



ASOCIACIÓN DE EMPRESAS
DE LA TECNOLOGÍA DEL
SUELO Y SUBSUELO



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO E
INGENIERÍA GEOTECNICA

Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS

Control e Instrumentación en Obras Geotécnicas

Mieres, 18 de octubre de 2018

Colaboran:



GOBIERNO DEL
PRINCIPADO DE ASTURIAS



1. PRESENTACIÓN

Esta Jornada sobre Intervenciones en Casos de Patologías y de Obras Geotécnicas Complejas es práctica- mente una repetición de la celebrada el pasado 22 de febrero en Madrid, dentro de 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), que este año celebraba su 18ª edición.

El tema de esta sesión fue seleccionado en base a las opiniones de los asistentes a las anteriores, sobre los temas de mayor interés a tratar en este foro geo- técnico. Las opiniones apuntaron hacia Casos de Patologías de Obras Geotécnicas Complejas que pre- sentamos.

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

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

2. CONTENIDO

Mesa de Diseño

1.1 Instrumentación de obras ferroviarias: patologías y comportamiento de las diferentes capas de asiento

D. José Luis García de la Oliva.
Laboratorio de Geotecnia de CEDEX.

1.2 La auscultación. Elemento esencial de la seguridad de presas. El ejemplo de Yesa

D. Antonio Soriano Peña.
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos UPM . Catedrático de Ingeniería del Terreno.

Presentación del libro: Un Paseo desde el Pasado al Presente Geotécnico Español del Profesor D. Carlos Oteo Mazo

Mesa de Ejecución y Control

1.3 Control del empotramiento de pilotes en roca

D. Gustavo Armijo Palacio. Geocisa.
D. Eduardo Manzano Arroyo. Grupo Terratest.

1.4 Control y Registro de parámetros en tratamientos del terreno

D. Eduardo Martínez García. Menard España.
D. Javier Rojo Cordero. Site.
D. Enmanuele Carvajal. Keller Cimentaciones.

1.5 Pruebas de carga en cimentaciones profundas

D. Rafael Gil Lablanca. Rodio-Kronsa.

1.6 Especificaciones y control del hormigonado tremie en pilotes y pantallas

D. José Luis Arcos Álvarez. Rodio-Kronsa.

D. Eduardo Manzano Arroyo. Grupo Terratest.

1.7 Instrumentación en obras de tratamiento del terreno

D^a Belén Rodríguez Caballero. Keller Cimentaciones.

D. Ernesto Hontoria García. Geocisa.

Instrumentación de obras ferroviarias. Patologías y comportamiento de las diferentes capas de asiento

José Luis García de la Oliva
Laboratorio de Geotecnia del CEDEX

1. INTRODUCCIÓN

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), es un Organismo Autónomo adscrito al Ministerio de Fomento que depende funcionalmente de éste y del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, cuyas funciones son la de asistencia técnica, asesoramiento, colaboración y difusión de todas aquellas materias tecnológicas que tienen relación con la obra pública y el medio ambiente asociado.

Históricamente el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ha trabajado con RENFE, GIF y posteriormente con ADIF en el estudio de las líneas ferroviarias, inicialmente en aspectos relacionados con problemáticas geotécnicas "convencionales".

En los últimos 15 años se han desarrollado una serie de trabajos muy diferentes a los anteriores, destinados al estudio de la infraestructura de las líneas de alta velocidad y al análisis de diferentes patologías, lo que ha requerido un importante esfuerzo profesional por el carácter singular de cada una de las actuaciones y la puesta a punto de técnicas de instrumentación adaptadas a los objetivos buscados en estos trabajos.

Pueden destacarse los trabajos realizados en el marco de las Encomiendas de Gestión con ADIF (Administrador de Infraestructuras Ferroviarias) y la participación en los siguientes programas i+d+i:

- SUPERTRACK (2002 – 2005)
- INNOTRACK (2006 - 2009)
- RIVAS (2010 – 2013)
- CAPACITY4RAIL (2013-2017)

En los puntos siguientes se resumen los aspectos más significativos de estas actividades en las que la instrumentación ha tenido un peso importante.

2. OBJETIVOS DE LA APLICACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE AUSCULTACIÓN, INSTRUMENTACIÓN Y MODELIZACIÓN NUMÉRICA PARA EL ESTUDIO DE LA INFRAESTRUCTURA FERROVIARIA

La actividad llevada a cabo en el ámbito de la infraestructura ferroviaria ha dado lugar a la puesta a punto de una serie de equipos y técnicas de instrumentación y modelización numérica muy diferentes a los utilizados por el CEDEX en el ámbito de las carreteras.

Pueden destacarse los siguientes objetivos básicos de estos trabajos:

- Mejora en el conocimiento del comportamiento de las secciones utilizadas por ADIF.
- Obtención de información destinada a optimizar el diseño, cálculo y mantenimiento de la infraestructura.

- Toma de datos "in situ" para el contraste de los trabajos llevados a cabo en la instalación a escala 1:1 disponible en el CEDEX.
- Calibración de modelos numéricos.
- Evaluación de la colaboración en la rigidez de la vía de las distintas capas.
- Análisis de patologías y comportamiento de transiciones y secciones singulares.

Las líneas de actividad principales han sido las siguientes:

- Patología geotécnica clásica.
- Instrumentación general. Datos para calibrado de la Instalación para Ensayos de Infraestructura Ferroviaria del CEDEX en secciones con instrumentación superficial y profunda dispuesta en fase de obra.
- Estudio de transiciones terraplén - estructura.
- Estudio de transiciones vía en placa - vía sobre balasto).
- Estudio y contraste del comportamiento de secciones con subbalasto granular y con subbalasto bituminoso.
- Estudio de secciones con espesores importantes de balasto).
- Patologías de sujeciones en vía en placa.
- Estudio de la utilización de instrumentación con fibra óptica en líneas de alta velocidad.
- Detección de la evolución de cavidades en túneles en materiales salinos).
- Análisis de diferentes técnicas para el control del grado de compactación del subbalasto granular.

En los puntos siguientes se describen los aspectos más reseñables de estos trabajos. Inicialmente, como introducción a las técnicas empleadas, se describen los trabajos realizados en el tramo Fuencarral-Canto Blanco de la línea de alta velocidad Madrid-Segovia-Valladolid, y posteriormente se describen otros trabajos relacionados con el comportamiento y el estudio de patologías de la infraestructura ferroviaria.

3. INSTRUMENTACIÓN DE UNA SECCIÓN FERROVIARIA DESDE LA FASE DE CONSTRUCCIÓN

En el marco de los trabajos realizados con ADIF, el Laboratorio de Geotecnia instrumentó un terraplén de unos 10 m de altura y su plataforma ferroviaria, en el tramo Fuencarral – Cantoblanco de la Línea de Alta Velocidad Madrid – Segovia – Valladolid.

Este trabajo tuvo especial interés por permitir caracterizar la evolución del comportamiento de una plataforma ferroviaria joven durante sus primeros años de vida. Supuso la primera oportunidad de instrumentar una sección ferroviaria de alta velocidad en España durante su construcción.

Asimismo sirvió para poner a punto técnicas de auscultación que se han utilizado posteriormente en otras secciones para el estudio de diferentes patologías.

Simultáneamente a la ejecución de la sección se fueron instrumentando las diversas capas de terraplén y plataforma ferroviaria con el fin de que la instalación de los sensores no interfiriese, como en otros trabajos previos, en los resultados de las medidas.

Con estos trabajos se pretendía caracterizar el comportamiento de una sección ferroviaria de alta velocidad situada en terraplén, desde su puesta en servicio, permitiendo también conseguir información de contraste con la procedente de la Instalación para Ensayos de Infraestructura Ferroviaria del CEDEX.

El emplazamiento corresponde a una alineación recta en terraplén, de unos 10 m de altura y con taludes 2H:1V. En esta zona el terreno natural adoptaba un relieve alomado suave y con un sustrato moderadamente homogéneo y rígido.

La instrumentación interna incluye los sensores colocados en núcleo y cimiento de terraplén, capa de forma, subbalasto y balasto. Se han instalado los siguientes equipos (Figura 1, Figura 2 y Figura 3):

- Micrómetros deslizantes.
- Transductores de desplazamiento con sensor LVDT para medir las deformaciones de las distintas capas.
- Células de presión para definir la transmisión de tensiones en profundidad.

Como instrumentación externa se han empleado los siguientes sensores:

- Bandas extensométricas a puente completo colocadas en el alma del carril para definir las cargas transmitidas por las ruedas y las reacciones sobre las traviesas. Estos sensores se han utilizado asimismo para determinar las velocidades de los trenes registrados.
- Geófonos de 2 Hz y láser para las medidas de desplazamiento absoluto de carril.
- Geófonos de 1 Hz para medidas del desplazamiento de las traviesas.
- Potenciómetros de medida de desplazamiento relativo entre traviesa y patín de carril.

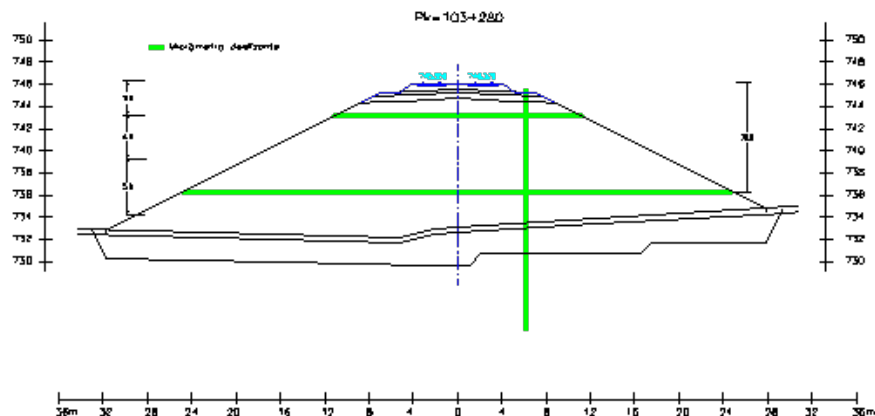


Figura 1. Auscultación mediante micrómetro deslizante

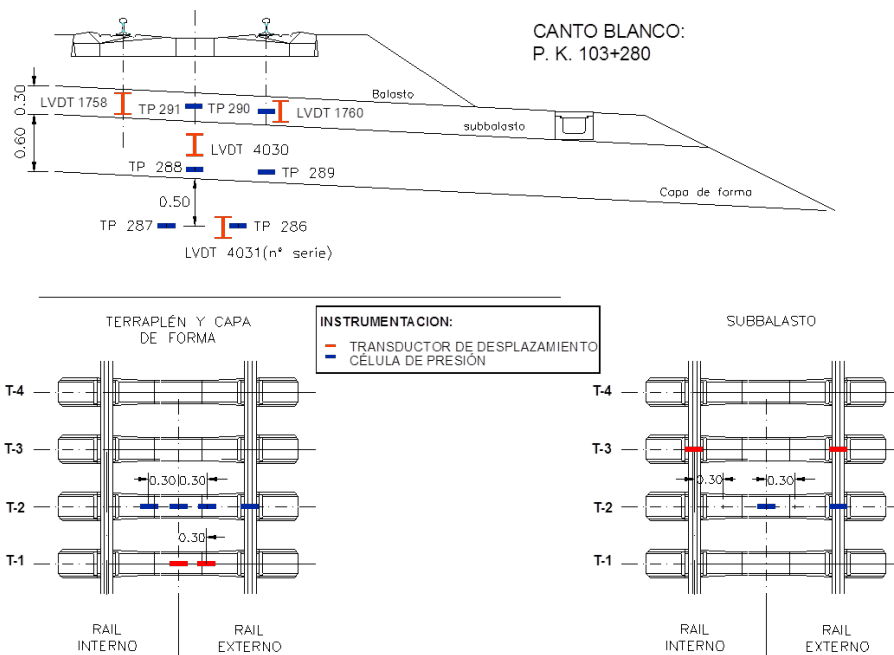


Figura 2. Instrumentación dispuesta en coronación de terraplén y subestructura

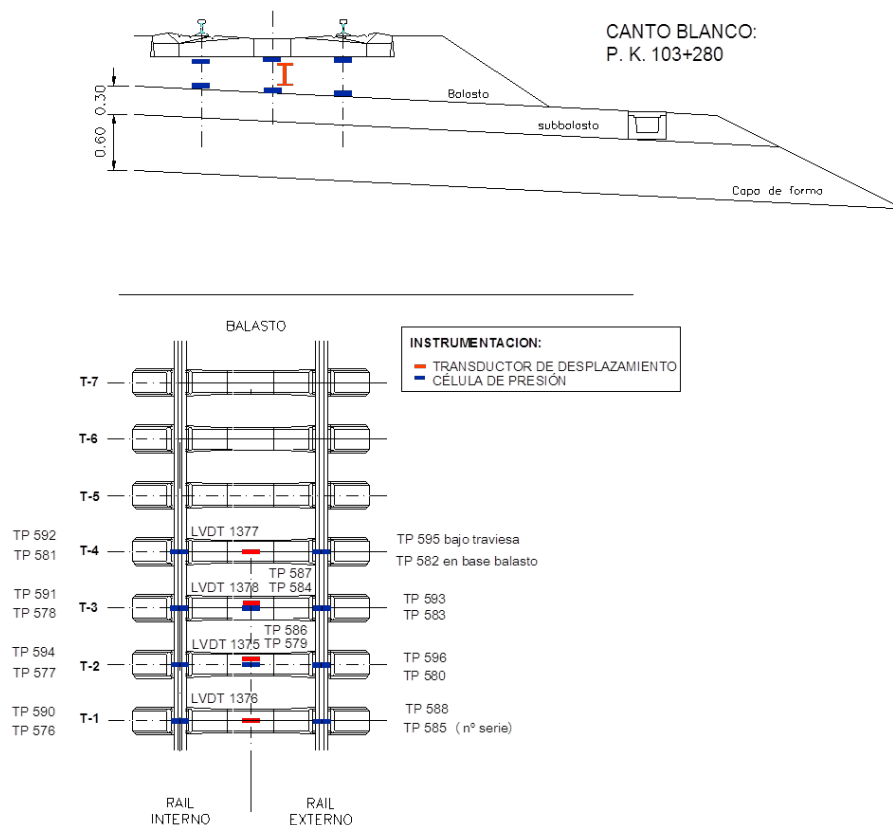


Figura 3. Instrumentación interna de la superestructura

En los puntos siguientes se describen estas medidas.

3.1. Medidas estáticas

El micrómetro deslizante vertical se instaló una vez que el terraplén alcanzó la cota de capa de forma, a finales del mes de enero de 2005. Ha permitido cuantificar los asientos postconstructivos de la plataforma.

Desde la entrada en servicio de la línea en diciembre de 2007 hasta mayo de 2012, el asiento sufrido por la plataforma ha sido de 9,5mm y según se aprecia en la Figura 1, la mayor parte del asiento se ha desarrollado por deformaciones del material entre 5 y 14m bajo la cota del subbalasto (la mitad inferior del terraplén y la zona más superficial del cimient).

El asiento citado (9,5mm) representa un 0,8‰ de la altura del terraplén en un periodo de 4,5 años. Es un asiento diferido bajo que se corresponde con un relleno de buena calidad.

El asiento debido a las deformaciones de los 4m superiores es prácticamente nulo. Al interpretar estos resultados hay que tener en cuenta que la cabeza del micrómetro deslizante está situada en el subbalasto, exteriormente a la banqueta de balasto, con lo que, al menos en los 1 a 2m superiores no se vería afectado por las solicitaciones debidas al tráfico ferroviario.

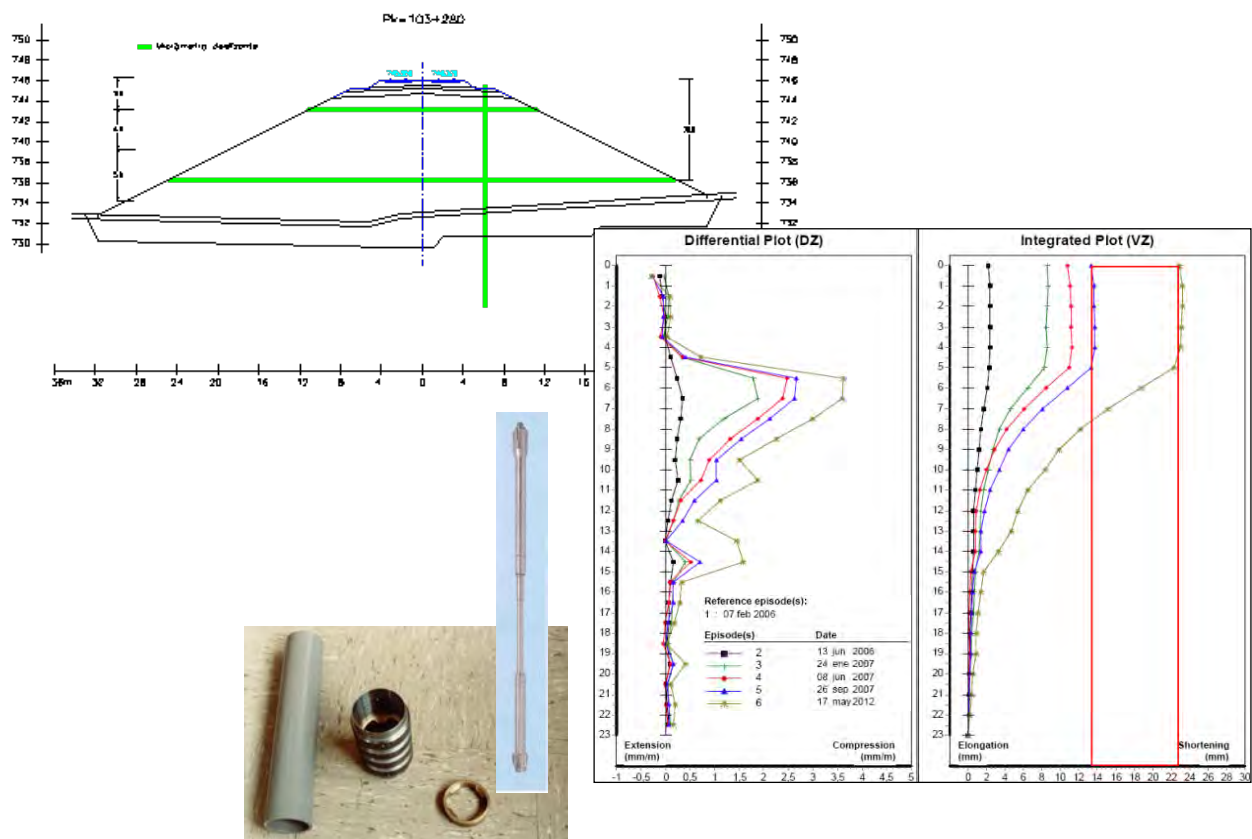


Figura 4. Micrómetro deslizante

3.2. Medidas dinámicas

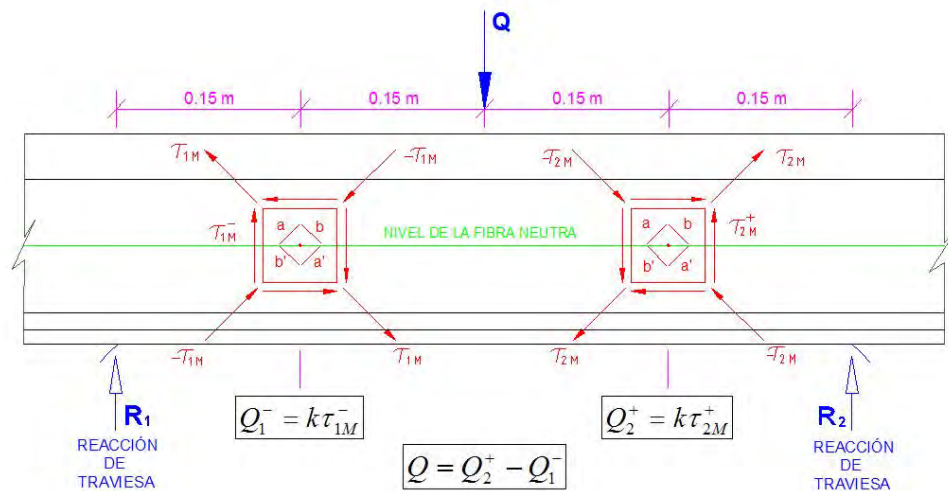
3.2.1. Obtención de cargas, reacciones y velocidades de paso de tren mediante bandas extensométricas en puente completo

Estas bandas son utilizadas para la medida del esfuerzo cortante en carril.



Foto 1.- Colocación de bandas extensométricas en Cantoblanco

En la Figura 5 se indica el esquema operativo utilizado para determinar la carga Q inducida en la vía por el paso de una rueda del tren. Se obtiene restando las historias de los esfuerzos cortantes Q_i , determinadas en dos puntos de un vano de vía situado entre dos traviesas consecutivas. Teniendo en cuenta que la longitud de dichos vanos es de 0,60 m, se ha considerado conveniente separar dichos puntos 0,30 m situándolos a 0,15 m del centro del vano elegido.



El valor de k y la posición de la fibra neutra dependen de la forma y tamaño de la sección transversal del carril.

Figura 5.- Esquema seguido para el pegado de bandas extensométricas en un vano de vía entre traviesas.

Como ejemplo de las historias de cargas que pueden obtenerse en un punto de la vía con esta técnica, en la parte superior de la Figura 6 se han representado las historias de esfuerzos cortantes Q_2 y Q_1 inducidas por un tren ALVIA circulando a 200 km/h en un vano de vía, instrumentado según el esquema de la Figura 5. En la parte inferior de dicha figura se muestra la historia de las cargas Q producidas en el carril instrumentado por el paso de las ruedas de dicho tren. Dicha historia se ha obtenido restando de la historia Q_2 la Q_1 .

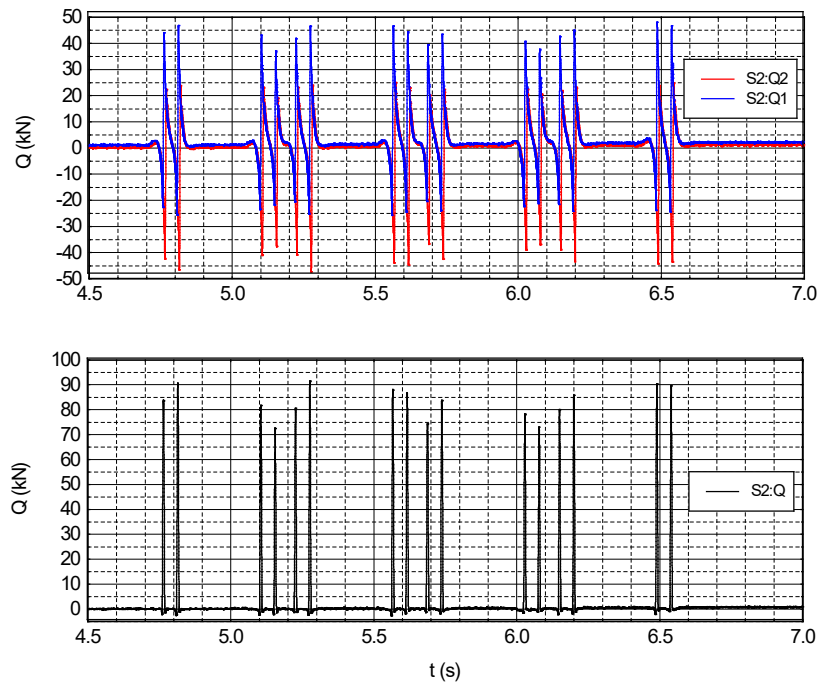


Figura 6.- Historia de cargas Q por rueda obtenida restando las historias de esfuerzos cortantes Q_2 y Q_1 inducidas en un vano de alta velocidad por un tren ALVIA a 200 km/h

De manera análoga pero disponiendo sendas bandas extensométricas a cada lado de una traviesa puede obtenerse la historia de la resultante de las cargas que actúan sobre la misma al paso de un tren y deducirse la historia de reacciones sobre ella (R_1 y R_2 en la Figura 5) ya que se conoce, gracias al procedimiento descrito anteriormente, la historia de carga por rueda (Q).

Se han realizado cálculos numéricos tridimensionales con objeto de confirmar la bondad del método de análisis de datos procedentes de la auscultación de cargas empleada en las secciones ferroviarias de campo.

El procedimiento empleado en los trabajos de campo consiste en determinar la deformación en el alma del carril con las bandas extensométricas y a partir de ella, calcular la tensión tangencial y el esfuerzo cortante en la sección.

En la Figura 7 se recogen los resultados de estos cálculos. Se compara el cortante obtenido integrando las tensiones tangenciales con el obtenido a partir de la formulación que relaciona la tensión tangencial en el alma de una viga con el esfuerzo cortante de la sección.

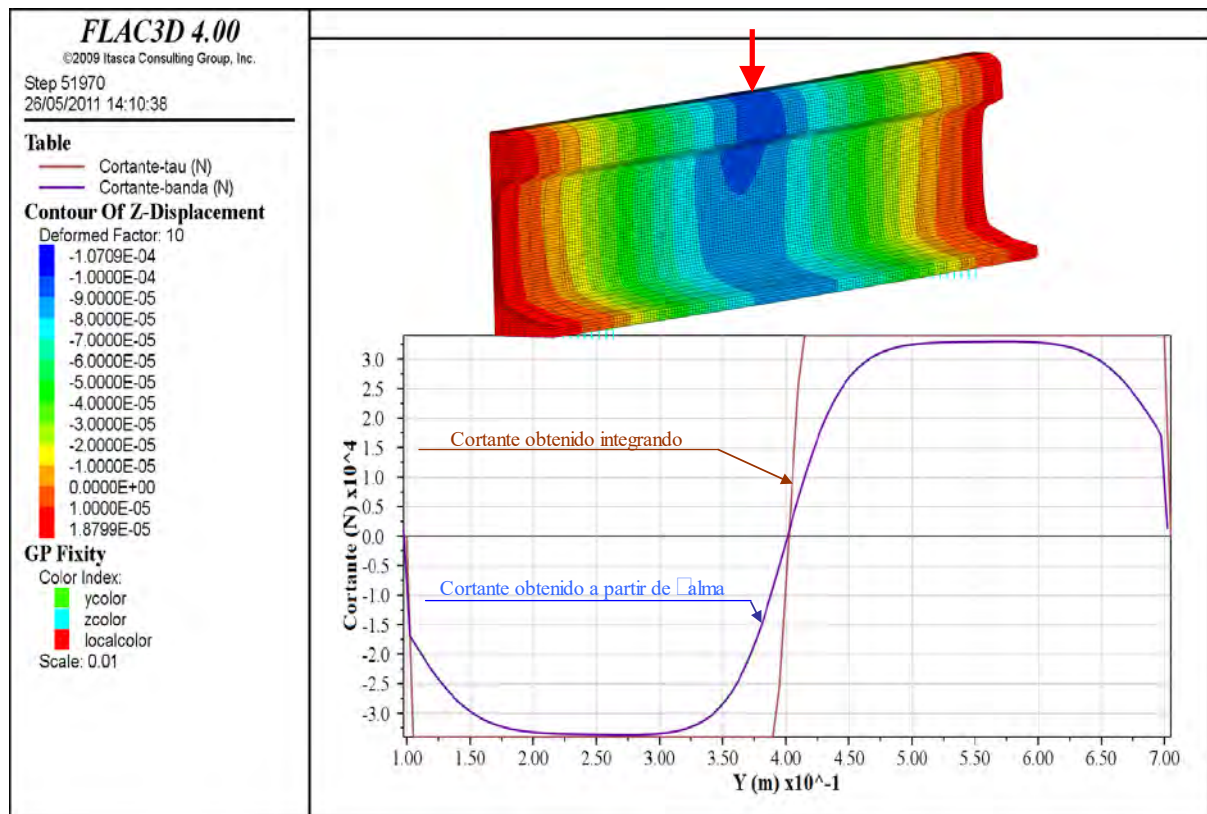


Figura 7.- Modelo numérico para estudiar la validez del procedimiento de cálculo del esfuerzo cortante

Se observa que el procedimiento de obtención del esfuerzo cortante a partir de las bandas extensométricas presenta un error inferior a 2% a partir de una distancia de 10 cm del punto de aplicación de la carga. A 5 cm del punto de aplicación el error es del 17%.

La medida de cargas se está realizando con bandas extensométricas separadas 30 cm entre sí, obteniendo la carga cuando ésta está situada a mitad de distancia entre ellas (15 cm) con lo que la precisión debería ser superior al 2% citado.

Con el fin de comprobar la precisión del conjunto del sistema de medida de cargas se han efectuado ensayos en la Instalación para Ensayos de Infraestructura Ferroviaria del CEDEX en los que se han contrastado las cargas aplicadas por el actuador con los valores registrados empleando la misma tecnología utilizada en la sección instrumentada en Cantoblanco.

El error obtenido es del 1%. Estas medidas se han realizado en un ambiente con menor ruido que el que se observa en el campo por lo que previsiblemente la precisión obtenida en el campo sea ligeramente inferior.

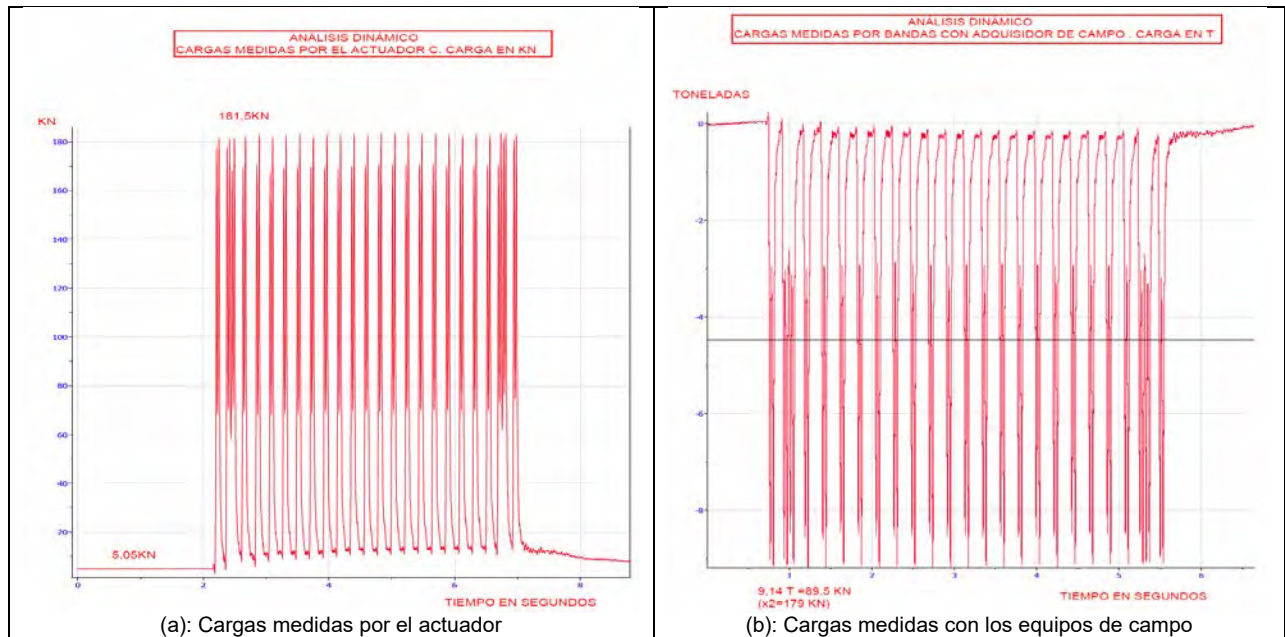


Figura 8.- Contraste del procedimiento de medidas de cargas en la Instalación para Ensayos de Infraestructura Ferroviaria del CEDEX

Para un mismo tipo de tren, se obtienen cargas prácticamente idénticas 2 y 4 años después de la puesta en servicio de la línea. La carga por rueda de los trenes tipo S-102 y S-130 es de unos 70 kN. El tren tipo S-121, formado por bogies, es algo más ligero presentando una carga por rueda de 65 kN.

Mediante las bandas extensométricas se ha evaluado la reacción sobre 2 de las traviesas, denominadas T2 y T3, así como su relación con la carga por rueda. Se observa que hay un diferente comportamiento en las dos traviesas, para T2 se obtienen valores medios de 39 kN para S-130 a los 2 años y de 37-38 kN a los 4 años de la puesta en servicio, mientras que para estos mismos trenes en T3 se miden valores medios de 24 kN a los 2 años y 27 kN en a los 4 años. Para el tren tipo S-121 las reacciones medias en ambas traviesas son ligeramente inferiores a las anteriores: 34 kN en T2 y 21 kN en T3 (campaña de 2009).

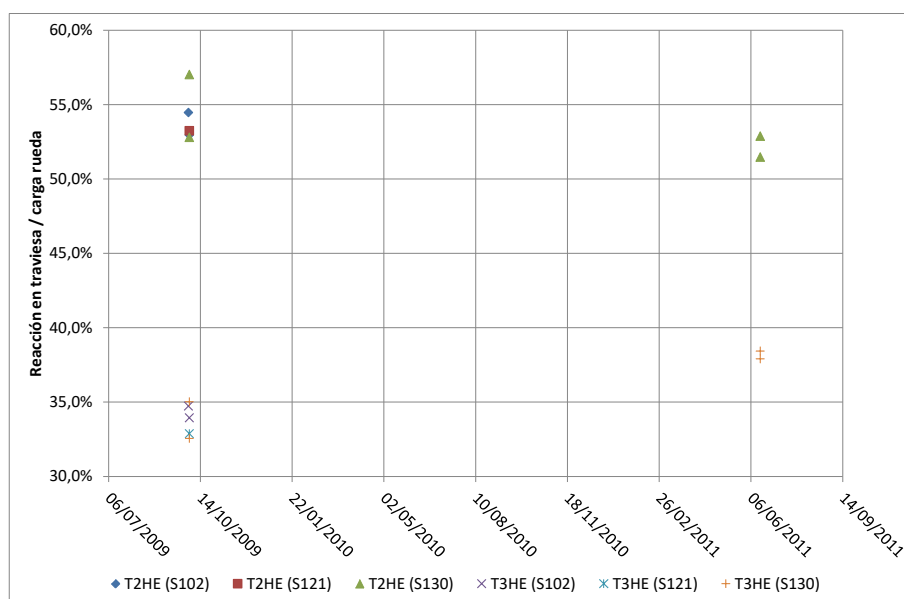


Figura 9.- Reacciones medias en traviesa / carga por rueda

El cociente reacción en traviesa/carga por rueda bajo el hilo exterior de la traviesa T2 baja de un valor medio del 54,9% a los 2 años de la puesta en servicio al 52,2% a los 4 años mientras que bajo el hilo exterior de la traviesa T3 sube del 33,8% al 38,2%. Esto puede deberse a la evolución del comportamiento del apoyo de las traviesas o bien a la ejecución de un bateo intermedio (los técnicos de mantenimiento informaron verbalmente de que se habían realizado operaciones de bateo).

De estas medidas puede resaltarse la diferencia de comportamiento entre traviesas contiguas. Las reacciones obtenidas en otros emplazamientos presentan valores intermedios entre los detectados en estas dos traviesas.

Los trenes circularon por esta sección con una velocidad en torno a 105 a 110 km/h.

3.2.2. Obtención de movimientos del carril y rigidez de vía mediante medidas con láser y geófonos.

Para la medida de los desplazamientos absolutos de carril bajo las cargas estáticas o dinámicas se han utilizado dos sistemas de medida sin contacto. El primero basado en un emisor Láser y sus sensores de desplazamiento del tipo PSD (Position Sensitive Device) y el segundo mediante la integración de la señal proporcionada por geófonos (Foto 2).

Estos sensores láser son una variedad especial de fotodiodos de silicio que proporcionan una señal analógica de salida directamente proporcional a la posición del punto luminoso procedente del Láser de excitación sobre el área activa del sensor.



Foto 2. Sensor láser y geófono

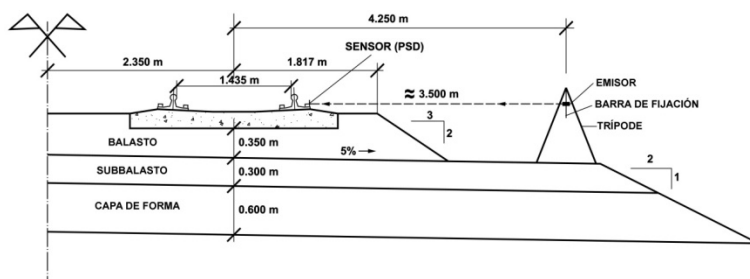


Figura 10. Esquema de medida con sensor láser

El sensor láser por su filosofía de medida requiere de un punto fijo en la posición del emisor que emita un rayo horizontal de luz cuya posición constante en el espacio sirve de nivel de referencia de las medidas que se toman en el receptor (Figura 10). En campo, este punto fijo no es tal ya que el trípode que se utiliza como soporte del emisor se apoya sobre la capa de subbalasto junto a la canaleta de vía. Por otro lado el propio efecto aerodinámico provocado por el paso del tren puede influir en la estabilidad del emisor. Este movimiento puede explicar la dispersión de las medidas tomadas con el láser en los registros de campo frente a la gran calidad obtenida con el mismo equipo en las medidas efectuadas en el Cajón de Infraestructuras Ferroviarias del CEDEX. La obtención de un punto fijo situado junto a la vía necesario por la distancia requerida para medir con el sensor láser es un asunto a considerar. En otros emplazamientos, con el objetivo de intentar solventar este problema, se ha dispuesto el emisor láser en las torres de soporte de la catenaria. Los resultados así obtenidos han sido más desfavorables.

Para la medida de desplazamientos se han empleado asimismo geófonos. Son transductores pasivos electrodinámicos de baja frecuencia de resonancia y alta sensibilidad. El registro procedente de estos sensores (velocidad) debe integrarse para obtener las deflexiones del carril.

Se han utilizado geófonos de 2 Hz solidarios al carril (Foto 2). La situación de los sensores, con un gálibo reducido, ha impedido utilizar geófonos con menor frecuencia de resonancia para la medida de los movimientos del carril.

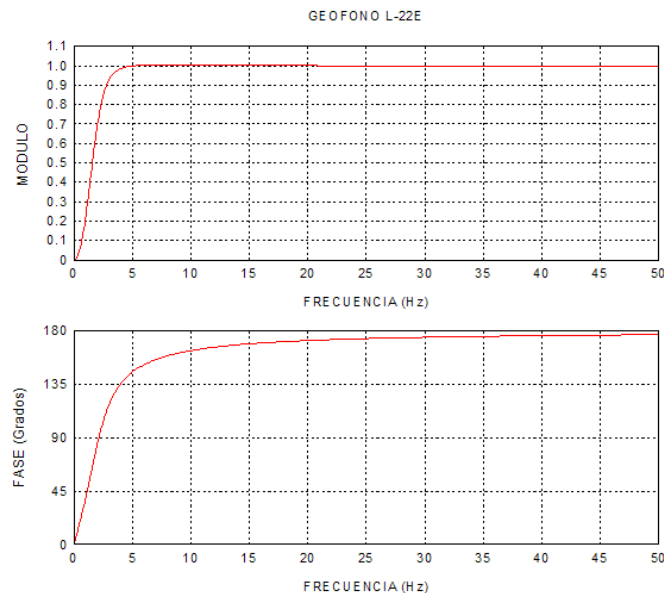


Figura 11.- Curvas de respuesta del geófono de 2 Hz elegido

Antes de integrar las señales captadas por el geófono para obtener las deflexiones del carril, ha sido necesario modificar las fases de los armónicos que constituyen dichas señales. Con ello se ha conseguido registros de la deflexión de gran calidad para velocidades superiores a 100km/h (Figura 12).

Frente a otros tipos de sensores de similares dimensiones, como pueden ser los acelerómetros, los geófonos ofrecen la ventaja de no necesitar alimentación eléctrica externa y de permitir corregir la línea base de las señales integradas de una manera relativamente sencilla.

Según la experiencia del Laboratorio de Geotecnia, se consideran más precisas las medidas obtenidas a partir de la integración de los registros de los geófonos de 2 Hz que las obtenidas con el láser debido a la dificultad de conseguir un punto fijo para la sujeción del emisor, y por ello han sido las utilizadas en el estudio. Las medidas con los sensores láser sirven por el momento para confirmar el orden de magnitud de las medidas tomadas con los geófonos.

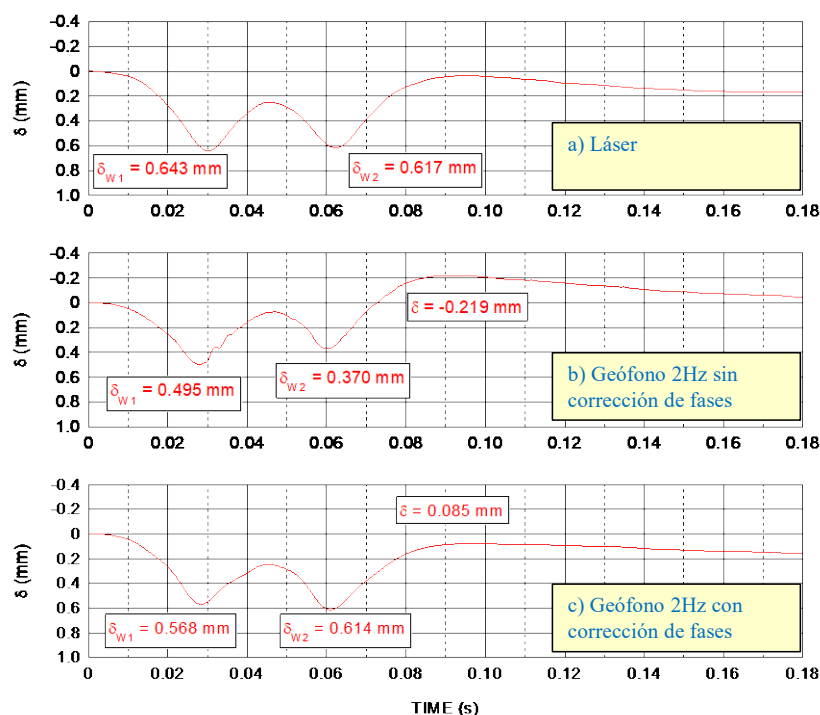


Figura 12. Deflexiones absolutas de la vía obtenidas: a) con un sistema de rayos láser b) sin corregir las fases de la señal recibida en un geófono de 2Hz y c) corrigiendo previamente las fases de la señal captada con el geófono

En la campaña de medidas del año 2009 (2 años después de la puesta en servicio), tanto para los trenes tipo S-102 como tipo S-130 se obtiene un valor medio de desplazamiento de carril de aproximadamente 0,66 mm. En 2011, el valor medio de las medidas de desplazamiento de carril asciende a 0,74 mm para los trenes tipo S102 y hasta 0,78 mm para los trenes tipo S-130. Nótese que estas medidas son las obtenidas a partir de los geófonos de 2 Hz.

Las deflexiones medidas son generalmente similares en los dos hilos de cada vano.

Al comparar los registros 2 y 4 años después de la puesta en servicio y teniendo en cuenta los valores de las cargas medidas en ambos años, se observa que siendo iguales las cargas, la deflexión de carril registrada a los 4 años es de un 10 a un 20% superior a la medida a los 2 años.

3.2.3. Obtención de la rigidez de vía.

La rigidez media obtenida (cociente entre la carga por rueda y la deflexión del carril) presenta valores entre 109 y 115 kN/mm en 2009 y entre 91 y 96 kN/mm en 2011.

A la luz de estos resultados se concluye que la rigidez de la vía ha bajado en el periodo entre los 2 y 4 años desde la puesta en servicio. Podría esperarse, sin embargo, que los esfuerzos verticales producidos por el paso de las circulaciones produjesen con el tiempo un asiento remanente en la banqueta de balasto y una rigidización de ésta. La pérdida de rigidez detectada podría achacarse a las operaciones de bateo que se han llevado a cabo en parte para alcanzar la rasante inicial perdida por el asiento en la plataforma.

3.2.4. Obtención de movimientos de pad y traviesa mediante medidas con potenciómetros y geófonos.

Los potenciómetros miden el desplazamiento relativo entre la traviesa y el patín del carril, por tanto son una medida del acortamiento del PAD al paso de los ejes del tren (Foto 3).



Foto 3. Potenciómetro y geófonos

El cociente entre la reacción sobre una traviesa y la deformación del pad es de unos 180kN/mm.

Del valor de descenso de las traviesas instrumentadas con geófonos de 1 Hz se deduce que, dentro de una misma campaña de medidas, el descenso medio de una traviesa ha sido de 0,40 a 0,50 mm en el año 2009 y se incrementó aproximadamente en 0,1 mm en el año 2011.

3.2.5. Representación comparada de los movimientos de carril, PAD y traviesa.

En la Figura 13 se comparan, para cada uno de los ejes de uno de los trenes analizados, los valores relativos a desplazamiento de traviesa, acortamiento de su PAD correspondiente y movimiento de carril en el vano inmediatamente anterior y/o posterior a dicha traviesa. Hay que tener presente que el movimiento del carril en el vano puede ser algo diferente al movimiento del carril sobre la traviesa.

La medida conjunta, o suma, del descenso de traviesa (medido con los geófonos de 1 Hz) y acortamiento del PAD (medido con los potenciómetros) permite realizar una comprobación de la medida de deflexión del carril que se registró con los geófonos de 2 Hz. De esta manera la deflexión del carril que se mide entre dos traviesas debería ser similar a la suma del descenso de cada una de estas traviesas y el acortamiento (o movimiento relativo traviesa - carril) de su correspondiente PAD. Junto a la medida conjunta de descenso de traviesa y acortamiento de su PAD correspondiente, en la Figura 13 se han representado los desplazamientos de carril tanto en el vano inmediatamente anterior a dicha traviesa como en el inmediatamente posterior.

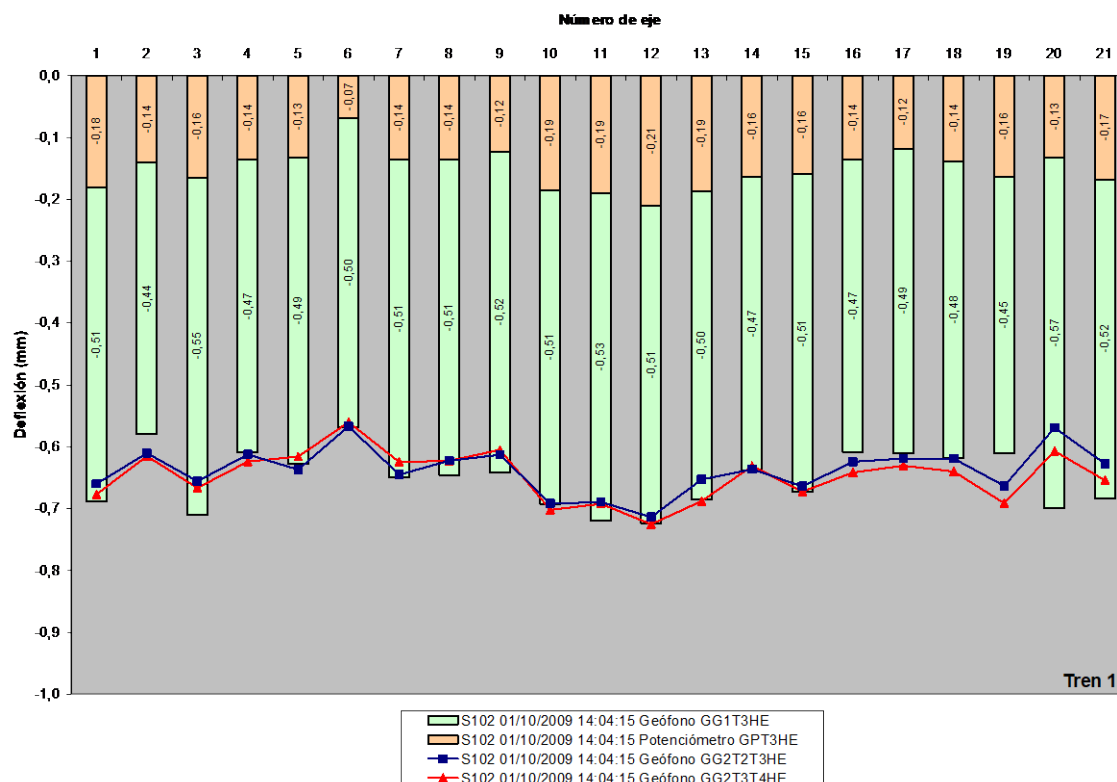


Figura 13. Comparación entre las deflexiones del carril (geófono de 2 Hz) para cada uno de los ejes de un tren frente a la suma de los asientos de la traviesa (geófono de 1 Hz) y el acortamiento del pad (potenciómetro)

3.2.6. Obtención de presiones y movimientos en las capas de balasto e infraestructura mediante células de presión y LVDT.

En la Figura 2 y la Figura 3 incluidas en páginas anteriores, se presenta la situación de la instrumentación empleada en estos trabajos.

Las células de presión se colocaron bajo los carriles justo debajo de las 4 traviesas. Además se colocaron dos células en la parte central de 2 de ellas.

En la Foto 4 se recoge un momento de la instalación de las células de presión bajo una traviesa y en la Figura 14 un ejemplo de los registros obtenidos. En rojo se dibuja la señal original y en azul la señal filtrada, ambas en unidades PSI y sin corregir de cero. Se observa que la coincidencia entre ambas señales es buena, puesto que existe poco ruido en la señal original. Este ruido desaparece prácticamente en su totalidad al realizar el filtrado. Del análisis espectral de la señal registrada por las células de presión se concluyó aplicar un filtro tipo pasa baja (low pass) con frecuencia de corte en 40 Hz.



Foto 4. Instalación de células de presión bajo las traviesas

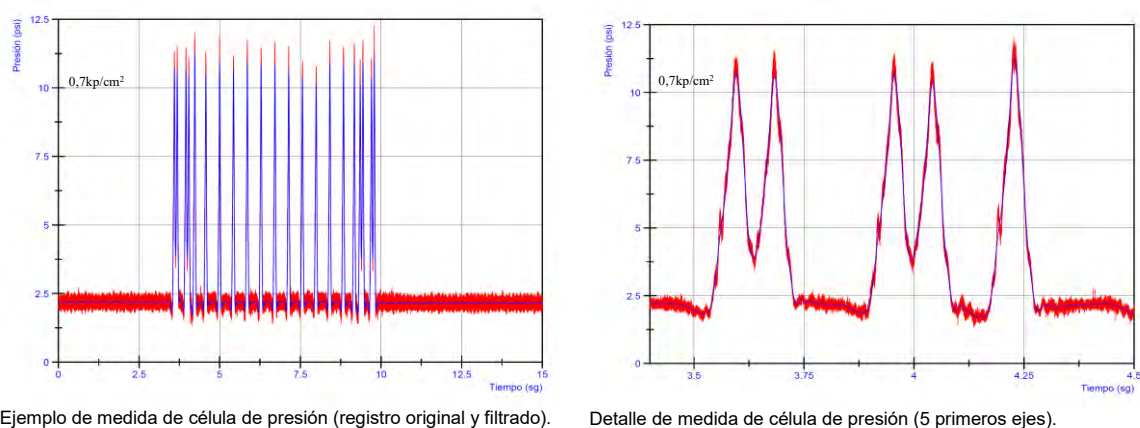


Figura 14. Registros original y filtrado de medidas de célula de presión

El análisis de estas presiones muestra dispersión de medidas entre los distintos sensores. Los valores medios obtenidos de las 8 células situadas bajo traviesa son de 1,1 a 1,2 kp/cm^2 .

Las medidas bajo traviesa tomadas en el punto medio de las mismas son obviamente menores que las obtenidas bajo los carriles, presentando valores de 0,38 y 0,10 kp/cm^2 .

Los valores de presión obtenidos en la región de contacto balasto-subbalasto son más uniformes que los obtenidos en los sensores dispuestos bajo traviesa. Los valores medios resultantes en las células dispuestas bajo carriles en el contacto de las capas de balasto y subbalasto son de 0,55 a 0,70 Kp/cm^2 . Según estos datos la transmisión de la carga dinámica a lo largo de la capa de balasto es bastante vertical, o en otras palabras el reparto de carga a lo largo de la capa de balasto es pequeño.

Por otro lado, en el punto medio de las traviesas, en el contacto balasto-subbalasto se obtienen valores medios de 0,22 kp/cm^2 .

Los transductores de desplazamiento (LVDT) han sido utilizados para medir el acortamiento de las capas internas (balasto, subbalasto, capa de forma y coronación de terraplén). En la capa de balasto se colocaron transductores de desplazamiento bajo el punto medio de las traviesas instrumentadas (Foto 5). En la capa de subbalasto se dispusieron transductores de desplazamiento, bajo el hilo interior y el hilo exterior. En la capa de forma y coronación de

terraplén se situaron sendos transductores de desplazamiento, ambos bajo el punto medio de una traviesa.



Foto 5. Sensor LVDT utilizado en la capa de balasto

Para eliminar el ruido en las señales de los LVDT se escogió un filtro tipo pasa baja. Se empleó una frecuencia de corte diferente para cada registro (variando entre 18 y 40 Hz), elegida en función del resultado obtenido al analizar espectralmente cada una de las señales.

En la Figura 15 se representa la deformación del balasto al paso de trenes en los años 2008, 2009 y 2011. En cada una de las curvas se aprecia el paso de un tren marcándose los distintos ejes y la deformación de compresión provocada por cada uno de ellos.

Los sensores LVDT registran un incremento del espesor de balasto bajo las traviesas en el periodo de medidas que concuerda correctamente con los asientos de la plataforma registrados con el micrómetro deslizante (Figura 15 y Figura 16). A la vista de estos resultados parece reflejarse que el asiento de la coronación del terraplén se ha contrarrestado en las operaciones de bateo incrementando el espesor de la capa de balasto para mantener la cota de rasante.

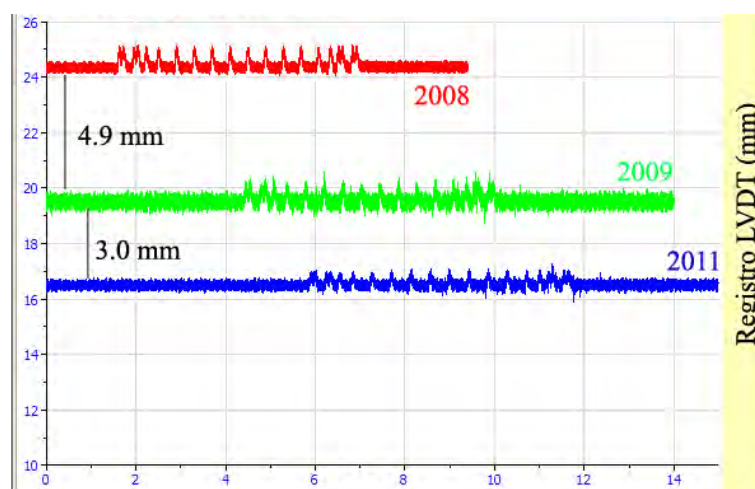


Figura 15. Evolución temporal del nivel basal registrado en los transductores de desplazamiento situados en la capa de balasto en una de las traviesas auscultadas

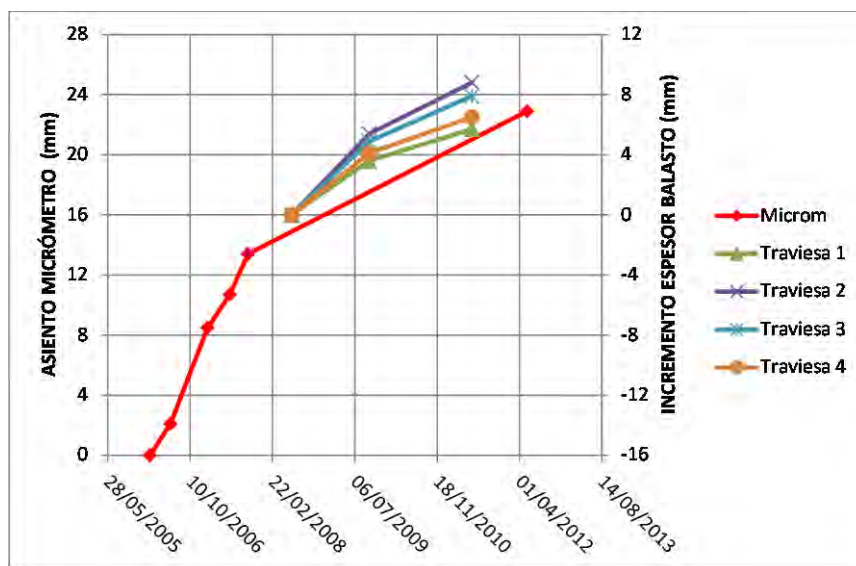


Figura 16. Asiento de la coronación del terraplén frente a la evolución del espesor de balasto

En la capa de subbalasto se registraron deformaciones al paso de los trenes comprendidas entre 0,05 y 0,15mm.

4. ANÁLISIS DE PATOLOGÍAS Y COMPORTAMIENTO DE TRANSICIONES Y SECCIONES SINGULARES

En la Tabla 1 y la Figura 17 se indican los trabajos más significativos llevados a cabo principalmente con ADIF en los que la instrumentación y la modelización numérica han tenido un papel importante.

Tabla 1. Trabajos realizados

TIPO	DESCRIPCIÓN
Patología geotécnica clásica	Varios
Instrumentación general. Datos para calibrado del Cajón de Infraestr. Ferrov. del CEDEX	PK 69+500 de la línea de alta velocidad Madrid-Zaragoza
Instrumentación general	Tramo Fuencarral-Canto Blanco de la línea de alta velocidad Madrid-Segovia-Valladolid
Transición terraplén-estructura	Secciones instrumentadas en Borges Blanques y Montagut
Transición vía en placa - vía sobre balasto	Túnel de S. Pedro en la Línea Madrid - Valladolid
Subbalasto granular - bituminoso	Secciones instrumentadas en Valdestillas y en Subtramo: Villodrigo - Villazopeque. Tramo Valladolid – Burgos
Estudio de secciones con espesores importantes de balasto	Secciones instrumentadas en Zaragoza y en Córdoba
Patologías de sujeciones en vía en placa	Túnel Barcelona
Detección de la evolución de cavidades en túneles	Investigación para definición de procedimiento. Ensayos en túnel.
Instrum. convencional - fibra óptica	Evolución del estado tensional del carril. Pilotes termoactivos



Figura 17. Secciones de LAV instrumentadas por el CEDEX

En las figuras siguientes se recoge información descriptiva de estos trabajos.



Foto 6. Instrumentación de transición vía en placa - vía sobre balasto

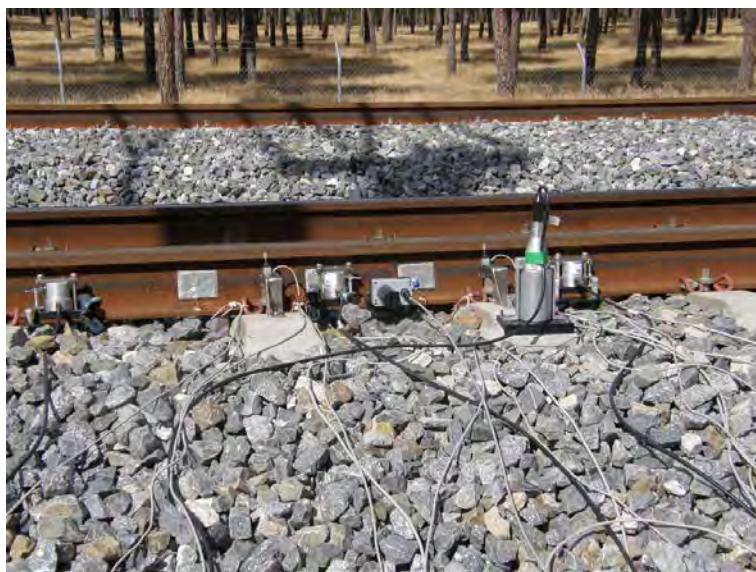


Figura 18. Instrumentación externa de sección bituminosa



Foto 7. Medida de deflexiones en traviesa (geófono izquierdo) y carril (geófono central y láser).

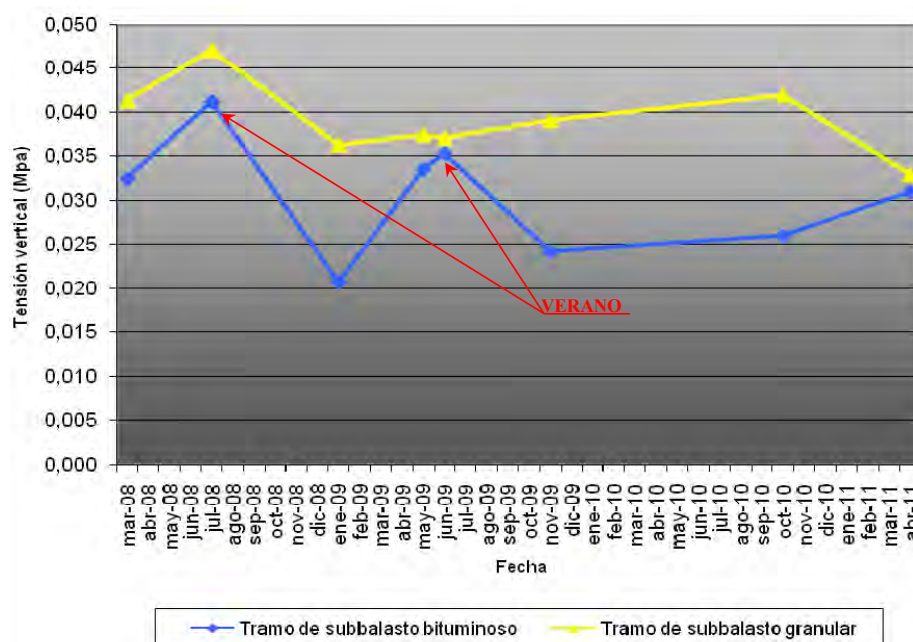


Figura 19. Tensión vertical en el contacto capa de forma - subbalasto



Foto 8. Sección instrumentada con espesor importante de balasto

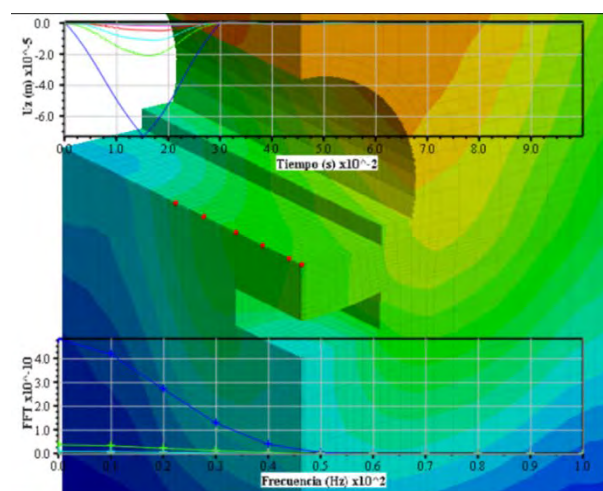


Figura 20. Análisis de la respuesta del túnel con una cavidad bajo la contrabóveda (FLAC3D)

5. INSTALACIÓN PARA ENSAYOS DE INFRAESTRUCTURA FERROVIARIA DEL CEDEX

El Laboratorio de Geotecnia dispone de una célula de ensayos que permite ensayar de forma acelerada a escala 1:1 secciones de vía real, tanto convencional como de alta velocidad con tráfico mixto, hasta velocidades de 400 km/h.

Tiene unas dimensiones de 21 m de longitud, 5 m de anchura y 4 m de profundidad y 3 zonas de ensayo de 7m cada una.

Dispone de 6 gatos que permiten simular el movimiento horizontal de trenes hasta 400 km/h, incorporando la rotación de las tensiones principales en las capas de la vía.

Con este equipo pueden realizarse ensayos acelerados para analizar el comportamiento de secciones durante su vida útil (una semana de trabajo ↔ un año de tráfico).



Foto 9. Cajón Ferroviario del CEDEX

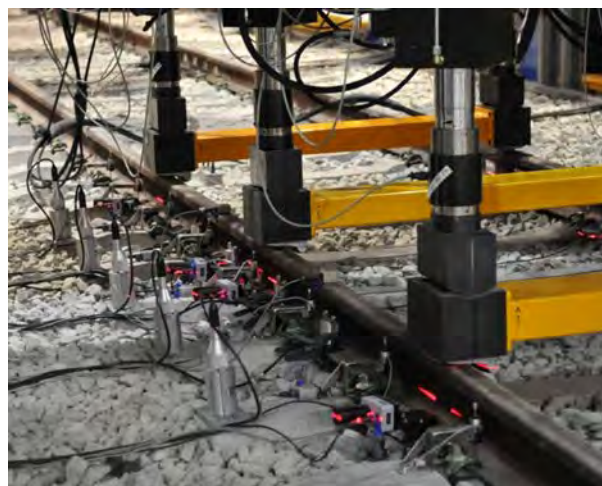


Foto 10. Cajón Ferroviario del CEDEX (detalle de la instrumentación)

Para su puesta a punto se realizó una modelización numérica destinada a optimizar su comportamiento frente a solicitaciones dinámicas.

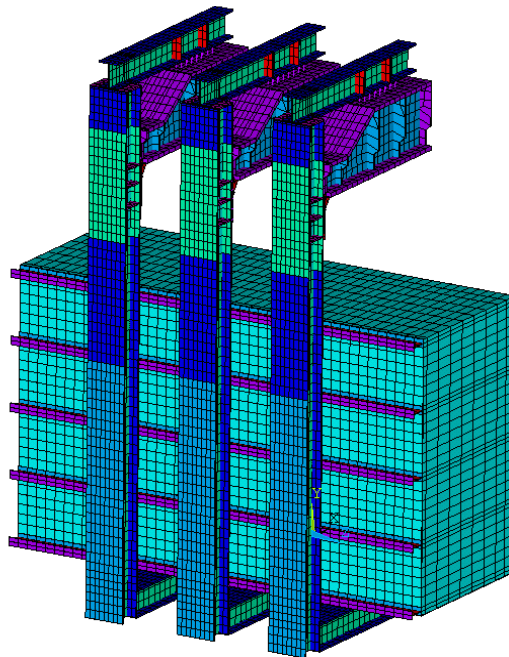


Figura 21. Modelización numérica del Cajón

En las figuras siguientes se recoge una sección de la instrumentación empleada para el estudio de secciones con subbalasto bituminoso y un ejemplo de distribución temporal de cargas al paso de un tren así como el asiento remanente registrado en función del nº de ejes (hasta 4 millones de ejes). Estos equipos se describen en páginas posteriores.

