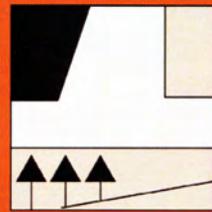




ASOCIACIÓN DE EMPRESAS
DE LA TECNOLOGÍA DEL
SUELO Y SUBSUELO



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO E
INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS

19ª Sesión

Avances en las técnicas de mejora del terreno y cimentaciones especiales

Madrid, 21 de febrero de 2019

Colabora:



1 PRESENTACIÓN

Esta Jornada sobre Avances en las técnicas de mejora del terreno y cimentaciones especiales es la 19ª Sesión de la serie de Jornadas Técnicas que se organizan anualmente entre la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS). Estas Jornadas se desarrollan habitualmente con la colaboración de un organismo público, y en esta ocasión contamos con Puertos del Estado, que ya colaboró en la 10ª Jornada que tuvo lugar en febrero de 2010.

Como en otras ocasiones para la elección del tema de la Jornada se ha contado con las opiniones transmitidas por los asistentes a jornadas anteriores dando cabida a un sector en el que tradicionalmente se desarrollan importantes obras geotécnicas.

Como siempre hemos querido implicar en la jornada a todos los agentes que intervienen en el desarrollo de los proyectos geotécnicos: administración, proyectistas, constructores y especialistas, lo que permite obtener una visión global de los trabajos, intentando además conseguir un mayor interés de todos los sectores que participan en las obras geotécnicas.

Además, como en años anteriores, se expondrá una obra de referencia en el sector, situada en Edimburgo (Gran Bretaña), construida en este caso por DRAGADOS. gGRAVITY, empresa de ingeniería de DRAGADOS, se encargará de la presentación.

2 CONTENIDO

Mesa de Diseño

2.1 Métodos predictivos en proyectos de precargas de suelos blandos.

D. Enrique Asanza.

Director de Programa, Laboratorio de Geotecnia (CEDEX), Profesor Asociado de Geotecnia (UPM).

2.2 Avances en el diseño y cálculo de columnas de grava.

D. Jorge Castro.

Profesor Titular de Ingeniería del Terreno Universidad de Cantabria.

2.3 Cimentaciones especiales para el Puente Atirantado *Queensferry Crossing* sobre el Estuario del *Forth* en Edimburgo (Reino Unido).

D. Manuel Pita. Servicio de Geotecnia. gGRAVITY Engineering .

Mesa de Ejecución y Control

2.4 Nuevos desarrollos en la aplicación de técnicas de soilmixing.

D. José Luis Arcos. Rodio Kronsa.

2.5 Avances en la ejecución y control de Jet-grouting y columnas de grava off-shore.

D. Enmanuele Carvajal . Keller Cimentaciones.

2.6 Técnicas Geopier de mejora de suelos. Desarrollo en España.

D. Eduardo Manzano. Grupo Terratest.

2.7 Columnas bi-módulo. Descripción y ejemplos de aplicación.

D. Eduardo Martínez. Menard España.

2.8 Nuevas aplicaciones de las inyecciones con tubos manguito y del soilmixing en obras de túneles.

D. Gustavo Armijo. Geocisa.

2.9 Tratamientos singulares con micropilotes e inyecciones. Aplicaciones en obras lineales.

D. Javier Rojo. Site.

Métodos de predicción alternativos para tratamientos de suelos mediante precarga

ENRIQUE ASANZA IZQUIERDO

Dr. Ingeniero de Caminos

Jefe del Área de Geotecnia Aplicada del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX

1. Introducción

La precarga es uno de los métodos de mejora de suelos blandos más comunes y técnicamente menos sofisticados en geotecnia. Merced a ella se logra preconsolidar el suelo, reduciendo mucho los asentamientos postconstructivos, a la par que se aumenta su resistencia al corte sin drenaje. El modo más elemental del tratamiento de precarga consiste sencillamente en verter de modo provisional una altura de tierras sobre el terreno a tratar, tal que ejerza una presión superior a la que ha de soportar en servicio.

Dado que el tratamiento suele realizarse sobre grandes extensiones para mejorar capas blandas de espesor finito, por lo general se dan condiciones edométricas. Lógicamente, en las inmediaciones del perímetro del área precargada no se dan estas condiciones. De hecho, allí la precarga genera una descompensación tensional (aumento de tensiones desviadoras) en condiciones no drenadas que pone en riesgo de rotura el derrame de tierras a través de la capa blanda, detalle que ha de estudiarse con detenimiento e instrumentarse. Este asunto no se abordará directamente en este texto.

Como generalmente se mejoran suelos finos saturados (e incluso sumergidos, sobre todo en el ámbito portuario), el tratamiento requiere un cierto tiempo de espera para que sea efectiva la transferencia de presión desde el agua al esqueleto sólido del suelo tratado. Evidentemente, se trata de un problema clásico de consolidación unidimensional (vertical).

Cuando el suelo a mejorar son arcillas muy masivas de cierto espesor, o bien no hay certeza de que las intercalaciones de niveles permeables sean francas, conviene acompañar el tratamiento con la hincada de mechas drenantes que penetren en todo el espesor arcilloso. Las mechas aceleran formidablemente el proceso de consolidación, pues el flujo con el que se liberan las sobrepresiones se torna primordialmente horizontal (radialmente) hacia las mechas, que son contornos a presiones hidrostáticas bastante próximos entre sí (por lo general, de 1,5 a 3m). Por eso las mechas son cruciales cuando los tiempos de espera pueden comprometer los plazos de obra.

El presente texto repasa, en primer lugar, las incertidumbres asociadas al diseño de tratamientos mediante precarga; seguidamente se aboga por la integración de los métodos de predicción en los proyectos para estos tratamientos y se aportan algunas ideas al respecto; y por último, se exponen tres métodos de predicción menos conocidos, empleados satisfactoriamente por el Laboratorio de Geotecnia en el ámbito portuario. Se dedica especial atención al método hiperbólico (Sridharan & Rao, 1981; Sridharan et al, 1987; Tan et al, 1991; Tan, 1995). Como quiera que el método de Asaoka (1978) es, con diferencia, el más conocido en España, sólo se recogen algunas reflexiones sobre él.

2. Síntesis del marco teórico, ecuaciones canónicas

Como se presupone que el lector está familiarizado con los conceptos de consolidación, en lo que sigue se presentan de modo muy conciso las formulaciones de la consolidación vertical (Terzaghi-Frölich, 1943), de la consolidación radial (Barron, 1948), así como de la consolidación tridimensional, siendo esta última el acoplamiento de las dos anteriores (expresión propuesta en 1942 por el eminente ingeniero mexicano Nabor Carrillo).

Aunque hay una cierta tendencia a enfocar el proceso de la consolidación como un caso de flujo transitorio, en sentido estricto se trata de un fenómeno de difusión (no es un proceso de “transporte de agua” per sé), siendo prueba inequívoca de ello la ecuación diferencial que lo rige. Las presiones intersticiales en exceso en el interior de la masa del suelo, generadas por una carga exterior, se van disipando/difundiendo hacia los contornos (capas arenosas infra y suprayacentes y mechas, a presión hidrostática).

2.1 Consolidación unidimensional

Mediante unos sencillos cambios de variable, cualquier proceso de consolidación vertical puede reducirse a una fórmula canónica, la cual liga adimensionalmente el tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga y el grado de consolidación global, que se identifica con el porcentaje de asiento producido. Estas ideas se condensan en la Figura 1. Como esta fórmula canónica $U_v = U_v(T_v)$ consiste en una serie de Fourier de difícil manejo, tradicionalmente se han empleado para el intervalo temprano ($U_v < 0,6$) y el intervalo tardío ($U_v > 0,6$) de la consolidación sendas fórmulas matemáticas sencillas aproximadas. Como alternativa, hay una expresión poco difundida quizá más aproximada y aún más práctica, pues es válida para todo el intervalo U_v , que llamaremos la “expresión de la raíz sexta”:

$$U_v = \sqrt[6]{\frac{(T_v)^3}{(T_v)^3 + 0,5}} \quad \text{ec.1}$$

2.2 Consolidación radial

El proceso de consolidación radial (Barron, 1948) está resuelto para dos posibles hipótesis: que bien las deformaciones verticales, bien las tensiones verticales sean uniformes a cada profundidad. Ambas proporcionan resultados muy similares. La Figura 2 muestra el modelo de consolidación radial, formado por un cilindro de consolidación equivalente (zona de influencia de cada mecha); la fórmula que se adjunta corresponde al caso de uniformidad de deformaciones a cada profundidad. El resto de hipótesis son las mismas de consolidación vertical, recogidas en cualquier libro de mecánica del suelo. Lógicamente, en el modelo radial el drenaje por las bases del cilindro se desprecia (se toma como si estuviera impedido).

