- (10) HARRIS, D. I. (2001). "The Big Ben Clock Tower and the Palace of Westminster". En B. S. Jardine (Ed.), *Case studies from construction of the Jubilee Line Extension* Vol. 2, págs. pp. 453-508. London: CIRIA Special Publication 200.
- (11) HARRIS, D. I., MAIR, R. J., BURLAND, J. B., & STANDING, J. R. (1999). "Compensation grouting to control the tilt of By Ben Clock Tower". *Proc. Int. Symp. on Geotech. Aspects of Underground Constr. in soft Ground*, Tokyo: Balkema pp. 225-32.
- (12) IGME. (1980). "Determinación de parámetros geomecánicos con vistas al estudio de estabilidad de balsas y escombreras en la minería del carbón". *Informe no publicado*.
- (13) KHOMENKO, V. P. (2006). "Suffosion hazard: Today's and tomorrow's problem for cities". *IAEG (Paper nº 577)*.
- (14) KORT, I., & MUSANTE, H. V. (1978). "Estudio de Mecánica de sondeos para la Línea 1 del Metro de Santiago. Chile" Informe no publicado, citado por F. Rodríguez Roa.
- (15) MAIR, R. (2003). Tunnelling-induced ground movements and their effects on buildings and tunnels Experiences from the Jubilee Line extension project ". En *Jornadas Luso-Españolas sobre Obras Subterráneas. Relevancia de la prospección y observación geotécnicas y Primera Conferencia Internacional Jiménez Salas* (págs. 1-37). Madrid.
- (16) NAVARRO, P., & FERNÁNDEZ, E. (2014). "Cuatro tuneladoras en el subsuelo de Londres". *Ingeotúneles* Vol. 21, págs. pp. 125-53.
- (17) ORTIGOSA, P., FAHRENKROG, C., & MUSANTE, H. (1973). "Mediciones de empuje de tierras en la Línea 1 del Metro" (Santiago). *Revista del I.D.I.E.M.*(nº 12), pp. 61-92.

- (18) OTEO, C. (2008). "La resistencia al corte de escolleras". Jornada sobre diseño y construcción de Muros de Escollera. Asociación Técnica de Carreteras, pp.141-69. MADRID.
- (19) OTEO, C., ARNAIZ, M., TRABADA, J., & MELIS, M. (1999). "The Madrid Model: A semi-empirical method for subsidence estimating". *Proc. World Tunnel Congress '99, Vol. 1*, pp. 163-70. Oslo.
- (20) OTEO, C., GARCÍA PÉREZ, J., MORENO, H., ÁVILA, F., & OTEO, J. (Junio de 2010). "Soterramiento del ferrocarril Málaga-Fuengirola: Nuevo túnel en terrenos blandos". *Revista de Obras Públicas, Año 157(3511)*, pp. 19-34.
- (21) OTEO, C., MAYA, J. M., & VICENTE, J. (2012). "Inestabilidad en los Túneles de San José (Las Palmas)". *Revista de Obras Públicas, Año 159(nº 3535)*, Septiembre pp. 77-92.
- (22) OTEO, C., MORENO, J. D., AROZAMENA, P., & DIEZ, J. (Abril de 2009). "Problemas geotécnicos en la Línea 1 del Metro de Sevilla". *Revista de Obras Públicas, Año 156(nº 3498)*, pp. 43-64.
- (23) OTEO, C., & SAGASETA, C. (1996). "Some Spanish experiences on measurement and evaluation of ground displacements around urban tunnels". *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp. 731-736. (M. & Taylor, Ed.) Balkema, Rotterdam, London.
- (24) POBLETE, M. (1982). "Propiedades carga-deformación de suelos granulares en algunas ciudades chilenas". *1º Congreso Chileno de Ing. Geotécnica, Vol. I*, pp. 42-57. Santiago.
- (25) RODRÍGUEZ ROA, F. (2000). "Análisis numérico del comportamiento tensodeformacional no lineal de una grava arenosa". En *Libro Homenaje a J. A. Jiménez Salas "Geotecnia en el Año 2000"* (págs. pp. 311-320). SEMSIG-CEDEX. Madrid.
- (26) RODRÍGUEZ, J. A. (2006). "Avances recientes en la caracterización mecánica de los suelos blandos de Bogotá". *XI Congreso Colombiano de Geotecnia*. Cartagena.
- (27) RODRÍGUEZ, J. A. (2010). "Contribución al análisis de asentamientos regionales en Bogotá" Informe no publicado.
- (28) RODRÍGUEZ, J. A., & ESCALLÓN, J. P. (Julio de 2007). "A Geotechnical Model for the subsoil of the Bogotá Sabana". *13th Panamerican Conf. on Soil Mech. Geot. Eng.* Margarita Island, Venezuela.
- (29) RODRÍGUEZ, J. A., VELANDIA, E., & REYES, F. (Agosto de 2004). "Caracterización de suelos blandos para modelos de plasticidad". *X Congreso Colombiano de Geotecnia*. Paipa, Colombia.
- (30) RODRÍGUEZ, J. A., VELANDIA, E., & REYES, F. (Agosto de 2004). "Análisis del efecto de excavación en un depósito del piedemonte de Bogotá". *X Congreso Colombiano de Geotecnia*. Paipa, Colombia.
- (31) SANZ, A., ARES, J., & FERNÁNDEZ, E. (2015). "Paso de tuneladoras por la Estación de Canary Warf-London Cross-rail C305". En *Ingeotúneles* (Vol. Cap. 12, págs. pp. 233-53). Madrid.
- (32) SIDDIQI, F., SEED, R., CHAN, C., SEED, H., & PYKE, R. (1987). "Strength evaluation of coarse-grained soils". *Earthquake Engineering Research Center(Report nº UCB7EERC-87-22)*. Berkeley, California: University of California.
- (33) SIMIC, D. (Septiembre de 2015). "El control de asentamientos: asumiendo el reto de la construcción subterránea en Londres". *Revista de Obras Públicas. Número Monográfico en colaboración con AETOS(3568)*, pp. 97-106.
- (34) SZÉCHY, K. (1970). "The art of tunnelling" Traducción inglesa del original en húngaro de 1961. Budapest: Akademiai Kiado.
- (35) WEBER, J. (1987). "Limits of shotcrete construction methods in urban railway tunnelling". *Revista Tunnel*, 3/87, pp. 349-59.

MEJORA DEL TERRENO CON INYECCIONES Y SOIL MIXING PARA LA EJECUCIÓN DE TÚNELES EN LONDRES, UK, EN ZONA URBANA Y CON ESCASA COBERTERA

Ernesto HONTORIA (), Gustavo ARMIJO (*) y Miguel Ángel 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 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, que llegaba a ser inferior a 1 diámetro en la zona del portal

El objetivo de este tratamiento era disminuir la permeabilidad de la terraza del río y mejorar la resistencia del aluvial por medio de inyecciones de impregnación y de fracturación, respectivamente. 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) actualmente en servicio y se ejecutó un tratamiento de “soil-mixing” junto al portal como mejora adicional en la zona con menor cobertera.

Todo ello enfocado a que la excavación de los túneles se hiciera de manera segura sin afectar a los servicios ni túneles existentes.

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. Al finalizar los mismos 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 la Figura 1 se aprecia una vista aérea de dicha zona y en las Figuras 2, 3 y 4 se muestra una vista en planta, una sección longitudinal y una sección transversal de la zona a tratar, respectivamente. Asimismo, en las Figuras 5 y 6 se incluyen fotos con una vista de la obra y la estación del DLR Royal Victoria y una vista de los trabajos con el portal de recepción de las TBMs.



Figura 1. Vista aérea de la zona de la obra



Figura 2. Planta de la llegada de las tuneladoras al portal, mostrando la zona a tratar según proyecto

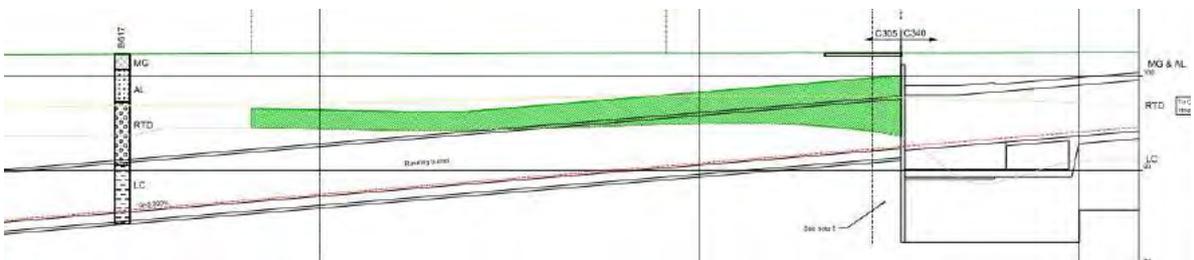


Figura 3. Sección longitudinal de la obra, mostrando la zona a tratar según proyecto

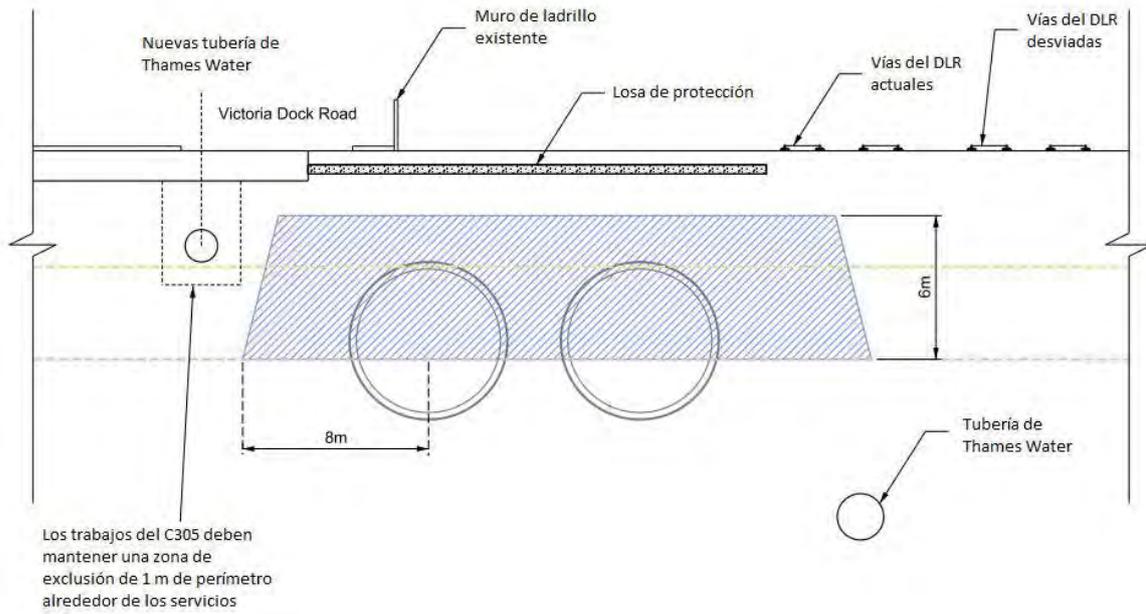


Figura 4. Sección transversal de los túneles a su llegada al portal, mostrando la zona a tratar según proyecto



Figura 5. Vista de la obra con la estación del DLR Royal Victoria de fondo



Figura 6. Vista de la obra con el portal de fondo

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

- La presencia de viviendas 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, de electricidad, saneamiento, etc. con una traza paralela a la alineación de los túneles e incluso por encima de estos;
- Estación del DLR (Docklands Light Railway) Royal Victoria;
- 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. Estos casos, que se esquematizan en las Figuras 7 y 8, se describen a continuación:

Caso 1:

- La cobertera es mayor que el diámetro del túnel, pero
- El espesor de arcilla de Londres encima de la clave del túnel es menor de 2 m.

Caso 2:

- 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.

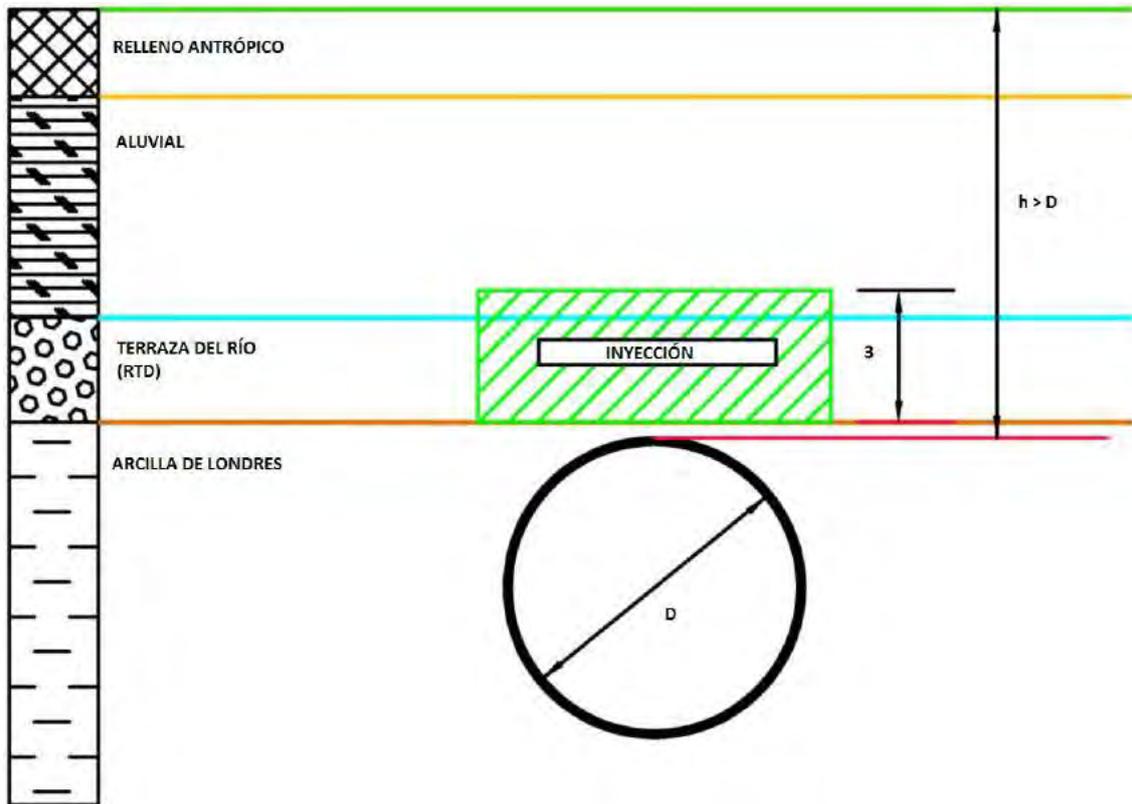


Figura 7. Caso 1: cobertera de más de un diámetro, pero espesor insuficiente (< 2 m) de arcilla de Londres sobre la clave del túnel

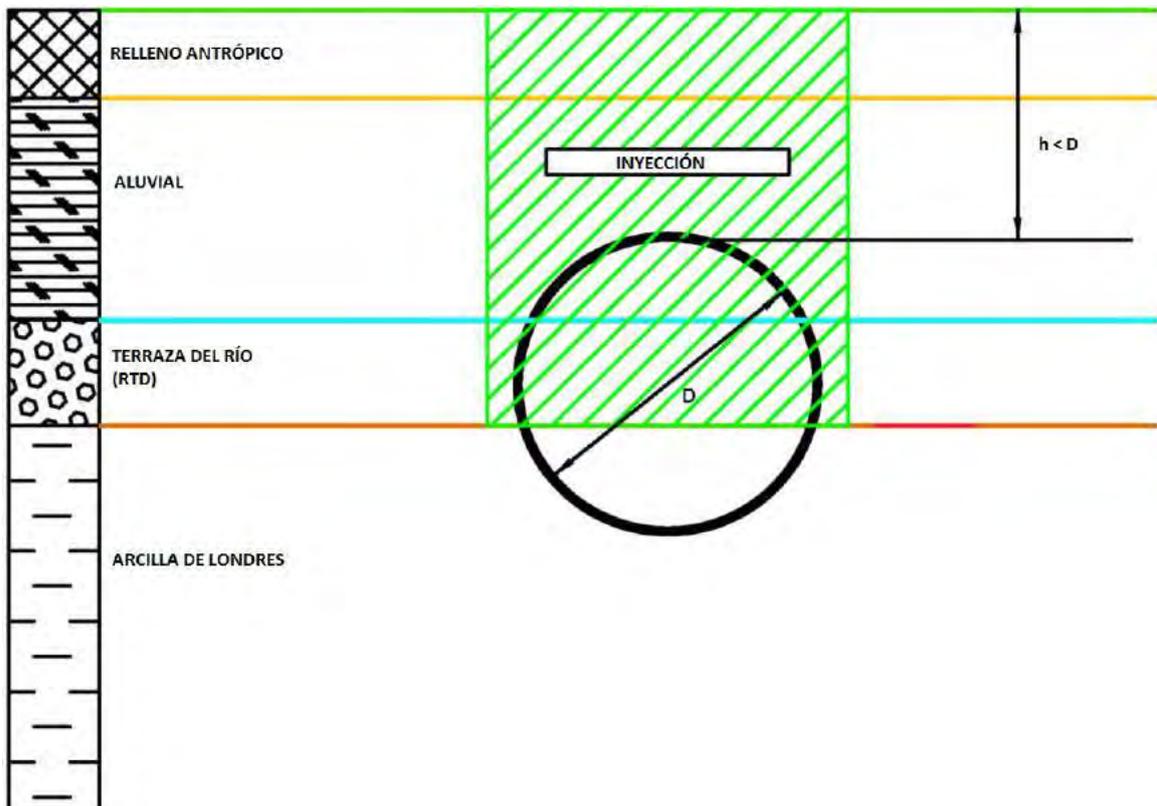


Figura 8. Caso 2: espesor de la cobertera menor que el diámetro del túnel y clave del túnel por encima de la arcilla de Londres

2.2. Áreas a tratar:

Teniendo en cuenta lo anterior, se estudiaron tres áreas en donde potencialmente se necesitaba ejecutar un tratamiento del terreno (Figura 9):

- Zona A: ocupaba los últimos 70 m antes de la llegada de las tuneladoras al portal. En esta zona el espesor por encima de la clave era de menos de 1 diámetro de túnel y además, parte de la excavación de los túneles se hacía por encima de la arcilla de Londres. Esta zona correspondería al caso 2.
- Zona B: esta zona se localizaba en los siguientes 50 m desde la zona A y tenía la particularidad de tener menos de 1 diámetro de túnel de cobertera y menos de 2 m de arcilla de Londres encima de la clave, es decir, también se podría incluir dentro del caso 2.
- Zona C: comprendía unos 60 m desde la zona anterior y se localizaba debajo de la estación del DLR Royal Victoria. Aquí si bien la cobertera era de más de un diámetro, el espesor de la arcilla de Londres por encima de la clave del túnel era menor de 2 m. Esta zona se incluiría dentro del caso 1.

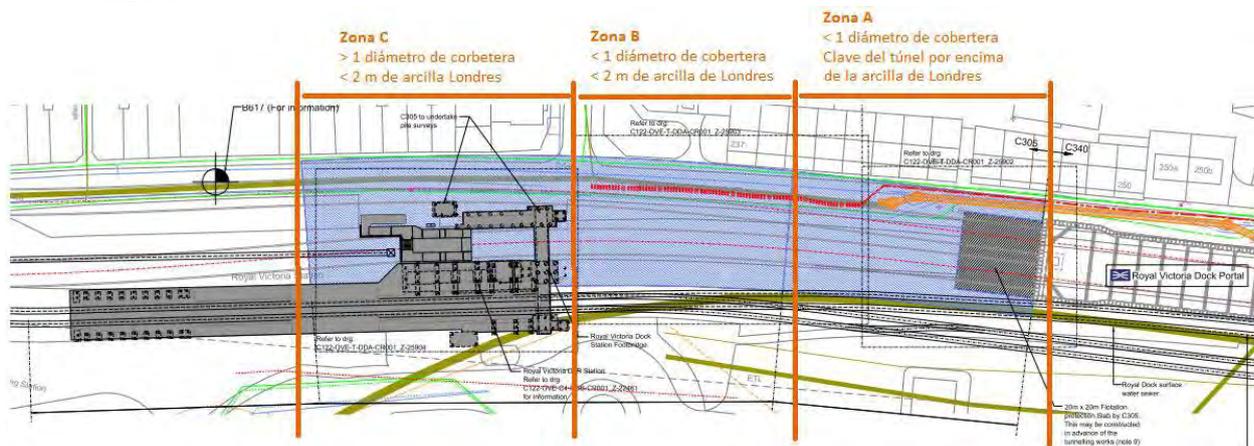


Figura 9. Planta de la obra con las tres zonas potencialmente tratables

2.3. Objetivos del tratamiento:

El tratamiento tenía dos objetivos fundamentales:

- Que los asentamientos generados por la excavación de los túneles no superasen a los admisibles, los cuales correspondían a una pérdida de sección del 1%;
- Que no se produjeran colapsos del terreno, que pudieran 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 (Figuras 2 y 3) 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 (Figura 10) para cada una de las tres zonas de estudio. Se calcularon los asentamientos 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 asentamientos, 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 LAS GRAVAS DEL RIO TAMESIS (RTD)								CON TRATAMIENTO DEL TERRENO EN LAS 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 80x3 mm CADA 1,6m		CASO 4. CON TRATAMIENTO DEL TERRENO (SOLO RTD)+ TAM DE ACERO 80x8 mm CADA 1,0m		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 80x8 mm CADA 1,0m		
EMPIRICO		PLAXIS		EMPIRICO		PLAXIS		PLAXIS		PLAXIS		PLAXIS		PLAXIS			
K=0,25	K=0,45	MOHR-COULOMB		K=0,50	K=0,80	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		
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	23,2	11,7	18,7	9,6	16,6

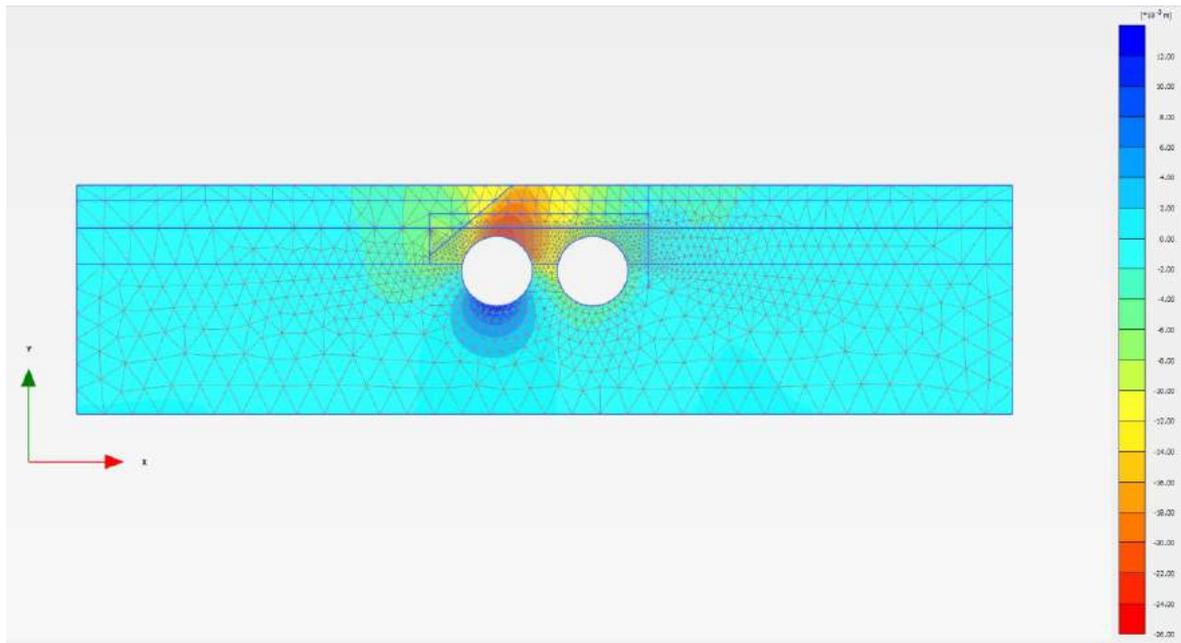


Figura 10. Ejemplo de la salida gráfica del cálculo de asientos a largo plazo

En base a los resultados obtenidos, se eligió el tipo de tratamiento más adecuado, 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 A 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, todo el área de tratamiento se dividió en tres diferentes zonas. Cada una de estas zonas tenía un problemática diferente y por tanto la solución adoptada también lo fue.

A continuación se describe la solución de tratamiento para cada una de estas zonas:

Zona A: esta zona se correspondía con los aproximadamente 70 m más cercanos al portal, en la cual la cobertera era 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 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 11.a, b, 12.a, b y 13 muestran la planta y las secciones longitudinales y transversales de los tratamientos ejecutados en la zona A.

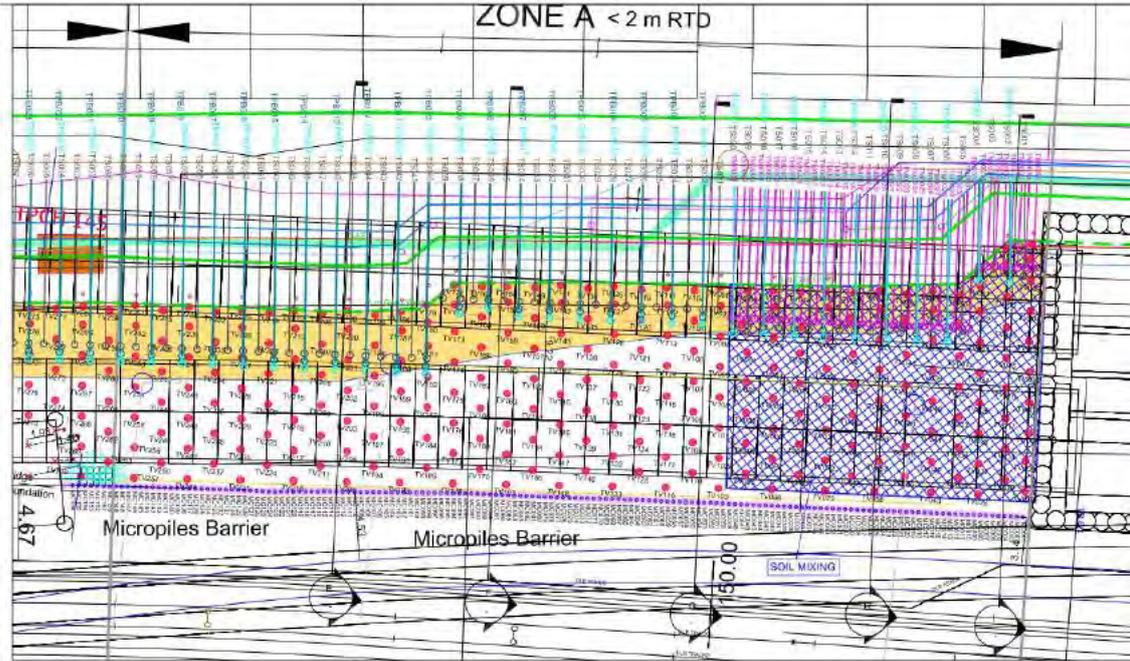


Figura 11.a. Vista en planta del tratamiento en la zona A

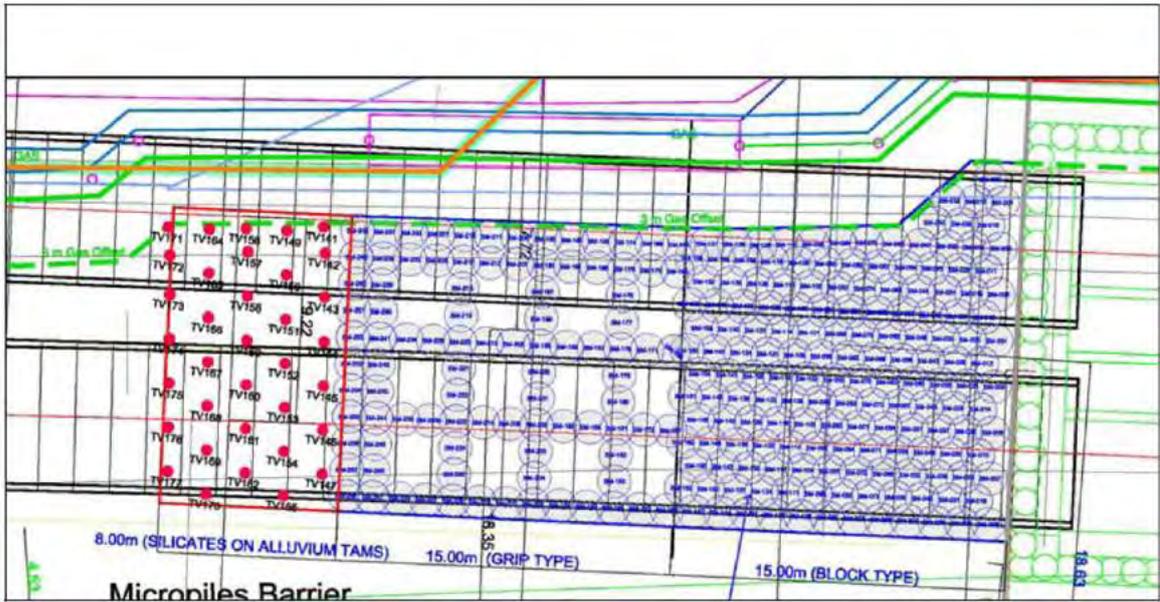


Figura 11.b. Detalle en planta del tratamiento con soil mixing en la zona más próxima al portal

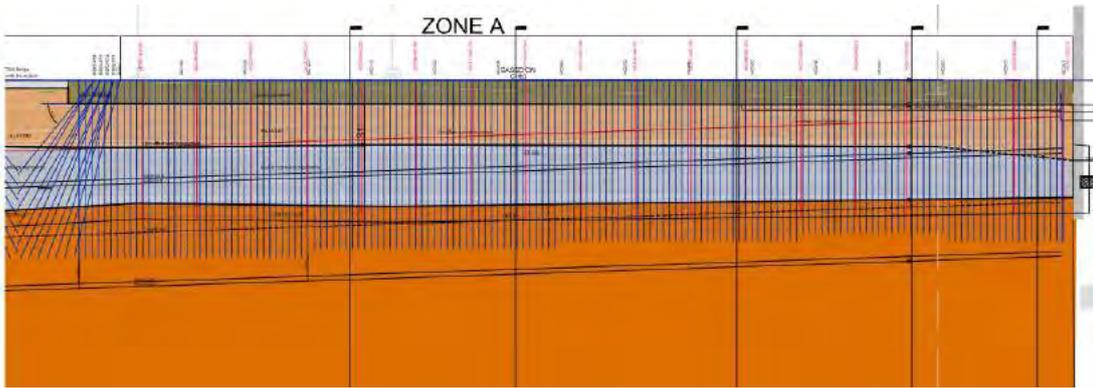


Figura 12.a. Sección longitudinal del tratamiento en la zona A

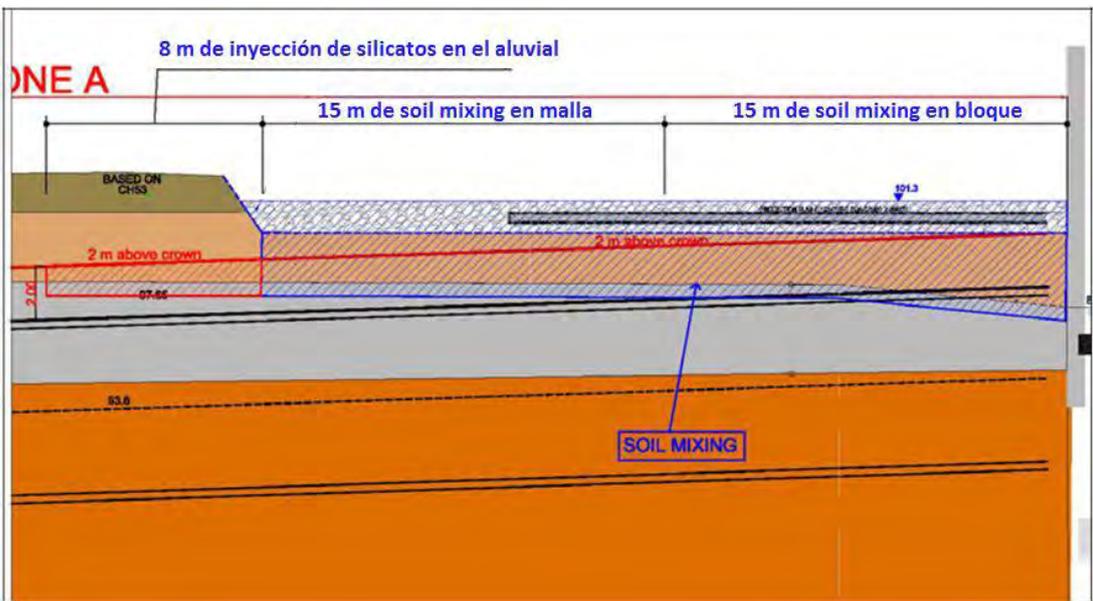


Figura 12.b. Detalle del tratamiento con soil mixing

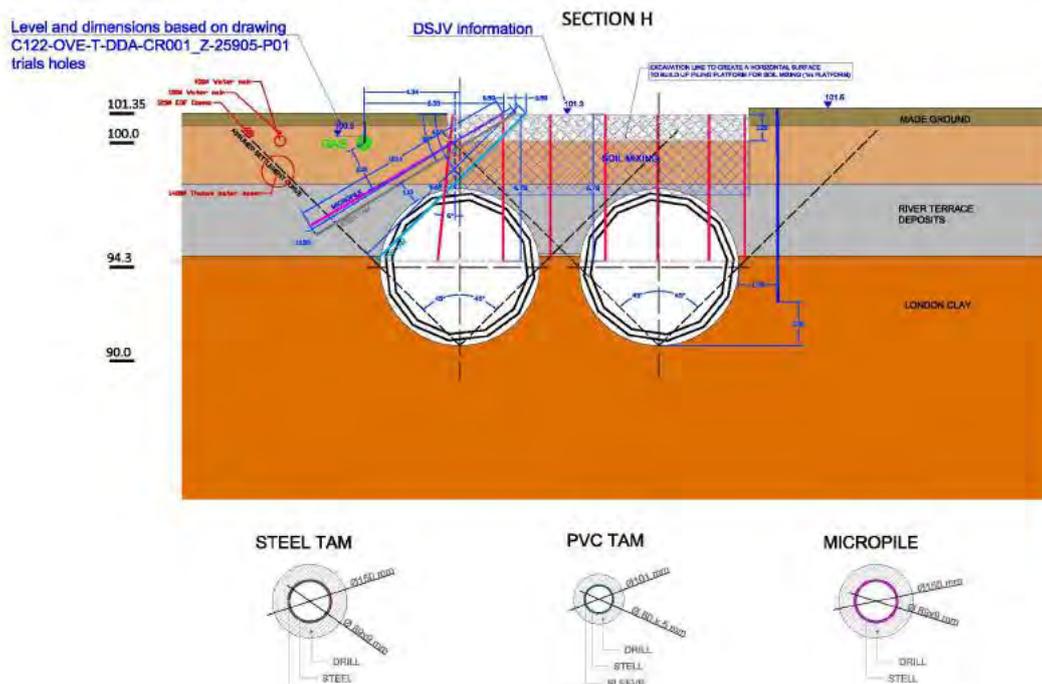


Figura 13. Sección transversal del tratamiento en la zona A más cercana al portal

Zona B: esta zona comprendía los 50 m inmediatamente anteriores a la zona A y llegaba justo hasta la estación del DLR Royal Victoria. En esta zona la cobertera era de menos de un diámetro y la arcilla de Londres se encontraba por encima de la clave del túnel, pero su espesor no llegaba al mínimo de dos metros que se estableció en las especificaciones.

La zona de tratamiento es una continuación de la de la zona A, es decir, que estaba confinada por las dos barreras de micropilotes anteriormente mencionadas y en medio de ambas, se instalaron TAMs de PVC con el fin de impregnar la terraza del río y así alcanzar un espesor de terreno competente por encima de la clave del túnel de al menos los dos metros especificados. En esta zona no fue necesario ejecutar el tratamiento de soil mixing.

Las figuras 14, 15 y 16 muestran la planta y las secciones longitudinales y transversales de los tratamientos ejecutados en la zona B.

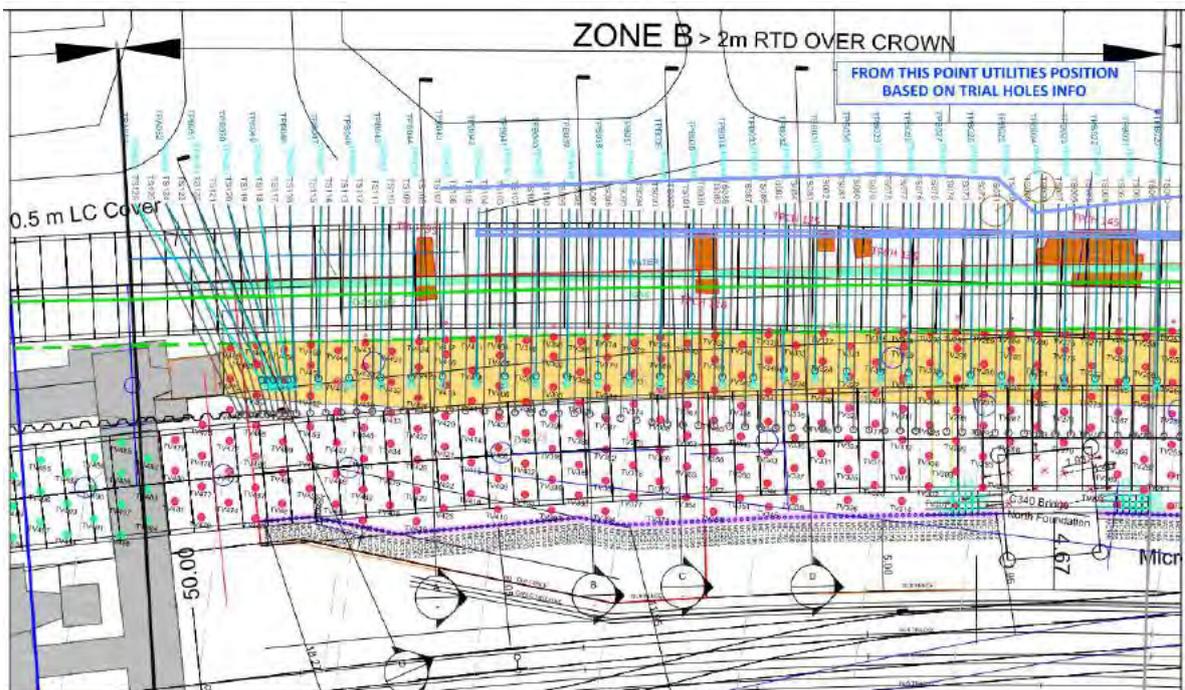


Figura 14. Vista en planta del tratamiento en la zona B

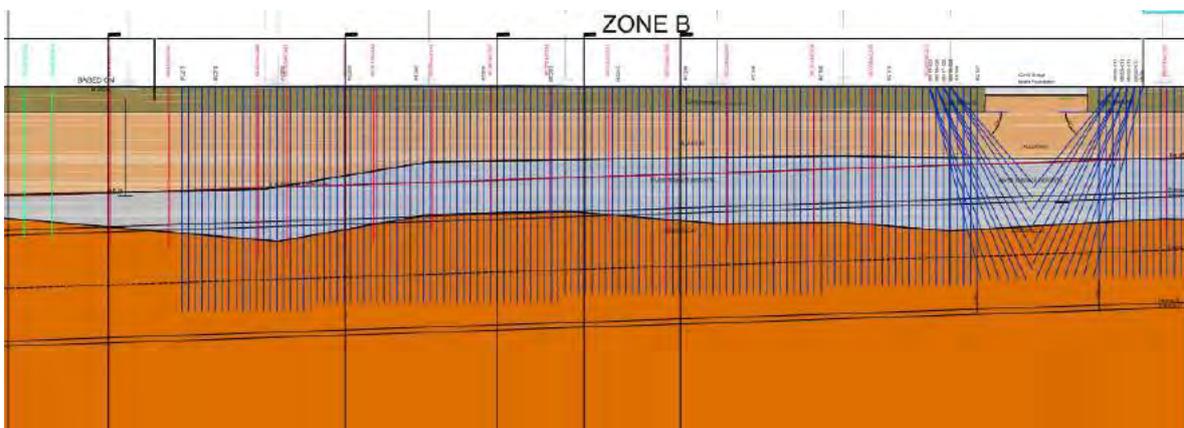


Figura 15. Sección longitudinal del tratamiento en la zona B

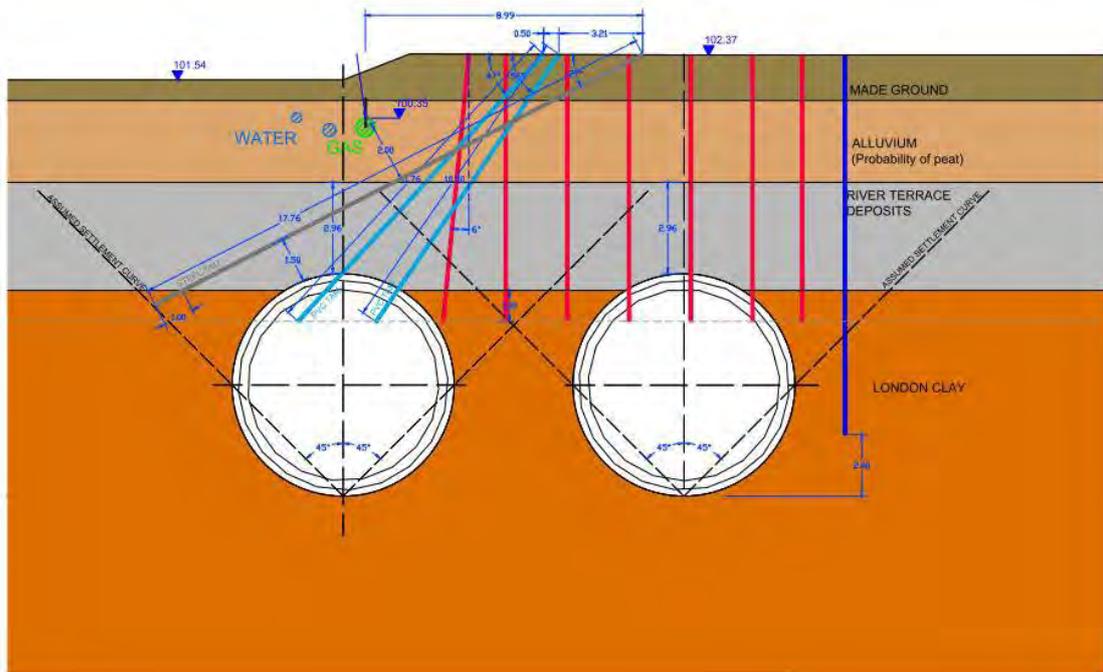


Figura 16. Sección transversal del tratamiento en la zona B

Zona C: esta zona se localizaba debajo de la estación del DLR Royal Victoria. Aquí la cobertera era de más de un diámetro pero el espesor de la arcilla de Londres por encima de la clave del túnel era menor de 2 m.