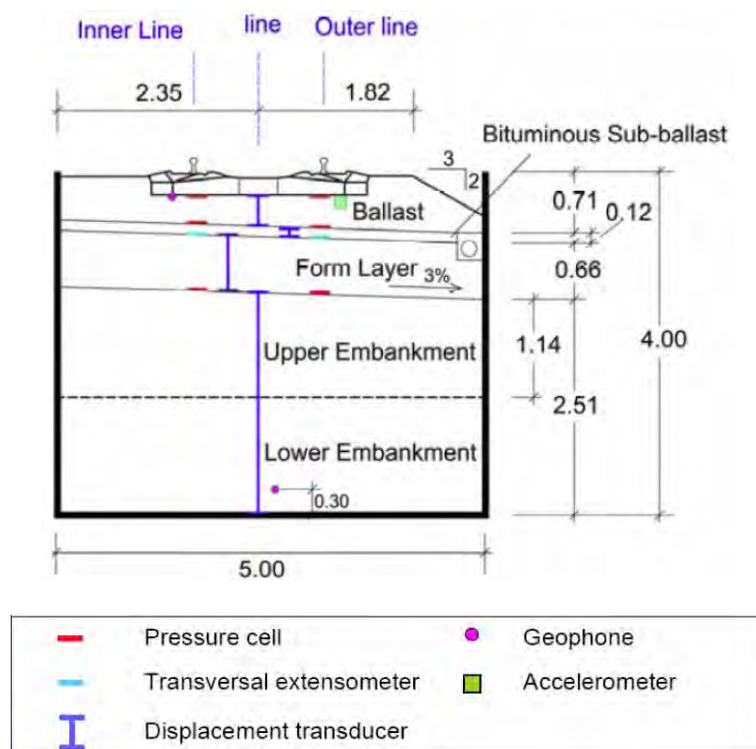


Figura 22. Ejemplo de sección instrumentada

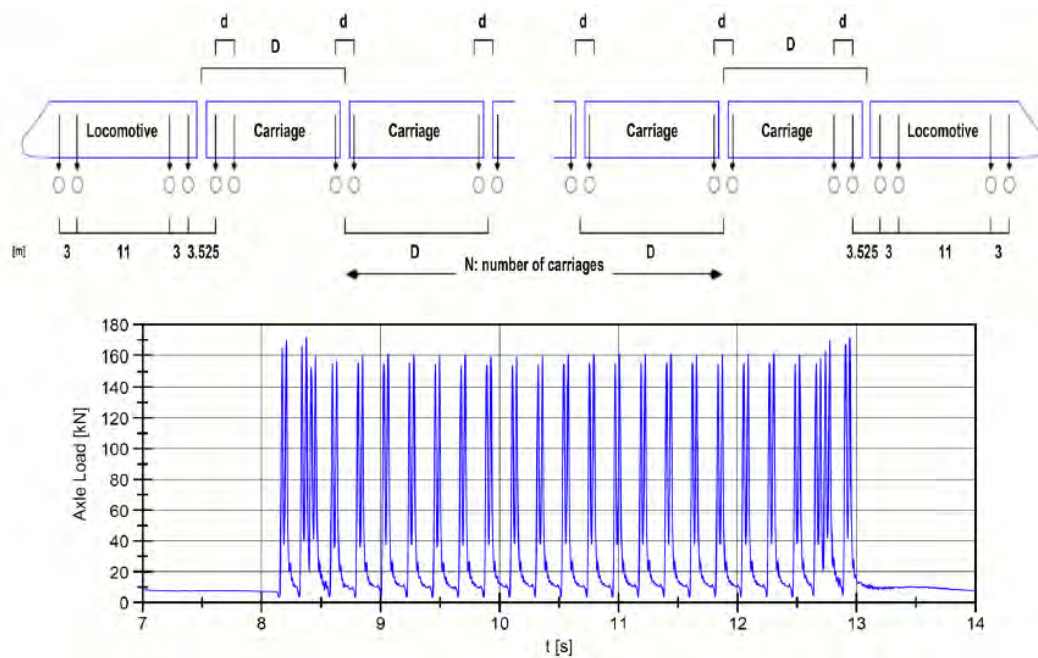


Figura 23.- Ejemplo de distribución temporal de cargas al paso de un tren

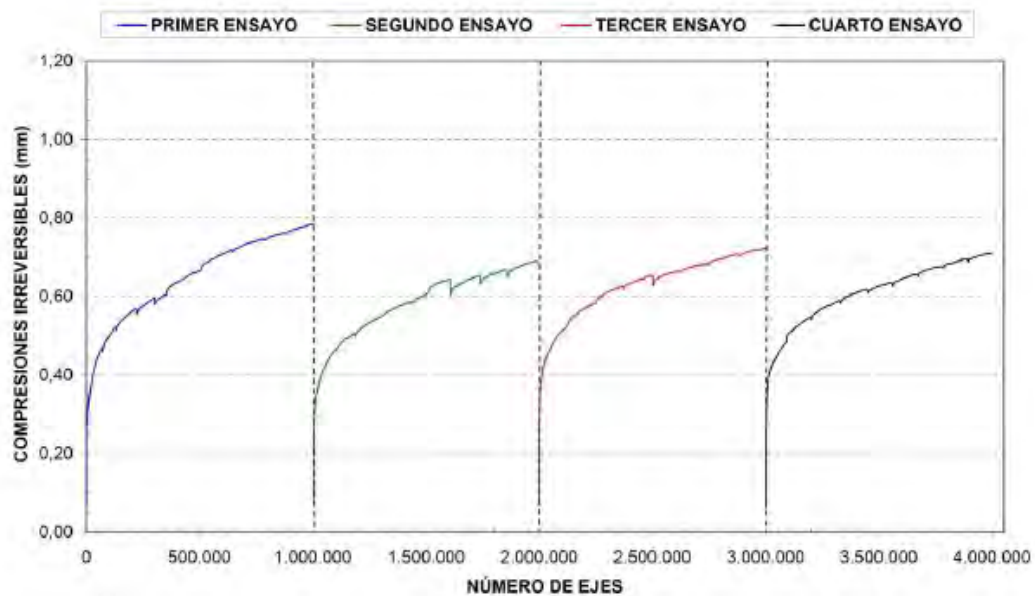


Figura 24. Asiento irreversible al paso de $4 \cdot 10^6$ ejes

De forma singular, en alguno de los trabajos realizados se solicitó al CEDEX la medida de aceleraciones en las partículas de balasto ferroviario. Para ello se decidió incluir internamente en cuatro piedras de balasto acelerómetros triaxiales integrados con características estáticas (medición de aceleración gravitatoria), asegurando el movimiento solidario piedra-acelerómetro mediante empotramiento con resina epoxi (Foto 11).



Foto 11. Partícula de balasto instrumentada

En la Foto 12 se presenta un ejemplo del empleo en el cajón de ensayos de partículas de balasto instrumentadas. En esta aplicación, las piedras instrumentadas se instalaron buscando posiciones representativas del comportamiento del balasto. Para ello, la piedra 1 registró las aceleraciones en piedra aislada sobre traviesa central, en el eje de simetría de la misma, y la piedra 2 se dispuso en forma similar en el lateral de la misma traviesa. Las piedras 3 y 4 se instalaron en superficie del balasto a 30 cm del eje longitudinal de la traviesa de referencia.



Foto 12. Situación de piedras instrumentadas

La utilización de acelerómetros triaxiales incluidos en piedras de balasto ha permitido registrar las aceleraciones producidas por el paso de trenes en amplitud y tiempo, así como su orientación en el espacio, tanto en la instalación del CEDEX como en medidas de campo. La respuesta estática de los sensores utilizados orienta la posición de la piedra, por lo que los resultados son independientes de la posición de la misma.

Entre los trabajos llevados a cabo en el Cajón Ferroviario pueden destacarse:

- Reproducción de la sección de la vía en el P.K.69+500 de la LAV Madrid-Barcelona a la salida de Guadalajara (2004-2006). Fue el primer modelo físico estudiado. Esta sección se instrumentó para disponer de un elemento de calibración y/o confirmación de la información proporcionada por la instalación del CEDEX.
- Optimización del espesor de subbalasto bituminoso frente a circulaciones a alta velocidad (2007-2009). Se contrastó con la información obtenida en un tramo experimental de 500 m construido con subbalasto bituminoso en la localidad de Valdestillas situada en la LAV Madrid-Valladolid. Para optimizar dicho espesor, se ensayaron 3 secciones transversales con subbalasto bituminoso, cada una de ellas en una zona distinta del Cajón.
- Influencia del tipo de traviesa en la propagación de la vibración a través de la infraestructura férrea (Programa Europeo RIVAS 2009-2013).
- Estudio del comportamiento de líneas de alta velocidad sometidas a tráfico mixto (2013).
- Colaboración en el marco del proyecto FASTRACK: "Nuevo sistema de vía en placa para alta velocidad sostenible y respetuoso con el medio ambiente" (2014).
- Estudio de la influencia de la contaminación del balasto con arena en la línea de alta velocidad Medina-La Meca.
- Estudio del comportamiento mecánico de prototipos de vía en placa (Programa Europeo Capacity For Rails (2013-2017)).
- Estudio del efecto de la muy alta velocidad (hasta 400 km/h) en el comportamiento mecánico de las capas de balasto y subbalasto (2017).

6. CONCLUSIONES

En los puntos anteriores se intenta presentar una panorámica de los trabajos que realiza el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en el ámbito de la Instrumentación de obras ferroviarias y el estudio de patologías y comportamiento de las diferentes capas de asiento.

Es una actividad relativamente nueva que ha surgido de la relación con ADIF y que ha requerido un importante esfuerzo profesional.

7. AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer a las personas que han colaborado en los trabajos a los que se refiere este documento, tanto de ADIF como del equipo multidisciplinar que llevó a cabo estos trabajos.

BIBLIOGRAFÍA

Barzilai, A. (2000). Improving a geophone to produce an affordable broadband seismometer. Ph.D. Thesis, Stanford University.

Brincker, R., Lago, T., Andersen, P. & Ventura, C. (2001). Improving the classical geophone sensor element by digital correction. Proceedings: IMAC-XXIII Conference & Exposition on Structural Dynamics.

Coulier, P. & Degrande, G. & Lombaert, G. & Leuven, K. U. & Cuéllar, V. (2015). Ground vibration reduction by means of stiff wave barriers in the soil: a case study. *Railway Engineering*, art.nr. 1620, 2015.

Coulier, P. & Cuéllar, V. & Degrande, G. & Lombaert, G. (2015). Experimental and numerical evaluation of the effectiveness of a stiff wave barrier in the soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 77, pp. 238-253, 2015.

Crespo-Chacón, I., García-de-la-Oliva, J.L. & Santiago-Recuerda, E. (2016). On the use of geophones in the low-frequency regime to study rail vibrations. *Proceedings of the 3rd Internacional Conference on Transportation Geotechnics*, Guimarães (Portugal).

Cuéllar, V. & Navarro, F. & Andreu, M.A. & Cámara, J.L. González, F. & Rodríguez, M. & Núñez, A. & González, P. & Díaz, R. & Navarro, J. & Rodríguez, R. (2011). Short and long term behaviour of high speed lines as determined in 1:1 scale laboratory test. *XV World Congress Railway Research*, May 22-26, 2011.

Estaire, J. & Cuéllar, V. & Santana, M. (2017). Testing railway tracks at 1:1 scale at CEDEX Track Box. *Intern. Cong. on High-Speed Rail. Technologies and Long Term Impacts*. . Ciudad Real (Spain), 4-6 October 2017

Estaire, J. & Cuéllar, V. & Santana, M. (2017). Track stiffness in a ballast track fouled with desert sand. To be submitted to *Symposium International GEORAIL 2017 International Symposium*.

Estaire, J. & Pardo, F. & Cuéllar, V. (2017). CEDEX Track Box as an experimental tool to test railway tracks at 1:1 scale. In *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Seoul 2017.

Estaire, J. & Cuéllar, V. & Santana, M. & Cámara, J.L. (2017). Ensayos de resistencia lateral de vía realizados en el Cajón Ferroviario del CEDEX y su modelización. *Revista Geotecnia*, nº 140 – julio 2017 (pp. 03-30)

Esvelde, C. (2001). *Modern railway track*. 2nd edition, MRT-Productions, Delft.

Ebersöhn, W. & Selig, E.T. (1994). Track modulus measurements on a heavy haul line. *Transportation Research Record 1470*, TRB, National Research Council, Washington D.C.

Fraile-Mora, J. & García-Gutiérrez, P.A. & Fraile-Ardanuy, J. (2012) *Instrumentación aplicada a la Ingeniería*. Ibergaceta Publicaciones, S.L., Madrid.

Fröhling, R.D. (1997). Deterioration of railway track due to dynamic vehicle loading and spatially varying track stiffness. *PhD-Thesis*, University of Pretoria, South Africa.

García-de-la-Oliva, J.L. & Santiago-Recuerda E. (2013a). Análisis de las campañas de campo realizadas en la sección situada en el P.K. 8+430 de la línea de alta velocidad Madrid-Valladolid (Tramo Fuencarral-Cantoblanco). Documento interno.

García-de-la-Oliva, J. L. & Santiago-Recuerda, E. (2013b). Análisis e interpretación de los datos de las campañas de medidas de Valdestillas (Valladolid) pertenecientes a la ficha 2.1. “Seguimiento de las secciones de vía instrumentadas”. Documento interno.

García-de-la-Oliva, J.L. & Santiago-Recuerda, E. (2013c). Estudio del comportamiento de secciones de vía con importantes espesores de balasto. Documento interno.

García-de-la-Oliva, J.L., Moreno-Robles, J., de-las-Heras-Meco, C. & Santiago-Recuerda, E. (2013). Estado actual de los trabajos realizados de la ficha N°1 “Seguimiento y asesoramiento geotécnico para el estudio de la instrumentación postconstructiva del túnel de El Regajal”. Documento interno.

Maciel, R. & Ferreira, P. & Estaire, J. (2018). Railway track design optimization for enhanced performance at very high speeds: experimental and computational estimations. Submitted to Structure and Infrastructure Engineering

Manzanas, J. & Moreno, J. & Cuéllar V. (2007). CEDEX's experimental facility for testing railway tracks. XIV Congreso Europeo de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica. Madrid (España), 24-27 septiembre 2007

Moreno-Robles, J. (2008). Reproducción, mediante ensayos a escala real, del efecto en la vía de la circulación ferroviaria a alta velocidad. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

Moreno-Robles, J. & García-de-la-Oliva, J.L. (2012). Determinación de las cargas aplicadas al carril mediante bandas extensométricas. Ingeniería civil, nº 165, Monográfico sobre FF.CC., pp. 123-129, CEDEX, Madrid.

Moreno-Robles, J., Crespo-Chacón, I. & García-de-la-Oliva, J.L. (2016). Instrumentation techniques for studying the horizontal behavior of high-speed railways. Proceedings of the 3rd International Conference on Transportation Geotechnics. Guimarães (Portugal).

Moreno-Robles, J., Santiago-Recuerda, E. & García-de-la-Oliva, J.L. (2013). Análisis de la transición vía en placa – vía sobre balasto situada en la boca sur del túnel de San Pedro de la línea de alta velocidad Madrid-Valladolid. Documento interno.

Sussmann, T.R., Ebersöhn, W. & Selig, E.T. (2001). Fundamental nonlinear track load deflection behavior for condition evaluation. Transportation Research Record 1742, Paper No. 01-2916.

Tijera, A., Ruiz, R., Cuéllar, V. & Rodríguez, M. (2012). Variaciones de rigidez de vía en zonas de transición. Ingeniería Civil, nº 165, pp.103-112, CEDEX, Madrid.

UIC (2006). Earthworks and track bed for railway lines. Code 719, 3rd edition. International Union of Railways, Paris.

JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS (18ª SESIÓN)

LA AUSCULTACIÓN. ELEMENTO ESENCIAL DE LA SEGURIDAD DE PRESAS. EL EJEMPLO DE YESA

Antonio Soriano Peña

1. INTRODUCCIÓN

En esta ponencia se trata de mostrar que la auscultación es un elemento esencial para aumentar la seguridad de las presas.

Han existido, a nivel mundial, cerca de un centenar de roturas catastróficas. En esta ponencia se citan tres de las más notables: Vajont, Malpasset y Teton.

En España también se han producido roturas catastróficas y la ponencia destaca tres de ellas. Puentes, Ribadelago y Tous.

Las causas de las roturas son muy variadas, pero existen dos de ellas que son las más frecuentes: el desbordamiento por coronación y la erosión interna.

Desbordamiento por coronación

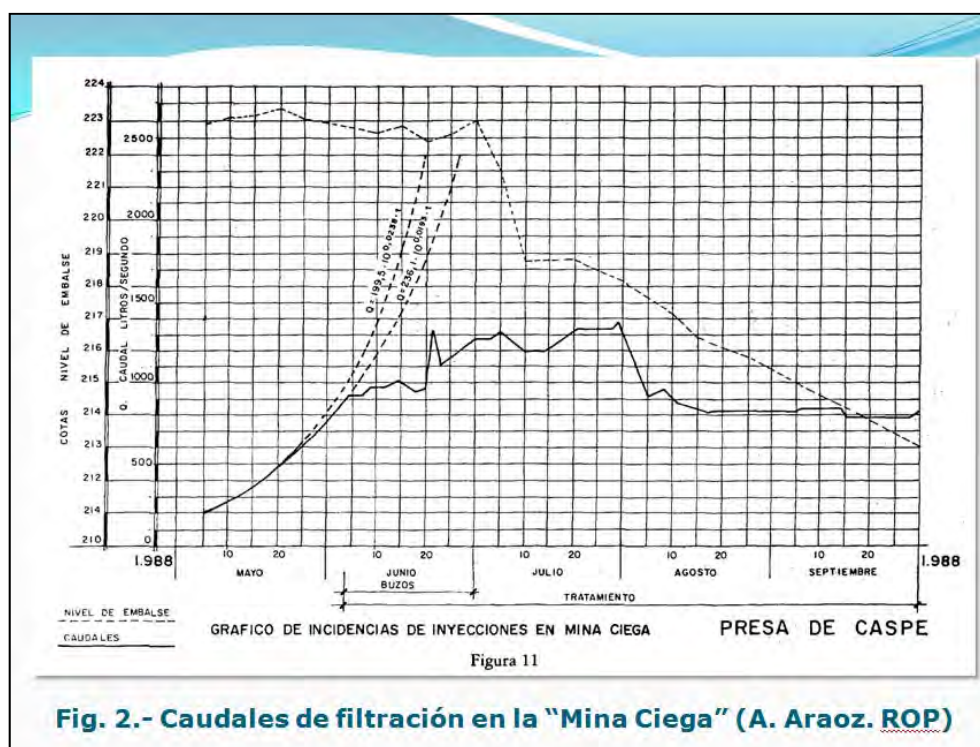
El riesgo del desbordamiento por coronación puede reducirse con amplios aliviaderos y con un plan de explotación adecuado. Pero la auscultación hidrológica, bien desarrollada en España, permite gestionar este riesgo reduciendolo a niveles mínimos. Programa SAIH.

2. EROSIÓN INTERNA

Siendo este problema muy frecuente, la auscultación es difícil de establecer cuando el proceso es brusco, como fue el caso de Teton (USA 1976). Pero es posible cuando el proceso es más lento.

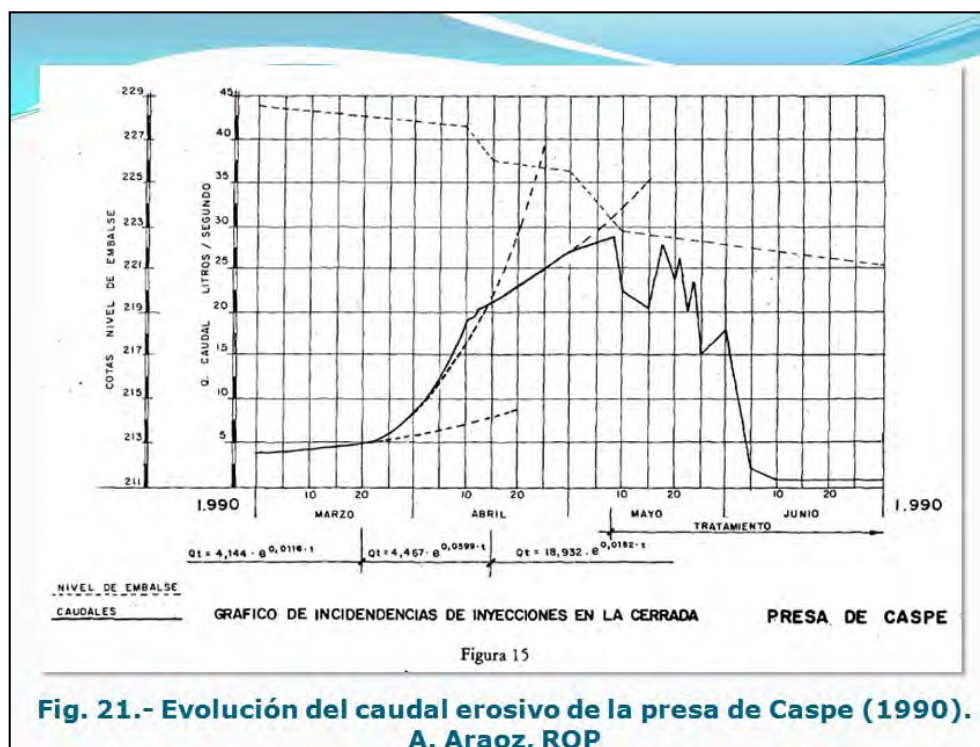
En esta ponencia como ejemplo se ofrece el caso publicado en la ROP de la presa de Caspe (Aragón).

En la primera fase de llenado se observó una filtración erosiva en el tapón de un túnel que existía en el vaso, llamado "Mina Ciega". Como puede verse en la presentación, el problema se pudo atajar con sólo la observación de los niveles de embalse y un cuidado sistema de aforo.



En esa misma presa y tras solucionar el problema anterior, al culminar el llenado se observó otro proceso erosivo, similar al anterior,

afectando en este caso a la base de la presa y al terreno de cimentación (margas con algo de yeso). Igualmente, dada la velocidad del proceso, se pudo corregir el problema.

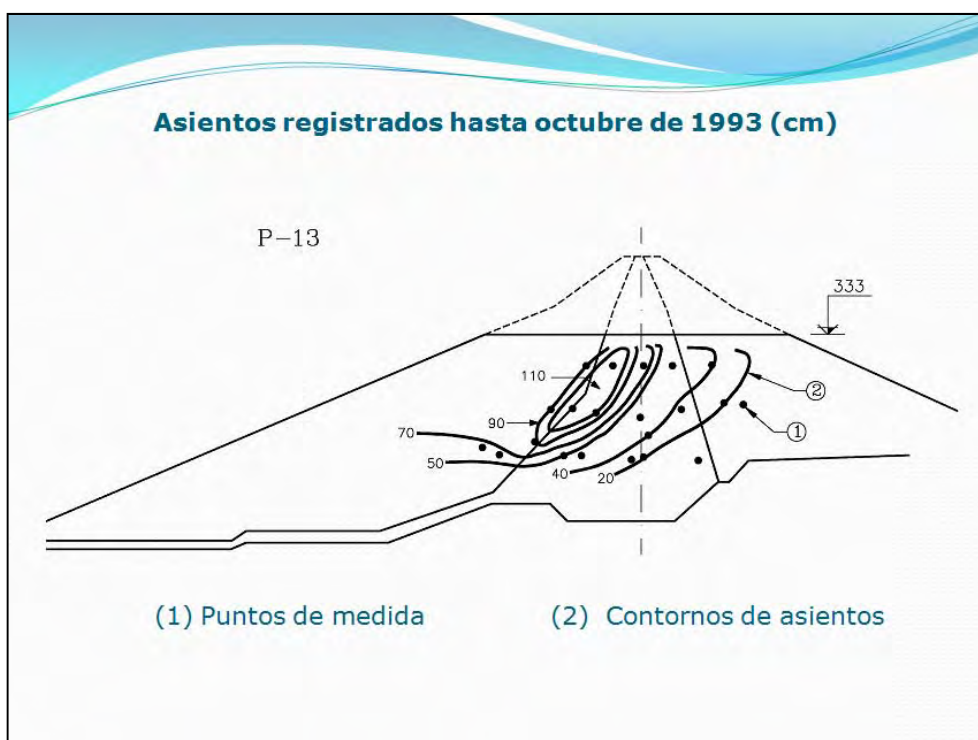


3. ESTABILIDAD DE LA PRESA

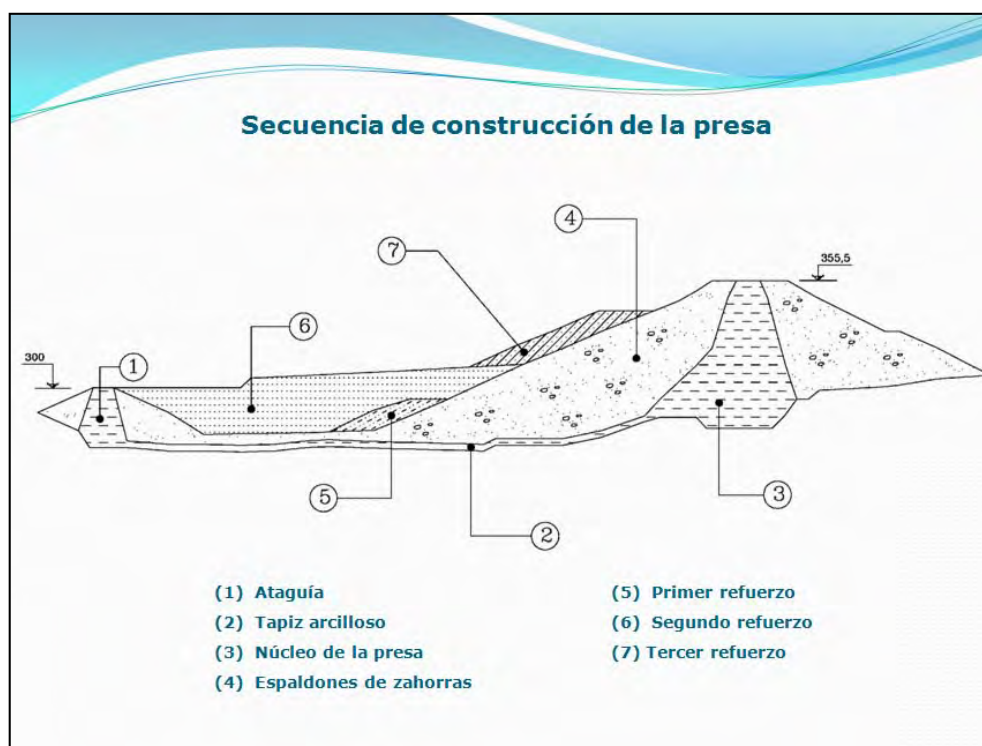
Este no es un problema frecuente, pero en España se han observado varias roturas durante construcción en balsas de residuos mineros y una, que se sepa, en una gran presa: Giribaile.



La auscultación de movimientos internos (células hidráulicas) y de presiones intersticiales, indicó, por dos vías separadas y compatibles, que se estaba produciendo un deslizamiento del espaldón de aguas arriba durante construcción.



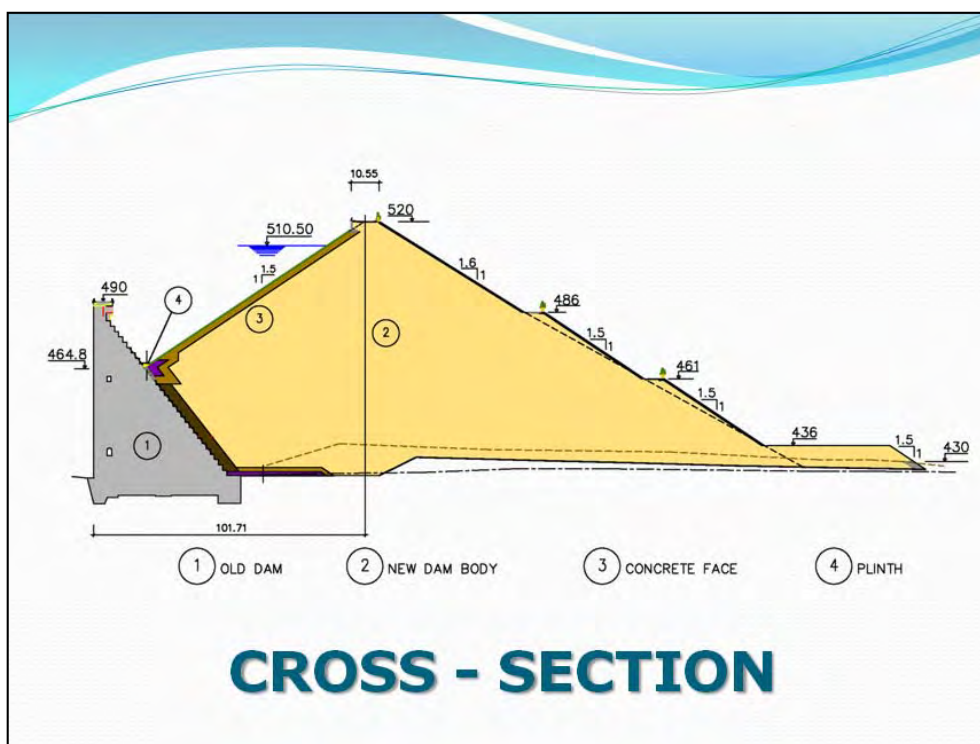
Dada la especial vigilancia de este caso, pudo evitarse la rotura construyendo unos refuerzos en el pie de aguas arriba. En las balsas citadas, sin embargo, esa apreciación de los síntomas de deslizamiento no fue posible.



4. ESTABILIDAD DE LAS MÁRGENES DEL EMBALSE. YESA

El ejemplo de Yesa se ilustra en esta ponencia, con varias imágenes.

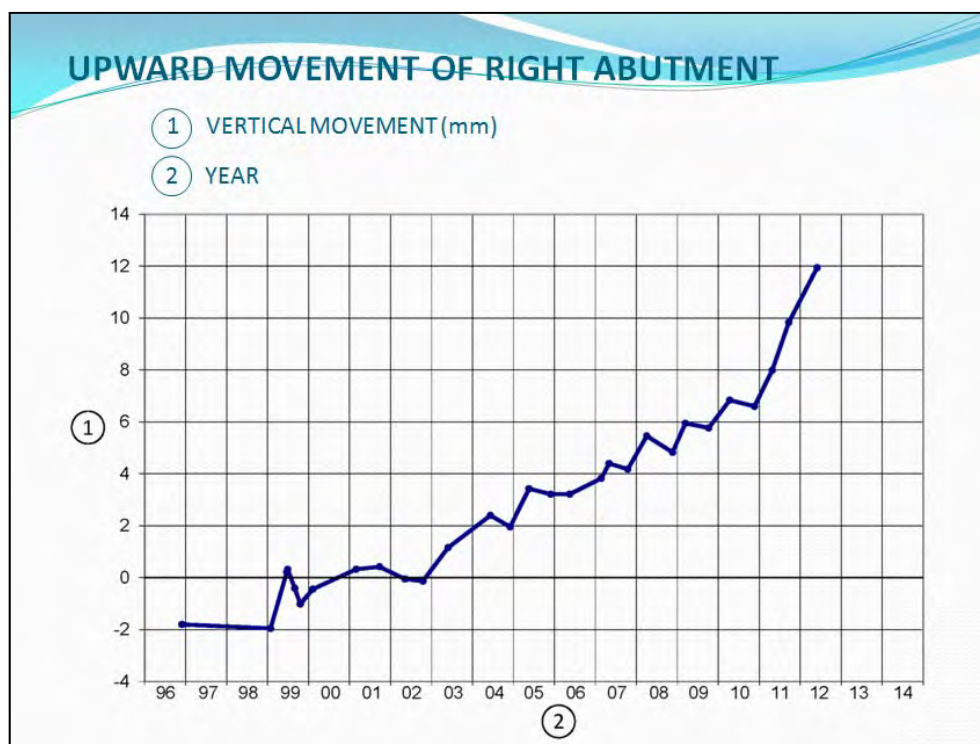
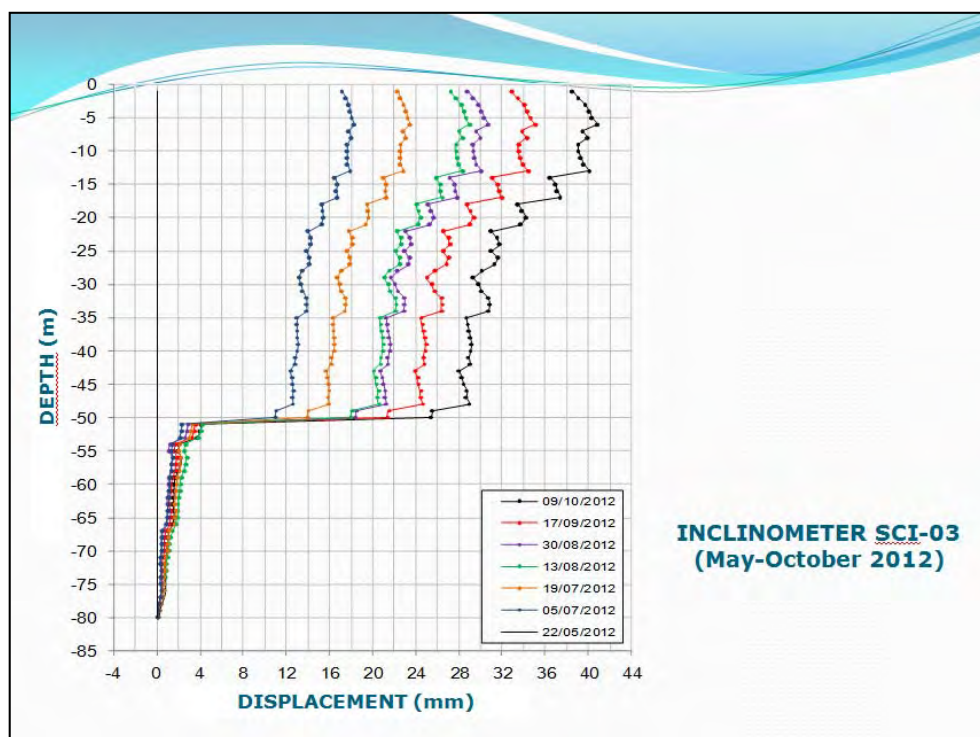
Yesa es una antigua presa de hormigón, gravedad planta recta, que está siendo recrecida con una nueva presa, adosada por aguas abajo. Esta nueva presa está formada por un terraplén de gravas cubierto, en su paramento de aguas arriba, por una pantalla de hormigón.



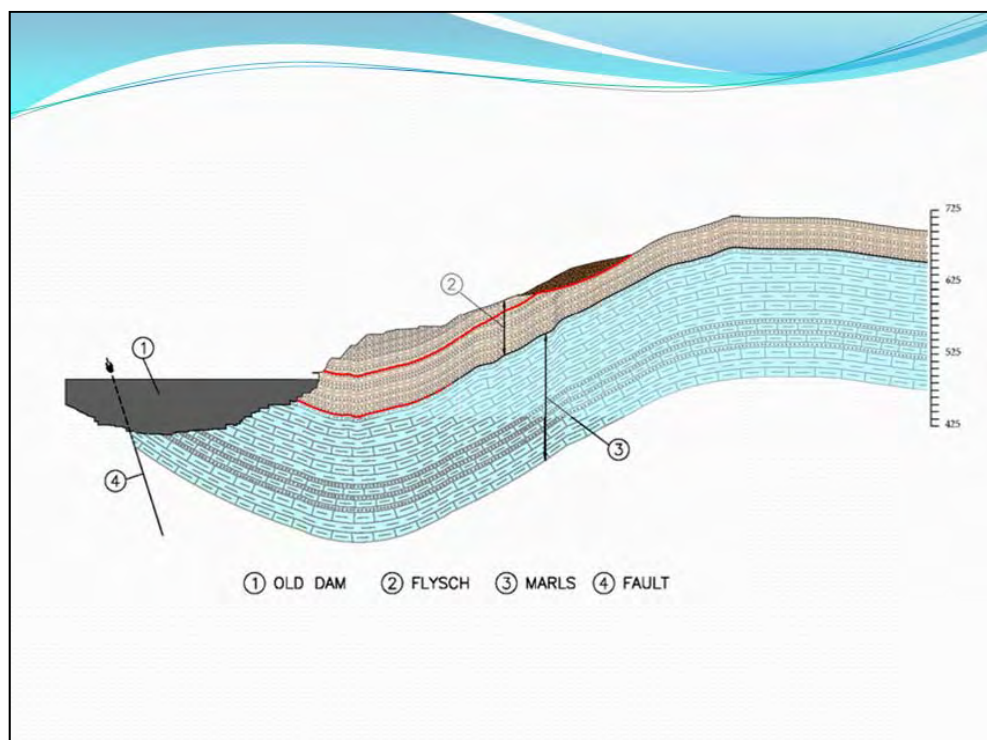
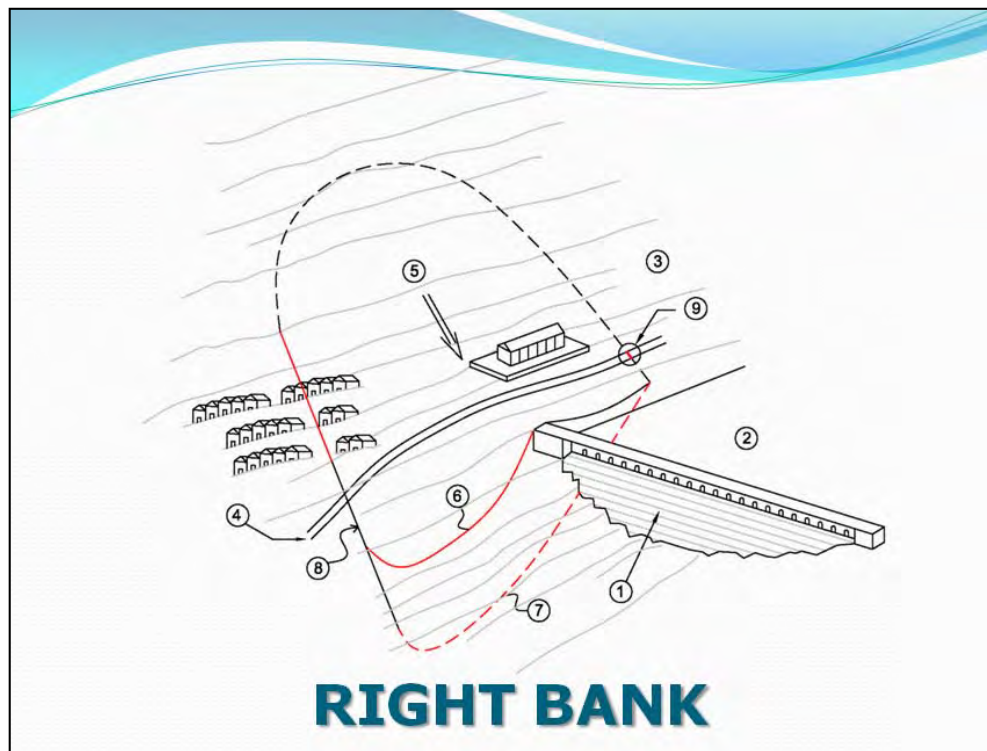
Las excavaciones necesarias para apoyar la nueva presa fueron ejecutadas al amparo de muros anclados descendentes y disponiendo una auscultación detallada de movimientos.

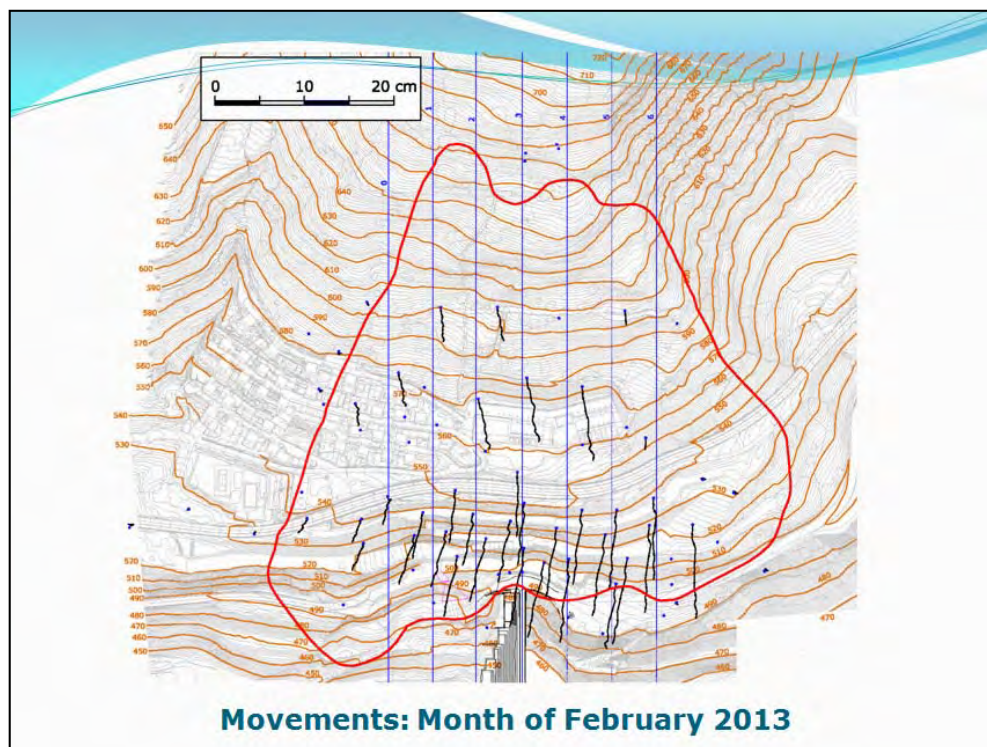


En el verano de 2012 se produjo una “situación de alerta” al observarse que uno de los inclinómetros parecía detectar un movimiento lento pero continuo. Se analizó toda la auscultación disponible y se advirtieron otros síntomas de ese mismo movimiento: ligero levantamiento del estribo de la presa antigua y cierre de sus juntas, ambos eran procesos lentos que venían siendo observados desde hacía muchos años, antes incluso de comenzarse las obras de recrecimiento.



Con estos datos se decidió, ampliar la auscultación y tomar las medidas oportunas para estabilización de la ladera.



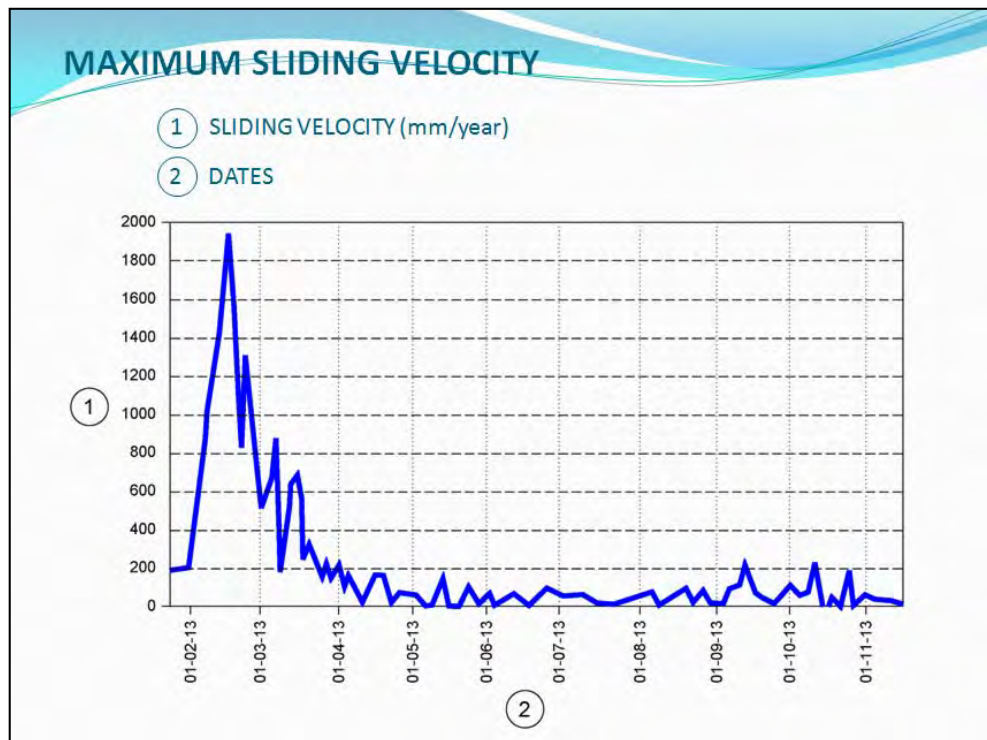


Ha de decirse que en aquel momento no existía ningún síntoma externo de movimiento; no aparecieron grietas en el terreno que se movía hasta unos tres meses después (octubre 2012).

Dada la detección precoz del deslizamiento se pudo resolver el problema y detener los movimientos en unos pocos meses.









5. CONCLUSIÓN

En esta ponencia se han mostrado algunos ejemplos que indican que la auscultación ha permitido:

- Detener un proceso de erosión interna.
- Estabilizar una presa que estaba deslizando durante construcción.
- Estabilizar un talud de un embalse, antes de que se produjera la rotura, gracias a un sistema de observación claramente mejor que la inspección ocular que no podía detectarlo. Sólo los instrumentos de la auscultación permitieron la necesaria detección precoz del movimiento y su conveniente y rápida reparación.

No sólo es necesaria una buena auscultación, también es necesario (imprescindible) analizar constantemente los datos para que realmente sean útiles en la mejora de la seguridad de las presas.

Hoy queda pendiente la detección precoz de la erosión interna brusca. Pero seguro que las técnicas de auscultación avanzarán y se encontrará una solución (posibles avances de la aplicación de la fibra óptica).

Más detalles del tema de Yesa pueden verse en la publicación: *"Heightening of Yesa dam. Improving the stability of the right abutment"*. René Gómez, Fernando Esteban, Marcelo Merino y Antonio Soriano. 25th Congress on large dams. Stavanger (Norway), June 2015.

Febrero de 2018

Antonio Soriano

UTILIZACIÓN DE INSTRUMENTACIÓN PARA EL CONTROL DE OBRAS DE TRATAMIENTO DEL TERRENO CON INYECCIONES

Ernesto HONTORIA(*),Gustavo ARMIJO ()**

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

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

Servicio Técnico de GEOCISA

RESUMEN

Geocisa ha participado recientemente en las obras de CROSSRAIL de Londres ejecutando diferentes tratamientos del terreno, como inyecciones con tubo manguito y soil-mixing. En estas obras se diseñaron diferentes tratamientos del terreno con el fin de atenuar y controlar los movimientos producidos por la excavación de los túneles con tuneladora.

Fue muy importante el control de estas obras de tratamiento. Un tratamiento del terreno debe llevar un control que se puede diferenciar en dos, por un lado el control del tratamiento en sí y por otro lado el control de sus manifestaciones. El control del tratamiento en estas obras se hizo con el seguimiento de los partes de ejecución de la obra, en el caso de las inyecciones tanto los partes de perforación como de inyección y el registro de parámetros, también dividido en el registro de perforación y de inyección. Con respecto del control de las manifestaciones, hay que tener en cuenta la afección a terceros y la eficacia del tratamiento y este control se hace con instrumentación instalada para poder hacer un seguimiento y llevar un control de los movimientos que las operaciones de inyección producen en el entorno.

Por último, es importante mencionar que todas estas obras producen una enorme cantidad de datos que deben gestionarse en tiempo real y por ello, es necesaria la automatización de estos datos. Para ello, Geocisa ha desarrollado un sistema de gestión denominado SAI (Sistema de Auscultación Integrada) con el cual se facilita el manejo y análisis de toda la información generada en obra.

1. DESCRIPCIÓN DE LAS CONDICIONES EXISTENTES

Los trabajos realizados para CROSSRAIL fueron la preparación del terreno para el lanzamiento de las tuneladoras en el portal de Pudding Mill Lane, y de recepción de las tuneladoras en el portal de Victoria Dock, dentro del contrato C-305 y los trabajos de compensación de la construcción de la nueva estación de Farringdon, dentro del contrato C-435.

1.1. Portal de Pudding Mill Lane

Dentro del contrato C-305, estaba previsto el lanzamiento de dos tuneladoras (TBMs) desde un portal situado en el sitio denominado Pudding Mill Lane (PML), en el este de Londres, a poca distancia del río Lea. En la Figura 1 se aprecia una vista en planta de dicha zona, en la Figura 2 se puede ver una vista en planta de la obra, en la Figura 3 se aprecia una sección longitudinal, con las diferentes capas que componen el subsuelo del lugar y en la Figura 4 se ven detalles de la obra con el portal y el río Lea.



Figura 1. Vista aérea del portal de Pudding Mill Lane

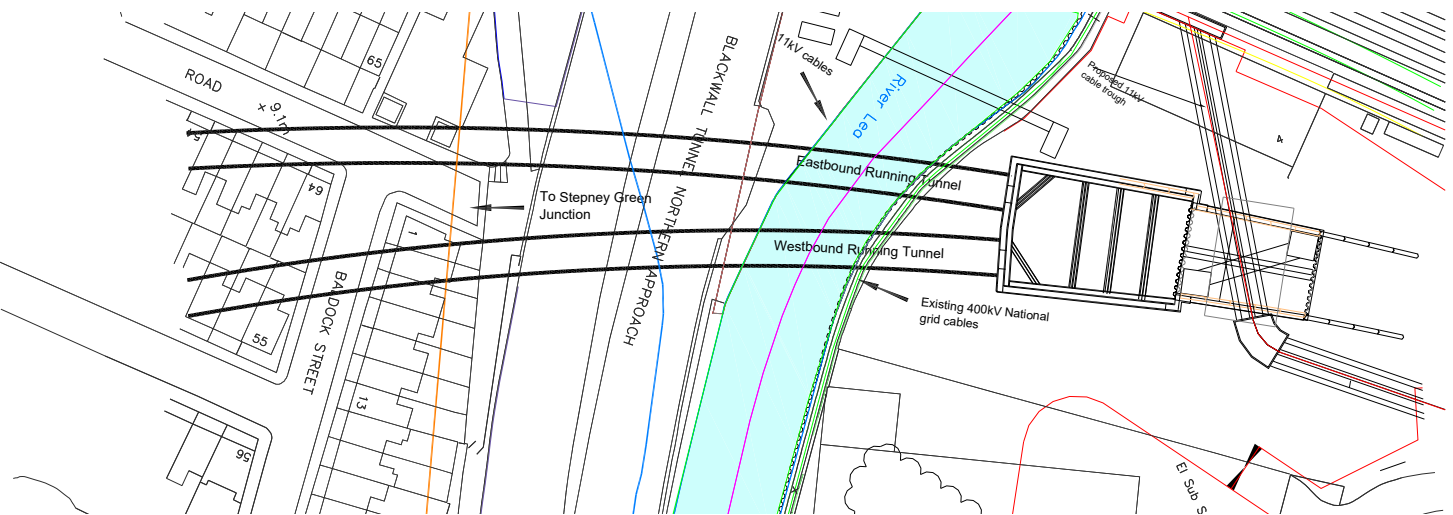


Figura 2. Vista en planta de la obra

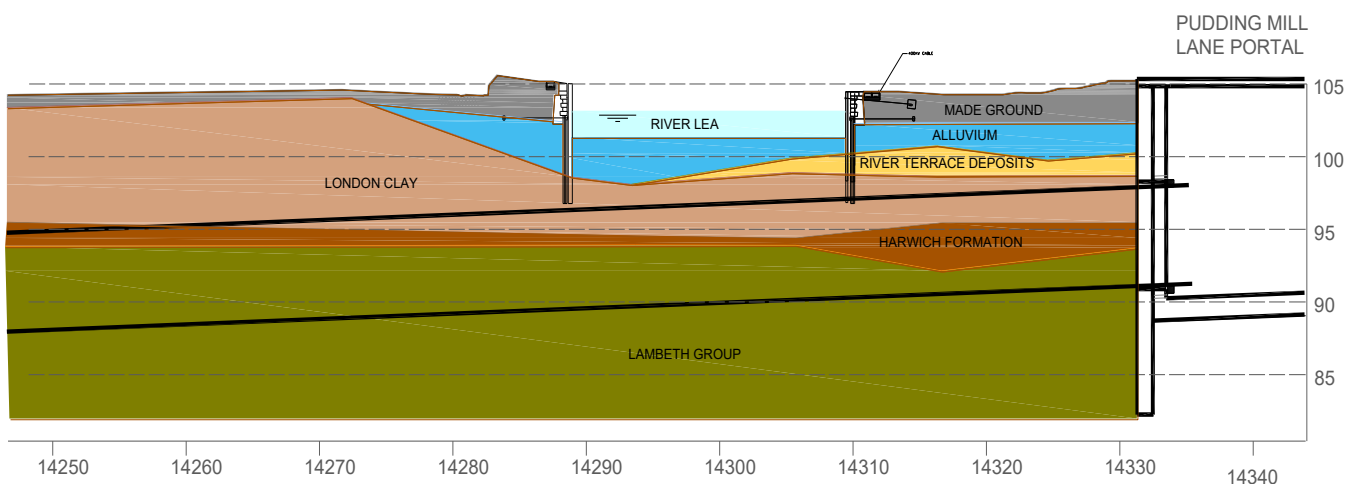


Figura 3. Perfil longitudinal de la obra



Figura 4. Detalles de la obra con el portal y el río Lea

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

- La presencia de un cable, de 400 kV, perteneciente a la National Grid (Red Nacional) con una traza adyacente y casi paralela a la pantalla de contención de tierras situada en la margen derecha del río.
- El río estaba encauzado entre tablestacas y pilotes de madera hincados. Estos pilotes tenían unas puntas metálicas situadas a una profundidad que podría coincidir con la cota prevista para la clave de los túneles en esa zona.
- Durante los trabajos de limpieza del lugar, previos al comienzo de la obra, se observó que la capa de relleno superficial, de unos 2 m de espesor, estaba compuesta en algunas zonas por restos de hormigón con armaduras de acero.

En la Figura 5 se incluye una sección longitudinal con la situación del cable de 400 kVA, la punta de los pilotes y la silueta de los túneles.

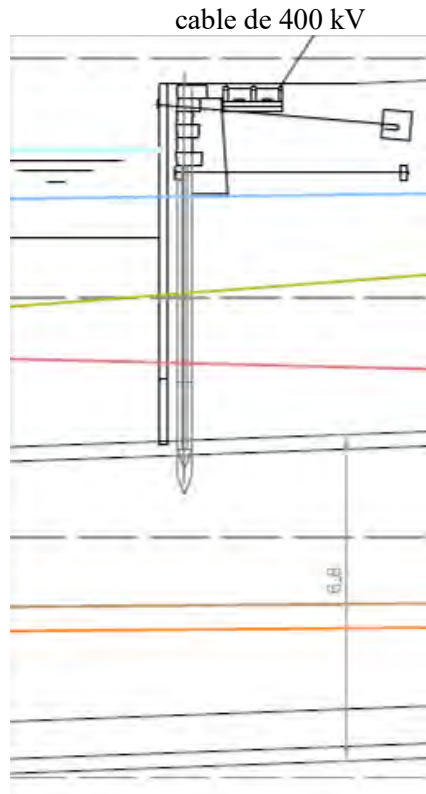


Figura 5. Detalle del cable de 400 kV y de la punta de los pilotes de madera en la margen del río

1.2. Portal de Victoria Dock

Este portal también se correspondería con el contrato C-305. Era un portal de recepción de las tuneladoras y estaba 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 6 se muestra una vista aérea de dicha zona y en las Figuras 7 y 8 se muestra una vista en planta, una sección longitudinal sal de la zona a tratar, respectivamente. Asimismo, en las Figuras 9 y 10 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 6. Vista aérea de la zona de la obra

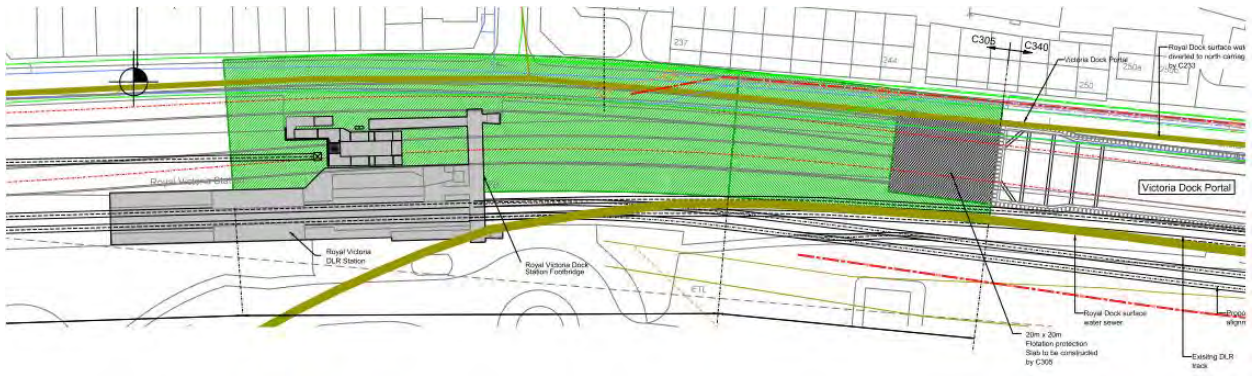


Figura 7. Planta de la llegada de las tuneladoras al portal, mostrando la zona a tratar según proyecto

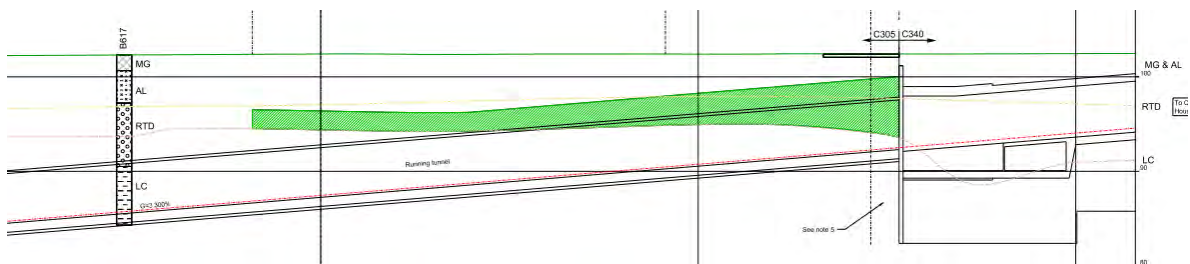


Figura 8. Sección longitudinal de la obra, mostrando la zona a tratar según proyecto



Figura 9. Vista de la obra con la estación del DLR Royal Victoria de fondo



Figura 10. Vista de la obra con el portal de fondo

Los aspectos más 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.

1.3. Estación de Farringdon

Correspondiente al contrato C-435, la nueva estación de Farringdon se construyó con la llegada de las dos tuneladoras y posteriormente la excavación de una gran caverna a partir de estos túneles. La ubicación de la estación es en el centro de Londres, entre las calles Farringdon y Charterhouse muy cerca del mercado de carne, Smithfield Market y del complejo residencial Barbican. Como curiosidad, en la plaza contigua al Smithfield Market, fue ajusticiado el héroe escocés William Wallace, que lideró a Escocia frente a la ocupación inglesa del rey Eduardo I de Inglaterra en la Primera Guerra de Independencia Escocesa y cuya historia fue llevada al cine en la película Braveheart por el artista Mel Gibson.

La Figura 11 recoge vista aérea de la zona, en la Figura 12 corresponde una vista en planta de la obra, en la Figura 13 se muestra una sección longitudinal, con las diferentes capas que componen el subsuelo del y en las Figuras 14 y 15 se pueden ver diferentes detalles de la zona de las obras.

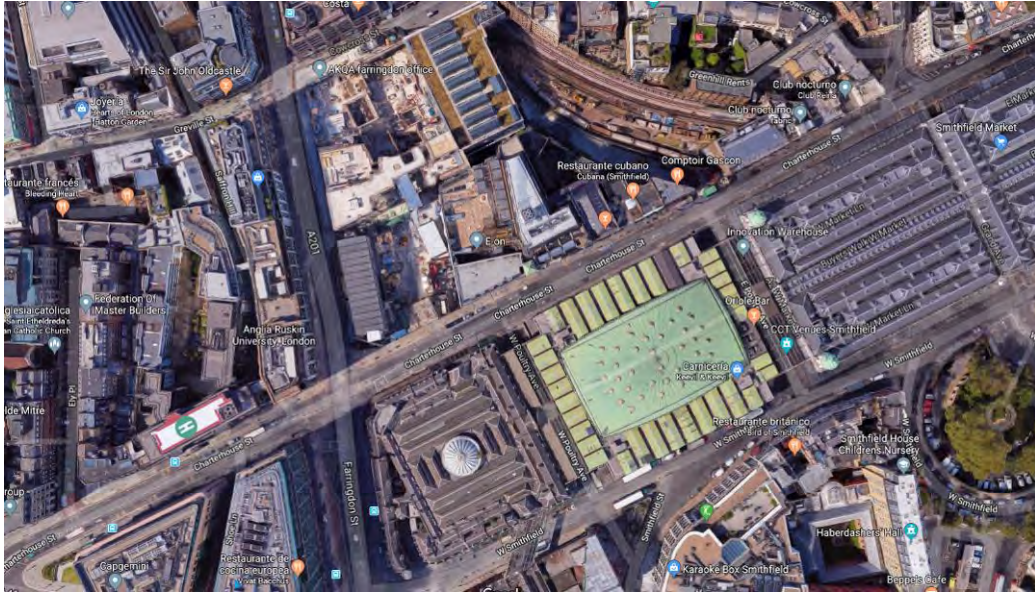


Figura 11. Vista aérea de la ubicación de la nueva estación de Farringdon

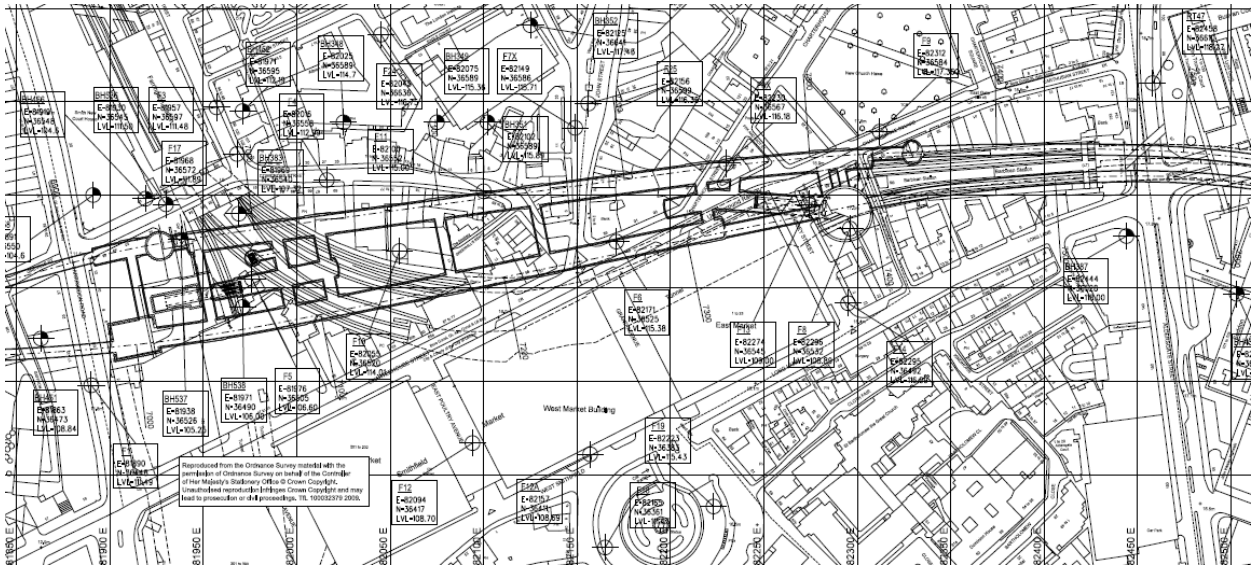


Figura 12. Planta de la nueva estación de Farringdon

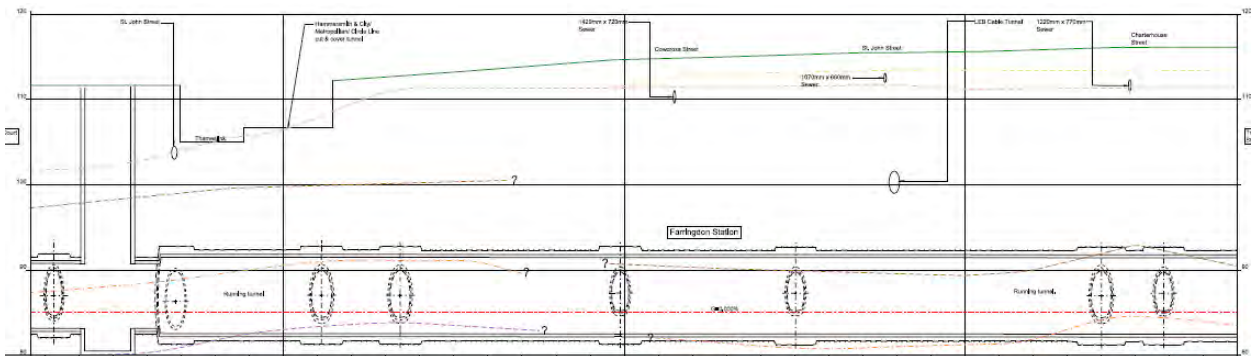


Figura 13. Perfil longitudinal de la nueva estación de Farringdon



Figura 14. Mercado de carne Smithfield Market



Figura 15. Vista de la entrada a la actual estación de Farringdon de Network Rail

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

- Estación Farringdon de Metro de Cercanías y estación de Barbican de Metro;
- Líneas Hammersmith & City, Circle y Metropolitan de Metro de Londres y línea Thameslink de Network Rail;
- Mercado de la carne Smithfield Market
- La presencia de edificios de oficinas y viviendas y de servicios en toda la zona en especial un túnel de servicios de la empresa EDF.

2. DISEÑO DEL TRATAMIENTO DEL TERRENO DEL CONTRATO C-305

2.1. Casos en los que se requiere tratamiento

En el contrato C-305, donde se encontraban ubicados los portales de Victoria Dock y de Pudding Mill Lane, si bien estaban en zona urbana, no pasaban por debajo de ningún edificio. En esta situación, CROSSRAIL definió dos casos en los que el terreno se debía mejorar, para así minimizar los efectos de la excavación de los túneles. Estos casos, que se esquematizan en las Figuras 17 y 18, 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 está por encima de la arcilla de Londres

2.2. Objetivos del tratamiento:

El tratamiento tiene dos objetivos fundamentales:

- Que los asentamientos generados por la excavación de los túneles no superen a los admisibles, los cuales corresponden a una pérdida de sección del 1%;
- Que no se produzcan colapsos del terreno.

Para lograr lo anterior, los proyectistas especificaron que el aluvial y la terraza del río (Figuras 3 y 8) debían tener, después del tratamiento, la resistencia al corte no drenado (s_u) y el coeficiente de permeabilidad vertical (k_v) que se detallan en la Tabla 1.