Repárese en que las formulaciones aquí empleadas considera H como la longitud máxima de drenaje (vertical) y d como el diámetro del cilindro equivalente (el doble de la longitud máxima de drenaje radial).

En rigor, no puede decirse que la ecuación adimensional de la consolidación radial sea “canónica” (en el sentido de unicidad), puesto que depende del parámetro $F(n)$, de índole geométrica, siendo n el cociente entre el diámetro del cilindro equivalente (d) y el diámetro equivalente de la mecha (d_w). Con todo, teniendo en cuenta los espaciamientos típicos entre mechas y dimensiones de éstas, el rango de variación de $F(n)$ es muy pequeño. Así, con muy poco error puede considerarse que:

$$F(n) \approx \ln(n) - 0,75 \approx \text{entre } 2,5 \text{ y } 3,5 \quad \text{ec.2}$$

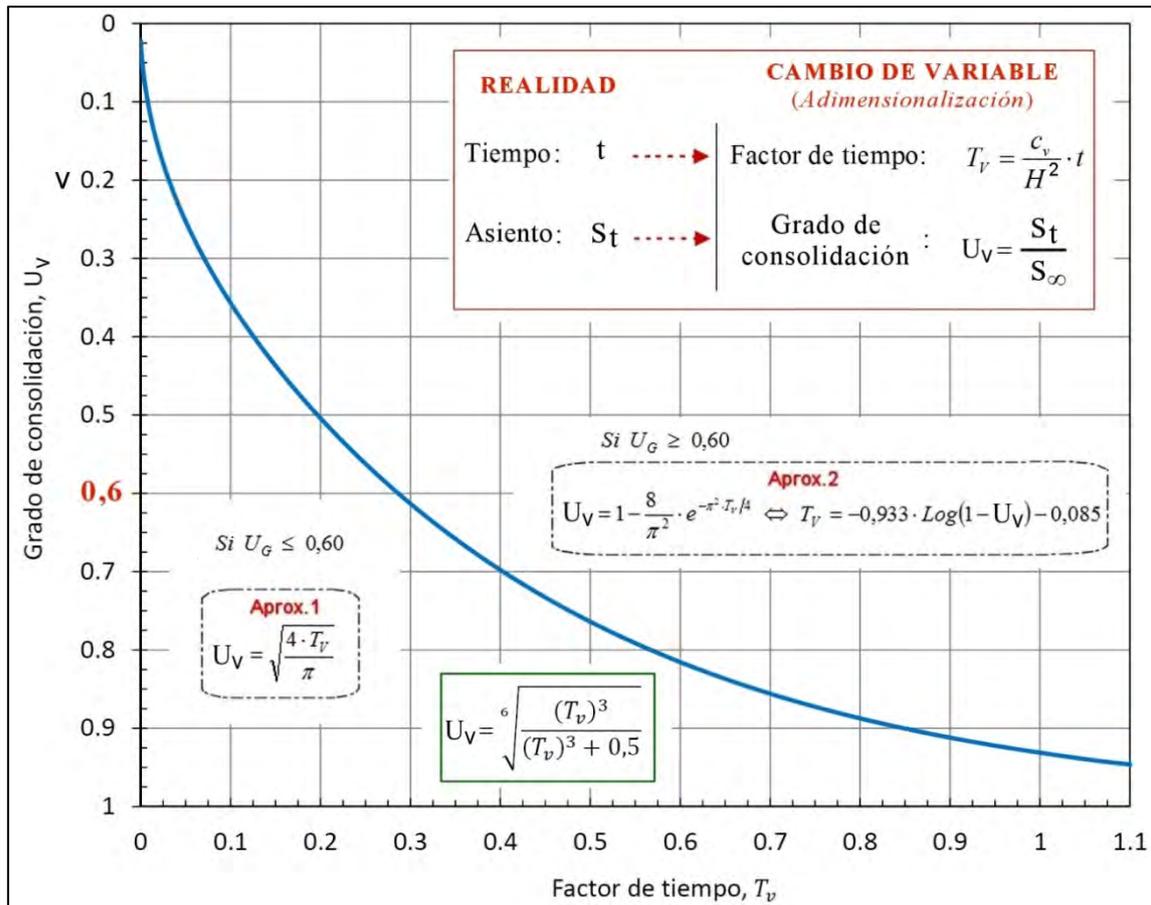


Figura 1. Fórmulas de la ecuación canónica de la consolidación vertical

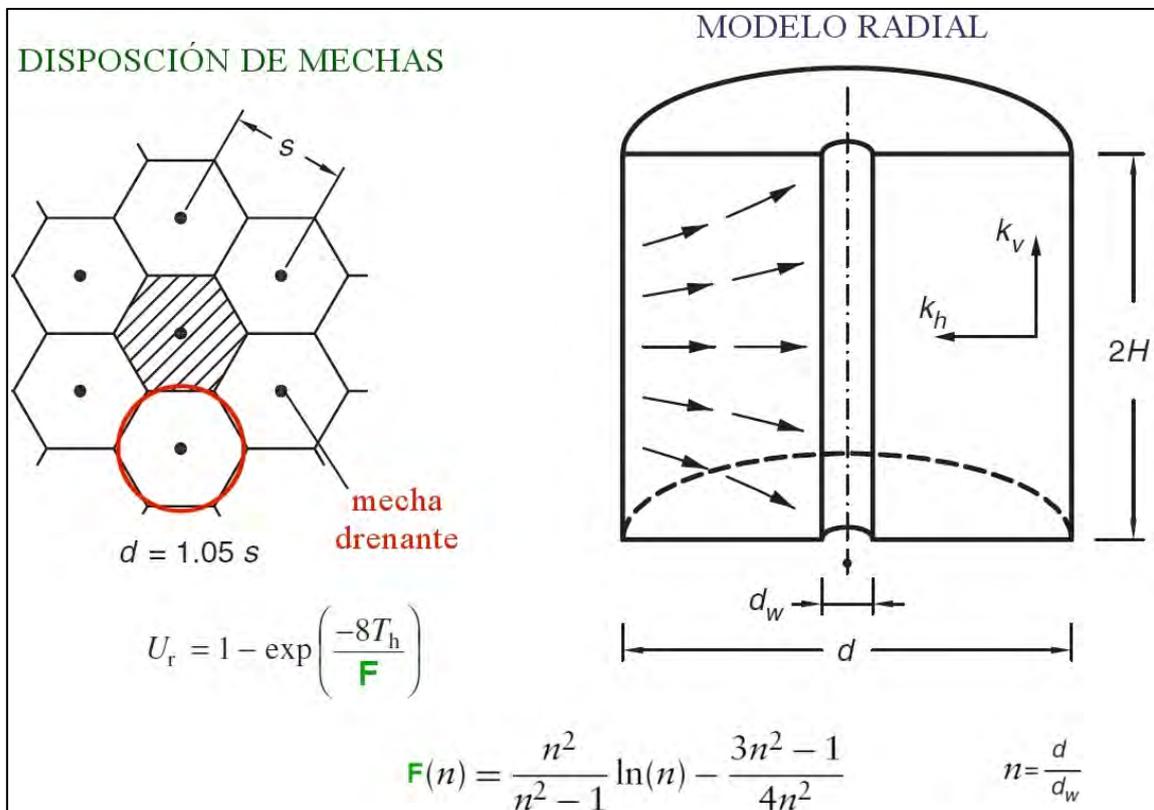


Figura 2. Ecuación adimensional de la consolidación radial

2.3 Consolidación tridimensional

En la realidad, cuando se realiza un tratamiento con mechas tiene lugar un proceso de consolidación tridimensional, fruto de la superposición del flujo vertical (Terzaghi-Frölich) y el radial (Barron). Ahora bien, la eficacia de las mechas es tal, que la consolidación radial es muy dominante respecto de la vertical, al punto de que en ocasiones se omite la contribución de ésta. La existencia esporádica de lentejones o pasadas discontinuas más arenosas lo potencia aún mucho más. Los registros de los ensayos CPTu son muy útiles para la detección de estos niveles más permeables.