La complicación de esta zona era su ubicación, justo debajo de la estación del DLR que hacía muy complicado cualquier tarea de perforación manteniendo la estación en servicio. Debido a ello se realizó un estudio de los movimientos que los túneles inducirían en los servicios existentes, vías de DLR y estructura de la estación considerando asimismo la mejora que se obtendría tratando únicamente la clave del túnel de Westbound (WB), único lugar accesible para el tratamiento. Se observó que los movimientos eran asumibles por las estructuras, con distorsiones angulares inferiores a $1/1700$ en las vías y $1/4000$ en la tubería de gas, por lo que se decidió asumir el riesgo de controlar los movimientos variando los parámetros de la tuneladora y la presión en el frente de excavación y solamente instalar unos TAMs de PVC verticales para inyectar la terraza creando una transición gradual para minimizar las distorsiones angulares.

Las figuras 17, 18 y 19 muestran la planta y las secciones longitudinales y transversales de los tratamientos ejecutados en la zona C.

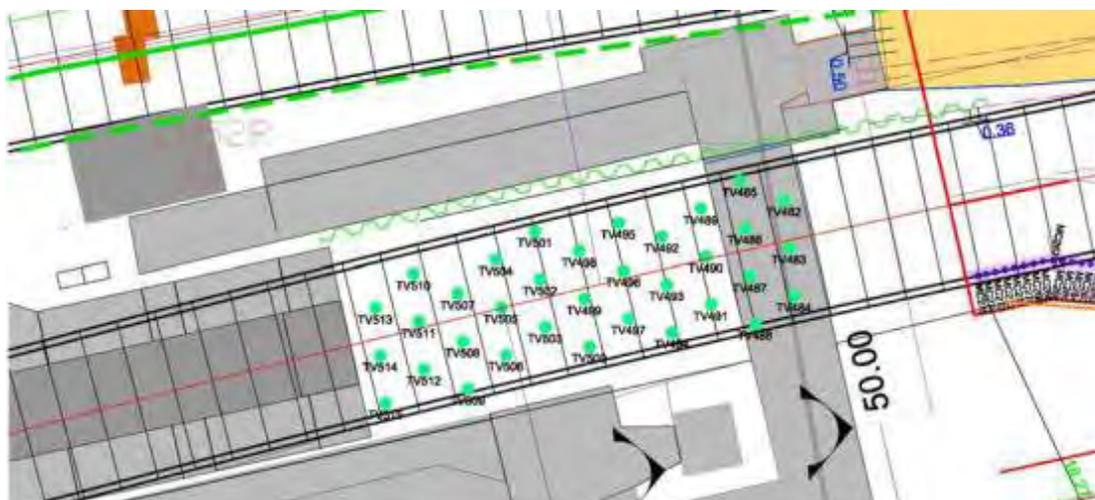


Figura 17. Vista en planta del tratamiento en la zona C

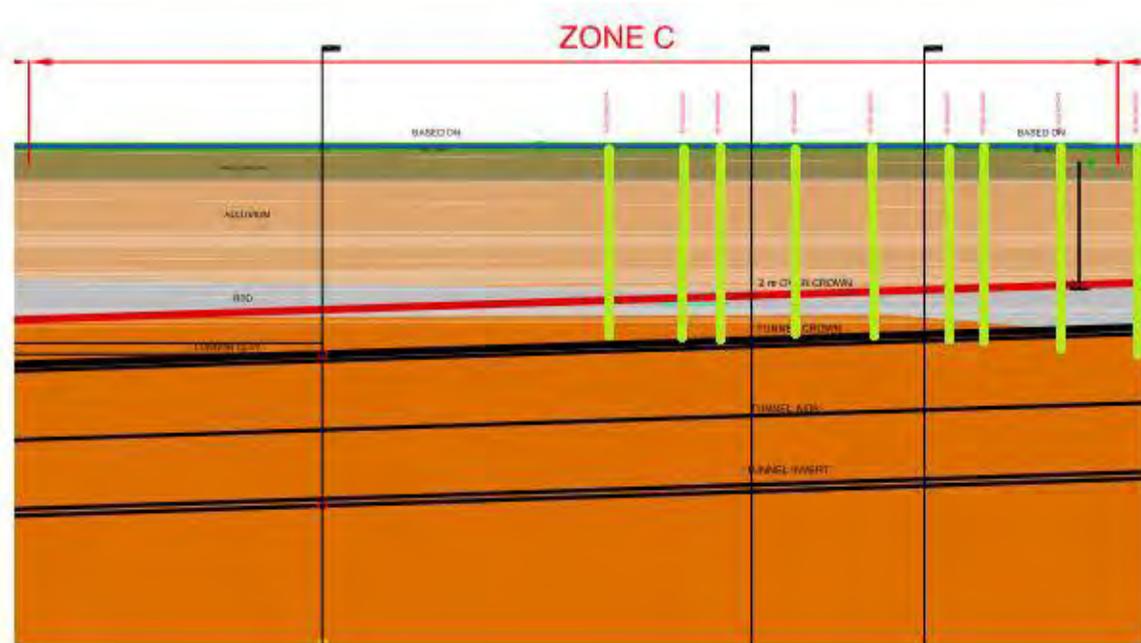


Figura 18. Sección longitudinal del tratamiento en la zona C

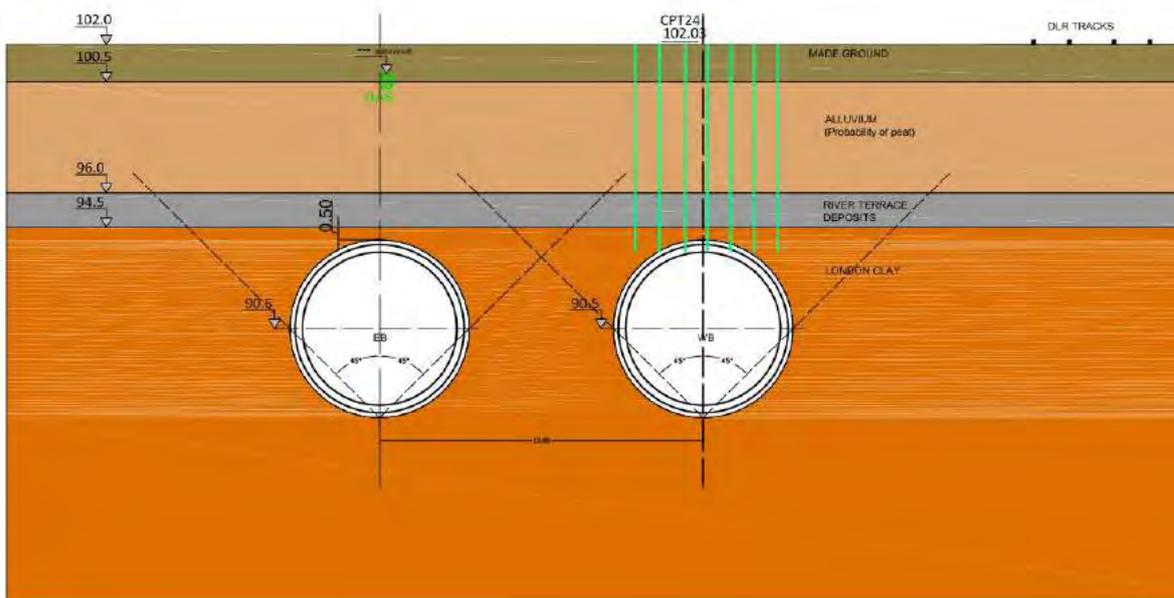


Figura 19. Sección transversal del tratamiento en la zona C

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 estructuralmente con la instalación de una barrera discontinua de micropilotes autoperforantes entre el foco del movimiento, el túnel y la estructura a proteger, las vías del DLR que van desde la estación de Royal Victoria hasta la de Custom House. La Figura 20 muestra el mecanismo de protección de la barrera de micropilotes.

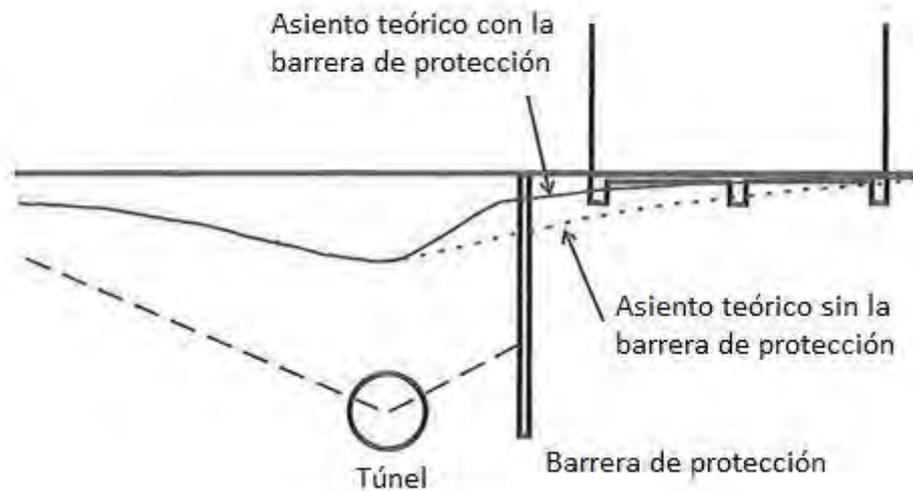


Figura 20. Influencia de la barrera de micropilotes en la cubeta de asientos del túnel

Se instalaron 279 micropilotes autopercutores de 200 mm de diámetro y separados 400 mm entre ejes. La longitud de los mismos varió de 9 m a 12.5 m y se mantuvo una distancia de seguridad mínima a las vías del DLR de 8 m.

La figura 21 muestra detalles de la instalación de los micropilotes autopercutores.



Figura 21. Instalación de un micropilote autopercutor (izqda.) y detalle de la broca y armadura del micropilote (dcha.)

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 autopercutores descrita en el apartado anterior, se instaló otra barrera de micropilotes inclinados bajo los servicios de la calle Victoria Dock Road. Así, se instalaron 40 micropilotes inclinados de 9 m de longitud, 150 mm de diámetro y separados 500 mm entre ejes. Estos micropilotes debían guardar una distancia de exclusión de 2m 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.

La figura 22 muestra un detalle de la instalación de esta barrera de micropilotes.



Figura 22. Trabajos de instalación de la barrera inclinada de micropilotes

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

Según lo especificado, el terreno 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 5×10^{-6} m/s. 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 523 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 23). La disposición de estas dos filas fue la siguiente (ver las figuras 16 y 24):

- La fila superior estaba formada por 159 TAM de acero instalados de una profundidad de 10.5 m hasta 15.5 m y separados 1 m entre ejes;
- En la fila inferior fueron 186 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 23. Malla de TAM verticales instalados en la zona a tratar al norte de la barrera de micropilotes autopercutores de protección del DLR.



Figura 24. 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

Episodio	V _{medio} /manguito (l)	P _{final} /manguito (bar)	Volumen total inyectado (m ³)	Porcentaje de terreno tratado (%)
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%
Total			1125.5	16.3%

De la Tabla 3, se observa que el porcentaje final de terreno tratado fue 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. Como se puede observar en la figura 25, el máximo levantamiento medido en la tubería de gas de la calle Victoria Dock Road fue de 48 mm al finalizar el cuarto episodio de inyección, pero se pudo observar que del tercer episodio donde el máximo levantamiento fue de 24 mm al cuarto episodio, la velocidad de los levantamientos era significativa y esto era un signo evidente de la mejora del terreno.

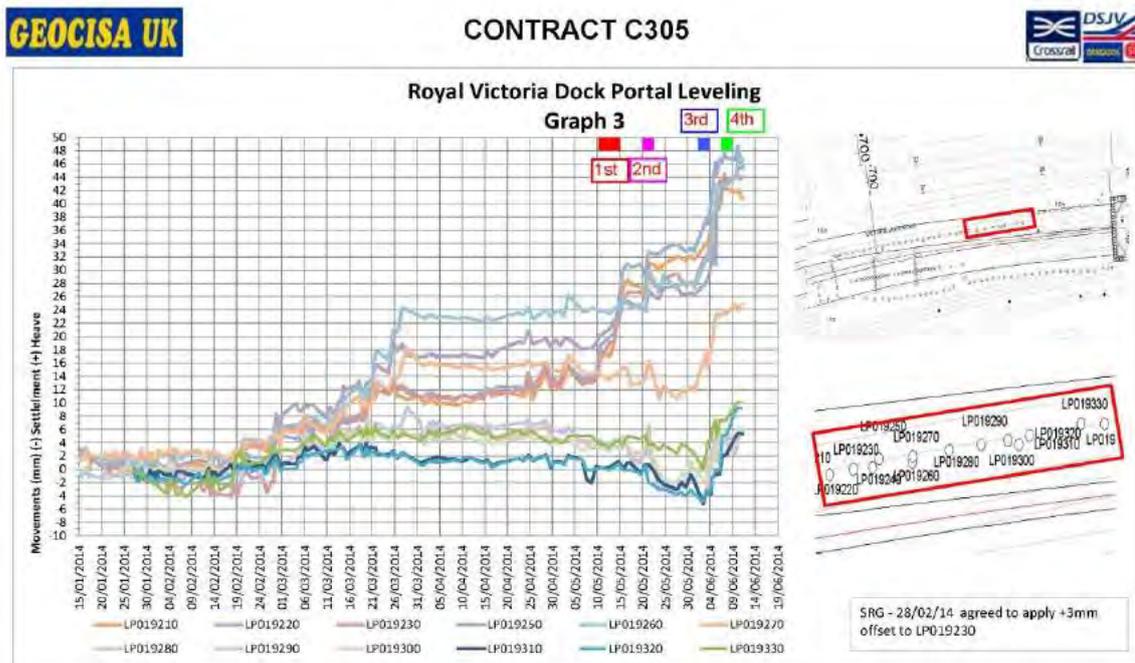


Figura 25. Movimientos medidos en la tubería de gas de la calle Victoria Dock Road

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 dio por concluida la inyección a pesar de no haber llegado al 20% de terreno tratado. En la figura 26 se muestra la relación entre el volumen inyectado por taladro y los movimientos medidos en la tubería de gas. Cabe resaltar que en todo momento las distorsiones angulares en la tubería estaban por debajo de los umbrales máximos admisibles.

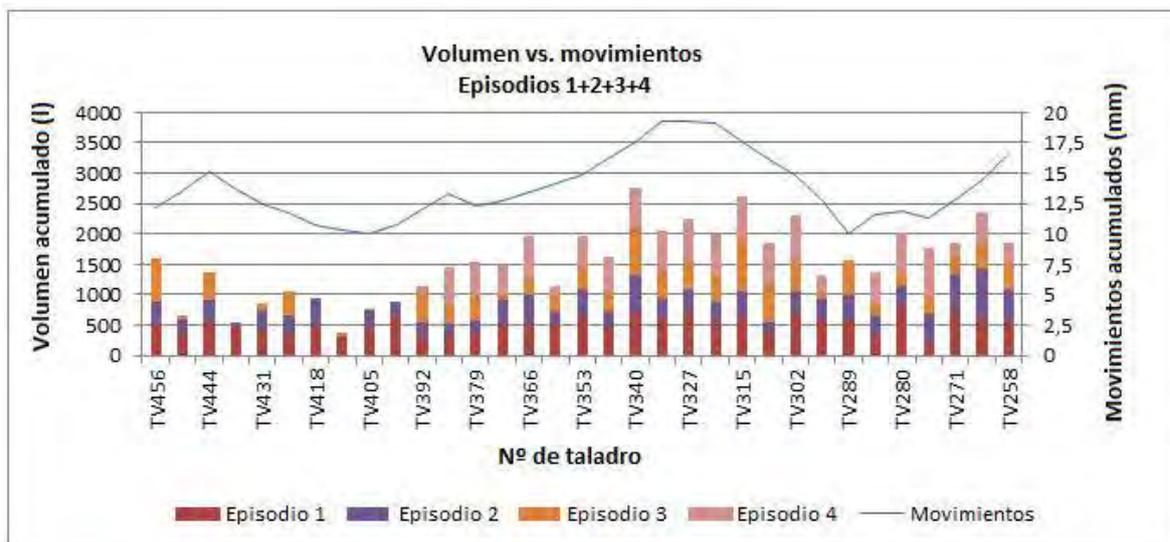


Figura 26. Distribución del volumen de inyección por manguito y por episodio

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, 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 _{medio} /manguito (l)	P _{final} /manguito (bar)	Volumen total inyectado (m ³)	Porcentaje de terreno tratado (%)
1º	75	0.9	7.4	5%
2º	75	1.5	7.4	5%
3º	75	1.4	7.4	5%
		Total	22.2	15%

Esta inyección se dio por finalizada después de que el criterio de cese por volumen fuera alcanzado. Se inyectaron un total de 22 m³ de silicato y la presión final máxima fue de 1.5 bar habiéndose alcanzado un volumen de terreno tratado del 15%.

3.5. Soil mixing en la zona A

En la zona A, la 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 de 15 m de longitud, aproximadamente (dos diámetros de túnel), no era posible mantener la presión en el frente de excavación debido a la cercanía del portal y el posible taponazo que se podría producir en éste si no se disminuyera esta presión. Por tanto, al no poder controlar los posibles movimientos producidos a las estructuras y servicios cercanos con los parámetros de la tuneladora, fue necesario hacer un tratamiento del aluvial. Como inyectando el aluvial con silicatos no garantizaba alcanzar el valor de resistencia al corte sin drenaje especificado, se decidió tratar esta capa y el relleno superior 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 diseñó un soil mixing tipo bloque con columnas solapadas y en los 15 m siguientes se diseñó un tratamiento con columnas en forma de malla cuadrada (Figura 11b). Este diseño se basó en la Norma Europea EN 14679: Deep mixing.

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/m³ 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 quería decir que la distancia máxima entre centros de columnas fue de 1.2 m (ver las figuras 27 y 28).

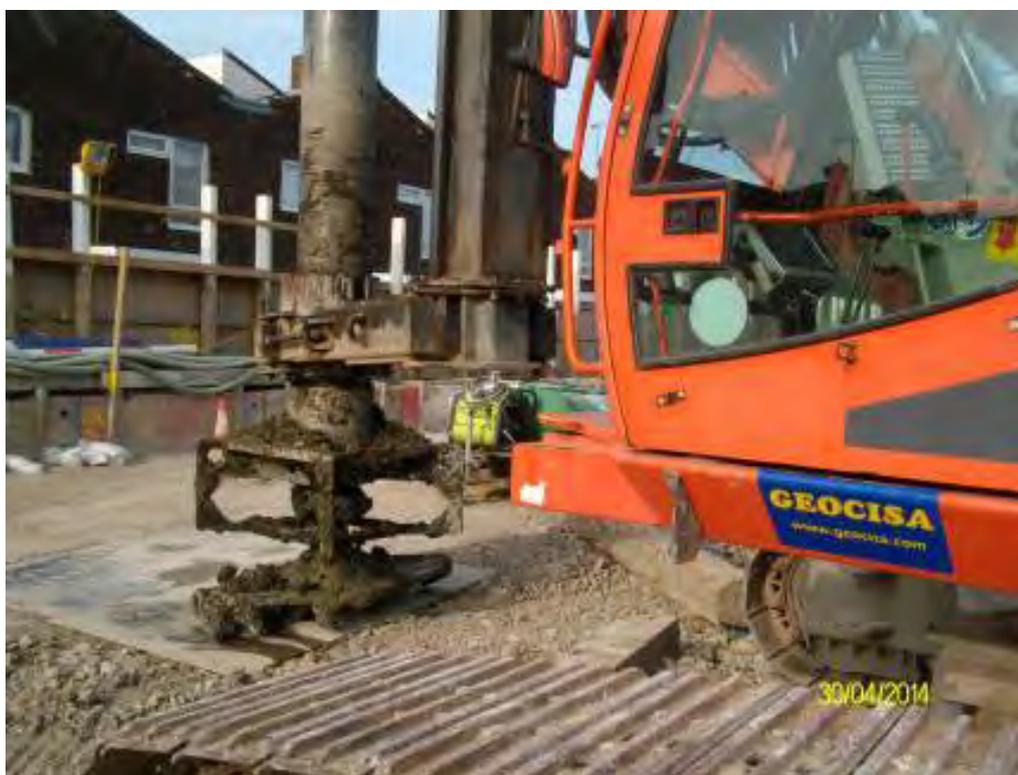


Figura 27. Equipo de soil mixing



Figura 28. Ejecución de una columna de soil mixing (izqda.) y malla de columnas (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

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 29) en la que el perforista puede ver en todo momento los siguientes parámetros de perforación (Figura 30):

- 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 29. Panel de control de la perforadora con la pantalla de control del registrador de parámetros encima

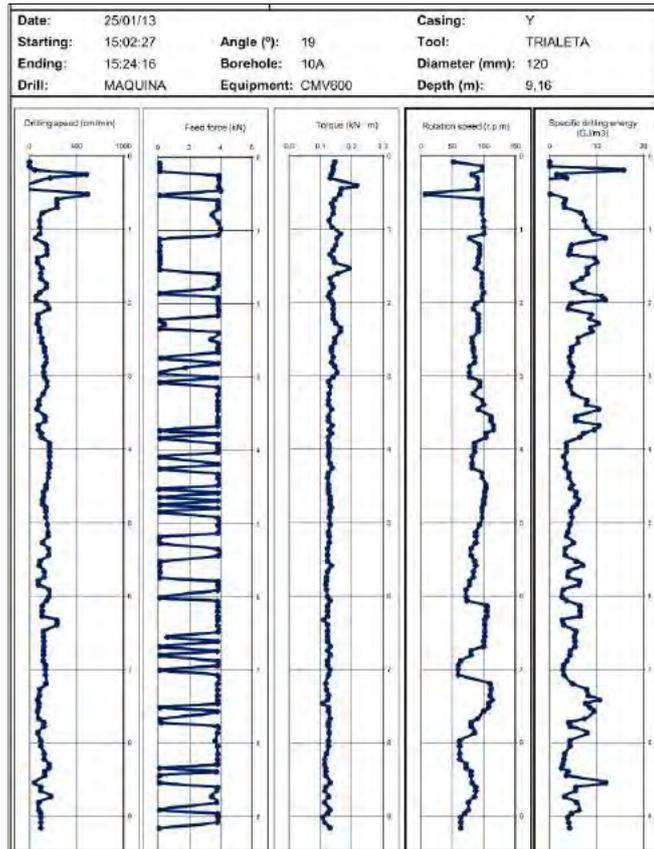


Figura 30. Salida del registrador de parámetros correspondiente a un taladro en una de las zonas tratadas

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 31). La desviación medida en los taladros se mantuvo por debajo de un 1% en horizontal y en vertical. En la figura 32 se muestra la utilización de la sonda HDAD-1 por parte del personal de obra.

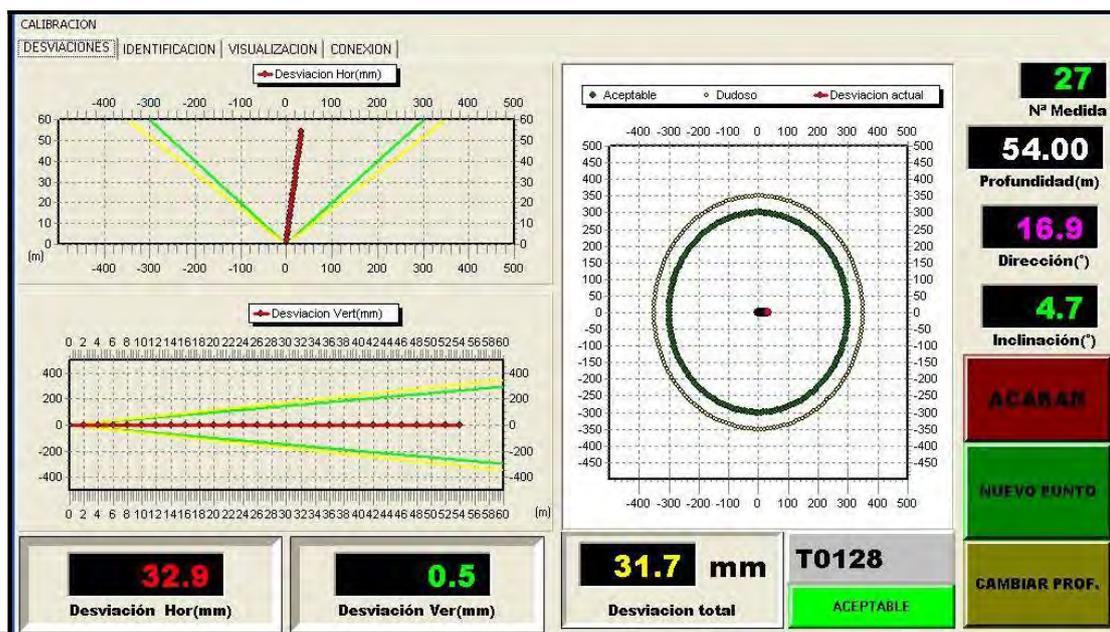


Figura 31. Equipo de control de desviación de taladros HDAD-1



Figura 32. 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 33), con cuatro líneas, una mezcladora y un tanque agitador (Figura 34).



Figura 33. Contenedor con planta de inyección



Figura 34. 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 35 y 36), preparado por la División de Desarrollos Tecnológicos del Servicio Técnico de Geocisa.

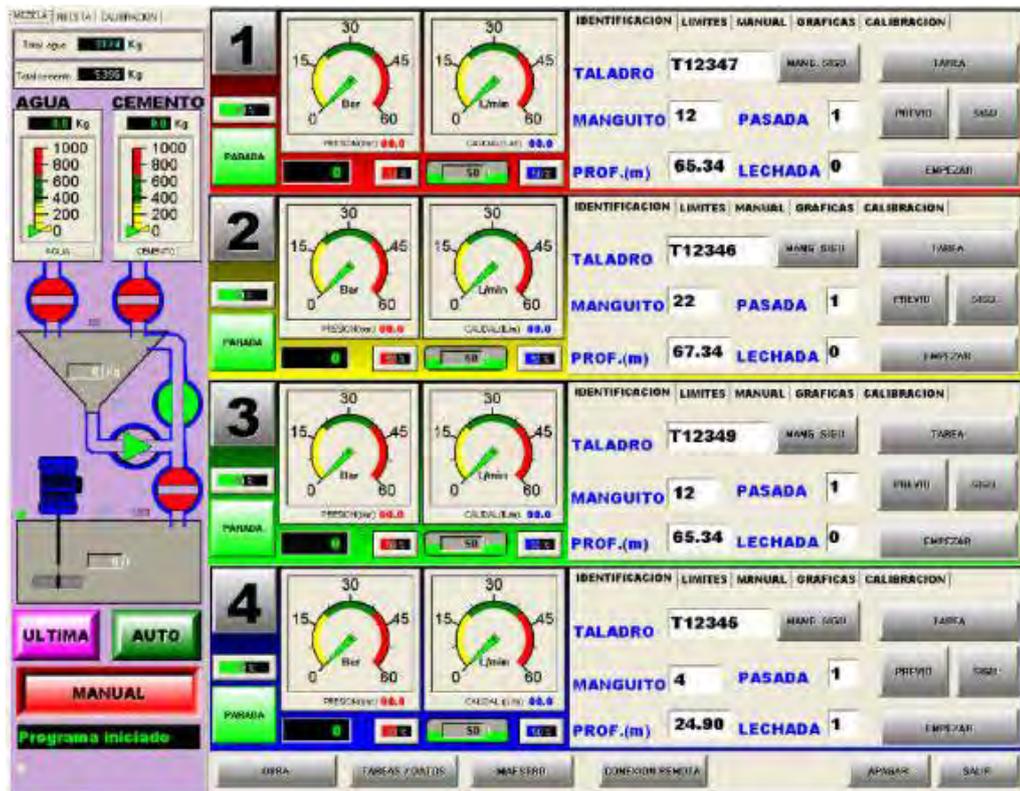


Figura 35. Vista de las pantallas del sistema automático de programación de las inyecciones



Figura 36. Vista de las pantallas del sistema automático de programación de las inyecciones

4.3. Control de ejecución del Soil Mixing

Durante la ejecución del Soil Mixing, la perforadora llevó instalada un registrador de parámetros en el que el operador puede observar los siguientes parámetros:

- Profundidad (m)
- Velocidad de rotación (rpm)
- Sentido de rotación (izquierda/derecha)
- Caudal y presión de inyección (l/min y bares)
- Cantidad de cemento acumulada (m³)

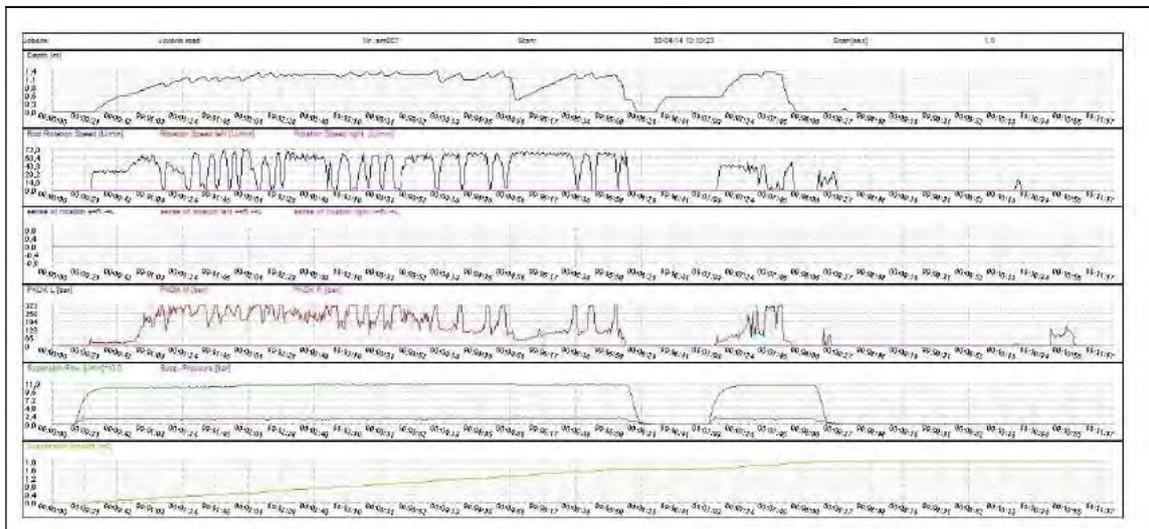


Figura 37. Localización de los ensayos CPT ejecutados en la zona A

Con este sistema, se controlaba en tiempo real que la ejecución se realizaba según los parámetros de diseño.

Igualmente se realizó un control topográfico mediante nivelación de precisión de los servicios más próximos al área de tratamiento observándose la no afección a los mismos durante el tratamiento, como se observa en la figura 38.

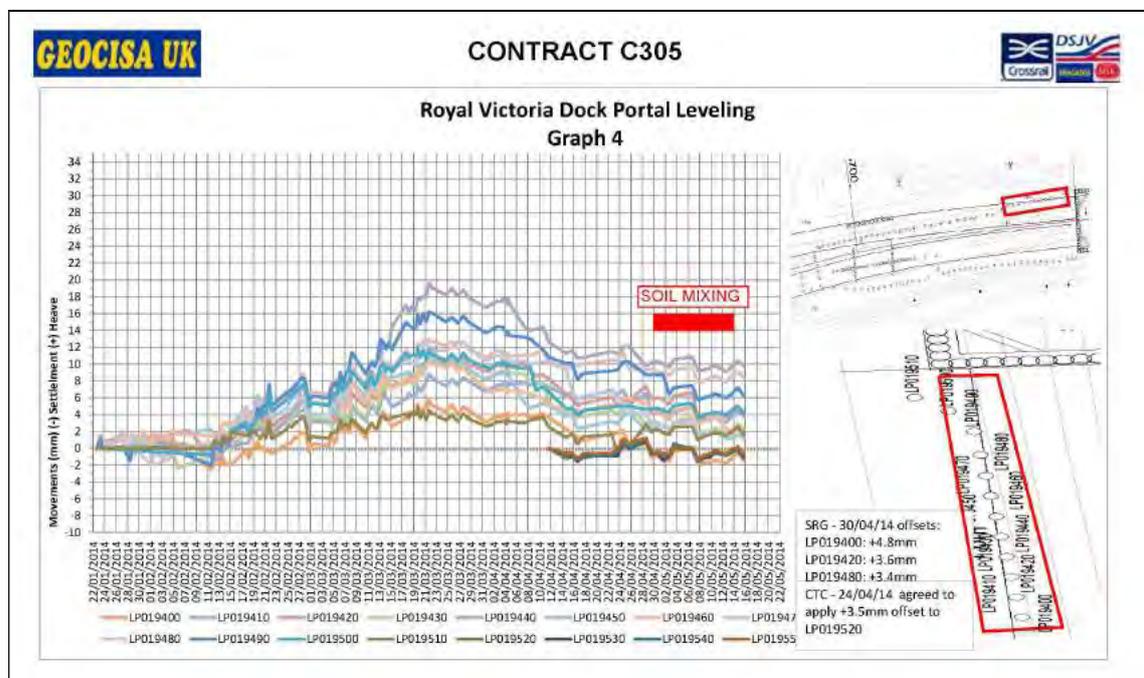


Figura 38. Movimientos verticales durante la ejecución del Soil Mixing

5. VALIDACIÓN DEL TRATAMIENTO

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

Para la validación del tratamiento con inyección de lechada a través de Tubos-manguito:

- 17 ensayos de penetración estática, CPT, ejecutados después de cada episodio de inyección.
- 10 sondeos con ensayos in situ (Presiómetros).

Para la validación del tratamiento de Soil Mixing:

- 9 ensayos CPT, distribuidos a lo largo del tratamiento.

Los resultados se desarrollan a continuación:

5.1. Ensayos de penetración estática CPT en la zona de tratamiento con tubos-manguito.

De los 17 ensayos CPT que se ejecutaron en el área de tratamiento, 10 de ellos se realizaron en la zona A, mientras que los otros 7 se hicieron en la zona B. En las figura 39 y 40 se muestra la localización de estos ensayos en ambas zonas.

La ejecución e interpretación de los ensayos se basaron en la siguiente normativa y publicaciones:

- BS 1377:1990 Methods of test for soils for civil engineering purposes. British Standards Institution.
- BS 5930+A2: 2010: Code of practice for site investigations (Amendment 2). British Standards Institution.
- BS EN ISO 22476-1:2012: Geotechnical investigation as testing- Field Testing-Part 1: Cone Penetration Test. British Standards Institution.
- Lunne T, Roberston PK and Powell JJMM:1997. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic & Professional
- Robertson P K: 1990: Soil Classification using the Cone Penetration Test. Canadian Geotechnical Journal, 27(1). 151-8

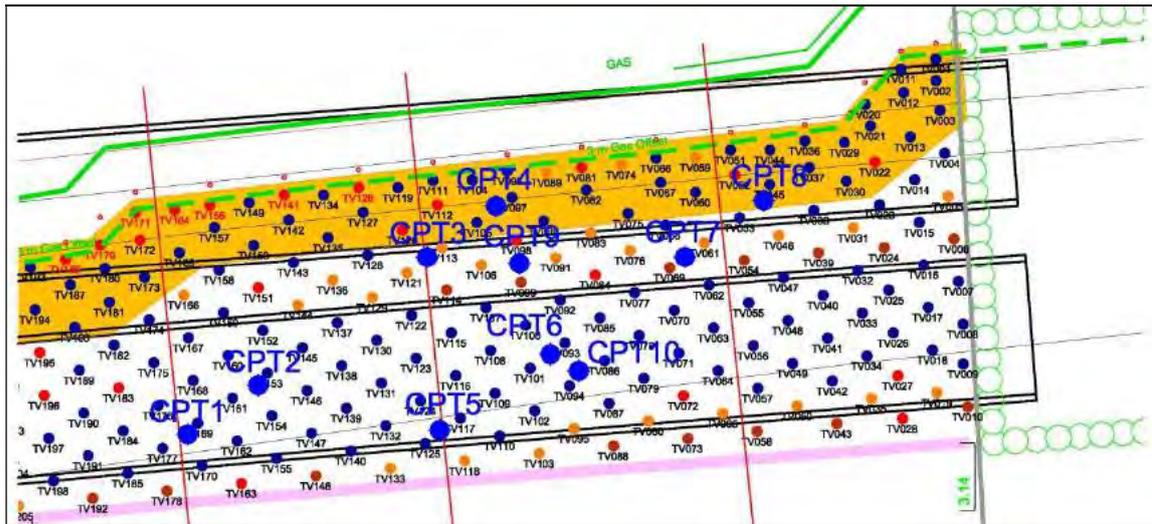


Figura 39. Localización de los ensayos CPT ejecutados en la zona A

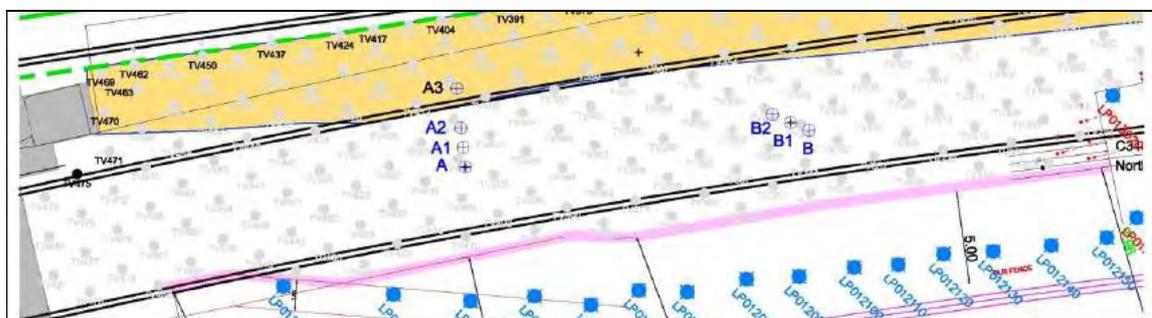


Figura 40. Situación de los ensayos CPT ejecutados en la zona B

En todos estos ensayos se alcanzó 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 ensayos CPT realizados antes de la ejecución del tratamiento no alcanzaron nunca el rechazo y la atravesaron sin problema.

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 con el 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, el aluvial y la terraza. 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, mucho mayores que el valor mínimo de 0.3 MPa requeridos en la especificación.

5.2. Ensayos en sondeos en zona de tratamiento con tubos-manguito

Con el fin de validar el tratamiento, se ejecutaron 10 sondeos en los que se hicieron ensayos de permeabilidad tipo Lefranc.

Debido a la naturaleza abrasiva de la terraza del río, la perforación de los sondeos se realizó con agua. Al emplear este tipo de perforación, las paredes del sondeo en la terraza colapsaron y por tanto, en algunos casos fue muy difícil sellar el espacio anular entre el revestimiento y las paredes del sondeo.

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. Los ensayos se basaron en la siguiente normativa:

- UNE-EN ISO 22476-3:2006. Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de campo. Parte 3: Ensayo de penetración estándar (ISO 22476-3:2005);
- UNE-EN ISO 22282-2:2013. Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos hidrogeológicos. Parte 2: Ensayos de permeabilidad en sondeo empleando sistemas abiertos. (ISO 22282-2:2012).

La tabla 7 recoge los resultados de los ensayos de permeabilidad realizados en la terraza. De los mismos se puede concluir que el mayor valor de la permeabilidad, k , obtenido fue en el sondeo nº 8 justo al finalizar el tercer episodio, de 7.7×10^{-5} m/s, por tanto, el resultado pudo haberse visto afectado por este hecho. Se ejecutaron dos nuevos ensayos Lefranc en los sondeos 11 y 12 después del cuarto episodio de inyección y alcanzándose valores menores de permeabilidad, alrededor de 2.6×10^{-6} m/s, valor inferior a los 5×10^{-6} m/s requeridos, alcanzándose por tanto, el objetivo en términos de permeabilidad.

Tabla 7. Ensayos de permeabilidad en la RTD

Zona	Sondeo	Nº Episodio	Permeabilidad (m/s)	s_u (kPa)
B	1	1	$5.17 \cdot 10^{-6}$	$\approx 5 \cdot 10^{-6}$
B	2	2	$1.15 \cdot 10^{-7}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$
B	3	3	$3.37 \cdot 10^{-6}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$
B	4	4	$2.05 \cdot 10^{-6}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$
B	5	4	$3.20 \cdot 10^{-6}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$
A	6	3	$3.2 \cdot 10^{-6}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$
A	7	3	$3.2 \cdot 10^{-6}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$
A	8	3	$7.7 \cdot 10^{-5}$	$> 5 \cdot 10^{-6}$
A	11	4	$2.6 \cdot 10^{-6}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$
A	12	4	$2.9 \cdot 10^{-6}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$

Igualmente se intentaron realizar ensayos presiométricos, pero debido al desmoronamiento de las paredes del sondeo durante la perforación, la sonda presiométrica no se pudo ajustar a las paredes del mismo no lográndose realizar el ensayo.