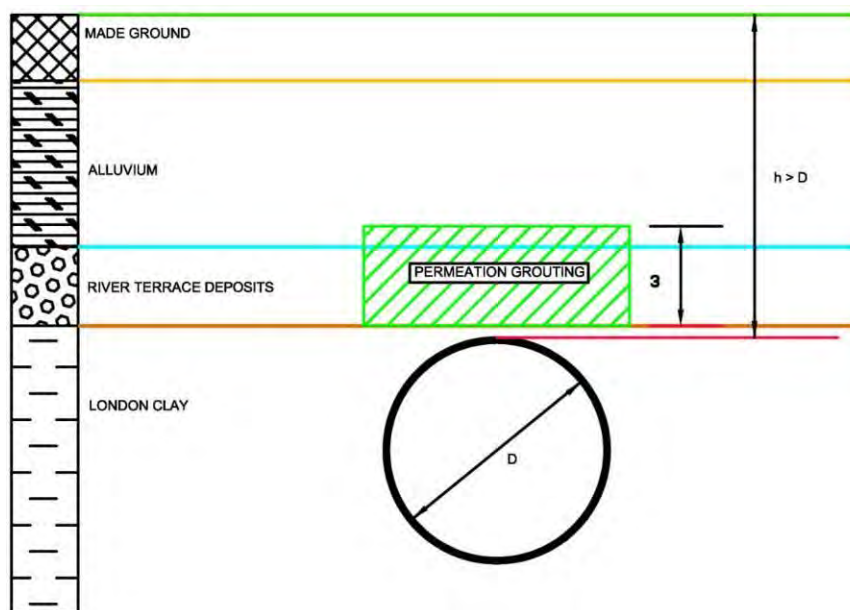


Figura 17. Caso 1: espesor insuficiente de arcilla de Londres sobre la clave del túnel

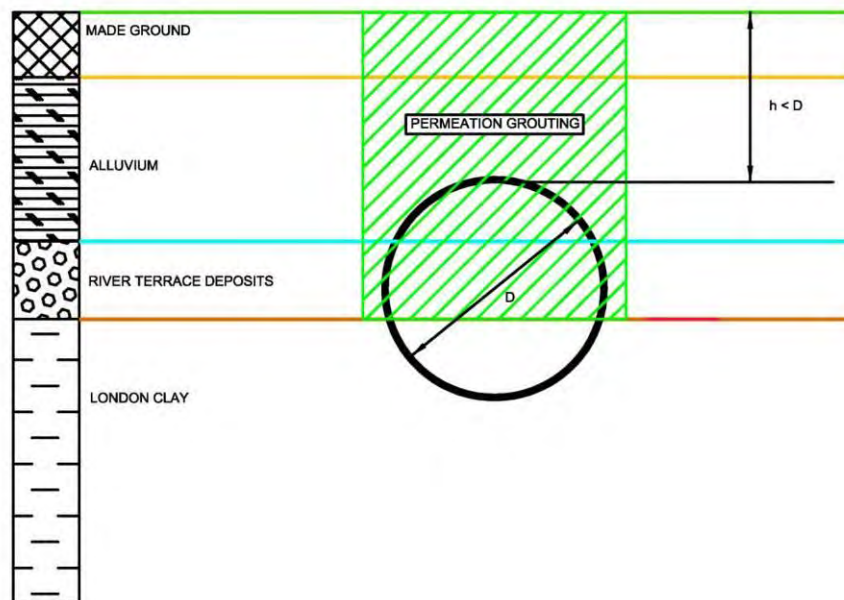


Figura 18. Caso 2: espesor de la cobertera menor que el diámetro del túnel

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

PARÁMETROS	ANTES DEL TRATAMIENTO		DESPUÉS DEL TRATAMIENTO
	RIVER TERRACE DEPOSITS	ALLUVIUM	
s_u (kPa)	-	2-71	150
k_v (m/s)	10^{-3} - 10^{-7}	10^{-8} - 10^{-12}	$5 \cdot 10^{-6}$

2.3. Tipos de tratamiento

El tipo de tratamiento elegido fue:

- En ambos portales: inyecciones de impregnación en la terraza del río, con un contenido de finos inferior al 15%. Estas inyecciones eran de cemento (1/3 del volumen) y silicato;
- En el portal de Pudding Mill Lane: inyecciones de fracturación en el aluvial, con un contenido de finos superior al 15%. Estas inyecciones eran de cemento (1/3 del volumen) y silicato;
- En el portal de Vicotria Dock: tratamiento con soil mixing e inyecciones con silicato en el aluvial, además de la instalación de barreras de micropilotes bajo los servicios y cercanos a las vías del DLR.

Las inyecciones se hicieron con tubos manguito (TAMs), inyectando lechada de cemento y silicatos.

2.4. Distribución de los puntos de tratamiento y mediciones en Pudding Mill Lane

En las Figuras 19 y 20 se incluyen, respectivamente, una sección longitudinal y una vista en planta de la obra con la disposición de los TAMs a través de los cuales se harán las inyecciones. En ellas se ven dos zonas diferenciadas:

- Área A, entre el río Lea y el portal: aquí se instaló un pozo hexagonal desde el cual se instalaron unos tubos-manguito de acero sub-horizontales, para proteger el cable de 400 kV;
- Área B, bajo el río Lea: aquí se instaló un cajón desde el cual se hizo, además del tratamiento, una investigación para la localización de las puntas metálicas de los pilotes de madera del encauzamiento del río.

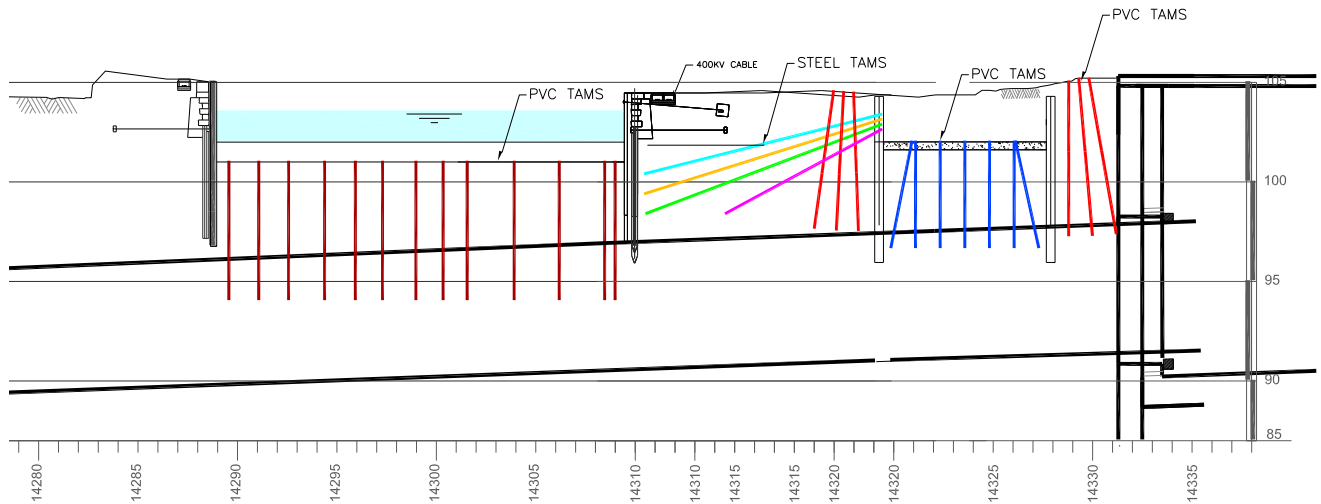


Figura 19. Sección longitudinal de la obra con la disposición de los TAMs

En la Figura 21 se observa un pozo hexagonal desde el cual se ejecutaron los taladros sub horizontales que permitieron tratar la mayor parte de la zona entre el portal y el río. Asimismo, en la Figura 22 se incluye una vista del cofferdam que se construyó con tablestacas para permitir el tratamiento en la zona del río Lea y la investigación para localizar las puntas metálicas de los pilotes de madera.

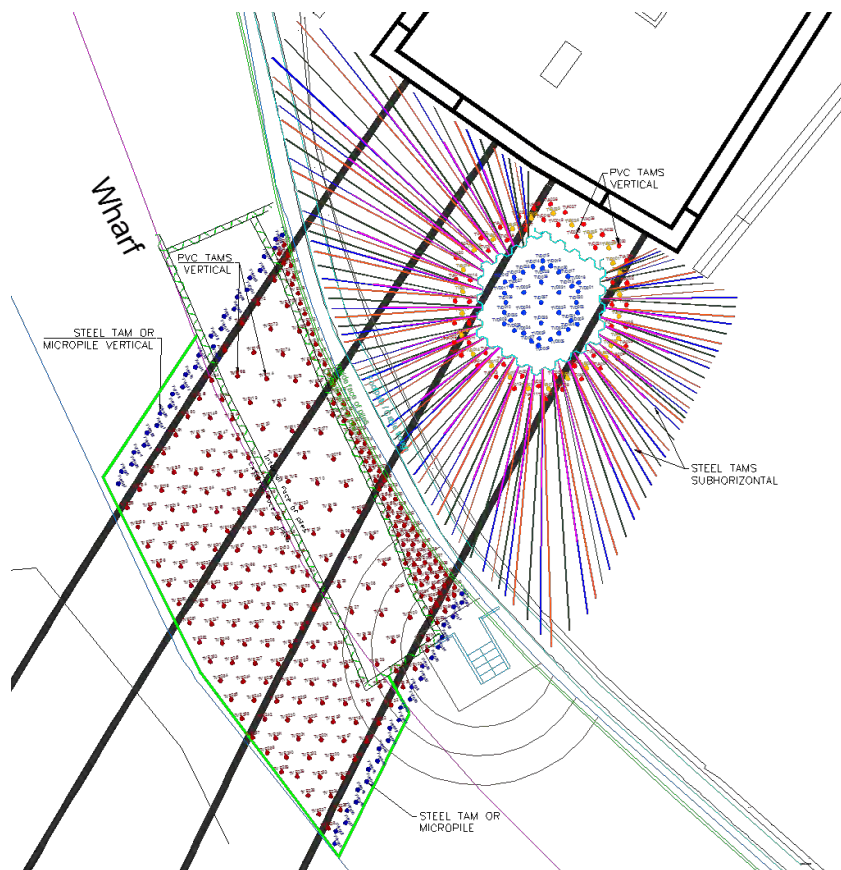


Figura 20. Vista en planta de la obra con la disposición de los TAMs



Figura 21. Pozo hexagonal desde el que se ejecutaron los taladros sub horizontales



Figura 22. Cofferdam para ejecutar los taladros en la zona del río Lea

Las cifras correspondientes a cada una de las áreas serían las siguientes:

Área A:

- Superficie a tratar: 790 m²;
- Volumen inyectado: 1.185 m³;
- 240 tubos manguito de acero y PVC de longitudes comprendidas entre 5 m y 21 m.
- Presiones máximas de inyección:
 - 5 bares en la terraza del río;
 - 15 bares en el aluvial.

Área B:

- Superficie a tratar 880 m²;
- Volumen inyectado; 1.320 m³;
- 320 tubos manguito de acero y PVC de longitudes comprendidas entre 9 m y 14 m.
- Presiones máximas de inyección:
 - 5 bares en la terraza del río;
 - 15 bares en el aluvial.

2.5. Distribución de los puntos de tratamiento y mediciones en Victoria Dock Portal

En Victoria Dock portal se distinguieron dos grandes zonas de tratamiento dependiendo de la cobertera del túnel. El diseño del tratamiento en cada una de estas zonas se detalla a continuación:

Zona A: correspondería con los 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.

Zona B: correspondería a 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.

En las Figuras 23 a 28 se pueden ver detalles de los tratamientos en cada una de las zonas

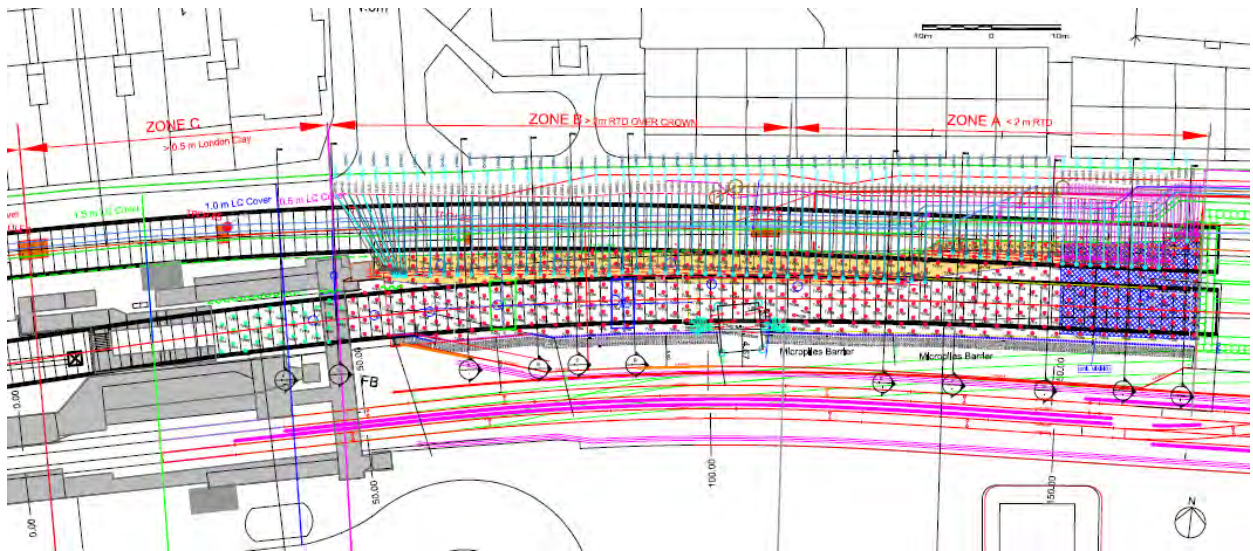


Figura 23. Vista en planta de la obra con la disposición de los TAMs

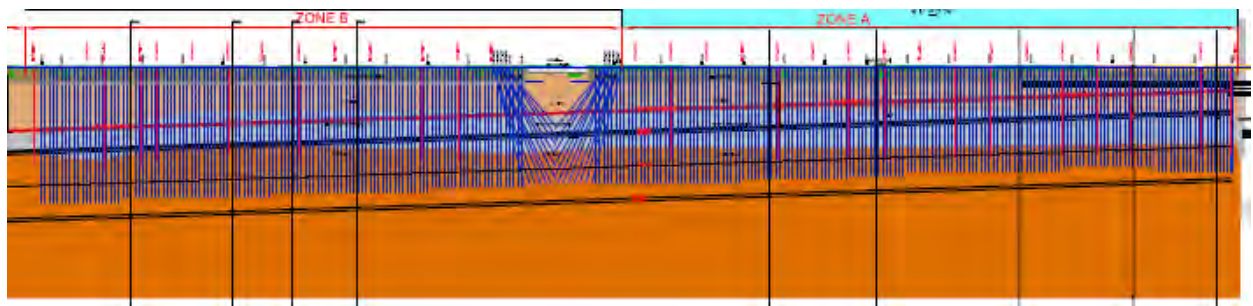


Figura 24. Sección longitudinal de la obra con la disposición de los TAMs

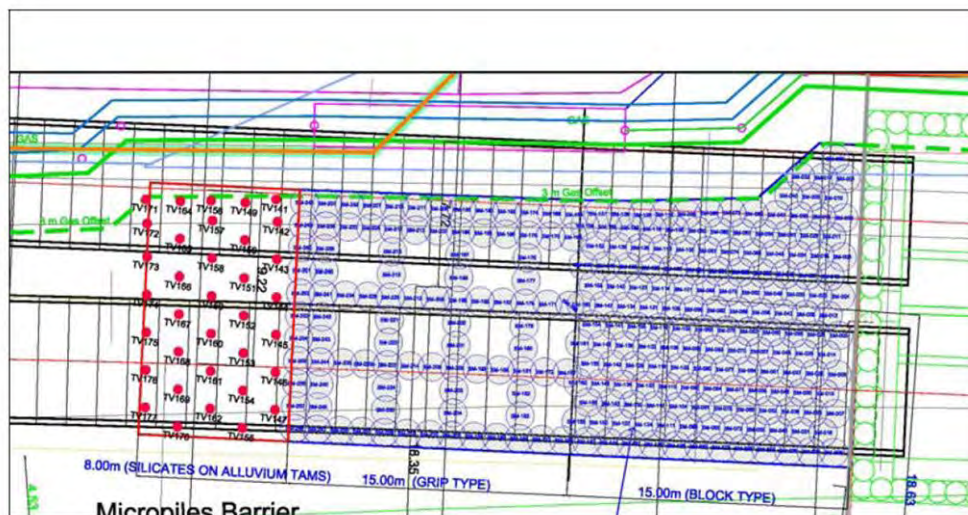


Figura 25. Detalle en planta del tratamiento con soil mixing en la zona más próxima al portal

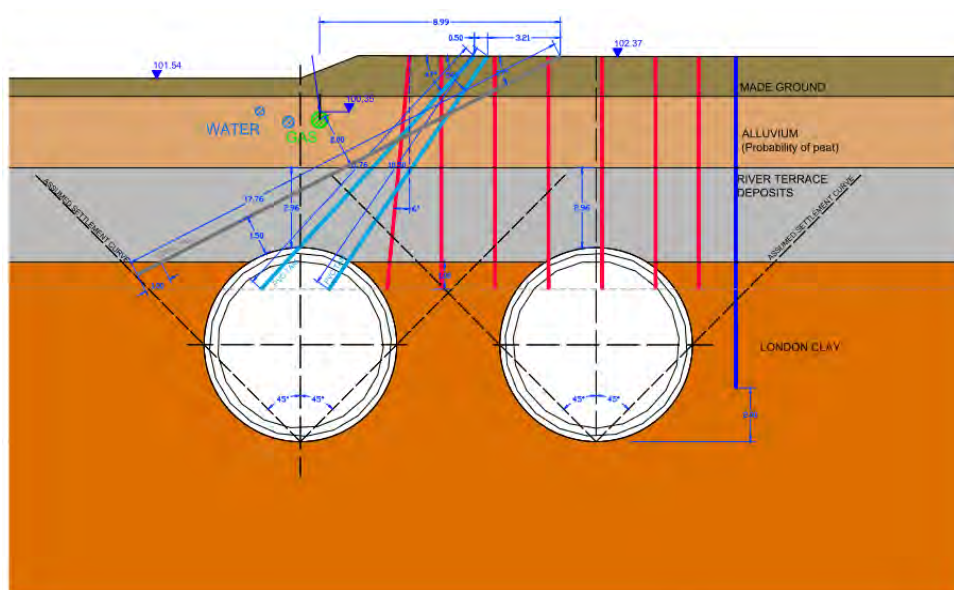
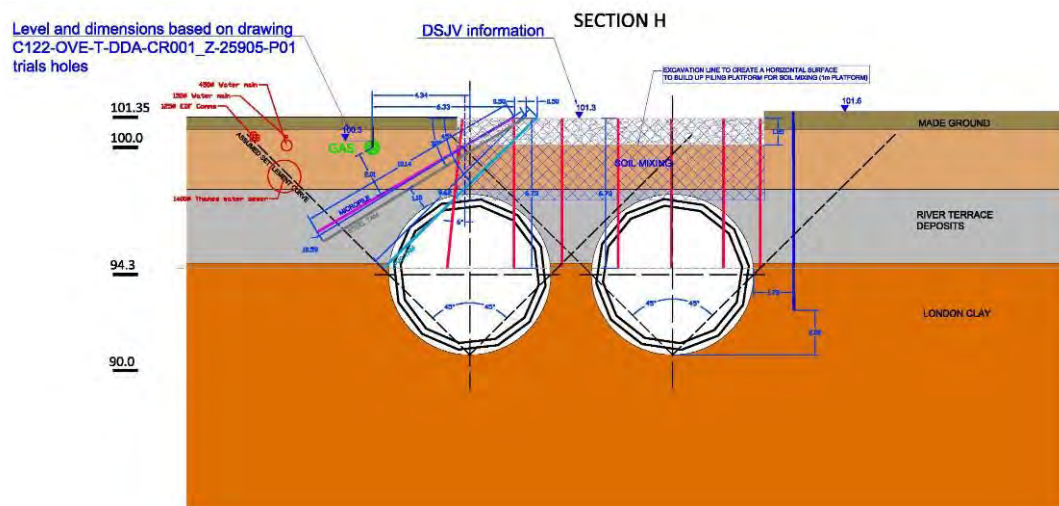




Figura 28. Malla de TAM verticales instalados en la zona a tratar al norte de la barrera de micropilotes autoperforantes de protección del DLR.



Figura 29. Malla de TAM inclinados instalados bajo la barrera de micropilotes de protección de los servicios de la calle Victoria Dock Road.



Figura 30. Trabajos de instalación de la barrera de micropilotes autoperforantes

Las cifras correspondientes a cada una de las áreas serían las siguientes:

Área A:

- Superficie a tratar: 1.800 m²;
- Volumen inyectado en la terraza: 620 m³;
- Volumen inyectado en el aluvial: 5 m³;
- 90 tubos manguito de PVC de longitudes comprendidas entre 9 m y 21 m;
- 530 micropilotes de longitudes entre 9 m y 15 m en la zona de servicios;
- 100 micropilotes autoperforantes de 8 m a 10 m de longitud en la zona del DLR;
- Presiones máximas de inyección:
 - 5 bares en la terraza del río;
 - 15 bares en el aluvial.
- 270 columnas de soil mixing de 3 m a 4 m de longitud.

Área B:

- Superficie a tratar: 1.200 m²;
- Volumen inyectado en la terraza: 510 m³;
- Volumen inyectado en el aluvial: 17 m³;
- 45 tubos manguito de PVC de longitudes comprendidas entre 9 m y 21 m.
- 530 micropilotes de longitudes entre 9 m y 15 m en la zona de servicios;
- 70 micropilotes autoperforantes de 10 m a 12 m de longitud en la zona del DLR;
- Presiones máximas de inyección:
 - 5 bares en la terraza del río;
 - 15 bares en el aluvial.

4. CONTROL DE LOS TRATAMIENTOS DEL C-305

El control de ejecución tiene por objeto verificar que el tratamiento se hacía según lo especificado. Este tiene dos partes bien diferenciadas, el control del tratamiento propiamente dicho y el control de las manifestaciones de este tratamiento.

4.1 Control del tratamiento

El control del tratamiento se llevó a cabo con el manejo y análisis por un lado de los partes de obra de la fase de ejecución, tanto los partes de perforación, como los partes de inyección y por otro lado, los equipos utilizados estaban dotados de registradores de parámetros de los cuales se podía analizar los parámetros de ambas fases, la de perforación y la de inyección. Como la cantidad de información generada en tiempo real era enorme, esta se automatizó y alimentaba una base de datos que era manejada por un sistema de gestión desarrollado por Geocisa, el SAI (Sistema de Auscultación Integrada).

Por lo tanto, el control del tratamiento incluyó las siguientes actividades:

- Registro de parámetros de perforación (Figura 31);
- Ensayos de mezclas in situ (Figura 32);
- Control automático de los parámetros de inyección (Figura 33).
- Seguimiento por medio del programa denominado SAI, desarrollado por GEOCISA, al cual se puede acceder vía Web, (Figuras 34 y 35).

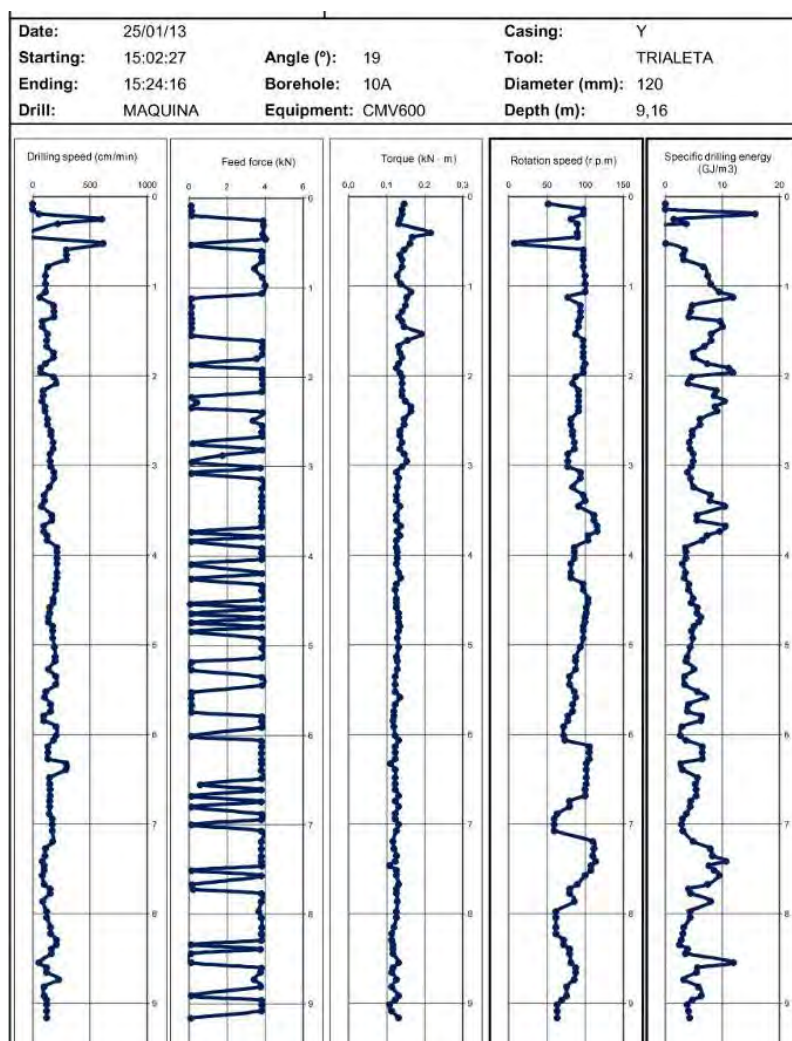


Figura 31. Salida del registrador de parámetros correspondiente a la perforación de un taladro

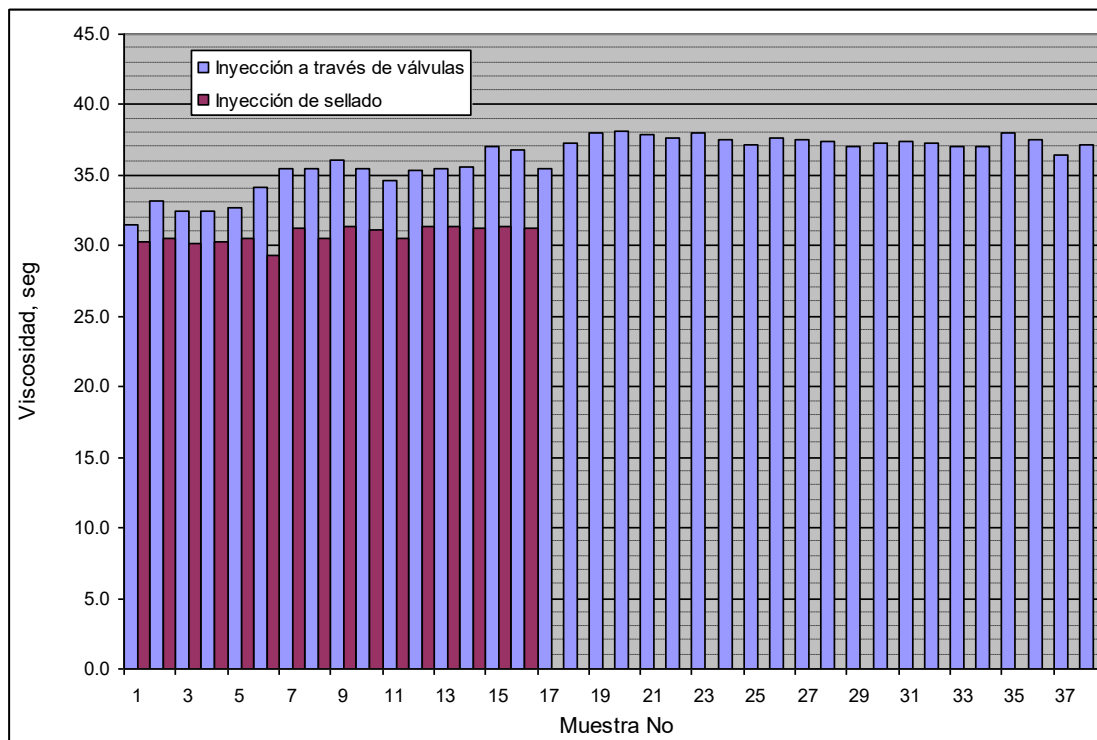


Figura 32. Resultados de los ensayos in-situ de viscosidad de la lechada

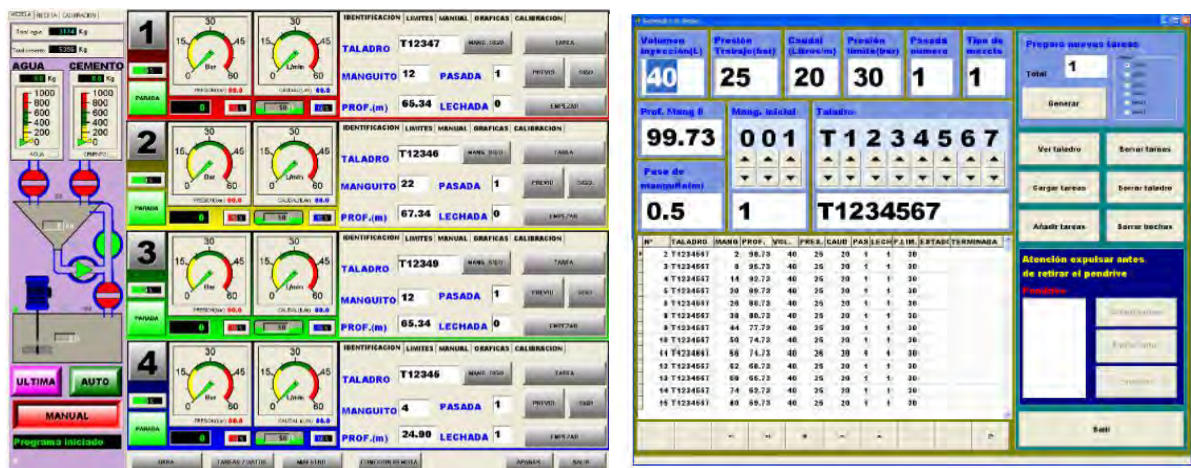


Figura 33. Vista de las pantallas del sistema automático de programación de las inyecciones

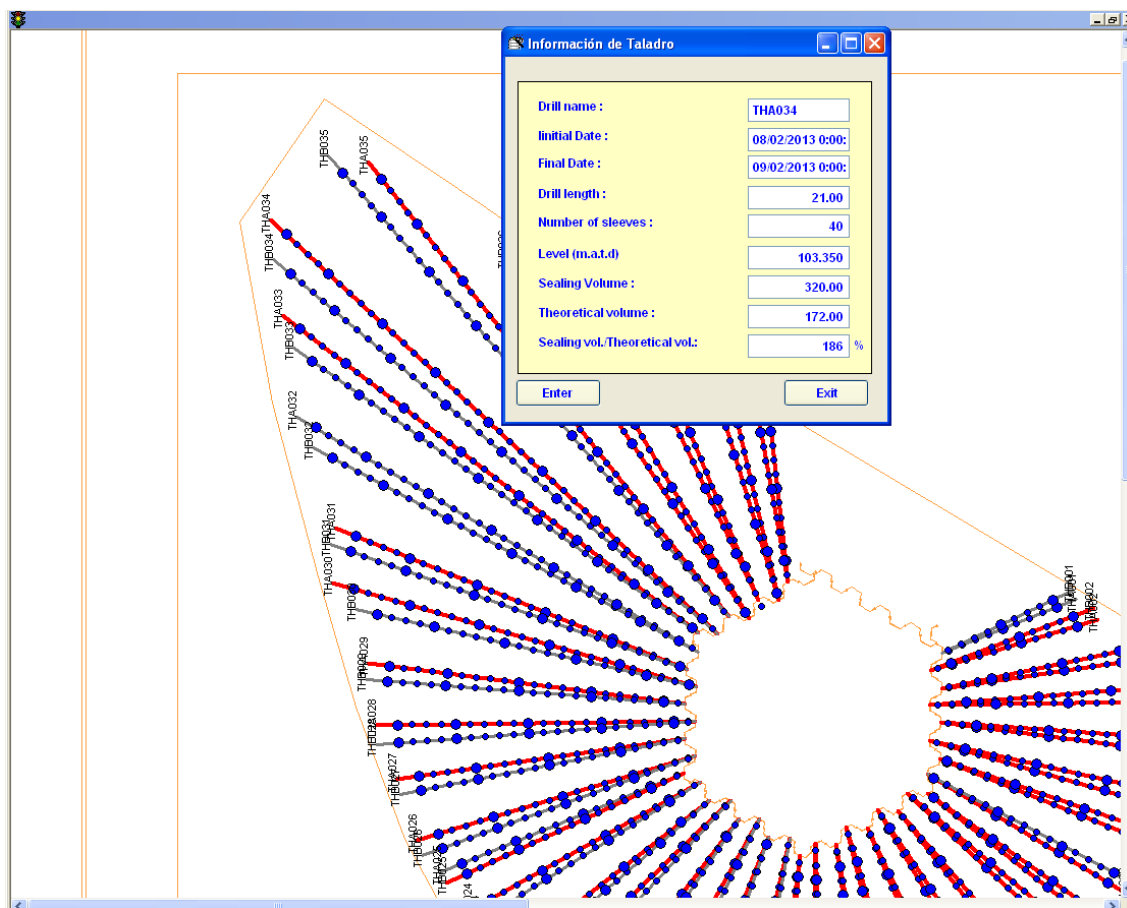


Figura 34. Pantalla del programa SAI: Instalación de los tubos manguito en Pudding Mill Lane

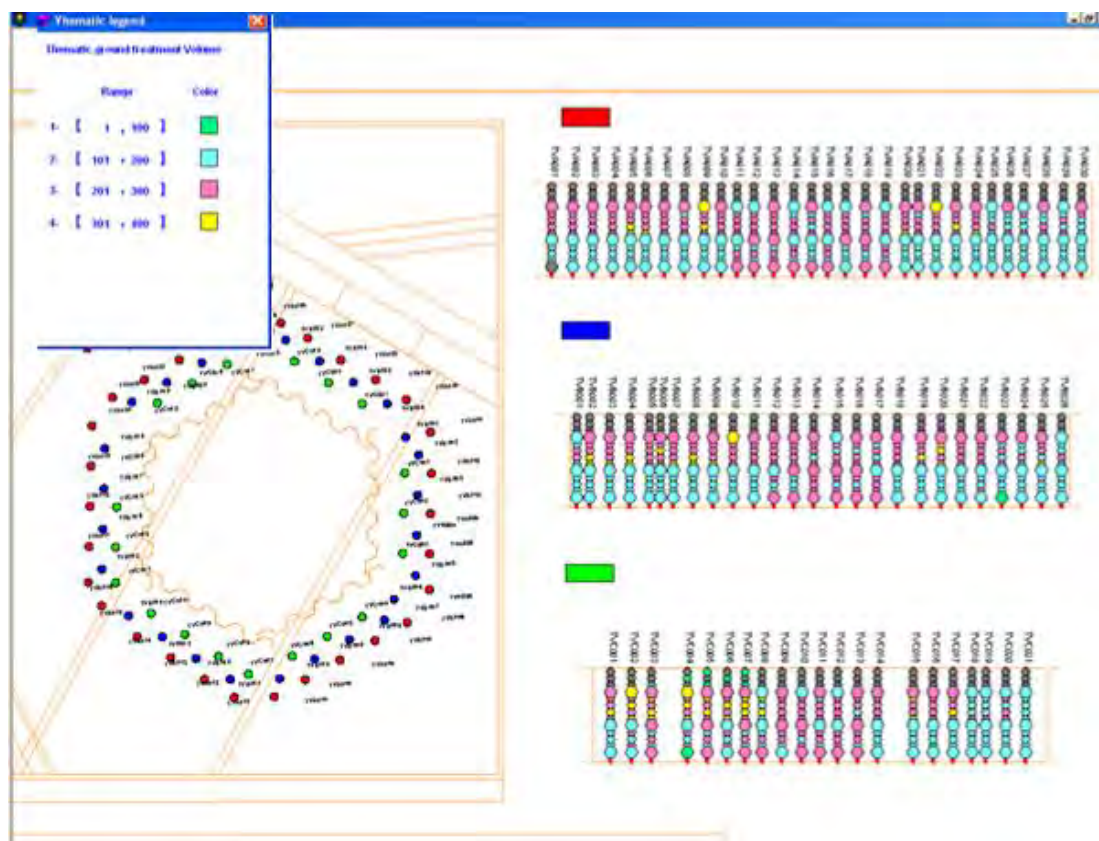


Figura 35. Pantalla del programa SAI: volúmenes de inyección en Pudding Mill Lane

4.2. Control de las manifestaciones del tratamiento

Al ejecutar los tratamientos del terreno, estos producen unos movimientos en el mismo, que han de ser controlados por medio de instrumentación para así evitar cualquier tipo de movimiento incontrolado que produzca un daño en las estructuras o servicios a proteger.

En el portal de Pudding Mill Lane, había que tener especial cuidado con el cable de 400 kV. Se colocó una instrumentación que consistía en clavos y dianas y con la que se controlaba los levantamientos que la inyección iba produciendo en dicho cable.

También se llevó a cabo un control de movimientos en la zona tratada (Figuras 36 y 37) para verificar que no se superaran los umbrales de alarma que aparecen en la Tabla 2. Los datos de la instrumentación, al igual que los datos de ejecución del tratamiento, se almacenaron y se gestionaron con el SAI.

Como se puede apreciar en las gráficas obtenidas del SAI (ver la Figura 37), durante la perforación de los taladros para instalar los tubos manguito, se produjeron asientos en el terreno, lo cual es lógico debido al agujero que se está haciendo en el terreno, que se podría asimilar a un mini-túnel, y este agujero tiende a cerrarse hasta que no está colocado el tubo-manguito y se ha inyectado el espacio anular entre las paredes del taladro y el tubo manguito.

En la Figura 37 también se puede ver que hasta aproximadamente 4 m de distancia del punto de tratamiento, se notaba la influencia del mismo, con levantamientos de hasta 20 mm. A partir de esta distancia, la influencia de la inyección caía bruscamente, hasta llegar a ser los movimientos despreciables a partir de aproximadamente los 6 m.

Con respecto del tipo de lechada utilizado, se pudo apreciar que los mayores movimientos se produjeron durante los dos primeros episodios de inyección, en los cuales se utilizó lechada de cemento. Esto era una evidencia de la efectividad del tratamiento. A partir de ese momento, se cambió el tipo de lechada a una de silicato la cual a penas producía levantamientos, es decir, que esta lechada era capaz de rellenar los poros más finos del suelo, saturándolo sin casi provocar ningún movimiento indeseado.



Figura 36. Control de movimientos en el área tratada de Pudding Mill Lane

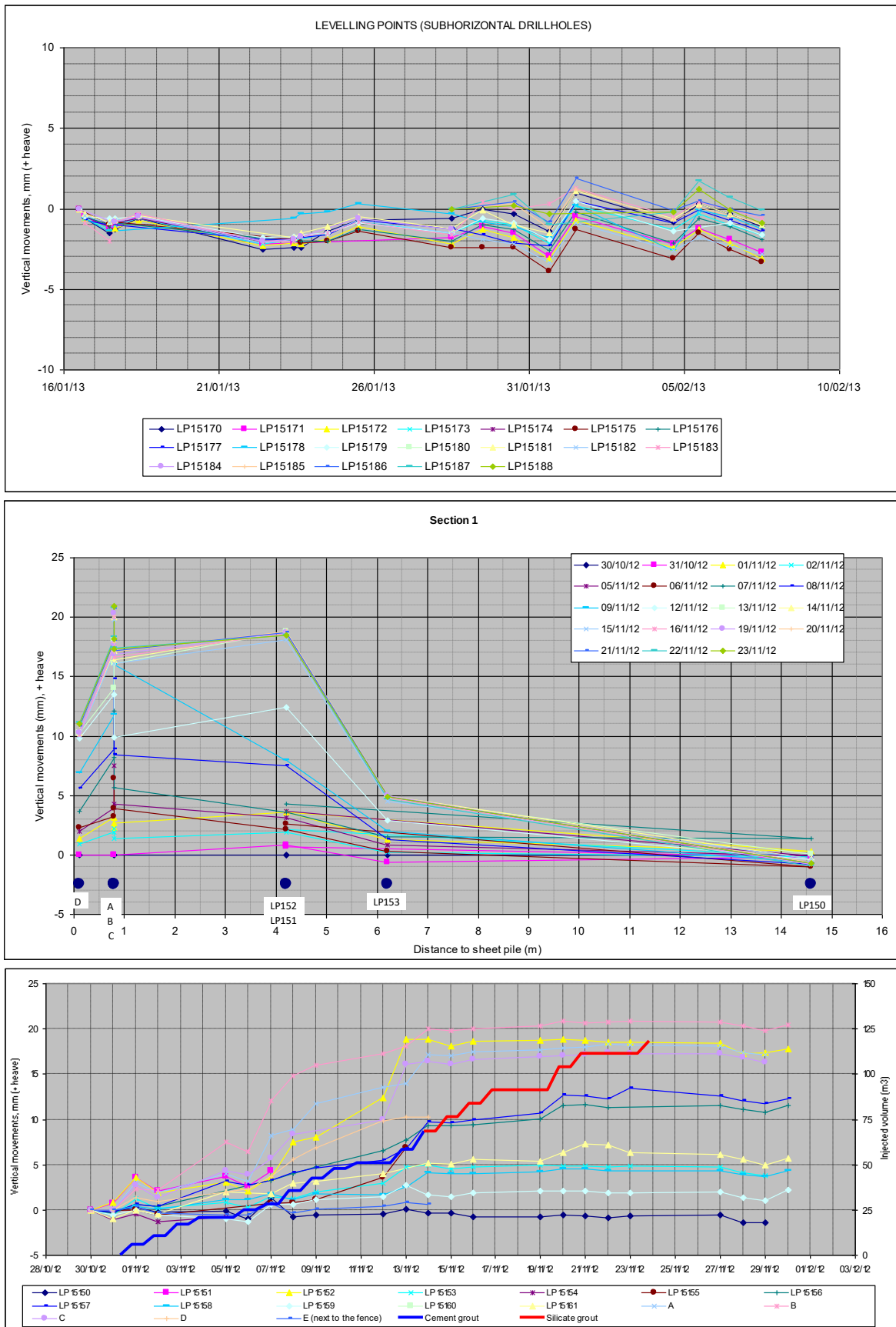


Figura 37. Resultados del control de movimientos: a- Durante la perforación de los taladros sub horizontales; b- En función de la distancia al pozo hexagonal y c- En función de los episodios de inyección

Tabla 2. Umbrales de alarma para los servicios dentro de la zona de influencia del tratamiento

	Movimiento vertical, mm
Pre-verde	17
Verde	30
Ámbar	38
Rojo	47

Con respecto del portal de Victoria Dock, las estructuras más sensibles a proteger eran los servicios de la calle Victoria Dock Road, situados al norte de la traza de los túneles. Estos servicios se instrumentaron para llevar un control de los movimientos inducidos tanto por la ejecución del tratamiento como por la excavación de los túneles. Los umbrales de control eran los mismos que los utilizados para el portal de Pudding Mill Lane (ver Tabla 2). Como se puede observar en la Figura 38, 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.

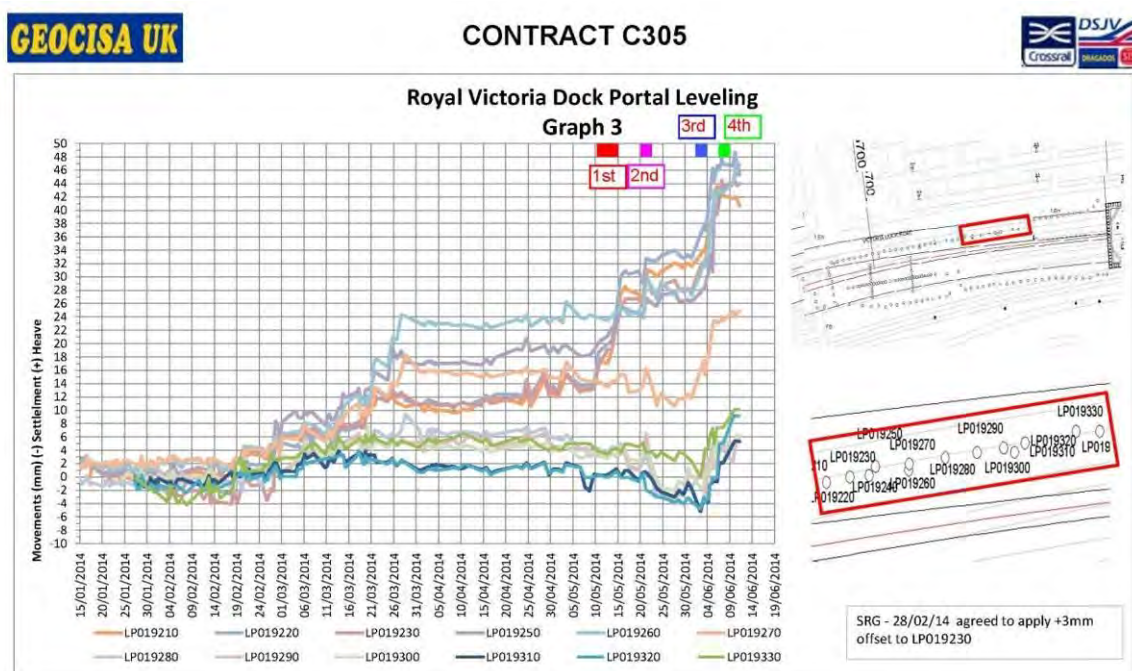


Figura 38. Movimientos medidos en la tubería de gas de la calle Victoria Dock Road

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 39 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.

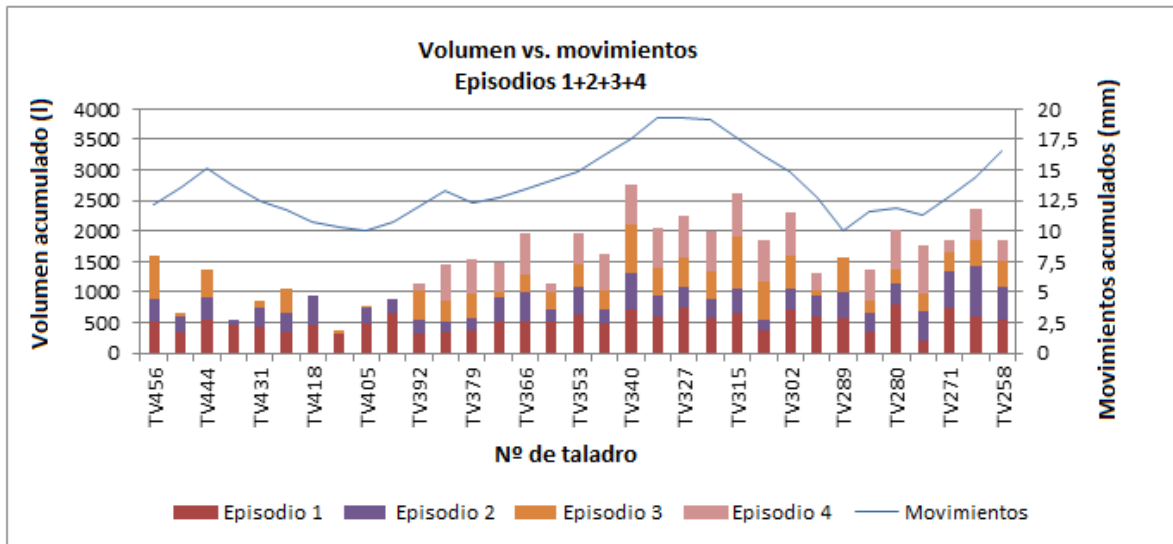


Figura 39. Distribución del volumen de inyección por manguito y por episodio

Con respecto del tratamiento de soil mixing ejecutado en esta zona, se realizó también 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 gráfica de la Figura 40, en la que se ve que la inyección ha producido levantamientos relacionados con el incremento de presión de poros del terreno, luego estos se disipan y para cuando se trata el terreno con soil-mixing, este casi no produce movimientos en el terreno.

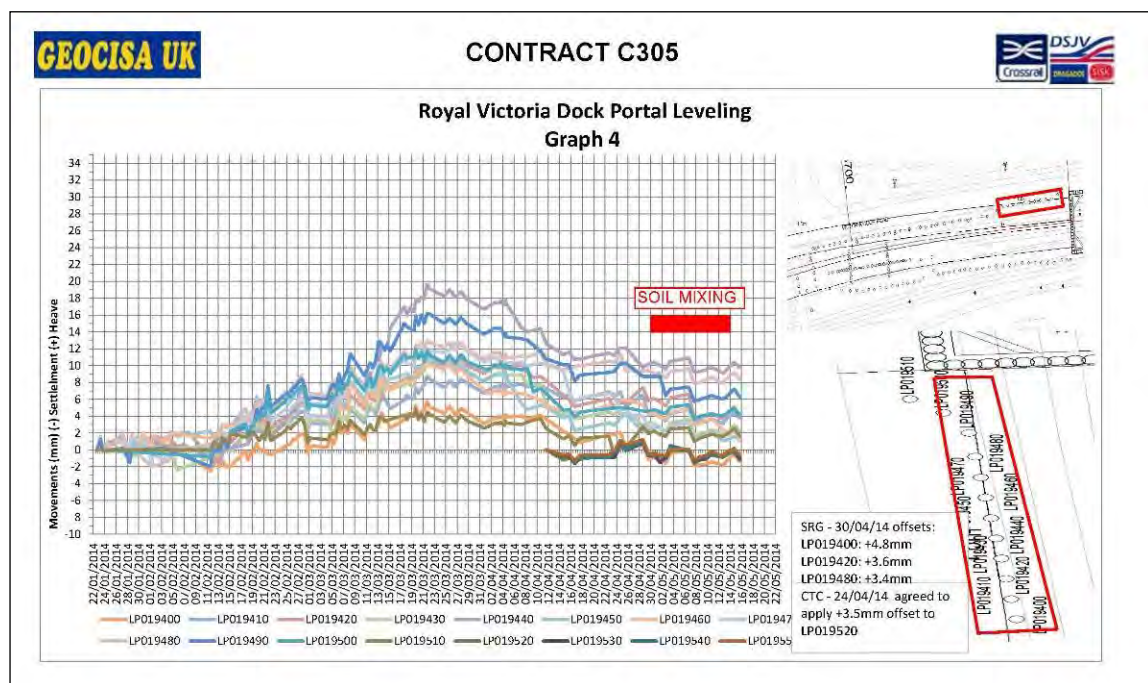


Figura 40. Movimientos verticales durante la ejecución del Soil Mixing

5. DESCRIPCIÓN DE LOS TRATAMIENTOS DEL TERRENO DEL CONTRATO C-435

5.1. Diseño del tratamiento

Como se ha comentado en el apartado anterior, hay dos tipos de controles que se hacen cuando se está ejecutando un tratamiento del terreno, por un lado el tratamiento en sí y por otro lado el control de las manifestaciones de este tratamiento.

En el caso de las obras de la nueva estación de Farringdon, debido a su localización dentro de un área urbana muy densa, el tratamiento diseñado fue un tratamiento de inyección de compensación de los movimientos del terreno, es decir, una actuación frente a las manifestaciones de los trabajos de excavación de los túneles, cavernas y galerías de conexión de la nueva estación.

Las inyecciones de compensación, como su propio nombre indica, se realizan con el objetivo de inducir movimientos controlados en el terreno que compensen los producidos por otras causas. Se emplean principalmente, y como es el caso que nos ocupa, en túneles urbanos como protección de la edificación y estructuras ante la deformación inducida en el terreno durante la excavación. El proceso de la inyección debe ser sumamente controlado, con el apoyo de una correcta instrumentación de las estructuras y elementos situados en el área de actuación. La técnica habitualmente más empleada es la inyección de fracturación hidráulica del terreno mediante tubo-manguito, inyectándose pequeños volúmenes en cada fase.

El tratamiento de compensación debía quedar dentro de la curva teórica de 10 mm de asiento y para ello se proyectaron cinco pozos desde los cuales se instalaron diferentes abanicos de tubos-manguito (ver Figura 41).

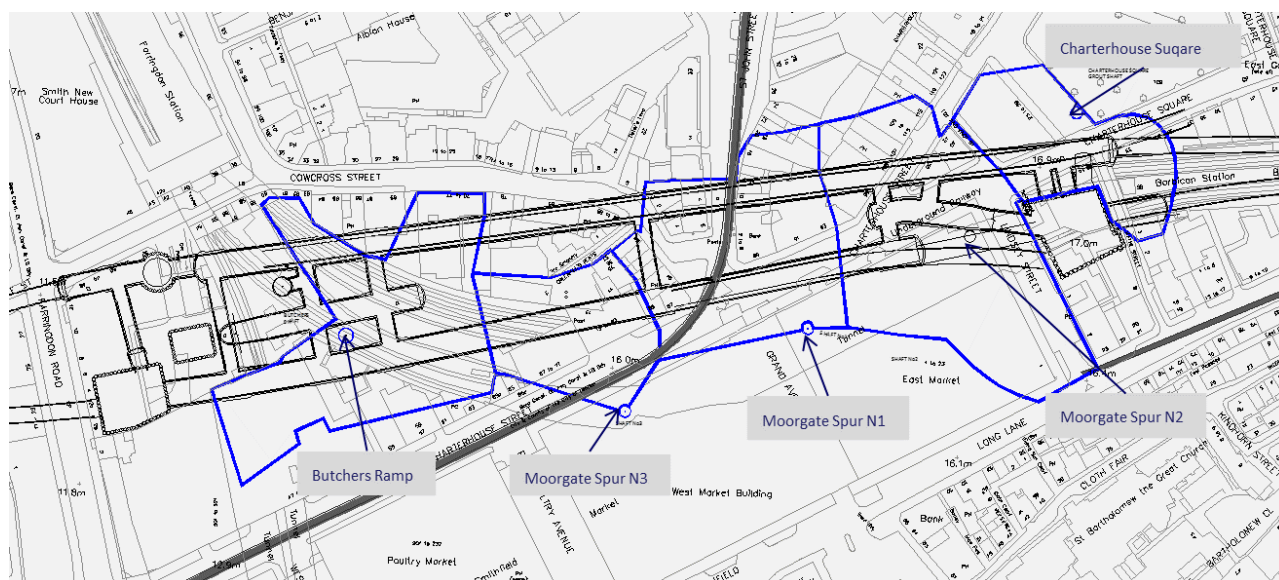


Figura 41. Área de compensación dentro de la línea de iso-asientos de más de 10 mm.

Los planos de compensación se diseñaron en la arcilla de Londres, sin embargo, uno de ellos, por los condicionantes de la obra, se tuvo que instalar en un material denominado Lambeth Group, siendo la primera vez en que se realizaba una compensación en este tipo de terreno (ver Figura 42).

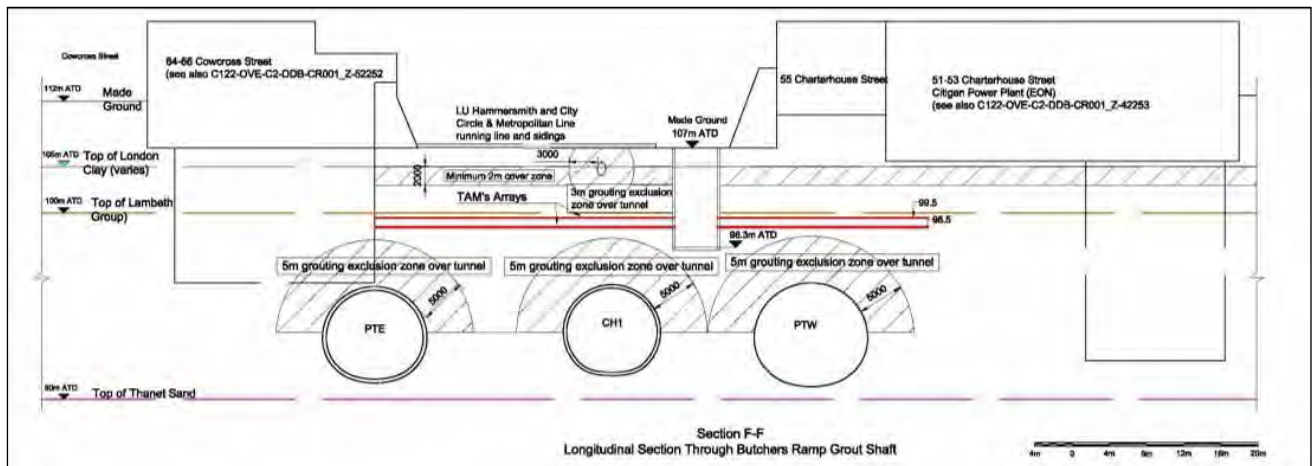


Figura 42. Plano de compensación situado en la capa Lambeth Group.

Para la compensación se ejecutó el tratamiento de tipo “proactivo” dividido en tres fases:

- Pretratamiento: consolidación y puesta en carga previa a la excavación.
- Concurrente: durante la excavación, evitando asentamientos antes de que se manifiesten en superficie.
- Observacional: para asentamientos diferidos y ajuste final.

Los trabajos de excavación de la estación de Farringdon y los trabajos de compensación asociados se debían ejecutar de tal forma que los movimientos inducidos a las estructuras a proteger estuvieran dentro de unas tolerancias con respecto a asientos diferenciales producidos en ellos. Para ello se establecieron los siguientes umbrales de control:

- Umbral verde: es un 75% del movimiento teórico y para su control, una distorsión angular de 1:1250. Este es un umbral de control, es el que marca un primer aviso para observar la tendencia de los movimientos y corregirlos llegados al caso si la tendencia es hacia el umbral ámbar, con la preparación y ejecución de una propuesta de inyección;
- Umbral ámbar: es el 100% del movimiento teórico y para su control, una distorsión angular de 1:1000. En este umbral, cualquier daño producido en una estructura es responsabilidad de la empresa constructora, por tanto, hay que tomar medidas correctoras (propuesta de inyección) para revertir la tendencia de movimiento;
- Umbral rojo: es el 125% del movimiento teórico y para su control, una distorsión angular de 1:500. En este umbral se debía reunir todas las partes implicadas para ver qué medidas había que adoptar. Entre estas medidas siempre había una ejecución de una propuesta de inyección y llegados al caso, la interrupción parcial de los trabajos de excavación, hasta corregir este umbral.

5.2. Trabajos ejecutados

Las inyecciones de compensación en la Estación de Farringdon fueron ejecutadas desde cinco (5) pozos de compensación. Se requirió una estricta definición de la localización de los mismos por la existencia de un gran número de edificios emblemáticos y servicios afectados (mención especial al Mercado de Smithfield, con actividad desde el s.XIII, y a las vías en servicio del Metro de Londres y del National Railway) y a la no posibilidad de ubicarlos a cota de superficie a excepción de uno de ellos (Charterhouse Square).

Se diseñaron cuatro (4) pozos de compensación en un nivel inferior existente al nivel de calle por donde discurrían antiguamente vías del Metro de Londres y del orden de 6.50 metros por debajo de la superficie. De estos cuatro pozos, tres (3) se localizaron, además, en el interior de una plataforma subterránea de túneles en desuso (Moorgate Spur) que implicaba una dificultad añadida por la reducción de gálibo (Figura 43). El quinto pozo se localizó en superficie si bien con una superficie de instalación muy reducida por ser zona residencial (Figura 44).



Figura 43. Pozo de compensación en interior de túneles

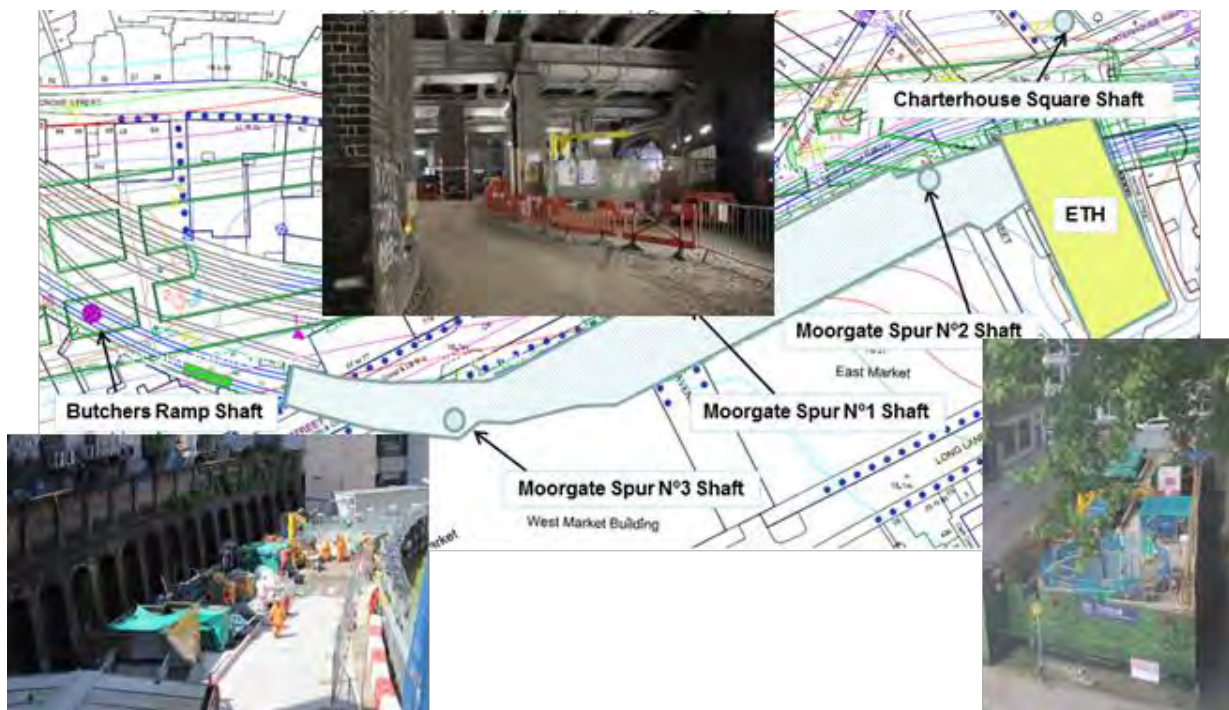


Figura 44. Localización de los pozos de compensación

El diámetro de los pozos fue de 4,50 m a excepción del localizado en Butcher's Ramp. En este pozo, como la perforación de los taladros para la instalación de los tubos manguito se hizo en el material denominado Lambeth group con carácter menos cohesivo, se tenía que poder considerar la instalación de algún sistema de obturación en boca de taladro por la posible aparición de agua y material de arrastre durante las operaciones de perforación. Para permitir su colocación, el diámetro en este pozo se amplió a 5,50 m. La profundidad de los mismos varió entre los 10-12 metros en los pozos situados en el nivel inferior de actuación y los 19,50 metros del pozo en superficie de Charterhouse Square. Desde estos pozos se ejecutaron perforaciones de manera radial para cubrir el área afectada por los trabajos de excavación de los

túneles, abarcando un área total de 27.123,60 m² (Figura 45 y Tabla 3). La distancia entre pozos rondaba los 75 metros, con una longitud característica total de zona tratada de unos 400 metros lineales. La anchura característica rondó los 80 metros.

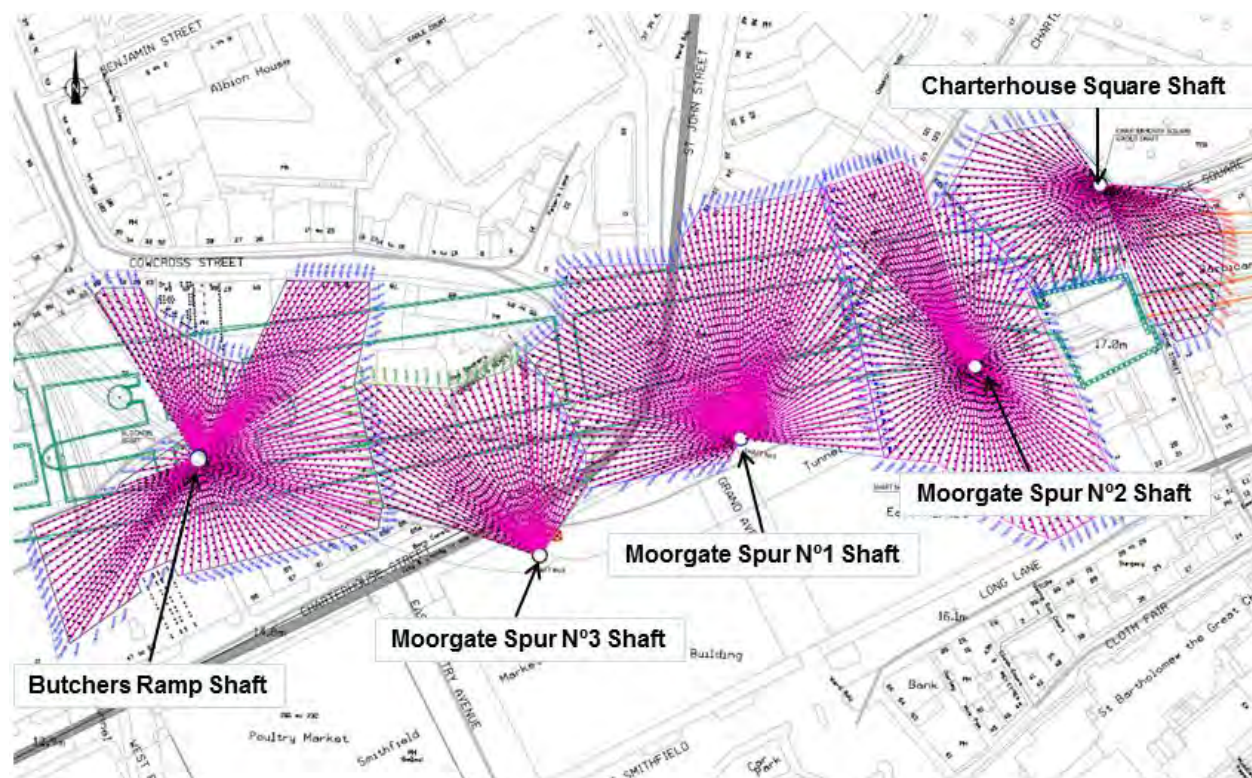


Figura 45. Diseño Inyecciones Compensación Estación Farringdon

Tabla 3. Volúmenes de Inyecciones de Compensación Estación Farringdon

	POZO					Total
	Butchers Ramp	Moorgate Spur No.3	Moorgate Spur No.1	Moorgate Spur No.2	Charterhouse Square	
Área Tratamiento (m ²)	6.813	3.183,6	7.319,8	6.253,6	3.553,6	27.123,6
Nº de Taladros	92	39	63	99	56	349
Longitud Total Perforación (m)	4.418	2.394,3	3.977	4.419	2.669,5	17.877,8
Longitud máxima taladro (m)	76,0	78,0	84,0	76,0	56,0	-
Longitud media taladro (m)	48,0	61,4	63,1	44,6	47,7	51,2

Como nota destacable, y debido a las reducidas dimensiones de trabajo y a las limitaciones de acceso, el material fue descargado mediante grúas en el nivel inferior y trasladado con una grúa tipo Pick&Carry hasta la localización de cada pozo (Figura 46). Para ello, las máquinas perforadoras tuvieron que desmontarse y transportarse en piezas con un peso no superior a los 3.500 kg.



Figura 46. Traslado y montaje de equipos dentro de túneles

5.3 Fase de inyección

Los trabajos de inyección se dividieron en tres fases: Pre-tratamiento, concurrente y observacional. Para la fase concurrente, los diseñadores establecieron una zona de exclusión anterior y posterior a la excavación. Esta zona de exclusión era una zona de seguridad para no ejercer presiones excesivas con la inyección de compensación tanto en el frente de excavación como en el último anillo cerrado, en el cual el revestimiento no había alcanzado aún su resistencia característica de 28 días (ver Figura 47).