El grado de consolidación global tridimensional (U_{3D}) puede expresarse en función del grado de consolidación global vertical y del radial con arreglo a la fórmula de Carrillo (1942).

$$1 - U_{3D} = 1 - (1 - U_r) \cdot (1 - U_v) \quad \text{ec.3}$$

La demostración puede encontrarse en el ap. 6.7 del tomo II del “Jiménez Salas”. Tewatia (2015) ha proporcionado una explicación quizá más visual e intuitiva. Como la ecuación de la consolidación tridimensional acopla los dos procesos a través de sus variables temporales (los factores de tiempo vertical y radial), se verá que puede subordinarse una a la otra. En efecto, como la componente radial es la dominante, conviene tomar el factor de tiempo radial como la variable independiente del proceso tridimensional. La relación entre los dos factores de tiempo es:

$$\tau = \frac{T_r}{T_v} = \frac{c_r}{c_v} \cdot \frac{H^2}{d^2} \quad \text{ec.4}$$

Se recalca que H es la longitud máxima de drenaje vertical y d el diámetro del cilindro equivalente. Existen diversos estudios sobre la relación entre el coeficiente de consolidación horizontal y el vertical, esto es, la relación entre permeabilidades. En el apartado 3.3 se aborda este asunto y las incertidumbres ligadas a su determinación. De momento, valga indicar que la relación entre los dos factores de tiempo puede situarse generalmente entre:

$$10 < \tau = \frac{T_r}{T_v} = \frac{c_r}{c_v} \cdot \frac{H^2}{d^2} < 500 \quad \text{ec.5}$$

En consecuencia, más que una ecuación “canónica” de consolidación tridimensional, habría que referirse a una ecuación adimensional, para un cierto valor de τ y de F, siendo T_r la variable independiente:

$$U_{3D} = U_{3D}(\tau, F, T_r) \quad \text{ec.6}$$

3. Fuentes de incertidumbre

Las fuentes de incertidumbre pueden estar ligadas a las hipótesis simplificadoras en las que se sustenta el modelo teórico de comportamiento, a las imprecisiones en la determinación de los parámetros físicos que intervienen en la formulación y a la simplificación del modelo geológico-geotécnico. Estas circunstancias dan lugar a grandes discrepancias entre las estimaciones de proyecto y la evolución de asientos reales del tratamiento, razón que justifica la necesidad de usar métodos de predicción.

La R.O.M. 0.5-05 se pronuncia con el siguiente tenor, en referencia al diseño de precargas:

La presión vertical inicial será distinta en cada profundidad y, por lo tanto, el módulo edométrico también variará con la profundidad. A pesar de ello, es aceptable suponer que c_v es constante. La variación de E_m puede estar compensada con otra análoga y de sentido contrario de la permeabilidad, k , y seguir manteniendo la hipótesis de constancia del coeficiente de consolidación (de hecho, es esperable también que los suelos aumenten su módulo y disminuyan su permeabilidad a medida que avanza el proceso de consolidación).

Con estas teorías sencillas o simplificadas y con buenos datos de laboratorio, es difícil reducir a menos del 30% el rango del posible error en los cálculos de asientos. La estimación de tiempos de consolidación es menos precisa. Aún con buenos ensayos de laboratorio, si no existen experiencias previas similares, no será fácil estimar tiempos. Los tiempos de consolidación reales pueden ser, en situaciones bien analizadas, entre la mitad y el doble del estimado. Las predicciones de los cálculos de consolidación deben ser contrastadas, siempre que este aspecto resulte de trascendencia en la obra, con la observación posterior o incluso con pruebas de carga específicas.

La observación de la evolución de los asientos en superficie no permite conocer con certeza el grado de consolidación alcanzado ni, por lo tanto, el asiento total que puede producirse, salvo que se espere mucho tiempo y se pueda observar una tendencia clara hacia la estabilización del proceso. Esto ocurre con grados de consolidación altos, del orden del 80%.

Como se ve, el coeficiente de consolidación (c_v) es, sin duda, una de las mayores fuentes de error. Podría pensarse equivocadamente que si este parámetro fuera la única fuente de incertidumbre, entonces bastaría con registrar el asiento al cabo de un único tiempo t cualquiera y resolver el problema de modo análogo a los propuestos en los cursos universitarios de Geotecnia.

Sin embargo, la cuestión es más compleja. La Figura 3 muestra la gráfica adimensional de Sridharan et al (1995), concebida para analizar edómetros convencionales en laboratorio, si bien puede emplearse también para predicción de precargas in situ. En la figura se han superpuesto los registros de asientos de un caso real de una precarga (sin mechas).

La razón por la que c_v es aparentemente mucho mayor cuando el proceso es incipiente se debe en buena parte a que el agua, debido a la mínima presencia de minúsculas burbujas de aire (y metano procedente de la descomposición de materia orgánica), es mucho más compresible que lo asumido en Geotecnia, merced a lo cual aparecen asientos "instantáneos". Por otra parte, la aparente reducción de c_v cuando la consolidación se encuentra en estados moderadamente avanzados y terminales, se debe a la aparición de asientos secundarios (fluencia). Ciertamente, se admite un margen de discusión sobre si c_v es o no constante, sobre todo si se aplican cargas elevadas, que modifican la estructura del suelo. En el extracto anterior la R.O.M-0-5-05 indica que el aumento de la rigidez está compensado en cierto grado por la reducción del coeficiente de permeabilidad. En cualquier caso, la Figura 3 presenta el caso de un suelo con una precarga muy moderada.

Interesa, pues, tener presente que en el tramo intermedio de la consolidación estos dos efectos están bastante atenuados.

Si, incluso, hubiera dudas sobre el valor del módulo de deformación, sobre este mismo ábaco podría hacerse una traslación horizontal de la línea formada por los registros de asiento para tratar de encontrar su mejor encaje con una curva de c_v (Fig. 4).

3.1 La compresibilidad del agua

Terzaghi (1943) estableció las hipótesis de partida en consolidación (art. 98), y entre otras, que el grano aislado y el agua son totalmente incompresibles, pero unas páginas más adelante (art. 105) reconoce que en el instante inicial se produce un asiento inmediato, circunstancia que contraviene el modelo, debido a la presencia de burbujas de gas. En otras palabras, acepta que una fracción de la carga en superficie se transfiere de inmediato al esqueleto sólido (Fig. 5). En el "Geotecnia y Cimientos I", (ap. 6.23) se añade que este fenómeno es más importante en suelos con materia orgánica, lo cual es lógico por ser fuente de generación de metano.