5.3. Ensayos de penetración estática CPT en la zona de Soil Mixing

Se realizaron 9 ensayos CPT, cuya ubicación estuvo condicionada por los trabajos que se estaban ejecutando en el área. No obstante se consiguió distribuirlos uniformemente a lo largo del tratamiento de tal forma que 4 de ellos quedarán en la zona con diseño tipo bloque y 5 en la zona con diseño tipo malla, como se observa en la figura 41.

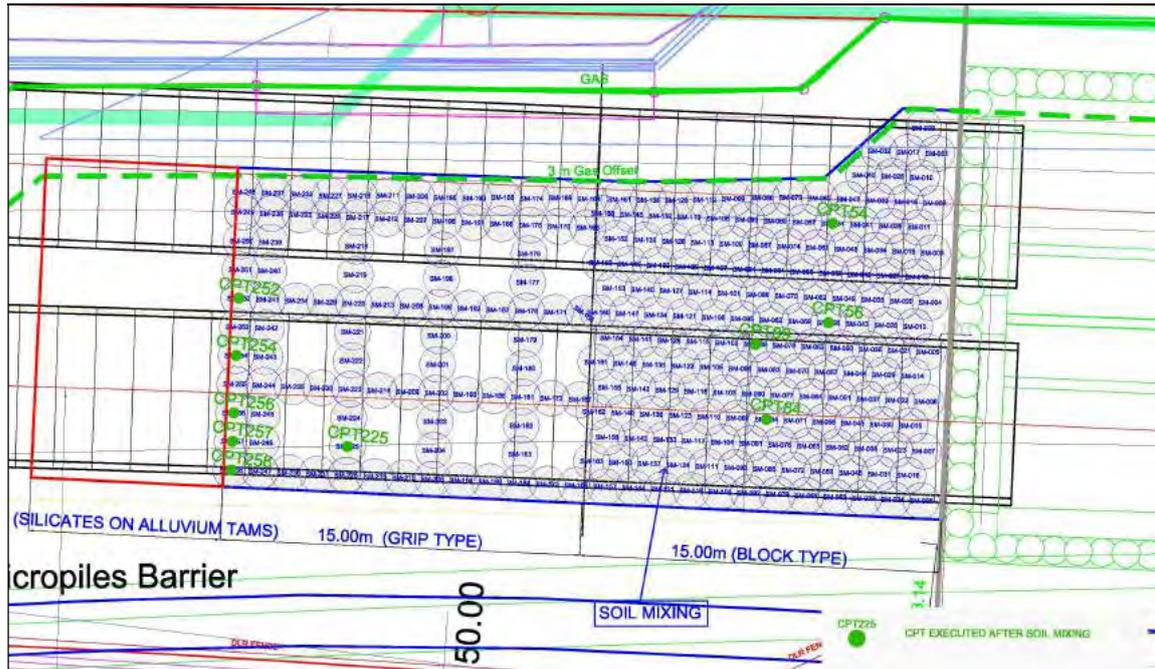


Figura 41. Situación de los ensayos CPT ejecutados en la zona de Soil Mixing

Se realizaron ensayos CPTs a los 7 y 14 días desde la fecha de ejecución de la columna. En todos los CPTs se alcanzó el rechazo por punta al llegar al techo de la terraza (RTD) tratada anteriormente con tubo-manguito, de nuevo un indicativo más de que la terraza había sido mejorada significativamente.

Los valores de Resistencia a Compresión Simple (RCS) obtenidos según las correlaciones anteriormente expuestas evolucionaron satisfactoriamente. Así, en los ensayos ejecutados a 6 días, tres de los CPTs no alcanzaban los valores de 0.3 MPa de RCS exigidos por las especificaciones, pero después de 14 días, su resistencia aumentó hasta valores de 0.8-1.3 MPa, obteniéndose un grado de mejora de 6 a 14 días de hasta el 80%, como se observa en la Tabla 8.

Tabla 8: Grado de mejora de los CPTs ejecutados después de 6 y 14 días.

		RCS (Media) Mpa			
		Fecha de ejecución de la columna	CPT 6 días	CPT 14 días	% de Mejora
Tipo Malla	Columna #252	23-04-14	0,7	-----	-----
	Columna #254	23-04-14	0,2	1,2	85%
	Columna #256	23-04-14	0,5	-----	-----
	Columna #257	23-04-14	0,4	0,9	59%
	Columna #258	23-04-14	0,4	-----	-----
	Columna #225	25-04-14	0,5	0,5	0%
Tipo Bloque	Columna #54	06-05-14	0,2	-----	-----
	Columna #56	07-05-14	0,2	0,7	70%
	Columna #84	07-05-14	1,5	1,5	0%
	Columna #89	07-05-14	0,4	0,5	28%

Los valores más bajos de mejora podrían ser debidos a un mayor contenido de turba. A pesar de que la turba actúa como retardador de fraguado, a largo plazo se alcanzaba la RCS requerida en las especificaciones, como se demostró en los ensayos de laboratorio realizados por Geocisa durante la fase de diseño del tratamiento, cuyos resultados se incluyen en las tablas 5 y 6.

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

En la zona del 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 disminuir la permeabilidad de la terraza del río y mejorar la resistencia del aluvial por medio de inyecciones de impregnación y de fracturación, respectivamente.

Este 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.

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 completó 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 los servicios y estructuras existentes manteniéndose en todo momento la pérdida de volumen por debajo del valor especificado del 1% (ver la figura 41).

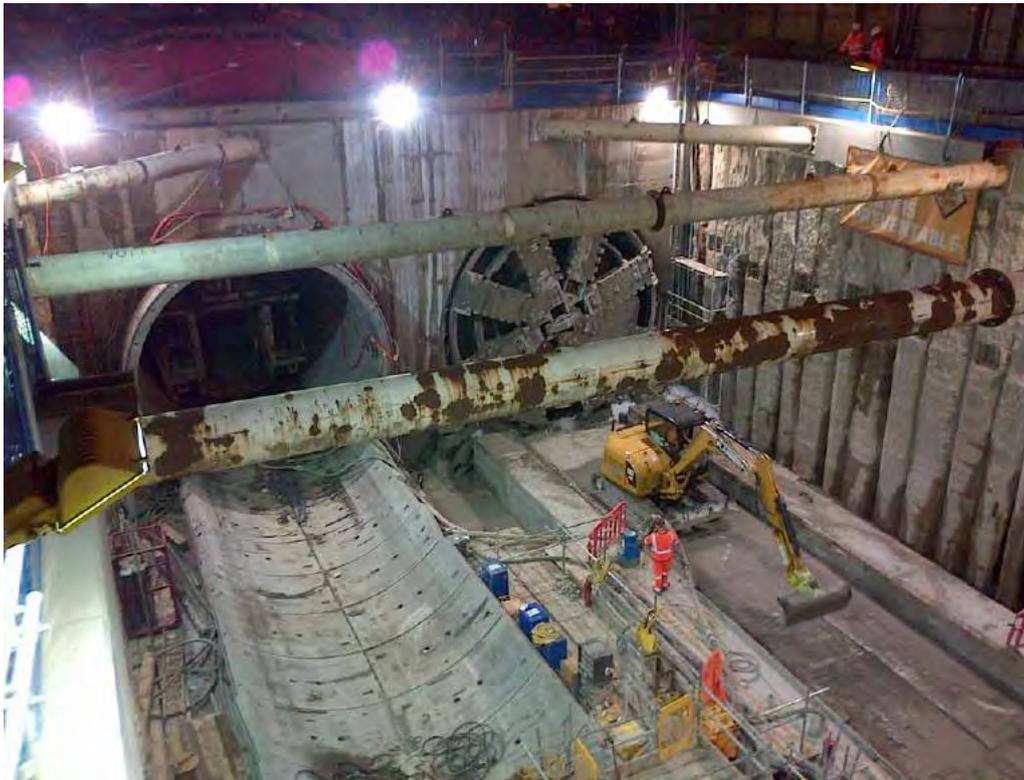


Figura 41. Cale de la segunda tuneladora en el portal de Victoria Dock

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a los departamentos de producción y técnico del contrato C305 de Crossrail, tanto de Dragados-Sisk Joint Venture como de Crossrail y de Geotecnia y Cimientos, S.A. (Geocisa) y en particular a los responsables de la obra por parte de Geocisa UK, Alejandro Segundo (Project Manager) y Jesús Miguel Gil Barquín (Site Manager), por facilitar la información necesaria para escribir este artículo.

AMPLIACIÓN Y REHABILITACIÓN DEL PARLAMENTO DE CANADÁ EN OTTAWA. EXCAVACIONES Y RECALCES.

Autor: JUAN CARLOS NOVARECE

Ingeniero de Minas.

SITE, S.A.

1- Introducción

Los trabajos que se describen en éste artículo, corresponden a la rehabilitación del edificio del Bloque Oeste, y que forma parte del conjunto Monumental de Edificios ubicados en la zona denominada “**Parliament Hill**”, promontorio de roca calcárea que se eleva 45 metros sobre el río Ottawa, y que es la **Sede del Parlamento de Canadá**.



Figura 1: Vista aérea del conjunto de edificios Neogóticos del Parlamento de Canadá en Ottawa.

Arriba derecha Bloque Oeste

- Parliament Hill

Originalmente, la zona que era una base militar, en los siglos XVIII y XIX, se transforma en recinto gubernamental en el año 1859, después de que la reina Victoria eligiera a Bytown, como la capital de la Provincia de Canadá. Tras una serie de extensiones para el parlamento y edificios departamentales y un incendio en 1916 que destruyó el bloque del centro, Parliament Hill tomó su actual forma con la terminación de la Torre de la Paz en el año 1927. Desde 2002, un amplio proyecto de renovación y rehabilitación con un valor de \$1000 millones, ha estado en marcha en todos los edificios del recinto; no se espera que el trabajo esté completo hasta después del año 2020.

En 1976, los edificios del Parlamento y en general la Colina del Parlamento (Parliament Hill), cada uno se designaron como Lugares Históricos Nacionales de Canadá, considerando su importancia como la encarnación física del Gobierno Canadiense y como foco de celebraciones nacionales.

En total el denominado Parliament Hill, consta de tres edificios (figura 2), que son:

- El bloque central que actualmente contiene el senado y la Cámara de los Comunes y es presidido por la Torre de Paz en la fachada sur, con la biblioteca del edificio en la parte trasera.
- Los Bloques Este y Oeste, cada uno contiene oficinas de los ministros y senadores, así como salas de reuniones y otros espacios administrativos.



Figura 2: Bloques Este (derecha) y Oeste (izquierda).

El alcance de los trabajos que ha llevado a cabo SITE CANADÁ hasta el momento, corresponden al Bloque Oeste.

- West Block (Bloque Oeste)

En 1859, los arquitectos Thomas Stent y Augusto Laver diseñaron el Bloque Oeste en un estilo neogótico (figura 3). El Bloque Oeste se abrió en 1866. Fue diseñado en primer lugar para ser utilizado por el servicio público federal. Al necesitar los parlamentarios más espacio, se añadieron más tarde un ala y dos torres: el Ala y Torre Mackenzie en 1878 y la Torre Laurier en 1906. El Bloque Oeste fue completamente renovado en 1965.

El Bloque Oeste se vació en el año 2011 para una rehabilitación integral. Anteriormente albergaba las oficinas del primer ministro, el gabinete, miembros del Parlamento y su personal. También albergaba salas de las comisiones y la Sala de la Confederación.

Una vez que la rehabilitación del Bloque Oeste se complete en 2017, el Bloque Oeste albergará provisionalmente la Cámara de los Comunes, 52 oficinas parlamentarias, cuatro salas de comisiones y espacio de apoyo.

Se espera que el bloque del centro se finalice en 2019. Como resultado, se prevé el traslado de la Cámara de los Comunes al Bloque Oeste temporalmente. La Cámara será alojada ocupando un patio con cubierta permanente. Cuando el bloque del centro se abra de nuevo, se convertirá ese espacio en las salas de las comisiones que tanto se necesitan.



Figura 3: Bloque Oeste, previo a la reforma

2- Alcance de las obras

La adaptación de dicho edificio a sus nuevas funciones contempla la necesidad de una rehabilitación integral con dotación de nuevos espacios. El proyecto recoge la necesidad de excavar bajo la rasante en los patios Principal Central y Norte con una profundidad de hasta 15 metros, recalce de los antiguos cimientos, estabilización de la excavación, construcción de 3 túneles bajo el edificio existente, ejecución de nuevas estructuras, y remate del recinto de la nueva Sala de Sesiones con una cúpula porticada de acero y cristal. Así también, se realiza una redistribución interior, la rehabilitación de salas de juntas, demoliciones varias, limpieza y recuperación de motivos escultóricos en todas las fachadas, y rehabilitación de todas las cubiertas existentes (Figuras 4, 5, 6 y 7).



Figuras 4: Nueva sala de sesione

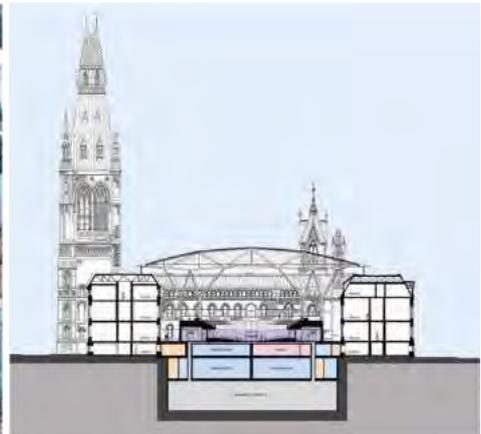


Figura 5: Alzado final.



Figura 6: Panorámica del Patio Norte del West Block



Figura 7: Comienzo de la estructura del Patio Norte del West Block

La propiedad de la obra es el **Gobierno de Canadá**, el contratista principal es la empresa constructora general **PCL Constructors Canada Inc**, y el subcontratista de excavaciones es la empresa local **Dufresne Piling Co. Ltd.**; **Site Canada MGA, Ltd.** ha sido subcontratado por Dufresne para la estabilización de las excavaciones, recalce de las cimentaciones, pre-cortes y apoyos durante el proceso de excavación.

Los trabajos de **SITE CANADA** se engloban en la estabilización del conjunto de excavaciones, sostenimiento y recalce de las cimentaciones existentes. El diseño contempla:

1. Instalación de bulones verticales de recalce de las cimentaciones existentes previo a la excavación.
2. Bulones sub-horizontales activos en mallas de diversa densidad y longitud siguiendo el grado de meteorización de la roca y las fallas localizadas (figura 8).
3. Bulones temporales de fibra de vidrio en aquellas zonas y frentes de roca que por la secuencia constructiva serán excavados.
4. Bulones de refuerzo en portales y bóvedas de túneles.
5. Impermeabilización de las paredes de roca expuesta con la colocación de paneles drenantes de lámina nodular de polietileno de alta densidad tipo “Miradrain-600” así como el drenaje de paredes excavadas con la capa filtrante de geotextil, fijado mecánicamente.

La impermeabilización se culmina ocasionalmente, con un acabado de gunita proyectada por vía húmeda, empleando mallazo electrosoldado de 100x100-6 mm. como refuerzo.



Figura 8: Bulones en malla en zona de diaclasas

3- La Geología de Ottawa y el emplazamiento

El terreno de cimentación del complejo consiste principalmente de rocas sedimentarias calcáreas, con limolitas, calizas y en la zona algunos esquistos, que se presentan estratificadas horizontalmente, con ligera pendiente Norte-Sur. En superficie una cobertura de rellenos con espesores que van desde los 30 cm hasta los 4,00 m, compuestos por sedimentos sueltos de limos, arena, grava y algunos bolos glaciales. Los primeros 1 a 2 metros del techo de roca se presenta alterada, fisurada y/o fracturada. La competencia de la roca in-situ mejora con la profundidad.

Cinco fallas atraviesan el promontorio, dos de ellas de mayor envergadura, coinciden bajo la cimentación del “West Block” en dirección norte-sur asociadas a diaclasas ortogonales que forman bloques, que exigen un incremento del refuerzo con una malla más densa de bulones localmente bajo los cimientos.

El nivel freático está poco presente con flujo pobre a nulo, solamente ocasionalmente y en zona fisuradas y a través de éstas, lo cual no presenta un problema para la excavación.

Todos los edificios del complejo apoyan su cimentación en roca “limolita” calcárea, en general sana, que presentan una excelente condición reológica y mecánica de excavación y cimentación.

La caracterización del macizo se realizó con datos existentes de otras obras de túneles, pozos y zanjas realizadas en el tiempo en el complejo de edificios. Se completó con catas y pozos nuevos excavados para el estudio de la fracturación y alteración de la roca; con sondeos mecánicos a rotación con recuperación de testigos, que permitió un completo muestreo del terreno; de ensayos in-situ de deformación y permeabilidad; con los ensayos de laboratorio para determinar la resistencia; se obtuvo un abundante mapeo estadístico del comportamiento mecánico e hidráulico del macizo comprometido (figuras 9, 10 y 11).

Table 6.1: Summary and Baseline of Laboratory Strength Data for Limestone

Parameter	Laboratory Results		Baseline	
	Range [MPa]	Average [MPa]	Range [MPa]	Average [MPa]
UCS	17 – 130	76	15 - 150	80
Brazilian	8.8 – 12.2	10.2	4 - 15	12
Cerchar	N/A	N/A	0.5 – 1.5	1.0

Note: Cerchar baseline is based on laboratory data from other projects in the Ottawa area for the Verulam and Lindsay formations.

Figura 9: Características mecánica de la roca Limolita obtenida en laboratorio

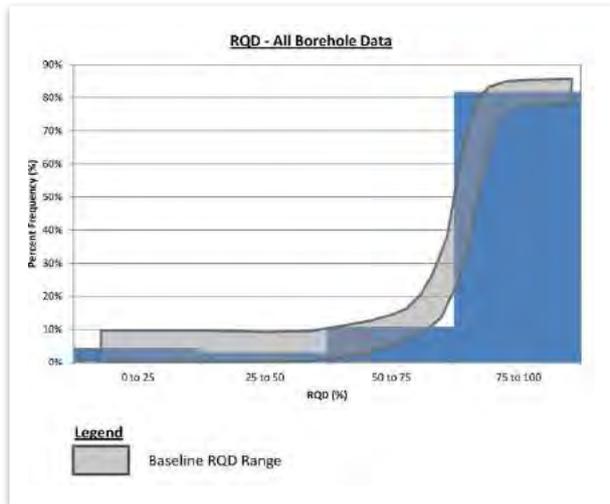


Figura 10: distribución RQD roca Limolita de apoyo

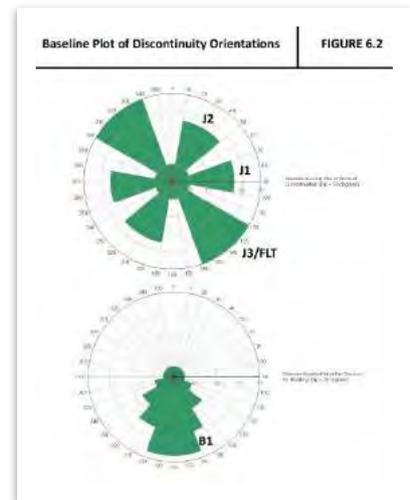


Figura 11: orientación de discontinuidades

4- Descripción del Proyecto

El edificio del “West Block” se sitúa al norte de “Wellington St” y al suroeste del complejo del “Parliament Hill” en el promontorio que bordea por el norte el Río Ottawa, y pertenece a la Clasificación Canadiense de “Sitio de Herencia Nacional”, por lo que el proyecto debe mantener la arquitectura original.

El proyecto incluye tres áreas de excavación principal:

1. Patio Principal Central, para instalación del Nuevo Parlamento.
2. Ala Norte, que incluye instalaciones enterradas y dos vestíbulos/corredores que unen el Patio Principal y Norte.
3. Patio Norte, para instalación de salas varias y zonas de servicios.



Figura 12: Diseño de Áreas de excavaciones principales. Plano 2.1 Nivel B1

Las excavaciones prevén los siguientes niveles bajo rasante de la calle Wellington (figura 12, 13, 14 y 15):

1. Nivel B1 a -3,00 m.
2. Nivel B2M a -7,00 m.
3. Nivel B2 a -15,00 m.

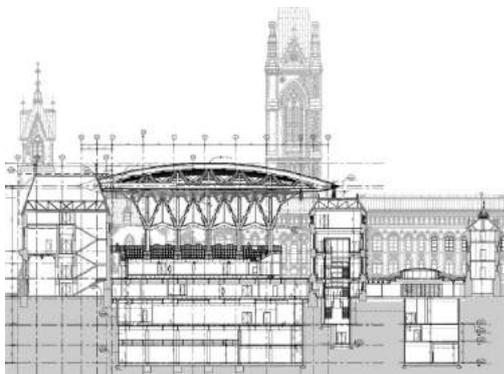


Figura 13: Diseño Patio Ppal. Izq.



Figura 14: Patio Norte

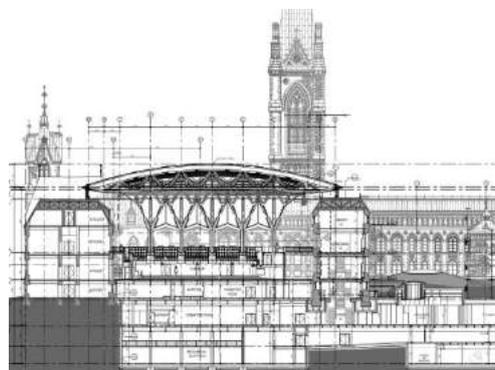


Figura 15: Diseño Patio Norte dcha.

Las excavaciones incluyen varias trincheras abiertas, excavaciones bajo muros existentes, túneles de conexión de salas y para servicios, pozos de servicios y ascensores, tales como:

1. 5 pozos para elevadores
2. 2 túneles para conducción de calefacción y agua
3. 22 locales a diferentes niveles
4. 1 túnel para peatones y servicios entre patios

5- Procedimiento constructivo

La secuencia de excavación consistía en bancos de unos dos metros realizados con:

1. Pre-cortes con taladros
2. Excavación en zanja perimetral con martillo, de unos 5 m. de ancho, para protección de pared de roca frente a vibraciones de voladura posteriores, en el interior del patio a excavar (figura 16)
3. Voladura controlada baja manta de caucho en patios a cielo abierto
4. Excavación fina con martillos rompedores y manual, especialmente en interiores
5. Rozado mecánico en patios (figura 17)
6. Malla de bulones activos con densidad y longitud según calidad de la roca (figuras 18 y 19)
7. Bulones y/o micropilotes, de recalce y armado bajo los cimientos existentes
8. Gunita en zonas alteradas superficial y fracturadas en profundidad (figura 20)
9. Armado con malla metálica en zonas muy fracturadas (figura 21)
10. Impermeabilización con lámina plástica y drenaje con geotextil de zonas con filtraciones (figura 21)



Figura 16: Excavación de zanja perimetral, anterior a la voladura



Figura 17: Rozado mecánico.



Figura 18: Ejecución de bulones



Figura 19: Bulones



Figura 20: Gunitado



Figura 21: Pozo para instalaciones;
1er tramo de tres, de 3 m. de
profundidad.



Figura 22: Pozo para instalaciones
gunitado

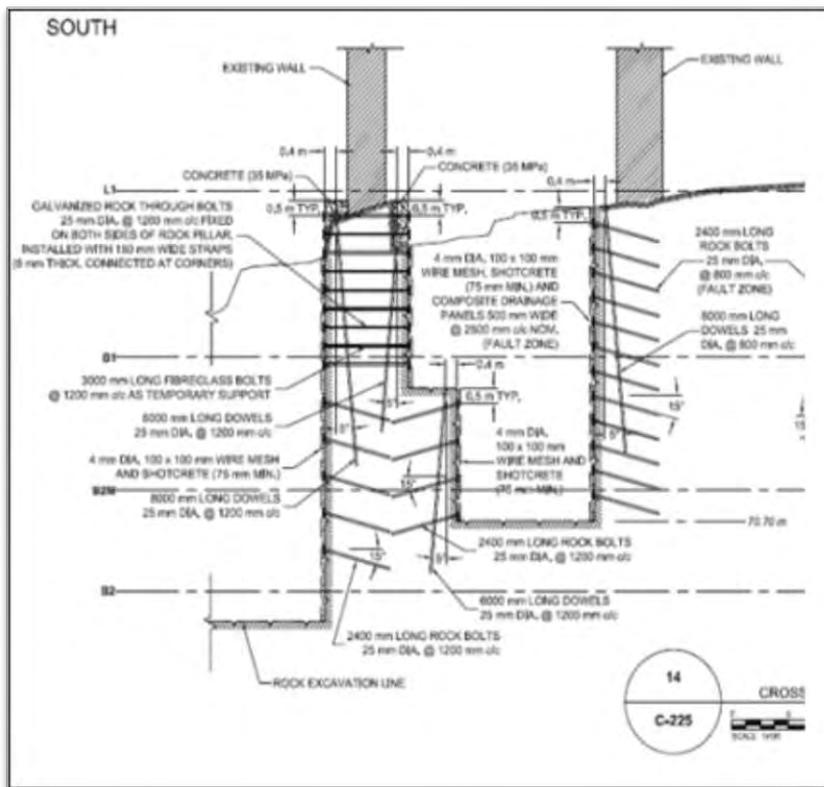


Figura 23: Detalle de recalce de muros mediante cosido con bulones subhorizontales y subverticales para permitir la excavación, e impermeabilización para el hormigonado

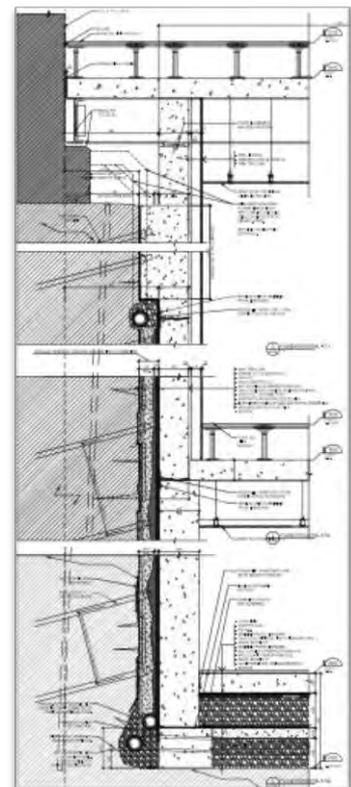


Figura 24: Detalle del hormigonado posterior

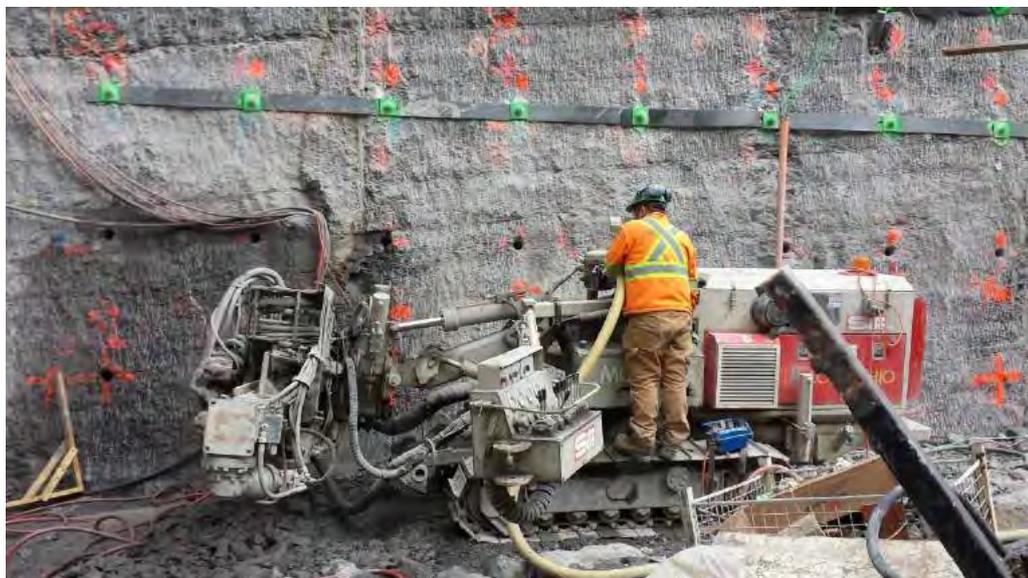


Figura 25: Refuerzo de muros mediante cosido con bulones pasantes horizontales

A continuación se muestran distintas secciones de excavación con el tratamiento de las paredes excavadas:

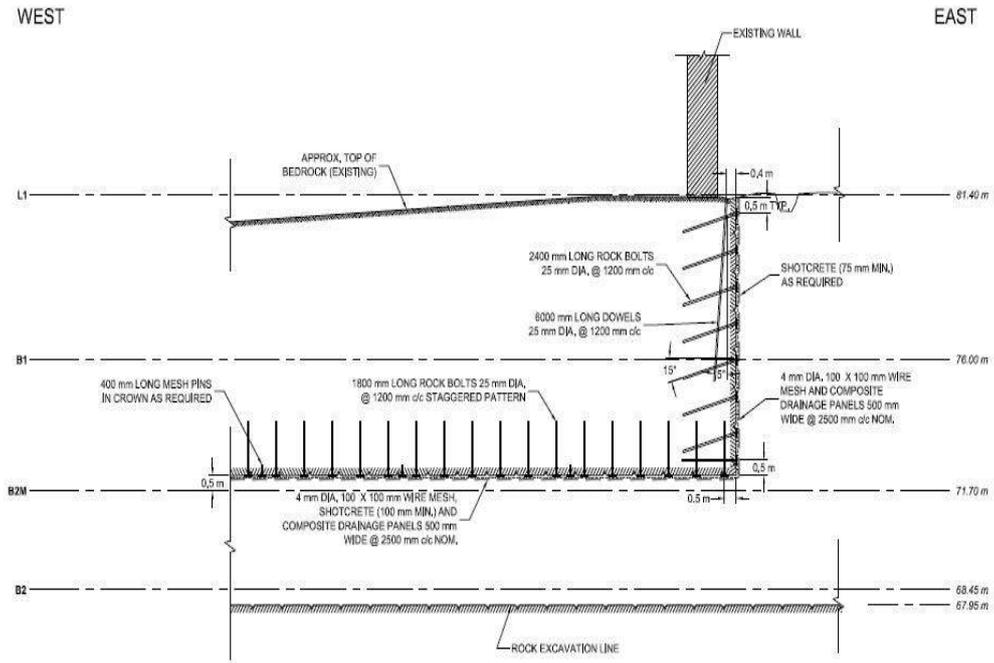


Figura 26: Indicaciones de proyecto en secciones de galería



Figura 27: Sección de galería.



Figura 28: Sección de galería

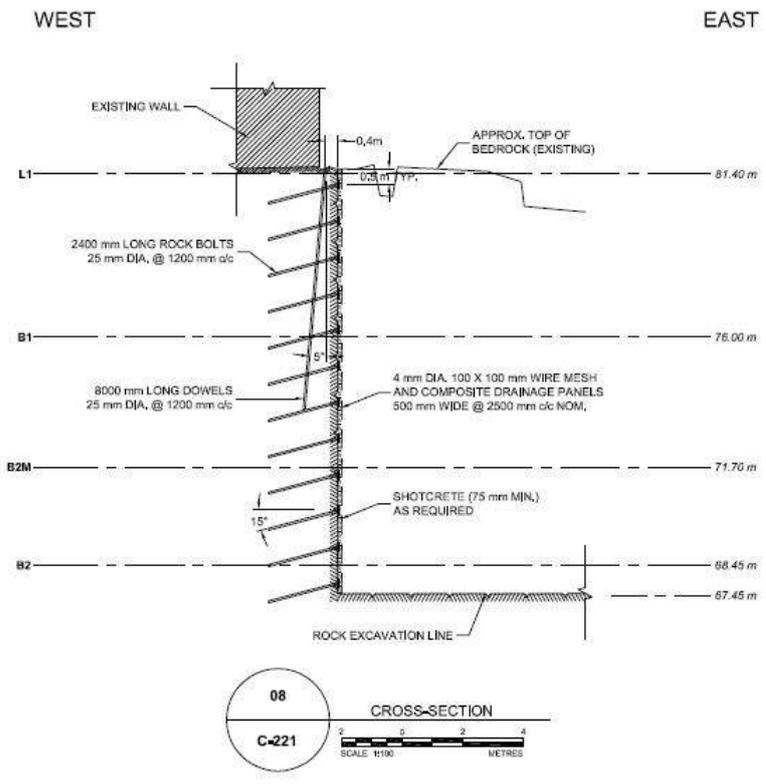


Figura 29.: Sección excavación



Figura 30: Excavación final

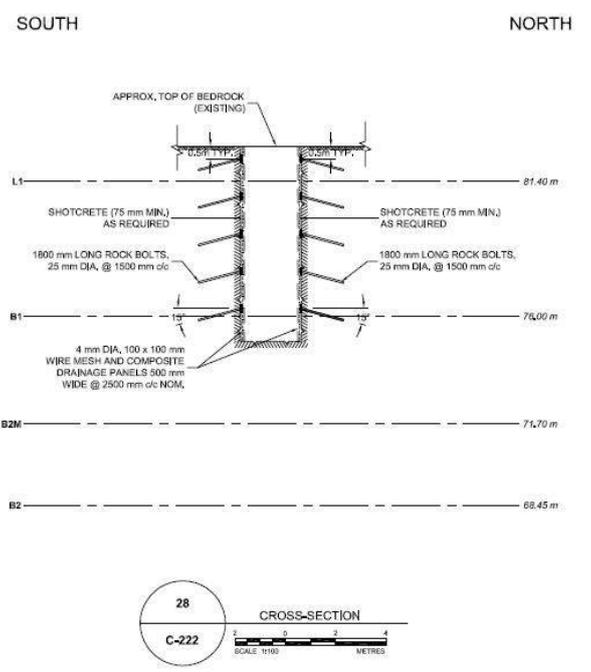
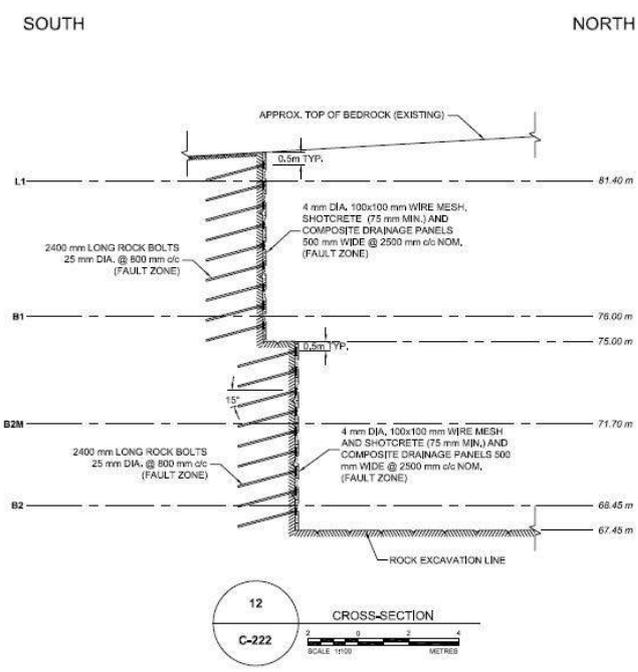


Figura 31: Secciones de excavación

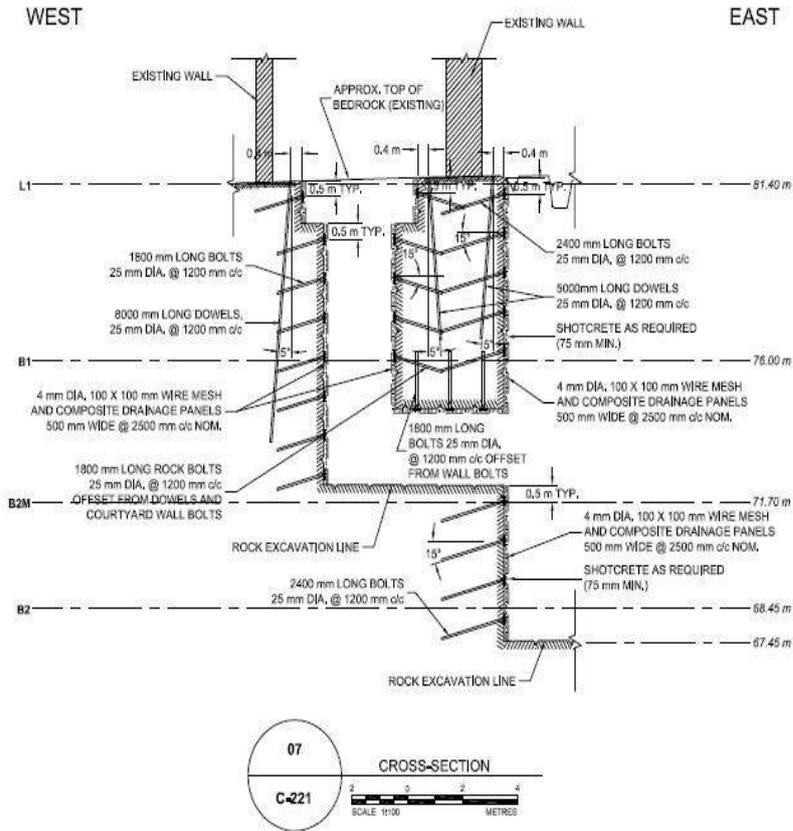


Figura 32: Detalle de sostenimiento



Figura 33: Excavación

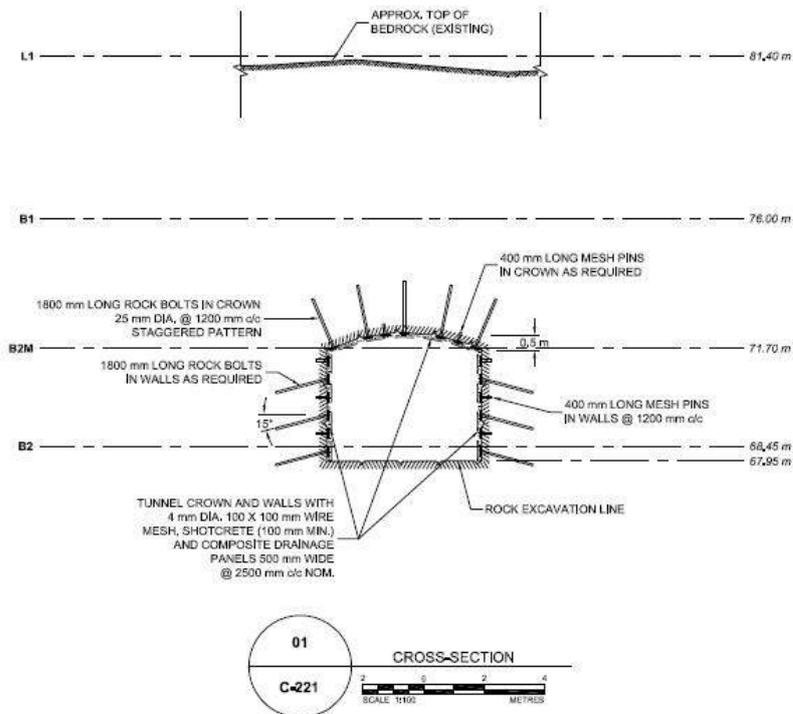


Figura 34: Sección galería

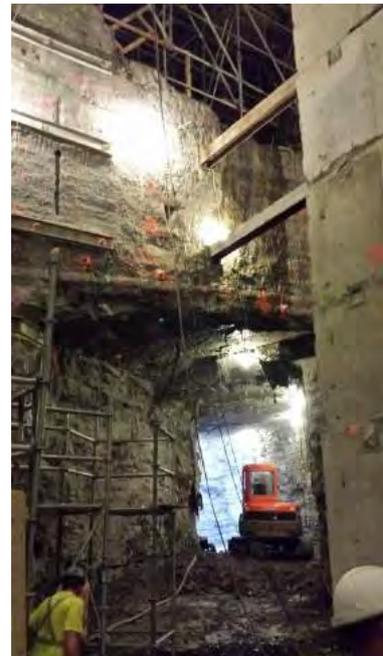


Figura 35: Sección galería

6- Ejecución de los trabajos de excavación

SITE CANADA, desde el inicio produjo un importante movimiento de medios humanos y mecánicos para responder a un desafío tan exigente, y se adaptó al entorno de trabajo con máquinas apropiadas a los espacios tan reducidos como diversos y con personal de la más amplia experiencia.

6.1. Condicionantes de ejecución

El desarrollo de los trabajos de SITE CANADA se vio condicionado fundamentalmente por los siguientes factores:

- Dependencia del resultado del monitoreo y el comportamiento del terreno durante las excavaciones. A pesar de contar con estimaciones iniciales, la programación dependía directamente de las condiciones de estabilidad de la roca excavada y las deformaciones presentadas por el conjunto. Las vibraciones del suelo y las deformaciones son objeto de seguimiento estricto en todo momento cuando está en curso la excavación y perforación, de forma continua, dando lugar a densificación o aligeramiento de los tratamientos.
- Maquinaria disponible. El factor anteriormente citado obliga a SITE CANADA a contar en todo momento con maquinaria de todo tipo (pesadas, hidráulicas, diésel con captación de humos, neumáticas, eléctricas, de galíbo reducido, para trabajos en exterior o interior) para adaptarse a las necesidades de ejecución. Así mismo, es estrictamente necesario contar con personal especializado, capaz de ejecutar la totalidad del abanico de unidades y en definitiva, adaptarse a nuevas condiciones de contorno y operar con cualquiera de los equipos de la obra. En el caso del West Block, la diferencia más notable ha sido la disminución de medición de hormigón proyectado, debido a la estabilidad e impermeabilidad de las limolitas en diferentes zonas, así como el aumento de unidades en el cosido de ciertas zonas.
- El acceso del personal a los trabajos, estaba regulado escrupulosamente por protocolos de seguridad muy estrictos, tardándose meses en otorgar los permisos de acceso a la obra, que eran renovados periódicamente, debido a que en el edificio se encuentran los poderes máximos del país. Este hecho obliga a disponer de personal autorizado sobreabundante y tener así una flexibilidad para nuevas incorporaciones, con todas las acreditaciones y cursos en regla en todo momento.
- La naturaleza de la obra de rehabilitación de un edificio histórico en el centro de un casco urbano densamente edificado, con espacios confinados en la obra, con extremas medidas de seguridad, numerosas contratas actuando simultáneamente, reducidos espacios de acopio de materiales y continua variación de éstos para adaptarse a las fases del proyecto, planteó un reto en logística

para SITE CANADA, a lo que debieron dedicarse importantes recursos y donde se consiguió la sincronización necesaria con una programación muy exigente.