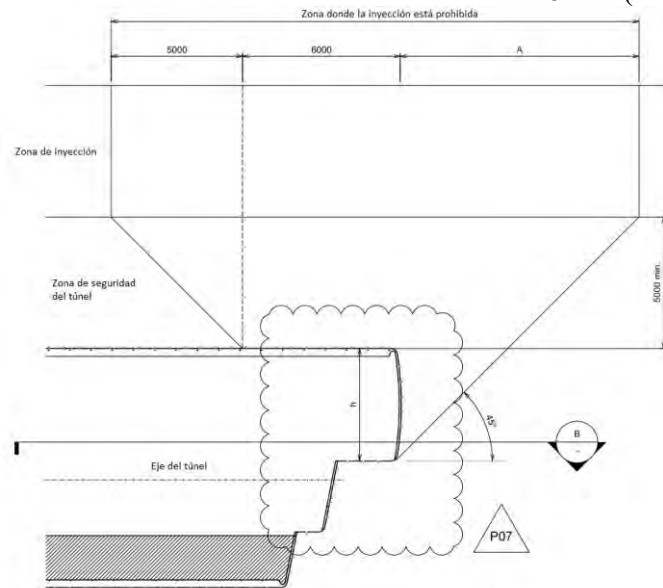


Figura 47. Zona de exclusión para la inyección en fase concurrente

Para poder corregir los movimientos inducidos por la excavación del túnel en un punto, el volumen de asientos teóricos que se iba a producir en ese punto se compensaba en dos fases. Por un lado, se debía hacer una inyección en ese punto equivalente a la mitad de los asientos teóricos a experimentar en esa zona, antes de que estos se produjeran, es decir, antes de que el frente de excavación hubiera alcanzado esa zona, y por otro lado había que hacer una inyección posterior, cuando ya el asiento total se había producido, equivalente

a la otra mitad de los asientos teóricos. De esta forma el asiento total producido por la excavación se compensaba en dos fases respetando las zonas de exclusión del túnel. Las propuestas de inyección durante la fase concurrente se diseñaron de acuerdo a este principio.

La Figura 48 muestra un esquema de una compensación de un avance de excavación (señalado en naranja) ejecutada desde el pozo de Butcher's Ramp, con los manguitos a inyectar por taladro tanto por delante del frente de excavación como por detrás del último anillo de túnel completado.

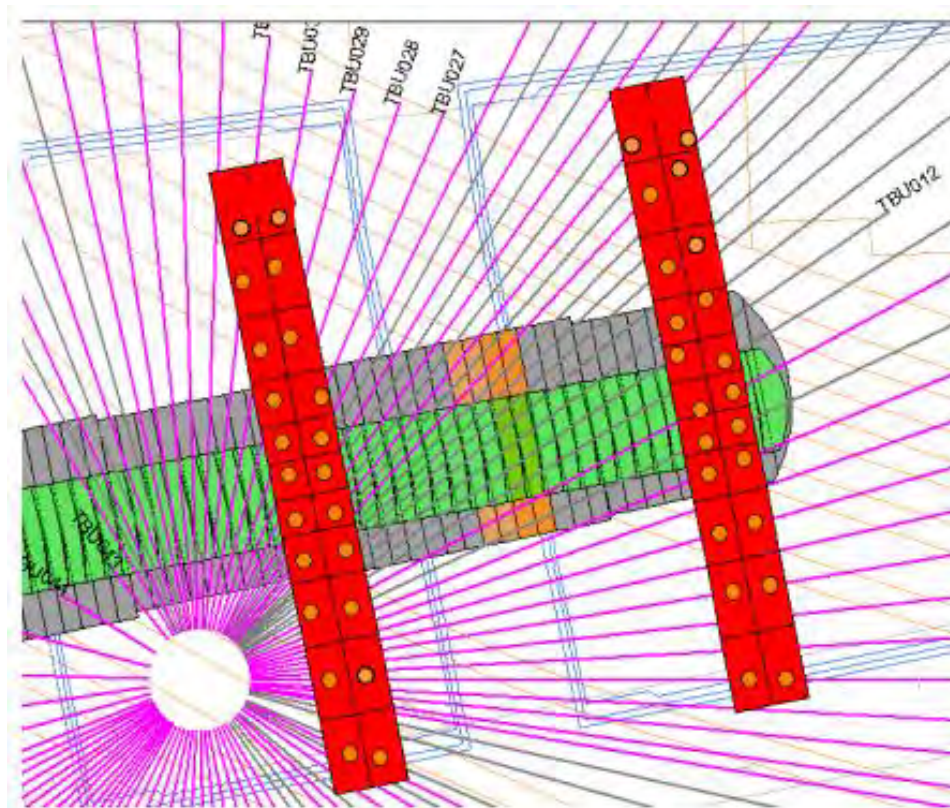


Figura 48 Ejemplo de propuesta de inyección respetando la zona de exclusión de la excavación del túnel

Los parámetros de inyección empleados fueron ajustados dependiendo de la fase de inyección y de los requerimientos específicos deducidos del análisis de movimientos. En general, los volúmenes de inyección por válvula rondaron los 50 litros, con presiones de inyección establecidas entre 5 y 20 bares en el caso del pretratamiento y de hasta 25 bares en el caso de la inyección concurrente. El caudal de inyección se situó entre 10 y 20 l/min y las dosificaciones de lechada se fueron ajustando al comportamiento del terreno, siendo necesaria la densificación en algunas zonas para conseguir los levantamientos deseados. Con ello se consiguieron levantamientos de hasta 1 mm en la fase de pretratamiento, lo que garantizaba la colmatación del terreno a tratar y la posterior eficacia del tratamiento concurrente.

El volumen de inyección total realizada fue de 1.313 m³ distribuidos de la siguiente forma (Figura 49):

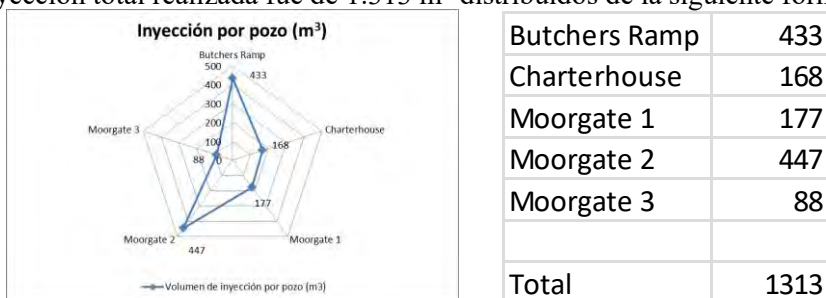


Figura 49. Volúmenes de inyección (m³)

Dentro de las áreas de excavación de los pozos de Moorgate Spur 1 y 3, se encontraba un túnel de la compañía EDF. Para proteger este túnel del posible incremento de presión ejercido por la lechada, se tomó la decisión de crear una zona de exclusión de 5 m a cada lado del mismo, en la que no se podía inyectar y por tanto a lo largo de una franja de unos 13 m de ancho, no se pudo realizar ninguna inyección y por lo tanto, el volumen inyectado en estos dos pozos se disminuyó notablemente.

Para poder asegurar que no se inyectaba ningún manguito dentro de esta zona de exclusión se adoptaron dos medidas de precaución:

- Anulación de los manguitos dentro de la zona de exclusión en el programa SAI. Este programa fue una herramienta muy útil durante toda la obra para llevar, no solamente el control de los movimientos producidos tanto por los túneles como por la compensación, sino que también servía para poder producir todas las propuestas de inyección a ejecutar. Una vez anulados estos manguitos en el programa, ya no se podían elegir y por tanto no se podían incluir en las propuestas de inyección;
- Se adoptó una medida física de prevención de inyección de los manguitos dentro de la zona de exclusión. Estos se sellaron y cegaron de modo que si en obra, por error el obturador se colocaba en un manguito dentro de esta zona de exclusión, jamás se podía inyectar pues este manguito ya estaba sellado.

Aquí hay que destacar la inyección que se hizo desde el pozo de Butcher's Ramp. El plano de compensación en este pozo estaba localizado en el Lambeth Group (terreno de carácter arenoso), siendo, hasta la fecha, la primera vez que en Londres se realizaba inyección de compensación en este tipo de material para la excavación de un túnel.

5.4. Seguimiento y control

Tal y como se explicó en el apartado 4 de este artículo, el seguimiento y control se divide en dos fases, por un lado, el control del tratamiento en sí y por otro lado el control de sus manifestaciones. Este control se detalla en los siguientes puntos:

- Control de los parámetros de perforación. Obtención de los parámetros de perforación de cada taladro mediante registro continuo con sistema Slogger instalado en cada máquina perforadora. Parámetros registrados: Velocidad de perforación, empuje, par de rotación, velocidad de rotación y energía específica de perforación (Ver Figura 31);
- Control de desviación de perforación mediante sonda horizontal HDAD-1. Para el control de la desviación, GEOCISA diseñó y desarrolló una sonda específica para la medición de la desviación en taladros horizontales (ver Figura 50);

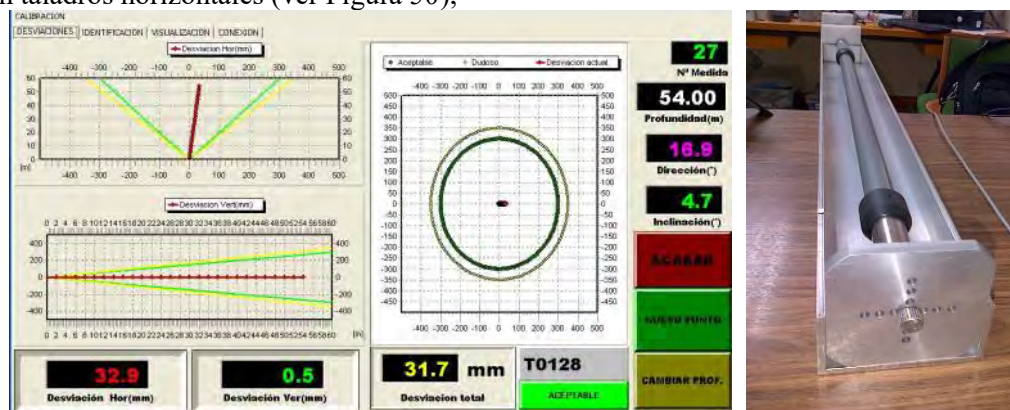


Figura 50. Sonda de desviación horizontal HDAD-1

- Control de parámetros de inyección mediante bombas instrumentadas. Todas las bombas de inyección estaban dotadas de registro de parámetros continuo y estaban totalmente automatizadas,

de manera que se permitía su programación con los parámetros previamente introducidos y la detención automática en caso de sobrepasarse (ver Figura 51);



Figura 51. Bomba de inyección instrumentada y con control continuo de parámetros

- Seguimiento de movimientos mediante auscultación continua y programa de procesamiento de datos, SAI, desarrollado por Geocisa. Este programa recopiló y procesó todos los datos de perforación e inyección arrojados por la maquinaria de perforación y bombas de inyección y permitió analizar los mismos de cara al diseño del tratamiento y la toma de decisiones (ver Figura 52);

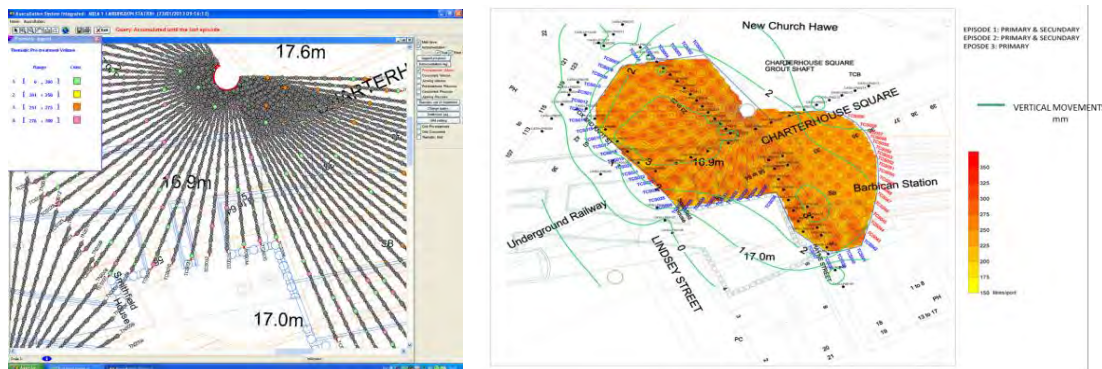


Figura 52. Salidas del programa de control SAI desarrollado por Geocisa

- Realización de planos de control con programa Surfer e interpretación continua de datos. Con los datos recogidos en el SAI también se realizaron planos gráficos para el análisis de datos y toma de decisiones. Estos planos recogían los movimientos generados en superficie en cada una de las fases de inyección realizadas así como los movimientos a origen acumulados. De igual forma, se obtenían planos con los volúmenes inyectados de cara a conocer las zonas con mayor o menor admisión. Estos planos se ejecutaron con el programa informático de generación de mapas y líneas de contorno Surfer (ver Figura 53).

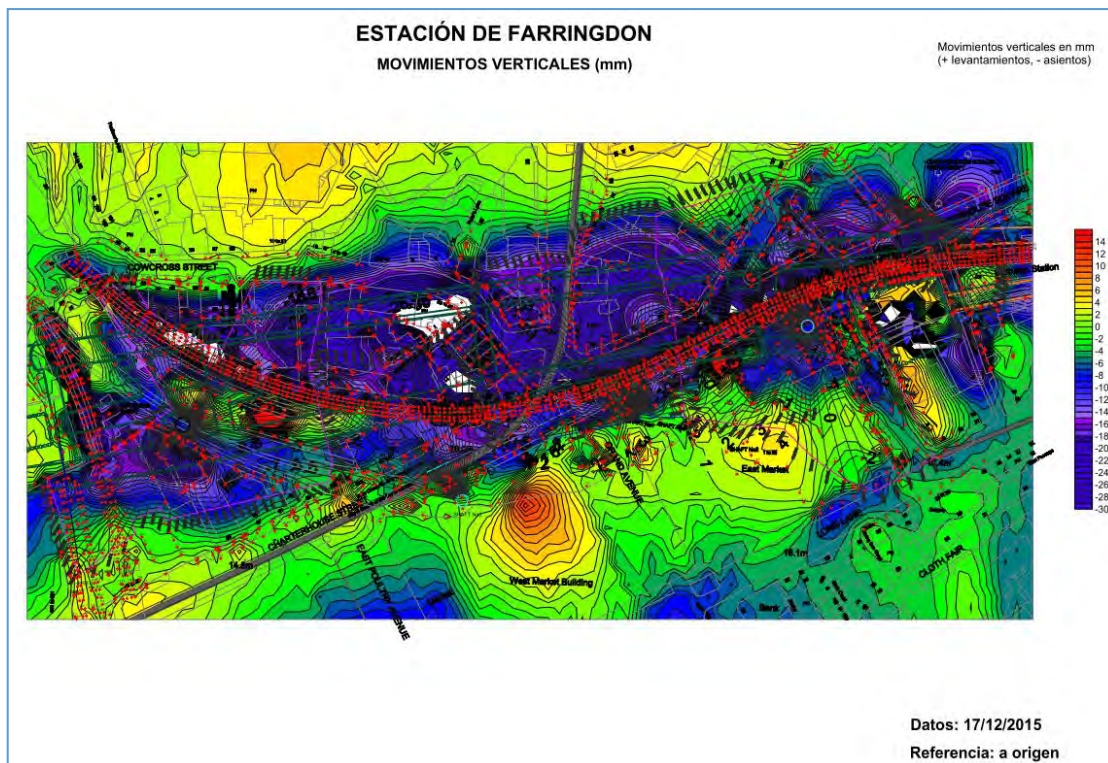


Figura 53. Salida del control de movimientos del programa Surfer

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Geocisa ha estado involucrada en tratamientos del terreno de las recientes obras de Crossrail. Estos tratamientos tuvieron dos tipos de objetivos finales distintos.

Por un lado, en dos de los tratamientos realizados, los del contrato C-305, el objetivo era preparar el tratamiento del terreno para la llegada y salida de las tuneladoras de los portales de Victoria Dock y de Pudding Mill Lane. Estos tratamientos consistieron en la inyección de lechada de cemento y silicatos en el terreno con el fin de mejorar las características geotécnicas del terreno en términos de resistencia y de impermeabilidad.

Por otro lado, el objetivo del tratamiento del terreno del contrato C-435, la construcción de la nueva estación de Farringdon, era compensar los movimientos producidos por la excavación de las diferentes galerías y túneles en las estructuras y edificios cercanos. Para ello se construyeron 5 pozos de compensación desde los cuales, con una inyección controlada, se buscaba provocar los levantamientos necesarios en estas estructuras para contrarrestar los asentamientos que la construcción de la estación les producía.

El control y seguimiento de estos tratamientos fue muy importante. Este control se diferenció en dos tipos, el control del tratamiento en sí y por otro lado el control de sus manifestaciones. El control del tratamiento en estas obras se hizo con el seguimiento de los partes de ejecución de la obra y los datos obtenidos de los registradores de parámetros con los que estaban dotados las obras. Estos datos correspondían tanto a la perforación de los taladros para la instalación de los tubos manguito como la propia inyección.

En cuanto al control de las manifestaciones, hay que tener en cuenta la eficacia del tratamiento y la influencia en el entorno (estructuras, edificios, servicios, etc.). Se instaló instrumentación para poder hacer un seguimiento y llevar un control de los movimientos producidos por los tratamientos.

Por último, es importante mencionar que todas estas obras producen una enorme cantidad de datos que deben gestionarse en tiempo real y por ello, es necesaria la automatización de estos datos. Para ello, Geocisa

ha desarrollado un sistema de gestión denominado SAI (Sistema de Auscultación Integrada) con el cual se facilita el manejo y análisis de toda la información generada en obra.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a los departamentos de producción y técnico de los contratos C305 y C435 de Crossrail, tanto de Dragados-Sisk Joint Venture, Bam-Ferrovial.Kier 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), Juan Vico (Site Manager) y Jesús Miguel Gil Barquín (Site Manager) y a los compañeros del Departamento Técnico de Geocisa (Carmen González y Miguel Ángel Blanco) por facilitar la información necesaria para escribir este artículo.

SISTEMAS DE CONTROL AUTOMATIZADO PARA MEJORA DE SUELOS MEDIANTE TÉCNICAS DE VIBRACIÓN PROFUNDA (VIBRO-COMPACTACIÓN Y VIBRO-SUSTITUCIÓN)

ENMANUEL CARVAJAL
Ingeniero Civil
Keller Cimentaciones, Director Dpto. Ingeniería

1. INTRODUCCIÓN. TÉCNICAS DE VIBRACIÓN PROFUNDA

1.1 Evolución histórica y métodos de ejecución

Las columnas de grava mediante vibro-sustitución tienen sus orígenes en los años 1960s, a partir de la mejora tecnológica de los primeros equipos de vibración profunda desarrollados por la empresa alemana Keller desde los años 1930s (Kirsch y Kirsch, 2010). En principio, la vibro-compactación o vibro-flotación era la única técnica de vibración profunda conocida. Esta consiste en la introducción al terreno de un vibrador ayudado por un caudal de agua, con el objetivo de producir su densificación. Como consecuencia, en la superficie se origina un cráter correspondiente al volumen de huecos que se reduce en toda la profundidad tratada. Finalmente el cráter se rellena y compacta mediante rodillos convencionales. Figuras 1.

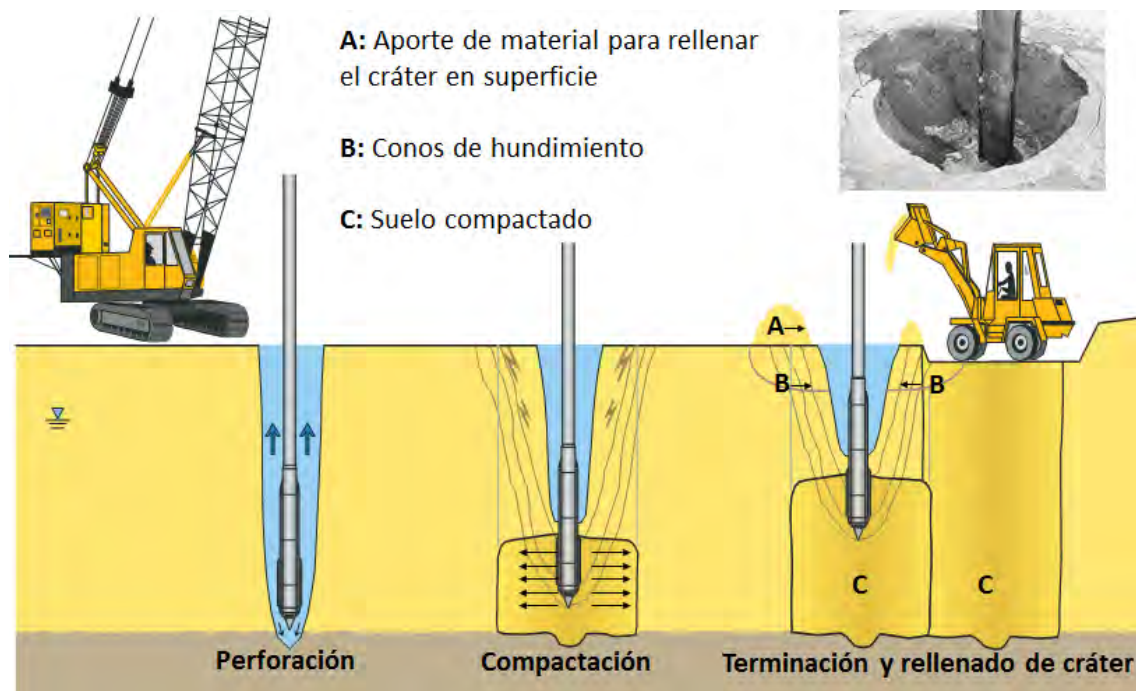


Figura 1. Procedimiento de ejecución de Vibro-compactación.

Sin embargo, la vibro-compactación se limita a suelos granulares con menos de 10 a 15% de finos. Las columnas de grava surgen como extensión y mejoramiento tecnológico de la vibro-compactación o vibro-flotación, con el objetivo de ampliar su ámbito de aplicación a terrenos arcillosos o cohesivos.

Debido a que el procedimiento de ejecución de las columnas de grava conlleva la sustitución de suelo natural por grava compactada, la técnica es también denominada como “vibro-sustitución”. Así, la aplicabilidad de las columnas de grava comprende los suelos arenosos que ya podían tratarse con vibro-compactación, y además, los suelos finos puramente cohesivos. Figura 2.

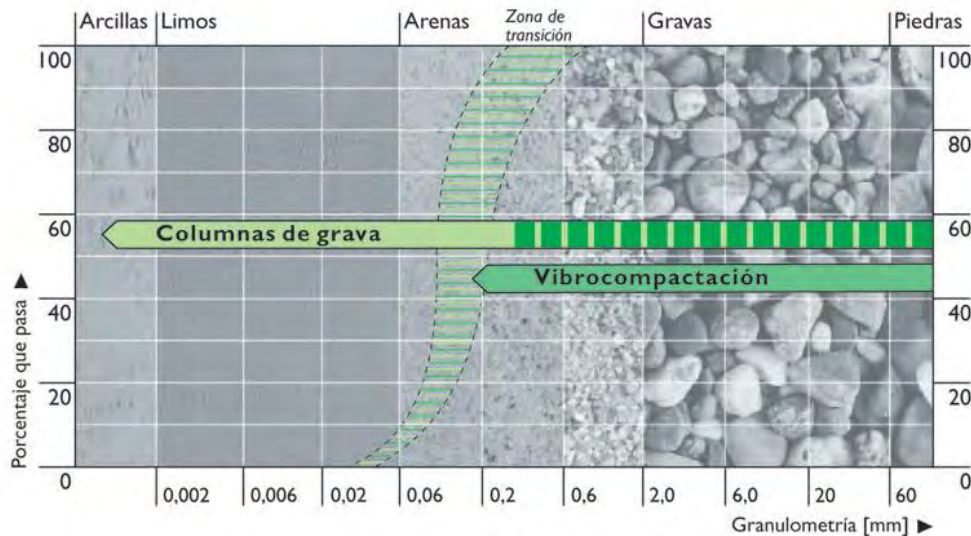


Figura 2. Ámbito de aplicación de las técnicas de vibración profunda, según la granulometría del suelo.

La mejora se obtiene debido a que la grava compactada en toda la columna origina el saneo y refuerzo de suelos sueltos o blandos a profundidades de hasta 60 m, aproximadamente. Además, estas columnas funcionan como potentes drenes verticales que aceleran la consolidación.

En sus inicios, las columnas de grava se ejecutaban mediante el mismo proceso de perforación utilizado para la vibro-compactación, con la ayuda del peso propio del vibrador y el tubo alargador, y el uso de un chorro de agua en la parte inferior del vibrador; todo ello suspendido de una grúa. Este método de ejecución es conocido como “vía húmeda” (top-feed method).

Con el método de ejecución en vía húmeda la grava se introduce al suelo desde la superficie por gravedad, y el fluido y detritus de perforación ascienden hasta la plataforma de trabajo afectándola considerablemente. Figura 3.

Además, éste método conlleva alteraciones en la homogeneidad de las columnas de grava debido a los arrastres y erosiones producidas en el terreno al incorporar agua a presión y al extraer los lodos o detritus compuestos por agua y terreno erosionado. Por otro lado, se necesita un importante aporte de agua y una eficaz retirada de los lodos resultantes.

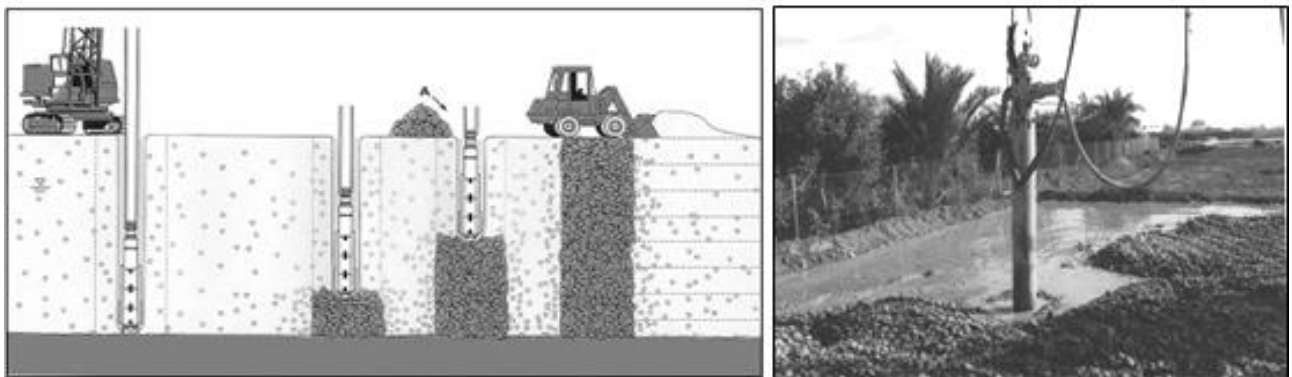


Figura 3. Método de ejecución de columnas de grava en vía húmeda (top-feed method): (izq.) proceso de perforación, e introducción de la grava en el suelo desde la superficie; (derecha) estado habitual de la plataforma de trabajo.

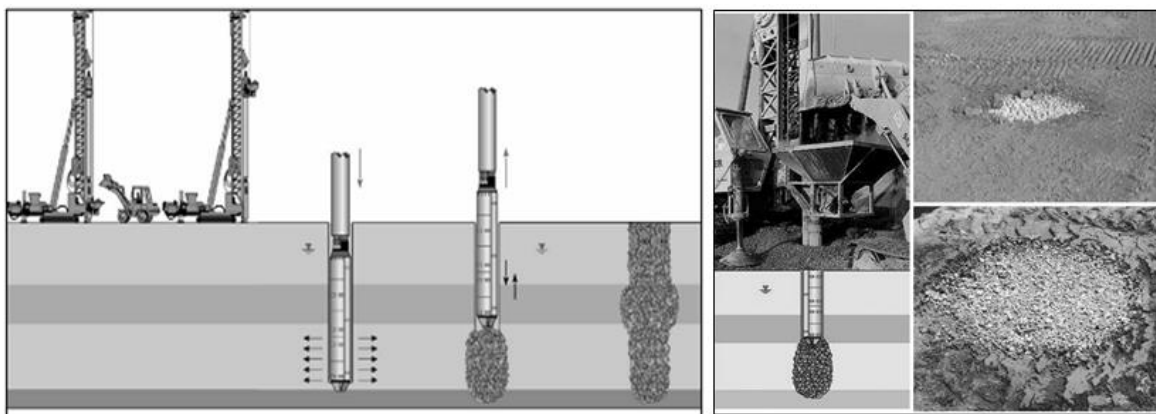


Figura 4. Método de ejecución de columnas de grava en vía seca (bottom-feed method): (izq.) procesos de perforación e introducción de la grava al suelo por el interior del vibrador; (derecha) estado habitual de la plataforma de trabajo.

En 1972 el grupo Keller plc introdujo una nueva generación de equipos, a partir de los cuales es posible ejecutar los tratamientos mediante columnas de grava en “vía seca” (bottom-feed method). Este nuevo método sustituye el vibrador con chorro de agua usado en la vía húmeda, por un vibrador con aire comprimido que se acopla a un tubo alimentador y este a su vez a la tolva donde se deposita la grava para que discurra por todo el sistema, hasta su descarga final por el orificio de salida situado en la parte inferior del vibrador. Figura 5b.

De este modo se evita la alimentación de la grava desde la superficie, como se hacía mediante la vía húmeda. Además el método en vía seca sustituye la grúa antes utilizada en la vía húmeda por un equipo sobre orugas específico para la ejecución de columnas de grava, denominado vibrocat.

Con el vibrocat, en lugar de contar únicamente con el peso propio del vibrador y el tubo alimentador como fuerza vertical de perforación, se incorpora un sistema de cabrestantes conectado al mástil que sujeta todo el varillaje, alcanzándose un incremento de la fuerza vertical de perforación y una mejora en el control de la verticalidad de todo el sistema.

Así, el procedimiento de ejecución en vía seca comprende una fase de perforación donde se introduce el varillaje por efecto de la vibración y el empuje vertical del sistema, logrando desplazar y comprimir lateralmente el terreno que se va perforando, y una fase de descarga y compactación continua de la grava en movimientos ascendentes y descendentes de entre 0,50 y 1,00 m. Figura 4.

El equipo necesario para el procedimiento en vía seca se compone únicamente por el vibrocat y una pala cargadora, lo cual permite incrementar los rendimientos de obra, y ejecutar los tratamientos con una completa autonomía.

Durante la ejecución en vía seca, la plataforma de trabajo se mantiene completamente seca y puede ser transitada sin ningún impedimento, a diferencia de la vía húmeda, en cuyo caso la plataforma se encuentra anegada de principio a fin de los trabajos.

La Figura 5 muestra un vibrocat de primera generación para la ejecución de columnas de grava en vía húmeda, y otro moderno para la ejecución en vía seca con alimentación interna de la grava.

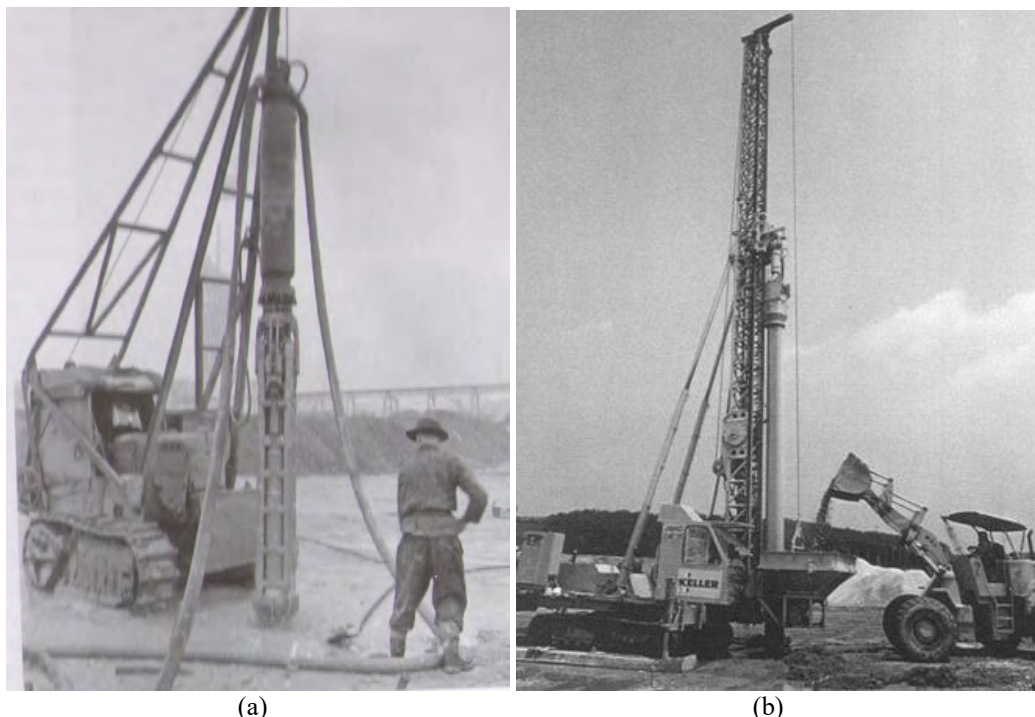


Figura 5. (a) Primera generación de vibrocats en vía húmeda, año 1956, (b) vibrocat moderno en vía seca.

1.2 Mejora en el suelo alrededor de las columnas

Tanto en el caso de la vibro-compactación como de la vibro-sustitución (o columnas de grava), los tratamientos se realizan por medio de vibradores cilíndricos, capaces de efectuar perforaciones verticales sin extracción de terreno.

En ambos casos, los movimientos generales del vibrador inducen al suelo elevados desplazamientos y fuerzas laterales de entre 150 y 700 kN, así como un alto nivel de energía vibratoria (Figura 6), que en combinación producen una importante mejora en el suelo alrededor de las columnas. La expansión del diámetro alcanzado en las columnas es variable dependiendo de la rigidez de las distintas capas de suelo, obteniéndose mayores diámetros en las capas de suelo más blandas.

La mejora en el suelo circundante depende de muchos factores como son las características granulométricas (coeficiente de uniformidad, % finos, forma de las partículas), las condiciones “in situ” (relación de vacíos, compacidad, humedad), el estado de esfuerzos (coeficiente de empuje lateral, presión de confinamiento), posición del nivel freático, permeabilidad, la historia de esfuerzos, entre otros. Por esta razón, en los casos donde se considera la mejora del suelo alrededor de las columnas, es habitual la ejecución de un campo de pruebas para la comprobación de los niveles de mejora estimados.

En arenas bien graduadas con menos de 15% de finos, la compactación lateral del suelo alcanza niveles de compacidad relativa superiores al 70%, mientras que en suelos con mayor porcentaje de finos se obtendrían menores niveles de compacidad, aunque con niveles de mejora significativos.

En la Figura 7(a) se presenta el ábaco empírico desarrollado por Báez (1995) para la estimación del incremento del golpeo SPT en el suelo alrededor de las columnas de grava en función de la relación de sustitución (A_r , área de las columnas entre el área del suelo circundante), para arenas limpias.

Una evaluación aproximada sobre la compactabilidad de arenas mediante los métodos de vibración profunda puede realizarse a partir de ensayos “in situ” de penetración estática tipo CPT. La Figura 7b muestra la relación empírica propuesta por Massarsch (1991) para la evaluación de la compactabilidad, en

función de la resistencia por punta y del parámetro FR%. A partir de FR% (friction ratio), es posible incorporar la influencia del porcentaje de finos en la evaluación de la compactabilidad de arenas, teniendo en cuenta que los valores de FR% superiores a 1,5 corresponden a suelos con más de 20% a 25% de finos.

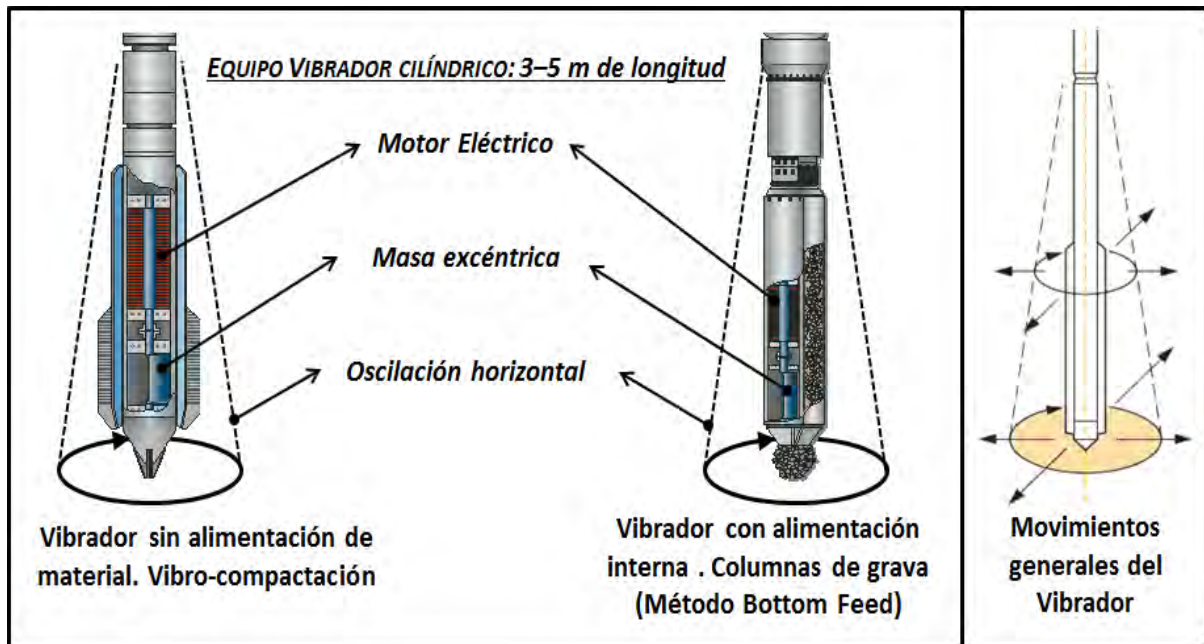


Figura 6. Características de equipos de vibración profunda

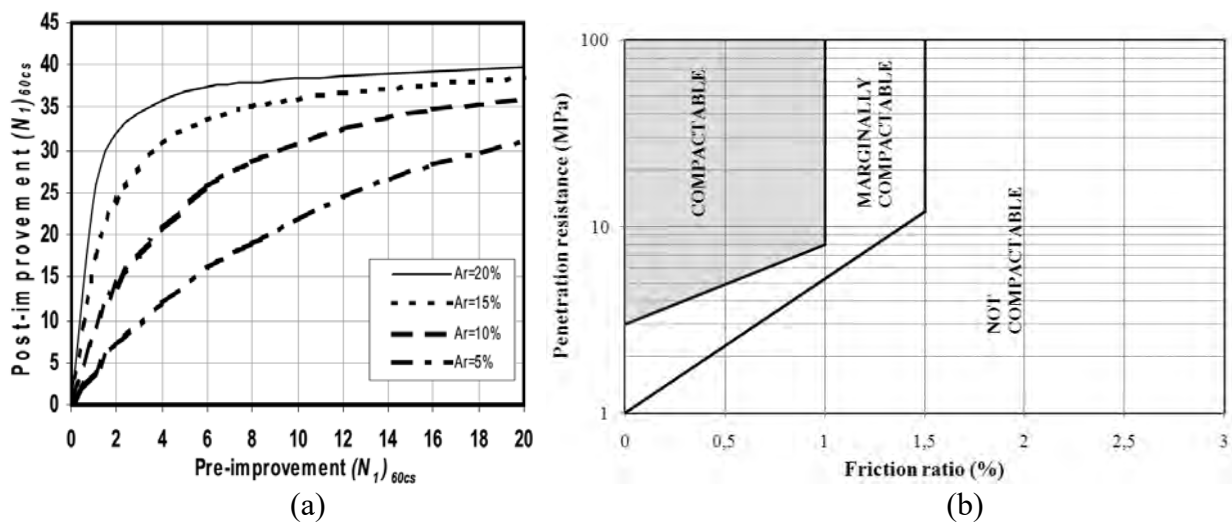


Figura 7. (a) SPT antes y después del tratamiento en arenas limpias, según Báez (1995); (b) compactabilidad de suelos según Massarsch (1991).

1.3 Equipos especiales

El desarrollo tecnológico de equipos especiales para columnas de grava ha permitido el tratamiento de grandes profundidades de suelo blando, tanto en obras marítimas como en tierra.

En la Figura 8a se muestra el “sistema alpha hidráulico”, constituido por un circuito para impulsar la grava por bombeo, hasta una cámara de descarga conectada al tubo alimentador por donde discurre la grava hasta su vertido final en el suelo por la parte inferior del vibrador. La Figura 8b muestra el “sistema alpha mecánico”, donde la grava es depositada por una pala cargadora directamente en la tolva del equipo. Tras rellenar la tolva con grava, ésta se eleva mediante cables de acero hasta la parte superior del tubo de alimentación, desde donde se vierte hasta salir por la parte inferior del vibrador.

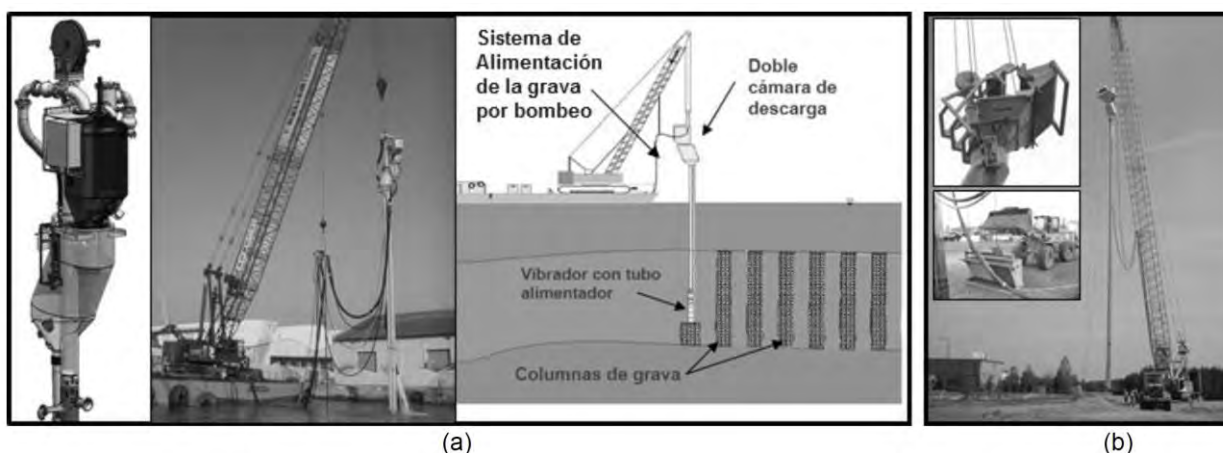


Figura 8. Equipos especiales de ejecución para obras marítimas y grandes profundidades de tratamiento, con alimentación interna y descarga inferior de la grava: (a) sistema alpha hidráulico; (b) sistema alpha mecánico.

2. PARÁMETROS DE CONTROL

Los equipos de ejecución cuentan con los sistemas informáticos M4 y M5 para la adquisición y procesamiento de datos de cada columna, registrando en tiempo real la duración de ejecución, la profundidad, el consumo de grava y la intensidad de energía consumida para el control de compactación de la grava (en caso de las columnas de grava) o la arena (en caso de Vibrocompactación). Asimismo, se registran los movimientos del equipo durante la fase de perforación. Estos sistemas, además, permiten integrar en cada registro de parámetros toda la información general relativa a la obra (expediente, nombre, Jefe de obra, encargado, fecha, sitio, etc.) , junto a la información específica de cada punto de tratamiento.

En el caso de la mejora de suelos mediante Vibrocompactación y/o Columnas de grava en vía húmeda (véase Figuras 1 y 3), a partir de los sistemas informáticos incorporados en las máquinas se obtienen registros con salida gráfica que permiten comprobar para todas las columnas o puntos de mejora ejecutados los siguientes parámetros:

- el número asignado a la columna ejecutada
- el tiempo empleado en su ejecución
- la profundidad realmente ejecutada en función del tiempo
- la intensidad de corriente empleada por el vibrador en función del tiempo
- la admisión de grava aproximada

Por otra parte, en el caso de ejecución de columnas de grava en vía seca mediante los equipos vibrocats, las salidas gráficas de los sistemas informáticos permite comprobar para todas las columnas ejecutadas los siguientes parámetros:

- el número asignado a la columna ejecutada
- el tiempo empleado en su ejecución
- la profundidad realmente ejecutada (eje horizontal del gráfico izquierdo) en función del tiempo (eje vertical)

- la intensidad de corriente empleada por el vibrador (eje horizontal del gráfico derecho) en función del tiempo
- la presión de contacto empleada por el vibrador (eje horizontal del gráfico derecho) en función del tiempo
- la admisión de grava de cada columna y por lo tanto el diámetro medio de cada columna (deducido del número empleado de cazos de la pala) y por lo tanto el diámetro medio aproximado de cada columna.

En los registros de los sistemas informáticos mencionados figuran dos gráficos y una serie de datos referentes a las profundidades alcanzadas, tiempos de ejecución, etc. En la Figura 9 se puede ver un ejemplo de registro de ejecución de una columna de grava, y en la Figura 10 un ejemplo de registro de ejecución de vibrocompactación.

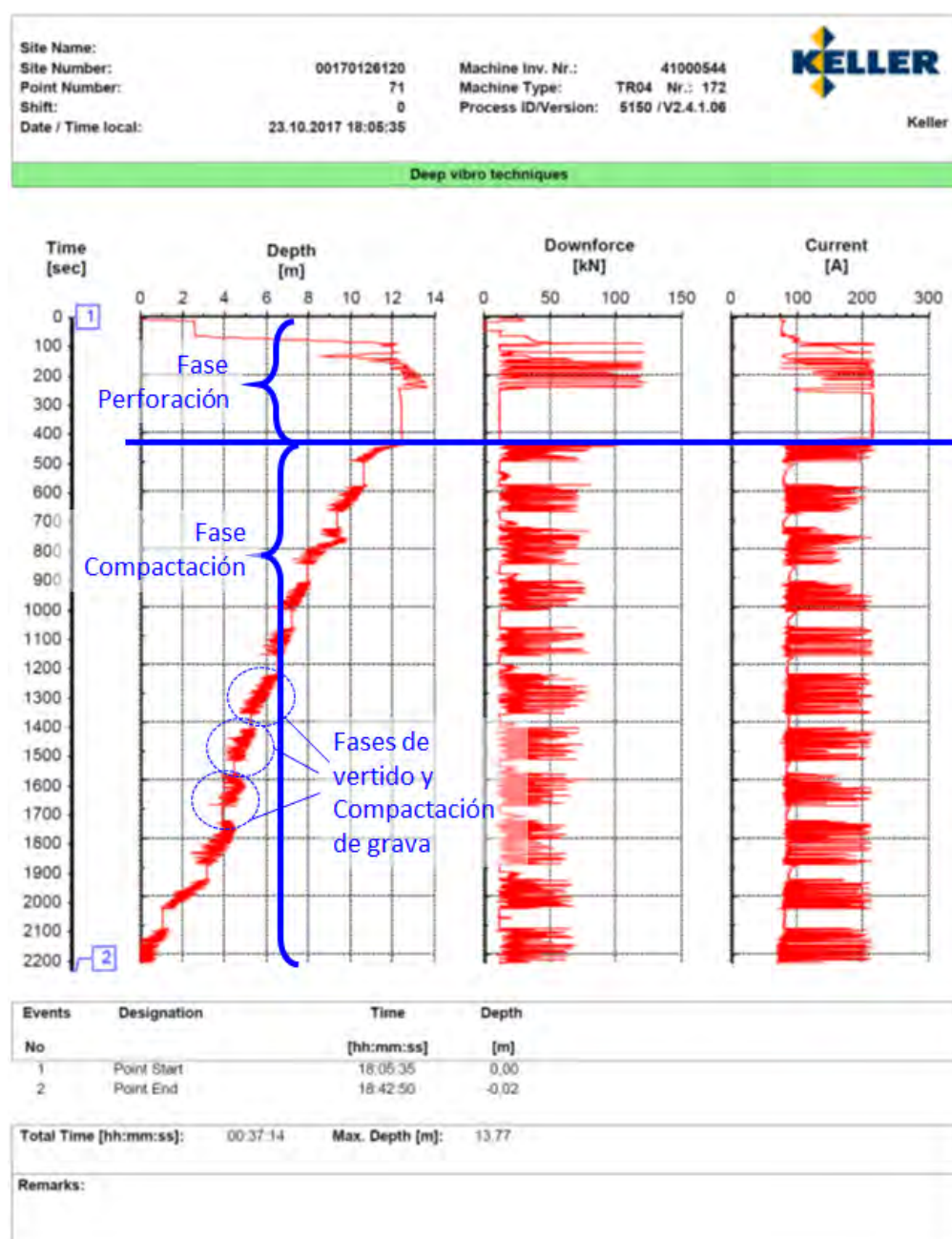


Figura 9. Ejemplo registro de ejecución de una columna de grava en vía seca.

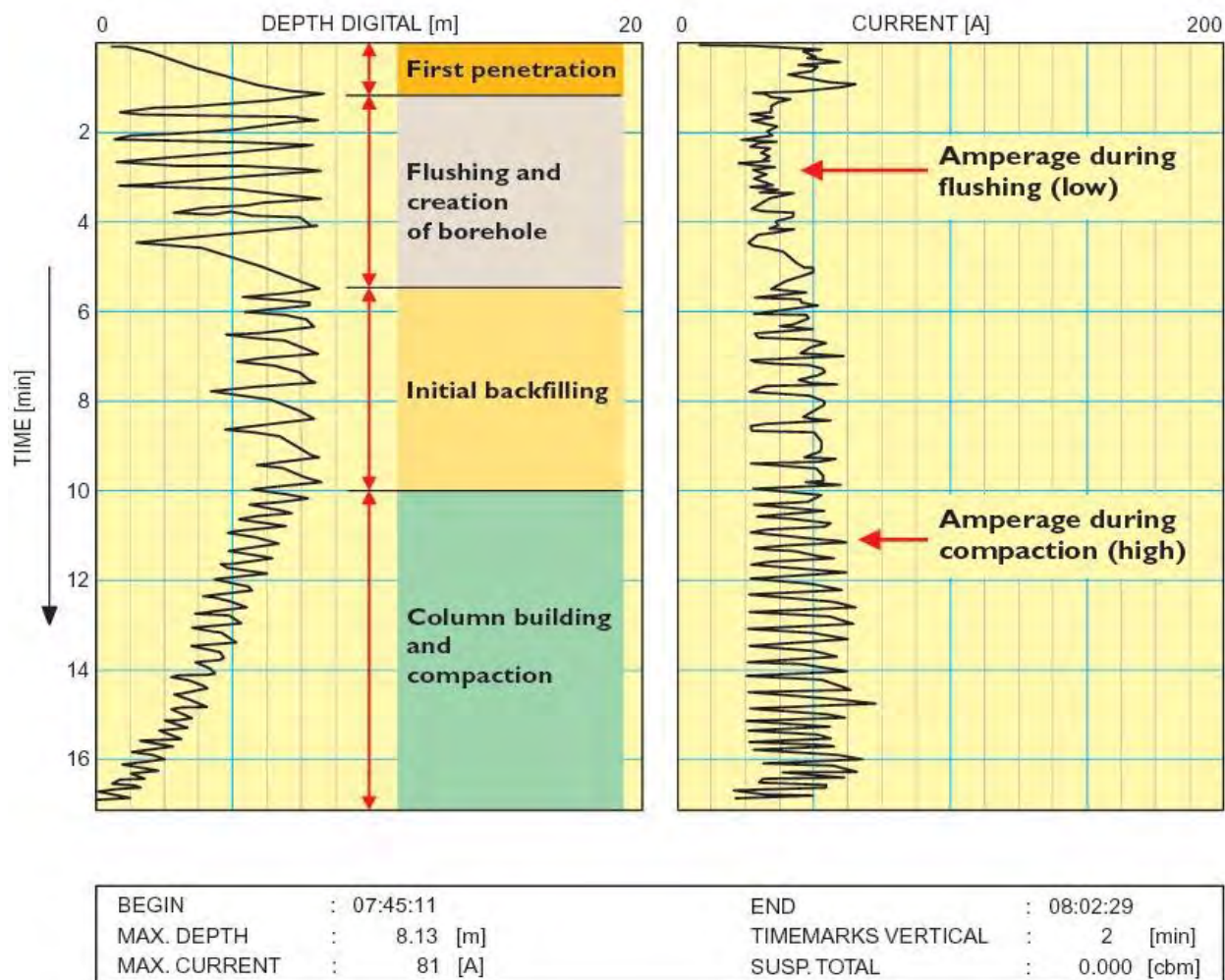


Figura 10. Ejemplo registro de ejecución de un punto de vibrocompactación.

En el lado izquierdo de cada gráfico se representa la profundidad del vibrador (eje horizontal del gráfico) en función del tiempo (eje vertical), mientras en el derecho se representa la intensidad de corriente y la presión de contacto empleadas por el vibrador (eje horizontal del gráfico) en función del tiempo (eje vertical). La línea discontinua representa la presión de contacto en bar o kN, y la línea continua la intensidad de corriente en amperios.

La parte superior de ambas gráficas corresponde a la fase de perforación, en la que sólo se produce la penetración del vibrador, sin aportación de grava, hasta la profundidad de rechazo, o de diseño en el caso de columnas flotantes.

Una vez alcanzada la profundidad máxima, en el caso de las columnas de grava se comienza con la aportación de la grava y su compactación en sucesivas fases, realizando las columnas desde el fondo hacia superficie. El equipo vibrador se alimenta mediante una tolva en repetidas aportaciones, de modo que cada tolva aportada está representada en los gráficos mediante cada fase de compactación (líneas en zig-zag), en las que el vibrador asciende y desciende en pasadas sucesivas de entre 0,5 m y 1,0 m de amplitud. En el gráfico izquierdo, correspondiente a la posición del vibrador, los tramos verticales (de profundidad constante) entre fases de compactación sucesivas (representadas por las líneas en zig-zag), representan el tiempo que transcurre mientras se aporta una nueva tolva de grava. En el caso de la vibrocompactación el procedimiento es el descrito en el Apartado 1.1 (Figura 1) sin aportación de grava.

Entre los datos que aparecen en los gráficos destacan el número de columna, las horas de inicio y finalización de cada columna, la duración de la ejecución, inclinaciones del mástil, N° de expediente de la obra, longitud de la columna, etc.

Los parámetros recomendables de intensidad de corriente y de la presión de contacto empleada por el vibrador se definen después de la realización de una calibración de parámetros de ejecución idóneos para el proyecto objeto de estudio, en función de las características del terreno y el tipo de vibrador a emplear.

Es importante indicar que el rechazo del vibrador puede alcanzarse tanto por la intensidad de corriente como por la presión de contacto, y/o una combinación de ambos.

Nivel de compactación

El nivel de compactación obtenido mediante la aplicación de técnicas de vibración profunda puede alcanzar entre 80 y 100% de densidad relativa, tanto en el caso de la vibrocompactación de arenas, como la compactación del material que forma las columnas de grava. En los estudios realizados por Herle et al. (2007) pudo comprobarse que tras el proceso de compactación con vibradores profundos se obtienen unos valores de índice de vacíos que incluso pueden llegar a ser menores que el índice de vacíos mínimo que caracteriza al material en su estado natural (sin compactación). Asimismo, se comprobó que existe un efecto de “crushing” o machaqueo que permite obtener una mejora en la graduación del material compactado, en cuanto a su nivel de uniformidad ($C_u = D_{60}/D_{10}$) e índice de vacíos característicos (e_{min} y e_{max}).

En la Figura 11a se muestra el nivel de compactación alcanzado en el interior de una columna de grava, a partir de la obtención de índices de vacío tras la compactación (e) menores que los índices de vacíos mínimos característicos de la grava empleada (e_{min}). En la Figura 11b, puede verse el incremento típico de la densidad relativa que se obtiene la la vibrocompactación de arenas, en función de la resistencia de punto del ensayo CPT antes y después del tratamiento.

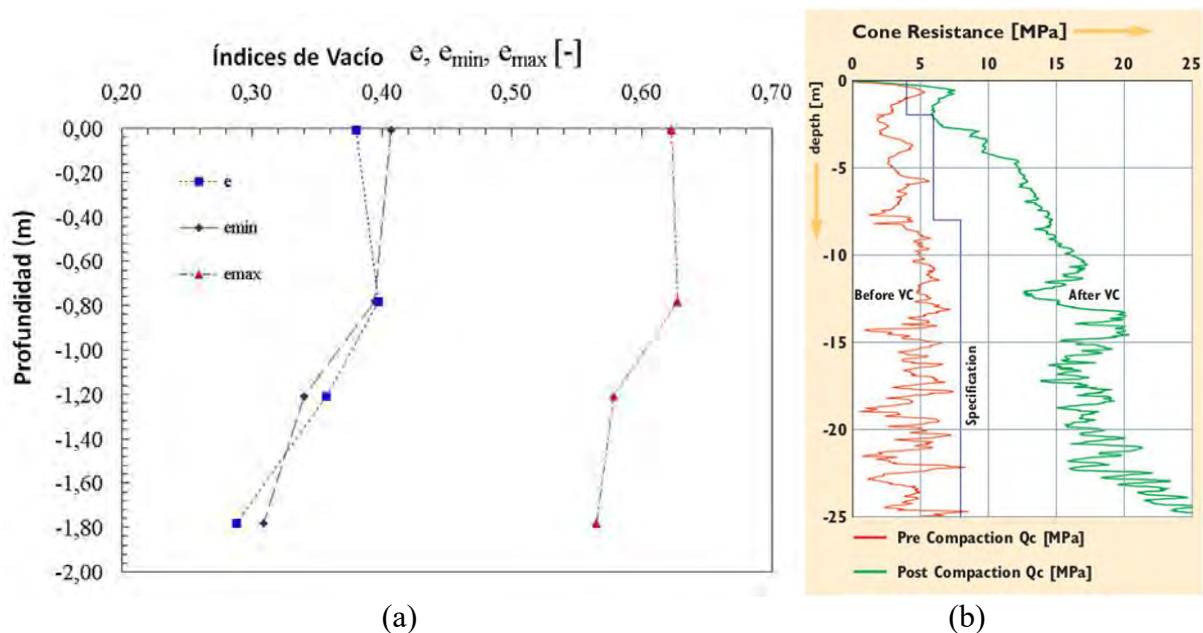


Figura 11. (a) Nivel de compactación en columnas de grava (Herle et. al 2007); (b) Resistencia de punta del ensayo CPT antes y después de la vibrocompactación de arenas.

Por otra parte, en la Tabla 1 se indican los de valores del ángulo de rozamiento de la grava compactada que Herle et al. (2007) recopilaron en las columnas de grava realizadas con Vibradores profundos. Esta tabla ofrece unos valores orientativos del ángulo de rozamiento de la grava para un diseño apropiado.

Tabla 1. Ángulos de rozamiento orientativos de columnas de grava (Herle et al 2007)

Type of gravel	$\phi_{c,max}$ (degrees)	$\sigma_{c,min}$ (kN/m ²)	$\phi_{c,min}$ (degrees)	$\sigma_{c,max}$ (kN/m ²)	Remarks
Crushed lime stone	63.1	50	53.8	200	DS
River gravel	58.8	50	51.9	200	DS
River gravel, sub-round	57.1	50	50.9	200	DS, $d_{60}/d_{10} = 2.6$
River gravel, sub-round	59.2	50	53.2	200	DS, $d_{60}/d_{10} = 2.1$
River gravel, crushed	60.4	50	55.2	200	DS
Basalt	71.8	8	45.6	240	TX, $D_{50} = 30$ mm
Basalt	70.0	8	51.1	120	TX, $D_{50} = 39$ mm
Basalt	64.2	27	45.6	695	TX
Sandstone	60.1	27	37.4	695	TX
Dolomite	64.0	15	43	500	TX, $\gamma = 1.7$ g/cm ³
Dolomite	54.0	15	40	500	TX, $\gamma = 1.5$ g/cm ³

$\phi_{c,min}$: $\phi_{c,max}$: ángulo de rozamiento mínimo y máximo

$\sigma_{c,min}$: $\sigma_{c,max}$: presión de confinamiento mínima y máxima

DS : ensayo corte directo; TX: ensayo triaxial; d_{60}/d_{10} : coeficiente uniformidad

Material de aporte para columnas de grava

La grava empleada es un elemento primordial para la buena ejecución de las columnas y debe cumplir los siguientes requisitos:

- Estar limpia, no se permite que la grava contenga finos
- Tener una granulometría limitada: 5-50 mm

En función de las cargas que vaya a soportar se puede exigir también una condición de dureza (desgaste Ensayo de Los Ángeles < 35 %).

Los requisitos de limpieza y granulometría influyen tanto en la capacidad portante de la columna como en la posibilidad de que pueda ejecutarse.

Las consecuencias sobre la capacidad de soportar cargas de una grava contaminada de finos y que no cumpla la granulometría exigida son evidentes, pero es que además influyen en la ejecución de la columna.

Para que la grava pueda circular sin problemas por el tubo alimentador interior debe tener la granulometría precisa y debe estar limpia, en caso contrario se producen obstrucciones dentro del tubo que producen retrasos en la ejecución de los trabajos o averías en los equipos.

La tolva de alimentación de la grava dispone de un cedazo en la parte superior para evitar el paso gravas de dimensiones elevadas.

3. PROCESO DE AUTOMATIZACIÓN

Durante los últimos 15 años el Grupo Keller lleva a cabo un intenso programa de investigación, junto a varias universidades europeas, con el objetivo de lograr una completa automatización de los trabajos de compactación mediante equipos de vibración profunda.

La idea central de este desarrollo consiste en permitir que el proceso de compactación se ajuste a las condiciones reales del suelo “in situ”, optimizando la energía aplicada durante la ejecución del tratamiento.

De este modo los equipos vibradores, que actualmente se desarrollan, se dotan de una serie de dispositivos para su instrumentación y monitorización mediante acelerómetros, sensores de

posicionamiento (GPS), medidores de energía, etc., lo cual permite alcanzar los niveles requeridos de densificación en el suelo de forma automática y con la optimización de la energía aplicada.

El principio fundamental para alcanzar la optimización y automatización se basa en el ajuste de la frecuencia de vibración inducida por los equipos para que sea muy similar a la frecuencia natural del terreno, con el objetivo de provocar un estado de resonancia, a partir del cual puede optimizarse la energía aplicada para lograr un objetivo determinado de la respuesta dinámica del terreno. Este principio es similar al utilizado en los rodillos compactadores de última generación, los cuales tienen integrado un sistema de “Compactación Inteligente”.

En los estudios desarrollados por Werh (2005) se comprobó que si la frecuencia de un determinado vibrador durante la compactación se mantiene constante, la resonancia con una amplitud óptima tiene lugar solo a ciertas profundidades. Esto depende mayoritariamente de la densidad relativa y, en menor medida, de la cota a la que se encuentre el nivel freático. En el caso de que la frecuencia de vibración varíe, la resonancia puede aparecer a distintas profundidades y para distintas densidades relativas.

Sin embargo, existen límites en las frecuencias resonantes y no todas son igualmente válidas. Existe un límite inferior de 15-20 Hz porque la densidad no puede ser más baja que el de la densidad más suelta que presente el material. Además, también se tiene un límite superior de frecuencia de vibración ya que el material no puede ser más denso que en su estado más denso. Algunas investigaciones denominan a este fenómeno “frecuencia de resonancia del suelo”. Sin embargo, debería llamarse más bien “frecuencia de resonancia del sistema de interacción suelo-vibrador”. Figura 12.

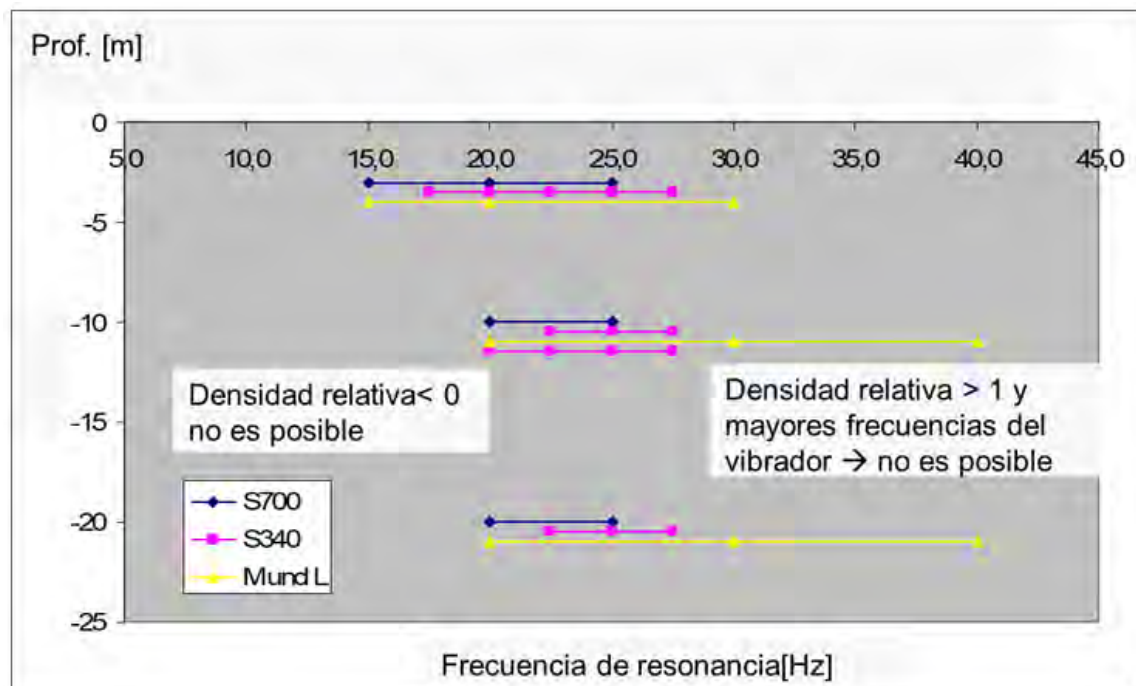


Figura 12. Distintas frecuencias de resonancia del sistema Vibrador-suelo, (Werh 2005).

A modo de resumen, puede considerarse que el suelo no tiene solo una única frecuencia de resonancia, y que la frecuencia de resonancia del sistema suelo-vibrador no es constante y depende fundamentalmente de: (i) el tipo de vibrador, (ii) la densidad relativa del suelo y (iii) Profundidad del vibrador en el suelo (tensiones verticales efectivas.)

Además, es muy importante resaltar que sin un control sofisticado de la frecuencia de instalación es prácticamente imposible mantener el estado de resonancia durante todo el proceso, a no ser únicamente por eventos aleatorios.

Con el propósito alcanzar un control adecuado y completo de la frecuencia de instalación, actualmente el grupo Keller continua desarrollando las investigaciones. En particular cabe resaltar el modelo a escala reducida de un vibrador y suelo contenido en un cilindro de hormigón que se estudia en la Universidad de

Erfurt (Alemania), con el objetivo de comprobar las estimaciones teóricas de los modelos numéricos y la eficiencia del sistema de control de la frecuencia de vibración y su influencia en la densificación del suelo. Figura 13.