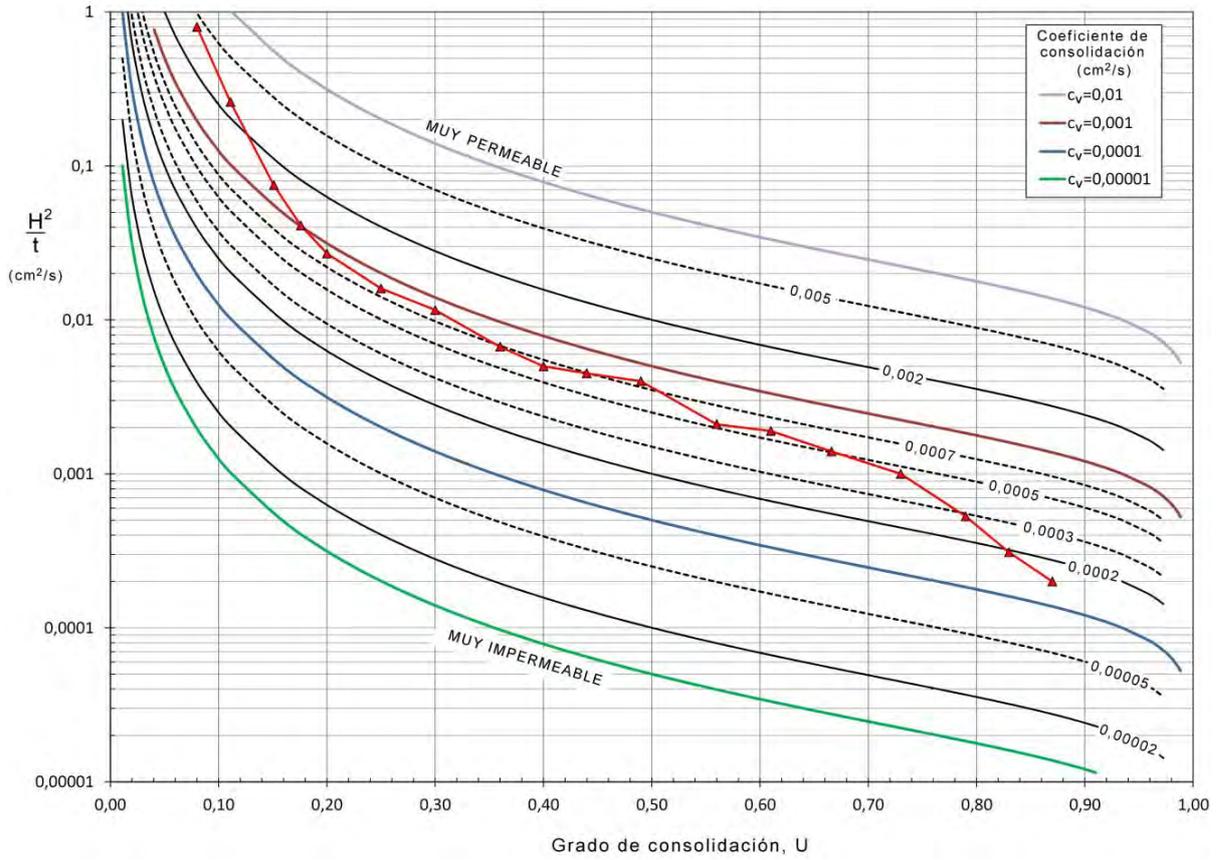


Figura 3. Ábaco de Sridharan et al (1995) con un ejemplo de precarga sin mechas

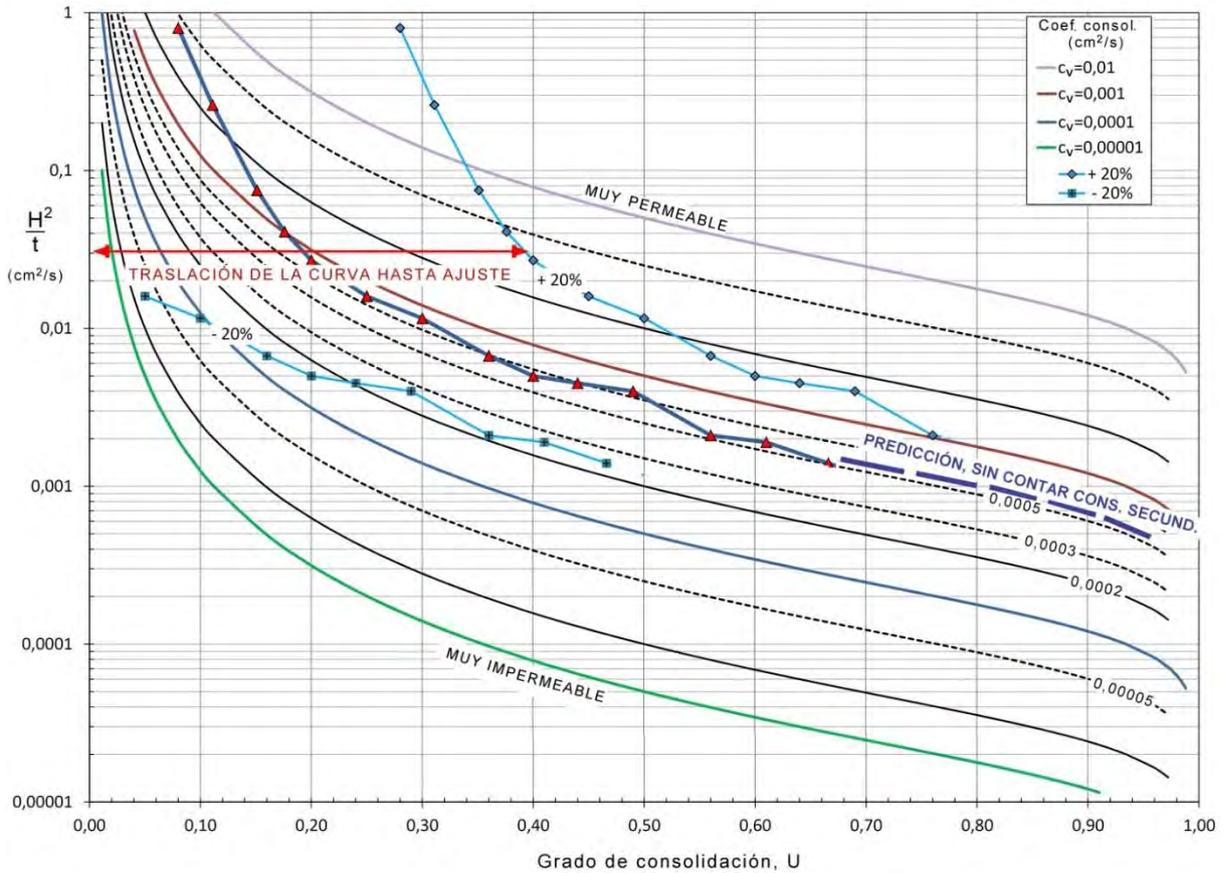


Figura 4. Ábaco de Sridharan et al (1995); traslación para tantear el asiento final

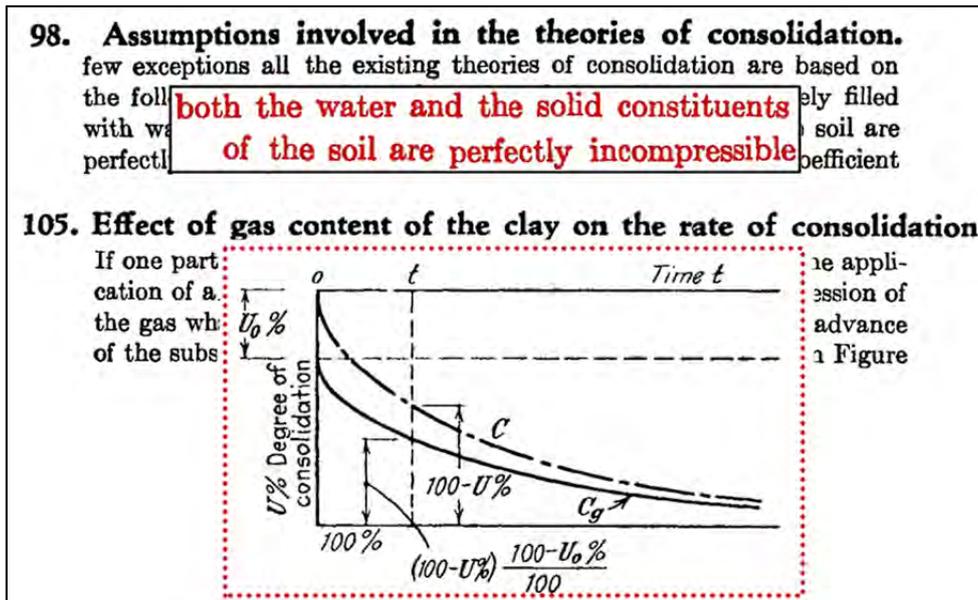


Figura 5. Extracto del libro de Terzaghi (1943) que trata la presencia de burbujas