6.2. Maquinaria a disposición de la obra.

Entre los equipos que se movilizaron para adaptarse a las geometrías y dimensiones demandadas, se cuentan:

- Carros neumáticos de perforación Ingersoll Rand se emplearon en espacios abiertos donde se mueven con facilidad y dan grandes niveles de producción (figuras 34 y 35).
- Carros neumáticos de perforación de reducidas dimensiones tipo LM-100 para los interiores, con gálidos muy limitados y elevadas exigencias en las limitaciones de humos y polvo (figuras 36, 37 y 38).
- Carros hidráulicos de tamaño medio tipo Comacchio MC-600 (figuras 39 y 40).
- Carros hidráulicos TES-20, que con ancho de 780 mm, 800 kg de peso, con martillo de fondo, es una maquina muy adecuada para poder hacer perforaciones en diferentes diámetros, con los accesos más complicados (figuras 41 y 42).
- Donde no fue posible introducir maquinaria autopropulsada se tuvieron que emplear martillos neumáticos manuales y trípodes con correderas neumáticas.
- Además se utilizó gunitadoras de vía húmeda y compresores de alto caudal, volumen y presión de aire, adaptados para trabajos en condiciones climáticas extremas (figuras 43 y 44)



Figura 36: Carro neumáticos ECM 350



Figura 37: Carro neumático ECM 350



Figura 38: Carros neumáticos Ingersoll Rand LM 100



Figura 39: Carros neumáticos tipo Ingersoll Rand LM 100



Figura 40: Carros neumáticos tipo Ingersoll Rand LM 100



Figura 41: Carros hidráulicos MC 600



Figura 42: Carros hidráulicos MC 600



Figura 43: Carro hidráulico TES 20



Figura 44: Carro hidráulico TES 20



Figura 45: Gunitado vía húmeda.



Figura 46: Carro neumático tipo ECM en pared gunitada

7- Materiales empleados

Las mediciones finales, ubicaciones y condiciones de ejecución de las diferentes unidades, estaban sujetas a decisiones tomadas por la dirección, dependientes de los resultados obtenidos tras la excavación

de los diferentes tajos, deformaciones, ripabilidad, etc. Los materiales utilizados para los trabajos contratados, de manera muy resumida, podemos agrupar los siguientes:

- Bulones de acero activos. De tipo Gewi de 25 mm de diámetro galvanizados con tuercas hexagonales esféricas y placa plana de acero ASTM A108-00 de 150x150-10 mm, ambas galvanizadas siguiendo la CSA G164-2.2-98. Acero de 690 MPa de rotura límite y 517 MPa de límite elástico mínimo. El sellado en toda su longitud con cartuchos de resina de reacción rápida en bulbo y lenta en zona libre.
- Bulones de fibra de vidrio. De 25 mm de diámetro para 500 KN. Longitud de hilo mínima de 200 mm adecuada a la tensión. Tuerca y placa de plástico. Resistencia última de 200 KN para una carga de trabajo de 120 KN. El sellado en toda su longitud con lechada de cemento (figura 45).
- Bulones de acero pasivos. De calidad idem activos. El sellado en toda su longitud con lechada de cemento.

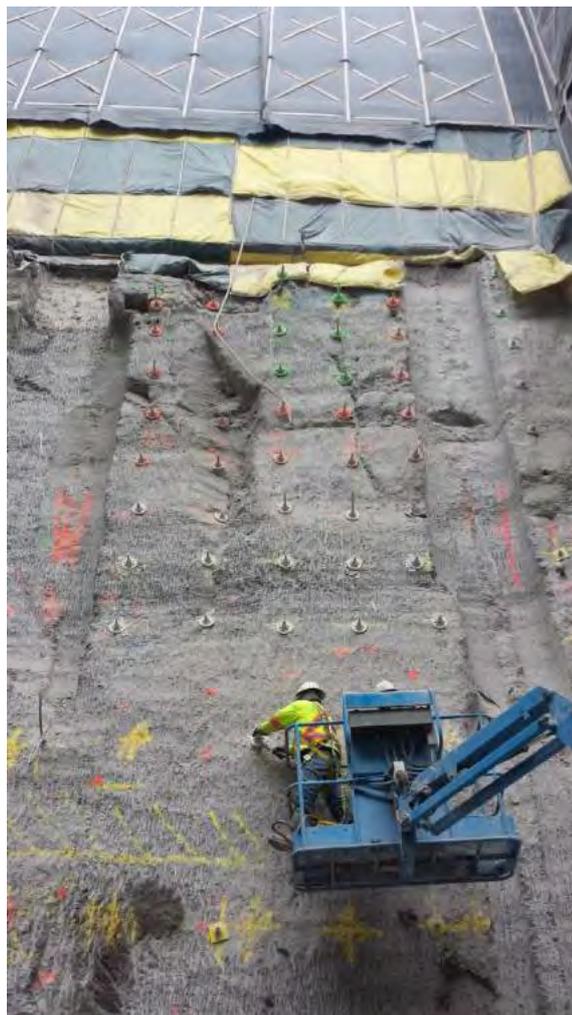


Figura 47: Bulones de fibra de vidrio.

1. Otros materiales:

- Resina de poliéster. En cartuchos de diferentes tiempos de fraguado, nunca inferior a 30 minutos.
- Cemento de inyección. Mezclado de alta turbulencia, cemento normal no metálico y sin retracción, agua clara sin sólidos en suspensión menor de 500 mg/l, tipo CSA A3000.
- Gunita de cemento con árido silíceo <2 mm con aditivos fluidificante y retractor de agua.
- Malla metálica de acero con cuadro de 100x100-4 mm electrosoldada tipo CSA G30.9-98.
- Geotextil composite de alta densidad de resistencia última a la tracción de 700 kPa y flujo vertical mínimo de 100 l/min/m.
- Lámina plástica impermeable de polietileno con cara drenante tipo MiraDrain-6000.

8- Control y Monitoreo

Durante los trabajos se realizaban controles sobre los materiales colocados y las instalaciones, tanto con paneles de prueba, con ensayos de laboratorio sobre muestras extraídas, como de seguimiento y comportamiento de los trabajos terminados.

- Gunita. Se muestreaban sobre la pared o en paneles auxiliares testigos extraídos a rotación para ensayos de rotura a compresión en laboratorio (figuras 46, 47 y 48)
- Láminas de poliéster y geotextil. Se ensayaban a punzonado y a arranque (figura 49)
- Bulones. Todos los bulones se ensayaban para aceptación a 125% la carga de servicio y estadísticamente al 200% de la carga de servicio, con lectura de deformaciones con comparadores (figuras 50 y 51).



Figura 48



Figura 49



Figura 50



Figura 51



Figura 52



Figura 53

EL monitoreo consiste en el seguimiento por medio de mediciones de vibraciones y deformaciones en la roca y en las estructuras de los edificios del complejo del Parlamento durante todo el proceso de perforación, excavación, perfilado y remoción, en al menos 3 puntos por medio de sismógrafo, nivelaciones y relevamientos topográficos automáticos, con alertas automatizadas, siguiendo los criterios de deformaciones límites que se muestran a continuación:

MONITORING

1. Ground vibrations and deformations shall be monitored during excavation to ensure compliance with these Specifications. Monitoring, at all times when excavation or drilling is underway, shall be continuously carried out at a minimum of three locations to be approved by the Departmental Representative.
2. The contractor shall supply vibration monitoring equipment appropriate for the specific site and excavation conditions. All monitoring shall be carried out to standards suggested by the OPSS 120. At least one monitor (seismograph) shall be located at the closest structure, foundation or utility in accordance with OPSS 120.

1. *Las vibraciones del suelo y las deformaciones serán objeto de seguimiento durante la excavación para asegurar el cumplimiento con estas especificaciones. El seguimiento en todo momento cuando está en curso la excavación y perforación, se llevará a cabo de forma continua en un mínimo de tres lugares para ser aprobados por el representante departamental. El contratista deberá suministrar equipos de monitoreo de vibración apropiada para las condiciones específicas del lugar de la excavación.*
2. *Todos los controles se llevarán a cabo a las normas sugeridas por el OPSS 120. Al menos un monitor (sismógrafo) se encontrará en la parte más cercana a la estructura, cimentación o utilidad con arreglo a OPSS 120.*

DEFORMATION LIMITATIONS

The following alarm and alert levels shall be maintained by the Contractor.

	Review	Alert
Pressure Transducer Settlement Monitoring System (PTSMS)	Movement of 5 mm for a single monitoring point or a slope between any adjacent monitoring points in excess of 1:750 or a deflection ratio determined from any three monitoring points along a building boundary wall or interior walls, or on surface points above a utility, in excess of 1:1500 whichever is exceeded first.	Movement of 10 mm for a single monitoring point or a slope between any adjacent monitoring points in excess of 1:1000 or a deflection ratio determined from any three monitoring points along a building boundary wall or interior walls, or on surface points above a utility, in excess of 1:2000 whichever is exceeded first.
Joint Meter	0.5 mm from trend-line	2.0 mm from trend-line
In-place Inclinometer	0.5" from baseline	1.5" from baseline
Extensometer (MPBX)	1.0 mm from trend-line	5.0 mm from trend-line
Electronic Inclination Sensors (EIS)	0.05°	0.1°
Survey Prisms	Movement of 5 mm for a single monitoring point or a slope between any adjacent monitoring points in excess of 1:750 or a deflection ratio determined from any three monitoring points along a building boundary wall or interior walls, or on surface points above a utility, in excess of 1:1500 whichever is exceeded first.	Movement of 10 mm for a single monitoring point or a slope between any adjacent monitoring points in excess of 1:1000 or a deflection ratio determined from any three monitoring points along a building boundary wall or interior walls, or on surface points above a utility, in excess of 1:2000 whichever is exceeded first.
Strain Gauges	0.5 mm from trend-line	2.0 mm from trend-line

Figura 54: Límites y alarmas definidos en proyecto

Con respecto a las vibraciones, se adoptaron los siguientes criterios:

- Medición constante de todas las vibraciones de la zona de trabajos.
- Colocación de instrumentación para medir las deformaciones antes, durante y después de las excavaciones.
- Se contrato una empresa independiente de la obra para el monitoreo y dar la orden de paralización.
- Los datos del monitoreo y las ordenes llegaban al constructor a través de la propiedad.
- Por vibraciones o deformaciones excesivas se requería la paralización y una nueva presentación del plan de excavaciones.
- Independientemente por un dato excesivo, se ordenaba una ampliación del refuerzo de la zona afectada y una consolidación por medio de inyecciones.
- Durante el proceso de intensificación del refuerzo no se permitía acceder a menos de 10 m de la zona afectada con ningún equipo mecánico ni realizar excavación adicional.
- Vibraciones límite en roca:

Rango de frecuencia dominante (Hz)	Pico del nivel de vibración (mm/s)
<10	3
10 a 40	3 a 17,5
>40	17,5

9- Mediciones

- 12.966,60 metros de bulones de acero galvanizado, tipo Gewi, de 25 mm. de diámetro, sellado con resina de fraguado rápido de 2 minutos.
- 2.035,00 metros de bulones de acero galvanizado de 25 mm. de diámetro, tipo Gewi, para recalce de los muros de la cimentación, inyectados con lechada de cemento.
- 400,00 metros de bulones de fibra de vidrio de 25 mm. de diámetro, inyectados con lechadas de cemento.
- 560,00 unidades de pruebas de tesado con gato hidráulico en escalones de carga y control de la deformación.
- 80,55 metros cúbicos de gunita o mortero proyectado por vía húmeda.
- 1.075,00 metros cuadrados de mallazo electrosoldado de 6 x 100 x 100 mm.
- 1.120,72 metros cuadrados de paneles colgados de dren tipo Miradrain.

10- Reseña final.

En el presente artículo, se muestra una metodología de trabajo diferente, que puede ser comparada con los sistemas tradicionales de recalce y/o refuerzo de estructuras más habituales en España, empleada en un proyecto como el Parlamento, probablemente el más expuesto y representativo de cara a los medios y la imagen de un país como Canadá. (figuras 53 y 54)

En el caso que nos ocupa, no se sustituye el terreno por elementos de sostenimiento provisionales o permanentes, como pudieran ser los micropilotes, sino que se aprovecha las cualidades de la roca existente, reforzándola y dejándola como elemento de cimentación definitivo.



Figura 55: Sistema de recalce por micropilotes



Figura 56 : Sistema utilizado en el Parlamento de Canadá

11- Bibliografía:

- GBR Final - Geotechnical Baseline Report. Parliament Hill. West Block Rehabilitation Project. March 2013.
- Mass Excavation Package. Supplementary Instruction. 3/12/2013.
- CSA, Canadian Standards Association.
- Public Works and Government Services Canada (PWGSC)
- ASTM. American Society of the International Association for Testing and Materials.
- Informes Internos mensuales Site Canadá MGA, Ltd. Mar. 2014 – Nov. 2015.

TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN DE UN TERRAPLÉN FERROVIARIO MEDIANTE INCLUSIONES RÍGIDAS PARA LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD “SUD EUROPE ATLANTIQUE” EN MARAIS DE LA VIRVÉE PK 294.737 A PK 296.156, BURDEOS (FRANCIA).

RAFAEL GIL LABLANCA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Grupo RODIO KRONSA. Dpto. Técnico

1- Introducción

El Proyecto de la línea de alta velocidad “SUD EUROPE ATLANTIQUE” (LGV SEA) supone la construcción de una nueva infraestructura de doble vía de 300 km entre Tours y Burdeos. El diseño y la construcción han sido adjudicados al consorcio COSEA, liderado por la constructora VINCI. Las obras comenzaron en el año 2012 y supondrán la conexión entre París y Burdeos en 2 horas y 5 minutos en 2017, preparando el camino para el proyecto de las líneas de alta velocidad a Toulouse y España.

Poco antes de llegar a Burdeos, el lote 15 (sección G) presenta una longitud de 18 km con 23 movimientos de tierra (2 millones de m³ en desmonte y 1,1 millones de m³ en terraplenes), 21 estructuras de fábrica, 2 viaductos y un canal. Este lote presenta numerosas dificultades técnicas entre las que destaca atravesar la llanura de inundación del río Dordoña. De hecho, en la margen derecha de la ciudad de Cubzac-les-Ponts, entre el canal de Falaise y el viaducto Dordoña, la línea de alta velocidad atraviesa el área del pantano de la Virvée, entre el PK 294+737 y PK 296+156, con la ejecución de tres terraplenes de entre 2 y 6 m de altura y un viaducto (figura 1). El tratamiento de la cimentación de estos terraplenes será el objeto del presente artículo.



Figura 1. Zona de actuación

2. Descripción geológica-geotécnica

Las condiciones geotécnicas generales se caracterizan por la presencia de suelos compresibles hasta un espesor de 10 m en donde se incluyen niveles métricos de turberas ($w = 400\%$ a 500%) y/o arcillas fangosas con una cohesión no drenada menor de 15 kPa.

De arriba abajo, las formaciones que encontramos bajo los terraplenes afectados son las siguientes:

- Corteza de desecación de arcilla o limo.
- Turba. Esta capa presenta un espesor de hasta 3,7 m. Sin embargo, este nivel, ampliamente desarrollado en los terraplenes del norte, no se identifica en el sur.
- Arcilla fangosa o fango con un espesor entre 4,2 y 10,3 m y un valor medio de 6,3 m, bajo la turba. En la zona sur, donde no aparece la turbera, el espesor varía entre 7,3 y 9,5 m, con un valor promedio de 8,2 m.
- Arenas flojas fangosas con una potencia media de 1 m.
- Arenas y gravas con una potencia entre 2,6 y 7,6 m con un valor medio de 4,6 m.
- Sustrato margoso con arcillas margosas o arenas arcillo-margosas y margas a partir de los 35 m de profundidad.

En la figura 2 se representa la resistencia al corte sin drenaje medida in situ en función de la profundidad. En azul la información registrada en la zona norte y en rojo en los sondeos repartidos en la zona sur:

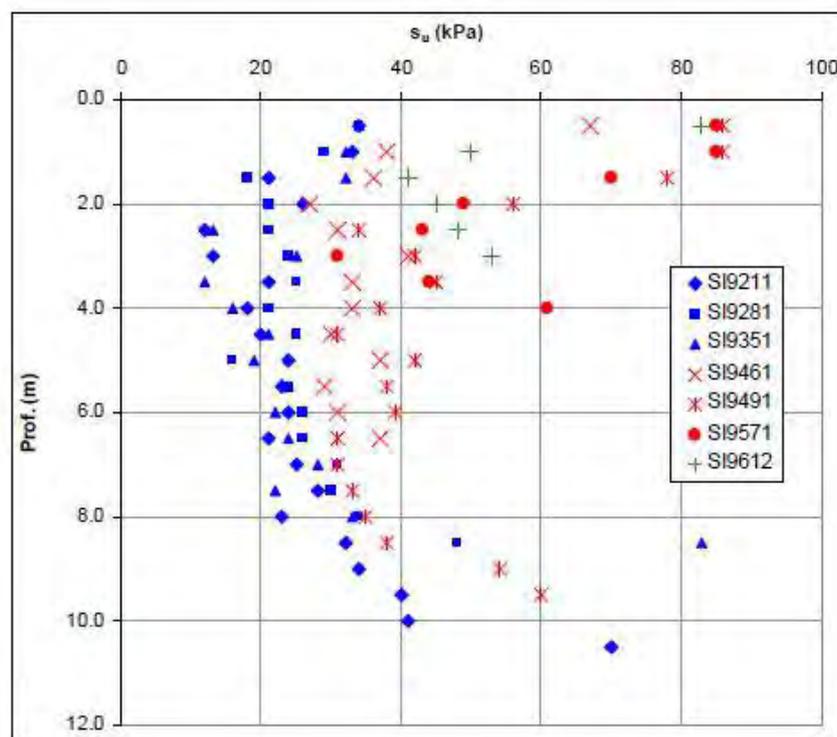


Figura 2. Resistencia al corte sin drenaje en función de la profundidad

La cohesión es mayor en la “costra” de arcillas y limos de la zona superior de los sondeos. En los fangos y turbas, la resistencia al corte baja, especialmente en la zona de turbas donde alcanza valores mínimos de 12 kPa.

En la tabla I se resumen los datos geotécnicos obtenidos en laboratorio.

Formation	Nombre de valeurs	Identification							Cisaillement				Compressibilité et fluage											
		w _n (%)	γ _d (kN/m ³)	γ _h (kN/m ³)	Limites d'Atterberg			MO (%)	Triaxial UU		Triaxial CU+u		C _c	C _s	σ _p [*] (kPa)	σ _{v0} [*] (kPa)	e ₀	Consolidation verticale		Consolidation radiale		Fluage C _α		
					w _p (%)	I _p (%)	I _c (%)		c _u (kPa)	φ _u (°)	c' (kPa)	φ' (°)						C _v (m ² /s)	k _v estimé (m/s)	C _r (m ² /s)	k _h estimé (m/s)			
Argile de tête	16	5	0	5	5	5	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	Min	24,0	6,8		25,0	24,0	0,6	6,0																
	Max	84,0	15,8		74,0	69,0	1,4	11,6																
	Moyenne	44,2	11,8		39	42	1	8																
Ecart-type	19,4	3,6		20	18	0	2																	
Tourbe	9	6	2	2	2	2	3	0	0	1	1	4	4	4	4	4	4	4	5	4	6	4	4	
	Min	232,8	1,6	10,3	42	22	-4,8	60,8				4,801	1,012	19	10	9,163	1,00.10 ⁻⁸	3,00.10 ⁻¹¹	7,19.10 ⁻⁶	1,10.10 ⁻⁶	0,0034			
	Max	586,8	3,4	11,0	84	93	-3,7	196				8,934	1,327	23	12	14,767	1,02.10 ⁻⁷	6,70.10 ⁻⁹	2,65.10 ⁻⁵	1,70.10 ⁻⁷	0,0257			
	Moyenne	435,3	2,3	10,6	63	58	-4	111			7	1	6,799	1,160	21	11	11,707	3,42.10 ⁻⁸	2,00.10 ⁻⁸	8,64.10 ⁻⁷	4,85.10 ⁻⁸	0,0142		
Ecart-type	109,5	0,7	0,5	30	50	1	74					1,770	0,134	2	1	2,950	4,31.10 ⁻⁵	2,81.10 ⁻⁹	9,65.10 ⁻⁷	6,14.10 ⁻⁸	0,0086			
Argile vasarde	65	41	14	13	13	13	20	3	3	4	4	28	28	28	28	28	28	42	28	41	28	28	28	
	Min	45,2	3,9	13,4	27	13	-4	6	7	0	7	3	0,499	0,023	13	13	1,22	1,50.10 ⁻⁹	1,10.10 ⁻¹¹	5,87.10 ⁻⁶	3,50.10 ⁻¹⁰	0,0019		
	Max	280,5	13,3	15,6	94	60	1	25	11	0	17	25	2,652	0,539	111	60	5,683	9,51.10 ⁻³	1,40.10 ⁻³	9,72.10 ⁻⁷	6,80.10 ⁻⁷	0,1120		
	Moyenne	90,2	8,1	14,5	47	41	0	10	10	0	11	15	1,139	0,151	50	33	2,504	1,68.10 ⁻⁸	1,72.10 ⁻¹⁰	2,00.10 ⁻⁷	1,66.10 ⁻⁸	0,0206		
Ecart-type	30,8	1,7	0,7	19	14	1	5	2	0	5	9	0,479	0,121	26	13	0,981	1,61.10 ⁻⁵	2,24.10 ⁻¹⁰	1,61.10 ⁻⁷	1,61.10 ⁻⁸	0,0226			

Tabla I. Resumen de los datos geotécnicos obtenidos en laboratorio.

Como se puede comprobar en la tabla, la turba se caracteriza por un elevado contenido de materia orgánica (MO = 61 a 196%) y de agua (w_n = 230 a 590%). Es altamente compresible con un valor de C_c/(1+e₀) de aproximadamente 0,530. Por otro lado, la arcilla fangosa es una arcilla muy plástica de consistencia líquida (I_c < 0). Es muy compresible con un valor de C_c/(1 + e₀) del orden de 0,320.

En cuanto a las características mecánicas, los valores obtenidos de los ensayos presiométricos en las formaciones compresibles son menores en la zona norte (p_i^{*} = 0,15 MPa y E_M = 1,9 MPa) que en la sur (p_i^{*} = 0,29 MPa y E_M = 2,8 MPa). Con resistencias en punta a partir de los penetrometros estáticos inferiores a 0,5 MPa.

Con las arenas y gravas ocurre algo similar, siendo los valores obtenidos inferiores en la zona norte (p_i^{*} = 1,08 MPa y E_M = 10,1 MPa) que en la sur (p_i^{*} = 2,03 MPa y E_M = 26 MPa). Con rechazo en los penetrometros estáticos.

En el modelo de cálculo, del lado de la seguridad, se consideró la presencia de la capa de turbas en todas las zonas aunque no hubiesen sido identificadas en el terraplén de la zona sur.

El nivel freático se encuentra a la cota +1,4 NGF, el terreno natural a la +1,5 NGF y la cota de proyecto en este sector es de +5,5 NGF.

3. Mejora de suelo mediante inclusiones rígidas

En este contexto geotécnico complejo y teniendo en cuenta las exigencias de asiento de una vía férrea de una línea de alta velocidad, se estudiaron diferentes soluciones entre las que destacan:

- Eliminación de las turbas y sustitución.
- Precarga con drenaje vertical, inclusiones rígidas y columnas de cemento y cal.
- Precarga con drenaje vertical, inclusiones rígidas y soil-mixing.

La primera solución se desestimó habida cuenta de las dimensiones de la obra (1400 ml) y el espesor de la sustitución. En cuanto a las otras soluciones, las inclusiones rígidas utilizadas habitualmente en Francia, con perforación mediante barrena y hormigonado in situ, presentaban importantes riesgos de sobreconsumo de hormigón, discontinuidad en el fuste y fragilidad en la fase de obra donde debía soportar esfuerzos de circulación y compactaciones de las capas del terraplén.

Ante esta situación, Balineau (filial de Soletanche Bachy) con el asesoramiento de Rodio Kronsas presentó una solución técnica inusual en Francia que consistía en el refuerzo de la cimentación con pilotes prefabricados de hormigón armado como inclusiones rígidas, asociado con un drenaje vertical.

En la figura 3 se muestra el modelo geométrico de la solución planteada con el perfil de terreno asociado.

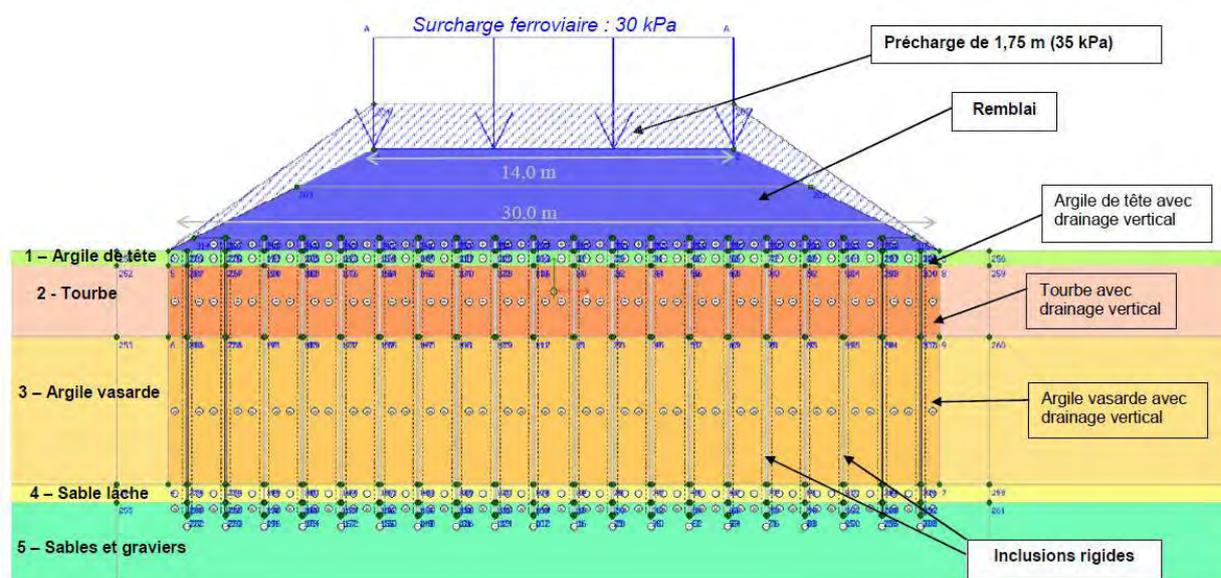


Figura 3. Modelo geométrico de la solución con el perfil de terreno

Los pilotes prefabricados tipo CK de Rodio Kronsa se fabrican en factorías permanentes y son de Clase I de acuerdo a la UNE-EN 12794:2006+A1. Dentro de la gama normalizada de pilotes, en la fase de prediseño, se seleccionó el pilote CK-270 con sección cuadrada de 0,27 m de lado como el tipo que mejor se ajustaba a los requerimientos de la solución. El hormigón utilizado en la fabricación de los pilotes es un HA-50, con una resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica superior a 50 MPa. Toda la armadura está elaborada con acero B-500 SD. El cemento usual empleado es un CEM I 52,5 N SR, resistente a los sulfatos y al agua marina. Sin embargo, debido al tipo de ambiente existente en la obra y de acuerdo con la normativa francesa en este punto, se tuvo que utilizar otro de tipo de cemento como se detallará más adelante.

Dentro de las posibilidades de fabricación de los pilotes, se estuvo estudiando la posibilidad de hacer los pilotes en Burdeos, en las proximidades de la obra. Sin embargo, tras la visita de COSEA y Balineau a la factoría que Rodio Kronsa tiene en Algete (Madrid), se decidió realizar los pilotes en España y transportarlos a Burdeos. Con el fin de evitar el empleo de juntas y hacer posible el transporte y el manejo del pilote por medios convencionales se limitó su longitud a 14 m.

Para el correcto funcionamiento de la solución se debe colocar un colchón o capa de reparto sobre los pilotes prefabricados. Este elemento es fundamental para la efectividad del tratamiento, ya que actúa como elemento transmisor de las cargas hacia los pilotes, absorbe el punzonamiento que se produce en la cabeza de las inclusiones al entrar en carga y homogeniza los asientos garantizando un comportamiento adecuado del sistema (limita las plastificaciones de los materiales).

Para esta capa, también denominada plataforma de transferencia de carga (LTP), se plantearon dos variantes: la primera consistía en coronar los pilotes con capiteles cuadrados de hormigón armado de 0,70 m de lado subyacentes a una capa granular gruesa de 60 cm de espesor (figura 4a). En la segunda, los capiteles son sustituidos por un doble refuerzo horizontal. Estos refuerzos consistían en geomallas de fibras de PVA de alta tenacidad (alcohol polivinílico) tipo NOTEX C PVA (Texinov) recubiertas con materiales macromoleculares para asegurar la durabilidad de los materiales. Cada geomalla tiene una resistencia de rotura en tracción de 800 kN/m en el sentido principal y 30 kN/m en el sentido de la trama (figura 4b).

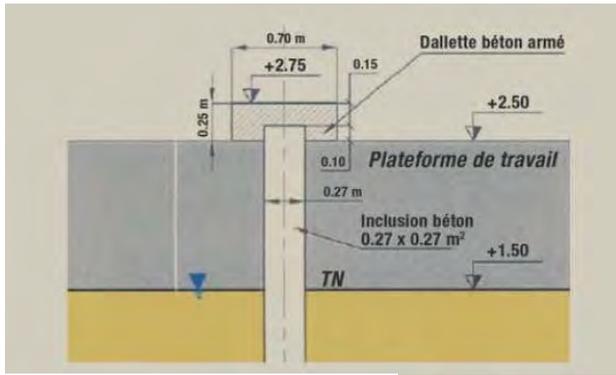


Figura 4a. Solución con capiteles

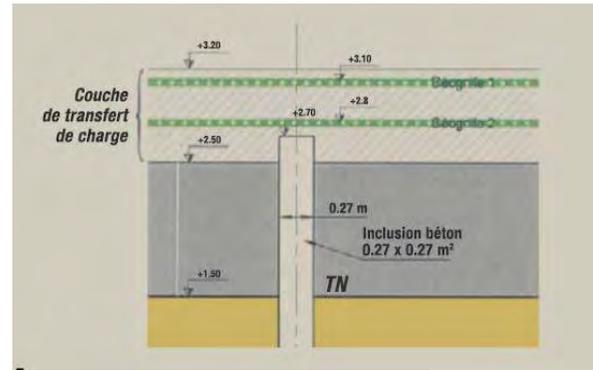


Figura 4b. Solución con geomallas.

La dirección principal de la geomalla inferior se orienta perpendicularmente al eje de la traza y se sitúa a una cota +2,8 NGF; la malla superior se orienta a lo largo del eje de la línea, situada a una cota de +3,10 NGF.

Para validar la solución y seleccionar la sección de plataforma de transferencia más adecuada se realizó una prueba de carga a escala real que se describirá más adelante.

4. Fabricación de los pilotes

Como se ha comentado en el punto anterior, la fabricación de los pilotes se realizó en la factoría que Rodio Kronsa tiene en Algete (Madrid).

La analítica del suelo y del agua pusieron de manifiesto la existencia de una elevada agresividad del medio debida a la concentración del ión NH_4^+ ($>100\text{mg/l}$), lo que establece una clase de exposición XA3 para el hormigón según EN 197-1. De acuerdo a las especificaciones francesas, el único cemento adecuado para este tipo de agresividad es el CEM IV/B, cemento que presentaba dificultades para la fabricación de los pilotes prefabricados debido a la lentitud de su fraguado.

El hormigón tenía que cumplir, por tanto, con las siguientes especificaciones:

- Clase de resistencia C45/55, estimada a partir de los análisis de hincabilidad para no superar las tracciones admisibles.
- Resistencia mínima superior a 25 MPa (probeta cúbica) en el momento de desencofrado y acopio.
- La consistencia para asegurar una buena puesta en obra del hormigón debía estar comprendida entre 140 y 210 mm.
- Hormigón vibrado en moldes.
- Cemento CEM IV/B (P-V) 32,5

La matrícula del hormigón empleado fue finalmente la siguiente:

BPSA NF EN206-1 CEM IV/B C45/55 XA3 Dmax 20 S4 CL 0,4

Diariamente, durante la fabricación, se realizaban tres tomas de probetas de forma espaciada en el tiempo. De cada toma se obtenían cinco probetas. Las probetas se rompían antes de desencofrar, a 7 días y a 28 días (2 probetas), y se dejaba una de contraste. En todas las tomas se realizaba y anotaba el cono de Abrams, para comprobar la consistencia. Cada semana de hormigonado, un laboratorio externo realizaba probetas de una de las tomas para contrastar los resultados.

Antes de comenzar a desencofrar los pilotes, se rompía una probeta de cada toma. Para poder proceder al proceso de desencofrado, era necesario que la media de las probetas se encontrara por encima de 25 MPa. Si no se conseguía, se esperaba otras 24 horas y se rompían las probetas de contraste.

La trazabilidad de los pilotes era completa. Las pistas con los moldes estaban identificadas en un plano de planta de la factoría. El hormigonado comenzaba siempre por cabecera de pista y se hormigonaban simultáneamente 7 u 8 pilotes según pista, definiéndose tres o cinco posiciones en avance de hormigonado. Los silos utilizados para el almacenamiento del cemento estaban adecuadamente identificados.

Cada pilote era etiquetado con su fecha de fabricación, tipo de pilote, longitud y accesorios. Incluía también el tipo de cemento, la planta de fabricación dentro de la factoría (V ó N), la pista de fabricación y la posición de hormigonado.

Para cada amasada la planta de hormigonado suministraba los siguientes datos: planta de fabricación, pista de fabricación, situación de hormigonado, fecha de fabricación, orden de amasado, peso real árido 1, peso real árido 2, peso de cemento real, volumen de fluidificante real, volumen de agua teórica, volumen de agua real dosificada e higrometría de la arena. Las plantas también suministraban un informe con los albaranes de los proveedores de los materiales de cada amasada.

Las fotos 1 y 2 ilustran dos momentos de la fabricación de los pilotes: durante el hormigonado y el transporte a la zona de acopio una vez desencofrado.



Foto 1. Hormigonado en pista



Foto 2. Transporte a zona de acopio

La armadura compuesta de cuatro redondos $\text{Ø}20$ en longitudinal y estribos $\text{Ø}6$ a 15 cm, también presentaba una completa trazabilidad. Las madejas con las que se realizaban las armaduras llevaban etiquetadas un número de colada, al que se asociaba el correspondiente certificado de calidad. Estos números de colada se anotaban durante la fabricación de la armadura y su certificado de calidad se entregaba con el resto de la documentación haciendo mención del día de fabricación.

Cada 10 armaduras se medía la geometría en tres puntos, en los dos extremos y en la zona central. La medida se aceptaba si cumplía 180 ± 10 mm entre puntos medios opuestos de los lados del cuadrado que formaba la armadura.

Los separadores adoptados para el recubrimiento eran circulares y se adaptaban a las barras $\text{Ø}20$ para formar un recubrimiento de 50 mm. Se colocaban 20 separadores en las barras inferiores por parejas, a 50 cm en los extremos y en el resto cada 1,6 m aproximadamente.

En la foto 3 se adjunta un detalle de la etiqueta que acompañaba a cada pilote con su completa identificación:



Foto 3. Etiqueta identificativa del pilote

5. Predimensionamiento y parcela experimental

Es un dato interesante el asiento estimado en ausencia de cualquier refuerzo a partir de los parámetros obtenidos en los ensayos edométricos. Este cálculo se realizó según el modelo de Bjerrun con el software Tasdej desarrollado por Terrasol y obtuvo que tras 25 años desde la construcción del terraplén, considerada la plataforma a la +5,5 NGF y una sobrecarga de explotación de 30 kPa (equivalente a una plataforma a +7,0 NGF), podría alcanzarse un asiento total de 2,31 m, incluyendo un asiento de fluencia de 24 cm, para una altura total de 7,81 m. Lo que da una idea de la importancia del tratamiento de mejora del suelo bajo el terraplén.

En la Tabla II, se adjuntan los resultados del predimensionamiento para tres variantes diferentes. La solución con capiteles y malla de pilotes de 1,6×1,6, y dos aperturas de malla de pilotes en la solución con geomallas: de 1,6×1,6 y de 1,8×1,8.

RESULTADOS DEL PREDIMENSIONAMIENTO

	Solución con capiteles	Solución con geomallas		Criterios de dimensionamiento
Malla (m×m)	1,6×1,6	1,6×1,6	1,8×1,8	-
Asiento en superficie	13,6 cm*	8,8 cm*	11,2 cm*	< 10 cm**
Esfuerzos en la cabeza de la inclusión (carga)	2,76 MPa (195 kN)	3,1 MPa (230 kN)	3,9 MPa (294 kN)	-
Esfuerzos medios en el suelo en la cabeza de las inclusiones	14,4 kPa	1 kPa	2 Kpa	-
Esfuerzos máximos en la inclusión (carga)	3,7 Mpa (281 kN)	3,8 Mpa (287 kN)	4,7 Mpa (356 kN)	< 7,8 Mpa (< 585 kN)
Factor de seguridad respecto a la carga de fluencia del suelo Qc***: Qc/Qmáx	1,29	1,28	1,26	> 1,1
Factor de seguridad respecto a la carga límite del suelo Ql***: Ql/Qmáx	1,85	1,83	1,8	> 1,4
Tracción máxima en las geomallas (deformación)	-	146 kN/ml (1,1 %)	189 kN/ml (1,5%)	<284 kN/ml (<2,2 %)

*calculado a partir del inicio de los trabajos del terraplén, **a partir de la colocación de la capa de balasto, ***Evaluado debajo del plano neutro

Tabla II. Resultados del predimensionamiento.

La rigidez de las geomallas considerada en el cálculo fue de $J=13.000$ kN/m (evaluado al 2 % de deformación). En la tabla, las tres soluciones propuestas satisfacen los criterios de dimensionamiento.

Para validar la solución final en comparación con el resto de posibilidades, una parcela experimental a escala real fue diseñada por Terrasol y Antea Group.

Esta parcela experimental presentaba cuatro diferentes celdas de ensayo con las características que se reflejan en la tabla III.

Sección	Malla	Elementos suplementarios de refuerzo
1	1,6 m × 1,6 m	Coronación con capiteles de 0,7 m × 0,7 m
2	1,7 m × 1,7 m	Refuerzo con dos geomallas
3	1,6 m × 1,6 m	Refuerzo con dos geomallas
4	1,8 m × 1,8 m	Refuerzo con dos geomallas

Tabla III. Características de las celdas en la parcela experimental

El ensayo permitía reproducir las condiciones de las diferentes situaciones en el centro de cada una de las secciones. La parte superior del talud se inscribía en un cuadrado de 13,5 m de lado y la pendiente de los taludes laterales se disponía en 2H/1V. En la foto 4, se puede contemplar una vista aérea de la parcela experimental.



Foto 4. Parcela experimental de la Virvée. ©COSEA/Pascal Le Doare

En la implantación del área de ensayo se distinguen las siguientes fases:

- Colocación de una plataforma de trabajo de un metro de espesor y observar un primer asiento de consolidación.
- Realización de los drenes verticales
- Hincas de los pilotes prefabricados y colocación de los capiteles en los pilotes de la sección 1.
- Realización de la plataforma de transferencia de carga reforzada con las dos geomallas en las secciones 2, 3 y 4.
- Colocación del terraplén a la cota +5,5 NGF correspondiente a la cota de proyecto.
- Añadir la sobrecarga de uso mediante una capa de 1,50 m de espesor.
- Retirar la sobrecarga de uso al cabo de un año.



Foto 5. Colocación de los capiteles en la sección 1 del área de ensayo

La instrumentación llevada a cabo por Antea Group durante la ejecución del área de ensayo constaba de los siguientes elementos:

- Extensómetros magnéticos en tubería vertical.
- Inclínómetros y piezómetros verticales en pie de talud.
- Sensores de asientos en nivel N0 (+2,50 NGF) y N2 (+3,80 NGF).
- Sensores de fuerza (sólo en la sección con capitel).
- Sensores de presión colocados sobre el suelo y sobre las inclusiones en niveles N0 (+2,50 NGF) y N1 (+3,20 NGF).
- Extensómetros de fibra óptica insertados en la geomalla.

Los sensores eléctricos estaban conectados a dos centrales de adquisición de datos (foto 6). Las medidas de asientos con el extensómetro magnético fueron efectuadas utilizando una sonda con una frecuencia adaptada a las fases de construcción de la obra. Las medidas ópticas fueron registradas con la ayuda de un analizador óptico.



Foto 6. Centrales de adquisición de datos y detalle de colocación de geomallas.

Los extensómetros magnéticos en tubería vertical se instalaron antes de ejecución de la plataforma de trabajo en las secciones 3 y 4. Se observó que la colocación del metro de relleno inicial provocó un asiento inmediato seguido por una consolidación diferida. Este fenómeno se ralentizó después de la hincada de los pilotes que enmarcan los extensómetros, lo que reveló un fenómeno de agarre de la plataforma de trabajo al fuste de las inclusiones. El asiento se estabilizó en torno a un valor medio de 11 cm en las dos secciones.

El seguimiento e interpretación de las mediciones recogidas ha permitido comprobar que el dimensionamiento previo presentaba un orden de magnitud correcto respecto a las compresiones aplicadas en las cabezas de los pilotes (figura 5).