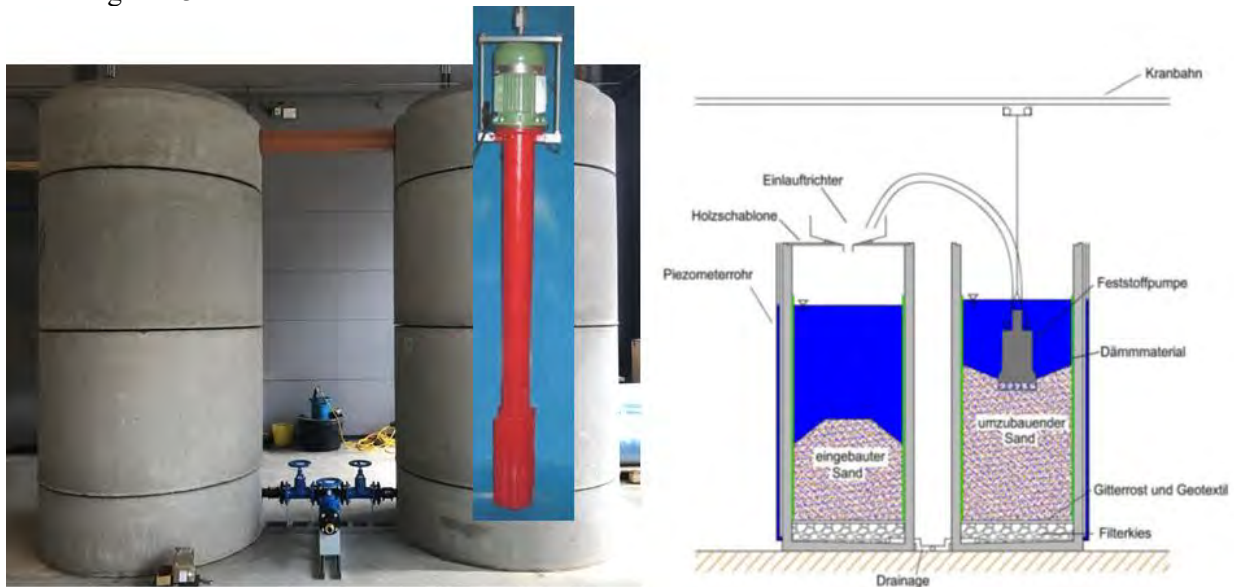


Figura 13. Modelo a escala reducida, Universidad Erfurt (Cortesía Keller Group).

Para acometer todo el desarrollo de estos sistemas se requiere tanto un estudio de modelización teórica mediante el cual pueda estudiarse la influencia de las variables más importantes a controlar. Dicho modelamiento debe contemplar la interacción dinámica y elastoplástica del sistema suelo-vibrador, así como los grados de libertad impuestos por los acoplamientos del vibrador en todo el varillaje, así como una geometría adecuada que facilite la obtención de resultados similares a los obtenidos en la realidad. En la Figura 14 se muestra un esquema con las variables y diagramas de fuerzas típicos en este tipo de modelamiento, así como unos resultados habituales de los cálculos que se asemejan a la distribución radial de la densificación que se obtiene en la realidad.

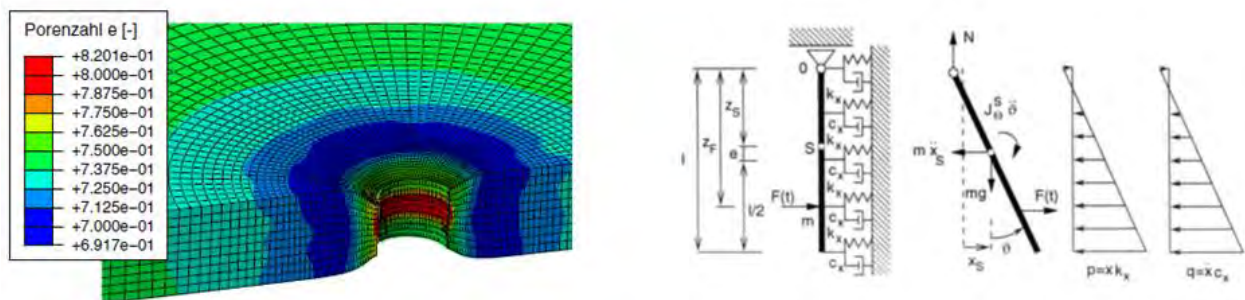


Figura 14. Modelos numéricos para interacción suelo-vibrador.

4. SISTEMAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS, GESTIÓN Y CONTROL

A partir de los registros de ejecución generados individualmente para cada columna de grava o punto de vibrocompactación, se produce una extensa base de datos que ofrece información valiosa para alcanzar un sistema óptimo de control de calidad (QC/QA) y de gestión de los trabajos.

En el caso del sistema de calidad, se utiliza la herramienta informática llamada Quality Production Manager (QPM), a partir del cual se recopilan los datos de todas las operaciones (Columnas o puntos de compactación) mediante los sistemas de adquisición informáticos y dispositivos instalados en el equipo de ejecución. A continuación se realiza una organización y procesamiento de estos datos mediante un proceso de "Data Mining" (minería de datos), el cual puede considerarse como un proceso de extracción

de información significativa de grandes bases de datos, e información que revela inteligencia del fenómeno que se estudia, a través de factores ocultos, tendencias y correlaciones para permitir al usuario realizar predicciones que resuelven problemas proporcionando una ventaja competitiva.

Así se obtiene una evaluación rápida del comportamiento del suelo mejorado, a partir de toda la información generada punto a punto. Dicha información puede generalizarse a toda la zona de tratamiento mediante la interpolación espacial de los datos. En la Figura 15, se muestra un esquema del sistema y un ejemplo sobre la evaluación de la densificación en planta (2 D) y en profundidad (3D), descrita en función de la energía de compactación que se ha debido aplicar en un determinado proyecto.

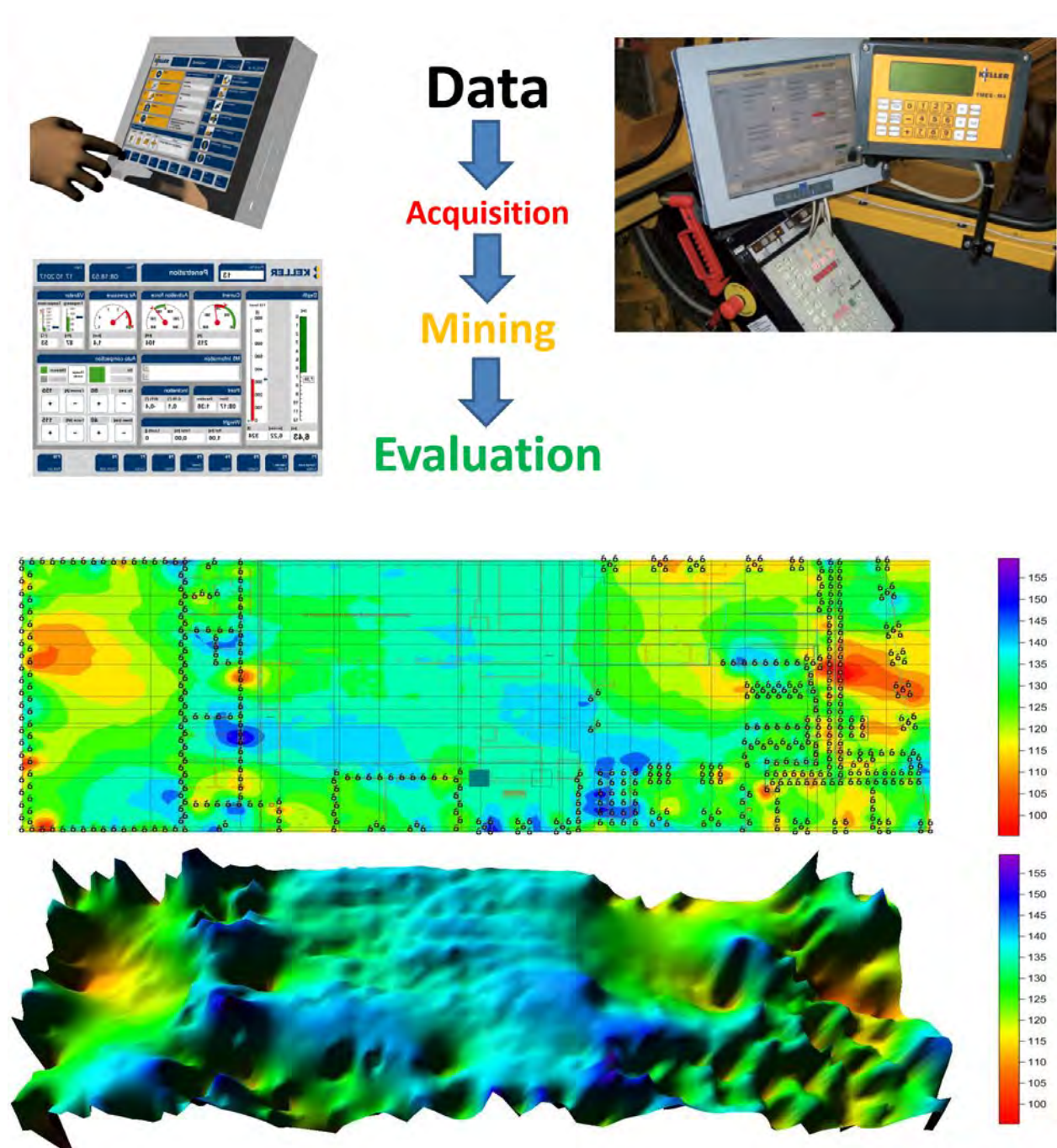


Figura 15. Sistema de procesamiento de datos.

Por otra parte, en la Figura 16 se muestra un ejemplo con el procesamiento de datos más específicos y relacionados con la profundidad concreta de los puntos de tratamiento con columnas de grava.

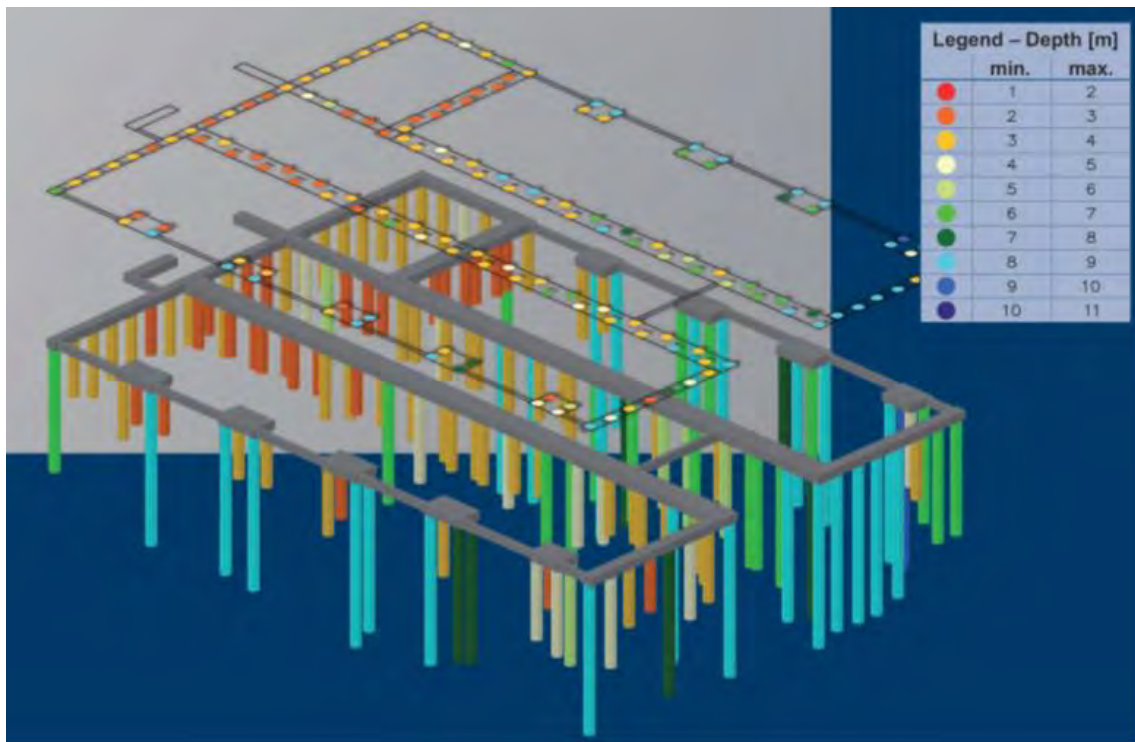


Figura 16. Sistema de procesamiento de datos.

En el caso del sistema de gestión, se utiliza la herramienta denominada Keller Improvement Manager (KIM), que permite el procesamiento y evaluación de toda la información relativa a las variables de producción como pueden ser: rendimientos, tiempos de paradas, movimientos de la máquina, consumo de materiales, etc.

5. CONCLUSIONES

A modo de resumen pueden resaltarse las siguientes valoraciones finales:

- Las técnicas de vibración profunda, Vibrocompactación y Vibrosustitución (Columnas de grava), se realizan con equipos muy similares que inducen al terreno o material aportado unos niveles de energía de compactación muy similares.
- Existen equipos especiales para la ejecución de tratamientos hasta 60 m de profundidad, tanto en obras marítimas como en tierra, así como con la última tecnología en vía seca y descarga en punta (Bottom-feed system), y los sistemas en vía húmeda para columnas de grava y vibrocompactación.
- Los equipos de ejecución cuentan con los sistemas informáticos de adquisición y procesamiento de datos de cada columna, registrando en tiempo real la duración de ejecución, la profundidad, el consumo de grava y la intensidad de energía consumida para el control de compactación de la grava (en caso de las columnas de grava) o la arena natural (en caso de Vibrocompactación).
- Actualmente continua desarrollándose una amplia investigación para consolidar el uso de vibradores que permitan la ejecución automática y óptima de los procesos de compactación. Este desarrollo se basa fundamentalmente en el control automático de la frecuencia de vibración de los equipos.
- Con los sistemas de procesamiento de datos, control de calidad y gestión es posible tener una evaluación en tiempo real de las obras en su conjunto, considerando toda la información general del emplazamiento, lo cual facilita la toma de decisión de con la mayor eficacia posible y asegura la calidad de los trabajos.

BIBLIOGRAFÍA

- Báez J. I. y Martin G.R. (1993). "Advances in the design of vibro systems for the improvement of liquefaction resistance". Proc. Symp. on Ground Improvement. Vancouver Geotechnical Society.
- Báez J. (1995). "A design model for the reduction of soil liquefaction by vibro stone columns". PhD Thesis, University of Southern California, USA.
- Castro J. y Karstunen M. (2010). "Numerical simulations of stone column installation". Canadian Geotechnical Journal 47 (19):1127-1138.
- Carvajal E., Vukotić G., Castro J. y Wehr W. (2013). "Comparison between theoretical procedures and field test results for the evaluation of installation effects of vibro-stone columns". Proc. International Conference on Installation Effects in Geotechnical Engineering. Rotterdam. GEO-INSTALL.
- Egan D., Scott W. y McCabe B. (2008). "Installation effects of vibro replacement stone columns in soft clay". In Geotechnics of Soft Soils – Focus on Ground Improvement. Glasgow, 3-5 Sept. 2008.
- Goughnour R. P. y Bayuk A.A. (1979). "Analysis of stone column-soil matrix interaction under vertical load". Coll. Int. sur le Renforcement des Sols.
- Herle I., Wehr J. y Arnold M. (2007). "Influence of pressure level and relative density on friction angle of gravel in vibrated stone columns". Pfahl Symposium 2007. TU Braunschweig, 84.
- Kirsch F. (2006). "Vibro stone column installation and its effect on ground improvement". In Proceedings of Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment, Bochum, Germany, 23-24 March 2006. Taylor and Francis, London: 115-124.
- Kirsch K. y Kirsch F. (2010). "Ground Improvement by Deep Vibratory Methods." Spon Press.
- Massarsch K. (1991). "Deep Soil compaction Using Vibratory Probes in Deep Foundation Improvement". STP1089 ASTM.
- Priebe H. (1995). "Design of vibro replacement". Ground Engineering 28(10): 31-31.
- Seed H.B. y Booker J.R. (1976). "Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drain systems". Berkeley, California: Report No. EERC 76-10. University of California.
- Wehr W. J. (2005b). Variation der Frequenz von Tiefenrüttlern zur Optimierung der Rütteldruckverdichtung, Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft Nr. 38, Vorträge zum 1. Hans Lorenz-Symposium; 2005

REGISTRO DE PARÁMETROS Y CONTROL DE EJECUCIÓN DE LAS COLUMNAS DE MÓDULO CONTROLADO

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

1- Introducción

La presente publicación pertenece a la 18ª Sesión de las Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS sobre el Control e Instrumentación en Obras Geotécnicas. Concretamente se encuadra dentro del epígrafe Control y Registro de Parámetros en Tratamientos del Terreno.

El registro de los parámetros de ejecución resulta hoy en día indispensable ya que nos permite garantizar la calidad de la ejecución de las obras. Esto es especialmente relevante en obras geotécnicas donde, en muchos casos, el resultado no queda al descubierto y, por tanto, no es posible detectar las posibles anomalías con facilidad.

Estos registros se vuelven aún más importantes con la creciente implantación de las metodologías BIM (Building Information Modeling). Dicha metodología permitirá obtener modelos 3D con todos los datos de la construcción adaptados a la realidad de la ejecución.

Los tratamientos del terreno no son una excepción y deben mantener un estricto control para garantizar la calidad del tratamiento ejecutado. En el presente artículo se detalla el registro de parámetros durante la perforación e inyección de Columnas de Módulo Controlado. Adicionalmente se introducen los desarrollos en la correlación de los parámetros de perforación con las características resistentes del terreno.

2. El registro de parámetros.

El registro de parámetros consiste en la recopilación de datos durante la ejecución mediante el uso de los sensores adecuados, dispuestos en la maquinaria de perforación. Las medidas realizadas dependerán del tipo de técnica que se esté utilizando pero pueden clasificarse de manera general en tres categorías:

- Parámetros relacionados con la técnica y equipo de perforación (tipo de herramienta de perforación, diámetro, rendimiento de la maquinaria, etc.) y parámetros variables no registrables (desgastes de las herramientas, cambios en la consistencia del hormigón, etc.)
- Parámetros relacionados con el proceso de perforación (empuje P , velocidad de rotación V_R , etc.). Estos parámetros se ven influenciados por el método de trabajo del operador.
- Parámetros que dependen de la respuesta del terreno (velocidad de perforación V_A , par de rotación necesario C_R , sobreconsumo de hormigón, etc.)

Este registro permite, con un estudio adecuado, comprobar las características del terreno atravesado y, por tanto, tener una idea de las capacidades resistentes y garantizar la correcta ejecución.

2.1 Sistemas de registro de parámetros.

En general, los sistemas de registro de parámetros funcionan de manera similar, independientemente de la técnica o método que se esté utilizando. Constan de:

- Un conjunto de sensores.
- Un autómata que interpreta y traduce las señales.
- Una unidad central que recoge, almacena y representa en tiempo real los datos.

Algunos sistemas de software y registro de parámetros existentes en el mercado serían:

- TARALOG, DIALOG de JEAN LUTZ.
- EMPAREX de ABAC.
- COMPUGEO.
- DAT INSTRUMENT.
- GUHMA de G&H.

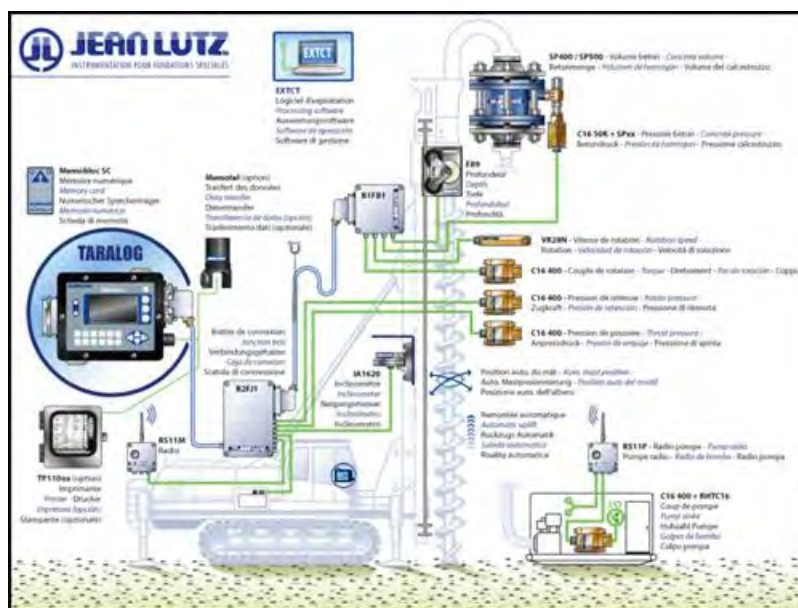


Figura 1: ejemplo de sistema de adquisición de parámetros TARALOG de JEAN LUTZ [1].

Durante la perforación y el hormigonado el operador visualiza en tiempo real la información concerniente al proceso de perforación e inyección. Esto permite detectar cualquier problema y adaptar las correcciones necesarias para cumplir con los objetivos.

2.2 Calibración de los sensores.

Todos los aparatos de control y medida deben chequearse y calibrarse periódicamente según la normativa pertinente para comprobar que se obtienen medidas fiables y precisas. Si cualquier parte del sistema se repara o sustituye, debe verificarse la calibración.

La calibración de todos los sensores debe realizarse siguiendo los siguientes intervalos según la norma ISO 22476-15:2016 [2]:

- Anualmente si la certificación la realiza otra empresa (como el fabricante) a intervalos regulares o
- Al menos cada seis meses por control interno.

2.3 Verificación funcional.

Esta operación busca verificar que todos los sensores están operando sin desviaciones y que están dentro de sus valores de calibración.

Los valores máximos de la perforadora (p_{max} , p_{CRmax} , C_{Rmax} , F_{max} , H_{max} , Q_{max} , V_{max}) también se determinan durante esta fase.

Al principio y al final de cada proyecto, el operador debe verificar que todos los sensores funcionan adecuadamente. Por ejemplo, comparando los valores mostrados por el registrador frente a los valores mostrados por los sensores de presión. El avance se puede comprobar con una cinta métrica o la velocidad de rotación con un velocímetro. La comprobación de campo debe cubrir los parámetros de perforación que son relevantes para la obra en concreto.

Cualquier mal funcionamiento o desviación frente a los resultados esperables debe anotarse en el informe de campo.

3. Parámetros medidos durante la ejecución de Columnas de Módulo Controlado.

Incluso dentro de la técnica de CMC el tipo de sensores y de parámetros registrados puede variar en función de la configuración de la máquina. Con algunos sensores hay medidas que pueden considerarse una medición directa mientras que con otros hay que realizar algún tipo de corrección. Por ejemplo, la velocidad de rotación puede medirse mediante el número de pulsos por vuelta o directamente mediante un encoder.

Aun así existe una serie de parámetros relevantes y que suelen medirse siempre durante la ejecución: profundidad, inclinación, pulsos por vueltas de rotación, presión del empuje del cabrestante, presión del motor de rotación, caudal de hormigón, presión del hormigón y tiempo de ejecución.

Otros parámetros pueden no ser mediciones directas, si no que se obtienen mediante relaciones de calibración y tiempo, como pueden ser el par de rotación, el empuje neto, la velocidad de rotación, la velocidad de perforación y el volumen y sobreconsumo de hormigón.

En la siguiente imagen se muestra un ejemplo de configuración de maquinaria señalando los parámetros medidos y la localización de los sensores.

Sensor de profundidad.

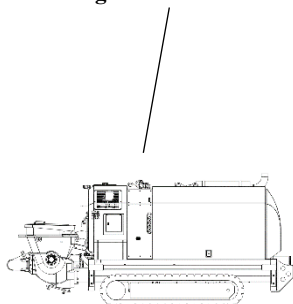
Mediante una rueda solidaria al cabrestante que emite pulsos se obtiene la **profundidad**. A partir del número de pulsos en función del tiempo se obtiene la **velocidad de perforación**.

Sensor de velocidad de rotación.

Mediante marcas o piezas especiales en la herramienta el sensor obtiene el número de pulsos por vuelta que puede traducirse a **velocidad de rotación**.

Volumen de hormigón.

Conociendo el volumen de los pistones de bombeo y el número de bombeos es posible conocer el **volumen de hormigón**.



Sensor de presión.

La válvula de membrana mide la **presión del hormigón**.

Sensor de presión hidráulica.

A partir de la presión del motor del cabrestante se obtiene el **empuje** mediante correlación mecánica.

Sensor de presión hidráulica.

A partir de la presión del motor de rotación se obtiene el **par de rotación** mediante correlación mecánica.

Inclinómetro.

Mediante un péndulo se mide la inclinación.

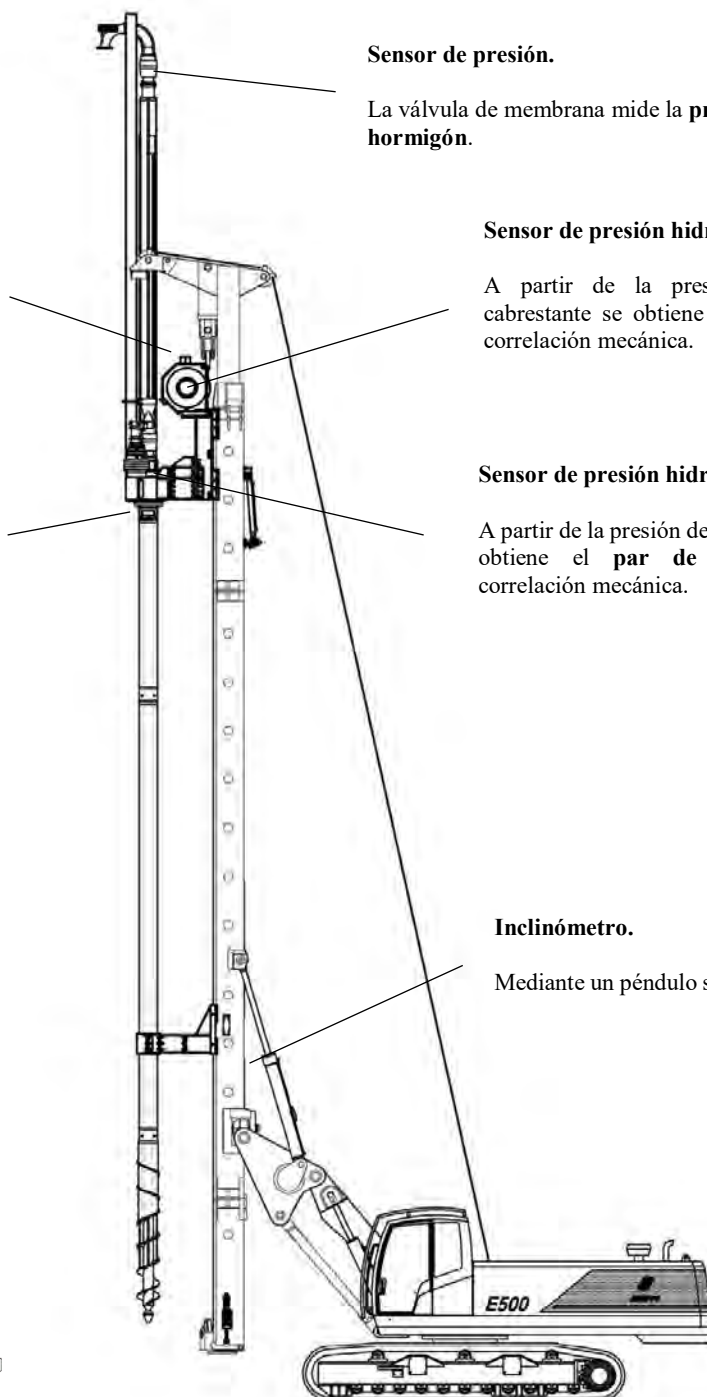


Figura 2: ejemplo de parámetros medidos y localización de los sensores en una máquina de columnas de módulo controlado (E500, máquina de uso exclusivo de Menard).

A continuación se detallan los sensores necesarios para la medición de cada parámetro así como el método de calibración de los mismos.

3.1 Longitud de perforación.

La medición de la longitud de perforación de la herramienta debe llevarse a cabo desde la parte superior del mástil.

Existen diferentes tipos de aparatos de medida de la profundidad:

1. Sensor de desplazamiento de gran carrera. Se compone de un encoder acarreado por una correa mantenida tensa por un muelle.

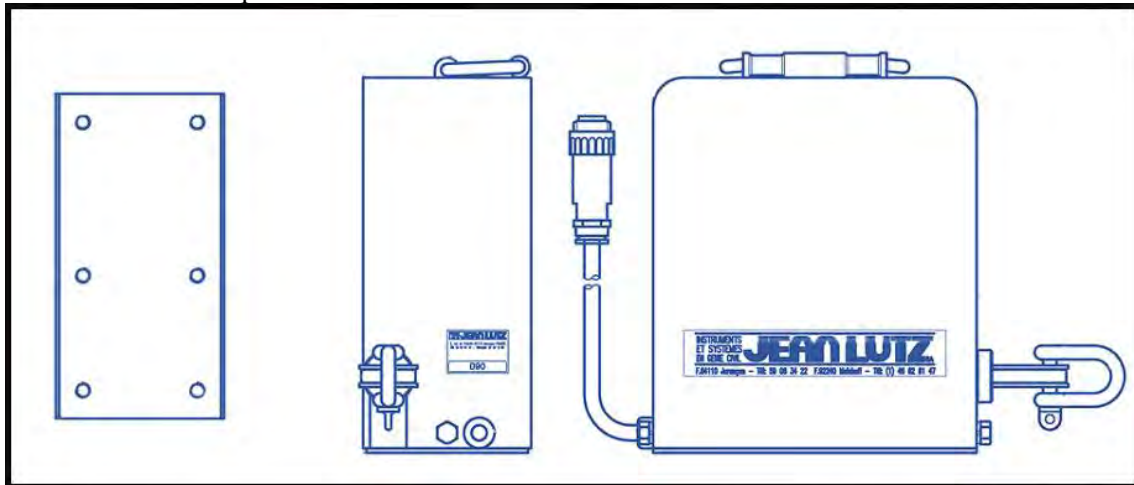


Figura 3: esquema del sensor de profundidad D90 de Jean Lutz.

2. Sensor de desplazamiento lineal basado en el principio de la polea la cual corre solidaria a la mesa de rotación sobre un cable cuyos extremos están fijos. La señal se envía utilizando un encoder.

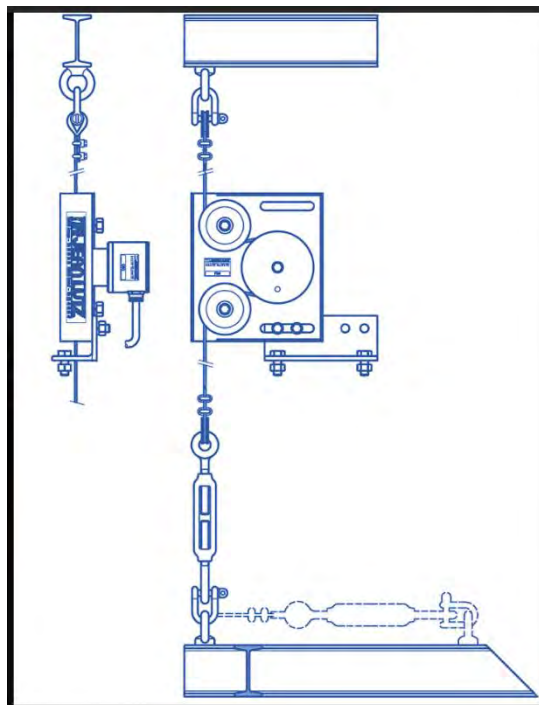


Figura 4: esquema del sensor de profundidad F89 de Jean Lutz.

3. Sensor de polea engranado al tambor del cabrestante o a la guía por donde se desplaza. En el eje de la polea se coloca un encoder. El conjunto polea+encoder está instalado en el extremo de un brazo basculante de longitud variable que evita posibles deslizamientos.

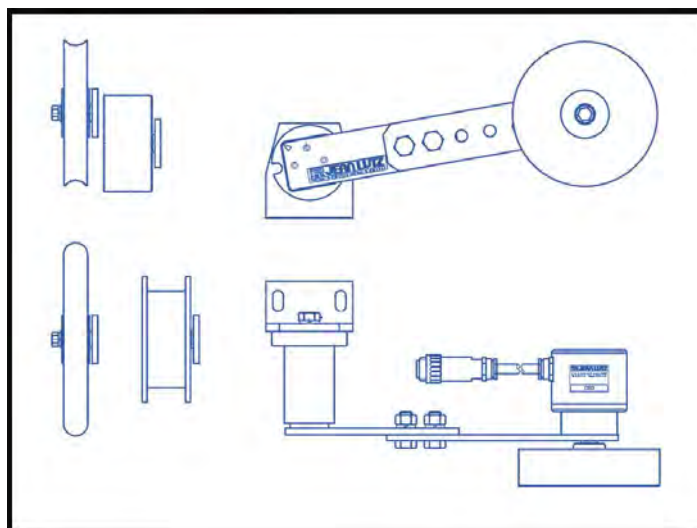


Figura 5: esquema del sensor P80 de Jean Lutz.



Figura 6: sensor de profundidad de EMPAREX.

Mediante la medida de la longitud de perforación en función del tiempo se obtiene **la velocidad de perforación**. El valor máximo de la velocidad de avance que puede alcanzar la máquina se denomina V_{max} . En los sistemas automáticos de medida, la velocidad de avance puede considerarse un dato directo proporcionado por el equipo. La velocidad de avance V_A está relacionada con la resistencia mecánica de la formación atravesada y se ve muy influenciada por el operario.

La velocidad de perforación aumenta cuando la resistencia de la formación disminuye. El estudio de la velocidad de perforación debe hacerse revisando en paralelo el par de rotación y el empuje para identificar los cambios reales en las características del terreno y para disociarlos de los ajustes de la perforadora.

Para realizar la calibración han de tomarse medidas de la longitud a lo largo de un metro de perforación en función del tiempo, comprobando que en la salida de pantalla se obtienen los mismos resultados. Este proceso debe repetirse para 4 velocidades de avance distintas.

3.2 Inclinación.

La inclinación se obtiene mediante un inclinómetro colocado en el mastil de la máquina que mide el ángulo de inclinación respecto a la vertical en dos planos perpendiculares. El sistema funciona mediante un péndulo rodeado de un líquido o gas que evita que las vibraciones de la maquinaria se transmitan a las mediciones.



Figura 7: inclinómetro de Emparex.

3.3 Velocidad de rotación.

La **velocidad de rotación** se mide de manera automática con un sensor de rotación o proximidad que cuenta el número de pulsos. Un determinado número de pulsos equivale a una vuelta de la herramienta de perforación. Mediante el número de vueltas en función del tiempo se obtiene la **velocidad de rotación**.



Figura 8: sensor de rotación de EMPAREX.

Para la calibración se establece la unidad de rotación a tres velocidades diferentes, por ejemplo sobre 5, 50 y 100 rpm. El número de revoluciones se mide a través de un tacómetro. Alternativamente, se puede contar el número de vueltas en un determinado periodo de tiempo.

3.4 Medición de presión hidráulica.

A través de la medición de la presión hidráulica en los diversos motores (motor de rotación y motor del cabrestante) es posible conocer, mediante correlación mecánica, **el empuje aplicado y el par de rotación** pasando de presión en bares a kN o kN·m.

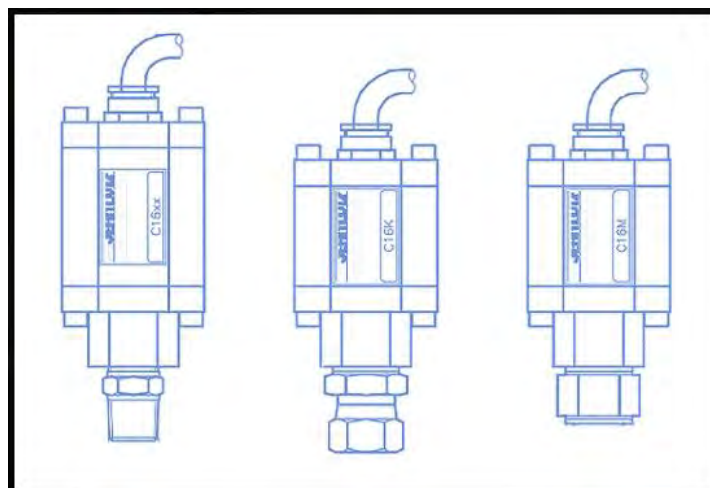


Figura 9: esquemas de sensores de presión hidráulica de Jean Lutz.

Estos sensores interesa colocarlos lo más cerca posible del motor cuya presión se busca medir, y no cerca del punto de aplicación de dicha fuerza.

3.4.1 Presión de empuje.

En el caso de la maquinaria de columnas de módulo controlado la presión de empuje se mide lo más cerca posible del motor del cabrestante.

Mediante correlación mecánica se obtiene la fuerza de empuje aplicada en la herramienta. Hay que tener en cuenta que la fuerza de empuje neta aplicada no sólo depende de la presión aplicada en el motor si no también del peso del útil y la fuerza de retención.

El empuje neto proporciona información importante del comportamiento de la perforadora y está relacionado igualmente con la naturaleza de la formación atravesada (en general a mayor dureza mayor necesidad de empuje). Además es un dato que permite localizar la perforación de cavidades o vacíos en el terreno.

Para calibrar las medidas de empuje es posible utilizar sensores de los cuales se obtiene, aplicando el útil sobre ellos, la fuerza real ejercida por la máquina. Al realizar el calibrado es necesario medir el empuje en pequeños intervalos tanto durante la carga como durante la descarga.

3.4.2 Presión de rotación.

La presión de rotación se mide lo más cerca posible del motor de rotación. Mediante correlación mecánica con dicha presión, el caudal y las revoluciones por minuto del motor es posible obtener el **par de rotación**.

$$Par (daN \cdot m) = \frac{10}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{Q \left(\frac{l}{min} \right) \cdot \Delta P (bar)}{n (rpm)} \eta$$

Ecuación 1: obtención del par de rotación en función de los datos de la maquinaria.

Donde:

- Q es el caudal del motor.
- ΔP es el incremento de la presión.
- n son las revoluciones por minuto en el motor
- η es un factor de eficiencia que depende de la máquina.

Hay que tener en cuenta que el motor de la máquina puede tener distintos modos de rotación. En el modo automático el sistema maximiza la velocidad de rotación en función de la resistencia del suelo (es decir, en función del par necesario). En el modo fijo se mantiene el caudal en el motor y las revoluciones por minuto, variando tan sólo la presión hidráulica para conseguir el par necesario.

3.5 Tiempo.

La medida del tiempo se lleva a cabo mediante el reloj interno del sistema de adquisición de datos.

3.6 Presión de hormigonado.

La presión de hormigonado se mide mediante la presión transmitida a una cámara estanca en la que está instalado un sensor a través de una membrana elástica que está en contacto con el hormigón. Se sitúa lo más cerca posible de la salida del circuito de hormigón en el útil.

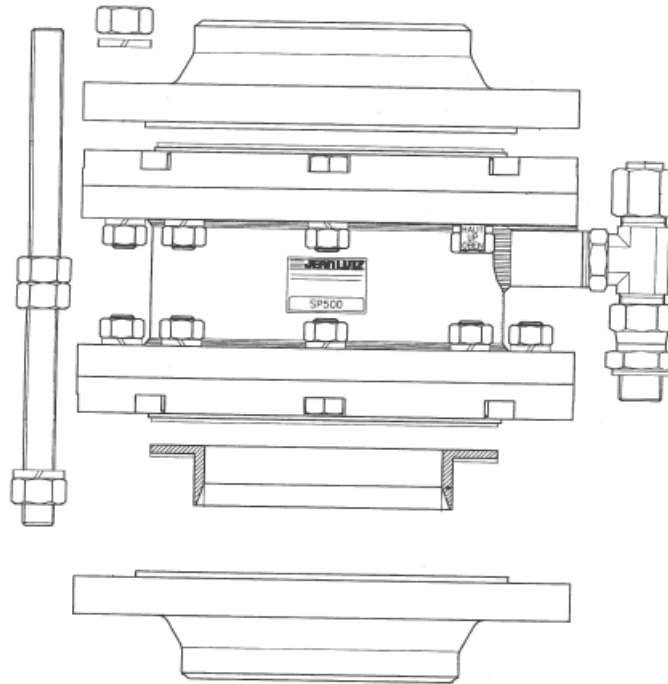


Figura 10: válvula de membrana de Jean Lutz para medir la presión de bombeo del hormigón.

Esta medida permite llevar un adecuado **control de la inyección del hormigón**.

3.7 Volumen de hormigón.

Se mide mediante un sensor que detecta los movimientos de los pistones de bombeo en la bomba de hormigón. Cada pistón tiene un volumen fijo, con lo cual se obtiene el volumen por el número de pistonadas.

3.8 Sobreconsumo de hormigón.

El sobreconsumo de hormigón se calcula de manera automática por el sistema de registro de parámetros teniendo en cuenta el volumen teórico de la perforación y el volumen de hormigón introducido.

4. Afecciones al registro de parámetros durante la ejecución.

Existen multitud de variables que afectan al registro de parámetros y que es necesario tener en cuenta a la hora de realizar análisis comparativos.

Estas variables pueden clasificarse en tres grupos:

4.1 Influencia de la herramienta de perforación.

El tipo de herramienta determina la eficiencia del método de perforación en función de las condiciones geológicas de la obra. En el caso de las CMC se utiliza en general el mismo tipo de herramienta, pero para comparar e interpretar adecuadamente los resultados, es necesario tener en cuenta el diámetro y los cambios que se pudieran producir en la misma.

4.2 Influencia de la perforadora.

Las características de la perforadora tales como su potencia o el diseño de su sistema hidráulico tienen influencia en los resultados de las mediciones durante la perforación. Debe tenerse cuidado a la hora de comparar resultados obtenidos por distintas máquinas incluso en la misma obra.

4.3 Influencia del operador.

El operador debe estar cualificado y familiarizado con el sistema de registro de parámetros. Un cambio en el operador no tendría por qué afectar al registro de parámetros durante la perforación, sin embargo, debe tenerse en cuenta al interpretar juntos varios resultados.

5. Aplicaciones del registro de parámetros.

La aplicación principal del registro de parámetros es verificar que la ejecución de la técnica se ha realizado conforme al diseño preestablecido. De esta manera se controlan parámetros cruciales como la profundidad alcanzada, la verticalidad, el perfil de hormigonado o si se alcanza el terreno adecuado de empotramiento.

Para garantizar un **correcto perfil de hormigonado** la perforadora está equipada con un sistema de vigilancia o monitorización a bordo que indica de forma permanente:

- La velocidad de inyección del material incorporado y la velocidad de ascenso que no debe superarse para garantizar la continuidad del hormigonado y el diámetro seleccionado (velocidad de referencia), teniendo en cuenta un sobreconsumo respecto al teórico no inferior al 5%.
- La presión de bombeo del circuito en el cuello de cisne de conexión que es la presión mínima a verificar (presión de referencia) en el control adecuado del llenado desde el cuello del cisne a la herramienta.

Al inicio del bombeo se cuantifica la cantidad necesaria para llenar la herramienta. Se da autorización de ascenso cuando se alcanza dicha cantidad así como una presión de bombeo superior a la mínima requerida para iniciar la extracción y el ascenso del útil de perforación (presión de referencia para la extracción).

Una vez comprobado por el operador que se cumplen todos los valores de presión y velocidad de referencia se procede al hormigonado en retirada de la inclusión. Estas instrucciones se fijan de acuerdo con la naturaleza del relleno de la inclusión y del propio terreno tratado.

Quizá lo más relevante de este registro en cuanto a la ejecución es que el operador puede comprobar **en tiempo real** los resultados obtenidos. De esta manera es posible adaptarse a posibles circunstancias no previstas.

El registro de parámetros puede utilizarse además para conocer las características resistentes del terreno ya que, los parámetros de perforación medidos, pueden ser interpretados para identificar transiciones entre las diferentes capas de suelo y para mejorar los modelos geotécnicos en combinación con la investigación y la toma de muestras clásica.

De manera intuitiva, cuando más duro es un terreno más difícil será de perforar, produciendo variaciones en los parámetros (aumento del par de rotación, disminución de la velocidad de avance y de rotación, etc.) Este análisis no debe hacerse a la ligera o teniendo en cuenta un solo parámetro, ya que estos interaccionan entre sí.

En la siguiente tabla de la norma ISO 22476-15:2016 se muestra como pueden obtenerse valores similares de un parámetro para circunstancias geotécnicas muy distintas:

Parámetros	Velocidad de perforación (V_A)			Empuje (P_F)			Par (C_R)			Observaciones
	Baja	Media	Alta	Bajo	Medio	Alto	Bajo	Medio	Alto	
Tipo de suelo										
Lodo y arcilla blanda, suelo arcilloso blando			+++	++	o		+	+		Perfil lineal Pequeña variación de C_R

Arcilla, arcilla dura y marga	O	++	+	++	++	o			++	Variación de V_A y P_E con la compacidad Valores altos de C_R pueden indicar atascos
Suelos arenosos y gravas	O	+	++	++	++	o	+	+	o	Variación de V_A y P_E con la compacidad y de P_R con el contenido en finos Limitada variación de C_R
Guijarros	+	+			+	++		+		Perfiles muy irregulares de V_A , P_O y C_R
Rocas sólidas o meteorizadas	+++					+++	+			Incremento de V_A y descenso de P_E en zonas meteorizadas o fracturadas a no ser que sean muy arcillosas Limitada variación de C_R
Leyenda: +++: muy significativo, ++: altamente significativo, + significativo, o: posible										

Tabla 1: Variación del rango de parámetros de perforación en diferentes suelos sin percusión. Tabla de la ISO 22476-15:2016.

Tal y como se refleja en la tabla anterior, los parámetros de perforación varían en función de la naturaleza del terreno viéndose afectados por el tamaño de partículas, el contenido en arcilla o el contenido de humedad. Además los parámetros de perforación representan la respuesta del suelo a la acción del proceso de perforación, pero es necesario ser cuidadosos a la hora de interpretar los resultados ya que se pueden ver afectados por factores externos al terreno (herramienta de perforación, cabeza de rotación y el propio operador).

La calidad y el desarrollo de la definición de parámetros será mucho más rápida si el equipo de perforación ha sido elegido con cuidado y el desarrollo de los ensayos ha sido establecido en el rango óptimo de funcionamiento del equipo de perforación.

Por todo lo anterior, el análisis de los parámetros de perforación de manera individual permite una interpretación inicial pero puede dar lugar a error ya que no hay ningún parámetro de perforación que, por sí solo, muestre una buena correlación con las características resistentes del terreno.

Debido a esta circunstancia diversos autores han desarrollado, a lo largo de los últimos años, una serie de indicadores que, relacionando varios de los parámetros medidos durante la perforación, intentan dar una idea más cercana a la realidad de la resistencia del terreno. Algunos de los principales indicadores se desarrollan a continuación.

5.1 Índices y parámetros compuestos.

Los parámetros compuestos combinan parámetros individuales en expresiones de energía o índices empíricos reflejando la resistencia del material geológico atravesado. El objetivo de estos parámetros es el de correlacionar la resistencia del terreno con los distintos parámetros medidos durante la perforación.

Al igual que con los sistemas de registro, los diferentes índices y parámetros compuestos siguen una estructura similar utilizando principalmente el par de rotación, la velocidad de rotación, la velocidad de perforación y/o el diámetro de la perforación.

Todos estos índices se basan en general en que la resistencia del terreno es directamente proporcional a parámetros como el par y el empuje necesarios e inversamente proporcional a la velocidad de perforación.

5.1.1 Energía específica.

$$E = \frac{C_R \cdot V_R}{A \cdot V_A} + \frac{F}{A}$$

Ecuación 2: energía específica de Teale [3].

Siendo:

- C_R : par de rotación.
- V_R : velocidad de rotación.
- V_A : velocidad de avance.
- F : fuerza de empuje.
- A : área de la perforación.

La energía específica se define como la energía que se ha de utilizar para desplazar un metro cúbico de material. Este indicador puede considerarse como una medida de la eficiencia en la perforación.

La energía específica combina los principales parámetros registrados en la perforación y tiene unidades de presión. Para un diámetro y velocidad de rotación dados, la energía total es constante, dependiendo sólo del material atravesado.

5.1.2 Resistencia a la penetración.

La resistencia a la penetración es el tiempo medido en segundos para 0,2 m de perforación.

$$P_R = (t)_{z=0,2m}$$

Ecuación 3: resistencia a la penetración [4].

El objetivo de la resistencia a la penetración es comprobar la profundidad del terreno duro o compacto o de la roca, así como su relativa firmeza y fracturación.

Similar a la resistencia a la penetración (se basa igualmente en la velocidad de avance) es la denominada resistencia suelo-roca:

$$R_{SR} = \frac{P_E}{V_A}$$

Ecuación 4: resistencia suelo-roca.

Donde:

- P_E es el empuje la herramienta de perforación en kN.
- V_A es la velocidad de penetración instantánea en m/s.

5.1.3 Índice de alteración.

El índice de alteración I_A sigue la siguiente formulación.

$$I_A = 1 + k_0 \cdot \left(\frac{P_E}{P_{max}} - k_1 \cdot \frac{V_A}{V_{max}} \right)$$

Ecuación 5: índice de alteración [5].

Donde:

- P_E es el empuje la herramienta de perforación en kN.
- P_{max} es el máximo empuje teórico sobre la herramienta de perforación en kN.
- V_A es la velocidad de perforación instantánea en m/s.

- V_{max} es la máxima velocidad de perforación instantánea medida en campo en m/s como manera de contrastar con la velocidad de perforación actual.
- k_0 y k_1 son parámetro empíricos basados en los resultados de la calibración de los ensayos de perforación.

Este índice es útil principalmente como indicativo de la dureza del material y varía desde 0 en suelos blandos a 2 en los más duros. Es un parámetro sensible para suelos de baja resistencia, a diferencia de la energía específica que es más adecuada para suelos duros o rocas blandas.

5.1.4 Índice de Somerton.

El índice de Somerton S_d representa la resistencia de la roca perforada. Esta relación ha sido desarrollada basándose en valores experimentales obtenidos en laboratorio.

$$V_A = 1,5 \cdot V_R \cdot D \cdot \left(\frac{P_E}{S_d \cdot D^2} \right)^2$$

Ecuación 6: índice de Somerton [6].

Obviando los parámetros que pueden considerarse constantes durante la perforación, como el diámetro, el índice de Somerton puede simplificarse a:

$$S_d \approx P_E \cdot \left(\frac{V_R}{V_A} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Ecuación 7: simplificación del índice de Somerton.

Siendo:

- P_E el empuje neto sobre la herramienta (empuje sobre la herramienta-fuerza de retención+peso de la herramienta) en kN.
- V_R es la velocidad de rotación.
- V_A es la velocidad de perforación instantánea.

5.1.5 Esfuerzo de perforación (installation effort)

El IE (Installation Effort, o Esfuerzo de Perforación) es un indicador desarrollado por NeSmith (2003) (NeSmith W. M., 2003), que utiliza el par motor y la velocidad de penetración, a la hora de ejecutar inclusiones a rotación, para obtener una relación relativamente sencilla con los parámetros del terreno y su capacidad portante. A diferencia de otros indicadores, desarrollados para terrenos duros y rocas, NeSmith utilizó para su indicador terrenos granulares blandos de origen terciario o más joven.

La fórmula del IE es la siguiente:

$$IE = PRI \cdot TI$$

$$PRI = \frac{1}{\left(\frac{V_A}{V_{ABase}} \right)^{0,5}}$$

$$TI = 2,78 \left(\frac{t_{fp}}{T_{base}} \right)^{1,36}$$

Ecuación 8: fórmula del esfuerzo de perforación IE [7].

Siendo:

- V_A es la velocidad de perforación.
- V_{ABase} es una velocidad de normalización que depende de cada caso.
- t_{fp} es la presión del fluido de perforación.

- T_{Base} es un factor de normalización.

5.1.6 Uso de los índices compuestos

Para una obra dada y para cada formación geológica, es posible calibrar relaciones entre parámetros geotécnicos tales como el número de golpes SPT, CPT, DPSH o presión límite con los datos obtenidos de la perforación.

En el ejemplo siguiente se muestra, por un lado los parámetros medidos durante la perforación y por otro una comparativa entre la presión límite el índice de Somerton y la resistencia suelo-roca.

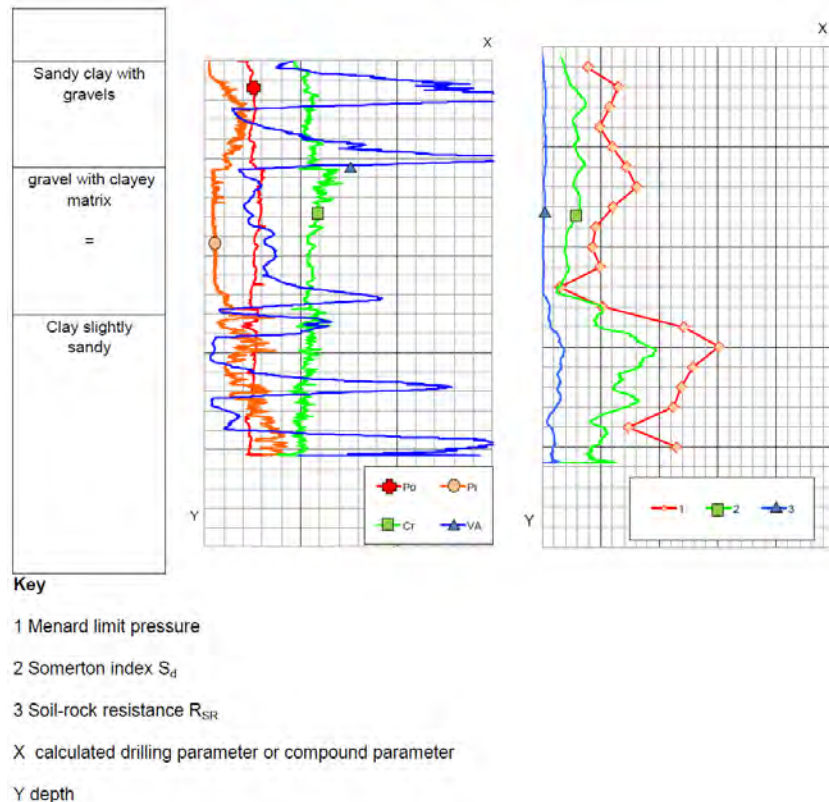


Figura 11: comparación del índice de Somerton y la resistencia suelo-roca frente el perfil del terreno (presión límite).

6. Beneficios del control de parámetros

El adecuado registro de parámetros presenta importantes beneficios para el control y diseño de las obras. En particular nos aporta datos sobre:

- Obtención de datos técnicos sobre las perforaciones realizadas.
- Economía e inmediatez de la recogida de datos, especialmente frente a otro tipo de pruebas.
- Definición exacta de la profundidad a la que se encuentran zonas de debilidad, fracturas, huecos, material de relleno, etc.
- Funciona como sistema de testeo de los datos base de cálculo de la cimentación.
- Permitiría el desarrollo de modelos de cálculo basados en los parámetros de la perforación.
- No implica incremento de coste en la ejecución ni presenta afecciones al rendimiento.
- Permite responder rápidamente ante riesgo potenciales.
- Control de inyección

7. Ejemplo de registro de parámetros de CMC

En la siguiente imagen se muestra un ejemplo de la salida del registro de parámetros durante la ejecución de una Columna de Módulo Controlado.

	Contrato 6012ECMC	Columna : 34		(E500 n° 14 54)
	Fecha : 04/08/2017	Díámetro : 350 mm	Longitud : 10,96 m	Volumen perfil : 1,14 m³
		Sobreconsumo : 19,11 %	Inclinación X/Y : -0,3 / 0,4 °	

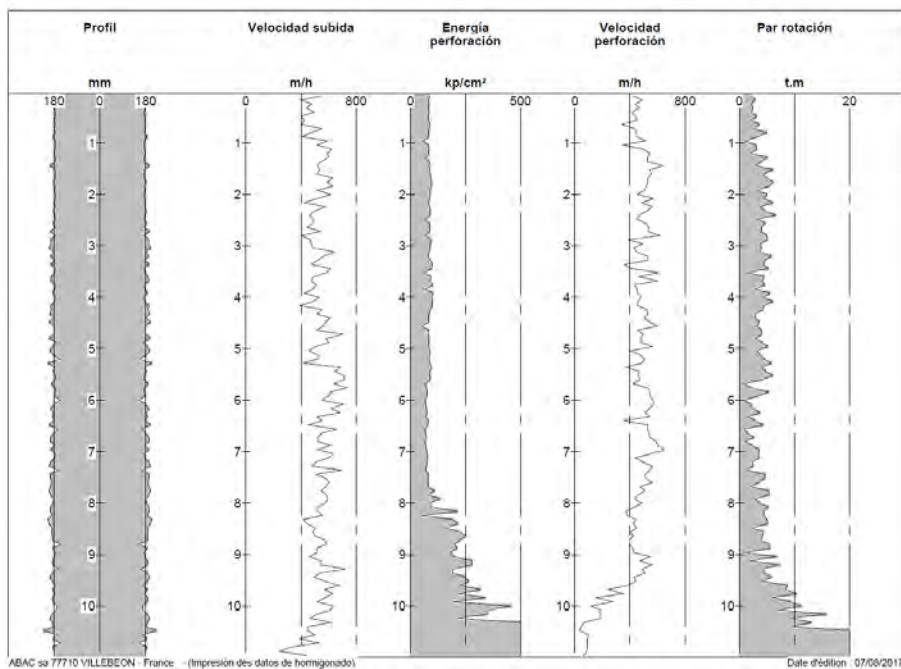


Figura 12: ejemplo de gráficas obtenidas a partir del registro de parámetros de perforación.

En este caso los parámetros mostrados son el perfil de hormigonado, la velocidad de ascenso, la energía específica, la velocidad de perforación y el par de rotación pero pueden mostrarse otros parámetros como la velocidad de rotación o el empuje.

Gracias a los parámetros puede comprobarse como se produce el empotramiento en un nivel resistente al aumentar la energía y disminuir la velocidad de perforación. Para verificar la adecuada ejecución y que el registro de parámetros está funcionando correctamente resulta imprescindible comparar los resultados con los parámetros del terreno.



Menard | Valores de energía específica frente a CPT

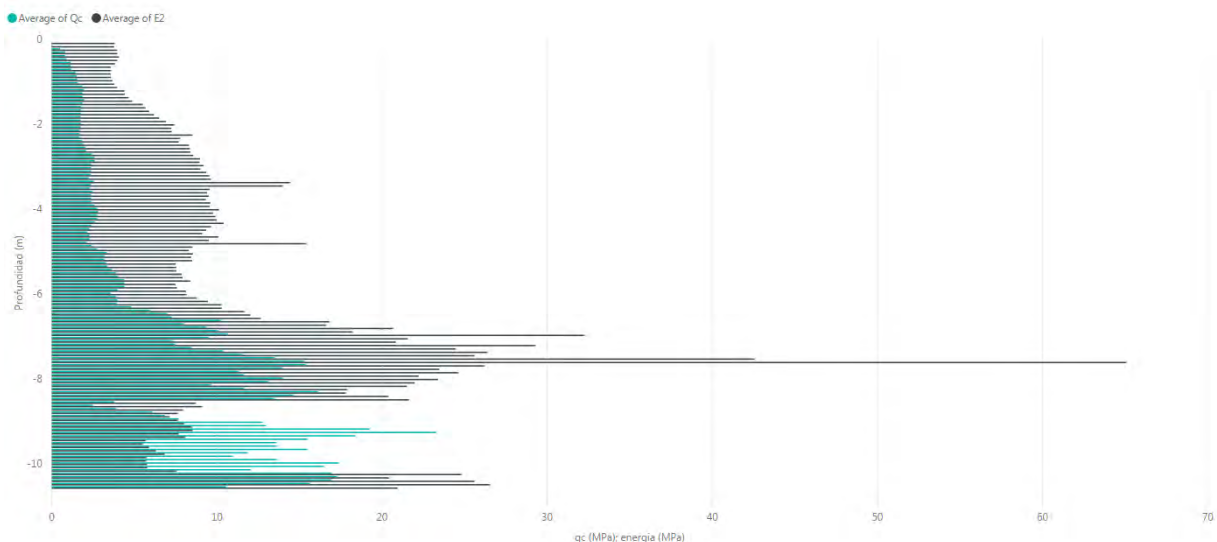


Figura 13: ejemplo de comparativa entre valores de energía específica frente a CPT.

En la imagen anterior se observa la correlación existente entre la energía específica media calculada a partir de los parámetros de perforación y el golpeo medio del penetrómetro estático para cada profundidad. Se observa una importante correlación entre ambos para este caso.

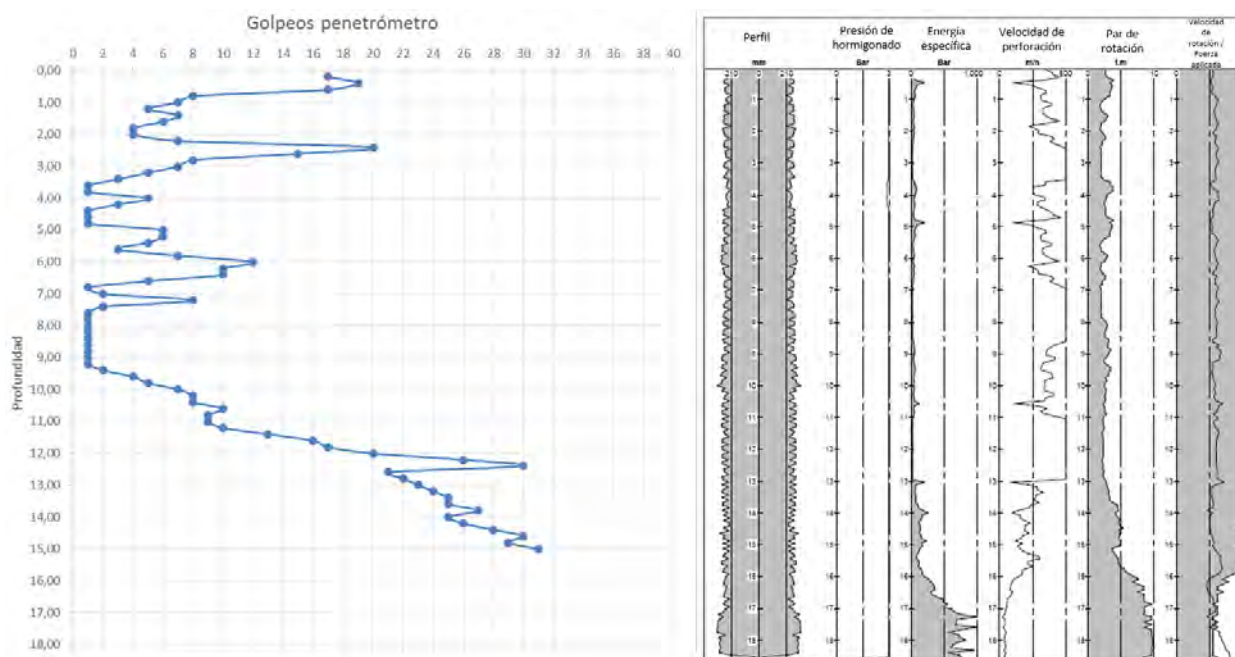


Figura 14: Comparativa entre golpes DPSH y registro de parámetros durante la ejecución de CMC.

La imagen anterior muestra una comparativa entre los sondeos de penetración realizados en una obra y las gráficas obtenidas del registro de parámetros. Tanto en los sondeos como en la gráfica puede apreciarse claramente la localización del terreno duro según los siguientes datos:

- Aumento del número de golpes del DPSH.
- Aumento de la energía específica.
- Disminución de la velocidad de perforación.
- Aumento del par de rotación.
- Disminución de la velocidad de rotación.

Este es un comportamiento general en el caso de alcanzar un material duro si bien la manera en la que cambian estos parámetros depende de la naturaleza del terreno, las características de la maquinaria de perforación y demás detalles comentados a lo largo del presente artículo.

8. Avances en el registro de parámetros.

8.1. Correlación con la resistencia de las inclusiones rígidas

En la actualidad no existen correlaciones claras entre la resistencia de las inclusiones ejecutados in situ y los parámetros registrados durante la ejecución, al contrario de lo que ocurre con los pilotes prefabricados. Esto provoca que, a pesar de existir instrumentación adecuada para medir el trabajo realizado por la maquinaria de perforación, haya que estar siempre supeditados a la información del estudio geotécnico, el cual puede ser incompleto o no reflejar con exactitud la realidad de la obra. De esta manera se producen sobreexcavaciones y longitudes de empotramiento innecesarias, o en el peor de los casos, que no se alcance un terreno adecuado.

El cálculo frente al estado límite último de hundimiento en el caso de pilotes de desplazamiento se realiza mediante fórmulas dinámicas, alimentadas por parámetros recogidos in situ, entre ellas y como fundamental, el rechazo (unidad de longitud introducida del pilote en el terreno para un cierto número de golpes, con unas características técnicas del equipo percutor determinadas). Ello nos permite obtener un valor de la capacidad portante del pilote ajustada a la realidad de cada uno, no siendo necesario realizar una

abstracción teórica desde los valores de parámetros resistentes del suelo obtenidos a partir del informe geotécnico.

En cambio, en el caso de las CMC, el cálculo –por métodos teóricos y empíricos- de la carga de hundimiento se obtiene abstrayendo del estudio del terreno los parámetros necesarios para determinar la resistencia por punta y fuste de éste. Este hecho presenta los siguientes inconvenientes;

- La abstracción de los parámetros resistentes del terreno a partir de las muestras y ensayos del informe geotécnico genera una serie de incertidumbres (sólo se conoce realmente la naturaleza del terreno en los puntos ensayados).
- La incertidumbre se traduce inexorablemente en unos elevados factores de seguridad para minimizar el riesgo.
- Se produce por tanto un sobredimensionamiento de la cimentación o tratamiento.
- Se incurre en sobre coste durante la ejecución al tener que alcanzar unas longitudes mayores.

Un nuevo modelo de cálculo que utilizase los parámetros de perforación podría solventar algunos de los inconvenientes expuestos de los actuales métodos analíticos.

La dirección actual de las investigaciones, como la desarrollada por Jose María García Mezquita en su tesis dirigida por Carlos Oteo Mazo [8], es la de establecer un método similar al de las fórmulas de hincado de pilotes (Hiley, Janbu, etc.) para conseguir correlacionar los parámetros obtenidos durante la perforación con la resistencia de las inclusiones.

8.2 Nuevos software y hardware

Como en otros ámbitos, la tecnología en el registro de parámetros se encuentra en una constante evolución. En la actualidad los dispositivos tienden a estar cada vez más interconectados y tener una interfaz más accesible al usuario y esta tecnología se aplica también a las obras.

Los desarrollos actuales buscan utilizar elementos de hardware más sencillos y fáciles de sustituir, con un manejo más intuitivo para el operador, e interconectados de manera eficaz con otros dispositivos permitiendo un acceso más rápido a la visualización y procesamiento de los datos obtenidos.

Además estos sistemas permiten, mediante posicionamiento GPS, obtener un mapa exacto de donde se han ejecutado las columnas. De esta manera, junto a los datos de profundidad y volumen de hormigonado, será posible obtener un mapa tridimensional del tratamiento.

Debido a todo lo expuesto, el registro de parámetros se convierte en una herramienta esencial de recopilación de datos sobre el terreno y el tratamiento ejecutado. Estos datos permiten, tanto a nivel de diseño como de obra, el adaptarse a las condiciones reales sin la necesidad de realizar ensayos complementarios.