De hecho, los métodos de Casagrande y de Taylor para la determinación del coeficiente de consolidación en laboratorio incluyen sendos procedimientos para descontar el asiento debido a tales efectos. Nótese que estos dos procedimientos no son técnicas de predicción, sino de interpretación del ensayo de laboratorio terminado. Es oportuno poner de relieve diversos fenómenos que sólo pueden entenderse si se admite la compresibilidad del agua (su incompresibilidad no es una hipótesis inapelable en geotecnia):

- Al retirar la precarga de un suelo, el conocido efecto “rebote” está en parte ligado al leve “entumecimiento” del agua;
- Las experiencias de la eficacia de la consolidación dinámica en suelos finos, sostenida por Ménard y Broise (1975), sobre la base de presencia de microburbujas en su seno. El Laboratorio de Geotecnia ha estudiado este tratamiento en el Puerto de Algeciras (Perucho y Olalla, 2006);
- Las líneas de investigación que se refieren a la estimulación de microorganismos generadores de gas en los suelos finos saturados (Hughes et al, 2011), en vistas a aumentar la compresibilidad de la fase líquida para lograr que una fracción del asiento primario sea inmediato; o bien, para hacer menos licuefactable dicha masa de suelo (Rebata-Landa y Santamarina, 2012);
- Se han registrado en los lechos marinos mediante técnicas geofísicas velocidades v_p claramente inferiores a 1500 m/s, por la presencia de gas biogénico (lo que Jiménez Salas vino a denominar, suelos o "zonas sordas", Curso CEDEX, 1988). El CEDEX tiene constancia de suelos con burbujas en las rías gallegas y en el golfo de Cádiz;
- Se comprende así por qué se saturan las muestras para triaxiales con 60 m.c.a., aun cuando no es total garantía de absoluta saturación.

Por su interés, merece la pena comparar la rigidez volumétrica del agua (K), con la de medios térreos o porosos (Fig. 6). El agua presenta una rigidez de unos 2,2 GPa. Para la interpretación de la figura, téngase en cuenta que K y E (módulo de Young), numéricamente, son muy similares. Se presenta superpuesto un cuadro con los valores de K cuando el agua contiene entre 0 y 5 % de aire, para 3 valores de presión absoluta. La formulación de la rigidez del sistema trifásico (esqueleto sólido, agua y aire) puede encontrarse en los libros de mecánica del suelo no saturado (Fredlund y Rahardjo, 1993). Obsérvese que los valores de rigidez decaen al rango de zahorras en cuanto los porcentajes de aire superan el 0,5 %, con lo que se comprende lo expuesto en este epígrafe.

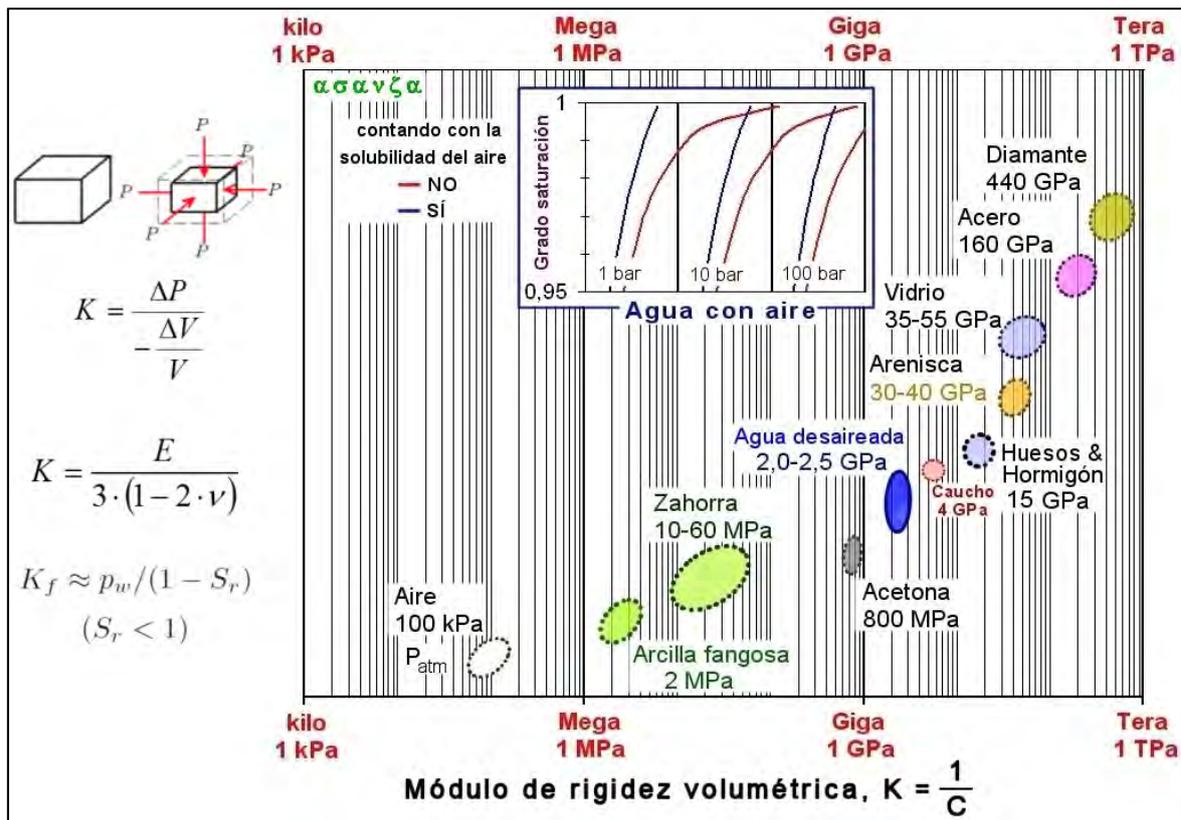


Figura 6. Rigidez volumétrica del agua (con y sin burbujas) en relación a otros materiales

3.2 La coexistencia de consolidación secundaria

Ya se ha indicado que la aparente reducción del coeficiente de consolidación en estadios avanzados y terminales de la consolidación (Fig. 3) es debido a que los incipientes asientos secundarios se solapan a los primarios. Aunque no hay consenso entre los autores, pueden ir apareciendo asientos secundarios a partir de grados de consolidación de $U_v=0,65$. Discriminar unos de otros no es sencillo, si bien, el ábaco de la Figura 3 resulta una ayuda.

Ha cundido la idea de que la consolidación secundaria es fruto del acomodo de partículas con un régimen de presiones intersticiales hidrostático. Más bien, convendría aceptar que la masa de arcillas se comporta con arreglo a un modelo de doble porosidad (Mitchell, 1993; Navarro y Alonso, 2001; Alonso, 2004), de modo que la consolidación secundaria ha de estar ligada al reequilibrio de fuerzas (presiones) a nivel de micro-poros (que aún albergan sobrepresiones, de difícil medida), similar al empleado en modelos de suelos no saturados (Alonso et al, 2013). A los efectos de este artículo, se cree suficiente aceptar la formulación clásica (Fig. 7), aunque conviene incorporar la influencia de la razón de sobreconsolidación (OCR) y el tiempo de permanencia de las precargas. Así, aunque no son muy abundantes los estudios (Ladd, 1971; Alonso et al, 2000), parece que los asientos de consolidación secundaria se reducen tanto más cuanto mayor es el valor del OCR alcanzado con la precarga; el tiempo de permanencia de ésta (se entiende que contando a partir de una fase avanzada de la consolidación primaria) influye notablemente (Fig. 8). El grado de eliminación de estos asientos se evalúa en términos de la reducción del coeficiente de consolidación secundaria (c_a).