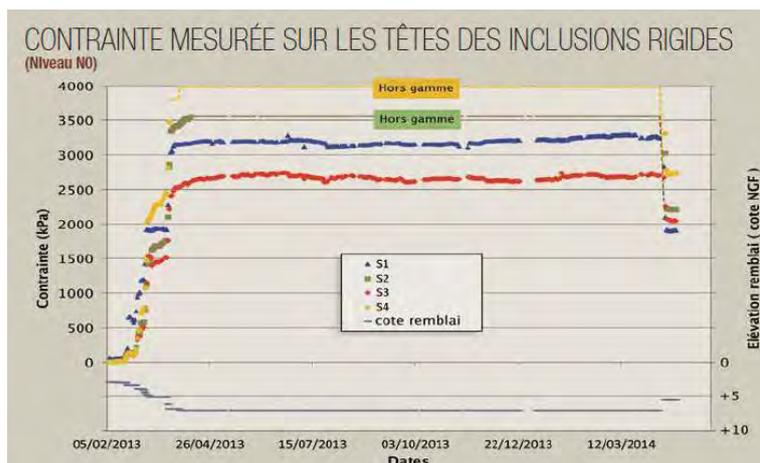


Figura 5. Compresiones en la cabeza de las inclusiones rígidas

Las mediciones muestran que los valores de compresión se estabilizaron transcurridas dos semanas desde el final de la ejecución del terraplén en cada una de las cuatro celdas. Esto pone de manifiesto la eficacia de los elementos de refuerzo en la variante de geomallas.

Un fallo en el medidor de asientos del nivel N0 hizo imposible la toma de medidas en la sección 2. Para el resto de las secciones se observa que, como en el caso de las compresiones, los valores de asiento se estabilizaron en menos de dos semanas desde el final de la construcción del terraplén. Esta estabilización se mantiene en todos los sensores colocados en N0 durante un periodo de aproximadamente 100 días, hasta mediados de agosto.

Como se puede observar en la figura 6, los valores de asientos medidos se mantienen por debajo de los calculados, si bien, es razonable ya que los parámetros de compresibilidad del suelo tomados en el cálculo fueron peores que los medidos en el terreno de la parcela experimental. En agosto de 2013, la hinca de los pilotes alrededor de la parcela experimental supuso el incremento de los asientos en algunos tramos. Aunque estos nuevos movimientos se estabilizaron, los asientos suplementarios generados por la hinca no se consideraron como representativos del comportamiento del terraplén en condiciones reales.

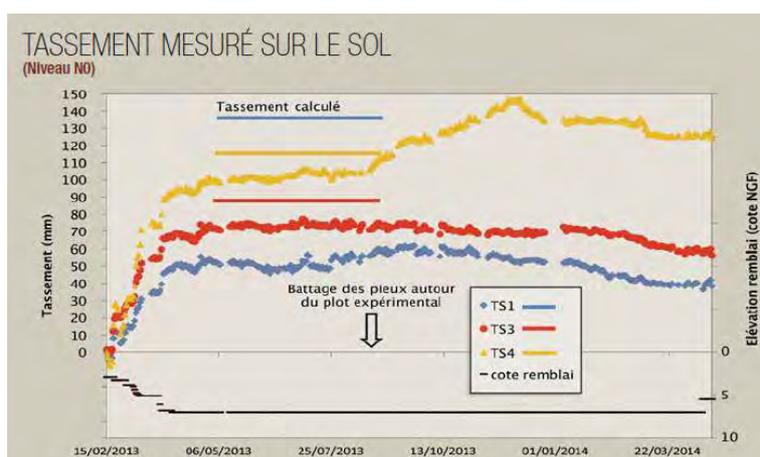


Figura 6. Asientos medidos sobre el suelo en cada sección

La movilización de las geomallas se ajustó bastante bien a las del modelo de cálculo. La geomalla inferior fue la más movilizada. Las deformaciones más altas se alcanzaron cerca de las inclusiones y aumentaron conforme la malla de pilotes era más abierta.

6. Ejecución de la obra

Teniendo en cuenta los resultados en la parcela experimental, quedó validada la solución con inclusiones rígidas mediante pilotes prefabricados hincados. Dependiendo del nivel de aparición de la capa de arena y grava, la longitud final adoptada en los pilotes fue de 13 o 14 m, con una plataforma granular reforzada con dos geomallas y una malla de pilotes de 1,8 m×1,8 m (foto 7).



Foto 7. Vista de la malla de pilotes desde terraplén experimental

El número final de pilotes prefabricados fue de 8400 unidades del tipo CK-270, un 20 % de 13 m de longitud y un 80% de 14 m, con una medición total de 115.920 ml.

Para la hincada de los pilotes se utilizaron equipos de hincada PM-20 equipados con martillos hidráulicos de 7 ton especialmente adaptados a la hincada de pilotes prefabricados. Si bien, en un principio se tenía previsto la utilización de tres equipos de hincada, debido al alto rendimiento medio alcanzado por equipo (370 ml/día), la obra se ejecutó, finalmente, con dos. Los martillos iban equipados con sistemas Jean Lutz (foto 8) que permiten el control automático del hincado y nos suministran información en profundidad sobre el número de golpes, penetración por golpe, altura de caída del martillo, etc. suministrando un perfil resistente del terreno (figura 7).



Foto 8. Sistema Jean Lutz.

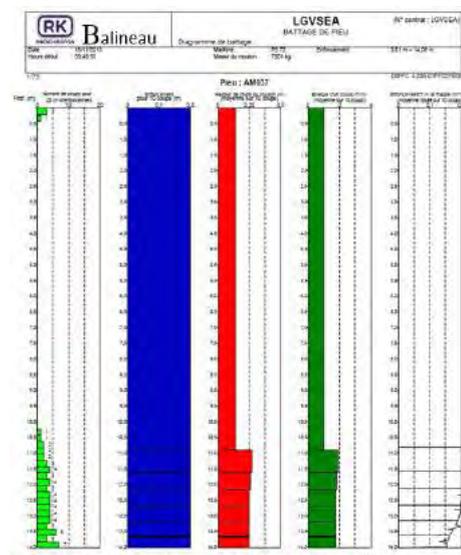


Figura 7. Salida gráfica del sistema Jean Lutz

Para el control de los primeros 450 pilotes hincados, once ensayos de carga fueron llevados a cabo (cuatro ensayos de carga estática y siete ensayos de carga dinámica). Durante la hinc del resto de los pilotes se realizaron otras 40 pruebas de carga estática adicionales con resultados satisfactorios en todos los casos.

Con el fin de agilizar el montaje de la prueba, en aquellos ensayos en los que la carga de prueba era de 369 kN se utilizaba el propio equipo de hinc como masa de reacción (foto 9). En aquellos donde se alcanzaban las 554 kN, se empleaba un bastidor metálico con placas de hormigón.



Foto 9. Prueba de carga estática con equipo de hinc como elemento de reacción.

Una de las dificultades de la ejecución fue la necesidad de dejar los pilotes a una cota preestablecida. En un terreno tan blando, en el último metro había que extremar las precauciones para no pasarse. Este inconveniente era todavía mayor cuando la cota final se situaba por debajo de la plataforma de trabajo (foto 10).



Foto 10. Comprobación de la cota final de los pilotes.

Tras nueve meses de hinc, la obra finalizó de manera satisfactoria.

7. Conclusiones

Los pilotes prefabricados hincados funcionando como inclusiones rígidas en la cimentación del terraplén que atraviesa el área del pantano de la Virvée, han demostrado ser el sistema de cimentación idóneo dadas las particulares características del subsuelo atravesado.

La fabricación en la factoría que Rodio Kronsa tiene en Algete (Madrid), que cuenta en todas sus etapas con la máxima calidad de ejecución y está sometida a rigurosos controles de calidad, ha permitido responder a las elevadas exigencias de calidad y trazabilidad de esta obra.

El uso de geomallas como elemento de refuerzo de la plataforma de transferencia de carga ha demostrado su eficacia en este tipo de terraplenes ferroviarios.

Bibliografía

- (1) Briançon, L., Simon B., DuPraz M., Maubert G. (Julio/Agosto 2014). Remblai ferroviaire sur inclusions rigides. Sols&Fondations, Volumen (907), págs. 46 a 51.
- (2) Arcos Álvarez, J.L., Montejano Sanz, J.C. (Marzo 2013). Aplicación de la técnica de columnas de módulo controlado en las plataformas ferroviarias de alta velocidad. Publicación Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS.
- (3) Cano, C., Clerencia, R., Roldán, A. (Noviembre 2013). SEA LOT 15 Inclusions Marais de la Virvéé. Actualidad GRK, Volumen (6), págs. 1 a 5.
- (4) ASIRI, 2012, Amélioration des sols par inclusions rigides. Presses des Ponts. ISBN 978-2-85978-462-1
- (5) Cano, C., Maubert G. (Octubre 2012). Plan de calidad y trazabilidad. Pilote CK-270. LGV SEA LOT 15 - Inclusions plot d'essai, págs. 1 a 17.

TRATAMIENTO DEL TERRENO EN UN PARQUE EÓLICO EN NOUAKCHOTT, MAURITANÍA.

JUAN CARLOS MONTEJANO SANZ

Geólogo

Menard España.

1- Introducción y localización.

En el presente artículo se describen los condicionantes de ejecución de un tratamiento del terreno mediante columnas de grava por vía seca en un medio tan extremo como el desierto, con especial hincapié a los aspectos logísticos y de ejecución.

La Sociéte Mauritanienne d'Electricité SOMELEC(*) adjudicó en 2013 a la empresa ELECNOR; la ingeniería, construcción y mantenimiento del primer parque eólico del país, con una capacidad de 30 MW para fortalecer el abastecimiento a la red eléctrica mauritana donde la mayor parte se produce mediante generadores de diésel. La puesta en servicio se llevará a cabo en el primer trimestre de 2016.

El parque eólico cuenta con un total de 15 aerogeneradores de 2 MW tipo Gamesa modelo G97-90m, la ingeniería de la obra civil fue llevada a cabo por la empresa ESTEYCO ENERGÍA y la dirección de obra fue encargada por parte de SOMELEC a la empresa belga TRACTEBEL ENGINEERING.

Se llevó a cabo un total de 9.617ml de columnas de grava de un diámetro medio de 80cm, para una superficie de actuación de 4.712,25 m².

nota(*): Mauritania cuenta con 102 MW hidroeléctricos de las centrales de Mannantali y de Felou que se construyeron conjuntamente con Senegal y Mali, 18 MW solares y 34 MW eólicos. Para 2020 está prevista la construcción de otra planta hidroeléctrica de 140 MW , una planta fotovoltaica de 30MW, un parque eólico de 100 MW, y varias plantas híbridas para cubrir las zonas aisladas con un total de 21 MW, con esta aportación las energías renovables alcanzaran el 40% del consumo.

Los trabajos se llevaron a cabo en un plazo de 8 semanas (6 días de trabajo por semana a doble turno), contando a partir de la llegada de los equipos a obra. El montaje de los equipos se llevó a cabo durante cinco días, comenzaron los trabajos de ejecución el 8 de Junio de 2014 finalizando el 28 de Julio de 2014, con jornadas de producción de 20-22h al día y mantenimiento diario de unas 2-4h de los equipos.

En la figura nº1 se muestra la localización de la obra, a unos 20km de la capital de Nouakchott, en sentido Sur, a una distancia de la línea de costa de unos 4-5 Km.

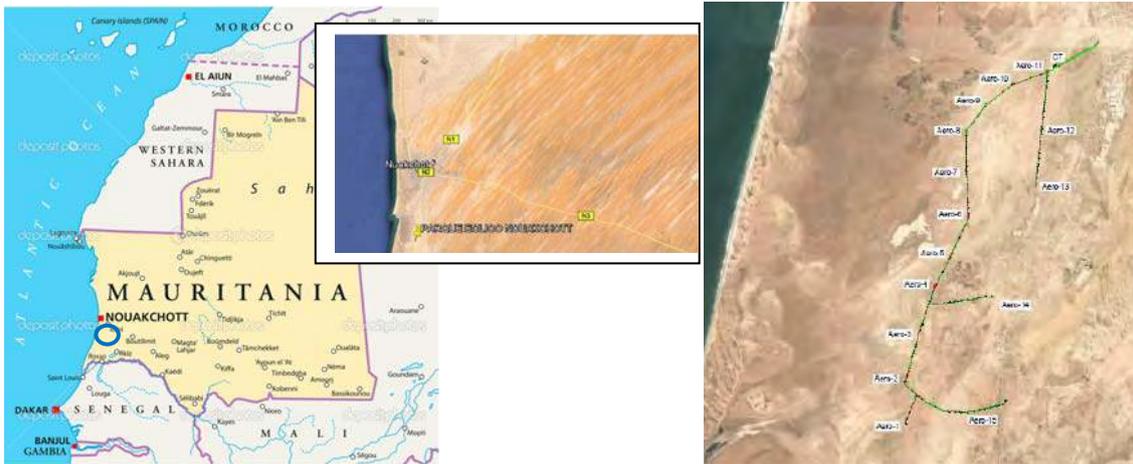


Figura nº1. Plano de situación de la obra.

En la figura nº 2, se muestra una sección tipo de la zona, donde en la línea de playa se sitúa el cordón litoral (sin vegetación y con una anchura de unos 150m) que da paso a una zona de marisma afectada por la carrea de marea y la plataforma continental del desierto del Sahara.

En la zona de transición de la zona de marisma y la plataforma continental se sitúa el campo eólico, con presencia de zonas de dunas móviles y zonas deprimidas con el nivel freático muy superficial.

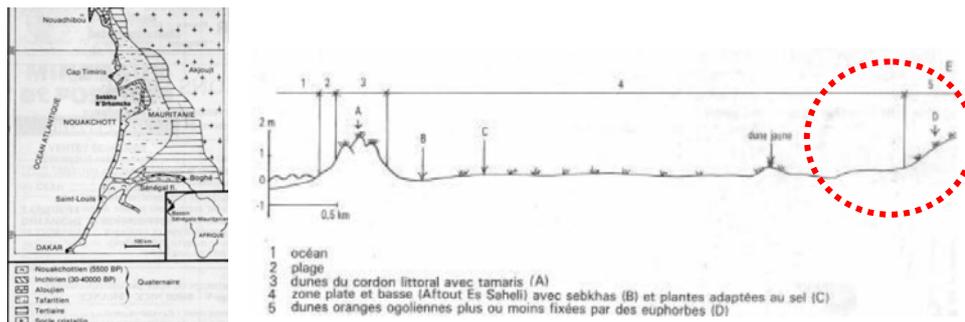


Figura nº2. Sección morfológica de la zona de implantación del campo eólico.



Figura n° 3. Reportaje fotográfico del área de actuación.

2- Descripción del terreno.

El informe geotécnico se llevó a cabo por la empresa local MAGNA, bajo la supervisión de ESTEYCO INGENIERIA. En cada cimiento de los 15 aerogeneradores se realizó un sondeo mecánico (S) con extracción de terreno y realización de ensayos SPT (N_{30}) cada 1,5m, y un sondeo presiométrico (PTM), con ensayos cada 1,50m, obteniendo la presión límite (Pl), presión de fluencia (Pf) y módulo presiométrico (Ep).

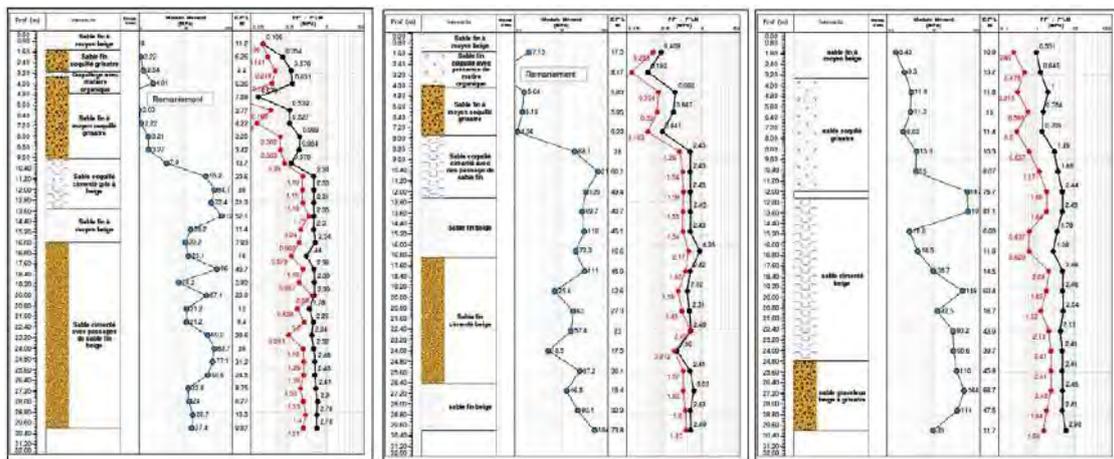


Figura n°4. Columnas litológicas y valores de presiometros emplazamientos aéreos 1-6-9.

En dichas prospecciones se describe una columna litológica compuesta por una alternancia de arenas de tonos ocres a grises muy homométricas, arenas con restos de conchas y lentejones de gravas con arenas. Presencia de niveles cementados superficialmente y nivel freático a profundidades variables de 1 a 4 m.

De unos puntos a otros, se reconocen pequeñas diferencias mecánicas y litológicas, relacionadas con los espesores de las diferentes capas, esto se debe a que se trata de depósitos lenticulares.

En los siguientes gráficos (Figura n°5) se muestran los valores del golpeos del ensayo SPT, y presiones límites/módulo presiométrico relacionados con la profundidad del ensayo.

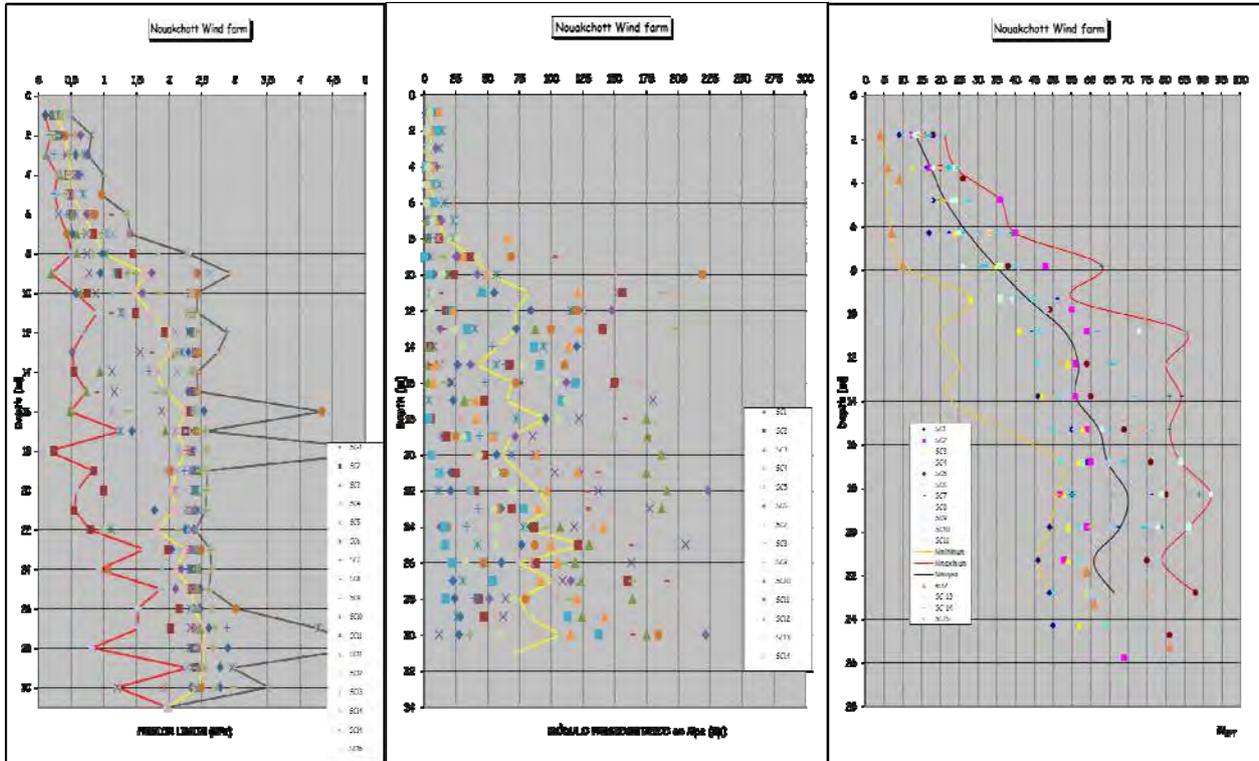


Figura n°5. Valores de presión límite (Mpa), módulo presiométrico (Mpa) y valores N_{SPT} obtenidos de los diferentes sondeos.

Del análisis de estos datos se desprende la existencia de suelos flojos en los primeros 7,5 a 10,5 metros, con intercalación de niveles parcialmente cementados de espesor decimétrico a métrico. En la tabla n°1 se recoge para cada posición los espesores de suelos flojos detectados según las diferentes prospecciones para cada una de los posiciones (WT).

Como se comprueba se obtienen espesores medios de suelos flojos de 9 a 10m, y posibilidad de alcanzar en algún punto espesores de hasta 15m.

La columna litológica media sería la siguiente:

- a) 0,00-3,50m: arenas flojas, con valores medios de presión límite $P_l=0,4\text{Mpa}$ y módulo presiométrico $E_p=4,5\text{MPa}$.
- b) 3,50-7,5/10,5m: arenas flojas a medias, con valores medios de aproximadamente $P_l=0,7\text{Mpa}$ y $E_p=6,7\text{MPa}$.
- c) $>7,5/10,5\text{m}$: arenas densas con $P_l=2,15\text{Mpa}$ y $E_p=40,5\text{MPa}$.

Tabla n°1 Estimación de los espesores de suelos flojos según los resultados de los diferentes prospecciones.

	SPT	Posible variación	PMT	Posible variación	PROF. ESTIMADA
WT1	10,4		10		10
WT2	8		10	14,5	8,5
WT3	10,5		10,4		10,5
WT4	10,4		10,5		10,5
WT5	9		9		9
WT6	8,8		8		8,5
WT7	9	11,2	8,5	11,5	8,5
WT8	8,5		8,5	15	8,5
WT9	9,5		9,5		9,5
WT10	10		10		10
WT11	8		10,5	13,5	8
WT12	9,5		8		8,5
WT13	8		8		8,5
WT14	7,5		9		8
WT15	8		8	12	8
<i>MEDIA</i>	9,15		10,29		8,97

El terreno objeto de la mejora corresponde a arenas homométricas de grano fino con un contenido en finos del 3 al 25%, sin plasticidad, con humedades del 10 al 20%, con el siguiente huso granulométrico:

- % pasa UNE 5 (arena gruesa): 99-75 %
- % pasa UNE 2 (arenas medias): 99-65 %
- % pasa UNE 0,4 (arenas finas): 90 -50%
- % pasa UNE 0,08 (finos): 3-26% (más del 98% de las muestras presentan contenidos en finos inferior al 20%)

Como se comprueba en la figura n° 6 por su granulometría estos suelos se sitúa mayoritariamente en el campo de los terrenos compactables.

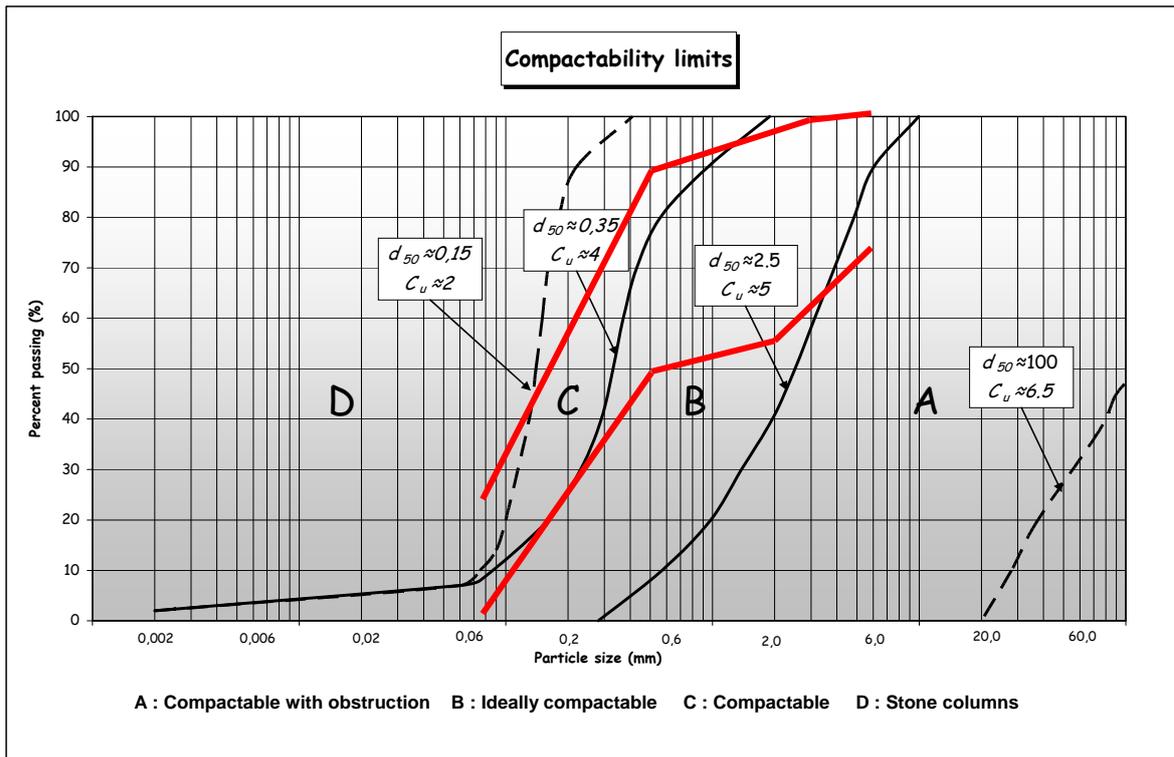


Figura n°6. Comprobación del grado de vibro-compactación de un terreno.

Debido a la naturaleza arenosa del terreno (materiales sueltos sin cohesión) y la presencia de un nivel freático alto, se trata de suelos susceptible a procesos de licuefacción.

Cabe indicar que Mauritania se localiza en una zona con escasa actividad sísmica, el sismo de mayor registro fue de 4,5 y aceleraciones de cálculo, $a_n=0,1 \text{ m/sg}^2$, por lo que el riesgo es bajo.

En el informe geotécnico facilitado se lleva a cabo un análisis de este riesgo para cada uno de los emplazamientos de los aéreos, se indica que mayoritariamente no existe riesgo de licuefacción para sismos de intensidad inferior a 5,5, a excepción de los emplazamientos de los aéreos 11 y 12. No obstante, con el tratamiento de columnas de grava se aumenta el coeficiente de seguridad frente a este riesgo ($FS>1,25$) según el eurocódigo EC-8.

3- Criterios de diseño de la solución planteada.

El proyecto contempla la construcción de 15 molinos tipo Gamesa G97, con una altura al rotor de 90 m, sobre una cimentación de 20 m de diámetro ($S=314,15 \text{ m}^2$) y una altura de tierras de 3,02m, tal y como se muestra en la figura n°7.

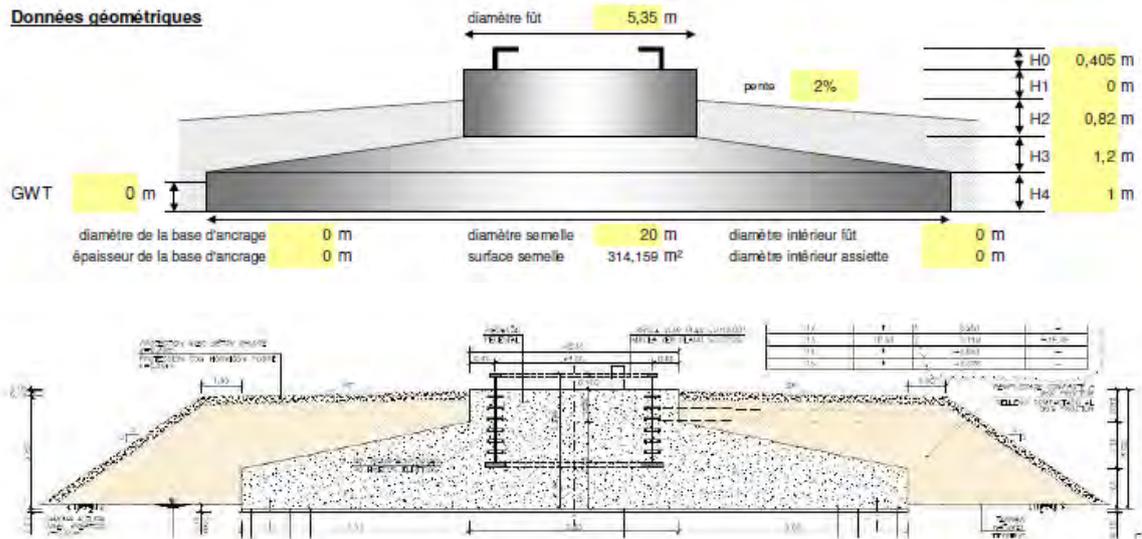


Figura nº 7. Dimensiones de la zapata de cimentación de los aerogeneradores.

La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporta la estructura al suelo subyacente. Ello debe lograrse de modo que no se rebase la capacidad portante del suelo y que las deformaciones producidas sean admisibles para la estructura. Por ello en el dimensionado debe tenerse en cuenta las características geotécnicas del suelo y se deberá dimensionar el propio cimiento como un elemento de hormigón que cumpla los estados límites de servicio y último.

En la fase de proyecto, se analizaron diferentes tipologías de posibles soluciones tanto por medio de cimentación profunda (pilotaje) como por medio de tratamientos del terreno.,

Así, tras el análisis de los condicionantes técnicos, de ejecución y geográficos en una zona desértica, se retuvo como la solución más ventajosa un tratamiento mediante *columnas de grava según el método "Dry Bottom Feed"*.

Esta técnica consiste en la sustitución parcial del terreno deformable por una grava compactada. La perforación se lleva a cabo por la vibración inducida por la sonda, peso propio y ayuda de aire a presión. La sonda vibrante penetra en el suelo hasta alcanzar el rechazo. Durante la penetración, el suelo se desplaza lateralmente sin ningún tipo de extracción.

A medida que se extrae la sonda, se rellena por la punta la cavidad con la grava (40/8mm) que cae por gravedad a la punta del vibrador y alimentación a partir de la cámara de descarga en se sitúa en la parte superior. El proceso se favorece con la inyección continuada de aire a presión. Las gravas rellenan la cavidad abierta y se compacta mediante ciclos de subida y bajada del propio vibrador de unos 40 a 60cm de altura, estos ciclos se repiten continuamente hasta alcanzar la superficie.



Figura n°9. Esquema procedimiento de ejecución Bottom Feed.

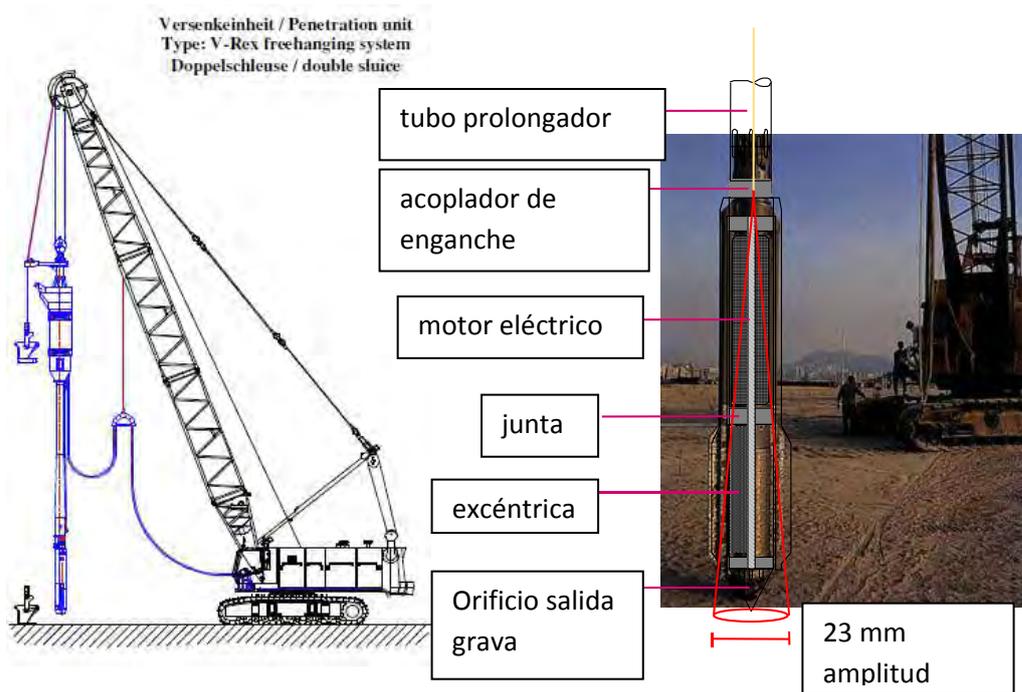


Figura n° 10. Detalle de los elementos que constituyen un vibrador.

Los requerimientos del diseño del tratamiento se resumen en los siguientes términos:

- Capacidad portante según ELS mínimo de 200 kPa.
- Capacidad portante según ELU mínimo de 300 kPa.
- Rigidez dinámica de rotación mínima del cemento de $k_{\phi_{\min}}=80\text{GN.m/rad}$. Lo que equivale a un módulo de Young para el terreno mejorado en su conjunto de 25Mpa.
- Factor mínimo de seguridad contra la licuefacción del suelo $FS > 1,25$ según EC8.

En cuanto al diseño de la solución, debe garantizarse la estabilidad durante la vida útil, para ello es fundamental una estimación correcta de la transferencia de cargas que recibe el terreno y un análisis de la deformabilidad relacionada con la rigidez rotacional.

Las comprobaciones que se han llevado a cabo se relacionan con los siguientes aspectos:

a) Debido a que se trata de elementos muy esbeltos, la acción predominante en las hipótesis de cargas es el efecto del viento, esto se traduce en un importante momento torsor que provoca fuertes excentricidades y concentración de tensiones. Por ello es necesario comprobar el “no despegue” de la cimentación para las diferentes hipótesis de cargas. En las siguientes tablas se muestran las diferentes hipótesis consideradas:

Tabla n°2. Cargas facilitas por el instalador

	FDLC	Case	Description	Related Foundation Verification	Gama vert	Gama Horiz	Fz (kN)	Fxy (kN)	M _x (kNm)	M _{xy} (kNm)
OPERATION	110		max bend moment, NO GAP	Load 1 DIII 1054, No gap, Soil stresses	1.00	1.00	-3237	541	-503	50775
EXTREME	310		Envelope max bend moment/max shear forces	Verifications of admissible stresses and piles	1.00	1.00	-3093	915	-126	78602
	311		Envelope max bend moment/max shear forces	STRUCTURAL VERIFICATION	0.90	1.35	-2784	1235	-170	106112
	312		Envelope max bend moment/max shear forces	STRUCTURAL VERIFICATION	1.35	1.35	-4175	1235	-170	106112
FATIGUE	410		(fatigue mod)		1.00	1.00	-3216	175	56	14724
	420		(fat.mod.+50%fat.max)	FATIGUE VERIFICATION	1.00	1.00	-3216	605	-344	55099
	430		(fat.mod.-50%fat.max)		1.00	1.00	-3216	-255	456	-25652

Tabla n°3. Resultantes de las hipótesis de cargas.(norma NF EN 61400)

Resultats

	Cas	Exentricitat (m)	% comprimé	σmax (kPa)	σmin (kPa)	σref (kPa)	Sref (m²)	Qref (kN)	d0 (m)
1	110	2,35	100%	138,21	4,19	101,25	220,92	22 368	0,0012
2	310	3,68	84%	179,87	0,00	130,40	170,44	22 224	0,0021
3	311	5,52	60%	256,01	0,00	190,02	105,26	20 002	0,0028
4	312	3,68	84%	242,83	0,00	176,04	170,44	30 003	0,0028

b) Comprobación de la capacidad de carga global considerando ELS y ELU del tratamiento en función del número de inclusiones del área a compresión, a partir de las siguientes expresiones:

$$\square \quad q_{soil-SLS} \cdot (S_{ref-SLS} - n \cdot A_{SC}) + n \cdot Q_{SC-SLS} > q_{ref-SLS} \cdot S_{ref-SLS}$$

$$\square \quad q_{soil-ULS} \cdot (S_{ref-ULS} - n \cdot A_{SC}) + n \cdot Q_{SC-ULS} > q_{ref-ULS} \cdot S_{ref-ULS}$$

Considerando:

- $Q_{SC-SLS} = \text{Min}(2 \times P_{le}; 800 \text{ kPa}) = 402 \text{ kN}$
- $Q_{SC-ULS} = 1,5 \times Q_{SC-SLS} = 603 \text{ kN}$
- n= número de columnas bajo la superficie comprimida.
- $q_{soil-SLS} = k_p P_{le} = 400 \text{ KPa} / 3 = 133 \text{ KPa}$.
- $q_{soil-ULS} = k_p P_{le} = 400 \text{ KPa} / 2 = 200 \text{ KPa}$

Los resultados obtenidos para las diferentes hipótesis de cálculo se muestran en la siguiente tabla:

Tabla n°4. Capacidad portante ELS y ELU tratamiento

Case	Limit states	qref (kPa)	Sref (m ²)	n	QSC (kN)	qref.Sref (kN)	Bearing capacity (kN)
110	SLS QP	101.25	220.92	49	402	22368	45869
310	SLS Char	130.40	170.44	39	402	22224	35789
311	ULS min	190.02	105.26	24	603	20002	33111
312	ULS max	176.04	170.44	39	603	30003	53684

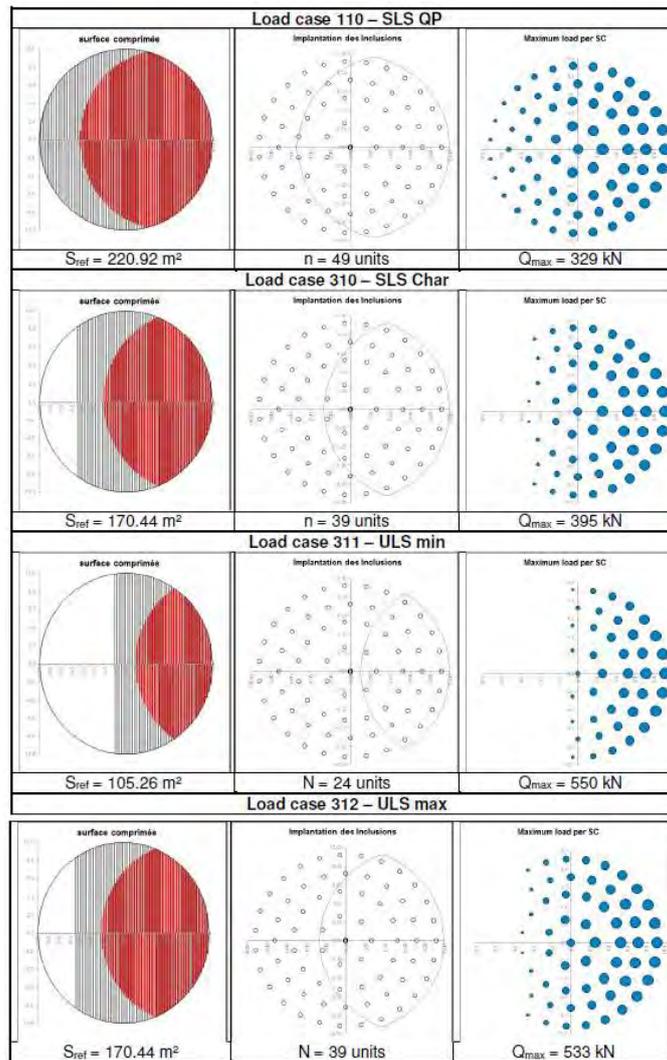


Figura n° 11. Distribución de cargas según hipótesis de cargas bajo inclusiones .

c) *Verificación de la capacidad de carga local*, es similar a la comprobación global, pero se aplica a la columna con mayor concentración de cargas.

Tabla n°5. Capacidad portante ELS y ELU inclusión

Case	Limit states	q (kPa)	S _{grid} (m ²)	n	Q _{sc} (kN)	q.S _{grid} (kN)	Bearing capacity (kN)
110	SLS QP	89	6.18	1	402	550	1158
310	SLS Char	171	3.85	1	402	658	848
311	ULS min	238	3.85	1	603	916	1272
312	ULS max	230	3.85	1	603	885	1272

Si consideramos que el 60% de la carga transmitida se la llevan las columnas de grava, comprobamos que no supera la carga ultima de rotura de la misma 402 Kn(ELS) y 603 Kn (ELU):

- ✓ Load case 110 (SLS qp) : Q_{max} = 329 kN < Q_{SC-SLS}
- ✓ Load case 310 (SLS char) : Q_{max} = 395 kN < Q_{SC-SLS}
- ✓ Load case 311 (ULS max) : Q_{max} = 550 kN < Q_{SC-ULS}
- ✓ Load case 312 (ULS min) : Q_{max} = 533 kN < Q_{SC-ULS}

d) Verificación de la rigidez dinámica.

Para comprobar que se cumple con la especificación marcada con relación a la rigidez dinámica, es preciso establecer el módulo de deformación del terreno mejorado.

Este módulo se establece a partir del modelo de homogeneidad, donde tal y como se muestra en el siguiente figura, se basa en la tasa de sustitución y módulo de deformación de la grava compactada.

Una vez establecida el modulo equivalente, se establece la rigidez rotacional a partir de la equivalencia del modulo dinamico G, a partir de las recomendaciones de Gazetas sobre la rigideces horizontal y rotacional para una cimentación circular bicapa:

Tabla n°6. Rigidez horizontal y rotacional tratamiento según Gazetas.