9. Símbolos y términos abreviados

Símbolo	Nombre	Unidad
p_{max}	Máxima presión de empuje medida	MPa
p_{CRmax}	Máxima presión hidráulica medida en el motor de par	MPa
C_{Rmax}	Máximo par medido	kN·m
F_{max}	Máxima fuerza de empuje medida	kN
H_{max}	Máxima fuerza de retención medida	kN
Q_{max}	Máximo caudal medido	l/h
V_{max}	Máxima velocidad de avance medida	m/h
V_A	Velocidad de perforación	m/h
Q	Caudal del motor hidráulico	l/min
ΔP	Incremento de presión	bar
n	Revoluciones por minuto en el motor	Rpm
η	Factor de eficiencia que depende de la máquina	-
C_R	Par de rotación	kN·m
V_R	Velocidad de rotación	Rpm
D	Diámetro de la perforación	m
K_0	Constante	-
α	Constante	-
β	Constante	-
γ	Constante	-
ϵ	Constante	-
A	Área de la perforación	m ²
F	Fuerza de empuje aplicada	kN
P_R	Resistencia a la penetración	s
t	Tiempo	s
R_{SR}	Resistencia suelo-roca	kN/(m/s)
I_A	Índice de alteración	-
k_0	Constante	-
k_1	Constante	-
S_d	Índice de Somerton	-
IE	Esfuerzo de instalación	-
V_{ABase}	Velocidad de perforación normaliza en la formulación del IE	m/s
t_{fp}	Presión del fluido de perforación	bar
T_{Base}	Factor de normalización	bar

10. Tabla de figuras.

Figura 1: ejemplo de sistema de adquisición de parámetros TARALOG de JEAN LUTZ [1].	2
Figura 2: ejemplo de parámetros medidos y localización de los sensores en una máquina de columnas de módulo controlado.	4
Figura 3: esquema del sensor de profundidad D90 de Jean Lutz.	5
Figura 4: esquema del sensor de profundidad F89 de Jean Lutz.	5
Figura 5: esquema del sensor P80 de Jean Lutz.	6
Figura 6: sensor de profundidad de EMPAREX.	6
Figura 7: inclinómetro de Emparex.	7
Figura 8: sensor de rotación de EMPAREX.	7
Figura 9: esquemas de sensores de presión hidráulica de Jean Lutz.	7
Figura 10: válvula de membrana de Jean Lutz para medir la presión de bombeo del hormigón.	9
Figura 11: comparación del índice de Somerton y la resistencia suelo-roca frente el perfil del terreno (presión límite).	14
Figura 12: ejemplo de gráficas obtenidas a partir del registro de parámetros de perforación.	15
Figura 13: ejemplo de comparativa entre valores de energía específica frente a CPT.	15

Figura 14: Comparativa entre golpes DPSH y registro de parámetros durante la ejecución de CMC.....16

11. Tabla de ecuaciones.

Ecuación 1: obtención del par de rotación en función de los datos de la maquinaria.	8
Ecuación 2: energía específica de Teale [3].	12
Ecuación 3: resistencia a la penetración [4].	12
Ecuación 4: resistencia suelo-roca.	12
Ecuación 5: índice de alteración [5].	12
Ecuación 6: índice de Somerton [6].	13
Ecuación 7: simplificación del índice de Somerton.	13
Ecuación 8: fórmula del esfuerzo de instalación IE [7].	13

Bibliografía

- (1) Jean Lutz SA. <http://www.jeanlutzsa.fr>
- (2) Comité técnico: ISO/TC 182 Geotécnico. (Agosto de 2016). ISO 22476-15:2016 Geotechnical investigation and testing--Field testing—Part 15: Measuring while drilling.
- (3) Teale, R. (1964). The concept of Specific Energy in Rock Drilling. International Journal of Rock Mechanics, Mining Science. Vol. 2: 57-73.
- (4) Svenska Geotekniska Föreningen (1999). Metodbeskrivning för jord-bergsondering, SGF Rapport 2.99, 30 p
- (5) Pfister, P. (1985): Recording Drilling Parameters in Ground Engineering. Journal of Ground Engineering. Vol. 18 (No. 3): 16-21.
- (6) Somerton, W.H. (1959). A Laboratory Study of Rock Breakage by Rotary Drilling. Journal of Petroleum Technology. Vol. 216: 92–97.
- (7) Ne Smith, W. M. (2002). Design and Installation of Pressure Grouted, Drilled Displacement Piles. En Ninth International Conference on Piling and Deep Foundations. Niza.
- (8) García Mezquita, J. M. (2015). Análisis de la correlación entre los parámetros de perforación en pilotes in situ y su capacidad portante. Escuela de Doctorado e Investigación. Universidad Europea de Madrid.

CONTROL Y REGISTRO DE PARÁMETROS EN TRATAMIENTOS DEL TERRENO. INYECCIONES.

JOSE POLO NARRO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SITE. Director de Operaciones.

JAVIER ROJO CORDERO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SITE. Director Comercial

1- Introducción y conceptos generales

- Definición de “Control”:
 - (General) Examen u observación cuidadosa que sirve para hacer una comprobación.
 - (Proceso industrial) Conjunto de mecanismos y dispositivos que regulan el funcionamiento de una máquina, un aparato o un sistema.
- Definición de “Instrumentación”:
 - (General) Disposición u organización de los medios necesarios para llevar a cabo un plan o llegar a una solución.
 - (Proceso industrial) Grupo de elementos que sirven para medir, controlar o registrar variables de un proceso con el fin de optimizar los recursos utilizados en éste. El instrumento más conocido y utilizado es el reloj, el cual nos sirve para controlar el uso eficaz de nuestro tiempo. (Fig1)



Fig. 1 Cronómetro; instrumento de control

En los trabajos de inyecciones al terreno, el control es un requisito imprescindible para poder llevar a término la ejecución de los mismos. Un tratamiento puede tener tantas variables de contorno asociadas que evoluciona como un ente vivo ante las acciones o solicitudes al que se le somete. El registro de los

parámetros y su interpretación, es la herramienta de la que nos valemos para controlar, y que nos da testimonio de la evolución geotécnica del terreno, y sirve tanto para evaluar el comportamiento real del terreno en función de los datos recogidos, como para poder anticipar posibles imprevistos.

Dentro de los tratamientos del terreno, se pueden generar dudas sobre si los parámetros que se tuvieron en cuenta durante la fase de proyecto, y según los cuales se diseñó la solución, son los que realmente encontramos durante la ejecución de los trabajos. En función de estos parámetros se podrá verificar la solución proyectada o realizar las correspondientes modificaciones para adaptar el proyecto a las características del terreno encontradas durante la ejecución de los tratamientos.

La comprobación se realiza de manera muy variada y abarca desde la observación del detritus de perforación, hasta el empleo de equipos complejos que son capaces de registrar ciertas variables para darnos una perspectiva todavía más real de las características de terreno a tratar.

Uno de estos equipos son los llamados registradores de parámetros de inyección, que analizaremos en detalle más adelante, que son empleados para el control de los parámetros obtenidos durante los tratamientos del terreno, y en concreto en los trabajos de inyección.

2. Tipos de inyecciones al terreno.

En referencia a los tratamientos de inyección, pasamos a relatar de forma breve, una clasificación de las inyecciones del terreno en función del objetivo que se pretende conseguir. De esta forma, tendríamos:

- Inyecciones de Consolidación: Se realizan con el objetivo de mejorar la capacidad portante del terreno y mejorar su deformabilidad. La técnica de ejecución depende del tipo de obra y del material del subsuelo. En roca la inyección se suele realizar directamente contra el terreno en las perforaciones realizadas, mientras que en suelos la técnica empleada suele ser la inyección a través de tubo manguito (fig 2). Ésta última consiste en la perforación y colocación en el terreno de unos tubos provistos de válvulas. Una vez colocadas y sellado el espacio anular entre el tubo y el terreno con una mezcla plástica, se realiza la inyección posterior a través de estas válvulas mediante la introducción de un obturador a la cota en la que se encuentra situado el manguito. La inyección se realiza en distintas fases, introduciendo volúmenes determinados en proyecto en cada una de las fases y controlando la presión máxima a la que se introduce la mezcla.

La mejora del terreno se consigue mediante el relleno de los huecos inyectables, la fracturación del terreno y/o la obtención de lajas de terreno que comprimen y consolidan el terreno circundante. Esta técnica es empleada en recalces, en cimentaciones, en consolidación de terraplenes, etc.

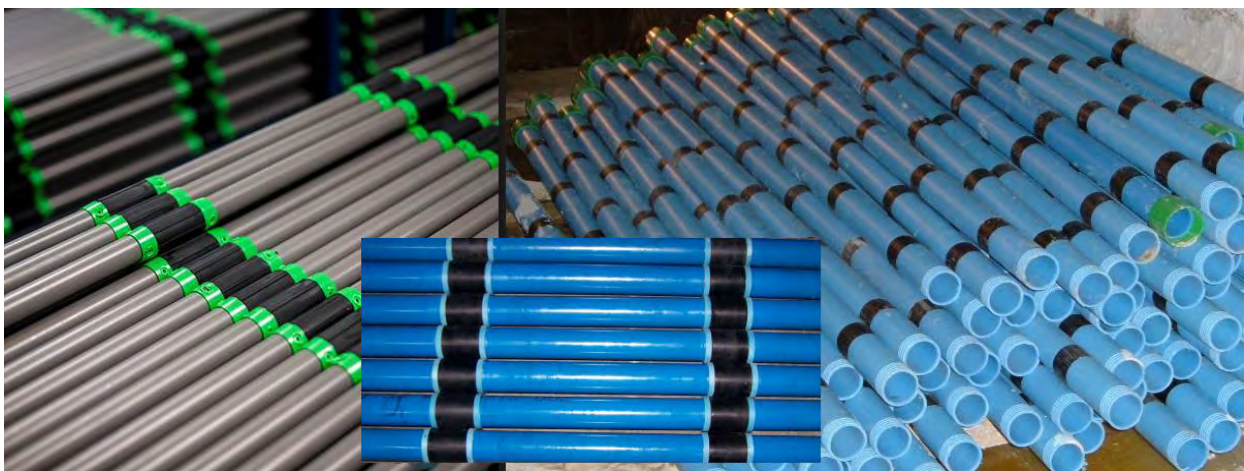


Fig 2. Tubo manguito.

- Inyecciones de Compactación: En esta técnica generalmente se introduce, a presión, en el terreno una mezcla muy densa de cemento, para formar un bulbo de inyección que comprime y compacta el suelo

a su alrededor. La mejora se produce por densificación del terreno. El procedimiento de ejecución general es la inyección en retirada de la mezcla de cemento a través del varillaje empleado durante la perforación, aunque se pueden utilizar distintas técnicas. Este tipo de inyección suele ser habitual en recalces y mejoras de terreno (Fig.3).



Fig.3 inyecciones de compactación.

- Inyecciones de Impermeabilización: En este tipo de inyección, en función del tipo de material, se pueden emplear distintas técnicas como son la inyección por tramos ascendente y descendente y la inyección a través de tubo manguito, o la inyección directa en el terreno en el caso de realizar el tratamiento en un lecho de roca. El objetivo de este tipo de inyección es reducir la permeabilidad del terreno mediante la impregnación de la porosidad del terreno con una mezcla fluida, o taponar fisuras y grietas en sustratos rocosos, habitualmente a una presión suficientemente baja como para evitar la rotura del terreno. Se emplea generalmente en presas, pantallas y túneles... (Fig.4).



Fig.4 Inyecciones de impermeabilización

- Inyección de Compensación: Estas inyecciones se realizan con el objetivo de inducir movimientos controlados en el terreno, que compensen los producidos por otras causas como pueden ser la excavación de túnel que induce movimientos en edificios cercanos, autovías, etc. Es un proceso de

inyección en el que hay que cuidar mucho los volúmenes y presión de inyección y además controlar los movimientos inducidos en los edificios mediante la instrumentación de los mismos (Fig.5).

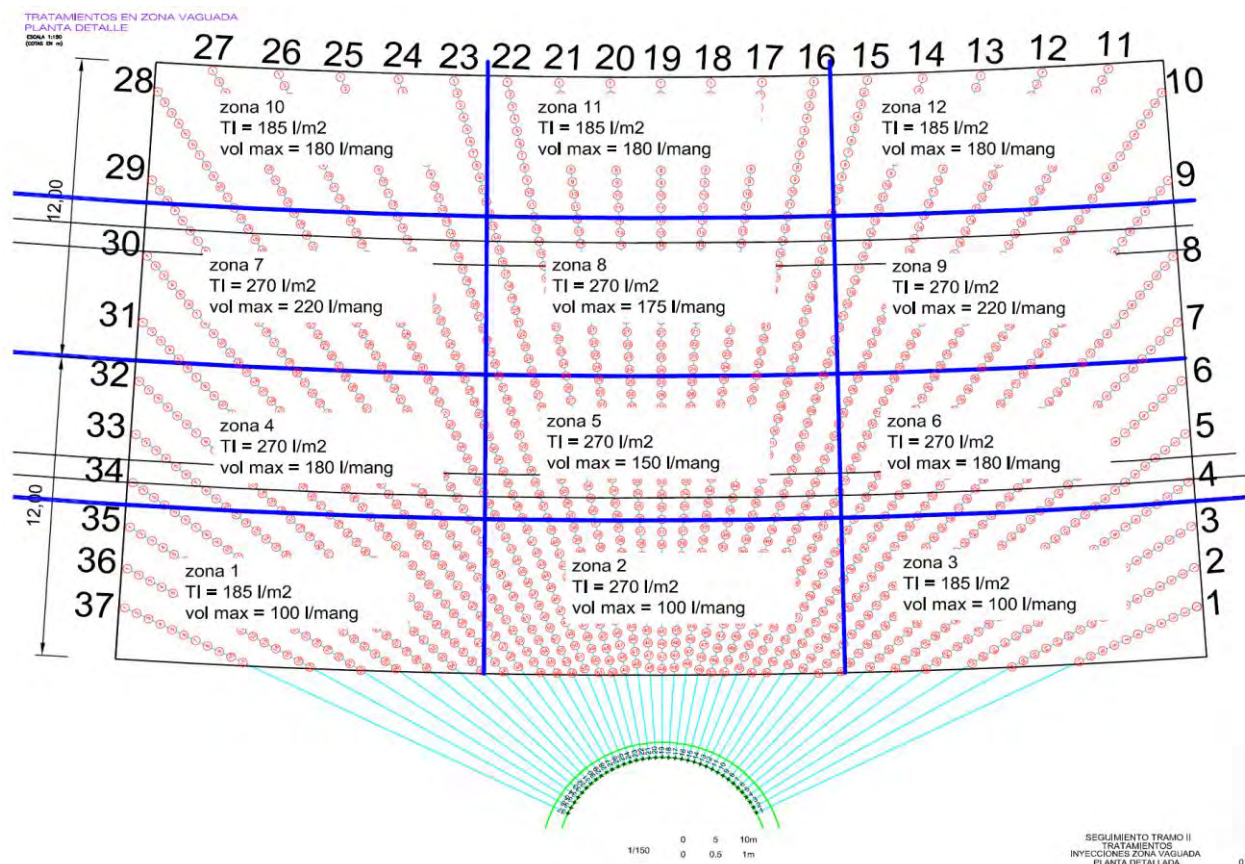


Fig5. Ejemplo de inyecciones de compensación

En todas las variantes, es importante tener los datos más precisos posibles de presión, volumen y caudal. En el caso además de las inyecciones que se ejecutan por tubo manguito, como en el ejemplo de inyección de compensación expuesto (Fig.5), se añaden otras variables que pueden resultar importantes, como es la presión de rotura de las vainas (a la que abren las válvulas), que pueden suponer puntas puntuales de presión controlada a lo largo del tratamiento. En ese gráfico se puede observar la importancia de la planificación y el orden a la hora de realizar un tratamiento de este tipo, ya que cada manguito tiene una denominación única, y un volumen teórico máximo de inyección en función de la zonificación, que depende de la concentración de válvulas en esa franja, que viene dado por la dirección radial de las perforaciones desde el pozo de compensación.

Por tanto, una vez enunciados los tipos de inyecciones que se suelen realizar y las aplicaciones más usuales a nivel geotécnico, debemos destacar la necesidad de un seguimiento continuo y preciso de los parámetros habituales de presión, caudal y volumen con los que se ejecutan los trabajos, pero sobre todo es fundamental la interpretación de los datos obtenidos, para poder hablar de control, no solo para comprobar si se está realizando la ejecución según las especificaciones exigidas en el proyecto, sino también para poder prever cualquier incidencia, y tomar decisiones sobre posibles cambios para adaptar y optimizar el tratamiento a través de la evolución de los datos obtenidos.

A lo largo de los años, como en casi todos los campos, la manera de evaluar y tomar registro de los parámetros involucrados en los tratamientos de inyección ha ido evolucionando con la tecnología, pasando de un control más cualitativo basado en el conocimiento del personal involucrado en la ejecución, a la incorporación gradual de equipos de medida como presiómetros, cronómetros, equipos cubicados, etc. hasta llegar al momento actual donde se emplean registradores continuos de parámetros automáticos e informatizados, que son programados con las condiciones de presión, caudal y volumen exigidos en cada proyecto.

3. Registradores de parámetros de inyección.

Tal como se ha comentado anteriormente, los registradores de parámetros nos permiten conocer y valorar, de una manera cuantitativa, los parámetros con los que se está realizando la inyección, permitiendo la comprobación y verificación de los supuestos establecidos en el proyecto (Fig.6).

Existen en el mercado varias casas dedicadas a la fabricación y venta de este tipo de dispositivos. Evidentemente hay diferencias entre unos y otros, pero de una manera general, se puede establecer que todos ellos trabajan mediante la incorporación al circuito de inyección de una serie de sensores que permiten parametrizar todo el proceso de inyección e incluso programar la actividad de los equipos de inyección para forzar su arranque y parada en función de unos condicionantes previamente establecidos.

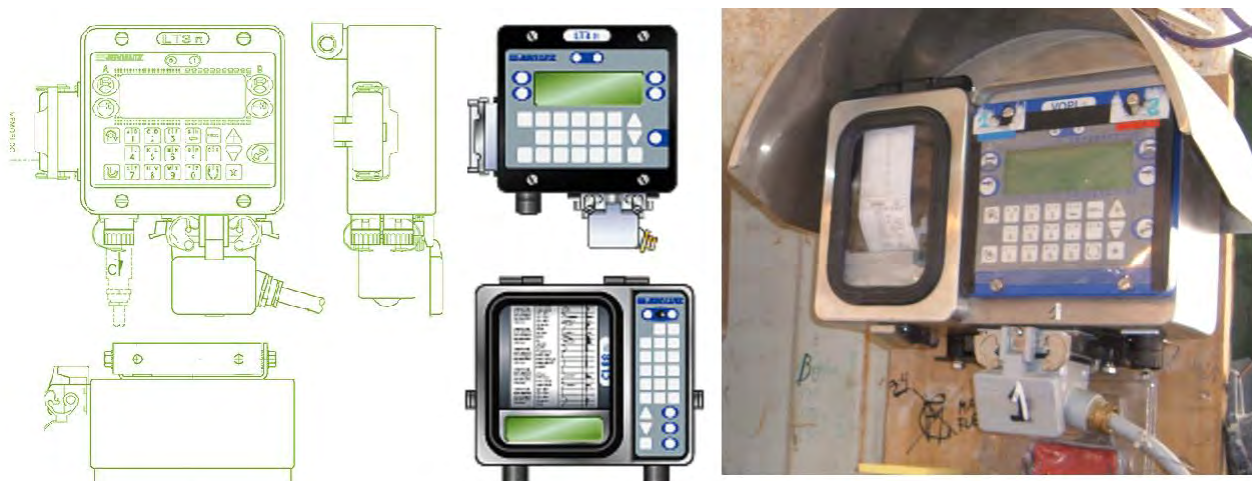


Fig.6 Esquema de registrador de parámetros

Todas estas casas fabricantes de registradores, además, incorporan con cada equipo de medición un software informático que es capaz de representar los resultados de la inyección realizada y hacen posible el siguiente del conjunto global de los trabajos en la obra y no sólo el control de los parámetros en un momento determinado de la inyección.

Como se ha visto durante la revisión de los distintos tipos de inyección al terreno que se suelen realizar, generalmente los parámetros a controlar vienen definidos en el proyecto de ejecución y son generalmente:

- Presión de inyección
- Volumen de inyección en cada fase
- Caudal de inyección
- Tiempo

Al registrar todos los parámetros anteriores, la inyección queda bien definida y se puede decir que se tienen todas las variables registradas para poder ejercer el control sobre la obra. Además estos equipos tienen la opción de programar “cómo y cuándo” registrar estos parámetros en cada fase de inyección para ajustarlo de una manera lo más precisa a las necesidades del terreno y del Proyecto.

Las condiciones de presión y/o volumen pueden alterarse en función de variables como el tiempo y/o la profundidad a la que se ejecuta la inyección, en cada una de las fases de la obra. Una de las ventajas de estos dispositivos es la posibilidad de programar la presión y el volumen de parada necesarios en cada tramo de inyección, discretizándolos en función de la profundidad.

También permite posibles tiempos de espera o mantenimiento de la presión máxima, una vez alcanzada, para evitar que la parada sea debida a una sobrepresión que pudiera generar errores de interpretación de los resultados.

Otro parámetro que puede programar es la posibilidad de parada y reanudación de la bomba después de alcanzar los parámetros solicitados si se observan que no se han podido mantener durante un tiempo determinado, programando el número de veces y el tiempo de respuesta para la reanudación.

Una de las aplicaciones donde tiene más sentido la utilización de los equipos registradores de parámetros, es en la inyección de cuerpos de presas, especialmente en terrenos rocosos, en los que se plantea el empleo del principio GIN (Grouting Intensity Number) (Fig.7) en el que, a partir de la definición de un volumen máximo y una presión máxima permitidas para la inyección, se define una curva limitante que establece el criterio de cierre de la inyección y que está definido por valor:

$$P \cdot V = \text{Constante}$$

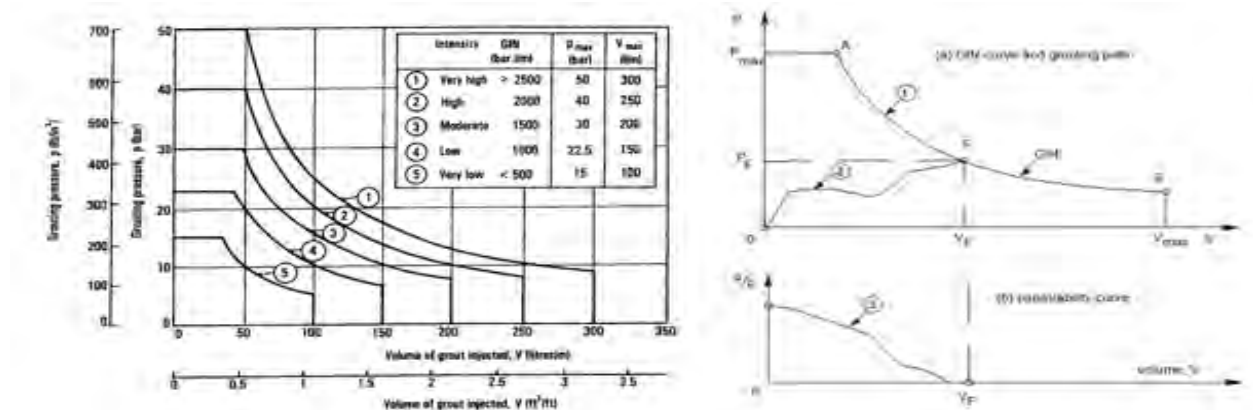


Fig.7 Método GIN, curvas.

La definición de este valor constante deberá realizarse durante la fase de proyecto y posteriormente ser verificado durante la ejecución de los trabajos. Para la comprobación de estos criterios se pueden representar, gracias a diversos tipos de software, curvas con las que se controla todo el proceso de inyectado, como:

- La presión instantánea de inyección frente al Volumen acumulado
- La penetrabilidad (Caudal/Presión) frente al volumen acumulado

Todos estos parámetros y gráficas, son programados en el equipo mediante la presión limitante, volumen limitante y número GIN y posteriormente representados mediante el software asociado al equipo registrador donde se vuelcan los datos.

4. Caso singular; Inyección de Gel de Silicato de Sodio.

Se definen como inyecciones de impregnación, en las que se introduce en los poros del terreno un material, que una vez endurecido, le aporte unas características determinadas, frecuentemente para disminuir la permeabilidad y aumentar la capacidad resistente, etc.

Vamos a intentar ilustrar el método de control y de registro de parámetros en un tratamiento de inyección de impregnación con gel de silicato llevado a cabo por SITE en Madrid, donde ha sido frecuente utilizar este tipo de tratamiento, ya que en ocasiones durante la excavación al atravesar niveles de arenas sueltas saturadas de agua se presentaban graves problemas de estabilidad y contención de flujo, recurriéndose a la necesidad de tratarlos previamente mediante el empleo de geles de sílice (Fig.8) para posibilitar su excavación con seguridad y rapidez.



Fig.8 Gel de sílice

La diferencia de este tipo de inyecciones de impregnación radica en que el terreno a tratar presenta una porosidad reducida (Fig.9) y hace poco recomendable el empleo de elementos de inyección con una granulometría más grande como lechadas de cemento e incluso microcementos, ya que producirían fracturación y alterarían el estado del terreno, cuando lo que se pretende es rellenar los poros desplazando el agua para sustituirlo por el gel, y así formar una especie de conglomerado estable y excavable, por lo que para ello recurrimos al empleo de geles de sílice.

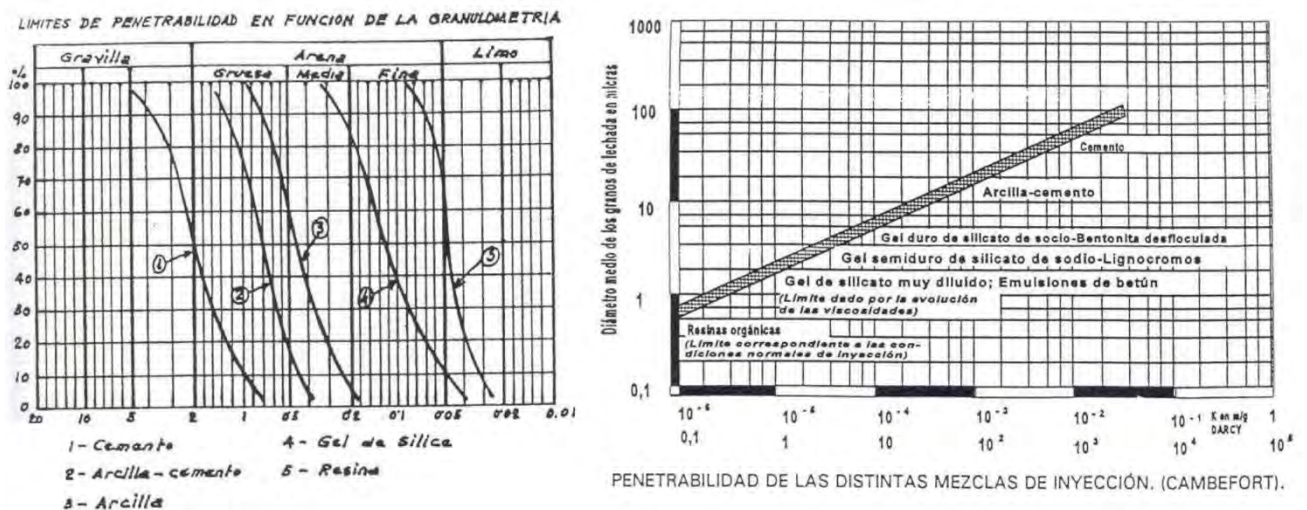


Fig.9 Penetrabilidad de las distintas mezclas.

Aunque el funcionamiento teórico y técnico es similar a las inyecciones de impregnación mediante el empleo de lechadas de cemento o de otros materiales, la mayor diferencia cuando empleamos geles de sílice para el tratamiento de impregnación radica en la fase de ejecución.

Al tratarse de terrenos con tan escaso índice de porosidad, durante la fase de perforación hay que cuidar el no alterar el terreno produciendo porosidad inducida que arruine el tratamiento posterior.

El tratamiento usualmente requiere de unas perforaciones equipadas de tubo manguito de PVC con válvulas antirretorno (Fig.10). Se sella el espacio anular con una mezcla de baja resistencia, y cuando consolida se puede comenzar el proceso de inyección. Es importante que cada manguito tenga “nombre y apellidos”, es decir, una denominación única, ya que el modelo de inyección se planifica de forma singular para cada una de las válvulas.



Fig.10 Perforaciones con tubo manguito.

En función de la magnitud que tenga la obra, se deben disponer de un número adecuado de líneas de inyección (Fig.11).



Fig.11 Líneas de inyección múltiples.

Por supuesto, los registradores de parámetros (Fig.12), son una herramienta muy importante para este tipo de inyección, ya que es un proceso delicado, realizado con un material muy costoso, y es muy útil tener información casi instantánea de cada una de las variables.



Fig.12 Registradores de parámetros en el proceso.

A pesar de contar con la tecnología más avanzada en cada momento, no hay sistema tan perfecto que no sea susceptible de fallo por lo que siempre resulta necesario realizar mediciones redundantes por medios convencionales analógicos (Fig.13):



Fig.13 Instrumentación redundante.

Para la fabricación del gel de sílice se necesitan tres componentes:

- Agua
- Silicato
- Reactivo

Estos tres componentes se mezclan para conseguir el endurecimiento súbito en el momento y sitio requerido en el proyecto, por lo que además de los parámetros de Presión y Volumen exigidos en el proyecto, habrá que tener en cuenta los parámetros de trabajabilidad de la muestra, como son:

- Tiempo de gelificación: Tiempo de manejo de la muestra, antes de que se produzca la gelificación súbita.
- Distancia de la zona de mezcla al punto de tratamiento: Para controlar el tiempo necesario para la inyección y hacer modificaciones en la dosificación, si es necesario, para evitar gelificaciones en zonas distintas al punto de tratamiento.
- Temperatura: Los reactivos utilizados tienen unos rangos de temperatura en los que pueden trabajar, por lo que habrá que estar atentos a posibles cambios de la misma, por zonas de solana y umbría, día y noche, cambios de estación si la obra es de larga duración.

Es muy importante en estos trabajos el control exhaustivo esos parámetros. Como ejemplo podemos decir que el tiempo de gelificación, para una misma dosificación se multiplica por 2 cuando la temperatura de la mezcla baja de 20° C a 10° C y se reduce a la mitad cuando esta temperatura pasa de 20° C a 30° C. La disposición del silo de almacenaje del silicato, su insolación así como la diferencia de temperatura del suministro del mismo y la del agua de adicción a veces es grande y obliga para mantener un mismo tiempo de gelificación a variar la dosificación sin a la vez cambiar las características mecánicas de la mezcla endurecida.

Con estas nuevas variables a tener en cuenta, se pone de manifiesto, que el empleo de un aparato registrador es una condición necesaria pero no suficiente, ya que siendo una gran herramienta de trabajo, que nos permite ajustar de una manera rápida y fiable todo el proceso de inyección, debe representar un medio para ayudar a mejorar los criterios utilizados en obra y valorar los resultados obtenidos. Pero nunca sustituir la experiencia del personal especializado que tanto en obra, como en oficinas técnicas, han estado realizando obras de inyección, en muchos casos, durante toda su carrera profesional, y cuyo criterio, basado en la experiencia y el conocimiento adquirido, es el que debe prevalecer, asistido ahora por medios tecnológicos como son estos registradores de parámetros.



Fig.14 Control de la mezcla de sílice.

En la foto anterior (Fig.14) se muestran una serie de probetas sacadas de la mezcla en obra, para ir comprobando el tiempo de gelificación, en función de la dosificación, el porcentaje del reactivo, y la temperatura (con grandes diferencias térmicas a lo largo de un solo día, tanto en la zona de acopio de los materiales, como en la zona de trabajo, como en el propio terreno objeto del tratamiento). Es un trabajo minucioso y necesario, ya que está condicionado por múltiples variables sobrevenidas por las condiciones de contorno.

Los equipos registradores no interpretan, no son capaces de definir tiempos de trabajo de una mezcla, ni si hay que variar de reactivo y dosificación debido a cambios de temperatura, o de concentración de silicato en función de la resistencia de que se quiera dotar al terreno. La inyección de gel es una inyección

normalmente lenta, que condiciona las proporciones de la mezcla en función de muchas variables. Un registrador es una “caja tonta” que no ve ni oye, y el éxito del tratamiento normalmente va a depender de la pericia y experiencia de las empresas y el personal involucrado.

En definitiva, estos equipos son una herramienta de gran utilidad para ayudarnos en nuestro trabajo, y apoyar las interpretaciones basadas en años de trabajo y experiencia. Sin caer en el error de pensar que sólo por el mero hecho de adquirirlos y usarlos ya podemos enfrentar toda la problemática que surge alrededor de cualquier obra de inyección (Fig.15).



Fig.15 El valor de la interpretación.

Bibliografía

Guía de cimentaciones en obras de carretera.

Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras con la colaboración del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

Inyecciones de gel de silicato de sodio

Retuerto Mediavilla, J.

<http://www.jeanlutzsa.fr>

<http://www.sireggeotech.it>

PRUEBAS DE CARGA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

RAFAEL GIL LABLANCA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
RODIO KRONSA. Departamento Técnico

1- Introducción

En esencia, las pruebas de carga no son más que ensayos, a escala real, del comportamiento de una cimentación bajo la acción de diferentes esfuerzos. Nos van a permitir un diseño más racional y mucho más fiable que la capacidad estimada a partir de formulaciones estáticas o fórmulas dinámicas.

Con las pruebas de carga logramos una mejor comprensión del comportamiento del sistema pilote-suelo, lo que puede permitir una reducción de la longitud del pilote o un incremento en su carga de diseño. De hecho, pueden ser en sí mismas un método de diseño, recogido en el Eurocódigo y en el CTE-SE-C. En cualquier caso, pueden dar lugar a potenciales ahorros en los costes de cimentación.

Sin embargo, esta metodología no está muy extendida en España. Su empleo se reduce, en muchas ocasiones, a corroborar diseños, en general, demasiado conservadores, ya sea debido al grado de incertidumbre sobre determinados suelos o a la falta de formulaciones adecuadas para su análisis.

Los ingenieros somos, a veces, reticentes a recomendar pruebas de carga debido al incremento del coste o a los retrasos de tiempo previsibles en las diferentes fases del proyecto. Sin embargo, los costes deberían ser contrapesados con los posibles beneficios. Por otro lado, los retrasos en la fase de diseño o construcción usualmente ocurren cuando la decisión de realizar pruebas de carga es añadida tarde al proyecto.

Afortunadamente, cada vez son más las obras de cimentación donde las pruebas de carga tienen un papel fundamental en el diseño y la ejecución. Técnicas como la del pilote prefabricado hincado no se conciben, hoy en día, si no van asociados a pruebas de carga dinámicas que permitan verificar los criterios de rechazo adoptados o las longitudes estimadas.

Esperamos que este artículo contribuya a difundir más esta metodología en las obras de cimentación profunda en España.

2- Pruebas de carga

2.1. Métodos

Tradicionalmente, los diversos métodos de pruebas de carga han sido caracterizados por la duración con que la fuerza es aplicada al pilote. Los ensayos de carga estática aplican fuerzas significativas durante considerables periodos de tiempo para evaluar la capacidad portante del pilote. En las pruebas de carga dinámica y los ensayos de carga rápida, aunque la fuerza es comparable en magnitud a la del ensayo

estático, es aplicada durante un periodo más corto de tiempo. Es necesario, por tanto, una cuidadosa interpretación de los efectos dinámicos para obtener las capacidades de carga estática.

En la figura 1 se compara el tiempo de aplicación de la fuerza de una prueba de carga dinámica frente al método Statnamic:

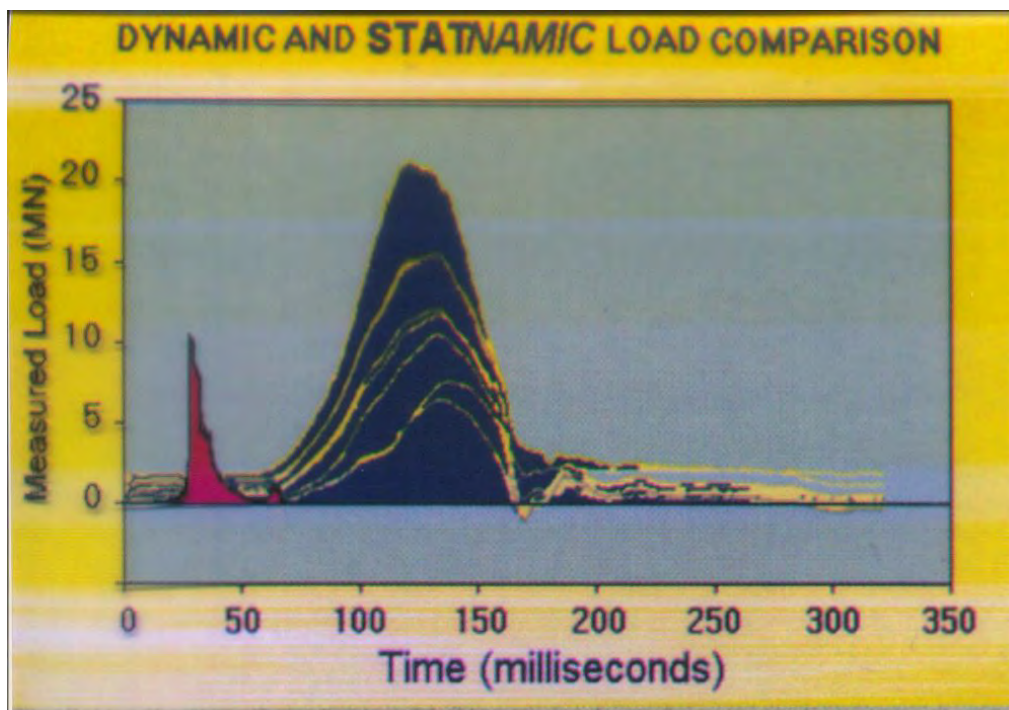


Figura 1. Comparación del tiempo de aplicación de la carga

Los diferentes tipos de ensayos y su aplicación son resumidos más abajo. Con más detalle serán analizados en los siguientes puntos de este artículo.

Las pruebas de carga bidireccional se han incluido en un apartado independiente, aunque se trata de un tipo de ensayo de carga estática. Hemos considerado que este método tiene suficiente entidad para figurar como un tipo de ensayo aparte.

Los ensayos de carga estática requieren un sistema de reacción adecuado para la aplicación de la carga. Algunos sistemas típicos de reacción serán descritos en el punto 3.

Diferentes tipos de instrumentación pueden ser incorporadas a pilotes de ensayo preliminares con el fin de investigar el mecanismo de transferencia de carga durante el ensayo. Los pilotes pueden ser equipados con extensómetros, células de carga, sensores de fibra óptica u otros dispositivos que permitan aislar partes de la información suministrada por el ensayo y así mejorar el análisis de los resultados obtenidos. Este tipo de equipamiento requiere una cuidadosa selección, instalación y seguimiento adicional.

2.2. Pruebas de carga estática

La prueba de carga estática es el método que simula mejor el comportamiento real del pilote bajo carga. Dependiendo del tamaño del proyecto, las pruebas de carga estática pueden ser realizadas durante la fase de diseño o durante la construcción. Los tipos de pruebas de carga convencionales incluyen el ensayo de compresión axial, el ensayo a tracción y el de carga lateral. En estas pruebas, la carga es normalmente aplicada en incrementos discretos y se registra el movimiento del pilote. Los incrementos de carga subsiguientes son solo aplicados cuando el mínimo periodo de tiempo especificado ha transcurrido y la velocidad del asiento medido por los sensores es inferior al criterio indicado en el procedimiento.

2.3. Pruebas de carga dinámicas

Las pruebas de carga dinámicas utilizan las medidas de deformación y aceleración tomadas cerca de la cabeza del pilote cuando un golpe es aplicado sobre el pilote mediante un martillo de hinca, o un dispositivo específico diseñado para tal fin. Estas medidas dinámicas pueden ser usadas para estimar la resistencia del suelo que sería movilizada bajo condiciones de carga estática, basándose en la teoría de ecuación de onda.

Desarrollado inicialmente para su uso con pilotes hincados en los que son universalmente aceptados, los ensayos dinámicos en pilotes “in situ” son cada vez más empleados para predecir la resistencia estática del suelo y el comportamiento carga-asiento. El método de ensayo es similar al usado en pilotes hincados, con la monitorización de los golpes del martillo y el subsiguiente análisis de la respuesta del pilote a la propagación de la onda de tensión. Un martillo específico es usualmente desplazado a obra para aplicar la carga dinámica al pilote “in situ”.

2.4. Pruebas de carga bidireccional

Un método alternativo para la evaluación de la capacidad del pilote es la prueba de carga bidireccional (conocida por el nombre comercial de Célula Osterberg). Esta prueba nos permite de manera simple y eficiente llevar a cabo un ensayo de carga estática en una cimentación profunda. La célula Osterberg es una célula de carga colocada en la punta o en el fuste del pilote dentro de la perforación durante la operación de hormigonado. En pilotes hincados es generalmente acoplada a su punta. En el ensayo, la célula es expandida hidráulicamente de tal forma que la parte superior del pilote reacciona contra la parte inferior.

2.5. Ensayo de carga rápida

Los ensayos de carga rápida usan o un cilindro de combustión interna con unos contrapesos de reacción, o una maza de caída libre sobre sistemas de amortiguación. La medida de la carga aplicada se realiza mediante células de carga, y la medida del desplazamiento de la cabeza del pilote mediante acelerómetros y niveles ópticos especiales. En este ensayo, la longitud de la onda de compresión es suficientemente larga para abarcar la totalidad del pilote y, por tanto, no es necesario un análisis de ecuación de onda complejo cuando se interpretan los resultados. Sin embargo, al igual que en los ensayos dinámicos, hay efectos que pueden tener una influencia significativa sobre los resultados, aunque en menor medida, al ser la velocidad de aplicación de la carga menor.

3- Pruebas de carga estática

3.1. Ensayos de carga a compresión

Los ensayos a compresión son los más habituales en pilotes, aunque también pueden ser ensayados a tracción y a carga lateral. Normalmente, la prueba de carga incluye los siguientes pasos:

1. El pilote es puesto en carga de manera incremental aplicando la fuerza en cabeza y usando una secuencia predeterminada. La carga puede también ser aplicada de manera continua, a velocidad constante.
2. Se registran las medidas de carga, tiempo y movimiento de la cabeza del pilote durante la duración del ensayo.
3. Se dibuja una curva carga-asiento.
4. La carga de fallo y el desplazamiento en el momento del fallo son determinados por uno de los métodos de interpretación existentes.
5. El movimiento es medido normalmente en cabeza. Sin embargo, el pilote puede ser instrumentado para determinar el movimiento en cualquier punto a lo largo del fuste.

La fotografía de la figura 2 ilustra el planteamiento general de un ensayo de carga de carga a compresión.



Figura 2. Ensayo de carga a compresión (RK)

3.1.1. Instrumentación y sistemas de reacción

Los movimientos en la cabeza del pilote son medidos habitualmente con relojes comparadores y transductores potenciométricos de desplazamiento que miden el movimiento entre la cabeza del pilote y una viga de referencia soportada independientemente.



Figura 3. Instrumentación de prueba de carga a compresión (RK)

Un mínimo de dos comparadores equidistantes del centro del pilote y en posiciones diametralmente opuestas deberían ser usados. Los soportes de la viga de referencia deben mantener una distancia libre de al menos 2,5 m al pilote de ensayo. En la fotografía de la figura 3 se ilustra una instrumentación típica de una prueba de carga estática.

En la mayor parte de las ocasiones las cargas son aplicadas mediante un cilindro hidráulico actuando contra una viga anclada mediante pilotes o anclajes al terreno, o por reacción contra una plataforma con contrapesos. Para minimizar las excentricidades en la aplicación de la carga, una rótula esférica debería ser incluida en el sistema de aplicación de la carga.

En la fotografía de la figura 2 el anclaje de la viga de reacción se ha realizado mediante pilotes prefabricados hincados. La fotografía de la figura 4 ilustra una prueba de carga sobre un pilote “in situ” donde el sistema de reacción utilizado ha sido mediante anclajes al terreno.



Figura 4. Reacción mediante anclajes al terreno (Terratest).

La fotografía de la figura 5 ilustra el caso en el que sistema de reacción ha consistido en una plataforma con contrapesos.



Figura 5. Reacción contra una plataforma con contrapesos (RK)

En ocasiones, la instrumentación interior del pilote juega un papel fundamental, especialmente si se trata de proyectos de investigación. Puede llegar a ser especialmente complicado como en el proyecto PITERM, para la caracterización termo-mecánica de pilotes termoactivos, donde la instrumentación colocada en una pieza del pilote prefabricado debía conectarse con la siguiente a través de la junta como muestra la fotografía de la figura 6.



Figura 6. Instrumentación pilote prefabricado en proyecto PITERM (RK)

En este proyecto, se trataba de simular térmicamente el funcionamiento en calefacción y refrigeración de un edificio y analizar su influencia en el comportamiento mecánico del pilote termoactivo a largo plazo. Para ello se construyó, adyacente al pilote hincado, una instalación térmica que permitía inyectar y extraer calor del pilote simulando las condiciones del sistema de climatización. Esta instalación contaba con caudalímetros y sensores de temperatura monitorizados remotamente. De esta forma, se podía controlar en todo momento las solicitaciones térmicas a las que era sometido el pilote, pudiendo variar las condiciones de ensayo, es decir, los pulsos térmicos inyectados o extraídos, simulando la carga térmica del “edificio”.

Para la simulación de las cargas mecánicas estáticas se empleó un bastidor anclado al terreno y un cilindro hidráulico que aplicaba la carga estática. Fue necesario el diseño de un caballete en la cabeza del pilote que permitiese al mismo tiempo la transmisión de la carga proveniente del cilindro y la salida de las sondas geotérmicas por el hueco central del pilote. En la fotografía de la figura 7 se puede ver el montaje de la instalación.

Este proyecto fue llevado a cabo por Rodio Kronsa en colaboración con el CEDEX, Energesis y la universidad Politécnica de Valencia.



Figura 7. Montaje general de la prueba para la caracterización termo-mecánica (RK)

3.1.2. Procedimiento de carga e interpretación de los resultados.

Es importante que se siga un procedimiento de ensayo de carga estandarizado. Se detallan varios procedimientos en la norma europea EN ISO 22477-1:2017 “Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 1: Pile load test by static axially loaded compression” y en la norma estadounidense ASTM D1143M-07 “Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load”.

En la gráfica de la figura 8 se puede ver la propuesta de la norma europea EN ISO 22477-1 para ensayos de carga estática de ciclo único.

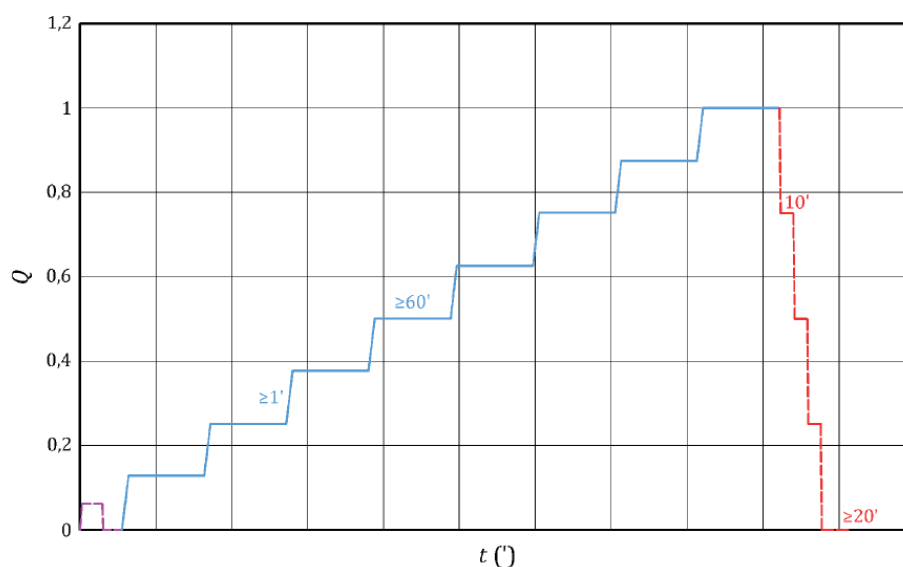


Figura 8. Secuencia de carga para ensayos de ciclo único (EN ISO 22477-1).

Los periodos de carga se prolongan hasta que la velocidad de desplazamiento del pilote es menor de 0,1 mm/20 min de acuerdo a esta norma, todavía en fase de discusión.

En ocasiones se quiere simular el comportamiento de una estructura sometida a unas acciones determinadas y se plantea un procedimiento específico. En la fotografía de la figura 9 se muestra una prueba donde se aplicaron 2910 ciclos de carga con una frecuencia de 1 ciclo/minuto. Se mantenía una carga mínima de 150 kN llegando a un máximo de 850 kN. El ciclo de carga y descarga tenía la siguiente duración: 8 segundos de incremento de carga, 2 segundos de carga máxima y 4 segundos de descarga.



Figura 9. Prueba de carga cíclica (RK)

Existen diferentes métodos para definir la carga de fallo a partir de los ensayos de carga estáticos. En general no son recomendables los métodos que no tienen en cuenta la deformación elástica del pilote, ya que sobreestiman la capacidad admisible en pilotes cortos y la subestiman en los largos. Los métodos que cuentan con la deformación elástica y están basados en criterios de fallo nos permiten una mejor comprensión del funcionamiento del pilote y nos suministran resultados más precisos.

Tanto AASHTO (2002) como la FHWA recomiendan el método de Davisson para la evaluación de la carga de fallo.

3.2. Ensayos de carga a tracción

Estos ensayos de carga son llevados a cabo para determinar la capacidad de carga de los pilotes a tracción axial. Esta capacidad es importante en grupos de pilotes sometidos a grandes momentos de vuelco. Por otro lado, la importancia de determinar la capacidad de carga a tracción se ha incrementado enormemente en los últimos años debido a consideraciones de diseño en la hipótesis sísmica. La mecánica básica de este ensayo es similar al de compresión excepto que la carga es aplicada en tracción.

3.2.1. Instrumentación y sistemas de reacción

Los movimientos en cabeza son habitualmente medidos por relojes comparadores que miden el movimiento entre la cabeza del pilote y una viga de referencia soportada independientemente como se puede ver en la fotografía de la figura 10, donde se presenta un ensayo típico a tracción sobre un pilote de reacción de una prueba de carga. Las normativas requieren para esta prueba más longitud de elongación y una mayor precisión en los dispositivos de medida que para los ensayos a compresión.



Figura 10. Instrumentación con relojes comparadores en prueba de carga a tracción (RK)

La norma ASTM D-3689 describe el método de ensayo para este tipo de prueba y presenta varios métodos alternativos para la aplicación de la carga de tracción al pilote. Normalmente, las cargas son aplicadas por un cilindro hidráulico centrado en la parte superior de una viga que empuja contra el sistema de reacción conectado al pilote a ensayar. La viga puede ser soportada por pilotes o, si las cargas son pequeñas, por elementos de reparto que transmiten la carga directamente al terreno, como se puede observar en la fotografía de la figura 11.

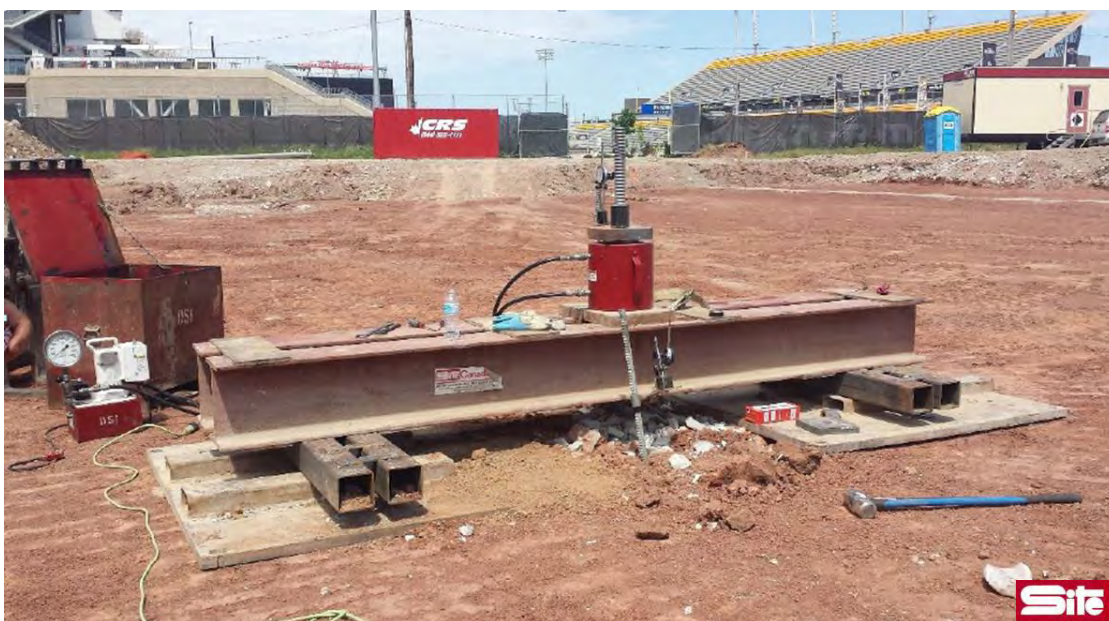


Figura 11. HAMILTON Wentworth School District Board North Secondary School (Canadá) (Site)

3.1.2. Procedimiento de carga e interpretación de los resultados

Varios procedimientos de carga son detallados en ASTM D-3689. Es recomendable que el pilote o micropilote a ensayar sea llevado a su carga de fallo, especialmente si se trata de un plan de ensayos en la fase de diseño.

A diferencia de otros ensayos, no existe un método aceptado generalmente para la determinación de la capacidad última a tracción.

Debido a la importancia creciente de este tipo de ensayos es recomendable que el alargamiento elástico del pilote y un valor de compensación sea utilizado en la interpretación de los ensayos. La FHWA sugiere un valor de 4 mm para la compensación. La carga a la que la curva de movimiento en cabeza intercepta el alargamiento elástico más 4 mm es definida como la carga de rotura a tracción. La carga de diseño a considerar se sitúa habitualmente entre un medio y dos tercios de la carga de rotura.

3.3. Ensayos de carga lateral

Los ensayos a carga lateral son llevados a cabo en proyectos donde los pilotes o micropilotes están sometidos a esfuerzos laterales significativos. Al igual que en los ensayos de carga a tracción, hay un interés creciente por este tipo de ensayo, especialmente por consideraciones de diseño sísmico o diseño portuario (tiro de bolardo, etc.)

3.3.1. Instrumentación y sistemas de reacción

Los movimientos laterales son medidos por relojes comparadores o deflectores de cuerda vibrante que registran el movimiento entre la cabeza del pilote y una viga montada independientemente. En este tipo de ensayo es muy recomendable que la medida de la deformación lateral en profundidad sea también obtenida durante la prueba. Para ello se pueden utilizar inclinómetros embutidos en el pilote. En la fotografía de la figura 12 se presenta una posible configuración.



Figura 12. Instrumentación de prueba de carga lateral (RK)

La norma ASTM D-3966 describe algunos posibles sistemas para aplicar la carga lateral al pilote. El más habitual es la aplicación de la carga lateral mediante un cilindro hidráulico actuando entre dos pilotes. En

la fotografía de la figura 13 se muestra la configuración de una prueba de carga lateral sobre pilotes in situ.



Figura 13. Prueba de carga lateral en pilotes in situ (Terratest)

3.3.2. Procedimiento de carga e interpretación de los resultados

Varios procedimientos se detallan en ASTM D-3966. El procedimiento de carga estándar requiere que la carga del ensayo sea del 200% de la carga lateral de diseño.

La interpretación y análisis de los ensayos de carga lateral es mucho más complicado que los de compresión o tracción. La deformación lateral en profundidad debería ser también representada para un correcto análisis. Existen numerosos artículos con información adicional sobre métodos de análisis e interpretación de resultados.

3.4. Ventajas y desventajas

Los ensayos de carga estáticos permiten un diseño más racional y fiable que el obtenido a partir de las capacidades estimadas en formulaciones estáticas. Al permitirnos conocer mejor el comportamiento del sistema pilote-suelo podemos reducir los coeficientes de seguridad con el consiguiente ahorro.

Planificado convenientemente en fase de proyecto, especificando número y localización, se pueden minimizar los impactos de estas pruebas en la etapa de construcción.

No obstante, no dejan de tener un impacto importante en tiempo y coste, especialmente en obras pequeñas donde muchas veces no son viables.

Cuando el terreno es muy heterogéneo y la extensión de la obra es grande, la utilización únicamente de pruebas de carga estática puede dar lugar a lagunas de información. En estos casos es conveniente complementarlas con otro tipo de pruebas, como las dinámicas o las de carga rápida.

4- Pruebas de carga dinámica

En la actualidad, el desarrollo de la informática y la electrónica aplicadas al análisis de la ecuación de onda ha permitido la toma de medidas de alta precisión de los valores de fuerza y velocidad que se desarrollan durante el impacto de la maza de hincia sobre la cabeza del pilote. De esta forma, mediante el método desarrollado por el Case Institute of Technology, Cleveland, Ohio, U.S.A., se pueden obtener la capacidad portante, las tensiones que sufre el pilote y la energía del impacto, sin las incertidumbres que se engloban bajo coeficientes de seguridad en las fórmulas de hincia o en las formulaciones estáticas. La proliferación de estas técnicas ha hecho que, hoy en día, en todo el mundo, sean el procedimiento normal de control en los trabajos de pilotaje hincado, empezando a extenderse su uso en el pilotaje in situ.

Estas pruebas han sido incorporadas en las normativas de diferentes países. La norma europea que ampara estas pruebas es la EN ISO 2247-4:2017 “Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 4: Testing of piles: dynamic load testing”. La norma estadounidense es la ASTM D-4945 “Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Piles.

4.1. Instrumentación y equipo

Los métodos de control electrónico de la hincia de pilotes se basan en la medida de los valores de deformación y velocidad que se producen en la cabeza del pilote a partir del momento del impacto del martillo. Este impacto recorre toda la longitud del pilote en forma de una onda de presión cuya señal se registra mediante dos tipos de sensores: transductores de deformación y acelerómetros. En la fotografía de la figura 14 se muestran estos sensores anclados al pilote durante la prueba.



Figura 14. Sensores sobre el pilote durante la prueba (RK)

La señal obtenida por el transductor de deformación nos permite obtener la señal de fuerza: $F=E \cdot A \cdot \epsilon$, y la señal del acelerómetro se integra para obtener la velocidad con que se mueve la cabeza del pilote durante la prueba: $V=\int a \cdot dt$. En la figura 15 se muestran las curvas obtenidas en un caso real.

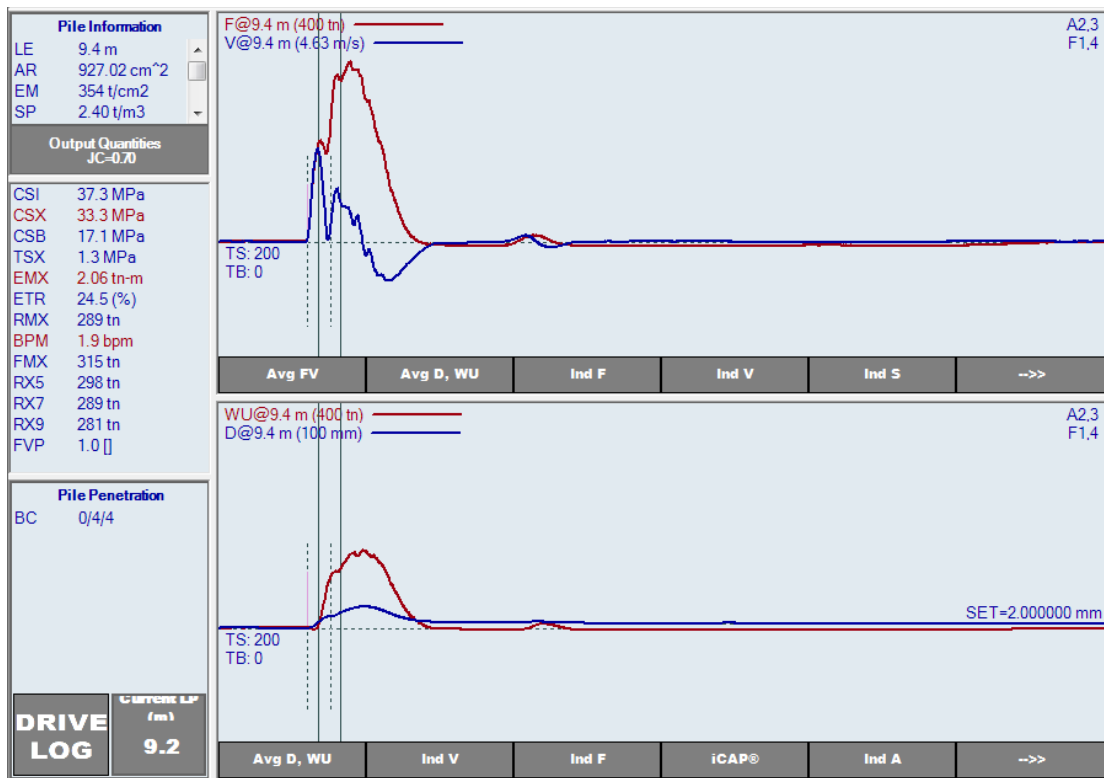


Figura 15. Ejemplo de salida gráfica de una prueba de carga dinámica.

Hoy en día, los analizadores de hinca de pilotes son equipos compactos (figura 16) que combinan todos los componentes. Durante la hinca, el PDA (Pile Driving Analyzer) lleva a cabo integraciones y todos los cálculos necesarios para analizar los registros de fuerza y velocidad con el fin de determinar la energía transferida en el impacto, las tensiones a lo largo del pilote, la integridad estructural y la capacidad del pilote.



Figura 16. Analizador de hinca de pilotes. Modelo PAX (Pile Dynamics, Inc)

4.2. Metodos de interpretación

Existen dos métodos diferentes de interpretación de los registros de fuerza y velocidad obtenidos en el pilote bajo impactos de alta deformación.

El primero permite un cálculo inmediato de la capacidad portante durante la prueba (método Case), y el segundo, más riguroso, requiere la modelización matemática del pilote y el terreno y un proceso iterativo variando múltiples parámetros hasta conseguir el ajuste de la señal modelizada con la señal captada por los sensores (CAPWAP, AllWave...).

4.2.1. Capacidad según el Método CASE

Los métodos directos calculan la capacidad portante como la componente estática (R_{stat}) de la resistencia total del suelo (R_{tot}), para lo que se requiere restarle a ésta última la componente dinámica (R_{dyn}) que solo ocurre durante la hincada del pilote debido a los efectos de amortiguamiento e inercia:

$$R_{stat} = R_{tot} - R_{dyn}$$

La Figura 17 muestra un ejemplo de análisis por el método Case. En la parte superior, se reproducen los registros de fuerza y velocidad, ambos medidos cerca de la cabeza del pilote, como función del tiempo $F(t)$ y $V(t)$.

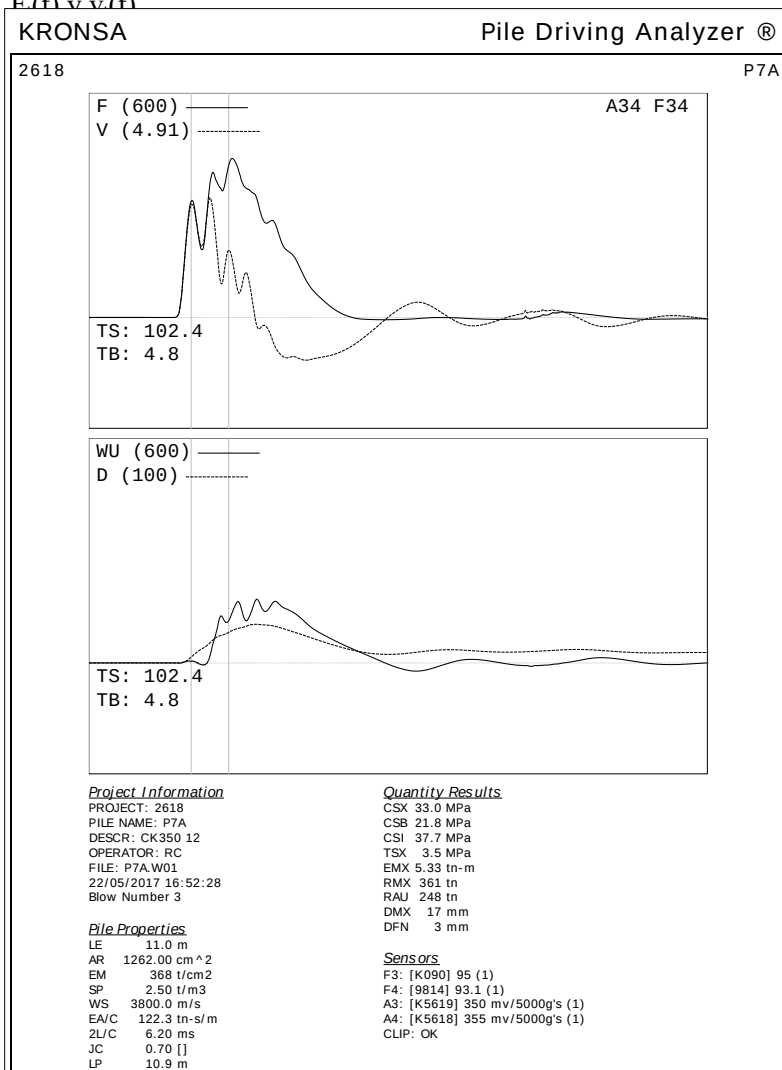


Figura 17. Curvas y resultados del método Case.

La fuerza $F_t(t)$ en cabeza del pilote se calcula a partir de la deformación, $\varepsilon_t(t)$, medida por los extensómetros:

$$F_t(t) = E \cdot A \cdot \varepsilon_t(t)$$

siendo:

E: el módulo de elasticidad dinámico del material del pilote, y
A: el área de la sección transversal del pilote.

La velocidad se obtiene de los registros de los acelerómetros, tras integrar una vez en el tiempo. En tanto en cuanto no existen resistencias externas (resistencias por fuste) que se opongan al movimiento del pilote, o mientras no existan cambios de sección que produzcan reflexiones, $F_t(t)$ y $v_t(t)$ permanecen proporcionales. El factor de proporcionalidad es la impedancia mecánica del pilote que responde a la siguiente fórmula:

$$Z = \frac{E \cdot A}{c}$$

siendo:

c : velocidad de la onda en el material del pilote.

Cuanto mayor diferencia se aprecia entre las curvas $F_t(t)$ y $v_t(t)$, mayor es la resistencia del suelo en el fuste del pilote.

La velocidad de onda es también función de las propiedades del material del pilote y responde a la siguiente expresión:

$$c^2 = \frac{E}{\rho}$$

siendo:

ρ : densidad del material del pilote.

De acuerdo con el Método Case, dada la fuerza y velocidad medida en cabeza, $F_t(t)$ y $v_t(t)$ (de un pilote de área A , módulo E , longitud L , y velocidad de onda del material c), la capacidad portante del pilote en el momento del ensayo puede ser calculado a partir de la siguiente fórmula para la determinación de RMX (R_{stat}):

$$RMX = \frac{1}{2} \{ (1 - J_c) [F_t(t_x) + Z v_t(t_x)] + (1 + J_c) [F_t(t_2) - Z v_t(t_2)] \}$$

donde t_x es elegido de tal manera que RMX es máximo, que coincide, normalmente, con el primer pico de velocidad, y $t_2 = t_x + 2L/c$. La impedancia del pilote es Z . El factor adimensional de amortiguamiento Case, J_c , es elegido usualmente entre 0,4 y 1,0 con valores más altos cuanto más cantidad de finos tenga el suelo.