En definitiva, en el diseño de precargas habrá de tenerse presente la conveniencia de ajustar al alza el valor de la precarga, no ya para que el grado de consolidación alcanzado con la precarga rebase la carga de servicio, sino también para que cuente con un ligero margen con el que mitigar los asientos secundarios futuros.

Tomando por caso una precarga en el ámbito portuario, la aún vigente R.O.M 4.1-94 de pavimentos señala que no se admitirá un relleno consolidado si, construida la coronación, los asientos esperables durante los 10 primeros años rebasa los 10 cm. Así, en caso de que se hubiera tratado con una precarga estricta ($OCR=1$) una arcilla plástica algo orgánica ($c_{\alpha} \approx 0,025$) de unos 10 m de espesor, rasgos no infrecuentes en puertos, dicho asiento podría cifrarse en unos 12 cm. No obstante, si se trata de una precarga estricta, ésta debería haberse prolongado mucho, hasta grados de consolidación realmente avanzados ($U > 90\%$), con lo que no es de extrañar que parte de la secundaria tuviera lugar durante el tratamiento de precarga.

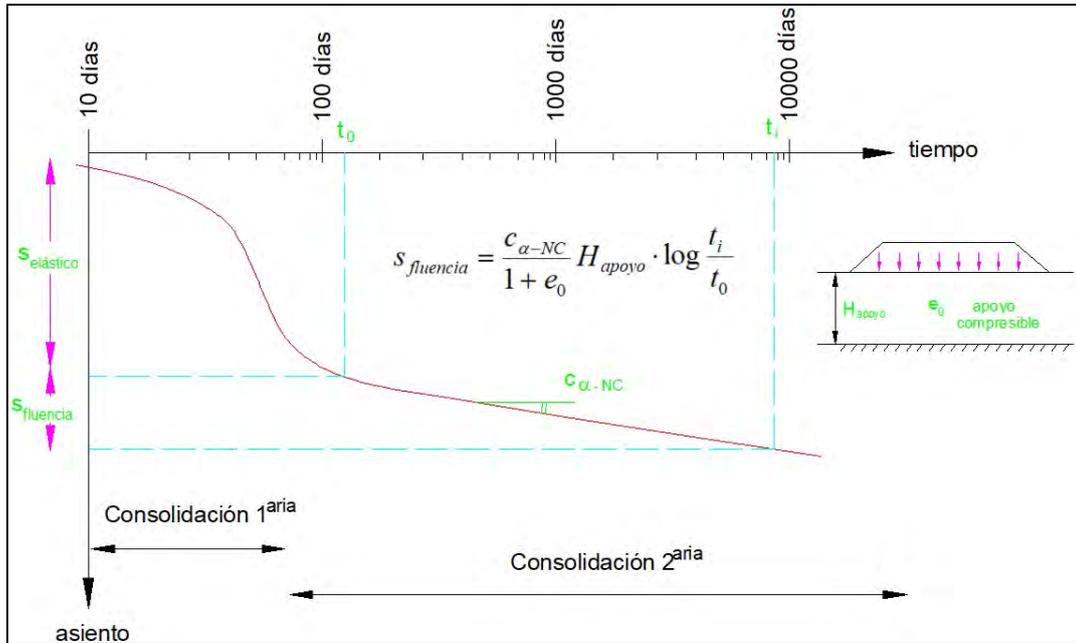


Figura 7. Modelo clásico de la consolidación secundaria

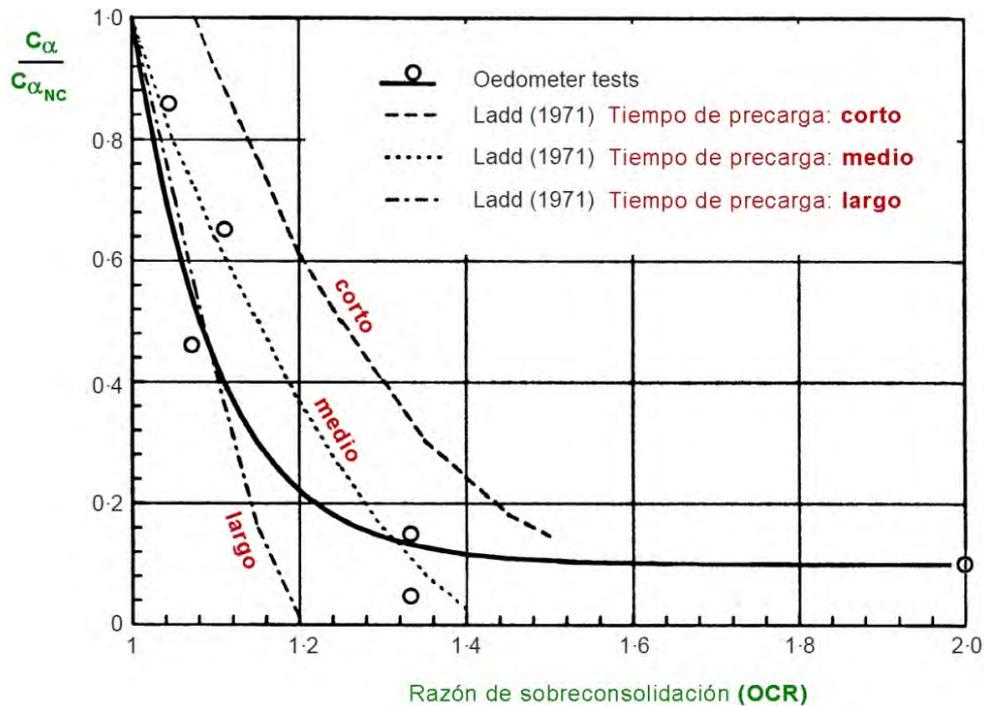


Figura 8. Atenuación del asiento secundario; efecto del OCR y de la permanencia de la precarga

Ha de reconocerse que el modo de discriminar los asientos de consolidación primaria y los secundarios no está totalmente resuelto, pero ha de suministrarse a la propiedad una estimación de la evolución de los asientos durante la vida útil de la estructura.

Generalmente se diseñan precargas de tierras entre un 15 y un 25 % superiores a la de servicio, a fin de poder retirarlas en estadios de consolidación avanzados, pero no terminales, con el fin de alcanzar plazos viables (varios meses). Los criterios para fijar el valor de la precarga no son objeto de este artículo.

3.3 Incertidumbres sobre el coeficiente de consolidación

Este parámetro es, sin duda, el más difícil de estimar en el diseño de la precarga, aun disponiendo de una intensa y cuidada campaña geotécnica. Para ser más precisos, habría que referirse a los coeficientes de consolidación, el horizontal y el vertical:

$$c_v = \frac{k_v \cdot E_M}{\gamma_\omega}; \quad c_h = \frac{k_h \cdot E_M}{\gamma_\omega};$$

La razón entre los coeficientes de consolidación coincide con la razón entre las permeabilidades vertical y horizontal. El coeficiente de consolidación vertical se obtiene en laboratorio con edómetros, aunque suele ser muy conservador (Cortellazzo, 2002), entre otras razones, por el sesgo en la selección de muestras y su posible alteración. El coeficiente de consolidación horizontal (radial) se determina por lo general in situ con el CPTu a diferentes profundidades, con el conocido ensayo de disipación. Curiosamente, como para interpretar este ensayo de campo ha de estimarse el valor de la asíntota de presión intersticial, se puede recurrir a los métodos de predicción que se cuentan más adelante para dicha estimación. Los coeficientes de consolidación horizontal obtenidos con el CPTu suelen ser bastante más realistas que cualquier determinación en laboratorio, con lo que deberían tomarse como resultados de referencia.