- Poisson ratio : $\nu = 0.3$
- Menard coefficient : $\alpha = 1/3$
- Deformation modulus (statical) : $E_{s,stat} = E_p / \alpha$
- Deformation modulus (dynamical) : $E_{s,dyn} = 3 \times E_{s,stat}$

$$K_v = \frac{8G_1R}{2-\nu_1} \frac{1 + \frac{1}{2} \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2}}{1 + \frac{1}{2} \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2}} \text{ pour } 1 \leq \frac{H}{R} < 4$$

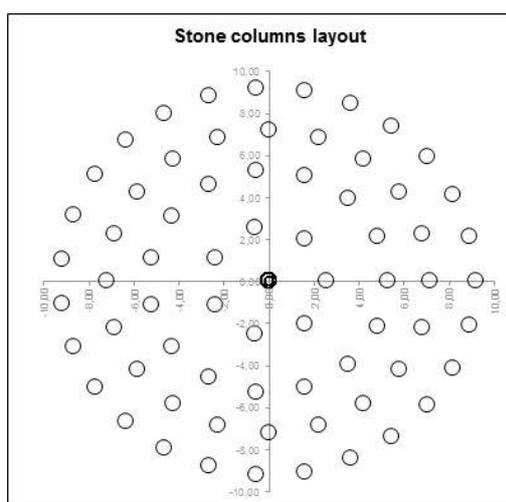
$$K_v = \frac{8G_1R^3}{3(1-\nu_1)} \frac{1 + \frac{1}{6} \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2}}{1 + \frac{1}{6} \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2}} \text{ pour } 0.75 \leq \frac{H}{R} < 2$$

Paramètres géotechnique du bi couche équivalent			
Couche compressible 1F1	de	0	G1 statique 6 988 kPa
	(m)	(m)	G1 dynamique 20 984 kPa
	0,00	10,00	ν_1 0,30
Module d'Young de sol amélioré		35 000 kPa	G1 amélioré 13 452 kPa
Module dynamique de sol amélioré		105 000 kPa	G1 dynamique 40 386 kPa
Couche compressible 1F2	de	0	G2 statique 47 203 kPa
	(m)	(m)	G2 dynamique 141 608 kPa
	10,00	40,00	
Impédances équivalentes du bi couche sous la fondation			
Impédances statiques du sol naturel		Impédances dynamiques du sol naturel	
K _v	736 706,8 kN/m	K _{v,dyn}	2 207 120,5 kN/m
K _h	439 624,8 kN/m	K _{h,dyn}	1 319 874,2 kN/m
K _α	28 553 403 kN/m/rad	K _{α,dyn}	86 980 437 kN/m/rad
Impédances statiques du sol amélioré		Impédances dynamiques du sol amélioré	
K _v	1 234 834,1 kN/m	K _{v,dyn}	3 854 502,3 kN/m
K _h	439 624,8 kN/m	K _{h,dyn}	1 319 874,2 kN/m
K _α	57 114 385 kN/m/rad	K _{α,dyn}	171 343 994 kN/m/rad
Resultats			
SLS bearing capacity	σ _{ELU}	200	kPa
ULS bearing capacity	σ _{ELU}	315	kPa
Deformation modulus of improved ground	E _{s,stat}	35	MPa
Poisson ratio	ν	0,30	-
Dynamical deformation modulus of the improved ground	E _{s,dyn}	105	MPa
Dynamic rotational stiffness	K _{α,dyn}	171 343	MN/m/rad

Para cumplir todos esos requisitos, el diseño de la solución de mejora llevado a cabo se resume en los siguientes puntos:

- *Longitud de las columnas:* las columnas se instalaron desde la plataforma de trabajo atravesando los niveles de arenas flojas hasta alcanzar el pie de la columna la capa de arena densa infrayacente. Las longitudes podían variar de 7,5 a 15m, con una longitud media alrededor de 8-10m.
- *Diámetros:* Ø 700 to 900.
- *Número de columnas por aerogenerador:* 70 unidades/WT.
- *Material de relleno:* gravas de machaqueo limpias con huso granulométrico 8/40mm, con un contenido en finos no superior al 2% y desgaste de Los Angeles < 35.
- Debido a la presencia discontinua de posibles capas de suelos cementados dentro de la profundidad tratada, se estimó la necesidad de apoyo para la ejecución de un equipo auxiliar de pre-perforación con barrena CFA con posibilidad de alcanzar 9 m de profundidad.

En la siguiente figura se muestra la distribución de columnas bajo la cimentación del aerogenerador:



Radio	Nº Cg
9,2	27
7,2	20
5,3	15
2,6	7
0	1

Figura nº12 – Sección tipo malla de inclusión de CG bajo cimentación WTG.

4- Logística preparación de la obra.

La preparación de los recursos y los medios necesarios para poder acometer una obra de esta naturaleza en un contexto de país como Mauritania, requiere de una correcta planificación y evitar todas las posibles incertidumbres para tener plenas garantías de éxito.

Dentro de este apartado se detallan las necesidades de gestiones previas de exportación, maquinaria, personal y suministros necesarios para acometer la obra:

Gestiones administrativas.

- a) El tiempo de preparación y movilización de los equipos fue de tres meses desde la adjudicación. Al no existir una ruta marítima comercial directa, el transporte de los equipos desde su embarque fue de aproximadamente un mes.
- b) Gestión de todos los permisos de visado y expatriación del personal. Menard desplazó un equipo humano formado por siete personas y el apoyo de dos operadores locales.
- c) Vacunación y reconocimiento médico del personal según las recomendaciones de Ministerio de Exteriores, con un mes máximo de antelación antes de la expatriación del personal, documento imprescindible a presentar a las autoridades para la entrada al país.
- c) Gestión de Aduanas para la exportación temporal de equipos y materiales (packing list).

Movilizaciones de equipos.

La movilización de equipos fue en su totalidad externa, exceptuando la retroexcavadora de base para la barrena de la pre-perforación y para el vuelco de la grava en la tolva.

Los equipos que intervinieron fueron los siguientes:

- Grúa de soporte 90 Tn modelo Caterpillar ZT 600HD, con una longitud de brazo 25m, capaz de levantar 12 Tn de peso en un radio de acción de 10m.
- 3 Vibradores tipo V23 de 60Hz,130KW de capacidad de motor y 23mm de amplitud.
- Tubo prolongador tipo Tremie, tolva móvil y cámara de alimentación.
- 2 barrenas de 500mm de preperforación de tipo CFA, modelo DIGA PD25 sobre base retroexcavadora 30 (Tn), capaz de alcanzar 9 m de profundidad.
- Manipulador telescópico con cazo adaptado a las dimensiones de la tolva.
- Compresor 7 bares/17m³.
- Grupo Atlas Copco de 200 QBA.
- Torres de iluminación.

Para la movilización de todos estos equipos fue necesaria cuatro contenedores más la grúa de celosía.

Búsqueda del suministro de la grava,

Para acometer la obra fue necesario un suministro total de unas 10.450 Tn de grava. La grava fue gestionada por ELEC NOR antes de la llegada de los equipos.

Se llevó a cabo un análisis previo de la calidad de diferentes graveras/canteras a lo largo de una gran área debido a la inexistencia de explotaciones validas en las proximidades a la obra.

La grava debía cumplir los siguientes requisitos:

- Estar limpia, no se permite que la grava contenga finos.
- Granulometría limitada: 8-40 mm.
- Ángulo de rozamiento: $\phi=35$ a 38° (grava natural).
 - $\phi=38$ a 42° (grava de machaqueo).
- Desgaste de los Angeles (DLA) inferior a 35.
- Microdeval húmedo MDE < 35.
- DLA+MDE < 60

Se analizaron un total de ocho posibles suministradores con distancias de hasta 450km a la obra. Tan solo dos de ellas cumplían las especificaciones (ASMAA y ASHRAM), situadas a 130 y 450 km de la obra.

Explanadas caminos de acceso y colchón de reparto.

Para el acceso de toda la maquinaria para el montaje de los molinos y ejecución de las columnas de grava, fue necesario realizar numerosos caminos de conexión entre los molinos. Para ello, la constructora utilizó una planta de machaqueo para poder obtener materiales groseros de diferentes diámetros para el recebo y la corrección de las arenas existentes.

Para el colchón de reparto o capa de transferencia de carga (PLT) entre el suelo tratado y la cimentación, se dispuso de una capa de 30cm de espesor de un suelo granular con un contenido en finos inferior al 35%, que cumpla una vez compactado un módulo de deformación en el segundo ciclo no inferior a 45 Mpa.

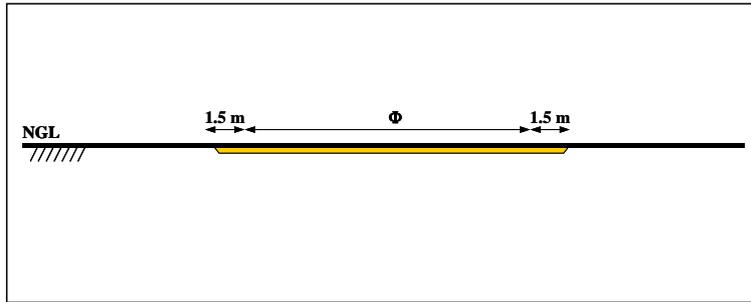


Figura nº13 – Detalle del material empleado en el colchón de reparto.

5- Secuencia de trabajos.

El procedimiento de trabajo seguido fue el siguiente:

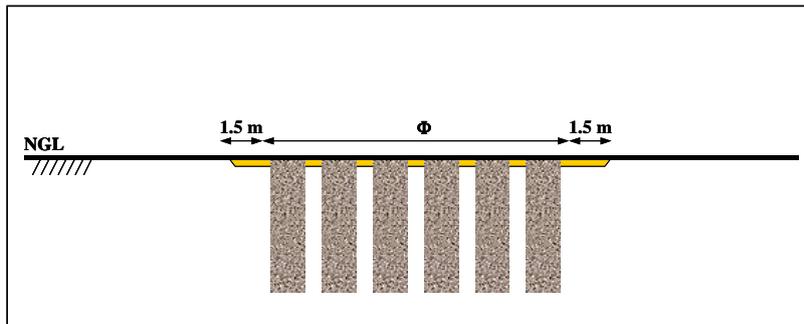
- a) Preparación de los accesos y plataforma de trabajo capaz de soportar la carga de una grúa sobre orugas de 90 Tn, así como el tráfico de camiones necesarios para el suministro de la grava.



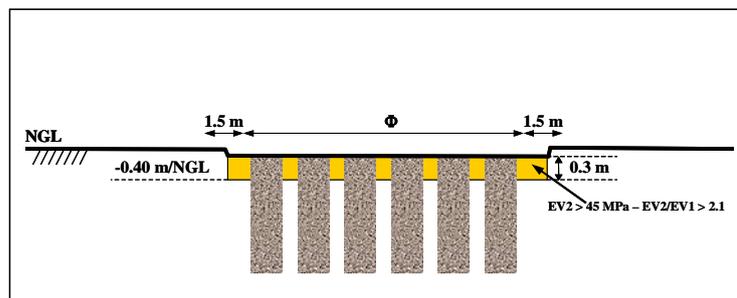
b) Acopio de la grava a introducir en cada uno de los aerogeneradores, con movilización de un total de 10.450 Tn, repartidas en cada posición unos 351,86 m³ (equivalente a unas 700 Tn por aerogenerador).

c) Replanteo mediante topografía de los puntos principales de la malla y posicionamiento de la malla de tratamiento por medio de cinta de medir, estaquillado con la numeración de cada inclusión.

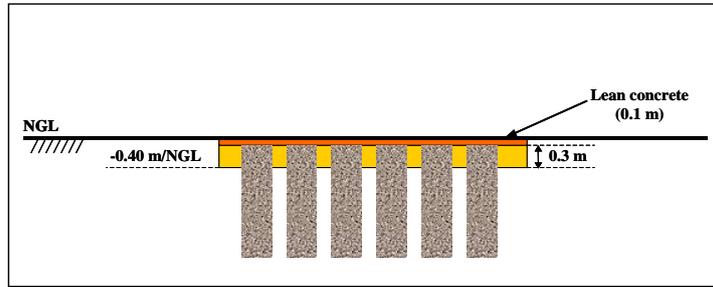
d) Ejecución de las columnas de grava de diámetro Ø 700 a 900 mm.



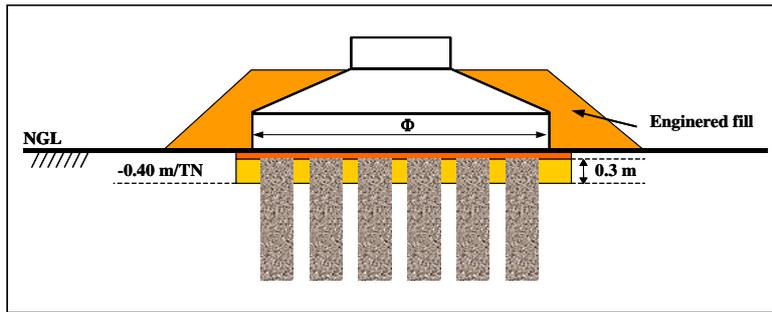
e) Excavación de cada cimentación hasta el nivel de base de la capa de hormigón de limpieza (aproximadamente -0,1 m / NGL). Inmediatamente después de la excavación, compactación de la superficie del suelo tratado para formar una capa de transferencia de carga de 0,3 m, 10 cm por debajo del nivel base de la futura cimentación.



f) Ejecución del hormigón de limpieza en la parte superior de la plataforma de transferencia de carga.



g) Construcción de la cimentación y relleno estructural.



En la figura n°14 se recoge un reportaje fotográfico del procedimiento de ejecución.





Figura nº14 – Reportaje fotográfico procedimiento de ejecución.

6- Ejecución.

Se ha llevado a cabo un total de 1.050 columnas de grava, repartidas en las 15 posiciones, con distancias entre las mismas de 0,5 a 2 Km.

La medición total fue de 9.617 ml repartidas en un total de 74 turnos de 12 horas, con un rendimiento medio por turno de 130 ml, con picos de producción de 225 ml.

Las variaciones en los rendimientos por turno han estado condicionado a una serie de retrasos como consecuencia del alto mantenimiento de los equipos debido a diferentes causas que a continuación se detallan:

- Deficiente calidad del gasoil que provocaba tareas constantes de mantenimiento y cambio de filtros diarios e incluso por turno.

- Refrigeración de los equipos debido a las condiciones extremas de temperatura, 45 a 50° durante un buen número de horas y presencia de un elevado contenido de polvo en suspensión debido al constante viento procedente del Sahara.

- Dos días de paradas obligadas por tempestades de arenas, a pesar de estar fuera de los meses de ese fenómeno, y necesidad de limpieza de todos los útiles y sistemas de refrigeración de todos los equipos.

- Imposibilidad de encontrar recambios de garantías para las piezas básicas de mantenimiento o desgastadas por el propio trabajo de estos equipos.

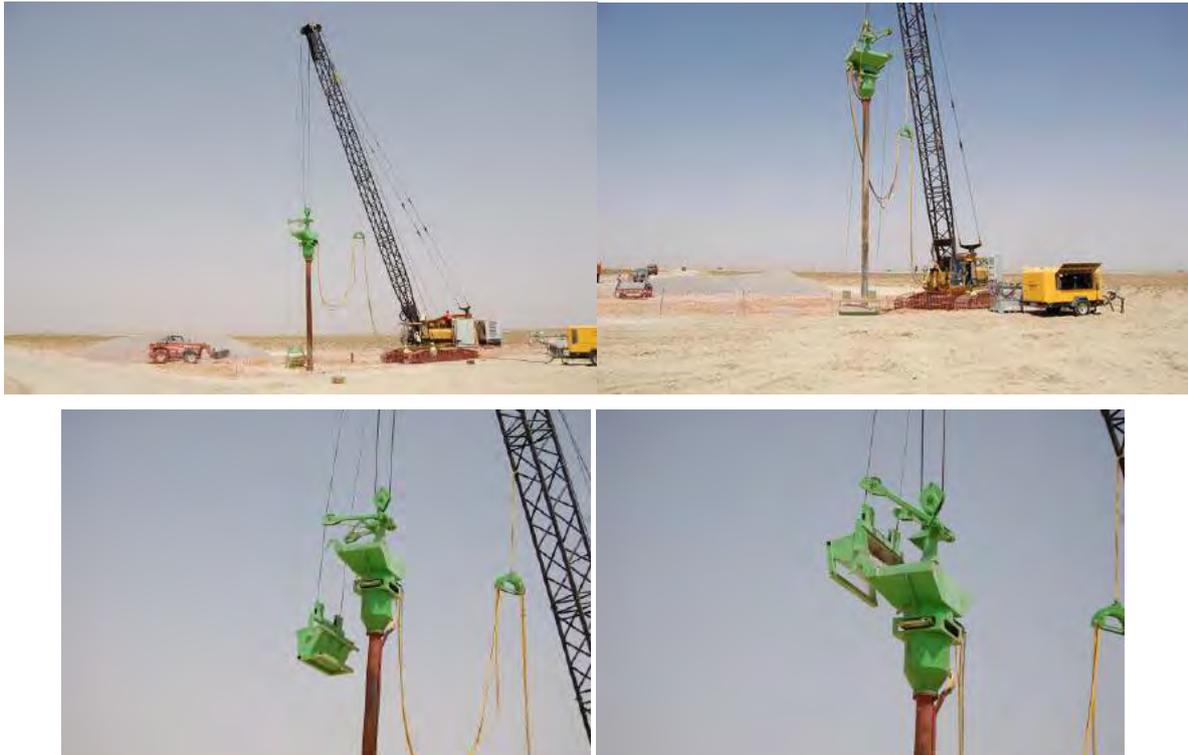


Figura nº14 – Detalle del equipo de columnas de grava empleado.

Desde un punto de vista de la propia ejecución, tanto las profundidades como tasa de reemplazo o sustitución se cumplieron acorde a lo estimado en el diseño previo sin desviaciones con respecto a lo establecido. Estaba previsto una medición inicial de 9.415ml y lo realmente ejecutado fue 9.616,45ml, es decir, prácticamente lo estimado

En la tabla nº 7 se detalla las profundidades medias obtenidas con respecto a las estimadas, así como el diámetro medio de las inclusiones en función de la grava aportada y la tasa de sustitución resultante.

Tabla n° 7. Resumen ejecución por molino según medias.

	PROF. ESTIMADA	ORDEN EJECUCIÓN	PROF. EJECUTADA	DIAMETRO EJECUCIÓN	TASA DE SUSTITUCION
WT1	10	2	8,61	0,86	13,01
WT2	8,5	3	9,57	0,95	16,83
WT3	10,5	4	9,75	0,88	13,61
WT4	10,5	6	9,64	0,81	11,56
WT5	9	7	9,63	0,77	11,44
WT6	8,5	8	9,29	0,82	11,79
WT7	8,5	9	9,32	0,90	14,07
WT8	8,5	15	9,20	0,82	11,73
WT9	9,5	10	9,00	0,78	12,47
WT10	10	11	9,54	0,78	10,58
WT11	8	12	8,00	0,80	11,06
WT12	8,5	13	8,56	0,78	10,54
WT13	8,5	14	8,57	0,79	10,88
WT14	8	5	9,11	0,84	12,09
WT15	8	1	9,69	0,89	13,14

Los controles de ejecución se llevarán a cabo a partir de los métodos habituales de esta técnica de mejora, resumiéndose en:

a) La profundidad de penetración del vibrador, se controla y vigila por dos métodos: mediante indicadores de profundidad marcados a lo largo del tubo prolongador para el control visual por parte del equipo de operación y los supervisores y a través de sensores del propio equipo que se registra automáticamente e instantáneamente por el ordenador de la propia máquina.

A partir de las pruebas previas se fijó las profundidades de rechazo a partir de los siguientes criterios:

- ✓ Se estableció como rechazo energías de consumo del vibrador de 200 amperios (rechazo del equipo)
- ✓ Velocidades de penetración con tendencia a cero, es decir, no se produce avance en la perforación no menos de 30 sg y máximo de 60 sg con un estacionamiento del amperaje.

Si uno u otro criterio se alcanzan a las profundidades medias previstas según los datos geotécnicos, se considera que se ha alcanzado la profundidad de rechazo.

Si en alguna inclusión no se alcanzaba el rango de profundidad estipulada se procedía a repetirlas, para confirmar la dureza del terreno a una cota superior a la estimada según los datos geotécnicos previos.

b) Cada tolva de grava que se instala, se registraba digitalmente por la acción de un pulsador en el control de cabina por el operador de la grúa. Además también se llevo a cabo un control manual mediante un operador. Pudiendo estimar diariamente el consumo de grava de cada inclusión ejecutada.

c) La compactación de la grava igualmente se controla a partir del amperaje durante el proceso de instalación. El amperaje consumido durante la perforación como durante la compactación se registra automáticamente y de forma instantánea en el ordenador de control de datos del propio equipo.

Tras las pruebas previas llevadas a cabo para obtener los diámetros deseados, el procedimiento de compactación y consumo del amperaje estipulado fue el siguiente:

- ✓ En el pie de la columna, se descargaban dos cazos que se compactan con un amperaje pico de 150 a 180 amperios, con rangos medios de intensidad de compactación de 110-130, en ciclos de compactación de 40-60 cm.
- ✓ En la parte intermedia de la columna, consumos pico de energía hasta 130-160 amperios, en tongadas de 40-60 cm.
- ✓ Parte superior de la columna, los dos metros superiores, compactación con amperajes de 90 a 120 amperios en tongadas de 40-60 cm.

d) El diámetro medio de la columna de grava se calcula a partir del volumen total real de grava consumida con relación a la longitud real de la columna. En los registros digitales cada escalón de compactación permite estimar la variación del diámetro de la columna con la profundidad en función de la rigidez del suelo.

En la figura nº15 se muestra un ejemplo de estos registros de control que dispone el equipo.

1. **Fecha**
2. **Número de columna de grava**
3. **Profundidad de perforación**
4. **Consumo de la energía de vibrado(en amperios)**
 1. Durante la excavación
 2. Durante la instalación de la grava.
5. **Duración de:**
 1. Perforación.
 2. Compactación e instalacion de la grava.
6. **Volumen de la grava consumida**
 1. Volumen total de grava consumida
 2. Numero de tongadas de gravas compactadas en cada fase y profundidad.
7. **Obstrucciones y retrasos.**

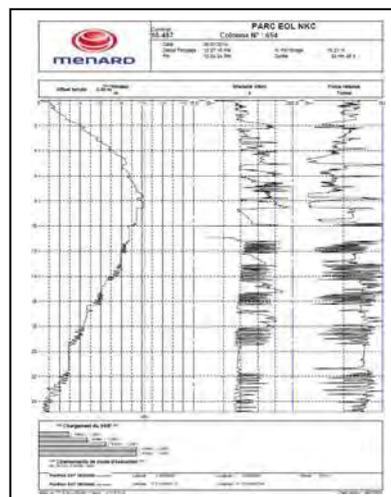


Figura nº15 – Ejemplo de registro de columnas de grava

7- Conclusiones.

El tratamiento de columnas de grava llevado a cabo ha cumplido con las hipótesis de partida en cuanto a profundidades y tasas de sustitución fijados según el diseño de la solución de mejora planteada.

En este tipo de obras, a estas latitudes y en países en vías de desarrollo, cualquier eventualidad por pequeña que sea, puede llegar a constituir un problema importante en la producción de la obra.

Por ello, es imprescindible una buena planificación de medios humanos y logísticos a desplazar para tener éxito en la programación de los tiempos de ejecución y tener una respuesta rápida a todas las eventualidades que surgen a lo largo de una obra de esta tipología.

Con relación a la ejecución de la obra, los aspectos que condicionaron la productividad de la misma, se resumen a continuación:

- ✓ Necesidades de un elevado mantenimiento de la maquinaria debido a problemas con la pureza del gasóleo de suministro, problemas de refrigeración por las elevadas temperaturas durante un gran número de horas con temperaturas extremas y el polvo en suspensión del desierto.
- ✓ Inexistencia de repuestos básicos para cualquier tarea de mantenimiento y pequeñas averías de los equipos debido a las condiciones anteriormente expuestas.
- ✓ Deficiente estado de conservación de los equipos de alquiler.
- ✓ Tiempos de respuesta muy dilatados, que en cualquier caso suponían prácticamente un mes de demora desde su pedido hasta la entrega en el país.

Por último, y como experiencia de cara a futuras actuaciones en dicha región se debe tener en consideración las siguientes conclusiones:

- ✓ Necesidad de personas de apoyo local para facilitar cualquier tipo de gestión desde las básicas a las logísticas.
- ✓ Personal especializado extra debido a las constantes indisposiciones del personal por problemas debidos a las condiciones extremas del país.
- ✓ Previsión de un gran número de consumibles de cara a las tareas de mantenimiento de los equipos.
- ✓ Expatriación de todo tipo de maquinaria, útiles para reparaciones, piezas, consumibles, etc (autosuficiencia absoluta).

AGRADECIMIENTOS.

Menard quiere agradecer la colaboración de ELEC NOR INFRAESTRUCTURAS por la autorización de la elaboración de este artículo.

BIBLIOGRAFIA.

- Norma NF EN 61400 AEN/CTE-2005.
- Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement. Version 2. Comité Français de Mécanique de sols (CFMS)- Union Syndicale Géotechnique (USG). Mars 2011.
- Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des fondations d'éoliennes. Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique, 05 Juillet 2011.

TÉCNICAS DE MEJORA Y TRATAMIENTO DEL TERRENO APLICADAS A LA OBRA “CONSTRUCCIÓN DE 3 EMISARIOS SUBMARINOS EN EL LAGO CEYRANBATAN, AZERBAIYÁN MEDIANTE TUNELADORA HIDROESCUDO”

MARC MARTÍ CARDONA

Ing. Tec. En Topografía

EUROHINCA / TERRATEST TUNNELLING Director General

1- Introducción

Para el éxito en la ejecución de túneles con Tuneladora es fundamental la aplicación correcta de algunas técnicas de cimentaciones especiales, mejora y tratamiento del terreno.

En el presente artículo se describen las técnicas de mejora y tratamiento del terreno que se aplicaron durante la ejecución de los 3 Emisarios submarinos en el lago Ceyranbatan, Azerbaiyán, que se realizaron con Tuneladora Hidroescudo.

2. Emisarios submarinos en lago Ceyranbatan, Azerbaiyán.

El lago de Ceyranbatan (Figura 2), situado al noroeste de Baku, se ubica en el centro de la península de Absheron (Figura 1). Es la reserva de agua más importante del país y abastece de agua potable a la capital Baku y a la segunda ciudad en importancia Sumqayıt. En total, el lago Ceyranbatan suministra agua potable a cerca 4 millones de personas, lo que representa el 50% de la población total de Azerbaiyán.

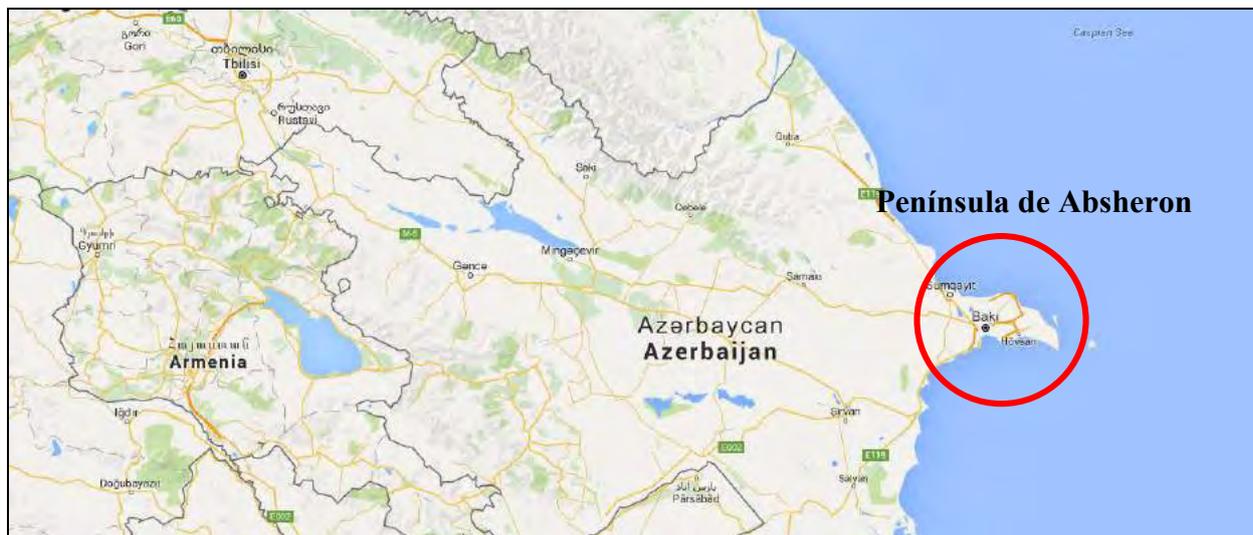


Figura 1. Mapa de Azerbaiyán – Península de Absheron



Figura 2. Ubicación Lago de Ceyranbatan

Dentro del plan de infraestructuras que el Gobierno Azerí ha desarrollado en los últimos tiempos, se engloba la ejecución del proyecto de la planta de tratamiento de agua potable de Baku, para lo cual, había que construir tres torres de toma en el centro del lago.

En su diseño original, la construcción de los emisarios y torre de toma se hacía por métodos tradicionales de apertura de zanja. Ante los problemas de polución que esto ocasionaría en la calidad de las aguas durante la construcción de los emisarios de toma, se planteó la posibilidad de construir dichos emisarios mediante la técnica de hinca de tubería con Tuneladora hidroescudo (Figura 3) y rescate de la Tuneladora en el lugar de instalación de la torre de toma.

Ante las ventajas que esta alternativa presentaba y que permitía mantener la actual torre de toma de agua en marcha, se decidió ejecutar los emisarios con esta alternativa constructiva.



Figura 3. Emisario submarino ejecutado mediante hinca de tubería

3. Hinca de tubería con Tuneladora Hidroescudo.

La hinca con escudo cerrado es una técnica de perforación a sección completa mediante empuje y corte por rotación, en la que tanto el guiado como el empuje son gestionados desde una cabina de control, y cuya concepción general puede verse en la figura 4.

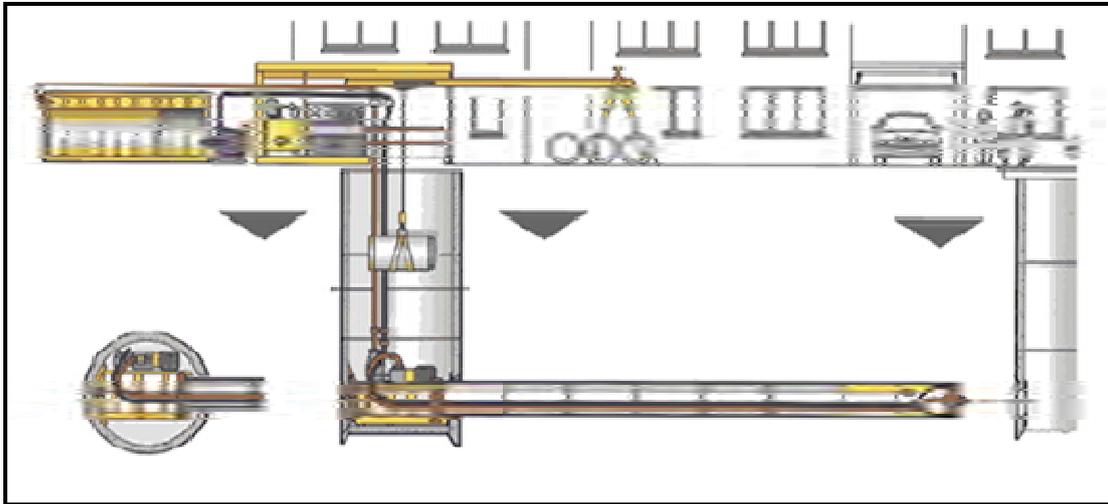


Figura 4. Esquema general de hinca de tubería

Con este sistema, los tubos son empujados horizontalmente por medio de un bastidor hidráulico, situado en el pozo de ataque, mientras que el frente del terreno es excavado por la rueda de corte de la Tuneladora Hidroescudo.

El material excavado se mezcla con el lodo bentonítico en la cámara de excavación y se extrae por bombeo hasta una planta de separación, donde el material excavado se separa del lodo bentonítico, para que este último se vuelva a inyectar al frente de excavación.

El avance se realiza de forma progresiva y transmitiendo las presiones a la cabeza de corte a través de los propios tubos. Para ello se coloca un tubo en el bastidor hidráulico y se empuja hasta que se agota el recorrido de los gatos de dicho bastidor, momento en que se recogen y se posiciona un nuevo tubo. Esta operación se repite hasta que se ha perforado la totalidad del túnel a perforar, alcanzando finalmente el punto de rescate.

4. Perfil y planta de los emisarios.

Desde un mismo pozo de ataque, ejecutado con tablaestacas, se ejecutaron 3 hincas de tubería en abanico de 455 metros de longitud cada una (Figura 5).

Con el fin de conseguir la mayor carga de tierras posibles sobre la tubería se realizó una curva vertical de radio 400 m. La hinca se planificó con una pendiente de entrada del 4,0% para terminar con una pendiente del 0,3% a la salida de la curva. (Figura 6)

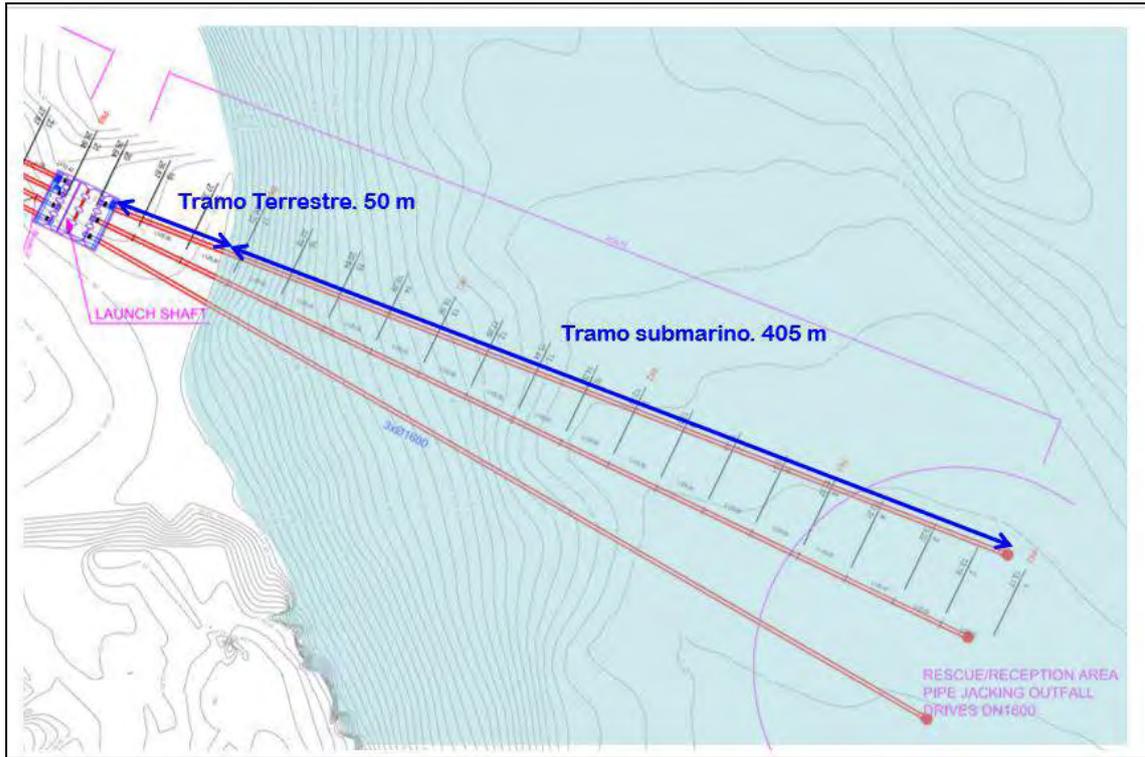


Figura 5. Planta de los emisarios de toma.

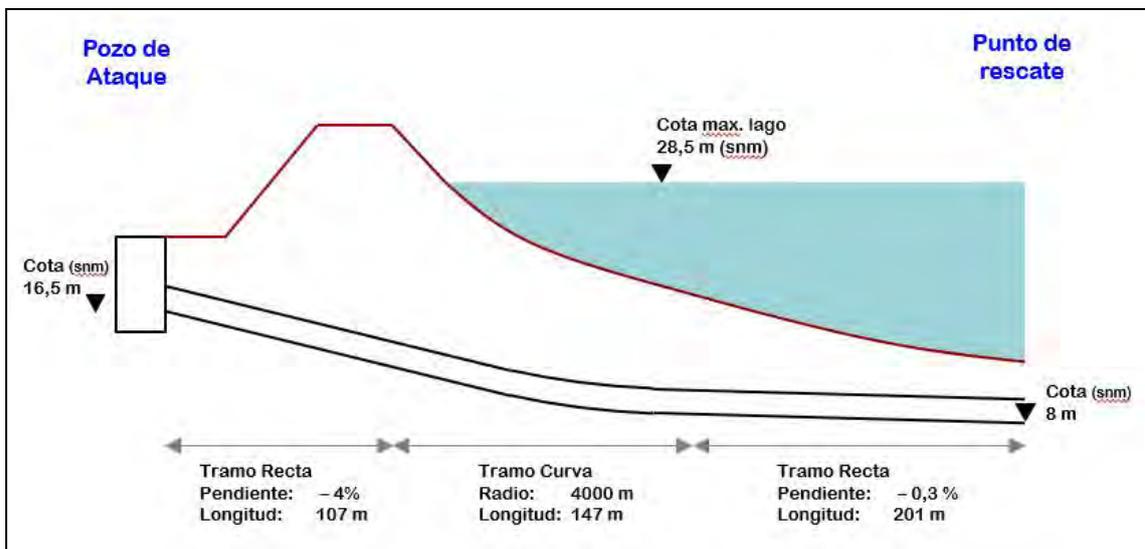


Figura 6. Alzado de los emisarios de toma

5. Jett Grouting – Primeros metros de perforación.

En toda construcción de túneles con Tuneladora la perforación de los primeros metros es una etapa crítica, por diversos motivos:

- Recubrimiento mínimo. Suele ser el punto de menor recubrimiento de todo el túnel.
- Durante el proceso de construcción del pozo de ataque la perforación ha podido alterar el terreno circundante al pozo.
- La Tuneladora tiene un peso específico mayor en la parte delantera donde se encuentra la rueda de corte y el accionamiento, por lo que si el terreno no es lo suficientemente consistente, la Tuneladora tiende a caer en cota.
- En terrenos bajo nivel freático, si no hay un sello Tuneladora-pozo, las filtraciones de agua por el trasdós entre la Tuneladora y el pozo puede arrastrar finos y material que generarían asentamientos.

Cada uno de los puntos anteriores, por sí solo, puede ocasionar problemas de asentamientos en la zona colindante del pozo de ataque. Si además se suman, los problemas de estabilidad del terreno son evidentes.

Es importante remarcar la importancia que tiene en el proceso de hincas de tubería mantener la alineación de proyecto en todo el tramo con el fin de minimizar el rozamiento y las fuerzas de empuje. Una pérdida de cota en los primeros metros de avance produciría una desviación en el eje del túnel que causaría un aumento de fricción tubo-terreno, lo que haría aumentar las fuerzas de empuje y sobreesfuerzos en la tubería. Además se generaría una sobrepresión sobre la junta de entrada de estanqueidad del pozo de ataque, lo que podría ocasionar fisuras en dicha junta y futuras filtraciones en el pozo.

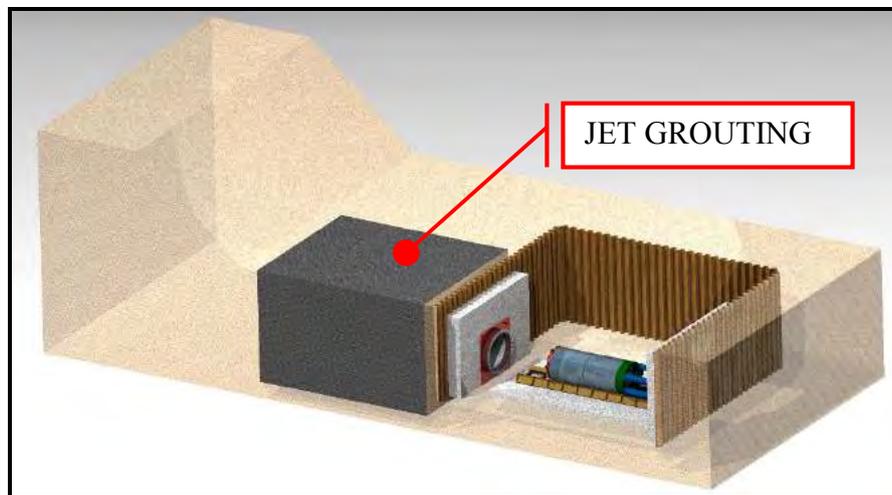


Figura 7. Esquema del pozo de ataque y del Jet Grouting realizado.

Por todos los motivos anteriores, en el proyecto de referencia fue necesario hacer un Jet Grouting con el fin de tratar y mejorar el terreno. En la figura 7 se muestra la zona de Jet Grouting planificada para cada una de los emisarios a ejecutar. El terreno a tratar con el Jet Grouting tenía unas dimensiones de 12 metros de longitud por 5 de ancho y una profundidad de 2 metros por debajo de la parte inferior de la Tuneladora. De esta manera conseguimos:

- Impermeabilizar el frente. Permitiendo cortar la tablaestaca antes de la entrada de la máquina.
- Asegurar que la Tuneladora entrara en el terreno con la alineación de diseño: 4,0 % de pendiente negativa.

- Evitar asentamientos debidos al poco recubrimiento y a posibles alteraciones del terreno circundante al pozo de ataque.

En la figura 8 podemos observar una fotografía del pozo de ataque construido con tablestacas y los muros interiores de hormigón donde se sitúa la junta de entrada que sella el paso de la Tuneladora y tubos de hinca en su empuje hacia el frente.