Los rangos de variación de J_c , según el tipo de terreno se adjuntan en la Tabla 1.

Suelo	J_c [-]
Arena	0,05-0,20
Limo arenoso	0,15-0,30
Limo	0,20-0,45
Arcilla arenosa	0,40-0,70
Arcilla	0,60-1,10

Tabla 1. Valores de J_c en función del tipo de terreno.

Si el factor de amortiguamiento es cero, entonces la fórmula del Método Case nos da la capacidad total:

$$R_{total} = RX0 = \frac{1}{2} \{ [F_t(t_x) + Z v_t(t_x)] + [F_t(t_2) - Z v_t(t_2)] \}$$

4.2.2. Métodos basados en la modelización matemática

Los métodos basados en la modelización matemática utilizan, al igual que los métodos directos, las curvas de fuerza y velocidad registradas en la cabeza del pilote. La teoría de la onda unidimensional permite la estimación de la resistencia del suelo y el cálculo de la respuesta del pilote bajo un impacto del martillo de hinca.

La modelización de la resistencia estática del suelo consiste en un muelle elasto-plástico, mientras que la parte dinámica de la resistencia se simula por medio de un amortiguador viscoso lineal.

La resistencia de fuste se modeliza en puntos discretos a lo largo del pilote, pudiendo así permitirse una resistencia variable a distintas profundidades.

Las fuerzas de reacción del suelo son fuerzas pasivas y, hasta ahora, se ha tenido suficiente precisión al considerarlas como función exclusiva del movimiento del pilote. Se asume, además, que la reacción del suelo tiene dos componentes, una estática (elasto-plástica) y otra dinámica (amortiguamiento lineal). De esta forma el modelo del suelo puede representarse en cada punto con tres incógnitas (elasticidad, plasticidad y viscosidad).

El análisis dinámico del método CAPWAP (el más usado en el mundo) se realiza con el procedimiento introducido por Smith. Este procedimiento divide el pilote en un número discreto de masas puntuales, muelles y amortiguadores (figura 18). De esta forma, existen tres veces más incógnitas que elementos de pilote.

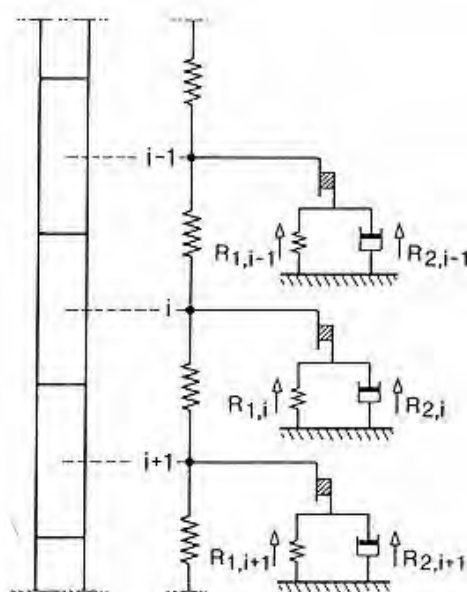


Figura 18. Modelización suelo-pilote en el método CAPWAP.

Inicialmente se asumen unos parámetros para cada elemento de suelo y se introduce el movimiento del pilote obtenido a partir del registro de aceleración en su cabeza. Los resultados que se obtienen no son solamente los movimientos del pilote y las resistencias del suelo, sino también la fuerza resultante en la cabeza del pilote. Esta fuerza puede compararse con la fuerza medida en la cabeza del mismo mediante los transductores de deformación. Normalmente estos dos registros no coinciden y es necesario seguir un procedimiento iterativo hasta que sean suficientemente aproximados el uno al otro. Para conseguirlo es necesario ir variando los parámetros del suelo en cada punto hasta que sea imposible mejorar el ajuste entre los dos registros. Los parámetros del suelo así obtenidos se consideran entonces los correctos. El resultado final del análisis CAPWAP son, por tanto, la magnitud y localización a lo largo del pilote de las resistencias estática y dinámica. La resistencia estática puede utilizarse para predecir la curva del comportamiento que tendría el pilote en el caso de una prueba de carga estática.

4.3. Aplicación del método a pilotes in situ y micropilotes

La aplicación del método en un pilote in situ es más complicado que en un pilote prefabricado. Los fabricantes de equipos de ensayo están ya sacando al mercado analizadores específicos para pilotes in situ, con 16 canales de toma de datos (figura 19), que permiten múltiples configuraciones en las medidas de fuerza, con cualquier combinación de extensómetros y acelerómetros acoplados al pilote, lo que mejorará la calidad de los datos obtenidos.

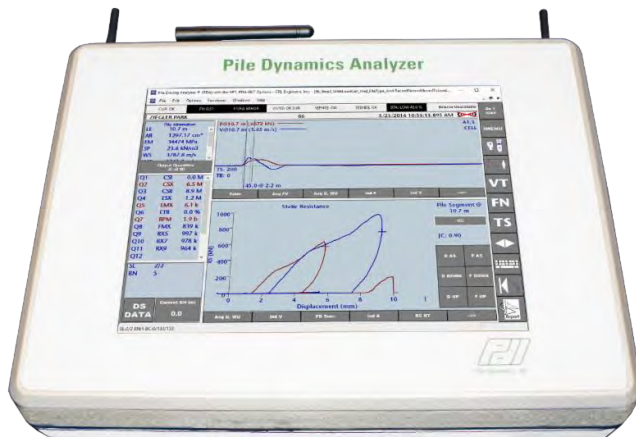


Figura 19. PDA-DLT para ensayos en pilotes in situ (Pile Dynamics, Inc.)

El pilote in situ, al no ser homogéneo, requiere siempre de un análisis CAPWAP para la determinación de su capacidad portante, donde los cambios de impedancia a lo largo del fuste son una variable importante a tener en cuenta, lo que dificulta el análisis.

En la fotografía de la figura 20 se puede ver un pilote in situ instrumentado para la realización de una prueba de carga dinámica.



Figura 20. Pilote in situ instrumentado para ensayo dinámico (Terratest)

Otra inconveniente es la necesidad de llevar a obra una maza específica para la realización de la prueba. En ocasiones se utiliza un equipo convencional de hincas de pilote prefabricado con la cabeza del pilote convenientemente preparada, como se muestra en la fotografía de la figura 21.



Figura 21. Prueba de carga dinámica sobre pilote in situ con martillo de hinca (RK)

En cualquier caso, como comentábamos anteriormente, los ensayos dinámicos en pilotes “in situ” son cada vez más empleados para predecir la resistencia estática del suelo y el comportamiento carga-asiento.

Otra posible aplicación de las pruebas de carga dinámicas es a los micropilotes.

Rodio Kronsa junto con el profesor Carlos Oteo y la Universidad de la Coruña inició en el año 2006 un programa de investigación con el fin analizar el comportamiento de los micropilotes en el ensayo de carga dinámica.

Los ensayos dinámicos fueron llevados a cabo con un martillo especialmente diseñado para su uso en micropilotes y dos acelerómetros y dos extensómetros fueron instalados en la cabeza del pilote como se observa en la fotografía de la figura 22.



Figura 22. Martillo e instrumentación en el micropilote (RK)

Un análisis CAPWAP fue realizado en cada uno de los golpes obteniendo los resultados que se adjuntan en la gráfica de la figura 23.

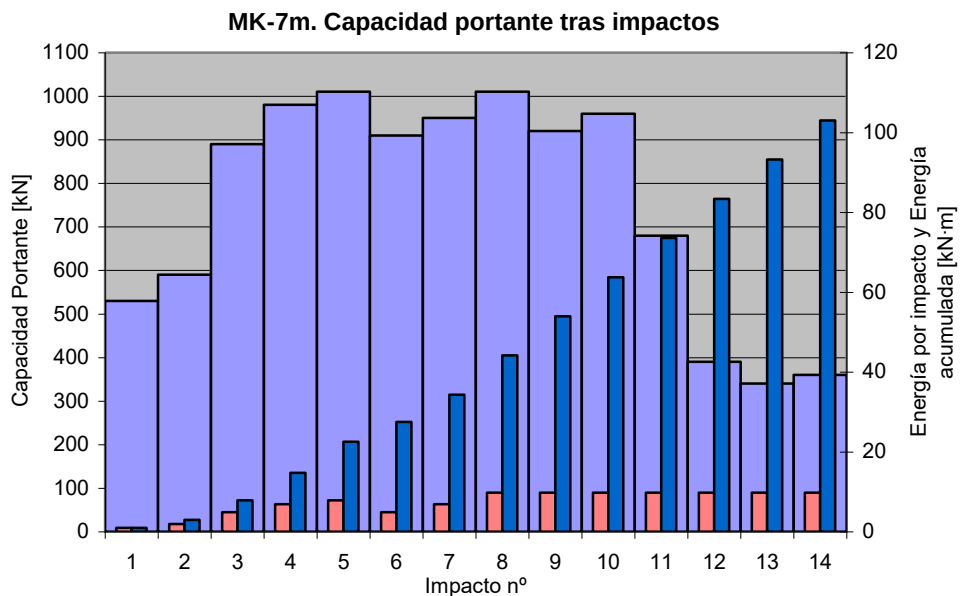


Figura 23. Capacidad portante movilizada en el análisis CAPWAP

Posteriormente y a escasos metros de distancia se ejecutó un micropilote con las mismas características del pilote ensayado dinámicamente y se realizó una prueba de carga estática sobre el mismo, como se puede ver en la fotografía de la figura 24.



Figura 24. Prueba de carga estática sobre micropilote (RK)

La curva carga-asiento resultante en la prueba se puede ver en la gráfica de la figura 25.

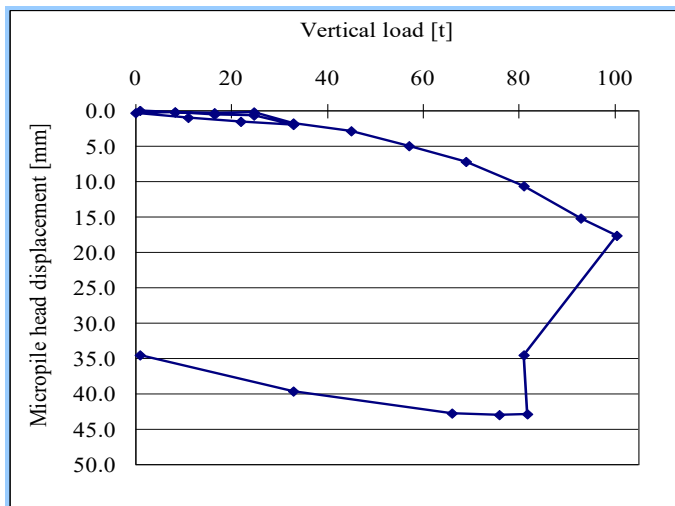


Figura 25. Curva carga-asiento en el micropilote.

Las pruebas demostraron el potencial de los ensayos de carga dinámicos como una valiosa herramienta para la evaluación del comportamiento de los micropilotes.

Desde entonces, Rodio Kronsa ha realizado pruebas de carga dinámicas en varias obras (figura 26) y, si bien, todavía es necesario más correlaciones con pruebas de carga estáticas, estamos ante un camino prometedor.



Figura 26. Prueba de carga dinámica sobre micropilote (RK)

4.4. Ventajas y desventajas

Los ensayos dinámicos pueden suministrarnos información del proceso de hincado completo si instrumentamos los pilotes durante la hincado. Los resultados de los ensayos pueden ser utilizados para estimar la capacidad del pilote, comprobar el martillo y el funcionamiento del sistema de hincado, monitorizar las tensiones durante la hincado y evaluar la integridad estructural del pilote.

En un día se pueden llegar a ensayar un número significativo de pilotes hincados (más de 15). En pilotes in situ, el proceso es más laborioso y depende del tipo de martillo que se utilice. De todas formas, las pruebas de carga dinámicas son un método de ensayo económico y rápido. Este método requiere entre el 1 y el 2 % de la carga aplicada en un ensayo de carga estática

En grandes proyectos, los ensayos de carga dinámicos pueden ser utilizados para complementar los ensayos de carga estática o reducir su número. En pequeños o medianos proyectos donde los ensayos de carga estática son difíciles de justificar económicamente, los ensayos de carga dinámicos ofrecen un método de control muy útil y viable.

La información que suministran las pruebas puede utilizarse en fase de diseño para optimizar las longitudes, siempre que exista una planificación de ensayos en las etapas iniciales de la construcción.

En terreno complicados donde se espera un comportamiento errático de la hinca con problemas de daños en los pilotes, los ensayos dinámicos ofrecen un rápido y económico método de afrontar esos problemas.

Una de las desventajas que presenta el ensayo dinámico para determinar la capacidad portante última del pilote es que requiere que el sistema de hinca movilice toda la resistencia actuante. La resistencia por fuste puede ser generalmente movilizada con una fracción del movimiento requerido para movilizar la resistencia por punta. En ciertas condiciones, es difícil movilizar por completo esta resistencia en punta lo que produce una subestimación de la capacidad portante final.

Los ensayos de carga dinámicos determinan la capacidad del pilote en el momento del ensayo. Debido a procesos de consolidación o relajación que pueden incrementar o reducir la capacidad portante con el tiempo, los ensayos deben realizarse con un apropiado tiempo de espera para una mejor estimación de la capacidad a largo plazo del pilote. Esto puede requerir una movilización adicional del equipo de hinca o tiempos de espera en la obra.

Los pilotes de gran diámetro tubulares abiertos o pilotes en H pueden comportarse de manera muy diferente bajo condiciones de carga estática o dinámica. Esto es particularmente cierto si el tapón no se forma durante la hinca. En estos casos, la capacidad en punta es desarrollada parcialmente durante el ensayo dinámico. Sin embargo, en condiciones de carga estática, mucho más lenta, estas secciones pueden desarrollar el tapón y dar lugar a capacidades portantes mayores.

5- Prueba de carga bidireccional

Como hemos visto, en un ensayo de carga estática convencional el pilote es comprimido en cabeza usando un sistema de reacción o cargas muertas. Las resistencias por fuste y punta se oponen a la carga aplicada en cabeza.

En la prueba de carga bidireccional, el pilote también es cargado en compresión, pero la carga es aplicada en la punta del pilote o cerca de ella, en vez de en la cabeza. Cuando la célula se expande, la resistencia en punta provee la reacción necesaria a la resistencia por fuste, y viceversa. El ensayo se completa bien cuando la última resistencia en fuste o en punta es alcanzada, bien cuando la célula alcanza su capacidad de carga.

Un ensayo con célula Osterberg separa automáticamente la resistencia por fuste y punta. En este ensayo, uno de los componentes falla para una carga determinada. En cambio, en un ensayo convencional, se requiere que fallen ambos componentes, lo que supondría superar el doble de la carga aplicada en la célula. Por tanto, la carga colocada en la punta del pilote es siempre el doble de efectiva que la misma carga colocada en la cabeza del pilote.

Cuando el pilote es de gran diámetro y las cargas solicitadas son elevadas, se pueden instalar varias células en el mismo nivel de prueba, lo que permite incrementar la carga en el ensayo. Si se busca discretizar la resistencia por segmentos, se pueden colocar las células en varios niveles como en el esquema de la figura 27.

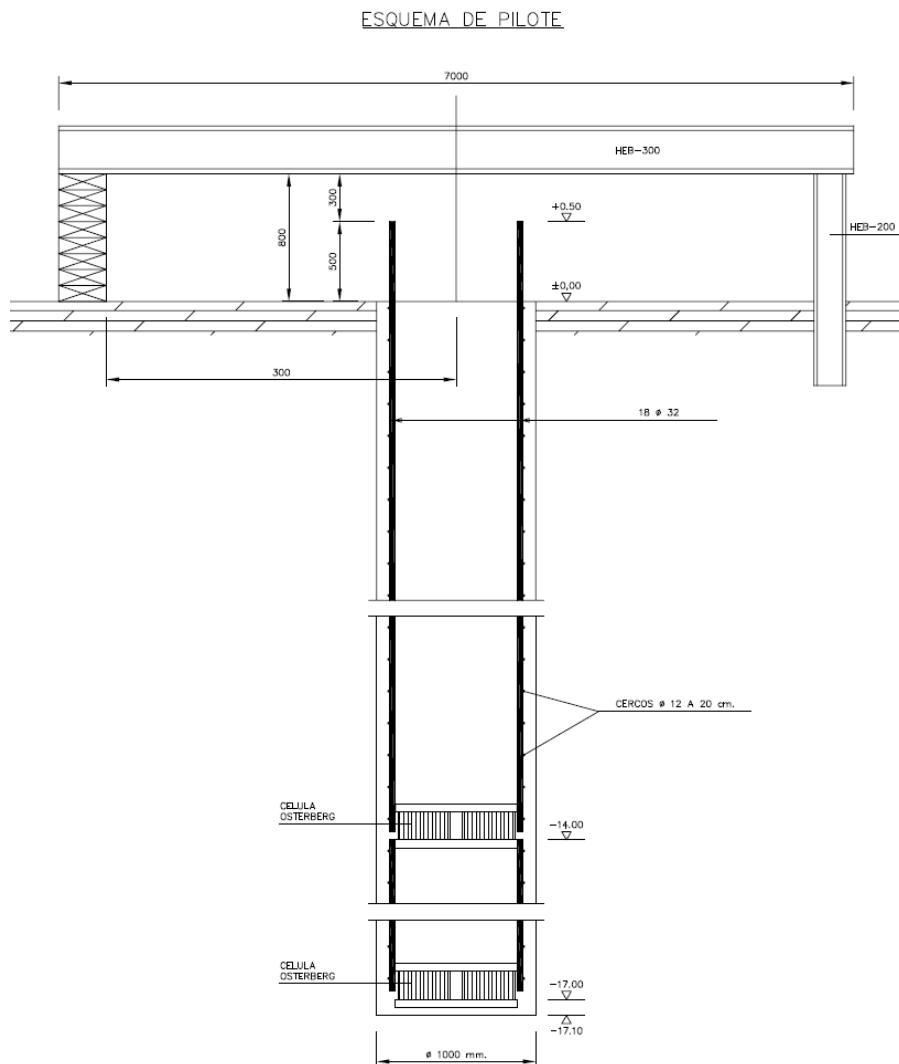


Figura 27. Esquema del pilote con dos células Osterberg.

5.1. Interpretación de resultados

La célula Osterberg transmite la carga al pilote en compresión de forma similar a una prueba de carga estática convencional. Los datos obtenidos en la prueba de carga bidireccional son, por tanto, analizados de forma parecida. La única diferencia significativa es que la célula Osterberg suministra dos curvas carga-asiento, una para la resistencia por fuste y otra para la resistencia en punta. El movimiento del fuste hacia arriba es determinado añadiendo a la compresión medida del pilote (movimiento de la parte superior de la célula) el movimiento del pilote registrado en cabeza. El movimiento del pilote en punta es determinado sustrayendo al movimiento de cabeza del pilote la medida de la placa inferior. La carga de fallo para cada componente se puede determinar de estas curvas usando un criterio de fallo similar a los recomendados para las pruebas de carga convencionales. Para determinar la resistencia por fuste del pilote, el peso del pilote debe ser sustraído de la carga ascendente transmitido por la célula.

5.2. Ventajas y desventajas

Al no requerir un sistema de reacción a nivel del terreno se incrementa notablemente la seguridad en este tipo de ensayos. Por otro lado, al no existir ni anclajes, ni pilotes de reacción, ni contrapesos, la influencia de estos elementos es eliminada. Además, el área de trabajo requerida es enormemente reducida en comparación con cualquier otro sistema de carga estática.

En cuanto a costes, la prueba de carga bidireccional es cada vez más interesante conforme la carga se incrementa, a diferencia del ensayo estático convencional.

Los ensayos pueden ser diseñados para separar los pilotes de prueba en dos o tres secciones, obteniendo automáticamente la reacción de cada componente. En la fotografía de la figura 28 se pueden ver dos células Osterberg colocadas en la armadura del pilote antes de introducirla en la perforación. También nos permite realizar ensayos adicionales en el mismo pilote en intervalos de tiempo seleccionados después de la hinca, para el caso de pilotes hincados, permitiendo cuantificar los efectos de consolidación alrededor del fuste.

Se trata de un método especialmente interesante en situaciones mar adentro, si bien es una buena herramienta de análisis del comportamiento del pilote en cualquier caso.



Figura 28. Armadura de pilote con dos células Osterberg (RK)

En cuanto a las desventajas, cabe destacar que no es posible su utilización en ciertos tipos de pilotes como los pilotes metálicos en H, pilotes de madera o pilotes tubulares. Tiene que ser planificado con antelación ya que este ensayo no puede ser llevado a cabo después de la ejecución de los pilotes.

Por otro lado, el ensayo bidireccional alcanza la carga última en sólo una de las dos componentes de resistencia y la capacidad del pilote comprobada por el ensayo está limitada a dos veces la componente que falle. Además, una vez instalada, la capacidad de la célula no puede ser incrementada si esta es insuficiente.

Por último, aunque una curva carga-asiento equivalente al ensayo convencional puede ser obtenida a partir de los datos del ensayo bidireccional, no es una medida directa y puede llegar a ser demasiado conservadora.

6- Ensayos de carga rápida

Como se dijo anteriormente, los ensayos de carga rápida usan o un cilindro de combustión interna con unos contrapesos de reacción, o una maza de caída libre sobre sistemas de amortiguación. El método que utiliza el cilindro de combustión interna es conocido como método Statnamic cuyo uso está más extendido en EEUU y Canadá. En Europa, Japón o sudeste de Asia se van imponiendo otros dispositivos que no necesitan combustible para aplicar la carga como el StatRapid de la empresa Allnamics.

El método Statnamic, desarrollado en 1988 por Berminghammer Foundation Equipment y TNO Building and Construction Research de Holanda, está basado en el lanzamiento hacia arriba de una masa de reacción desde la cabeza del pilote. Este lanzamiento se produce al generarse altas presiones en un cilindro, debido a la ignición de un combustible especial. Como reacción al lanzamiento de la masa, el pilote es empujado hacia el interior del suelo (figura 29).



Figura 29. Lanzamiento de la masa hacia arriba como consecuencia de la ignición.

En el método StatRapid de Allnamics, la carga se aplica mediante una maza de masa modulable con caída libre que se puede regular en altura. Esta maza impacta sobre un sistema de amortiguación formado por prismas de caucho (figura 30). La medida de la carga aplicada se realiza mediante células de carga, y la medida del desplazamiento de la cabeza del pilote mediante acelerómetros y un nivel óptico automático.



Figura 30. Lanzamiento de la masa por caída libre sobre el pilote.

Estos métodos para pruebas de carga rápida están amparados por la norma europea EN ISO 22477-10:20016 “Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 10: Testing of piles: rapid load testing” y por la norma estadounidense ASTM D7383-10 “Standard Test Methods for Axial Compressive Force Pulse (Rapid) Testing of Deep Foundations”.

6.1. Análisis e interpretación de los resultados

Los resultados de estos métodos toman la forma de una curva carga-asiento de un “ensayo de carga estático equivalente” después de la extracción de los efectos de carga dinámicos.

En efecto, las correlaciones iniciales de ensayos Statnámicos con ensayos de carga estática en pilotes trabajando fundamentalmente por punta en roca, mostraron una buena concordancia sin necesidad de ajustar los resultados de la curva carga-asiento obtenida directamente del ensayo. Sin embargo, algunos ensayos posteriores demostraron que Statnamic presentaba una mayor resistencia última en algunos suelos, debido a los efectos de carga dinámicos. Con el tiempo, varios procedimientos de análisis han sido desarrollados para obtener la capacidad estática a partir de los resultados del ensayo de carga rápida. Estos métodos dependen de la longitud y repuesta del pilote y ajustan la capacidad de carga obtenida con un factor derivado del efecto de la velocidad.

Dos tipos principales de análisis de los datos de campo puede ser empleados: el método del punto de descarga (UPM) y un procedimiento no lineal dependiente del suelo.

El UPM identifica el punto donde el pilote tiene velocidad cero (punto de descarga) y asume que la resistencia del pilote en este punto es equivalente a la resistencia estática del pilote. Considerando la resistencia del pilote entre el pico de carga aplicada y el punto de descarga, se determina un factor de amortiguamiento que es utilizado para eliminar la componente dependiente de la velocidad en el ensayo de carga rápida (figura 31). Hay otras variantes del UPM tales como el método del punto de descarga modificado (MUPM) y el método segmentario del punto de descarga (SUPM). Estos métodos fueron desarrollados para pilotes largos (<40 m) o pilotes empotrados en roca y requieren instrumentación interna.

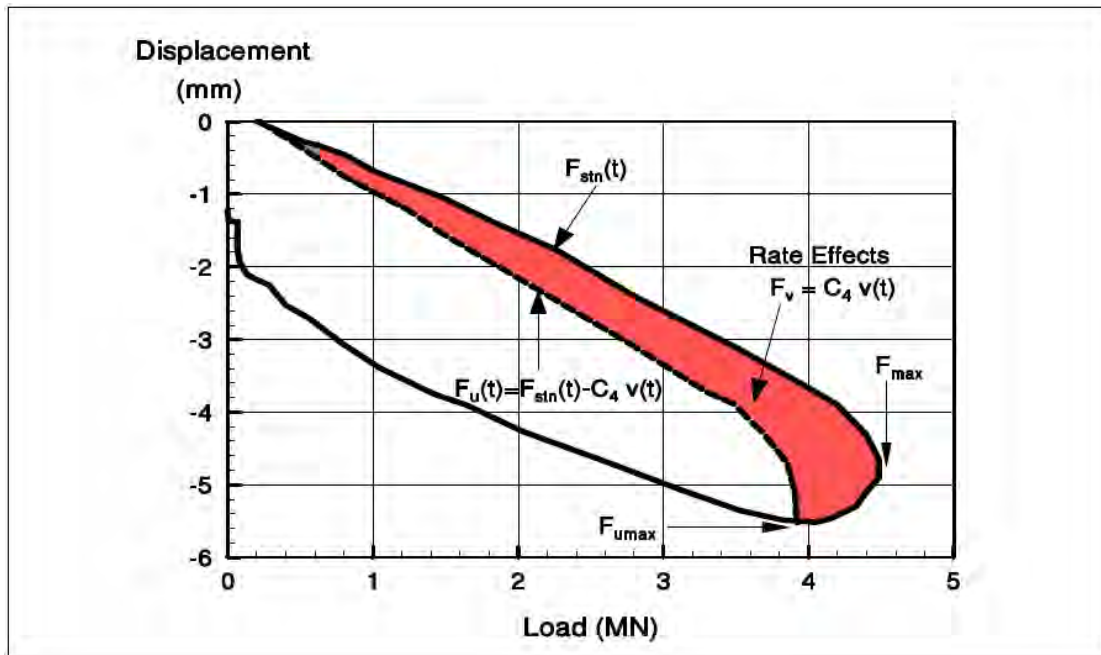


Figura 31. Curva carga-asiento a partir del método UPM. (Berminghammer Foundation Equipment)

Para pilotes flotantes en arcillas, la capacidad portante puede ser estimada usando una relación no lineal dependiente de la velocidad tal como propone Randolph (2003), que tiene su origen en el análisis de la ecuación de onda de Smith. Este enfoque requiere factores de amortiguamiento específicos para el suelo que pueden ser obtenidos de ensayos de laboratorio a alta velocidad o del análisis de ensayos previos de carga rápida.

6.2. Ventajas y desventajas

Las ventajas de los ensayos de carga rápida incluyen un menor costo, un tiempo de ensayo más corto y una mayor movilidad que un ensayo de carga estática equivalente.

Una vez que el equipo ha sido movilizado a la obra, varios ensayos pueden ser normalmente realizados en un día. Este método requiere entre el 5 y el 10 % de la carga aplicada en un ensayo de carga estática.

Una de las desventajas de los ensayos de carga rápida es el hecho de que los efectos dinámicos requieren de especial atención en todos los terrenos. Las correlaciones con ensayos de carga estática convencional no son todavía suficientes para evaluar con precisión este punto y el método de interpretación no es sencillo.

Por último, no debemos olvidar que para asegurar que la resistencia última ha sido alcanzada, la fuerza suministrada en el ensayo debe ser mayor que las resistencias estática y dinámica combinadas.

Bibliografía

- (1) Hannigan, P.J., Goble, G.G., Likins, G.E. and Rausche F. (2006). “Design and Construction of Driven Pile Foundations - Volume II”. Federal Highway Administration. US Department of Transportation. Washington, D.C.
- (2) Poulos, HG., (2000). “Pile load test methods applications and limitations”. Libro homenaje a J. A. Jiménez Salas. Ministerio de Fomento, CEDEX y Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, Madrid.
- (3) Van Ginneken, G., Middendorp, P., Fernández Tadeo, C.. “Un nuevo método rápido de ensayos de carga en pilotes: STATNAMIC. Principios y utilización en Europa”. Disponible en: <http://www.fernandeztadeo.com>.
- (4) American Society for Testing and Materials. “Standard Test Method for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load”, ASTM D 1143M-07.
- (5) American Society for Testing and Materials. “Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Piles”, ASTM D4945-07.
- (6) American Society for Testing and Materials. “Standard Test Method for Individual Piles Under Static Axial Tensile Load”, ASTM D3689-90.
- (7) American Society for Testing and Materials. “Standard Test Method for Deep Foundations Under Lateral Load”, ASTM D3966-07.
- (8) American Society for Testing and Materials. “Standard Test Method for Axial Compressive Force Pulse Testing of Deep Foundations”, ASTM D7383-10.
- (9) EN ISO 22477-1:2017 “Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 1: Pile load test by static axially loaded compression”, ISO 2017. (en fase de discusión)
- (10) EN ISO 2247-4:2017 “Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 4: Testing of piles: dynamic load testing”, ISO 2017 (en fase de edición).
- (11) EN ISO 22477-10:2016 “Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 10: Testing of piles: rapid load testing”, ISO 2016.
- (12) CAPWAP Manual (2006). Pile Dynamics Inc. Cleveland, Ohio.
- (13) Código Técnico de la Edificación (CTE), Documento Básico SE-C: Seguridad Estructural, Cimientos. Ministerio de la Vivienda (2006).
- (14) “Guía de cimentaciones en obras de carreteras”. Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento (2003).
- (15) “Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias” (ROM 0.5-05), Puertos del Estado, Ministerio de Fomento (2005).
- (16) Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales, Norma UNE-EN 1997-1.

ESPECIFICACIONES Y CONTROL DEL HORMIGONADO *TREMIE* EN PILOTES Y PANTALLAS

JOSÉ LUIS ARCOS ÁLVAREZ

Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Rodio-Kronsa. Director Técnico

EDUARDO MANZANO ARROYO

ITOP. Máster en Mec. del Suelo e Ing. de Cimentaciones
Grupo Terratest. Director de Desarrollo Técnico

1. Introducción

Pese a la difundida utilización de hormigón in situ en elementos de cimentaciones profundas, pantallas continuas y de pilotes en toda la segunda mitad del siglo XX, sobre todo en sus últimas décadas, cuya puesta en obra mayoritariamente se realiza mediante la técnica *tremie*, no existían en España normas o publicaciones que establecieran con claridad las características o propiedades con las que debía contar el hormigón fresco para asegurar un resultado correcto en el elemento ejecutado. Durante muchos años sólo se ha contado con las Normas Tecnológicas de la Edificación CPI⁽¹⁾ y CCP⁽²⁾, que contenían unas especificaciones mínimas y que pronto entraron en conflicto o quedaron superadas por las posteriores Instrucciones de Hormigón (actualmente EHE-08⁽⁷⁾).

En la frontera con el siglo XXI surgen definitivamente los Eurocódigos, y a su amparo las normas europeas de especificación del hormigón⁽⁵⁾⁽⁶⁾, las de sus ensayos en estado fresco y endurecido, y las normas europeas de ejecución de trabajos geotécnicos especiales de pilotes perforados y muros pantalla, pero tanto en sus versiones iniciales, como en las actuales⁽³⁾⁽⁴⁾, en las que las especificaciones sobre el hormigón se han eliminado para ser llevadas al anexo D de la norma EN 206⁽⁶⁾, los requisitos normativos para el hormigón fresco de cara a su puesta en obra con tubo *tremie* en pilotes y pantallas siguen siendo insuficientes.

En este contexto, con requisitos más exigentes para los hormigones estructurales en general, especialmente menores relaciones agua-cemento, para mejorar la durabilidad, y mayores resistencias (desde los 17.5 MPa de las NTE a los 25 MPa mínimos de las EHE), pero con pocas especificaciones para su puesta en obra en cimentaciones y contenciones profundas, fueron surgiendo problemas de calidad del producto terminado y disputas entre las distintas partes implicadas en los proyectos⁽¹¹⁾ Prólogo. Con la intención de recopilar el estado del arte, la experiencia de las empresas ejecutoras de cimentaciones especiales, y contar con una primera guía española con la que poder especificar y controlar el hormigonado de estos elementos, de un convenio CEDEX-AETESS salen a la luz las excelentes *Recomendaciones para la ejecución del hormigonado de pilotes y pantallas “in situ”*⁽¹¹⁾, que son hasta la fecha la publicación española más exhaustiva sobre esta cuestión.

AETESS es la asociación que representa a las empresas españolas de cimentaciones especiales dentro de la EFFF (European Federation of Foundation Contractors), y dado que la problemática entorno al

hormigón *tremie* es internacional, un grupo de trabajo conjunto entre la EFFC y el DFI norteamericano (Deep Foundations Institute) ha venido estudiándola los últimos años y el resultado se ha plasmado en la publicación del año 2016 *EFFC/DFI Best Practice Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations*⁽¹²⁾ (esp: Guía de buenas prácticas para el hormigonado *tremie* en cimentaciones profundas), que se presenta en estas Jornadas Técnicas y cuya traducción al español ha sido coordinada por el Comité Técnico de AETESS. Una segunda edición de esta guía se publicará en 2018 teniendo en cuenta los resultados de un proyecto de investigación llevado a cabo por la Universidad Técnica de Munich en colaboración con la Universidad de Missouri de Ciencia y Tecnología, también con el apoyo de los patrocinadores de la guía.

Dicha guía se presenta en esta ponencia, donde se expondrán resumidamente sus recomendaciones en comparación con las especificaciones normativas existentes de aplicación en España (sin entrar los requisitos generales para el hormigón estructural) y las recomendaciones de la publicación del CEDEX⁽¹¹⁾, y se resaltarán los tipos de imperfecciones y patologías que pueden producirse cuando no se respetan los requisitos que el estado del arte actual establece para el hormigón *tremie*.

2. Requisitos exigidos al hormigón *tremie* por la normativa vigente en España

2.1. Instrucción del Hormigón Estructural EHE-08

La *Instrucción del Hormigón Estructural EHE-08* fue aprobada por el Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio (BOE 22/08/2008), siendo de obligado cumplimiento, salvo que el proyecto en cuestión opte por seguir los preceptos del Eurocódigo 2, que al contar con anejo nacional de aplicación puede seguirse como alternativa. En materia de requisitos relativos al hormigón y sus componentes el contenido en ambas es similar, y dado que esta ponencia no tiene como objeto desarrollar los requisitos para hormigones estructurales en general, únicamente los resumimos en la tabla del apartado 2.8, sólo recogemos en este apartado una mención a los artículos de la EHE-08 en los que figuran estos requisitos:

- Cemento (artículo 26).
- Agua (artículo 27).
- Áridos (artículo 28).
- Aditivos (artículo 29).
- Adiciones (artículo 30).
- Hormigones (artículo 31):
 - Composición (artículo 31.1).
 - Condiciones de calidad (artículo 31.2).
 - Características mecánicas (artículo 31.3).
 - Valor mínimo de resistencia (artículo 31.4).
 - Docilidad del hormigón (artículo 31.5).
- Durabilidad del hormigón (artículo 37.3).
- Elaboración y puesta en obra del hormigón (artículo 71).
- Control del hormigón (artículo 86).
- Control de la ejecución del hormigón (artículos 97 y 98).
- Recomendaciones para la utilización de hormigones autocompactantes (Anejo 17).

No hay en la Instrucción una especificación particular para el hormigón de pantallas y pilotes, menos aún para hormigonado *tremie*, si bien aquel con el que se ejecuten debe cumplir con los requisitos especificados para un hormigón estructural, salvo que con carácter excepcional se especifique justificadamente algo distinto en el Pliego de Prescripciones Técnicas o así lo dictamine la Dirección de Obra.

2.2. Código Técnico de la Edificación

El *Código Técnico de Edificación* fue aprobado por el Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo (BOE 28/03/2006), siendo de obligado cumplimiento sus requisitos de seguridad, y cuenta con una serie de Documentos Básicos cuyo seguimiento avala dicho cumplimiento, si bien no son en sí mismos

obligatorios, sino prestacionales (otros procedimientos podrían utilizarse siempre que se justificara convenientemente que satisfacen los requisitos de seguridad).

El *Documento Básico SE-C. Seguridad Estructural. Cimientos*, del *Código Técnico de la Edificación*, fue aprobado por el Real Decreto 1371/2007 (BOE 23/10/2007) con ligeras correcciones posteriores, y su apartado 5.4.1.1 especifica las condiciones constructivas para pilotes hormigonados in situ. Con carácter general remite a la norma UNE-EN 1536:2000 de ejecución de pilotes perforados, ya superada por la versión vigente de la misma⁽³⁾, si bien incorpora en su texto algunos de sus requisitos que aplican específicamente al hormigón y su puesta en obra:

- (5.4.1.1/1) En caso de hormigonar con camisa recuperable, la entubación se retirará al mismo tiempo que se hormigone el pilote, debiéndose mantener durante todo este proceso un resguardo de al menos **3 m de hormigón fresco por encima del extremo inferior de la tubería recuperable**.
- (5.4.1.1/6) En el proceso de hormigonado se debe **asegurar que la docilidad y fluidez del hormigón se mantiene durante todo el proceso de hormigonado**, para garantizar que no se produzcan fenómenos de atascos en el tubo *tremie*, o bolsas de hormigón segregado o mezclado con el lodo de perforación.

NOTA: La mera mención del aseguramiento de la docilidad y la fluidez adecuadas para la puesta en obra del hormigón no supone una especificación: **¿cómo se aseguran las propiedades adecuadas?** De ahí la importancia de unas especificaciones claras al respecto.

- (5.4.1.1/7) El cemento a utilizar en el hormigón de los pilotes se ajustará a los tipos definidos en la instrucción vigente para la Recepción de Cemento⁽⁸⁾.

NOTA: En todo caso, por su mención en la EHE-08 y su vinculación con la norma europea de cementos UNE-EN 197-1⁽⁹⁾, la Instrucción para la Recepción de Cementos ha de respetarse, pero es generalista, ya que trata sobre todos los cementos, y **no especifica sobre su selección para aplicaciones de hormigonado tremie**.

- (5.4.1.1.1) Remite a la EHE para especificar las materias primas, pero también recoge algunas recomendaciones traídas de la UNE-EN 1536:
 - No se recomienda la utilización de cementos de gran finura de molido y el alto calor de hidratación, y es **preferible el uso de cementos con adiciones** (tipo II), porque mejoran la trabajabilidad y la durabilidad, reduciendo la generación de calor durante el curado.
 - Para evitar la segregación, la **granulometría de los áridos será continua**. Es **preferible el empleo de áridos redondeados** cuando la colocación del hormigón se realice mediante tubo *tremie*. Su tamaño máximo del árido se limitará al mínimo de entre treinta y dos milímetros (32 mm), o a **un cuarto (1/4) de la separación entre redondos longitudinales** (la EHE acepta 0.8 veces la separación, pero en hormigonado *tremie* tal densidad de armadura puede perjudicar al resultado final), preferiblemente tamaños máximos de árido de veinticinco milímetros (25 mm), si es rodado, y de veinte milímetros (20 mm), si procede de machaqueo (pero menores a 1/4 de la separación entre barras).
 - Se podrán utilizar aditivos reductores de agua, plastificantes y superplastificantes⁽²³⁾ cuyos efectos duren lo necesario para realizar conveniente el hormigonado de todo el pilote.
 - Contenido de cemento:
 - >325 kg/m³ pilotes en seco
 - >375 kg/m³ pilotes con lodos o bajo freático
 - Relación agua-cemento a/c<0.6
 - Contenido de finos d<0.125 mm:
 - Si árido grueso d>8 mm, ≥400 kg/m³
 - Si árido grueso d≤8 mm, ≥450 kg/m³
 - Consistencia (cono de Abrams)⁽²⁹⁾:
 - ≥160 mm bajo agua con tremie
 - ≥180 mm tremie con lodos
- Durante al menos 4 horas y todo el periodo de hormigonado, deberá mantenerse en un cono de Abrams no inferior a 100mm.

- (5.4.2.1) Al comienzo del hormigonado, el tubo *tremie* no podrá descansar sobre el fondo, sino que **se debe elevar unos 20 cm** para permitir la salida del hormigón.

En cuanto a las pantallas, sería de aplicación el apartado 6.4.1.2 del Documento Básico, que con carácter general remite a la norma UNE-EN 1538:2000 de ejecución de pantallas, ya superada por la versión vigente de la misma⁽⁴⁾, si bien incorpora en su texto algunos de sus requisitos que aplican específicamente al hormigón y su puesta en obra:

- (6.4.1.2.3) Dosificación y propiedades del hormigón:
 - Contenido de cemento:
 - >325 kg/m³ hormigonado en seco
 - >375 kg/m³ hormigonado con lodos o bajo freático
 - En función del tamaño máximo del árido:
 - TMA 32mm → >350 kg/m³
 - TMA 25mm → >370 kg/m³
 - TMA 20mm → >385 kg/m³
 - TMA 16mm → >400 kg/m³
 - Contenido de finos d<0.125 mm:
 - Si árido grueso D>16 mm, ≥400 kg/m³
 - Si árido grueso D≤16 mm, ≥450 kg/m³
 - Relación agua-cemento 0.45<a/c<0.6
 - Consistencia (cono de Abrams)⁽²⁹⁾:
 - 160 mm < c < 220 mm, siendo recomendable c > 180 mm
 - Durante al menos 4 horas y todo el periodo de hormigonado, deberá mantenerse en un cono de Abrams no inferior a 100mm.
- (6.4.1.2.4) Puesta en obra:
 - Es conveniente tener **una separación mínima entre barras mayor a cinco veces el diámetro del árido**.
 - Diámetro interior del tubo *tremie* mayor de seis veces (6) el tamaño máximo del árido y mayor de ciento cincuenta milímetros (150 mm). Diámetro exterior menor de 0.50 veces la anchura de la pantalla y 0.80 veces la anchura interior de la jaula de armadura.
 - El recorrido horizontal del hormigón se limitará a dos metros y cincuenta centímetros (2.50 m); paneles de más de 5 m se hormigonarán con más de un tubo *tremie*.
 - Al comienzo del hormigonado, el tubo *tremie* no podrá descansar sobre el fondo, sino que se debe elevar unos 10-20 cm, y se colocará un tapón o “pelota” en el tubo antes del primer vertido de hormigón para evitar su lavado por el agua/lodo presente en su interior.
 - **El tubo *tremie* debe estar siempre inmerso en el hormigón por lo menos 3 m**, 2 m en caso de conocerse con precisión el nivel de hormigón, y sólo menos para concluir el hormigonado cerca de la superficie del suelo y retirar el tubo.
 - Conviene un ritmo de hormigonado superior a 25 m³/h.

2.3.UNE-EN 1536 y UNE-EN 1538 Trabajos geotécnicos especiales, pilotes y pantallas

Los documentos normativos UNE (acrónimo de Una Norma Española) son un conjunto de normas, normas experimentales e informes creados en los Comités Técnicos de Normalización (CTN) de la Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR). Estas normas son, por definición, voluntarias, aunque la administración competente puede exigir su cumplimiento mediante una ley, decreto o reglamento para un alcance determinado, así como emplearlas en los pliegos de prescripciones técnicas para contratos públicos. Las organizaciones privadas también pueden hacer referencia a estos documentos en sus pliegos de compra o requisitos contractuales, y si el Pliego de Prescripciones de un proyecto menciona que ha de ser cumplida, entonces, pasa a ser obligatoria en ese proyecto.

Las Normas UNE-EN son transcripciones de las normas emitidas por el Comité Europeo de Normalización (CEN) aceptadas en la Unión Europea.

Estas dos normas europeas de trabajos geotécnicos especiales se publican el año 2000 en España, siendo las primeras referencias con rango normativo que profundizan en la ejecución de pilotes y pantallas hormigonados in situ. Dado que son el punto de partida para la redacción de las especificaciones contenidas en el Documento Básico SE-C Cimientos del Código Técnico de la Edificación, las especificaciones ya mencionadas en el anterior apartado provienen inicialmente de estas normas sin apenas diferencias y no se repiten aquí, si bien conviene matizar algunos valores que no se traspusieron literalmente al Documento Básico:

UNE-EN 1536:2000

7.6.2.5: Distancia mínima libre entre barras longitudinales (y transversales s/7.6.3.3) 100 mm.

7.6.4: Recubrimiento mínimo según Eurocódigo 2 pero no menor a:

60mm para pilotes $d_{\text{diám}} > 0.6\text{m}$

50mm para pilotes $d_{\text{diám}} \leq 0.6\text{m}$

75mm mínimo si no se encamisa

40mm si camisa perdida

8.3.3.5: Diámetro interior del tubo *tremie* mayor de seis veces (6) el tamaño máximo del árido y mayor de ciento cincuenta milímetros (150 mm).

8.3.3.7: Diámetro exterior del *tremie* menor de 0.35 veces el diámetro del pilote o entubación o 0.60 veces el diámetro interior de la jaula de armadura.

8.3.3.15/16: El tubo *tremie* debe estar siempre inmerso en el hormigón por lo menos 1.5 m, 2.5 m en pilotes de diámetro $\geq 1.2\text{m}$.

UNE-EN 1538:2000

6.5.2: Tamaño máximo del árido 32 mm (y en este caso, al menos un 40% del árido debe ser arena, y entre 400 y 550 kg/m³ de finos totales incluido el cemento) y no mayor que 1/4 de la distancia libre entre barras verticales (el DB SE-C establece 1/5, más restrictivo).

6.5.4: Relación agua-cemento ≤ 0.60 (el dato ≥ 0.45 del DB SE-C debe entenderse como no obligatorio, ya que con valores menores y aditivos puede obtenerse una adecuada trabajabilidad si es preciso).

7.4.2: Distancia mínima libre entre barras longitudinales 100 mm.

7.6: Recubrimiento mínimo según Eurocódigo 2 pero no menor a 75mm (60mm en suelos no agresivos)

Estas normas europeas han sufrido modificaciones tras su primera edición, siendo la versión actual publicada en 2016⁽³⁾⁽⁴⁾. Esta versión actual tiene como importante cambio que pasa a tener en cuenta la versión más reciente de la norma europea de hormigón EN 206:2013+A1:2016, a cuyo Anexo D han sido trasladadas las especificaciones para el hormigón de cimentaciones especiales, y por lo tanto las normas EN 1536 y EN 1538 han pasado a referir a dicho anexo en sus artículos relativos a la especificación del hormigón, si bien, aunque en otra norma, **los requisitos siguen siendo básicamente los mismos** (ver apartado 2.4 de la ponencia).

2.4. UNE-EN 206-1:2008⁽⁵⁾ y EN 206:2013+A1:2016⁽⁶⁾ Especificaciones del hormigón

La norma UNE-EN 206-1. Hormigón. Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad, vigente en España a fecha de hoy, no contiene datos específicos para el hormigón *tremie*, y de hecho esta versión española de la norma europea se publica conteniendo el Anexo Nacional de aplicación de la misma, cuyo contenido remite o es homólogo a la EHE-98. Por lo tanto, se trata de una norma que está en vigor sólo por el retraso en la traducción y adopción de la ya vigente en Europa EN 206:2013+A1:2016, que aquí está todavía en periodo de información pública (BOE nº 241, de fecha 6 de octubre de 2017). Sin embargo, el preámbulo de la EN 206:2013 indica que esta Norma Europea Armonizada, tendrá el carácter de Norma Nacional como muy tarde en junio de 2014, anulando a las normas EN 206-1:2000.

Por lo tanto, es esta última la norma de aplicación, especialmente si se tiene en cuenta que las especificaciones para el hormigón que existían en las normas de trabajos geotécnicos especiales han desaparecido en sus versiones vigentes ya que ahora refieren al Anexo D de la EN 206. Sin embargo, las especificaciones que existían en las primeras ediciones de las normas UNE-EN 1536 y UNE-EN 1538 se han trasladado prácticamente sin cambios a dicho anexo, tal y como se aprecia en la tabla del apartado 2.8.

2.5. Pliego de Prescripciones Técnicas Generales PG-3⁽¹⁴⁾

Tras las últimas modificaciones introducidas en sus artículos referentes a cimentaciones (2002), concretamente el 671 de pilotes in situ y el 672 de pantallas, el PG-3 incorporó en su redacción la gran mayoría de las especificaciones anteriormente detalladas de las normas de ejecución de trabajos geotécnicos especiales UNE-EN 1536 y 1538.

2.6. Recomendaciones de la publicación del CEDEX⁽¹¹⁾

En la introducción a la ponencia se ha resaltado como muy significativa la publicación a finales de 2011 de las *Recomendaciones para la ejecución del hormigonado de pilotes y pantallas “in situ”*, fruto del convenio CEDEX-AETESS y presentada el 17 de enero de 2012 en las instalaciones del CEDEX. Este texto supuso un gran avance de homogenización y compilación en una única referencia de todas las especificaciones con las que se contaba hasta entonces, no sólo para el hormigón *tremie*, sino en general para el hormigón como material estructural y su puesta en obra en pilotes y pantallas.

Si bien la publicación no incorpora especificaciones nuevas o diferentes de las existentes (es recopilatoria del estado del arte, no una nueva norma o guía basada en investigación y ensayos), su exhaustividad, buena organización, explicaciones sobre la razón de ser de las especificaciones y la claridad de su redacción, la convierten en una guía de lectura indispensable para quienes nos dedicamos a las cimentaciones y contenciones profundas de hormigón in situ, y su capítulo 10 (Resumen y conclusiones) condensa buena parte de las especificaciones críticas que deben respetarse para el hormigonado *tremie*, por lo que se han traspuesto literalmente en el cuadro del apartado 2.8.

Lo que sí supone una novedad en esta publicación, aparte de que recoge también las recomendaciones del Anejo 17 de la EHE-08 sobre hormigones autocompactantes, es que incluye un apartado sobre su posible aplicación en cimentaciones especiales, ya que sus propiedades de fluidez, capacidad de llenado y de paso a través de las barras de elementos con gran densidad de armado, lo convierten en un buen candidato para su utilización como hormigón *tremie*.

Son precisamente las propiedades de autocompactabilidad de los hormigones para su puesta en obra con tubo *tremie*, sin ser hormigones autocompactantes como tal, así como los ensayos habituales en los mismos, la principal diferencia y avance que aporta la reciente guía EFFC/DFI sobre hormigonado *tremie* que se presenta en esta ponencia, cuyas recomendaciones se resumen en el siguiente apartado.

2.7. Recomendaciones de la Guía EFFC/DFI⁽¹²⁾

Un examen de los problemas recurrentes observados en pilotes perforados y muros pantalla hormigonados utilizando el método *tremie* realizado por el grupo de trabajo redactor de esta guía determinó que muchos de los problemas se debían en buena parte al uso de mezclas inadecuadas, con una inadecuada trabajabilidad, o una estabilidad insuficiente, fabricadas siguiendo pocas especificaciones y en referencia a ensayos que no necesariamente caracterizaban las propiedades que garantizaran una buena puesta en obra. Además, el hormigón es competencia de muchas partes involucradas en su utilización, y los requisitos de cada una de ellas pueden entrar en conflicto con los de otras; esa interacción se ve claramente en la siguiente figura de la guía:



Interacción entre las partes implicadas en el hormigón tremie.

Para dar con un hormigón adecuado se requiere un enfoque conjunto entre el contratista especializado (para satisfacer sus necesidades de ejecución con tubo *tremie*), el diseñador (para cumplir con requisitos estructurales y de durabilidad), y el proveedor (para producir una mezcla económica y práctica).

2.7.1. Armadura

La situación ideal para el hormigonado *tremie* sería que no existiese obstrucción en su flujo, pero la inevitable presencia de armadura, separadores, rigidizadores, etc., hace que la especificación del hormigón sea dependiente de la geometría de la jaula, y viceversa, algo que desafortunadamente no se coordina adecuadamente en demasiadas ocasiones, siendo frecuentes disposiciones de armadura que son en sí mismas el mayor riesgo de un hormigonado deficiente. Por ese motivo, la guía reproduce en sus tablas F.1 y F.2 sus recomendaciones en materia de separación mínima entre barras, que para Europa son exactamente las mismas que las de las normas de ejecución de pilotes y pantallas EN 1536 y EN 1538, sólo que **recalca** literalmente: “Los requerimientos de espaciamiento **no deben violarse bajo ningún concepto**” [...] “**Cuando existe un armado muy denso** suele ser indicación de que **las dimensiones del elemento de cimentación profunda deben incrementarse**”.

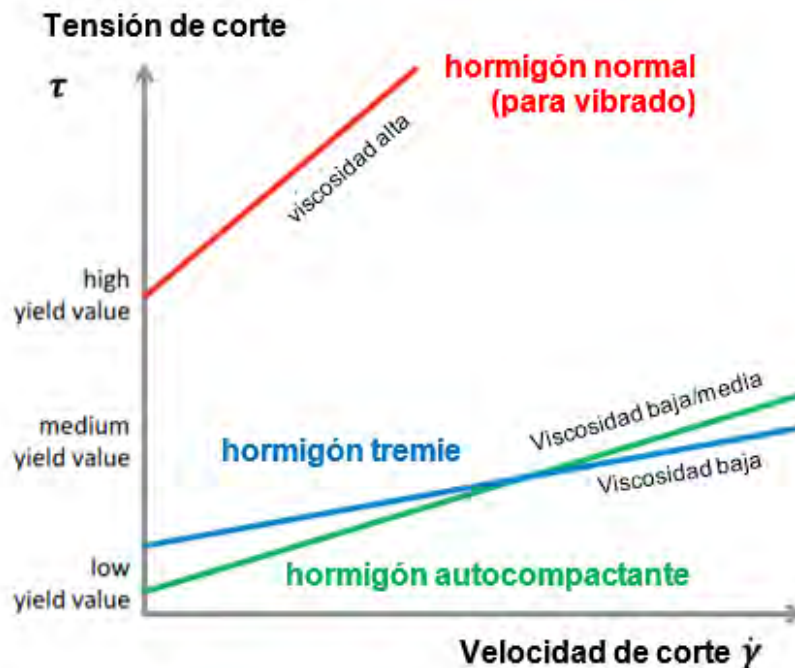
2.7.2.Reología del hormigón

La reología del hormigón es fundamental para el proceso de hormigonado y determina el éxito de la puesta en obra y la calidad del producto final. Las características reológicas clave son:

- Trabajabilidad (capacidad para rellenar la excavación, fluir a través y alrededor de obstáculos, y compactarse por gravedad).
- Conservación del flujo (tiempo que se conservarán las propiedades especificadas).
- Estabilidad (resistencia a la segregación, exudación y filtración).

En las normas actuales que regulan el hormigonado *tremie* apenas hay especificaciones encaminadas a garantizar una adecuada reología siendo el cono de Abrams casi la única, pero hormigones de reología muy distinta pueden presentar un mismo asentamiento, por lo que sólo el cono es insuficiente.

Los apartados 3 y 4 de la guía profundizan en estas características, en las magnitudes y teoría que están detrás de ellas (viscosidad, tensión de fluencia) y en el efecto que tienen sobre ellas las variaciones en los componentes del diseño de la mezcla (la dosificación). Son apartados de muy recomendable lectura, y aquí queremos resaltar la figura 6 que compara cualitativamente estas magnitudes en un hormigón convencional, uno autocompactante y uno para hormigonado *tremie*:



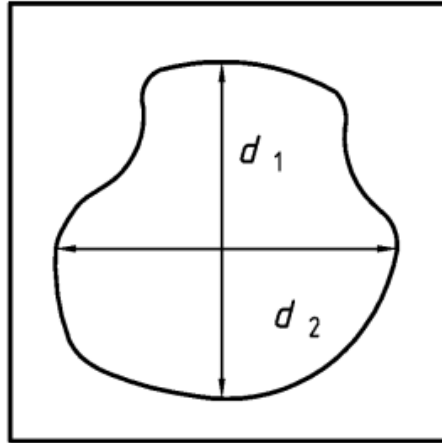
“El hormigón normal, compactado utilizando vibradores, tiene tanto una alta tensión de fluencia como una alta viscosidad. El hormigón autocompactante requiere una tensión de fluencia muy baja para la auto-nivelación y la compactación solo por peso propio. El hormigón *tremie* necesita una baja viscosidad para una buena capacidad de llenado, con una cohesión relativamente alta (representada por el valor de la tensión de fluencia) para desplazar sin perturbaciones el fluido soporte (lodo) y para controlar la segregación en cimentaciones profundas. Como ventaja, la alta presión hidrostática ayuda a la compactación y hace innecesario trabajar con valores de la tensión de fluencia muy bajos, que podrían resultar en mezclas de hormigón sensibles.”

A efectos prácticos (la utilización del reómetro de laboratorio para medir los parámetros reológicos no sería práctica), y a efectos de esta ponencia, son de interés las especificaciones que plantea la guía en relación, obviamente, con los ensayos que las definen y recogemos en los siguientes subapartados.

2.7.3.Trabajabilidad

UNE-EN 12350-5 Ensayo de la mesa de sacudidas.

Se llena y se compacta un hormigón fresco en un molde que consiste en un cono truncado hueco de 20 cm (8 pulgadas) de alto. Después de levantar el cono y medir el asentamiento inicial, se levanta la mesa y se deja caer 15 veces, lo que lleva al escurrimiento final (diámetro medio máximo de la torta):



Este ensayo se considera una alternativa al ensayo de asentamiento (cono de Abrams), pero requiere de una mesa de sacudidas y unas condiciones de ensayos normalizadas que dificultan mucho su realización como control de recepción, de ahí que en la práctica este ensayo apenas se realice. No obstante, las normas de ejecución de pilotes y pantallas (UNE-EN 1536 y 1538) siempre han dado valores de aceptación (véase la tabla del apartado 2.8)

UNE-EN 12350-2 Ensayo de asentamiento (cono de Abrams)

Este es el ensayo más habitual, y sobradamente conocido, para clasificar la consistencia de un hormigón, y se especifica en todas las normas y códigos. Para hormigonado con tubo *tremie*, la guía establece un valor mínimo de 180 mm, en consonancia con los requisitos de las normas europeas de ejecución de trabajos geotécnicos especiales.

Este ensayo supone la primera parte de una sucesión de medidas que pueden realizarse sobre la base de este procedimiento, como son el flujo de asentamiento (o escurrimiento) UNE-EN 12350-8 (típico de hormigones autocompactantes) y la consignación del índice de estabilidad visual VSI según ASTM C1611, que se describen más adelante.

UNE-EN 12350-8 Ensayo de escurrimiento (torta). Origen: hormigón autocompactante

Este ensayo puede registrarse a continuación del anterior, ya que el cono y el asentamiento inicial son los mismos. Tras levantar el cono y asentar, el hormigón también fluye, por lo que se mide el diámetro medio final que adopta la torna de hormigón que se forma y el tiempo que tarda en extenderse hasta detenerse:

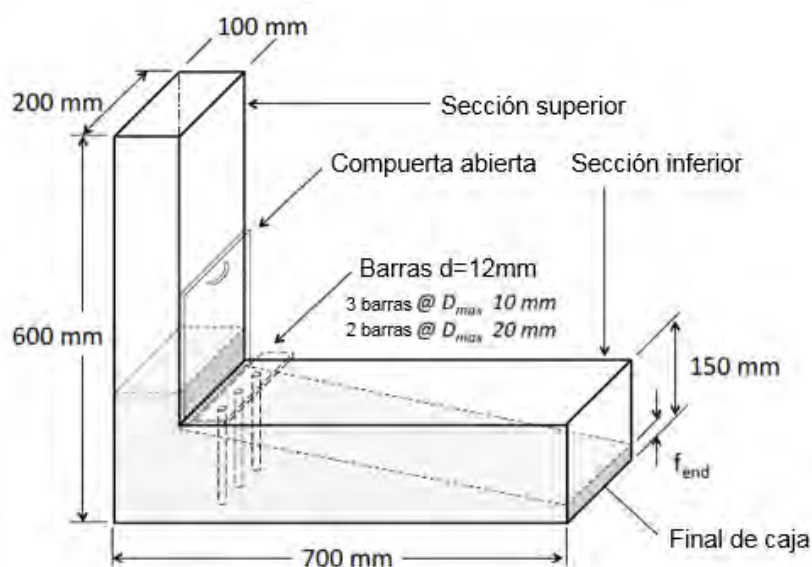


En realidad, para hormigón autocompactante se especifica el tiempo para que la torta alcance 500 mm de diámetro, pero los hormigones *tremie* no necesitan ser tan fluidos y muchas veces no llegan a ese diámetro, de ahí que se consigne el tiempo hasta alcanzar el diámetro máximo de la torta.

La guía especifica para estas magnitudes un valor de la torta entre 400 y 600 mm, que se forma en un tiempo de entre 3 y 11 segundos.

UNE-EN 12350-10 Ensayo de la caja en L. Origen: hormigón autocompactante

Este otro ensayo de caracterización de la fluidez y capacidad de paso de los hormigones autocompactantes también puede ser de utilidad a la hora de especificar hormigones *tremie*.



Si bien el ensayo original requiere medir la altura de hormigón en la sección vertical H1 y al final de la horizontal H2 (relación H2/H1), y medir el tiempo en desplazarse 200 y 400 mm a lo largo de la parte horizontal, la guía propone especificar este ensayo según el manual australiano de hormigón *tremie*⁽¹³⁾, midiendo sólo la altura H2 (f_{end} en la figura) y el tiempo en alcanzar el extremo horizontal (T_{end}). Para estos parámetros la guía propone como criterio de aceptación para un hormigón *tremie* un valor $f_{end} > 0$ mm (que el hormigón alcance el extremo de la caja, aunque apenas suba), y que lo haga en un tiempo no mayor de 12 segundos ($T_{end} < 12$ s). Al mismo tiempo, no debe apreciarse bloqueo en las barras ni indicios de segregación.

2.7.4. Tiempo de trabajabilidad

UNE-EN 12350-2 + UNE-EN 12350-8 Mantenimiento del cono y la torta

Los ensayos de consistencia (cono de Abrams) y de escurrimiento (torta), muy prácticos y simultáneos, pueden realizarse a intervalos de 2 horas sobre una muestra almacenada y protegida de la desecación. La guía recomienda que se mantenga un cono >180 mm y/o un escurrimiento >400mm hasta el final del tiempo de vertido programado.

Ensayo de la bolsa de amasar (CIA Z17⁽¹³⁾)

Se trata de un procedimiento cualitativo y orientativo del tiempo de fraguado pero que permite apreciar una pérdida de fluidez que podría comprometer el correcto hormigonado *tremie*. Consiste en llenar con 2 litros de hormigón una bolsa de plástico cerrada y comparar su respuesta al posarla sobre la palma de la mano y/o presionarla con el pulgar con esta tabla:

CONSISTENCIA	COMPORTAMIENTO DURANTE AMASADO	FASE DE HIDRATACIÓN
Líquida	Escurre en torno a la mano plana	-
Blanda	Se asienta sobre mano plana, deformándose fácilmente al ser presionado	-
Plástica	No sufre movimiento en torno a mano plana, moldeable	fraguado inicial
Rígida	Compresible, pero menos de 30 mm	
Semi-firme	Compresible, pero menos de 10 mm	-
Firme	Compresible, pero menos de 1 mm	fraguado final

La observación se va repitiendo en el tiempo para ir cuantificando (muy orientativamente) la ganancia de rigidez de la masa. El manual australiano de hormigón *tremie* considera que una vez se pasa de consistencia líquida a blanda el hormigón puede empezar a tener problemas en su vertido mediante esta técnica, por lo que ese punto sería el límite admisible.

Por su gran variabilidad este ensayo (inicialmente pensado para detectar tiempo de fraguado inicial), es poco riguroso en comparación con el mantenimiento del cono y la torta.

Ensayo de tiempo de rigidización

Una muestra de hormigón se reparte en varios recipientes protegidos de la pérdida de agua, y a diferentes edades (en correlación con el tiempo de vertido o trabajabilidad requeridos) se clavan desde la superficie al menos 15 cm de una varilla de 40-50 mm de diámetro que se extrae despacio justo después. Se considera tiempo de rigidización el necesario para que el agujero generado deje de cerrarse (dejando no más de un pequeño cráter de 40-50mm). Se trata también de un ensayo demasiado cualitativo como para que sea conveniente su utilización como especificación.

2.7.5. Estabilidad

Se entiende por estabilidad la resistencia a la segregación, exudación y filtración, y se puede cuantificar mediante los siguientes ensayos.

Índice de estabilidad visual VSI (según ASTM C1611).

Según esta norma ASTM, correspondiente al ensayo de escurrimiento (equivalente a UNE-EN 12350-8), puede establecerse cualitativamente el valor de este índice según las siguientes descripciones:

VALOR VSI	CRITERIO
0 = Altamente estable	Ninguna evidencia de segregación o exudado
1 = Estable	Ninguna evidencia de segregación y leve exudado observado como brillo sobre la masa de hormigón
2 = Inestable	Leve halo de mortero $\leq 0,5$ pulg. (≤ 10 mm) y/o agrupamiento de áridos en el centro de la masa de hormigón
3 = Altamente inestable	Segregación clara evidenciada por un gran halo de mortero $> 0,5$ pulg. (> 10 mm) y/o un gran agrupamiento de áridos en el centro de la masa de hormigón

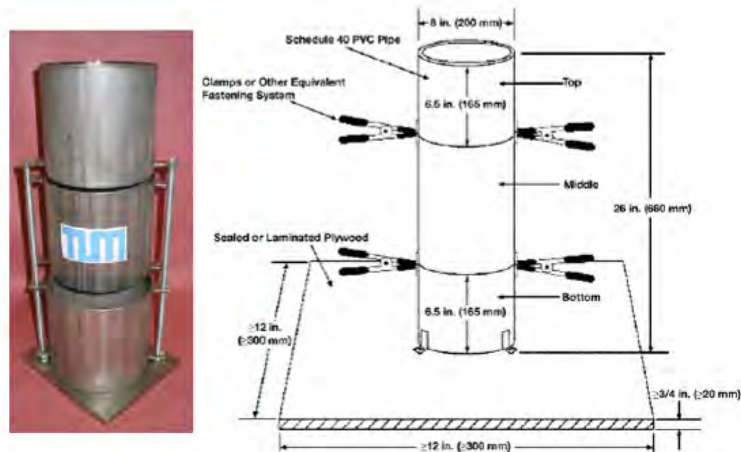
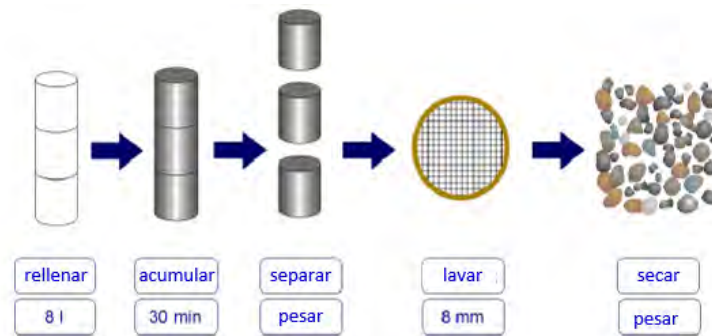
El manual de hormigón *tremie* australiano recomienda permitir sólo un valor VSI=0, y así lo ha trasladado la guía. La siguiente imagen muestra un ejemplo de hormigón que contaría con este valor:



Ensayo de segregación estática (según ASTM C1610).