Existen diversos estudios sobre la relación entre permeabilidad la vertical y horizontal. Concretamente, Leroueil et al (1990) han recopilado un gran número de ellos (Fig. 9), que puede contribuir a estimar la permeabilidad vertical a partir de los valores de la horizontal obtenidos con el CPTu. Si la arcilla tratada es muy masiva, exenta de intercalaciones de niveles más permeables, y se ha formado en ambiente marino (que da lugar a una fábrica bastante isótropa), no hay razón para asignar una permeabilidad horizontal mayor que la vertical. Como se ve en la Figura 9, la razón entre la permeabilidad horizontal y la vertical en estos casos puede cifrarse entre 1 y 2 veces.

Por el contrario, aquellos casos en que en los registros de los CPTu se vislumbren intercalaciones o pasadas más permeables, ya no rige la permeabilidad específica de la arcilla si no una que pondere el conjunto, a escala métrica. Nótese que la hinca aumenta la conectividad de eventuales pasadas más arenosas dispersas. Así, aunque no tengan franca continuidad las pasadas más arenosas, la permeabilidad macroscópica horizontal equivalente puede llegar a ser más de un orden de magnitud mayor, con lo que las mechas resultan eficacísimas, pudiéndose espaciar más en esos casos ($d > 3$ m). Si no hay total certeza, es prudente no tener en cuenta la existencia de pasadas arenosas en el diseño de la precarga.

3.3 Otras fuentes de incertidumbre

A las incertidumbres discutidas anteriormente hay que añadir, entre otras:

- La dependencia de la rigidez del suelo con el nivel tensional, que se traduce en que el grado de consolidación global, definido en términos de disipación de presiones intersticiales, pierde su equivalencia al plantearlo en términos de porcentaje de asientos producidos. En otras palabras, los decrementos de presiones intersticiales tempranos llevarán asociados asientos mayores que los subsiguientes decrementos idénticos, en las que el esqueleto sólido está ya algo más rígido (esto se verá en el ap. 5.4.5). Ya se ha dicho que la rigidización del suelo no conduce a una clara variación del coeficiente de consolidación, pues hay una cierta compensación por reducción de la permeabilidad. Por otra parte, aunque está probada la reducción del coeficiente de permeabilidad con el índice de huecos, introducir este detalle podría ser un grado de sofisticación contraproducente para un modelo de predicción práctico;

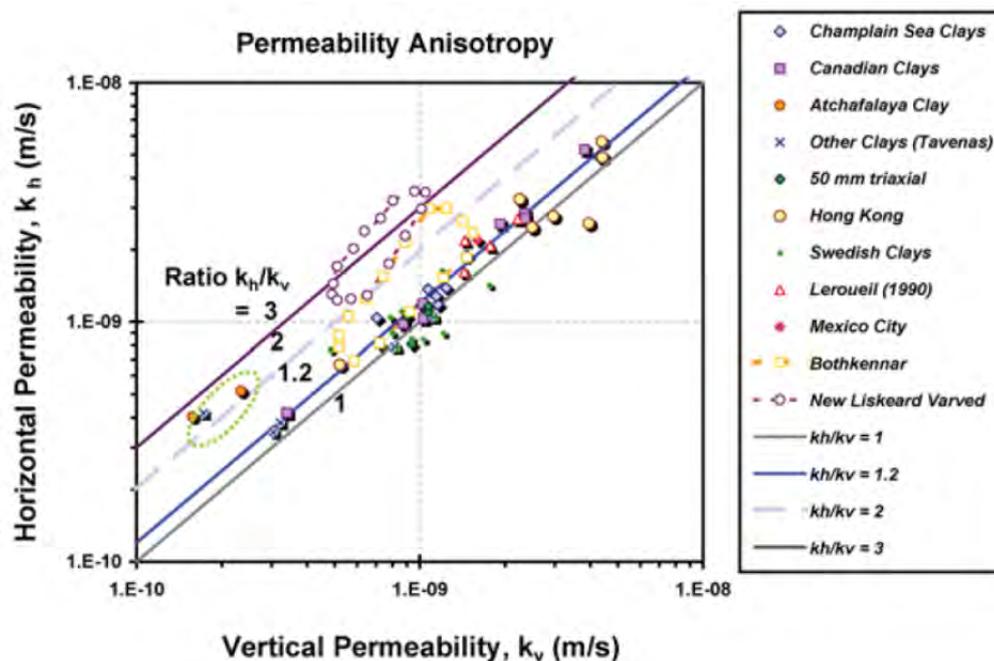


Figura 9. Relación entre el coeficiente de permeabilidad vertical y horizontal de arcillas marinas (Leroueil et al, 1990)

- El efecto de remoldeo (“smearing”) al que queda sometida la arcilla en las inmediaciones de las mechas cuando se instalan. En dicha zona queda algo reducida la permeabilidad, de tal modo que el coeficiente de consolidación horizontal equivalente resulta aún más difícil de pronosticar;
- El periodo requerido para colocar toda la precarga de tierras (una carga creciente durante varias semanas), pues en el modelo ha de concentrarse, virtualmente, a un instante equivalente. En el caso de grandes extensiones de terreno ganado al mar, la precarga se prolonga meses;
- Las ligadas a los registros de asientos: en ocasiones no se dispone de asientos absolutos, sino que se comienza la lectura con la precarga ya iniciada; en otras, hay otras capas menos deformables que consolidan más rápido que la que se está tratando y cuyos asientos son difíciles de computar, si bien la instrumentación (extensómetros de varillas u otros) podría resolverlo.

4. Integración de los métodos de predicción en los proyectos de precarga

Los métodos de predicción son modelos matemáticos que hacen uso de una serie de registros tempranos del propio proceso para mejorar el pronóstico de su evolución. Se han de enmarcar en la filosofía del método observacional (Peck, 1969), en virtud del cual en obra se revisa del diseño de proyecto a medida que se analizan los registros de instrumentación para corregir las esperables desviaciones.

Deberían figurar en el proyecto de precarga las actuaciones a acometer en función del sentido e intensidad de las desviaciones que se vayan registrando, pero lamentablemente no es habitual. Así, habría de proponerse el adelanto de la retirada de una precarga respecto del tiempo proyectado si la interpretación de los registros indica que se ha alcanzado tempranamente el grado de consolidación y los asientos consignados. Si sucediera a la inversa, como alternativa a una mayor permanencia podría incluso, definirse un escenario extremo anómalo consistente en aumentar la altura de tierras, con la cautela de no comprometer la estabilidad de la zona perimetral.

En los proyectos más complejos, con precargas por fases o con rellenos hidráulicos, la casuística sería más variada, pero igualmente debería plasmarse en el proyecto, pues lo menos probable es que la realidad se aproxime a lo proyectado. Un buen modo para plasmar los posibles escenarios sería por medio de un árbol de sucesos con sus respectivas actuaciones.

En suma, el diseño de una precarga en gabinete debería contener pautas para que la incertidumbre asociada se acote durante la fase de construcción. Así, conviene que el diseño de la precarga contemple:

1. Un plan de auscultación, detallando el tipo de dispositivos, su emplazamiento, momento de lectura inicial, la frecuencia de lecturas (que podría supeditarse a lo que realmente se registrara);
2. Instrucciones en el proyecto de cómo han de procesarse los registros que se obtengan, junto con los métodos de predicción a emplear;
3. Cómo actuar, en función de las desviaciones respecto de lo proyectado.

5. Revisión de diversos métodos

5.1 Algunos requisitos indispensables de los modelos de predicción

En esencia, con los métodos de predicción se trata de hallar dos parámetros: el asiento final (de consolidación primaria) y el coeficiente de consolidación predominante (vertical si no se hincan mechas y horizontal si se hincan).

En los casos afortunados en los que pueda contarse con apoyo académico o de un grupo de investigación, puede recurrirse a métodos bastante sofisticados, tales como métodos probabilísticos, la resolución del problema inverso o métodos genéticos (Gens y Ledesma, 2000; Santamarina y Fratta, 2005; de Santos et al, 2016). Con todo, a nuestro juicio, un requisito indispensable para sacarle provecho en una obra convencional, que cuenta con medios técnicos muy ajustados, es que el método sea razonablemente sencillo e implementable en una hoja de cálculo. Nótese que, salvo raras excepciones, para la predicción de asientos en España no se usa más que el Método de Asaoka (1978). Su sencillez de uso, sin duda, ha contribuido mucho a su difusión.