Fotografía 8. Pozo de ataque.

6. Perfil de la Hinca. Cálculo de flotabilidad.

En condiciones bajo nivel freático, es fundamental mantener durante toda la hinca la mayor carga de tierras posible con el fin de evitar la flotabilidad del tubo durante la fase constructiva del túnel. Esto se debe a que el tubo, al estar vacío durante la fase constructiva, tiende a flotar, ya que pesa menos que el volumen de agua que desaloja. Una vez está en funcionamiento y en carga, el tubo ya no flota.

La cota de lámina de aguas de la tubería del emisario en el pozo de ataque es de 16,5 m, siendo la cota de lámina de aguas de la tubería en la torre de toma de 8 m. En el proyecto original a ejecutar por zanja se había planificado realizar una pendiente constante.

Según la batimetría del lago, los últimos 150 metros eran los que tenían un recubrimiento casi constante, siendo el punto de menor recubrimiento el final el punto de rescate de la Tuneladora, donde se situaba la torre de toma.

Tomando 2 metros como la carga de tierras mínima de recubrimiento, se hizo el siguiente cálculo de flotabilidad donde se obtuvieron:

- Peso del Tubo por metro = **2.315 kg/m**
- Peso de la carga de tierras para 2 metros de terreno areno arcilloso = **2.210 kg/m**
- Flotabilidad. Empuje vertical = **3.037 kg/m**

- Diferencia (Pesos-Flotabilidad)
 $2.315 \text{ kg/m} + 2.210 \text{ kg/m} - 3.037 \text{ kg/m} = 1.488 \text{ kg/m}$
 Por lo que para una carga de tierras de 2 metros de terreno arenoso arcilloso el tubo no flota.

El coeficiente de seguridad con el que trabajamos fue $K = 4525/3037 = 1,49$

Con el fin de asegurar tener esa carga de tierras constante mínima de 2 metros se cambió el trazado inicialmente previsto con una pendiente constante a:

Tramo	Longitud	Pendiente
Recta	107 m	-4 % Pendiente
Curva	147 m	Radio 4000 m
Recta	201 m	-0.3% Pendiente

De esta manera asegurábamos tener siempre una pendiente negativa, como indicaba el cálculo hidráulico de la conducción, y tener la suficiente carga de tierras en la zona final del embalse donde la batimetría del mismo nos reflejaba que en esta zona no había casi desnivel.

7. Diseño del tubo de Hinca.

Durante la fase de negociación del contrato se supervisaron la calidad y diseño de los tubos de hinca, que se fabrican localmente. En Azerbaiyán ya existía una empresa de prefabricado que producía tubos de hinca de hormigón armado y otros elementos prefabricados, pero hasta la fecha nunca habían fabricado tubos de hinca que hubieran trabajado en unas condiciones de nivel freático como las de este proyecto, con una presión de 2 bares de presión de agua ni con un tubo que tuviera que aguantar tramos de longitud de 455 metros.

En nuestra opinión, el sistema de fabricación era válido pero el diseño de los tubos no era el adecuado para la ejecución del proyecto. Ante esta situación, asumimos el reto y la responsabilidad de diseñar el tubo de hinca para la ejecución de este proyecto.

Diseñamos un tubo de hinca de 4 metros de longitud y con doble junta (Figura 9): una primera junta arpón que cierra con la virola metálica del tubo siguiente y una junta secundaria bloque de seguridad. Diseñamos también las estaciones intermedias, así como el primer tubo de la hinca que estaba especialmente calculado para poder embridar la conexión con la torre de toma.

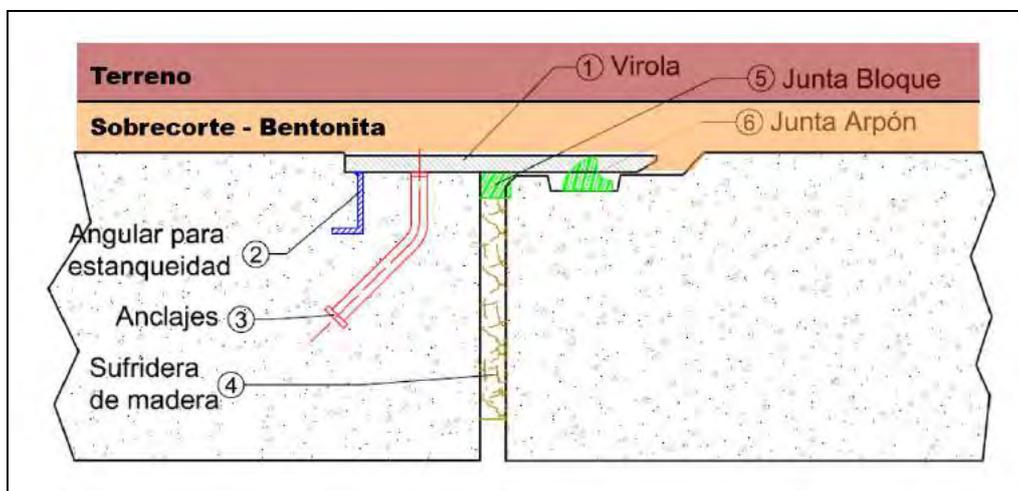


Figura 9. Diseño de la unión entre tubos de hinca.

8. Inyección de Bentonita en el trasdós.

Una de las claves en el proceso constructivo de la hincada de tubos es la correcta lubricación del trasdós del túnel. Es fundamental rellenar el espacio entre el diámetro de excavación de la Tuneladora y el diámetro exterior del tubo de hincada. En este proyecto las dimensiones de excavación, TBM y tubo eran:

- Diámetro de excavación: 2.000 mm
- Diámetro del 1er cuerpo TBM: 1.960 mm
- Diámetro del 2º cuerpo TBM: 1.955 mm
- Diámetro de la esclusa de la TBM: 1.950 mm
- Diámetro exterior del tubo: 1.940 mm

Las principales funciones de la inyección de Bentonita en el trasdós son:

- Reducir fricción TERRENO – TUBO.
Gracias a las propiedades de la bentonita, una correcta inyección de la misma en el trasdós hace que el lodo se introduzca por los poros del terreno formando el cake, confiriendo al terreno excavado una mayor cohesión y dando estabilidad al terreno excavado. El lodo también lubrica el tubo y reduce la fricción contra el terreno. Todo esto reduce los esfuerzos de empuje necesarios para el movimiento de la hincada y el avance de la perforación.
- Rellenar el trasdós
Además de conferir al terreno excavado una mayor cohesión, rellena el espacio anular evitando desprendimientos sobre el tubo y asentamientos en superficie.
- Evitar circulación de agua en el trasdós.
Al rellenar el trasdós e impedir la circulación de agua por el mismo, se evita el arrastre de finos que se podrían acumular en el trasdós y que podrían acuar la tubería.

En la figura 10 se muestra un esquema del sistema de inyección automático de bentonita. En el proyecto, una tercera parte de los tubos de hincada tenían 3 inyectores de inyección de bentonita, dispuestos en el centro del tubo y colocados a las 0, 4 y 8 horas, a 120°. De esta manera teníamos una distancia máxima de 12 metros entre puntos de inyección de lodo.

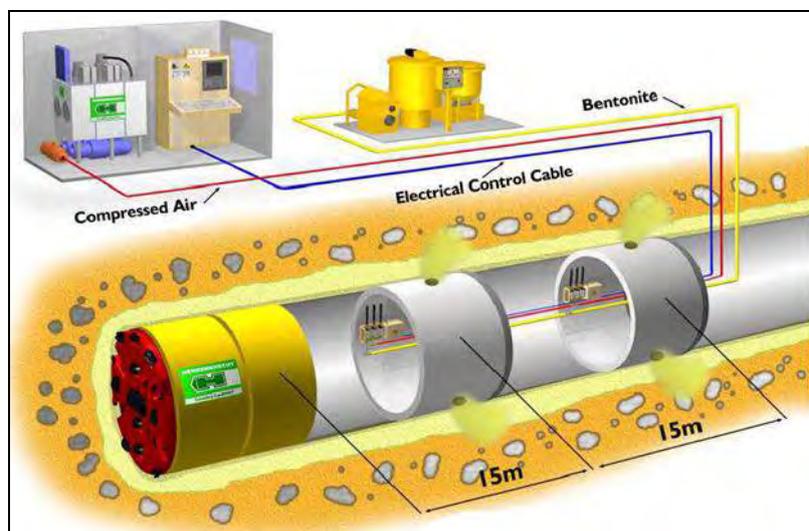


Figura 10. Esquema de Herrenknecht para el sistema de inyección de bentonita.

8. Inyección de Lechada en el trasdós.

Una vez terminada la hinca y antes de comenzar con el proceso de rescate de la Tuneladora, es fundamental solidificar los tubos más cercanos a la TBM con el fin de evitar su desconexión durante el rescate de la máquina.

Para ello se diseñaron los primeros 5 tubos con unos rebajes en sus uniones, de forma que se pudieran atornillar mediante perfiles metálicos. Además, los primeros 12 tubos tenían puntos de inyección de bentonita que también fueron utilizados para poder realizar desde ellos las inyecciones de lechada que solidificaron los primeros 50 metros de túnel con el terreno.

Una vez realizada dicha inyección se procedió al dragado de la parte superior de la Tuneladora con el fin de descubrirla y poder proceder a su rescate.

9. Rescate de la TBM.

Para el correcto rescate de la TBM es necesario dragar y liberar la parte superior de la misma, así como dos metros por delante y por sus laterales. En la figura 11 y 12 se muestra el dragado de la TBM.

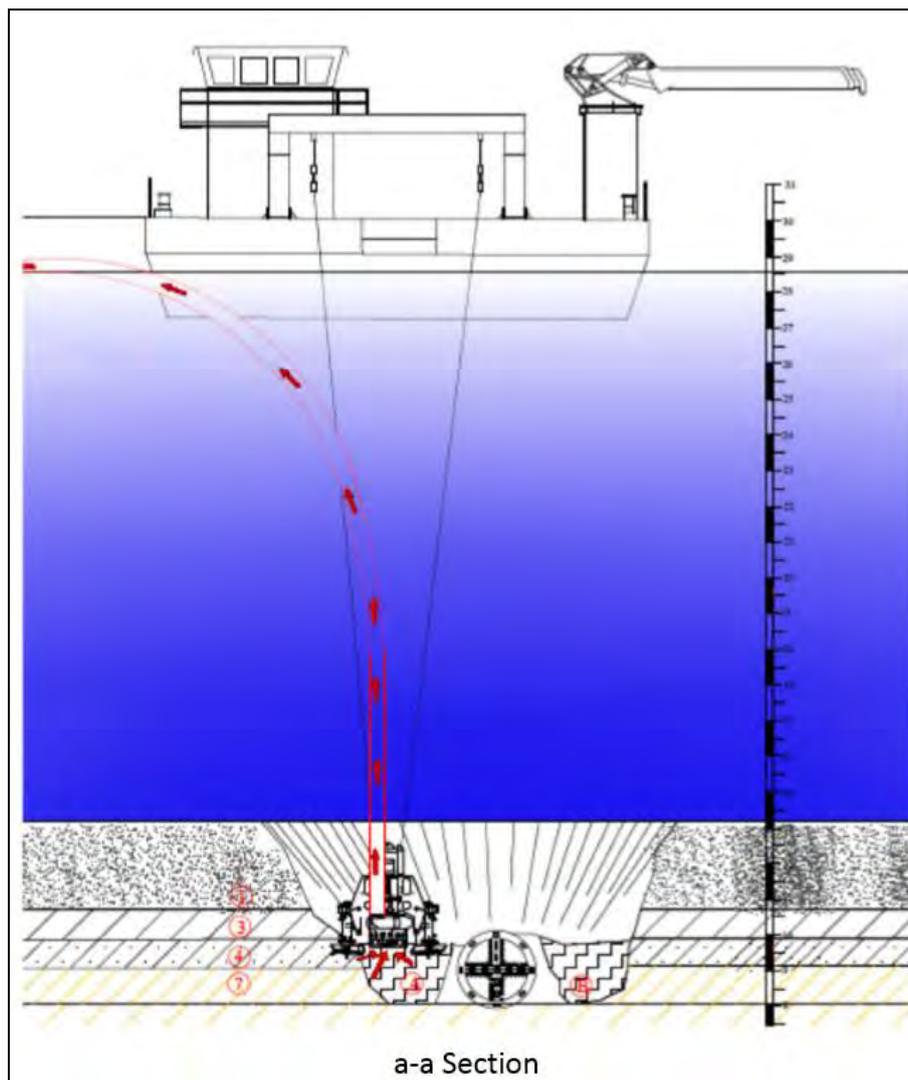


Figura 11. Esquema de Dragado de la TBM.

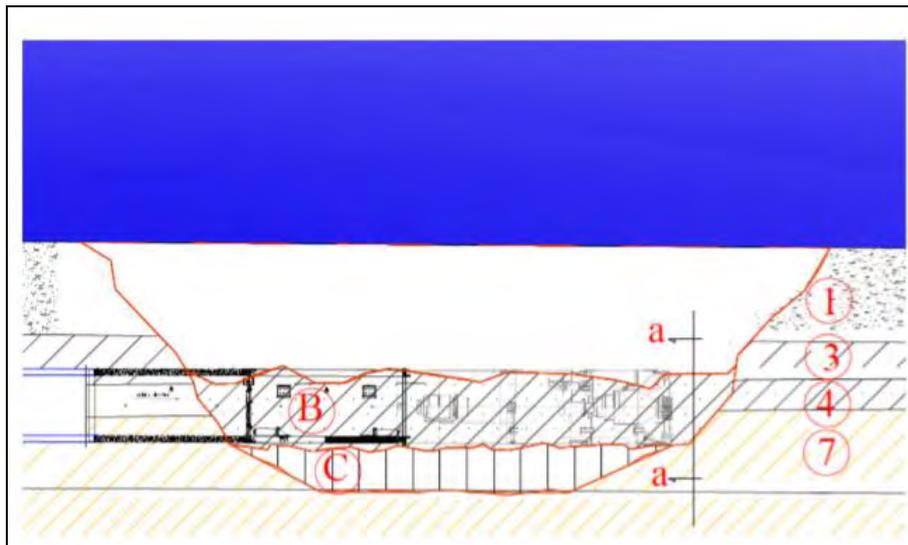


Figura 12. Esquema de Dragado de la TBM.

Para poder desacoplar la TBM del último tubo, la maquina tenía instalados unos cilindros de propulsión que permitían su desacople. Para ello los buzos debían de acoplar unos latiguillos hidráulicos en el lomo de la TBM. Desde la draga y gracias a una centralita hidráulica se accionaron y abrieron dichos cilindros desconectando la TBM del primer tubo de la hinca.

Antes de poder realizar este desacople es fundamental igualar las presiones de agua entre el interior del túnel y el fondo del lecho del lago. Dos son las alternativas más usuales: rellenar todo el túnel de agua a la misma presión que la presión del fondo, o, como en nuestro caso, tener un tubo 0 especial con un mamparo de cierre que permitía rellenar el primer tubo de agua a la misma presión que el fondo del lago. Este es el procedimiento que se llevó a cabo debido a que en el proyecto se compartía un mismo pozo de ataque para los tres emisarios de toma.

Una vez estaba hecha la conexión en el pozo de ataque del tubo de hinca con la tubería que conectaba con la planta de tratamiento de agua, se procedía a retirar el tubo 0 y el mamparo de cierre, y a conectar a su vez el tubo 1 con la torre de toma. De esta forma el emisario quedaba totalmente terminado y en funcionamiento.

Desde la Figura 13 a la 16 distintas fotografías del rescate de la TBM.

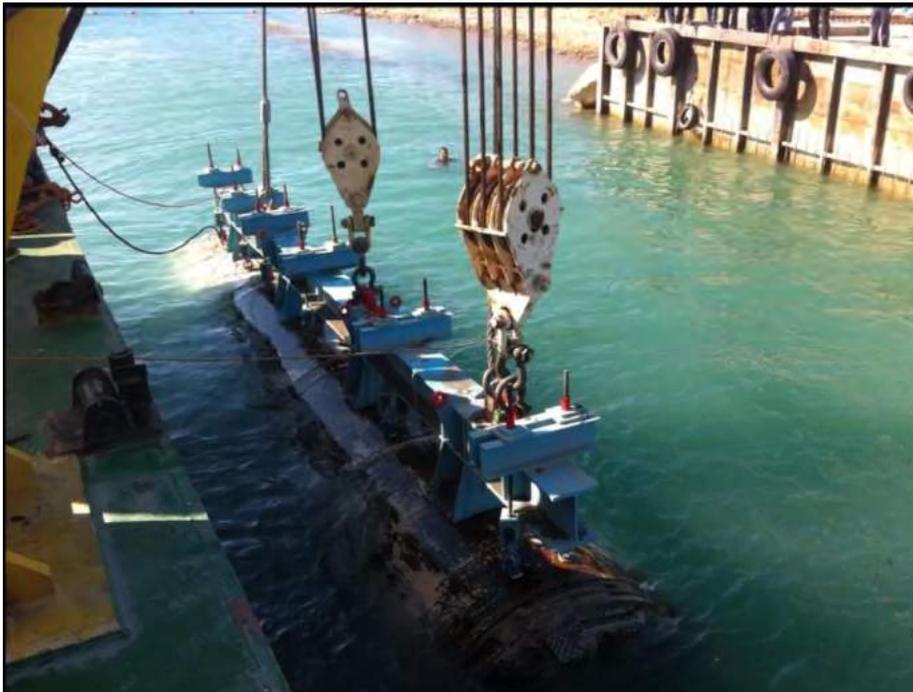
10. Conclusiones.

En el proyecto de referencia fue fundamental el estudio de todas las tecnologías de tratamiento y mejora del suelo (Jet Grouting, inyección de bentonita e inyección de lechada) y liderar su aplicación, así como realizar labores de ingeniería en los cálculos de flotabilidad, diseño del perfil de la hinca y de fabricación de la tubería, estos trabajos en España son ejecutados por otras empresas especialistas, sin embargo, en este caso, fue necesario integrarlos en nuestra actividad para el éxito del proyecto.

En definitiva, dos son las conclusiones fundamentales que obtuvimos de este proyecto. Primero, para el éxito en la internacionalización y exportación de los trabajos de especialista, es necesario conocer, asumir y liderar las actividades constructivas y de diseño relacionadas con tu actividad. Y en segundo lugar, es fundamental la aplicación de las técnicas de mejora del suelo en el éxito en un proyecto de perforación con Tuneladora.



Fotografía 13. Emersión de la TBM desde la Draga de izado.



Fotografía 14. Llegada TBM al punto de rescate en borde del lago.



Fotografía 15. Izado de la TBM a superficie.



Fotografía 15. Izado de la TBM a superficie.

Bibliografía

[Medio audiovisual]

Figura 1 y 2. Gráficos de Google maps.

Figura 3, 4 y 10. Gráficos originales obtenidos de diversas publicaciones de Herrenknecht.

EXPERIENCIA RECIENTE DE TRATAMIENTOS DEL TERRENO EN LATINOAMÉRICA

ENMANUEL CARVAJAL DÍAZ

Ingeniero Civil / MSc

Director Técnico – Keller Cimentaciones, S.L.U.

GORAN VUKOTIĆ

Ingeniero Civil / MSc

Director General – Keller Cimentaciones, S.L.U.

1- Introducción. Resumen.

A raíz de la merma en la actividad del sector de las cimentaciones especiales en España, que ha tenido lugar en los últimos años, Keller Cimentaciones, S.L.U. emprendió un programa de internacionalización para extender sus actividades fundamentalmente hacia los países situados en las regiones de centro y sur américa, así como algunas islas del caribe.

En este contexto se ha podido producir una importante transferencia de tecnología relacionada a las técnicas de cimentaciones especiales y tratamientos del terreno habitualmente realizados por el grupo Keller no sólo en España sino también en otros países de Europa y el mundo.

En síntesis, se presentan los siguientes 3 casos prácticos donde se describe la experiencia de Keller Cimentaciones en obras recientes realizadas en Perú y México:

Caso 1: Avenida Evitamiento de la ciudad de Cusco”, Perú, donde se realizó un tratamiento de refuerzo y consolidación de rellenos heterogéneos y arcillas limosas blandas mediante columnas de grava, para la cimentación de los estribos.

Caso 2: Planta de cogeneración eléctrica AFRANRENT, en Coatzacoalcos - Veracruz, México. Cimentación de instalaciones y estructuras de la planta en arcillas blandas mediante la hincas de pilotes prefabricados, hasta alcanzar empotramiento en arenas compactas.

Caso 3: Cimentación de puente sobre el río Quilca en Arequipa, Perú. Tratamiento de mejora mediante jetgrouting para mitigar el riesgo de licuación alrededor de los pilotes existentes y reducir la permeabilidad de arenas, permitiendo la cimentación de las pilas y estribos del puente.

En este trabajo se exponen los aspectos más relevantes asociados a los condicionantes y dificultades que han debido sobrellevarse para la exitosa finalización de los trabajos realizados por Keller Cimentaciones, haciendo especial énfasis en los procedimientos de ejecución adoptados, el control de los trabajos y otros asuntos generales relacionados a la accesibilidad de los equipos, organización de los trabajos y las medidas especiales de seguridad y salud.

2. Caso 1: Avenida Evitamiento en Cusco, Perú.

2.1 Introducción

El proyecto consiste en la cimentación de dos puentes que se construyen como parte de las obras de “Mejoramiento de la transitabilidad peatonal y vehicular de la Av. Evitamiento de la ciudad de Cusco”, Perú.

Debido a la presencia de suelos incompetentes para la cimentación se ha previsto un tratamiento localizado bajo los puentes Tupac II y Pacífico, con el fin de mejorar, reforzar y homogeneizar el comportamiento geomecánico del terreno para el apoyo de la cimentación superficial contemplada en el Proyecto. Los riesgos más importantes relacionados al terreno consistían en la posibilidad de asientos diferenciales debido a la heterogeneidad del perfil del suelo, y a tiempos excesivos de consolidación. Además, se requirió una reducción importante de los asientos absolutos en la zona de los estribos para facilitar la construcción de la superestructura de ambos puentes sin mayores inconvenientes.

La localización de los puentes vehiculares donde se realiza el mejoramiento de suelos es:

- Puente Tupac II: ubicado en el P.K. 2+466,61
- Puente Pacífico: ubicado en el P.K. 8+244,63



Figura 2.1. LOCALIZACIÓN Y ZONA DEL PROYECTO.

2.2 Perfil del suelo

A partir de los reconocimientos geotécnicos del proyecto, se han diferenciado cinco niveles geotécnicos que forman la zona prevista para el tratamiento del terreno. Además, a partir de los parámetros de ejecución se han podido comprobar y acotar con mayor precisión los espesores y características de los niveles geotécnicos estimados en los reconocimientos de proyecto.

- Nivel I: Material de cobertura o relleno, muy heterogéneo, con potencia de entre 1,0 y 1,8 m aproximadamente.
- Nivel II: Arcilla limosa de color marrón oscuro, muy húmedo, de plasticidad media y con una presencia de materiales granulares de ente 5 y 15%. Los resultados de los ensayos SPT varían entre 4 y 20 golpes. Consecuentemente la consistencia es entre blanda y firme. Según los informes geotécnicos su espesor varía entre 6,0 y 7,5 m aproximadamente. A partir de los parámetros de ejecución de columnas de grava ya realizadas, se han podido detectar zonas donde este nivel alcanza profundidades de hasta 10,0 m (zona estribos puente Tupac II).
- Nivel III: Materiales granulares de compacidad densa a muy densa, con una presencia de materiales finos de hasta 20%. Su potencia varía entre 1,5 y 3,0 m.

- Nivel IV: Arcilla limosa y limos arcillosos de consistencia muy firme a dura, de plasticidad media, con presencia de materiales granulares entre 10 y 20%. El espesor de este nivel varía entre 1,0 y 3,0 m en la zona objeto de estudio.

- Nivel V: Arena con limo. Los resultados de los ensayos SPT varían entre 15 y >50 golpes, de compactación densa a muy densa, con una presencia de finos de hasta 20%.

El nivel freático en los sondeos se ha detectado a partir de las profundidades de 2,0 m en la zona del Puente Tupac II, y partir de 2,7 m en la zona del Puente Pacífico.

2.3 Solución de proyecto

A partir de la información disponible en los estudios de proyecto, Keller Cimentaciones propuso una solución de mejora del terreno mediante columnas de grava que posteriormente fue incorporada al proyecto constructivo como solución definitiva a ejecutar. La solución propuesta consistió en la ejecución de columnas de grava mediante el método en vía seca, para cimentar los estribos (Zona A) y los muros de tierra armada (Zona B) de los puentes Tupac II y Pacífico, según la zonas indicadas en la Figura 2.2.

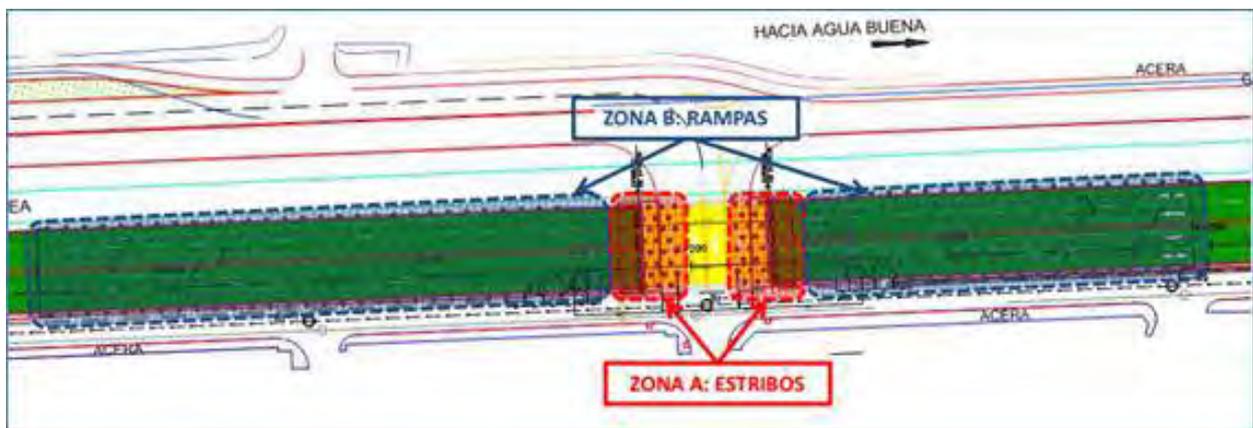


Figura 2.2. ZONAS DE ESTRIBOS (ZONA A) Y ZONAS DE MUROS DE TIERRA ARMADA/RAMPAS (ZONA B).

Según los planos facilitados, las dimensiones en planta de las zapatas de los estribos son de 7,80 x 17,40 m² y 8,10 x 17,40 m², mientras que el ancho del muro de tierra armada correspondiente a las rampas es de 17,40 m. La altura de los muros de tierra armada en la zona prevista para el tratamiento con columnas de grava variará de entre 4,00 y 7,80 m, aproximadamente.

La plataforma de trabajo se situó en la cota del terreno natural (cota ±0,00 m), coincidiendo con la elevación de los reconocimientos realizados en la zona objeto de estudio.

La cota de cimentación de los dos estribos (Zona A) se adoptó a una profundidad de 2,50 m respecto a la cota del terreno natural, mientras que la cota de cimentación de los muros de tierra armada se situó a 1,00 m de profundidad respecto a la misma cota del terreno natural. En la Figura 2.3 se muestra una sección y vista frontal típica de la obra.

Descripción de las columnas de grava

Las columnas de grava constituyen una técnica de consolidación y refuerzo del terreno, a partir del cual se obtiene un suelo mejorado que permite el apoyo directo de la cimentación, sin necesidad de conexiones estructurales entre las columnas y las zapatas y/o losas de cimentación. En la Figura 2.4 se muestra el procedimiento de ejecución en vía seca y sin extracción de material empleado en la obra.

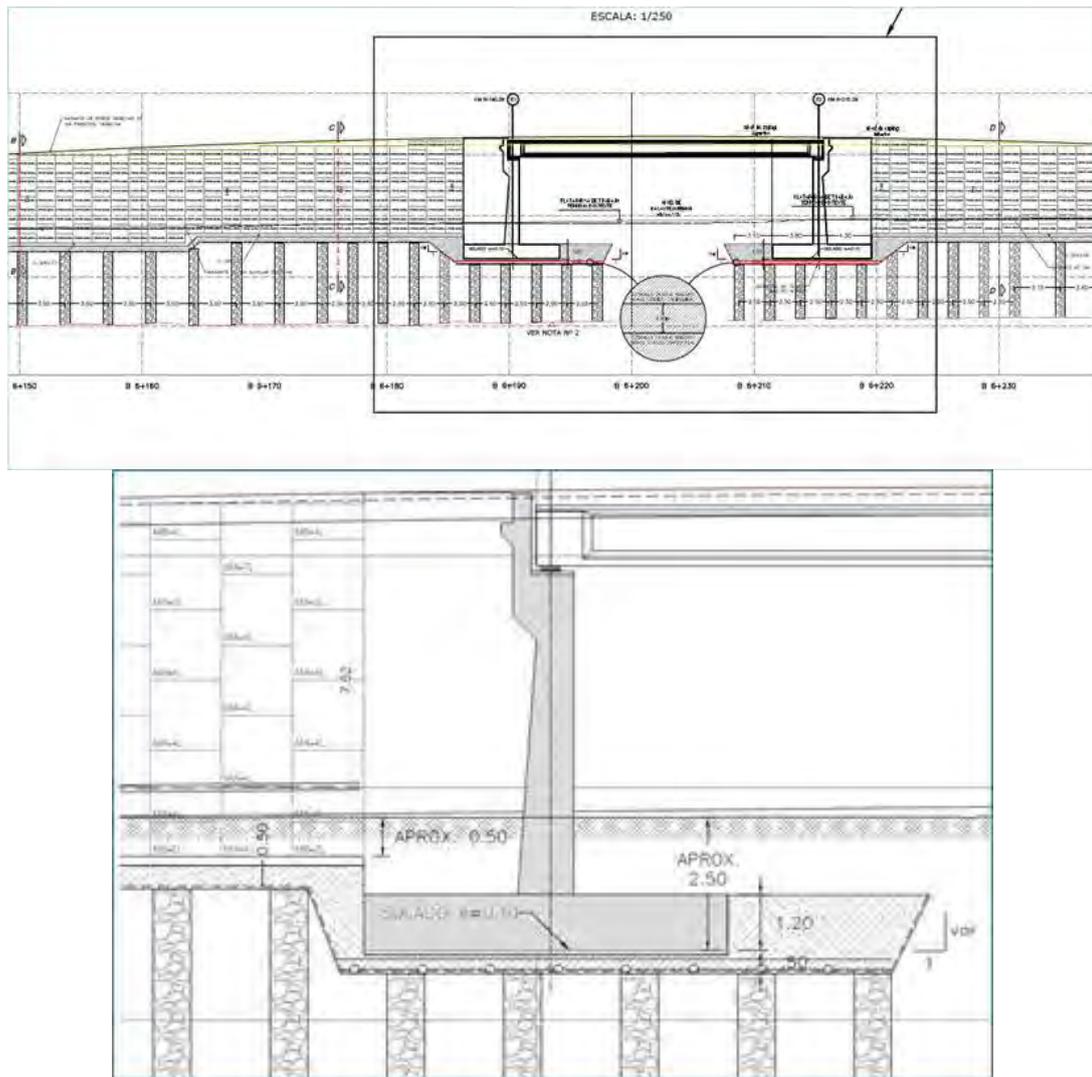


Figura 2.3. SECCIÓN Y VISTA FRONTAL TIPO DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA.

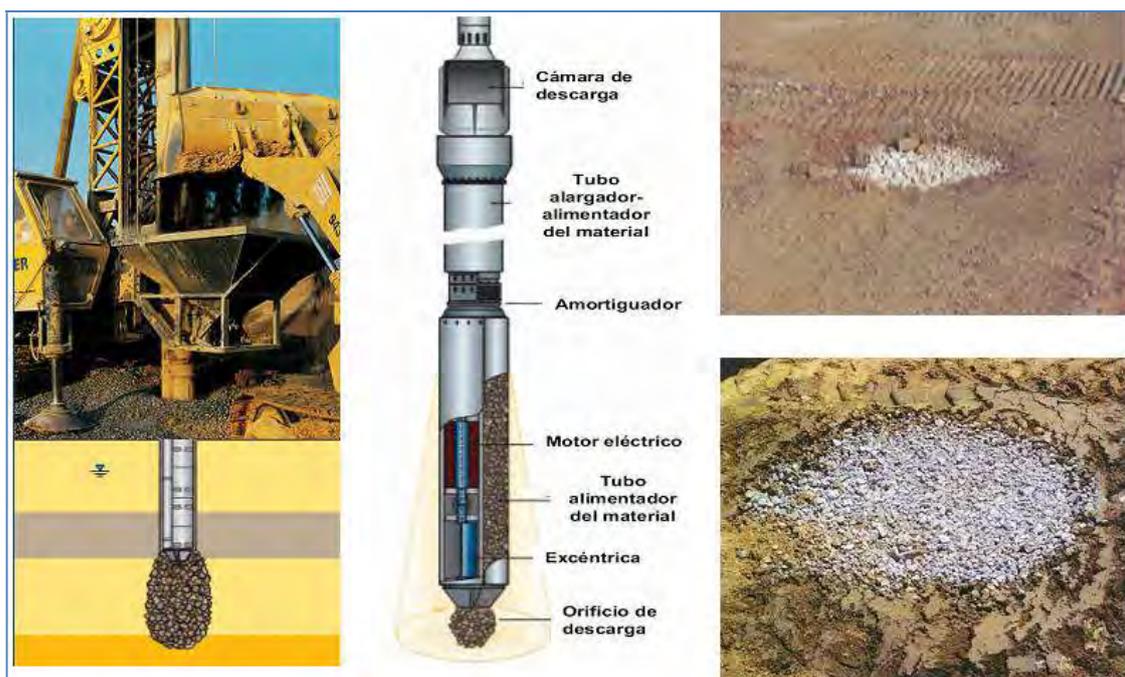


Figura 2.4. PROCEDIMIENTO DE COLUMNAS DE GRAVA EN VÍA SECA

La técnica consiste en la formación de una serie de columnas de grava compactadas en el terreno, obteniéndose un conjunto equivalente compuesto por las columnas de grava y el suelo natural, capaz de soportar cimentaciones, sean de tipo rígido o flexible, para depósitos, edificaciones, naves industriales, muros de tierra armada, terraplenes, etc., debido al aumento de la capacidad portante, reducción de asientos, homogeneización y aceleración del proceso de consolidación que experimenta la masa de suelo afectada por las cargas.

Así, a la masa de suelo tratada puede considerársele como un solo material, al cual se le asignan unos parámetros equivalentes a partir de los cuales se podrán calcular asientos, capacidad portante y consolidación de forma similar a los tipos de cimentación directamente apoyadas sobre el terreno, y sin ninguna conexión estructural entre las columnas y la cimentación.

Ejecución de la solución de Columnas de grava

El dimensionamiento del tratamiento mediante columnas de grava se ha realizado con el objetivo de obtener un nivel de asientos y capacidad portante admisibles. No obstante, uno de los criterios determinantes del diseño ha sido la consolidación de las capas formadas por materiales cohesivos blandos, básicamente del Nivel II.

El tratamiento de mejora propuesto contempla una intensidad de mejora correspondiente a dos tipos de distribución de columnas de grava:

- Zona A (Estribos): malla triangular 2,50 m x 2,50 m, considerando una variación del diámetro de las columnas de entre 0,70 y 0,90 m, aproximadamente, de acuerdo a las características de las capas de suelo tratadas en profundidad. La profundidad de tratamiento varía en función del perfil del suelo, entre 6,5 y 10,0 m, aproximadamente.
- Zona B (Muros de tierra armada): malla triangular 3,30 x 3,50 m, considerando una variación del diámetro de las columnas de entre 0,70 y 0,90 m, aproximadamente, de acuerdo a las características de las capas de suelo tratadas en profundidad. La profundidad de tratamiento varía en función del perfil del suelo, entre 6,5 y 8 m, aproximadamente.

De acuerdo a este tratamiento se ha obtenido una capacidad portante entre superior a los 3,5 kg/cm², quedando los asientos absolutos y diferenciales en niveles admisibles. Además, se ha comprobado que los tiempos de consolidación serán de aproximadamente una semana. Consecuentemente no será necesario aplicar ningún tipo de precarga o carga de preconsolidación.

Para el cálculo de la capacidad portante y los asientos se empleó el método analítico de Priebe (1995), mientras que para el análisis de la consolidación se utilizó el método de Balaam y Booker (1981). Asimismo, se hizo una comprobación de los cálculos mediante la modelización con el método de elementos finitos y el código Plaxis v8.2. En la Figura 2.5 se muestra una de las salidas de cálculo.

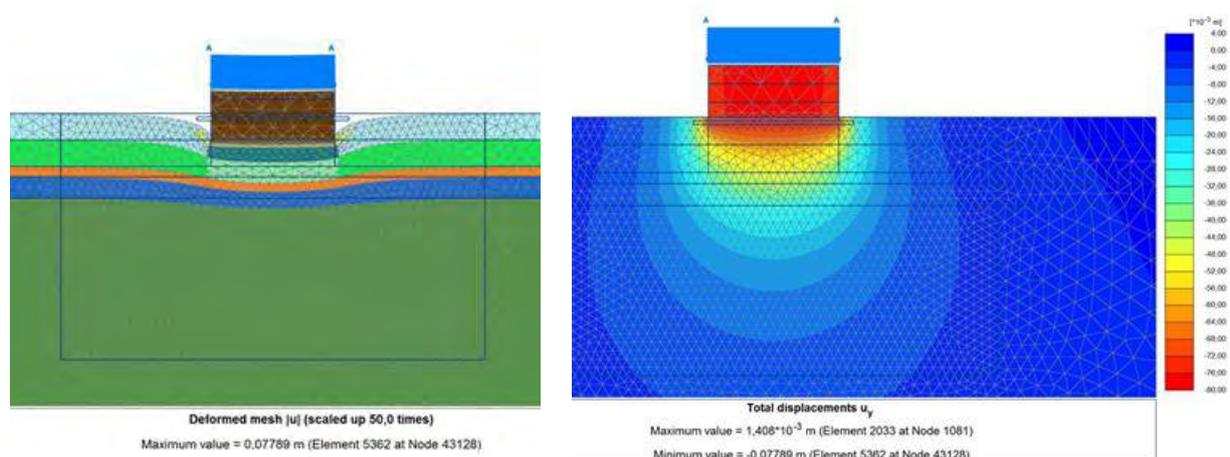


Figura 2.5. SALIDAS DE CÁLCULO.

Es importante resaltar las dificultades que supuso la realización de los trabajos en una zona situada a más de 3.300 msnm, lo cual producía considerables mermas en los rendimientos del equipo de trabajo y la necesidad de otros condicionantes relacionados a la accesibilidad y la seguridad y salud.

En total se realizó el tratamiento de una superficie de aproximadamente 5.000 m². En las Figuras 2.6 y 2.7 se muestra el entorno de la obra próximo a las montañas de Cusco, así como uno de los estribos y equipo de ejecución.



Figura 2.6. ENTORNO DE LA OBRA A MÁS DE 3.300 msnm..



Figura 2.7. VISTA DE UNO DE LOS ESTRIBOS EN CONSTRUCCIÓN Y EL EQUIPO DE EJECUCIÓN DE LAS COLUMNAS DE GRAVA.

3. Caso 2: Planta AFRANRENT en Coatzacoalcos - Veracruz, México.

3.1 Introducción

El proyecto consiste en la construcción de una planta de cogeneración de ciclo combinado para la generación eléctrica de 140 MW. Además, la planta producirá vapor de agua a baja presión para alimentar a dos grupos de “Frío por Absorción” que finalmente proporcionarían agua helada a la planta criogénica próxima a la cogeneración.

Las obras ocupan una superficie de 3.95 hectáreas localizadas en el término municipal de Coatzacoalcos en el Estado de Veracruz, México. En general, el proyecto contempla la construcción de una serie de instalaciones y estructuras de acero y hormigón apoyadas en el terreno mediante cimentación superficial y profunda.

Entre las estructuras más importantes que se resolverán con cimentación pilotada se encuentran las turbinas de gas y vapor, la caldera y chimenea, el edificio eléctrico principal, la planta de tratamiento de agua, racks de tuberías, tanques de agua de servicio y desmineralizada, la fosa y muros corta fuego de transformadores y el tanque de condensado.

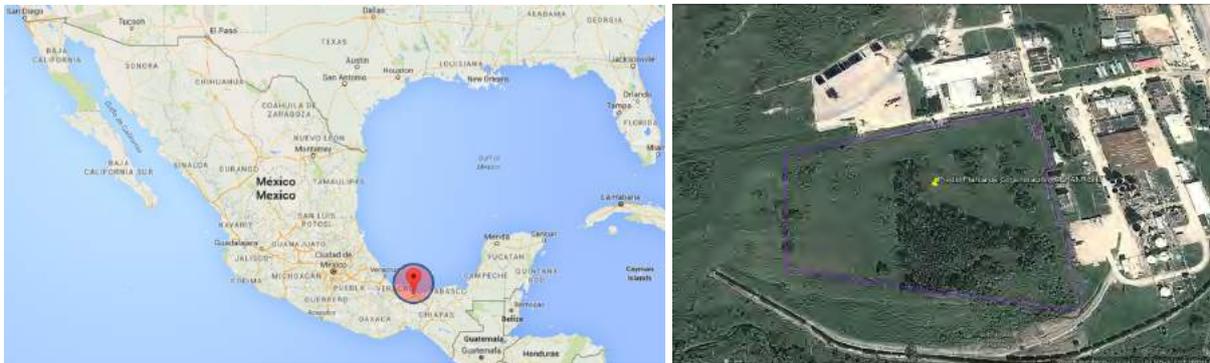


Figura 3.1. LOCALIZACIÓN DE LA PLANTA AFRANRENT.