En este ensayo se valora la segregación de un hormigón autocompactante mediante su vertido en una columna de tres cilindros (uno encima de otro), y tras un cierto tiempo especificado, se separan los cilindros, y se lava y tamiza el árido del superior e inferior para comparar el peso de árido grueso.

Originario de los hormigones autocompactantes, con baja tensión de fluencia y segregación dependiente de la viscosidad, luego del tiempo, apenas se ha utilizado en hormigones *tremie* y todavía no se cuenta con una especificación clara sobre valores recomendables.

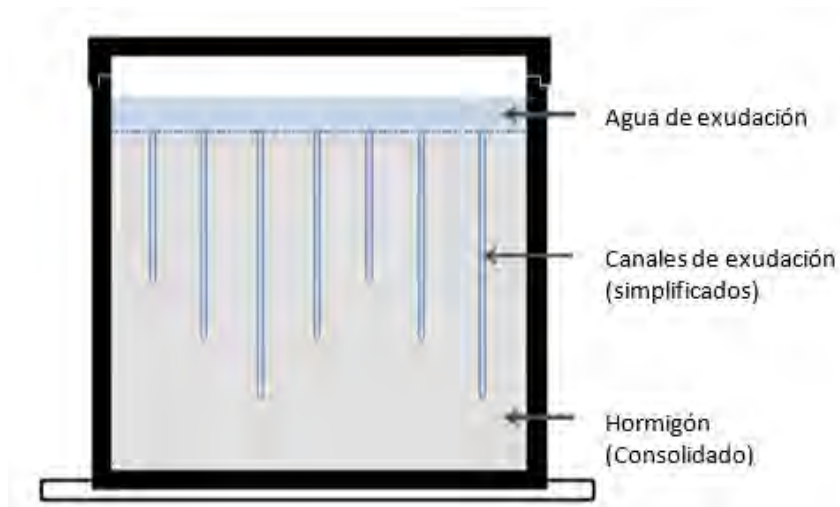


Índice de estabilidad visual de endurecimiento HVSI (según AASHTO PP58-12).

El índice se determina por comparación visual entre una probeta de hormigón endurecido cortada axialmente por la mitad y unas fotografías patrón. Este ensayo de hormigón autocompactante tiene el inconveniente de requerir varios días para que endurezca la muestra y tampoco se ha utilizado hasta la fecha para especificar el hormigón *tremie*.

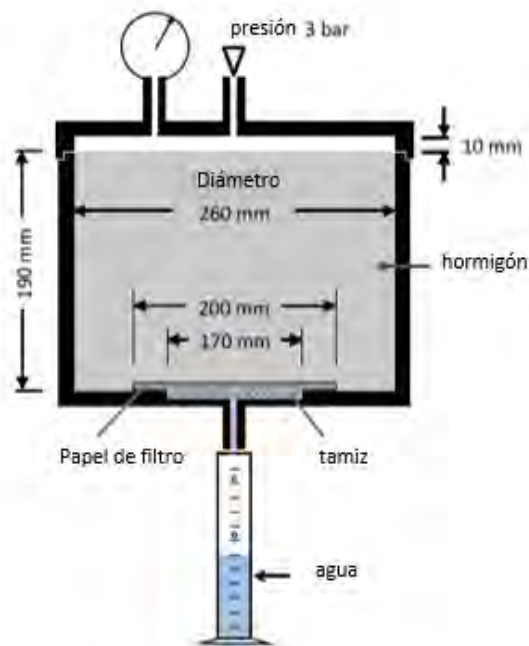
Ensayo de exudación EN 480-4

Consiste en medir el agua que aflora a la superficie de un hormigón en un recipiente cilíndrico mientras fragua para obtener la tasa promedio de exudación:



Un valor de referencia en esta prueba utilizado por algunos contratistas sería <0.1 ml/minuto tras 2 horas.

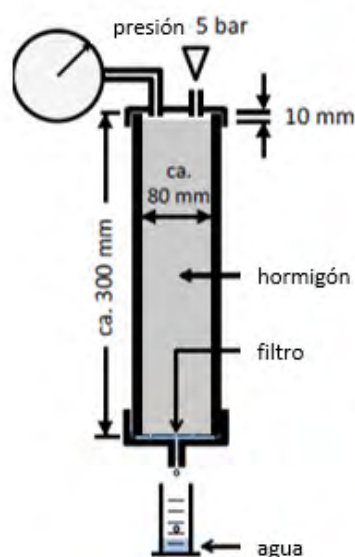
Consiste en medir el agua que se filtra desde un hormigón sometido a presión en el siguiente dispositivo:



Para el hormigón *tremie* se recomienda en las pruebas de idoneidad una clase de estabilidad FW20, correspondiente a un máximo de 20 l/m³ de filtración en 15 minutos de ensayo (filtración en el ensayo menor de 270 mm).

Test de filtrado Bauer (según ACI Z17)

Este ensayo, proveniente del control de lodos de perforación, también consiste en medir el agua que se filtra desde un hormigón sometido a presión, pero con un dispositivo de diferente geometría:



Además del agua filtrada, puede medirse el espesor de la torta o “cake” que se forma en el filtro. La guía, siguiendo el manual australiano, recomienda un valor límite de 15 l/m³ (filtración <

2.7.6. Resumen de ensayos, aplicabilidad y especificaciones de la guía EFFC/DFI

Las siguientes dos tablas de la guía resumen a la perfección la utilidad de estos ensayos, así como los criterios de especificación; ha de tenerse en cuenta que esta guía está en revisión teniendo en cuenta el programa de investigación mencionado en la introducción, por lo que los valores recomendados podrían verse modificados tras la publicación de su segunda edición.

MÉTODO DE ENSAYO	DETERMINA					APLICACIÓN/ FRECUENCIA DE ENSAYO PARA	
	Consistencia	Fluidez (Capacidad para fluir)	Capacidad de paso	Resistencia a la segregación	Retención de agua	Conformidad -En laboratorio-	Aceptación -en obra-
Asentamiento	✓					O	Cada cargamento*
Flujo de asentamiento	✓	(✓)**				R	Cada cargamento*
VSI				✓	✓	R	Cada cargamento*
Ensayo de caja en forma de L		✓	✓	(✓)***		R	Bajo demanda
Filtración				(✓)****	✓	R	Bajo demanda
Segregación				✓		P	-
Exudación					✓	R	Bajo demanda
Mantenimiento del asentamiento	✓ con el tiempo					R	Bajo demanda

O = Obligatorio; R = Recomendado; P = Posible

*La frecuencia de ensayo puede reducirse siguiendo las especificaciones de proyecto una vez que se hayan obtenido de forma fiable los valores buscados

**Si se mide, el tiempo que el hormigón necesita para llegar a un cierto asentamiento puede ser una indicación de la viscosidad

***Se puede obtener información adicional sobre la estabilidad si el ensayo se ejecuta después de un cierto tiempo de reposo tras el relleno (por ejemplo 15 min)

****Un hormigón con mayor resistencia a la filtración tendrá habitualmente una mayor resistencia a la segregación

	MÉTODO DE ENSAYO Y PROPIEDADES DEL HORMIGÓN	VALORES RECOMENDADOS - BAJO REVISIÓN*
1	ASENTAMIENTO COMBINADO, FLUJO DE ASENTAMIENTO Y ENSAYO VSI	
	Asentamiento	$h \geq 180\text{mm}$ (7 pulg.) Estabilidad mínima a controlar por ensayo de VSI
	Flujo de asentamiento	$400\text{ mm} (16\text{ pulg.}) \leq D \leq 600\text{ mm} (24\text{ in})$
	Tiempo hasta llegar a extensión final	$3\text{ s} \leq T_{\text{final}} \leq 11\text{ s}$
	Índice de estabilidad visual (VSI)	0
2	ENSAYO DE CAJA EN FORMA DE L	
	Tiempo hasta llegar al final de la caja	$T_{\text{rincón}} \leq 12\text{ s}$
	Altura de relleno en el rincón alejado	$f_{\text{rincón}} > 0\text{ mm}$
	Bloqueo de barras	No
3	ENSAYO DE FILTRACIÓN (PROFUNDIDADES $> 15\text{ l/m}^3$)	
	Pérdida por filtración	$V_{\text{loss,A}} \leq 270\text{ml}$ (9,1 oz) (Ensayo de filtración AUSTRÍACO) $V_{\text{loss,B}} < 22\text{ml}$ (0,7 oz) (Ensayo de filtración BAUER) nota: 22 ml corresponden a 15 l/m^3 como dice el ACI 31
	Espesor de torta de filtrado (cake)	$h_{\text{cake,B}} \leq 100\text{ml}$ (4 pulg.) (Ensayo de filtración BAUER)
4	RITMO DE EXUDACIÓN	
		$x_{\text{exud}} \leq \dots$ (valor a especificar según el proyecto)

2.8. Cuadro comparativo de requisitos y recomendaciones

En el siguiente cuadro se resumen las características a cumplir por el hormigón para hormigonado con tubo *tremie* según distintas normativas y recomendaciones:

Características a cumplir por el hormigón para hormigonado con tubo *tremie* según distintas normativas y recomendaciones

	EHE-08/ UNE-EN 206-1:2008	C.T.E. DB SE-C	UNE-EN 1536:2000 Pilotes	UNE-EN 1538:2000 Pantallas	UNE-EN 1536:2011+A1:2016 UNE-EN 1538:2011+A1:2016 EN 206:2013+A1:2016 (Anexo D)	Recomendaciones CEDEX	EFFC/DFI Best Practice
Características generales del hormigón	Sin especificación concreta para hormigones <i>tremie</i> . Especificaciones generales para cualquier hormigón estructural.	Docilidad y fluidez adecuadas durante todo el proceso de hormigonado.	Trabajabilidad tal que permita llevar a cabo todo el proceso de vertido.	Trabajabilidad tal que permita llevar a cabo todo el proceso de vertido.	Alta resistencia a la segregación, adecuada plasticidad, buena cohesión, compactarse por gravedad.	Elevada y prolongada docilidad	Mantener propiedades durante un tiempo “definido”, mediante uso de retardadores. Estable a la segregación y exudación. Capacidad para rellenar, fluir entre obstáculos. Compactarse por gravedad.
Cemento Tipos Contenido de cemento por m³ de hormigón	Selección de tipos según Anejo 4 ≈ RC-16 Según durabilidad: >275 kg/m³ para amb. IIa, hasta >350 kg/m³ para IIIc y Qc, pero siempre <500 kg/m³	Preferibles cementos con adiciones (tipo II) Pilotes: >325kg/m³ hormigonado en seco. >375kg/m³ con lodos o bajo freático. Pantallas: TMA 32 → 350kg/m³ TMA 25 → 370kg/m³ TMA 20 → 385kg/m³ TMA 16 → 400kg/m³	Similar a CTE SE-C	Similar a CTE SE-C	Recomendados cementos con adiciones (tipo II o III). Pilotes: >325kg/m³ hormigonado en seco. >375kg/m³ hormigonado con lodos o bajo freático. Pantallas: TMA 32 → 350kg/m³ TMA 22.4 → 380kg/m³ TMA 16 → 400kg/m³	Preferibles cementos con adiciones (tipo II o III) Clase resistente 32.5N, 32.5R o 42.5N TMA 32 → >350kg/m³ TMA 16 → >400kg/m³ Recomendable <450kg/m³	Según Norma Europea EN 206:2013 y en particular con el Anexo D, luego requisitos según normas de pilotes y pantallas (EN 1536 y EN 1538 en vigor).
Áridos Tipo Tamaño Máximo de Árido TMA [mm] (d= dist. libre entre barras)	Todo tipo de áridos CE según UNE-EN 12620 TMA<0.8-d	Preferible árido rodado TMA<32mm TMA<1/4-d en pilotes TMA<1/5-d en pantallas	Similar a CTE SE-C	Similar a CTE SE-C, salvo que TMA<1/4-d (en vez de 1/5-d)	TMA<32mm TMA<1/4-d TMA<1/6 diám. <i>tremie</i>	Preferible árido rodado y de granulometría continua, con >40% de arena TMA<32mm TMA<1/4-d TMA<1/6 diám. <i>tremie</i>	TMA<32mm TMA<1/4-d TMA<1/6 diám. <i>tremie</i> NO DEBE VIOLARSE ESTE CRITERIO BAJO NINGÚN CONCEPTO.
Finos (cemento incluido) [partículas pasan por #0.125mm]	La EHE-08 sólo plantea un contenido mínimo y máximo de cemento, y una limitación de partículas menores de 0.063mm distintas del cemento a 175kg/m³ (185kg/m³ si el agua empleada es reciclada)	Pilotes: ≥400kg/m³ si árido grueso D>8mm; ≥450kg/m³ si árido grueso D≤8mm; Pantallas: ≥400kg/m³ si árido grueso D>16mm; ≥450kg/m³ si árido grueso D≤16mm;	Similar a CTE SE-C	Entre 400 y 550 kg/m³ de finos <0.063mm si árido grueso D=32mm	Pilotes: ≥400kg/m³ si árido grueso D>8mm; ≥450kg/m³ si árido grueso D≤8mm; Pantallas: Entre 400 y 550 kg/m³ si árido grueso D=32mm	≥400kg/m³ si árido grueso D>8mm; ≥450kg/m³ si árido grueso D≤8mm; Pero cumpliendo limitación EHE-08 a 175kg/m³ de finos menores de 0.063mm distintas del cemento.	Según Norma Europea EN 206:2013 y en particular con el Anexo D, luego requisitos según normas de pilotes y pantallas (EN 1536 y EN 1538 en vigor).
a/c Relación agua/cemento	Entre <0.45 y <0.6 según durabilidad.	Pilotes: a/c<0.6 Pantallas: 0.45<a/c<0.6	Normalmente 0.40<a/c<0.55, pero no siendo prescriptivo	a/c<0.6	Según clase de exposición y siempre a/c<0.6	0.40<a/c<0.60 cumpliendo siempre durabilidad EHE-08	Según Norma Europea EN 206:2013 y en particular con el Anexo D, luego requisitos según normas de pilotes y pantallas (EN 1536 y EN 1538 en vigor).
Separación entre barras (d)=distancia libre entre barras verticales	d>1.25·TMA ó el diámetro de la barra mayor.	d ≥ 4·TMA en pilotes d ≥ 5·TMA en pantallas	d ≥ 4·TMA>100mm (80mm en solapes si TMA≤20mm)	Verticales: d ≥ 4·TMA>100mm (80mm en solapes si TMA≤20mm) Horizontales: d ≥ 4·TMA>200mm (>150mm si TMA≤20mm)	d>4·TMA	d>4·TMA	d>4·TMA NO DEBE VIOLARSE ESTE CRITERIO BAJO NINGÚN CONCEPTO.
Recubrimiento de las armaduras [mm]	70mm mínimo, hormigón contra el terreno (con excepciones)	Sin mención específica. Aplica EHE-08.	Según EC-2 pero no menor a: 60mm para pilotes diám>0.6m 50mm para pilotes diám≤0.6m 75mm si no se encamisa 40mm si camisa perdida	Según EC-2 pero no menor a: 75mm en general 60mm en suelos no agresivos	Según EC-2 pero no menor a: 60mm para pilotes diám>0.6m 50mm para pilotes diám≤0.6m 75mm si no se encamisa y en Pantallas 40mm si camisa perdida	Según EC-2 pero no menor a: 60mm para pilotes diám>0.6m 50mm para pilotes diám≤0.6m 75mm si no se encamisa y en Pantallas 40mm si camisa perdida	≥75mm nominales ≥50mm si se encamisa, paredes de perforación lisas, árido <32mm, y no se emplea humo de sílice (si no, en todo caso ≥75mm)
Consistencia inicial (c=Cono Abrams) UNE-EN 12350-2	Define todas las consistencias. Para hormigón <i>tremie</i> aplica la consistencia líquida (160 a 200 +/-20 mm, incluso mayor con superplastificantes)	Pilotes: ≥160mm bajo agua con <i>tremie</i> ≥180mm <i>tremie</i> con lodos Pantallas: 160mm<c<220mm Recomendado >180mm	Similar a CTE SE-C	Similar a CTE SE-C	150mm, en seco. 180mm, bombeado o <i>tremie</i> bajo el agua. 200mm, <i>tremie</i> con lodos. (valores objetivo +/- tolerancias)	180mm < c < 210mm	>180mm
Permanencia de cono	Se podrán usar retardadores para ampliar tiempo de trabajabilidad	Mantener fluidez (>160mm) durante 4h y c≥100 durante el proceso de hormigonado (uso de retardadores)	Sin indicaciones específicas	Sin indicaciones específicas	Deberá especificarse en caso necesario, pero no establece la especificación.	>100mm durante al menos 4h	>180mm en todo el tiempo programado de vertido
Escurrimiento mesa de sacudidas UNE-EN 12350-5			530-600mm bajo agua con <i>tremie</i> 570-630mm <i>tremie</i> con lodos	520-630mm requisito 550-600mm recomendables	500mm, en seco. 560mm, bombeado o <i>tremie</i> bajo el agua. 600mm, <i>tremie</i> con lodos. (valores objetivo +/- tolerancias)		Según EN 206:2013+A1:2016 (Anexo D)

NOTA: Los artículos 671 sobre pilotes in situ y 672 sobre pantallas del PG-3 incorporaron en 2002 las características especificadas en las normas UNE-EN 1536 y UNE-EN 1538.

Características a cumplir por el hormigón para hormigonado con tubo *tremie* (cont.)
Recomendaciones adicionales de la Guía EFFC/DFI

	EFFC/DFI Best Practice
Escurrecimiento/Torta (autocompactante) UNE-EN 12350-8	Torta final entre 400 y 600mm, que se detiene entre 3 y 11 segundos. >400mm en todo el tiempo de vertido (permanencia del escurrecimiento)
Caja en L (autocompactante) UNE-EN 12350-10	$f_{end} > 0$ mm (el hormigón debe llegar al final de la caja) Tend < 12 segundos Sin bloqueo en las barras ni indicios de segregación
Bolsa de amasar CIA Z17	Consistencia blanda durante todo el tiempo de vertido
Índice de Estabilidad Visual VSI ASTM C1611	VSI=0 (ninguna evidencia de segregación o exudado)
Ensayo de exudación EN 480-4	<0.1 ml/minuto tras 2 horas
Filtro prensa austríaco	Clase FW20 (<20 l/m ³ en 15 minutos); Filtración <270ml
Filtro prensa Bauer	<15 l/m ³ ; Filtración <22ml

3. Imperfecciones y defectos en el hormigonado de cimentaciones con tubo *tremie*.

En la actualidad es frecuente encontrarse en los proyectos de cimentaciones incongruencias entre la exigencia de las normas de cimentaciones y los parámetros detallados exigidos en el Pliego y Planos. En concreto, es frecuente que el proyecto de cimentación no cumpla con las características del hormigón y el diseño de las jaulas de armado de las normas y recomendaciones, incluso a pesar de que se citen en la Memoria las normas correspondientes. Se suele, por tanto, sobrentender que tales normas no son sino meras recomendaciones y la obligatoriedad de cumplirla es cuestionada. Cabe aquí, sin embargo, recordar que siempre que una Norma sea citada como de aplicación en el Pliego del Proyecto, ésta pasa a ser obligatoria.

Pero, en cualquier caso, se debe ser consciente de que cuando se obvia alguna de las recomendaciones de la normativa, tanto en la elección de las características del hormigón como en el diseño del armado, las consecuencias pueden ser graves, dando lugar a imperfecciones en el hormigonado.

Las imperfecciones detectadas dentro de un elemento de cimentación profunda se definirían como aquellos desvíos en calidad respecto a la habitual continuidad y perfecta apariencia que suele apreciarse en los elementos hormigonados con encofrado. Sin embargo, la dificultad que representa el hormigonado de cimentaciones, a veces al amparo de lodos, y con una circulación a través de la tubería *tremie*, hacen que la apariencia del elemento hormigonado contra el terreno no alcance a tener la perfección que muestra un paramento encofrado.

No obstante, es importante advertir que no todas las imperfecciones han de ser catalogadas como defectos, sino sólo aquellas cuyas consecuencias deban tenerse en cuenta como ocasionadoras de un posible daño a la durabilidad o a la capacidad estructural. Por ejemplo, las marcas en la superficie de los pilotes o pantallas causados por las herramientas de excavación, sin afectar al recubrimiento mínimo estructural son totalmente inocuas.

Ejemplos de pilotes con surcos, sin afectar su recubrimiento mínimo.



Las especificaciones de las distintas normativas, guías y recomendaciones tienen como principal finalidad conseguir minimizar la aparición de las imperfecciones y evitar los defectos. En este capítulo veremos cuáles son algunas de las probables consecuencias del incumplimiento de dichas especificaciones.

3.1. Detección de las imperfecciones y sus causas.

Solo en casos de excavación e inspección visual directa las imperfecciones de las cimentaciones quedan al descubierto y pueden observarse. En caso necesario pueden, así mismo, realizarse sondeos con extracción de testigo y, como métodos indirectos, también se cuenta con el cross-hole sónico y el perfilaje de integridad térmica para localizar los posibles defectos.

Las causas de las imperfecciones en el hormigonado pueden no ser únicas y su mecanismo de formación no es siempre fácil de identificar. Las principales causas de las imperfecciones suelen asociarse a:

- Insuficiente tiempo de trabajabilidad: Material atrapado en el hormigón o mezcla de materiales (lodo, terreno, ...), juntas frías por vertido incorrecto o falta de empotramiento del *tremie*.
- Inestabilidad del hormigón: acanaladuras en la cara expuesta, falta de áridos en el hormigón.
- Relacionadas con armaduras muy densas, u obstrucciones en la zona de recubrimiento.
- Variación del espesor del recubrimiento.

3.2. Clasificación de los tipos de imperfecciones

Cuando las imperfecciones se han detectado de forma sistemática, deben ser clasificadas. La mayoría de las imperfecciones se clasifican en una de las siguientes tres categorías: inclusiones, acolchado (*mattressing*) y canalizaciones (*channelling*).

3.2.1. Inclusiones

Las inclusiones consisten en material atrapado dentro del volumen de la cimentación que no corresponde al hormigón de referencia. Pueden ser de material no cementado procedente de una mezcla del fluido de perforación, mezcla de material excavado y el propio hormigón, o material mal cementado originado por hormigón segregado. La figura muestra dos ejemplos.

Ejemplos de inclusiones en un muro pantalla y en un pilote (foto de pilote tomada de la Figura 9.14b, FHWA GEC10).



La causa más común de las inclusiones se asocia a la baja capacidad del hormigón para evacuar “de abajo a arriba” el fluido de perforación y los restos de excavación. Veamos:

La colocación del hormigón se hace una vez instalados la jaula de armadura y el tubo *tremie*, por donde se aporta el hormigón con un flujo ascendente. El hormigón vertido por la punta del *tremie* se coloca inicialmente desde el fondo del panel y debe desplazar el lodo bentonítico, cuyo sobrante desplazado se bombea hasta los depósitos de almacenamiento.

La buena calidad final del elemento hormigonado requiere utilizar un hormigón que no solo cumpla, por ejemplo, con la EHE 08; sino que sea en conforme con los requisitos de un hormigonado *tremie*:

- Criterio de consistencia (fluidez) y viscosidad para la puesta en obra,
- Criterio reológico,
- Criterio de estabilidad,
- Criterio de resistencia y durabilidad.

a) Consistencia y viscosidad.

La consistencia líquida del hormigón asegura que el hormigón se coloque de forma homogénea. El diseño de hormigón debe incluir un contenido mínimo, no solo de cemento, sino de cemento más árido fino, que pasa la malla 125 μm , para conseguir convenientemente esta consistencia líquida.

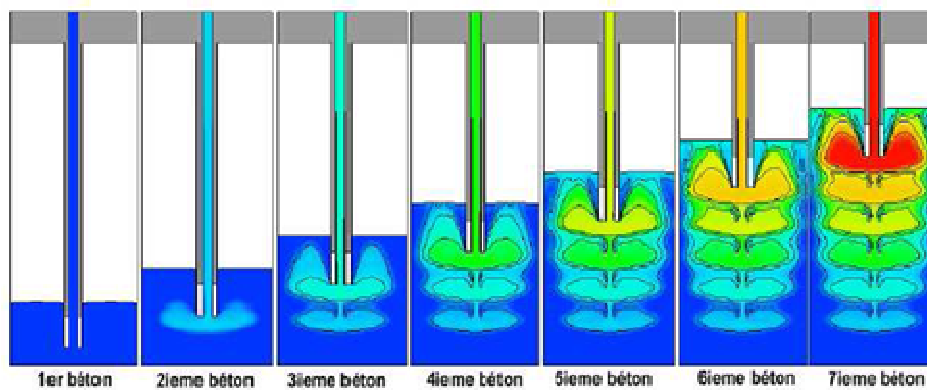
Esta característica se controlada por medio del Cono de Abrams según la norma EN 12350-2. Adicionalmente, también es posible usar el ensayo de *cono invertido* para controlar la viscosidad del hormigón.

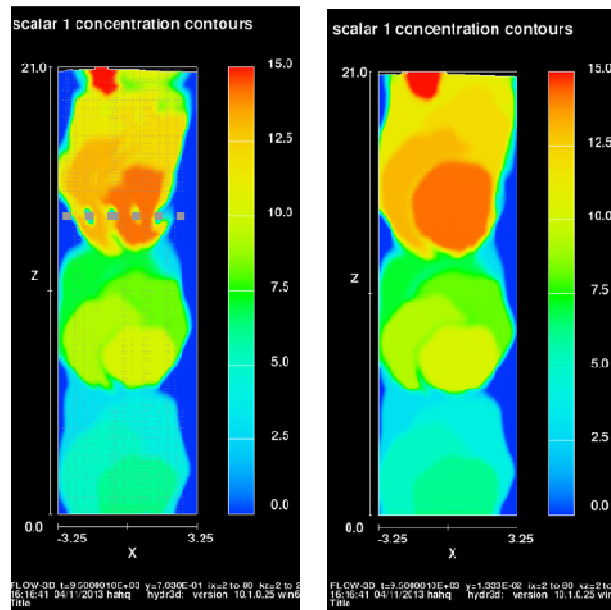


Ensayo de cono invertido. Medida de tiempo para vaciar el cono que se relaciona con viscosidad del hormigón

b) Mantenimiento de la reología (*permanencia*).

Pero no basta con conseguir un hormigón que cumpla inicialmente con los criterios anteriores. El hormigonado con *tremie*, dependiendo del volumen a instalar, requiere que las características reológicas del hormigón se mantengan entre unos límites adecuados durante todo el tiempo que dura el proceso de hormigonado. La figura presenta una modelización del flujo y repartición de diferentes vertidos de hormigón durante el proceso de hormigonado de una pantalla. Los primeros vertidos, al inicio de hormigonado tienden a ascender en la pantalla, mezclándose con vertidos más frescos. En pantallas de gran profundidad (> 25 m), el ascenso paulatino del *tremie* hace que el primer hormigón no llegue a alcanzar el nivel más alto de la pantalla; pero hay que considerar que este primer hormigón puede llegar a subir muy arriba y hay que asegurarse de que su fluidez se mantenga un tiempo suficiente para no alterar el proceso de hormigonado y conseguir una buena mezcla entre los posteriores vertidos de hormigón colocados por el tubo.





Modelizaciones del flujo del hormigón en distintos vertidos con tubo tremie

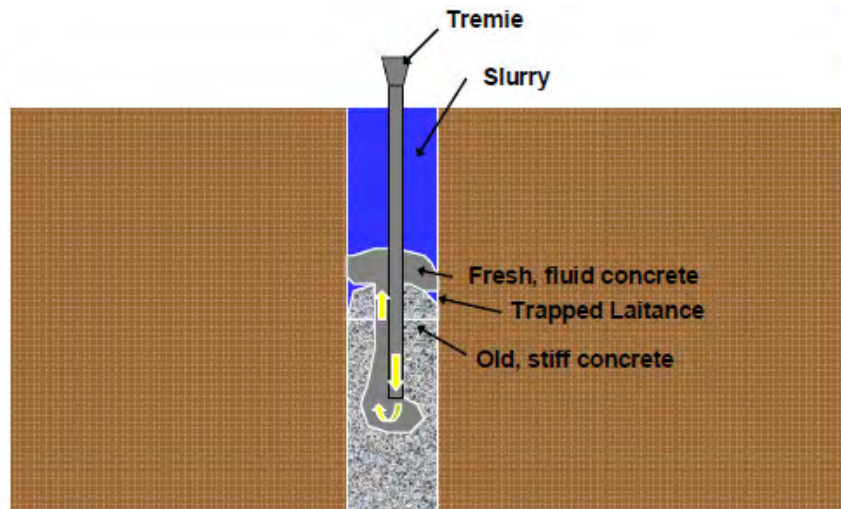
En las modelizaciones en modelos por ordenador se puede advertir que el hormigón colado al inicio se ve más presente junto a las paredes de la perforación. Es por esto por lo que el hormigón más antiguo es el que acaba recubriendo la armadura de las paredes de la pantalla o pilote y de ahí la importancia de mantener su consistencia en el tiempo suficiente.

De igual forma se advierte este efecto en la fotografía (incluida en guía de la EFFC) obtenida de seccionar verticalmente por su eje un pilote hormigonado con distintos vertidos de hormigón coloreado.

FIGURE 14: Cross section of a bored pile cast with differently dyed loads of tremie concrete (Böhle, Pulsfort, 2014)



La siguiente figura ilustra los defectos que resultan de una falta de *permanencia* de cono con el tiempo durante el proceso de hormigonado de una pantalla: intrusión de hormigón fresco sobre el superior viscoso prematuramente, atrapando material y lodo,



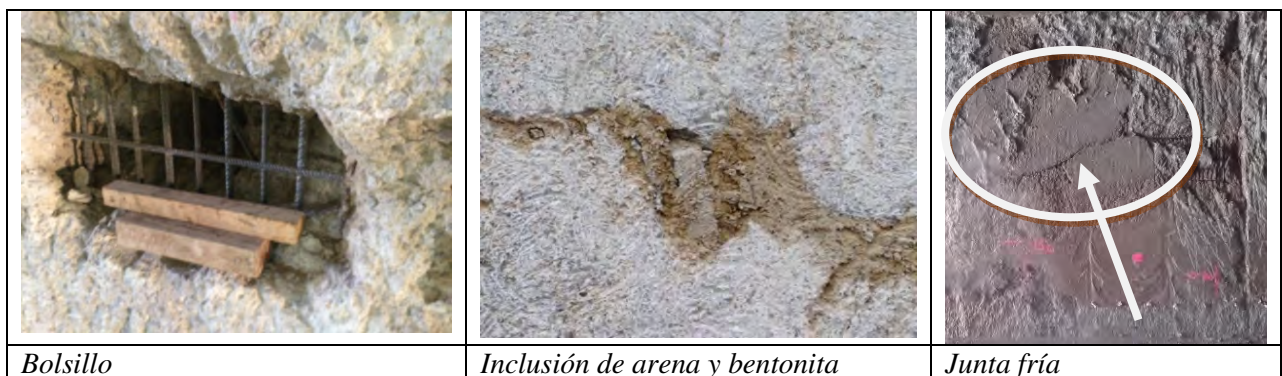
Problema durante el hormigonado en el tubo tremie

La *permanencia* se define con un límite de cono $>160\text{mm}$ durante el tiempo requerido para el hormigonado, que a su vez depende de las dimensiones de las pantallas o pilotes, el caudal de suministro y el tiempo de transporte entre la planta y la obra.

Los parámetros que influyen sobre la permanencia son numerosos. Los esenciales son los siguientes:

- Colocación y dosificación de los aditivos,
- Contenido mínimo en cemento,
- Relación a/c.
-

Las patologías que ocurren si no se respetan los criterios de consistencia, viscosidad y permanencia, se aprecian en las siguientes fotografías:



3.2.2. Acolchado (Mattressing)

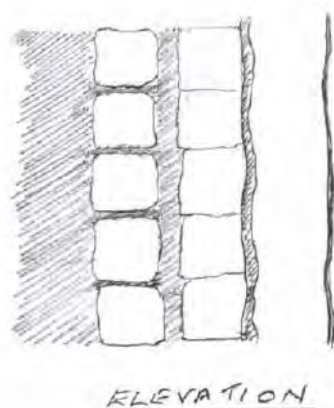
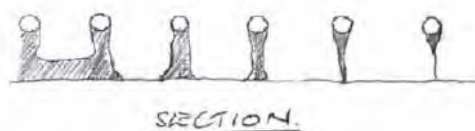
Relacionado con el defecto anterior, suele darse el fenómeno denominado acolchado o “*matressing*”.

Mientras que un “acolchado” ligero se describe como rasgos lineales verticales que provienen principalmente de barras de armaduras verticales, un “acolchado” mayor y más pronunciado refleja la intersección de rasgos lineales tanto verticales como horizontales. El acolchado se causa por la oposición al flujo del hormigón debido al efecto sombra que producen las armaduras. Adicionalmente, un acolchado vertical puede proporcionar una ruta predefinida para el agua de exudación, lo cual puede desembocar en una combinación de diferentes defectos.



Sombras en un pilote (izquierda). Acolchado en un panel de pantalla (derecha).

El acolchado puede llegar a disminuir e incluso eliminar totalmente el espesor del recubrimiento de las armaduras. Cuando el efecto sobre la durabilidad o capacidad de carga (dependiendo de la magnitud y frecuencia) pueda ser significativo, el “acolchado” debe interpretarse como un posible defecto e investigarse más a fondo.

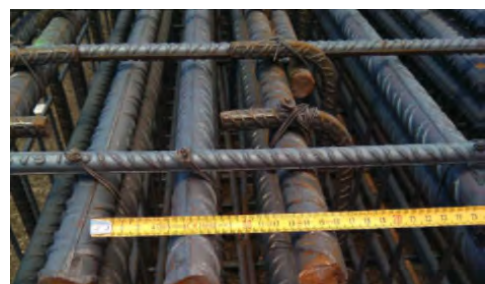


Esquema mostrando distintos grados de acolchado y fotografía con defecto por acolchado.

La formación de “acolchado” más pronunciado se asocia con un flujo horizontal del hormigón en la zona del recubrimiento y por lo tanto con una falta de flujo libre alrededor de las barras de armadura. La energía aplicada al hormigón fresco, su capacidad para fluir, su estabilidad y su capacidad de paso, en combinación con la densidad de acero en la armadura y espesor del recubrimiento de hormigón, pueden contribuir a la intensidad de esta imperfección. El acolchado se da con mayor frecuencia en la parte superior de los elementos de cimentación, pues la presión hidrostática es más reducida.

El efecto tiene su causa en el endurecimiento prematuro del hormigón, su escasa permanencia con las características reológicas adecuadas y/o la alta densidad de armaduras: capacidad a desplazar el lodo de bentonita y la adecuación entre el tamaño máximo de los áridos y el espacio entre barras ($TMA \leq \frac{1}{4}$ espacio entre barras – UNE EN 1538:2011).

La tendencia actual en el armado de pilotes y, sobre todo, muros pantalla, hace que los diseños manejen una alta densidad de barras corrugadas que dificulta enormemente el paso de hormigón a su través. Influye la necesidad de armado para unos grandes esfuerzos flectores y cortantes, así como la cuantía requerida por fisuración, que con toda probabilidad podrían disminuirse aumentando las dimensiones de los elementos de cimentación.



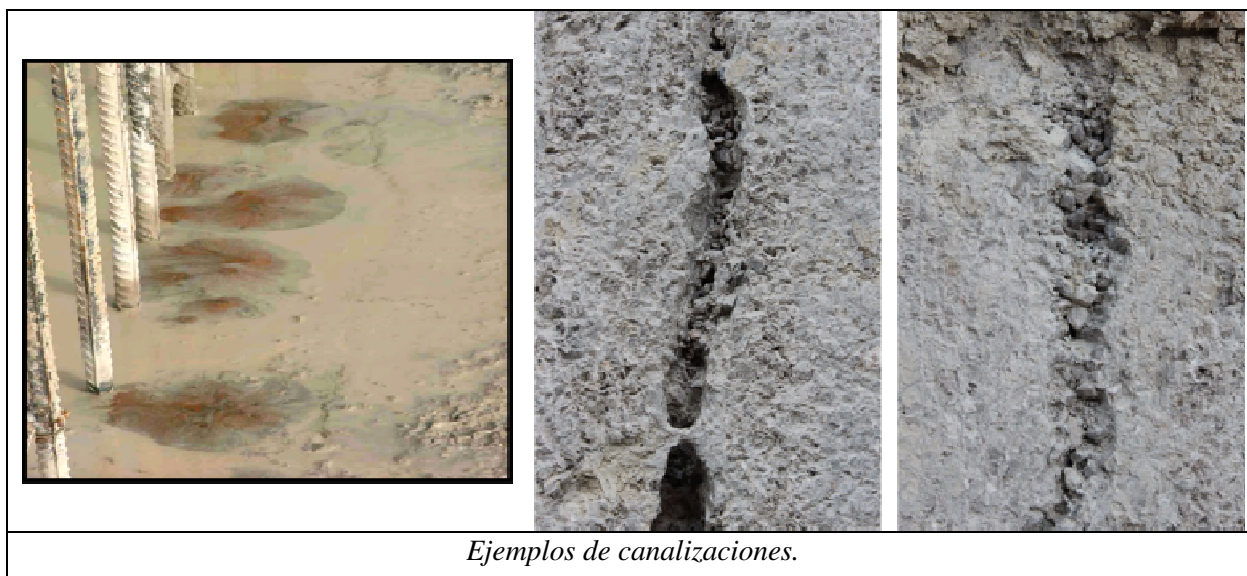
Alta densidad de armadura en las jaulas de elementos de cimentación.

ARMADO MÍNIMO PARA MUROS PANTALLA			
SITUACIÓN	APARTADO	VALOR	COMENTARIOS
Vertical – Longitud de muro pantalla / elemento	EN1992-1-1, 9.6.2	$0.2\% A_c$	donde A_c es el área nominal de panel / altura del elemento.
	EN1538, 7.5.3.1	$D_s \geq 12\text{mm}$	donde D_s = diámetro de barras (de acero).
	EN1538, 7.5.3.1	≥ 3 barras /m	
Horizontal - longitud de muro pantalla / elemento	EN1992-1-1, 9.6.3	$\geq 0.1\% A_c$	donde A_c es el área nominal de una sección vertical a través de un panel / altura del elemento.
	EN1992-1-1, 9.6.3	$\geq 25\% A_{sv}$	donde A_{sv} es el área de armado vertical.
	EN1538		Sin requisitos específicos.
ESPACIAMIENTO MÍNIMO PARA MUROS PANTALLA			
SITUACIÓN	APARTADO	VALOR	COMENTARIOS
espaciamiento horizontal de barras verticales	EN1538, 7.5.3.3	$\geq 4D_g$	donde D_g = tamaño máximo de los áridos.
	EN1538, 7.5.3.2	$\geq 100\text{mm}$	de barras individuales o agrupadas, paralelas al frente del muro.
	EN1538, 7.5.3.3	$\geq 80\text{mm}$	para la longitud de solape o en el caso de los paneles fuertemente armados, (debe tenerse especial consideración para el mantenimiento de un flujo de hormigón suficiente, véanse las secciones 3 y 6).
espaciamiento vertical de barras horizontales	EN1538, 7.5.4.2	$\geq 200\text{mm}$	
	EN1538, 7.5.4.3	$\geq 150\text{mm}$	donde se exija, siempre que $D_g < 20\text{mm}$, donde D_g = tamaño máximo de los áridos.
espaciamiento horizontal de barras horizontales	EN1538, 7.5.4.4	$\geq 150\text{mm}$	

3.2.3. Canalizaciones

Las canalizaciones también se conocen como “canales de exudación” (*Bleed channels*). Se trata de zonas estrechas verticales con áridos ligeramente cementados, con falta de finos y matriz de cemento, por lo general cerca de la superficie del panel o pilote. Este fenómeno es debido a una estabilidad insuficiente del hormigón (mala resistencia a la segregación/exudación) para las condiciones reales del terreno y puesta en obra.

Los canales de exudación por lo general no se consideran defectos, si son aislados y de espesor limitado, pues no reducen significativamente la durabilidad. Por estos canales, el agua de exudación puede subir hacia arriba en torno a los elementos verticales entre las secciones transversales, por ejemplo, barras de armadura longitudinales, o dentro del núcleo de los elementos de gran anchura.





Ejemplos de canalizaciones que recorren la superficie de un pilote y un muro pantalla

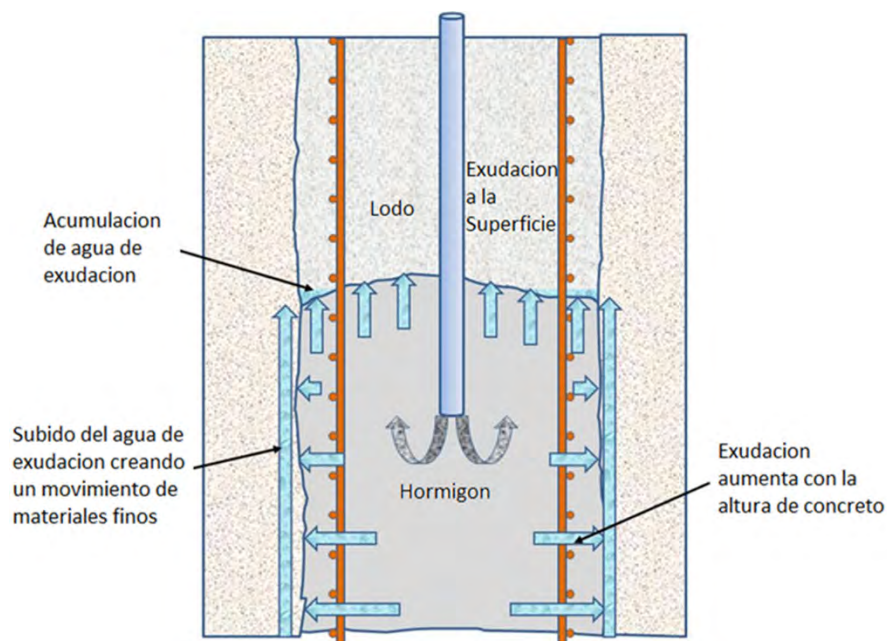
Para mejorar la estabilidad del hormigón, esto es, reducir la sedimentación de los áridos gruesos y a la exudación, los parámetros a controlar son:

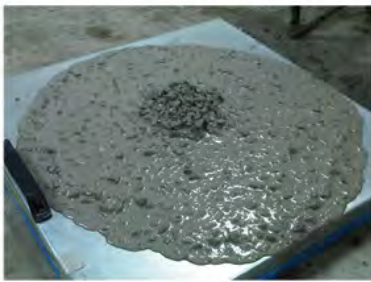
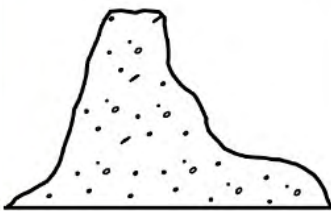
- La cantidad de finos mínima
- La continuidad de la curva granulométrica de los áridos
- La relación A/C
- Los tipos y dosificaciones de los aditivos

Para evitar las necesarias reparaciones posteriores de la pantalla, se recomienda realizar ensayos de control de la exudación:

- Velocidad inicial de exudación ASTM C232.
- Filtración Bauer.

En la figura se muestra un esquema del desarrollo del fenómeno de exudación en el interior del volumen de una pantalla durante el hormigonado.



		
« Sombrero mexicano »	Anillo de lechada	Asentamiento disimétrico

Ejemplos de segregación del hormigón tras realizar el cono Abrams.

Bibliografía

- (1) Ministerio de Fomento. (1977). Cimentaciones. Pilotes In Situ. Norma Tecnológica de la Edificación NTE CPI. Madrid: Centro de Publicaciones.
- (2) Ministerio de Fomento. (1982). Cimentaciones. Contenciones. Pantallas. Norma Tecnológica de la Edificación NTE CCP. Madrid: Centro de Publicaciones.
- (3) AENOR. (2011/2016). UNE-EN 1536:2011+A1:2016 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Pilotes Perforados.
- (4) AENOR. (2011/2016). UNE-EN 1538:2011+A1:2016 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Muros-pantalla.
- (5) AENOR. (2008). UNE-EN 206-1:2008 Hormigón. Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad.
- (6) CEN. (2013/2016). EN 206:2013+A1:2016 Concrete – Specification, performance, production and conformity.
- (7) Ministerio de Fomento. (2008). Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08. Madrid: Centro de Publicaciones.
- (8) Ministerio de Fomento. (2016). Instrucción para la recepción de cementos RC-16. Madrid: Centro de Publicaciones.
- (9) AENOR. (2011). UNE-EN 197-1:2011 Cemento. Parte 1: Composición, especificaciones y criterios de conformidad de los cementos comunes.
- (10) Ministerio de Vivienda. (2006). Código Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-C. Seguridad estructural. Cimientos (modificado por BOE 23/10/2007 y BOE 25/01/2008).
- (11) Alaejos, P; Dapena, E.; Echave, J.M.; Marote, G.; Pardo de Santayana, F.; Prieto, L. (2011). Recomendaciones para la ejecución del hormigonado de pilotes y pantallas “in situ”. Madrid: CEDEX
- (12) EFFC/DFI Concrete Task Group. (2016). EFFC/DFI Best Practice Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations (1st Ed).
- (13) Concrete Institute of Australia. (2012). Tremie Concrete for Deep Foundations. Recommended Practice. CIA Z17.
- (14) ORDEN FOM/1382/2002, de 16 mayo, por la que se actualizan determinados artículos del pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes relativos a la construcción de explanaciones, drenajes y cimentaciones. Artículo 671: Cimentaciones por pilotes de hormigón armado moldeados “in situ”. Artículo 672: Pantallas continuas de hormigón armado moldeadas “in situ”

- (15) Prieto Tercero, L. Comité Técnico AETESS. (sin fecha). Recomendaciones sobre las características del hormigón a colocar en pantallas y pilotes mediante el procedimiento “tremie”. Disponible en: <http://www.ciccp.es/default.asp?indice2=1280&dem=06> [Recuperado: enero 2018].
- (16) Federal Highway Administration. (2010). Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods. Publication No. FHWA-NHI-10-016. FHWA GEC 010.
- (17) Marote Ramos, G. (2006). Aspectos fundamentales de los materiales que intervienen en la ejecución de pantallas. Jornada Técnica AETOS-AETESS Pantallas en medio urbano para estructuras subterráneas. Madrid, 27 de septiembre de 2006.
- (18) Ministerio de Obras Públicas. (2002). Cimentaciones por pilotes de hormigón armado moldeados in situ. En Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes.
- (19) Ministerio de Obras Públicas. (2002). Pantallas continuas de hormigón armado moldeadas in situ. En Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes.
- (20) American Concrete Institute. (2012). Guide to Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles. ACI 543R-12.
- (21) Calavera Ruiz, J.; Alaejos Gutiérrez, P.; Fernández Gómez, J.; González Valle, E; Rodríguez García, F. (2004). Ejecución y control de estructuras de hormigón. Madrid: INTEMAC.
- (22) Fernández Cánovas, M. (1989). Hormigón. Madrid: E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- (23) AENOR. (2010/2012). UNE-EN 934-2:2010+A1:2012 Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Parte 2: Aditivos para hormigones. Definiciones, requisitos, conformidad, marcado y etiquetado.
- (24) AENOR. (2013). UNE-EN 450-1:2013 Cenizas volantes para hormigón. Parte 1: Definiciones, especificaciones y criterios de conformidad.
- (25) AENOR. (2006/2009). UNE-EN 13263-1:2006+A1:2009 Humo de sílice para hormigón. Parte 1: Definiciones, requisitos y criterios de conformidad.
- (26) AENOR. (2008). UNE-EN 15167-1:2008 Escorias granuladas molidas de horno alto para su uso en hormigones, morteros y pastas. Parte 1: Definiciones, especificaciones y criterios de conformidad.
- (27) AENOR. (1996). UNE 83481:1996 EX Adiciones al hormigón. Escorias granuladas molidas de horno alto. Recomendaciones de uso para las escorias granuladas molidas utilizadas en los hormigones y morteros fabricados con cemento portland tipo I.
- (28) AENOR. (2009). UNE-EN 12350-1:2009 Ensayos de hormigón fresco. Parte 1: Toma de muestras.
- (29) AENOR. (2009). UNE-EN 12350-2:2009 Ensayos de hormigón fresco. Parte 2: Ensayo de asentamiento.
- (30) AENOR. (2009). UNE-EN 12350-3:2009 Ensayos de hormigón fresco. Parte 3: Ensayo Vebe.
- (31) AENOR. (2009). UNE-EN 12350-4:2009 Ensayos de hormigón fresco. Parte 4: Grado de compactibilidad.
- (32) AENOR. (2009). UNE-EN 12350-5:2009 Ensayos de hormigón fresco. Parte 5: Ensayo de la mesa de sacudidas.
- (33) AENOR. (2009). UNE-EN 12350-6:2009 Ensayos de hormigón fresco. Parte 6: Determinación de la densidad.
- (34) AENOR. (2010). UNE-EN 12350-7:2010 Ensayos de hormigón fresco. Parte 7: Determinación del contenido de aire. Métodos de presión.
- (35) AENOR. (2011). UNE-EN 12350-8:2011 Ensayos de hormigón fresco. Parte 8: Hormigón autocompactante. Ensayo del escurrimiento.

- (36) AENOR. (2011). UNE-EN 12350-9:2011 Ensayos de hormigón fresco. Parte 9: Hormigón autocompactante. Ensayo del embudo en V.
- (37) AENOR. (2011). UNE-EN 12350-10:2011 Ensayos de hormigón fresco. Parte 10: Hormigón autocompactante. Método de la caja en L.
- (38) AENOR. (2010). UNE-EN 12350-11:2010 Ensayos de hormigón fresco. Parte 11: Hormigón autocompactante. Ensayo de segregación por tamiz.
- (39) AENOR. (2011). UNE-EN 12350-12:2011 Ensayos de hormigón fresco. Parte 12: Hormigón autocompactante. Ensayo con el anillo japonés.
- (40) Sanz Pérez, L. (2008). Incidencia de los aditivos antilavado en los hormigones puestos en la obra bajo el agua (hormigones sumergidos). Hormigón y acero, N° 247, págs. 89-98.
- (41) American Concrete Institute. (2002). Specification for the Construction of Drilled Piers. ACI 336.1-01.
- (42) American Concrete Institute. (2014). Report on Design and Construction of Drilled Piers. ACI 336.3R-14.
- (43) ACHE. (2002). Hormigones de ejecución especial (seis tipos). Madrid: ACHE-CICCP.
- (44) Sánchez, F.; García de la Oliva, J.L.; de las Heras, C.; Echave, J.M.; Muñoz, J.J.; Ríos, J.L. (2006). Recomendaciones para la ejecución e interpretación de ensayos de integridad de pilotes y pantallas “in situ”. Madrid: CEDEX.

CONTROL DE DIAMETRO DE COLUMNAS DE JET-GROUTING – INSPECTOR ACUSTICO DE COLUMNAS ACI (ACOUSTIC COLUMN INSPECTOR)

BELEN RODRIGUEZ CABALLERO

Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
Keller Cimentaciones, Responsable Jet Grouting

GORAN VUKOTIC

Ingeniero Civil
Keller Cimentaciones, Director Iberia

ENMANUEL CARVAJAL

Ingeniero Civil
Keller Cimentaciones, Director Dpto. Ingenieria

1- Introducción

El Jet Grouting representa una de las técnicas más versátiles dentro del campo de la mejora del terreno. Los procedimientos de control establecidos para este tipo de tratamientos tienen el objetivo de comprobar que los elementos ejecutados, cada columna individual, así como el tratamiento en general, tienen las propiedades con las que se han diseñado. Además de controlar los parámetros de ejecución y resistencia del terreno mejorado, resulta esencial determinar el diámetro o la configuración geométrica del mismo.

A continuación se presenta un nuevo sistema de control de Jet Grouting, conocido por su acrónimo en inglés, ACI®, *Acoustic Column Inspector*, desarrollado por el Grupo Keller, con el objetivo de comprobar el diámetro y optimizar los parámetros de ejecución en tiempo real y de forma precisa, rápida, y en toda la profundidad del tratamiento. Este sistema representa numerosas ventajas frente a otros sistemas de control, especialmente en aquellas zonas donde las columnas de los campos de prueba no pueden ser excavadas debido a su elevada profundidad, presencia de nivel freático o limitación de espacios. El sistema ACI® ha sido aplicado exitosamente por el Grupo Keller en más de 350 proyectos y más de 1.000 columnas de prueba en los últimos 5 años.

2. Configuración geométrica de Jet Grouting

2.1. Generalidades

El primer paso de cada proyecto de Jet Grouting es la estimación y comprobación del diámetro o la configuración geométrica del terreno mejorado. El diámetro de la columna depende de la eficiencia hidrodinámica del tipo de Jet Grouting y de las características del terreno, básicamente de la granulometría y la consistencia/compacidad del mismo. Consecuentemente, es muy importante elegir el sistema de Jet Grouting más adecuado, así como los parámetros de ejecución correspondientes a las características del terreno a tratar y la configuración geométrica definida en el proyecto.

Varios autores han propuesto correlaciones empíricas entre el diámetro, el sistema de Jet Grouting y las características del terreno. También hay intentos de estimar el diámetro mediante modelos teóricos, o modelos que combinan experiencia y teoría. Dado que la mayoría de estas correlaciones no consideran directamente los parámetros reales de ejecución (presión y caudal de inyección, velocidad y rotación de la

sarta de inyección, pérdida de energía entre la bomba de inyección y toberas, etc.) su utilización debería limitarse a las fases preliminares de diseño (Croce et al. 2014), en lugar de considerarse como un método definitivo para la elección de los parámetros de ejecución y control de la obra, que deberían definirse en base a los procedimientos y métodos que se describen en los siguientes apartados.

2.2. Métodos de control de diámetro

La norma europea de Jet Grouting EN 12716 detalla los procedimientos y establece los criterios básicos de supervisión, control y ensayos que se deben seguir. Aun en los casos cuando se dispone de experiencias de tratamiento mediante Jet Grouting en terrenos similares, se deben proyectar y realizar ensayos preliminares o campo de prueba a pie de obra, en una zona suficientemente representativa, abarcando todas las condiciones pertinentes probables que se pueden encontrar a lo largo del tratamiento previsto.

Cuando se realizan ensayos preliminares o campos de prueba, si la excavación es posible y/o viable, la valoración de las características mecánicas y geométricas se suele realizar mediante inspección visual y mediante ensayos de laboratorio sobre las muestras recogidas. El control visual y la medición directa representan los métodos más efectivos para valorar las dimensiones del terreno mejorado, aunque en muchas ocasiones requiere excavaciones de grandes dimensiones y considerables plazos y costos de ejecución.

En los casos donde no es posible realizar la excavación y el control visual de las dimensiones de las columnas de Jet Grouting se suelen realizar sondeos verticales o inclinados con extracción continua de testigo o algunos ensayos indirectos.

Durante la ejecución de los sondeos con extracción de testigo es muy importante tener en cuenta la posible desviación del sondeo y la inclinación del eje de la propia columna, lo que conlleva una gran incertidumbre respecto a la precisión del resultado obtenido de esta forma.

Otra de las limitaciones de este tipo de ensayos es el tiempo de fraguado ya que la extracción de testigos debe ser realizada después de que haya transcurrido un tiempo de endurecimiento suficiente, que en terrenos cohesivos puede ser superior a 28 días.

La verificación y el control de diámetro ha sido objeto de una permanente investigación en las últimas décadas. Uno de los sistemas posiblemente más empleados en España en los últimos 10 años ha sido el sistema de tubos pintados o “tubos sounding”. Este sistema supone la introducción de tubos pintados con pintura específica en perforaciones realizadas al efecto, dispuestas de forma radial a diferentes distancias desde el eje de la columna de prueba.

Posteriormente a la ejecución de las columnas se extraen los tubos para realizar una comprobación visual de la afección en la pintura de recubrimiento, lo que constata el diámetro alcanzado.

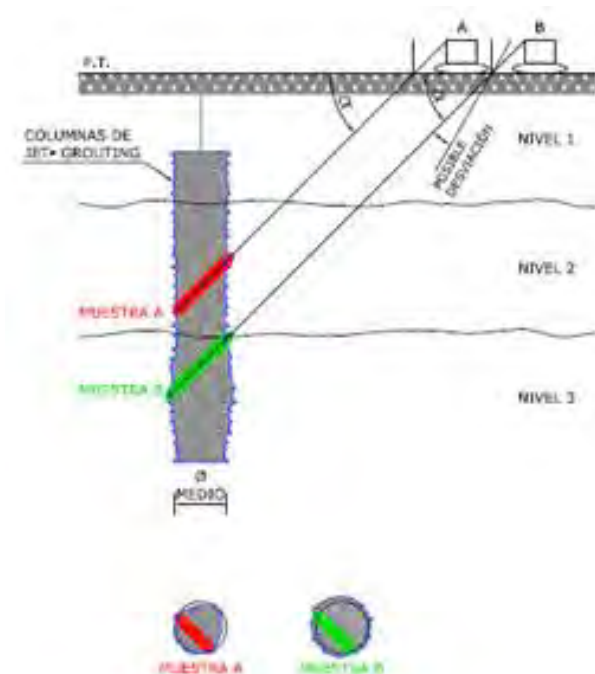


Figura 1. Esquema de control de diámetro mediante sondeos inclinados.

Además del sistema mencionado se han desarrollado varios métodos o técnicas de control indirecto, con diferentes grados de precisión o fiabilidad. Estos métodos de control podrían clasificarse en los siguientes grupos:

- Métodos mecánicos (“tubos sounding” o tubos pintados, “calliper” o paraguas (GeTec 2004).
- Métodos térmicos, que correlacionan la variación de temperatura durante el proceso de hidratación de cemento con el diámetro de la columna (Meinhard et al. 2007).
- Métodos geofísicos, aplicando la resistividad eléctrica (Frappin 2001, Arroyo et al. 2007) o electromagnética (Tamura 1996).
- Métodos que correlacionan la energía específica de perforación e inyección con el diámetro (Zapico et al. 2014).
- Métodos de análisis de resurgencia, correlaciones entre las masas y los volúmenes de lechada inyectada y resurgencia/rechazo (Lesnik 2003).
- Métodos sónicos o acústicos, que registran y procesan los efectos sónicos (ruido) durante la ejecución de columnas de prueba (Croce et al. 2014). El sistema ACI® podría clasificarse en este grupo.

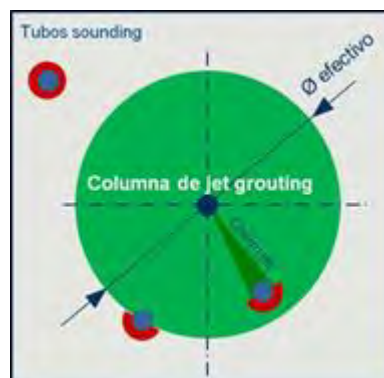


Figura 2. Esquema de funcionamiento de tubos pintados o “tubos sounding”.

Es muy importante resaltar la importancia del control de la verticalidad para casi todos los métodos mencionados. El control de una posible desviación del eje de la columna de prueba, y las herramientas que

Los sensores que se conectan a los tubos sónicos registran la magnitud de la señal correspondiente al contacto o proximidad del Jet respecto a los tubos sónicos. Mediante dispositivos inalámbricos se envían las señales a la caja ACI Box donde se registra y procesa toda la información. Gracias a la rapidez del flujo continuo de información es posible interpretar, en tiempo real, cómo influyen los parámetros de ejecución a los diámetros realmente obtenidos. Asimismo, durante la realización de una determinada columna, pueden modificarse los parámetros de ejecución con el objetivo de alcanzar los diámetros requeridos dependiendo de las propiedades presentadas por las distintas capas de suelo que se tratan.

4. ACI® – PROCEDIMIENTO DE CONTROL

4.1. Elección de la zona de ensayo

El campo de pruebas consiste en una serie de actividades previas al inicio de la realización de los trabajos de ejecución de las obras generales, con el fin de ajustar los parámetros de ejecución del Jet Grouting a la geometría y propiedades que requiera un determinado proyecto. El campo de pruebas debe realizarse en una zona suficientemente representativa teniendo en cuenta los terrenos que serán tratados en las obras generales.

Para ello es necesario definir el lugar de las pruebas lo más próximo posible a los sondeos realizados en las campañas de geotecnia, de forma que puedan correlacionarse los resultados de las pruebas con las características del terreno natural en las zonas de tratamiento.

4.2. Control de la verticalidad

Como se ha indicado en los apartados anteriores el control de verticalidad representa uno de los puntos más importantes para poder interpretar correctamente los resultados obtenidos mediante el sistema ACI®. Es imprescindible controlar tanto la posible desviación del eje de la propia columna, como la desviación de las perforaciones auxiliares donde se colocan los tubos sónicos junto a los dispositivos del sistema, con el fin de conocer los diámetros reales del Jet Grouting durante la ejecución de las columnas de prueba, como se muestra en la Figura 4.

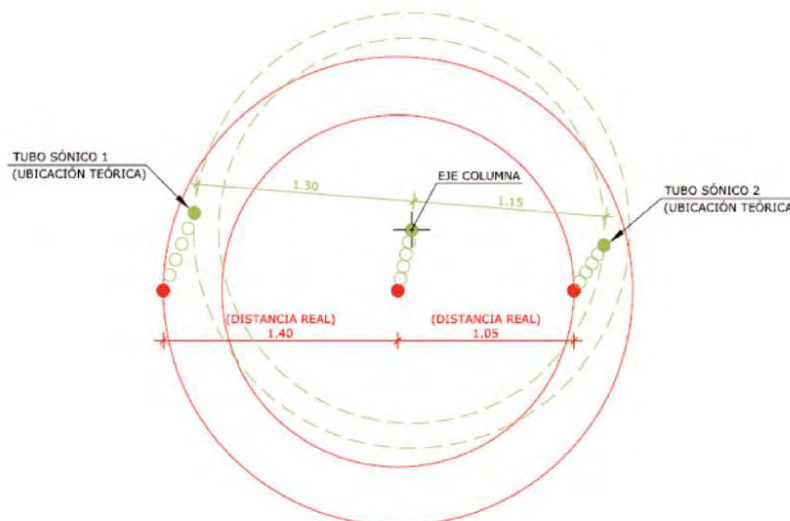


Figura 4. Vista en planta de una columna de prueba, donde se observa la influencia de las desviaciones verticales en la interpretación de los resultados.

Para controlar la verticalidad de las columnas sería recomendable emplear el método InclJet, basado en un sistema inclinométrico, el cual ha sido ampliamente contrastado por la empresa Keller. El sistema InclJet consiste en el empleo de una sonda de medición de desviación equipada con un acelerómetro. Dicha sonda se introduce por el espacio interior de las varillas de perforación una vez finalizada la perforación hasta la cota requerida. Figura 5.



Figura 5. Colocación del sistema Inclijet para el control de desviación.

La lectura se realiza a través de una central de lectura externa conectada a la sonda mediante un cable. La descarga de resultados es siempre anterior a la formación de la columna por lo que es posible ajustar los parámetros de ejecución para mitigar posibles desviaciones en la perforación.

4.3. Realización del ensayo ACI

Previamente a la realización de la columna de prueba se establecen los rangos esperados de los parámetros de ejecución del Jet Grouting. A continuación, se inicia la inyección con los parámetros preestablecidos y el operador examina las señales sónicas recibidas, analizando la precisión con que se registra el contacto entre el jet y los tubos sónicos, mediante los siguientes criterios:

- “Sin señal de contacto”: en este caso, la energía del jet no es suficiente para alcanzar los tubos sónicos, es decir, con los parámetros de ejecución no puede alcanzarse el diámetro objetivo.
- “Señal de contacto”: en este caso la energía del jet alcanza los tubos sónicos, es decir, se consigue el diámetro y los parámetros de ejecución se consideran adecuados.
- “Señal estable continuo”: la señal fuerte y continua indica que se produce el contacto entre el jet y los tubos sónicos y que el diámetro conseguido es superior a la distancia entre el eje de la columna y el tubo sónico. En función del objetivo del tratamiento se suelen modificar los parámetros de ejecución, básicamente aumentando la velocidad de subida de la sarta con el correspondiente cambio de rotación de la misma, hasta que se establezca “la señal de contacto”, lo que supone que la energía del jet se ha adaptado al diámetro objetivo de la prueba.

El sistema ACI cobra especial importancia en los casos de suelos estratificados, donde las columnas tienen que ser ejecutadas empleando diversos parámetros para lograr una geometría uniforme de acuerdo con la granulometría y consistencia o compacidad del terreno a tratar. Así, el sistema ACI permite verificar y adoptar los parámetros óptimos en tiempo real para cada una de las capas previstas para la mejora.

La posibilidad de variar, analizar y definir los parámetros óptimos durante la ejecución de una determinada columna de prueba y su monitorización con el sistema ACI, supone una enorme ventaja en términos económicos y de reducción de plazos, debido a que se evita el procedimiento convencional de realizar y excavar varias columnas de Jet Grouting para comprobar los diámetros alcanzados y los parámetros de ejecución asociados en cada caso, de acuerdo al tipo de suelo.

5. CONCLUSIONES

El sistema acústico ACI posibilita la comprobación de los diámetros de columnas de Jet Grouting de forma precisa, rápida y continua, en toda la profundidad del tratamiento, y a partir de un análisis y ajuste continuo de los parámetros de ejecución y su influencia en los resultados obtenidos en las columnas. El sistema ACI es un método de “evaluación no destructivo” con enormes ventajas, ya que evita el procedimiento convencional de realizar y excavar varias columnas de prueba para comprobar los diámetros alcanzados en cada capa o tipo de suelo, lo cual supone una optimización económica y de plazos.

El sistema ACI es especialmente favorable en los casos donde se requiere realizar columnas de Jet Grouting de pruebas localizadas en zonas donde no pueden ser excavadas debido a su gran profundidad o situación de espacios limitados, así como en los casos de suelos estratificados.

Asimismo, representa ventajas muy importantes frente a otros sistemas de control mencionados en los apartados anteriores, ampliamente contrastados mediante los satisfactorios resultados de más de 350 proyectos y más de 1.000 columnas de prueba realizados por el Grupo Keller en los últimos 5 años.

BIBLIOGRAFÍA

Croce, M., Flora, A., Modoni, G. (2014). Jet Grouting Technology, Design and Control, pp. 60-61, pp. 238.

EN 12716 (2001). Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Jet Grouting.

Getec, M., (2004). Messchirm Anleitungen. Keller Grundbau Report.

Meinhard, K. Lackner, R. Mang, H., Adam, D. (2007). Thermisches Berechnungsmodell zur Reichweitenermittlung von DSV-Säulen. ÖIAV Viena, pp. 535-546.

Frappin, P., Morey, J. (2001). Jet grouting column diameter measurement using the electric cylinder method. Travaux: Sols et fondations, pp. 55-60.

Arroyo, M., Gens, A., Croce, P., Modoni, G. (2007). Informes Sobre Tratamientos de Jet Grouting. ADIF LAV Madrid- Barcelona-Francia. Report UPC University.

Tamura, M., Futaki, M., Abe, A. (1996). Use of non-destructive method for evaluation of reclaimed soil column. In Proceedings 2nd International Conference of Ground Improvement Geosystems, vol 1. Tokio. pp. 659-669.

Zapico, F., Armijo, G. (2014). Diseño de tratamientos con Jet Grouting en función de las energías específicas de perforación e inyección. Máster en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, CEDEX.