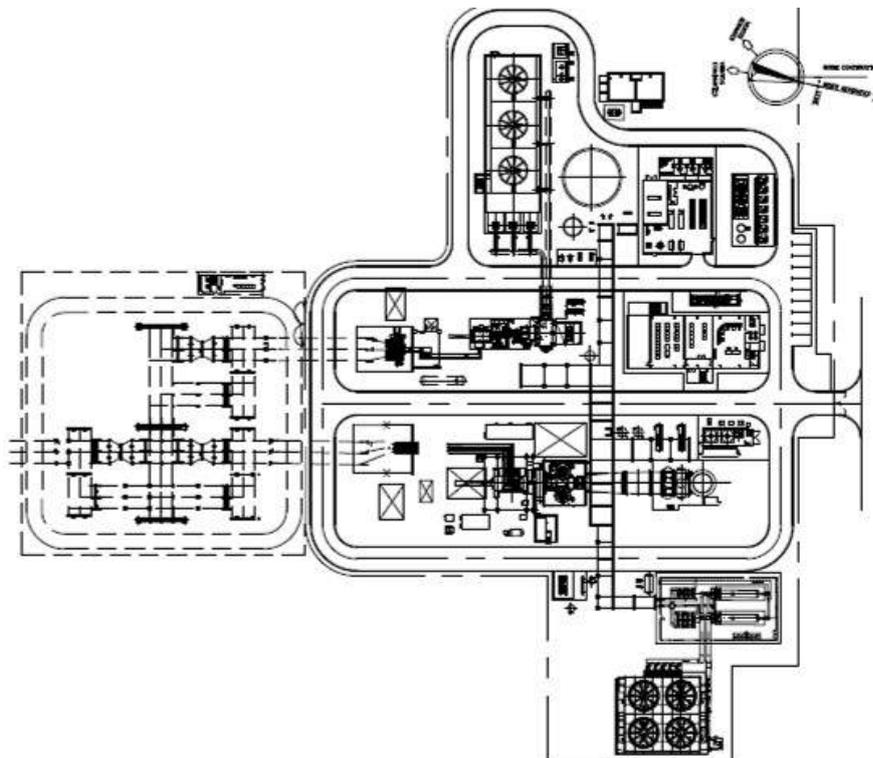


Figura 3.2. VISTA EN PLANTA DE LAS INSTALACIONES DE LA PLANTA AFRANRENT.

3.2 Características del suelo

En una primera campaña se estudió el perfil del suelo mediante 7 sondeos exploratorios a rotación. En general se reconoció la presencia de arcillas blandas con algunas intercalaciones de arenas limo-arcillosas de compacidad densa a muy densa, y finalmente se reconoció una capa densa de arenas limosas a partir de profundidades muy variables de entre 10 a 25 m, e incluso en algunos sondeos no se detectó la frontera de suelos compactos. El nivel freático se identificó muy próximo a la superficie, entre 0 y 1 m de profundidad.

A partir de esta primera campaña se estimaron profundidades muy variables para la ejecución de los pilotes, y se consideró que en general los pilotes trabajarían por fricción como elementos flotantes.

En una segunda campaña geotécnica complementaria se realizaron unos 15 ensayos de penetración adicionales con el cono eléctrico (CE) para cubrir las superficies no exploradas en la primera campaña. Con esta última campaña se confirmó que en varias zonas existía una variación abrupta de la profundidad a la que aparece el suelo compacto donde los pilotes deben empotrarse. De modo que se constató la posibilidad de tener pilotes con diferencias de profundidades de hasta 15 a 18 m, aproximadamente bajo la cimentación de una misma estructura. En la Figura 3 se muestra un esquema ilustrativo del perfil del suelo y la disposición de los pilotes bajo una de las estructuras.

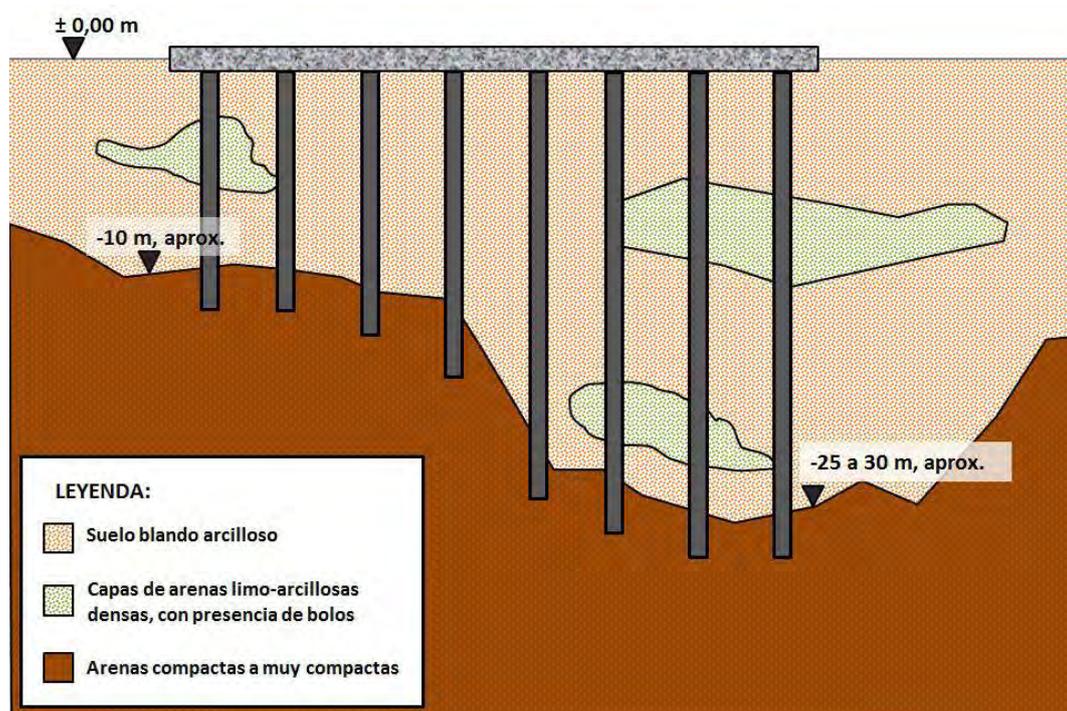


Figura 3.3. ESQUEMA CON EL PERFIL DEL SUELO BAJO LAS CIMENTACIONES.

3.3 Solución de proyecto

En la solución de proyecto se estimaron las capacidades de carga de los pilotes, tanto debido al fuste como a la punta. En la Tabla 3.1 se muestran los valores de la capacidad de carga geotécnica de los pilotes.

Tabla 3.1. CAPACIDAD DE CARGA ESTIMADA DE LOS PILOTES, SEGÚN SU SECCIÓN.

Pilote sección cuadrada	Profundidad (m)	Capacidad por fuste (t)	Capacidad por punta (t)	Capacidad total (t)
30 cm	22 a 36	70 a 170	50 a 80	120 a 250
40 cm	22 a 36	95 a 225	90 a 145	185 a 370
50 cm	22 a 36	115 a 280	145 a 225	260 a 505

Se estimó que la profundidad mínima de empotramiento en la capa dura sería de al menos 50 cm, para todas las secciones de pilotes. En función de las cargas y el tipo de cimentación mediante encepado o losa se adoptó la distribución de los pilotes en planta a ejecutar en cada estructura. Para algunas de las estructuras se adoptó un tipo de cimentación superficial, directamente apoyada en el suelo.

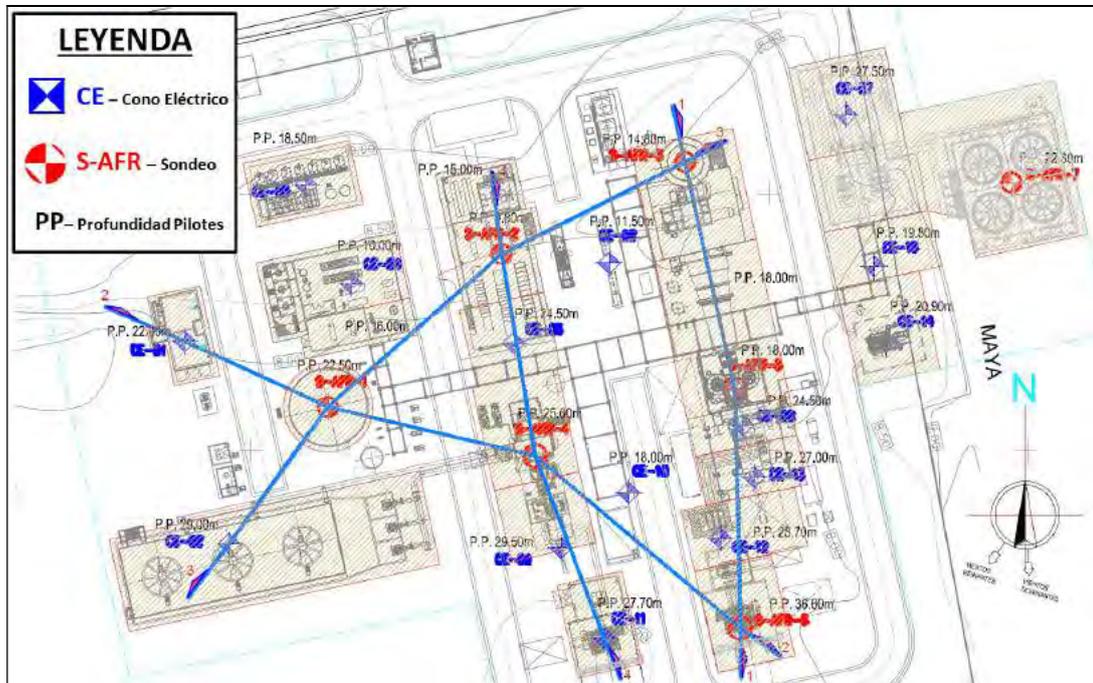


Figura 3.4. VISTA EN PLANTA DE LOS SONDEOS Y ENSAYOS DE CONO ELÉCTRICO, Y DISTRIBUCIÓN DE LAS PROFUNDIDADES ESTIMADAS DE LOS PILOTES.

El procedimiento general de ejecución contemplado en el proyecto incluía los siguientes aspectos relevantes:

Replanteo y pre-perforación

- La distancia mínima entre ejes de pilotes de 3 veces la dimensión de los pilotes, y la precisión de las desviaciones del replanteo de pilotes se considera de hasta 50 mm.
- Antes del hincado de los pilotes se previó la pre-perforación de toda la longitud de los pilotes, exceptuando los 2 m situados en la parte más baja, con el objetivo de intentar garantizar las mejores condiciones posibles en la zona de empotramiento.
- Las pre-perforaciones se consideraron sin la necesidad de utilizar lodos bentoníticos o similar.
- El diámetro de la pre-perforación se consideró igual al diámetro del círculo inscrito que corresponde a la sección de los pilotes.
- Se consideró que durante la pre-perforación se sacaría la menor cantidad de material posible del hueco perforado.

Fabricación de los pilotes

- La resistencia característica del hormigón se consideró de $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, a los 28 días de fraguado.
- La resistencia del pilote al momento de realizarse el izado debe ser igual o superior a 250 kg/cm^2 .
- Los encofrados responden a las dimensiones de diseño de los pilotes, y a la geometría adoptada en la punta, según se muestra en la Figura 3.5.
- Las juntas entre pilotes serán realizarán a base de placas de acero de 19 mm de espesor, y de acuerdo a las dimensiones de la sección estarán unidas al pilote mediante 8 barras de acero corrugado actuando como pernos, con diámetros de entre 16 y 25 mm (VARS. No. 5 a 8), y longitudes de entre 910 y 1840 mm. En la Figura 3.6 se muestran los detalles constructivos.
- Se previó la realización de soldaduras entre las placas de unión y los pernos, mediante electrodos 7018 de acuerdo a la Norma AWS D1.4 – 2011.

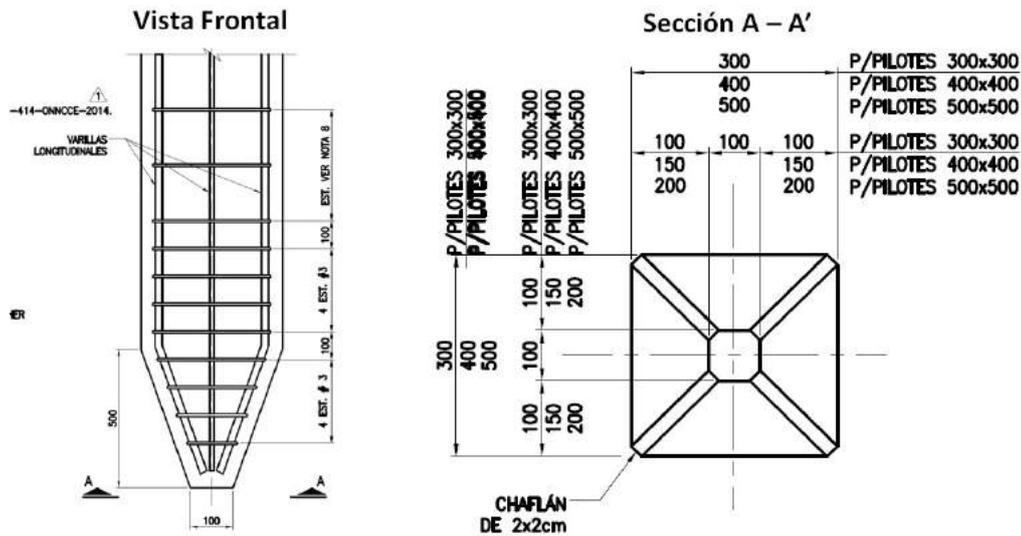


Figura 3.5. DIMENSIONES DE LOS PILOTES.

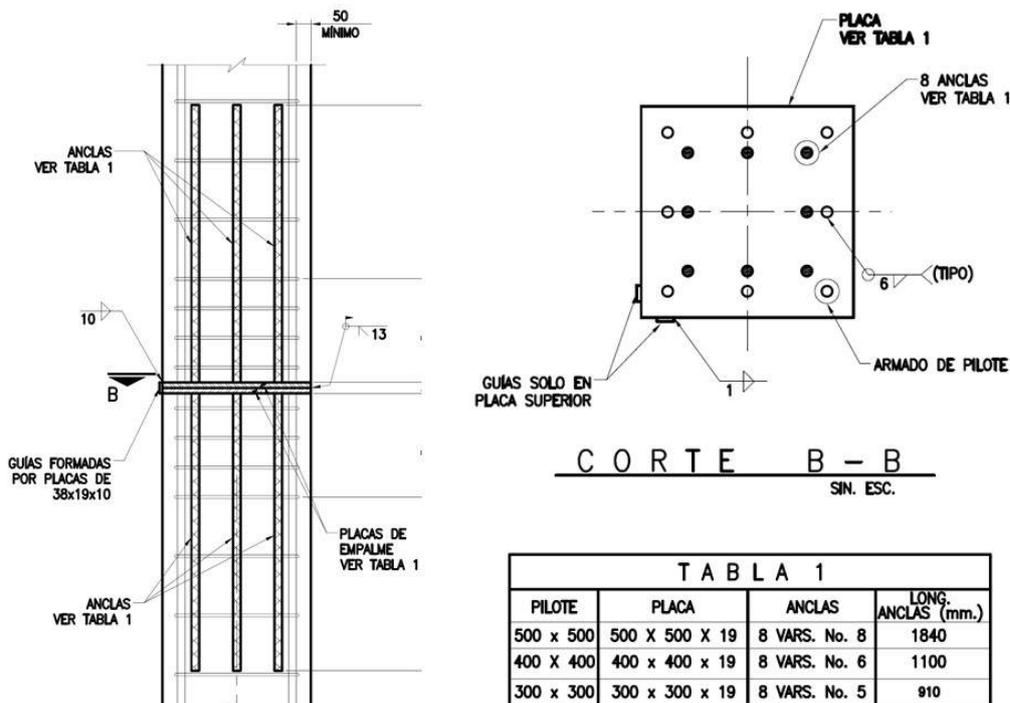


Figura 3.6. DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LAS JUNTAS.

Hincado de los pilotes

- Sobre la superficie de los pilotes se deberá indicar su longitud con marcas a cada 500 mm, y en el último metro con marcas a cada 10 mm.
- La desviación máxima permitida de los pilotes corresponde a una tolerancia de 2% con respecto a la longitud del pilote en cualquier dirección.
- El procedimiento de ejecución contempla el hincado de pilotes desde el centro de las cimentaciones y hacia afuera.
- El criterio de parada o rechazo del proceso de hinca consiste en alcanzar un avance de 25 mm de bajada con 10 golpes. El proceso de hincado se suspenderá al alcanzar este criterio.
- Al finalizar el hincado se deberá realizar el descabezado de los pilotes para su conexión con la cimentación.

3.4 Ejecución y control de los trabajos

Los trabajos de fabricación e hinca de pilotes se realizaron de acuerdo a las especificaciones y requerimientos del proyecto constructivo.

En total se ejecutaron 478 pilotes con longitud media de 19,60 m, los cuales fueron hincados en 6 zonas con condiciones geotécnicas distintas. Según los condicionantes del perfil del suelo descritos en el apartado 3.2.

Fabricación de pilotes

Debido a la necesidad de reducir los plazos de ejecución, la mayoría de los pilotes fueron fabricados en 3 camas de colado de forma simultánea, situadas a unos 200 m, aproximadamente, de la zona donde se realizó el hincado de los pilotes. Además, los mismos pilotes se utilizaron como encofrados laterales para los pilotes subsecuentes según el orden de fabricación. En la Figura 3.7 se muestra la disposición de los pilotes durante el proceso de fabricación.

La resistencia característica del hormigón empleado en los pilotes fue de 350 kg/cm², de acuerdo a los requerimientos del proyecto, y las secciones de fabricación con geometría cuadrada de 30, 40 y 50 cm de lado. Los pilotes se fabricaron en piezas o tramos de 12 m cada uno, los cuales se unieron para alcanzar longitudes mayores, mediante juntas metálicas y soldadura para facilitar su hincado en el terreno. La longitud final de los pilotes hincados varió de 12 a 32.50 m.



Figura 3.7. FABRICACIÓN DE LOS PILOTES.



Figura 3.8. FABRICACIÓN DE LOS PILOTES.

Izado y transporte

Tras efectuarse el hormigonado de los pilotes se esperó a que la resistencia mínima fuese superior a los 250 kg/cm² para proceder al izado y transporte al sitio de hinca. El izado se llevó a cabo por medio de 2 grúas auxiliares de celosía con capacidad para levantar y preparar los pilotes para ser hincados. Asimismo, el transporte desde el sitio de fabricación hasta la zona de hincado se realizó mediante camiones tipo plataformas.

De acuerdo a lo estipulado en el proyecto, previo a la hinca de los pilotes se pre-perforó el terreno en un diámetro equivalente al diámetro del cirulo inscrito a la sección de los pilotes. No obstante, en muchos de los casos, este diámetro resultó insuficiente debido a las dificultades para hincar los pilotes, debido a la elevada resistencia desarrollada en la interfaz entre el fuste del pilote y el suelo.

Por este motivo se optó por ampliar el diámetro de pre-perforación, igualándolo a la diagonal de la sección de los pilotes, para facilitar de este modo el hincado en los casos en que los pilotes cumplieran la capacidad mínima esperada trabajando únicamente por punta. En cambio, en los pilotes en los que se requería que trabajasen por fricción, se pre-perforó con un diámetro inscrito en la sección del mismo.

Para la pre-perforación se utilizaron 2 equipos perforadores tipo SoilMEC y MAIT 230, lo cuales trabajaron a doble turno. Finalmente, para el hincado se utilizó un equipo martillo tipo Junttan Pm25H, cuyo uso ha sido pionero en México.

Resumen de trabajos

El periodo de ejecución de las obra comprendió los meses de abril a agosto 2015. A continuación se describen las mediciones finalmente ejecutadas.

Un total de 478 unidades de pilotes de sección cuadrada, alcanzándose unos 10,050 ml de fabricación. De acuerdo a las secciones transversales de los pilotes la medición neta de hincado fue:

- 281 pilotes de sección 30 cm x 30 cm, con una medición de 5.110 ml
- 16 pilotes de sección 40 cm x 40 cm, con una medición de 456 ml
- 181 pilotes de sección 50 cm x 50 cm, con una medición de 4.046 ml.

Un total de 9.547,90 Metros lineales de pre-perforación, distribuidos según el diámetro de perforación como sigue:

- Ø 30 cm, medición de 1.608,50 ml
- Ø 40 cm, medición de 3.369,90 ml
- Ø 50 cm, medición de 1.041,50 ml
- Ø 60 cm, medición de 3.528,00 ml

En las Figuras 3.8 a 3.14 se muestran algunas fotografías que describen el avance de las obras.



Figura 3.8. PREPARACIÓN DE PERNOS EN LAS PLACAS DE UNIÓN E IZADO DE PILOTES.



Figura 3.9. EQUIPOS DE PRE-PERFORACIÓN.



Figura 3.10. IZADO Y POSICIONAMIENTO DE PILOTES PARA LA HINCA.



Figura 3.11. HINCA DE PILOTES Y SOLDADURA DE PLACAS DE UNIÓN.



Figura 3.12. HINCA DE LOS PILOTES.



Figura 3.13. VISTA GENERAL DE LA OBRA.



Figura 3.14. PERSONAL DE OBRA JUNTO A EQUIPO DE HINCA JUNTAN PM25H.

4. Caso 3: Puente sobre el río Quilca en Arequipa, Perú.

4.1 Introducción

El proyecto consiste en la cimentación de un puente sobre el río Quilca en Arequipa, Perú. Las cimentaciones de las pilas y estribos del puente se diseñaron a partir de pilotes de 2,20 m de diámetro y profundidad de 40 m.

Para facilitar la construcción de la cimentación de las pilas y estribos se adoptó un tratamiento de mejora mediante Jetgrouting, con el objetivo de mitigar el riesgo de licuación en el suelo situado alrededor de los pilotes. Además, otro propósito del tratamiento consistió en reducir la permeabilidad de las arenas presentes en el perfil del suelo, para permitir la obra de cimentación de las pilas y estribos del puente.

4.2 Características del suelo

El perfil del terreno consiste en depósitos aluviales predominantemente granulares, identificándose la presencia de arenas limpias y/o con pocos finos hasta profundidades de entre 10 y 15 m, y a continuación se identificaron gravas y gravas limo-arenosas hasta la profundidad de exploración. En general, el nivel freático se detectó muy próximo a la superficie. En la Figura 4.1 se muestra un perfil representativo del suelo bajo la estructura del puente.

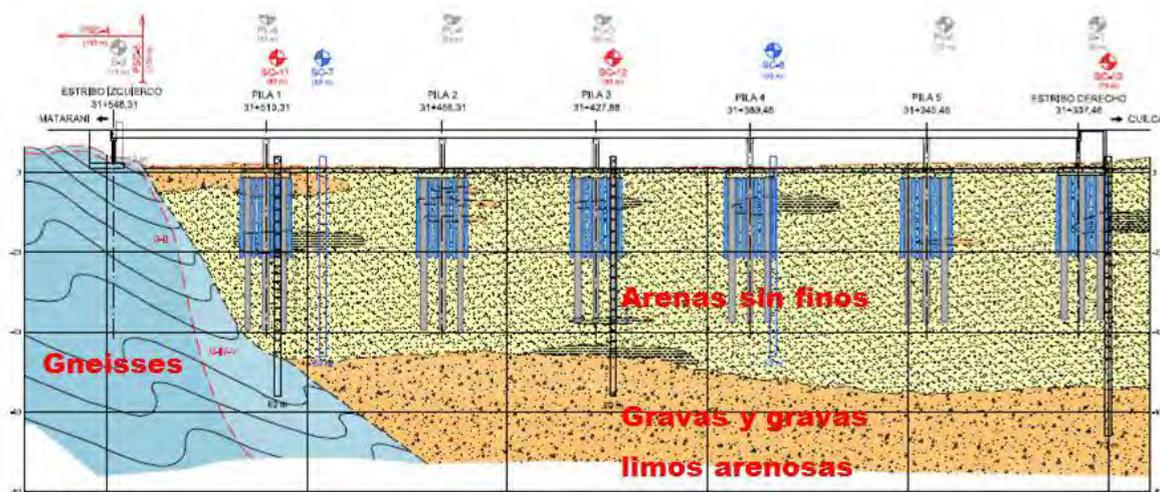


Figura 4.1. PERFIL LONGITUDINAL DEL SUELO BAJO EL PUENTE SOBRE EL RÍO QUILCA.

4.3 Descripción de la solución

Bajo la cimentación de cada una de las pilas y estribos del puente se adoptó la ejecución de 8 pilotes distribuidos simétricamente y próximos al perímetro de la cimentación. Con el objetivo de mitigar la licuación en el suelo situado entre los pilotes, en el proyecto se consideró la realización de un tratamiento de Jetgrouting con diámetro medio de las columnas de 1,00 m, aproximadamente, y profundidad de 20 m.

Un ejemplo de la distribución en planta de las columnas de Jetgrouting alrededor de los pilotes se muestra en la Figura 4.2. En la Figura puede observarse la distribución de 8 pilotes bajo la cimentación de la pila denominada como “P2”, y que alrededor de cada pilote hay a su vez un total de 8 columnas de jetgrouting distribuidas simétricamente. De modo que en total bajo cada cimentación se ha dispuesto un total de 64 columnas de Jetgrouting.

Mediante esta distribución se persigue generar el refuerzo requerido para absorber una parte considerable de los esfuerzos inducidos por el sismo de diseño, evitando que se produzca la licuación del suelo en la

zona mejorada, y mejorando el comportamiento de los pilotes frente a las deformaciones horizontales provocadas por el sismo.



Figura 4.2. DISTRIBUCIÓN DE LOS 8 PILOTES Y 64 COLUMNAS DE JETGROUTING BAJO LA CIMENTACIÓN DE LA PILA “P2”.

Por otra parte, en la Figura 4.3 se muestra el plano en planta de las 6 cimentaciones donde se contempló el tratamiento de mejora, correspondientes a 1 estribo y 5 pilas. En total se dispusieron 384 columnas de Jetgrouting, según la distribución antes descrita. También en la Figura se muestran varias secciones del Jetgrouting bajo la cimentación hasta la profundidad de diseño.

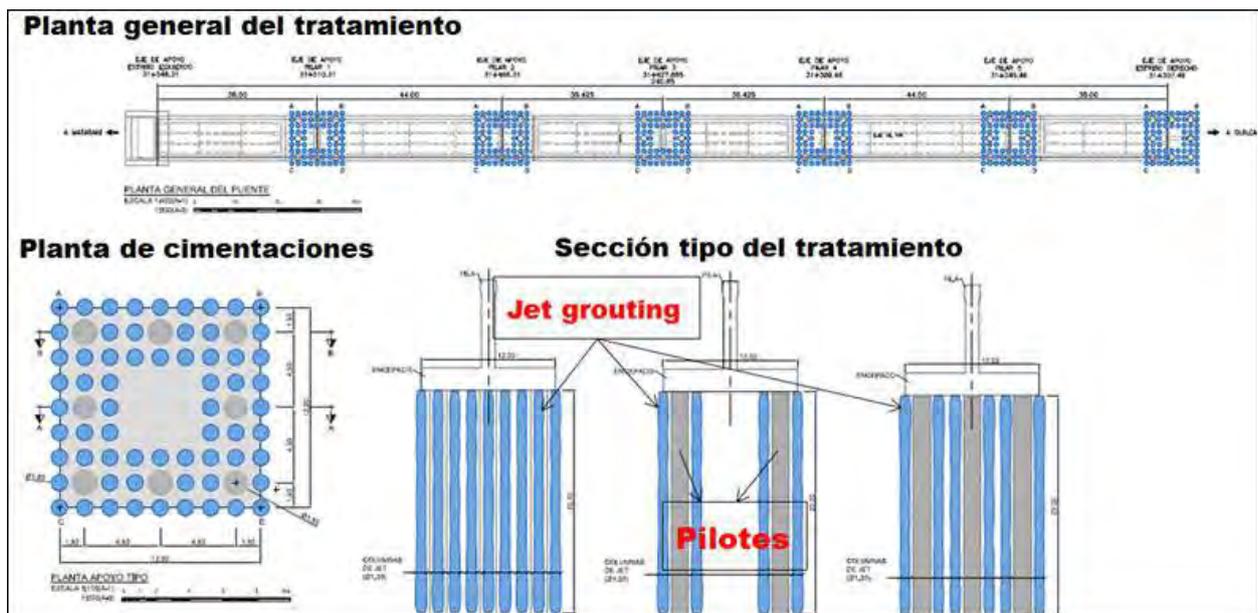


Figura 4.3. SOLUCIÓN GENERAL DE MEJORA MEDIANTE JETGROUTING PARA CIMENTACIÓN DEL PUENTE QUILCA.

4.3.1 Descripción del jetgrouting

El jet grouting es una tecnología que permite mejorar las propiedades mecánicas y de permeabilidad de los suelos, por medio de la mezcla de lechada de cemento inyectada con el suelo natural que previamente se disgrega con la energía del chorro o Jet que se aplica al terreno. Como resultado se logra una mayor resistencia mecánica de la mezcla suelo-cemento, así como una menor permeabilidad gracias al agente cementante que solidifica las partículas del suelo, alcanzando una reducción del índice de vacío del terreno.

En este caso, debido a las características de la obra y del terreno a mejorar se optó por emplear el procedimiento de ejecución denominado como “Súper Jetgrouting”, el cual conlleva una serie de ventajas respecto a otros procedimientos de ejecución de la técnica.

La técnica de Superjet-grouting representa una evolución tecnológica del sistema convencional de jet-grouting de doble fluido (lechada-aire), mejorándose por un lado la herramienta de inyección y el sistema de transporte de la lechada, conjuntamente con el perfeccionamiento del diseño hidráulico del circuito y la configuración de las toberas, lo que incrementa de modo considerable la energía de inyección y su capacidad para erosionar el terreno circundante a mayor distancia.

La resurgencia o material de rechazo que resulta del balance volumétrico entre el material que se inyecta y el que permanece en el interior del suelo, de ser expulsado a la superficie durante el proceso de inyección, con el objetivo de evitar la presurización e hidrofractura.

El Superjet-grouting con parámetros de ejecución adecuados ha permitido construir columnas con diámetros superiores a los 5,00 m, mejorando los diámetros alcanzados y los volúmenes del terreno tratado en más de 2 a 4 veces comparado con los sistemas convencionales de jet-grouting (Jet I, Jet II o Jet III). Asimismo hay que subrayar que la calidad y resistencia del terreno tratado con Superjet-grouting es de igual o superior calidad a la obtenida con los sistemas convencionales del jet-grouting. Figura 4.4.

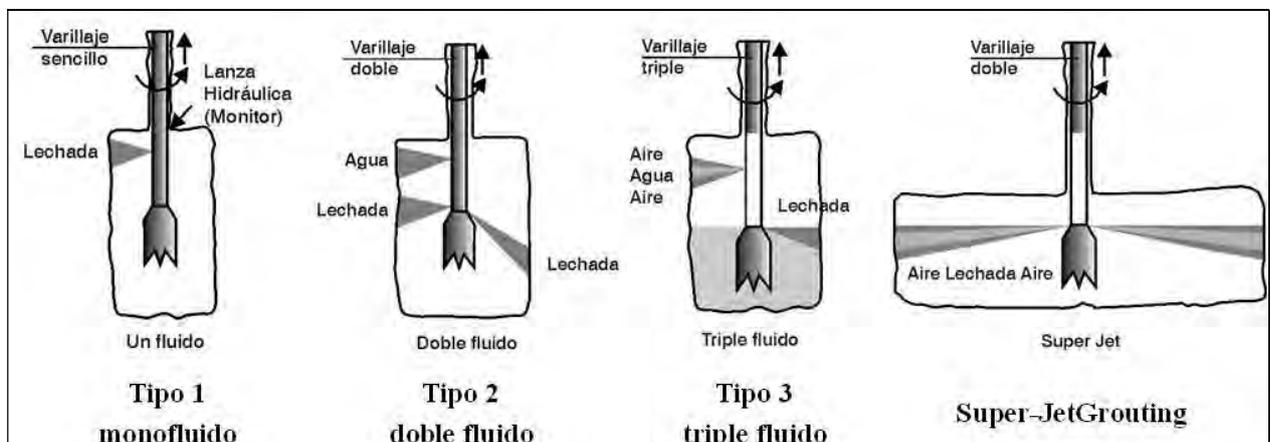
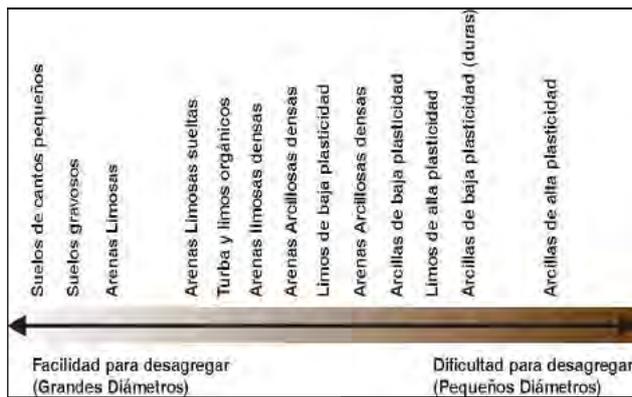


Figura 4.4. DISTINTOS TIPOS DE JETGROUTING – EVOLUCIÓN Y PERFECCIONAMIENTO.

Es importante remarcar que esta tecnología es efectiva en todo tipo de suelos, siempre que se aplique correctamente. Como se indica en la Figura 4.5, suelos de diferentes tipos muestran mayor o menor dificultad para ser disgregados o erosionados. Las arcillas plásticas, de consistencia dura, son difíciles de erosionar, mientras que los suelos granulares son relativamente fáciles de disgregar, y son de hecho autoerosionables cuando están sometidos a un ambiente turbulento como el alcanzado por el Superjet-grouting.



(a) (b)
 Figura 4.5. RESULTADOS DEL JETGROUTING. (a) NIVELES DE DIFICULTAD DE DISGREGACIÓN EN DIFERENTES SUELOS. (b) JETGROUTING DE IGUALES PARÁMETROS DE EJECUCIÓN EN CAPAS DE GRANULOMETRÍA DISTINTAS.

4.4 Ejecución y control de los trabajos

Columnas de prueba y ejecución de los trabajos

Previo a la ejecución del tratamiento bajo las cimentaciones se optó por realizar varias columnas de jetgrouting de prueba con el objetivo de comprobar la viabilidad del tratamiento y de los parámetros de ejecución pre-seleccionados.

En base a la información geotécnica recopilada, se diferenciaron dos tipos de materiales predominantes en los diferentes estratos a tratar. En general estos materiales son (a) arenas finas con pocos finos, y (b) gravas poco compactas con arenas finas.

El protocolo de pruebas se planteó en dos zonas donde se identificaron los 2 tipos de materiales representativos, a partir de la información geotécnica de proyecto, y también mediante los registros de las perforaciones realizadas para la ejecución de los pilotes.

En cada zona se realizaron 3 columnas de Jetgrouting de prueba, para un total de 6 columnas. Debido a la presencia de bolos y compacidad de los materiales más superficiales, fue necesaria la ejecución de pre-perforaciones en los primeros 3 m de profundidad, utilizando un procedimiento de perforación a rotopercusión y posteriormente revistiendo este tramo de perforación con tubería de PVC de 6 pulgadas de diámetro. Figura 4.6.



Figura 4.6. PRE-PERFORACIÓN Y COLOCACIÓN DE TUPO PVC EN PRIMERAS CAPAS.

De acuerdo a las especificaciones del proyecto la longitud del tratamiento se mantuvo en 20 m por columna, teniendo en cuenta que el tratamiento quedó a 3 m de profundidad por debajo de la plataforma de trabajo, de manera que la longitud de perforación total fue de 23 m en cada columna.

Los diámetros resultantes de las columnas se pudieron comprobar mediante su excavación y medición directa. Los trabajos de excavación tuvieron especial dificultad debido a la elevada permeabilidad de los materiales más superficiales y a la escasa profundidad del nivel freático. Por lo que tuvo que realizarse un bombeo permanente durante todo el proceso de excavación, y considerar un sobreelevación de excavación que permitiera mantener una mínima estabilidad de las paredes o taludes de excavación. Figuras 4.7 y 4.8.

Para el control del tratamiento se tomaron muestras intactas en fresco del interior de las columnas a 2 profundidades distintas, así como de la resurgencia obtenida durante la inyección. Además, se tomaron muestras de la lechada utilizada en la planta de inyección de forma sistemática. A partir del conjunto de muestras recopiladas y de los ensayos correspondientes de laboratorio, pudo verificarse la calidad del material suelo-cemento que constituye las columnas de Jetgrouting. Figuras 4.9, 4.10 y 4.11.



Figura 4.7. ACHIQUE DEL NIVEL FREÁTICO Y EXCAVACIÓN DE JETGROUTING.



Figura 4.8. COMPROBACIÓN DE COLUMNAS DE JETGROUTING EXCAVADAS.



Figura 4.9. SALIDA Y TOMA DE MUESTRA DE RESURGENCIA DURANTE EJECUCIÓN DEL JETGROUTING.

De los campos de prueba se obtuvieron los rangos adecuados de los parámetros de ejecución para cumplir con las previsiones del proyecto, fundamentalmente con la consecución de diámetros de aproximadamente 1,00 m. Los parámetros fundamentales que se establecieron son:

- Presión de inyección,
- caudal de lechada,
- velocidad de rotación,
- velocidad de extracción de la lanza.

Finalmente, el tratamiento definitivo en todas las cimentaciones se ejecutó de acuerdo a los procedimientos y parámetros de ejecución ajustados durante el campo de pruebas. Especialmente, se adoptó la pre-perforación a rotopercusión y los parámetros de ejecución que se comprobaron.



Figura 4.10. TOMA DE MUESTRAS EN FRESCO.



Figura 4.11. PREPARACIÓN DE PROBETAS Y ENSAYO DE MUESTRAS.

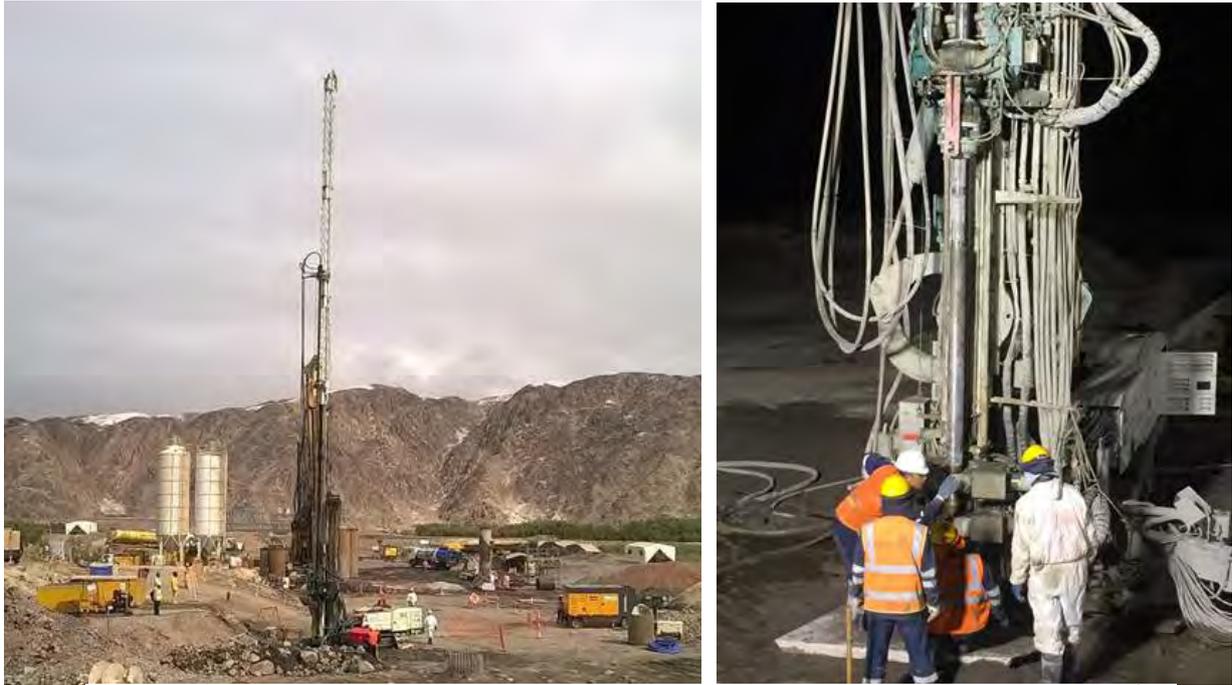


Figura 4.14. VISTA GENERAL DEL EMPLAZAMIENTO Y EQUIPOS DE EJECUCIÓN.

5. Conclusiones:

La experiencia de Keller Cimentaciones en Latinoamérica ha contribuido a la transferencia de tecnología relacionada a las técnicas de cimentaciones especiales y tratamientos del terreno. Con ello, se ha permitido abordar obras complejas cumpliendo los exigentes requerimientos técnicos que habitualmente se estipulan para las infraestructuras de la región. Muchas veces trabajando en condiciones especiales de seguridad, accesibilidad y en grandes alturas.

Bibliografía

- Balaam N. P. y Booker J.R. (1981). “Analysis of rigid rafts supported by granular piles”. Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 5.
- Carvajal, E., (2014). “Mejora del Terreno, Técnicas Vibro.” Keller Cimentaciones, S.L.U., Madrid.
- C.Mora (2010) ”Tratamiento de mejora en el puerto de Huelva”, *10ª Jornada técnica de SEMSIG-AETESSC*
- Heng Ji (2008) ”Physical Modelling of Jet Grouting Process”, *PhD-Thesis at the University of Cambridge*
- Priebe H. (1995). “Design of vibro replacement”. Ground Engineering 28(10): 31-31.
- Vukotić, G. (2011). Actuaciones con SuperJet-Grouting en pozo de ventilación del TR. Sants – Sagrera LAV (Barcelona), y aplicación del método ADECO-RS en túnel de Pozzolatice (Florencia). *11ª Jornada técnica de SEMSIG-AETESSC*