Aunque goza de claras ventajas, el método de Asaoka adolece de tres limitaciones, a saber:

- En los tratamientos de consolidación sin mechas no son fiables los registros de asiento correspondientes a $U < 0,5$ y por tanto, la capacidad de previsión para adoptar medidas se reduce;
- El método exige emplear medidas de asientos a intervalos de tiempo constante, lo cual no siempre es posible. Las extrapolaciones que hayan de hacerse por no cumplirse este requisito introducen errores no deseables;
- Hay que juzgar la conveniencia de prescindir de los registros de asientos en fases avanzadas, pues introducen errores ligados a los asientos secundarios.

Otro requisito indispensable de los métodos de predicción, es su capacidad de anticipación. Aunque, como se ha visto (Fig. 3), cuando la consolidación es incipiente ($U < 0,3$) resulta muy complicado calibrar el modelo o, al menos, estimar el asiento final y el c_v , hay métodos con los que se alcanza ya una razonable estimación para $U < 0,6$.

El tratamiento de precarga con mechas en la nueva terminal de contenedores de Cádiz, con una altura de tierras de unos 12m en una extensión de unos 700 x 400m (Fig. 10), en el que intervino intensamente este Laboratorio, obligaba a tomar decisiones sobre la permanencia o retirada de diferentes parcelas en plazos del orden de una semana. Se comprende, pues, que ha de ponderarse en una obra real la conveniencia de los dos requisitos anteriores, máxime a la vista de las dispersiones de los registros de asiento de perfiles aparentemente equivalentes. La precisión no es prioritaria en estos casos.

Como se verá, existen varios métodos que permiten sacar provecho a los registros de instrumentación, y en definitiva, efectuar las correcciones pertinentes para garantizar que los asientos remanentes no superen los fijados por el cliente o la administración.



Figura 10. Nueva terminal de contenedores del Puerto de Cádiz durante la retirada de la precarga de la 3ª fase

5.2 Adaptación del método de Sridharan et al (1995) para consolidación radial

Se ha visto que el método de Sridaharan et al (1995), recogido en la Figura 3, aunque fue ideado para la interpretación a posteriori de ensayos edométricos de laboratorio, proporciona, por su sencillez, cierta utilidad en problemas de predicción de comportamiento precargas sin mechas.

Resulta sencillo adaptar este método y confeccionar un ábaco similar para el caso de consolidación radial (tratamientos con mechas), sacándosele provecho como método de predicción (Fig. 11). El autor de este texto no tiene conocimiento de que se haya realizado con anterioridad esta adaptación. A modo ilustrativo, se le han superpuesto los registros de 6 placas de asiento de una precarga de 4m con mechas realizada en el paseo marítimo de Huelva, en la margen izquierda del Río Odiel, entre el "muelle de mineral" y el estadio Nuevo Colombino. Al asumir de manera simplificada aquí que el asiento final de todos los puntos será el mismo (se tomó 1,0m), algunos registros (P-57, P-58 y P-59) encajan algo peor. Se trata de unos depósitos arcillosos masivos muy blandos de unos 22m de espesor, con un espaciamiento de mechas de $d=1,5\text{m}$, por lo que puede desprejarse la componente de flujo vertical.

Se invita al lector a elaborar una hoja de cálculo que acople la consolidación radial y la vertical superpuestos, para un valor típico de $F(n)$ y de $\tau (=T_v / T_r)$.

El desconocimiento del asiento final puede paliarse mediante:

- la combinación con el método de Asaoka, puesto que éste proporciona una primera estimación del asiento final, y aquel contribuye a discriminar posibles asientos secundarios;
- la traslación horizontal de la curva de registros, hasta encontrar un cierto ajuste con la zona central de una iso-curva de c_v . (como se hizo en la Figura 4). Una buena campaña de CPTu y de presiómetros, así como de edómetros permitiría acotar moderadamente bien dicho valor.

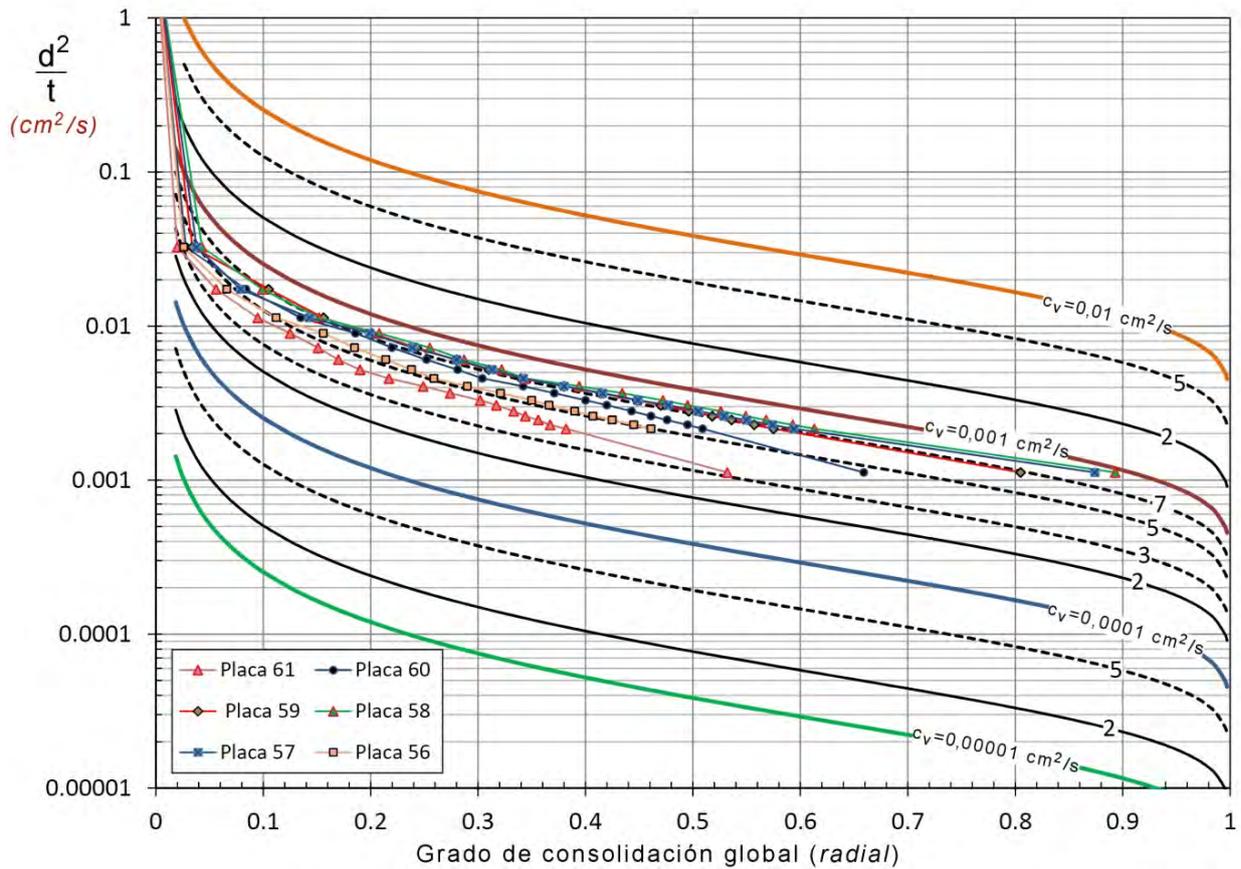


Figura 11. Adaptación del ábaco de Sridharan et al (1995) para el caso de consolidación radial

Aunque en ocasiones se carece de las lecturas de asientos del proceso en su estado más incipiente, podrían reconstruirse, tal como se hace con el método de Casagrande o con el de Taylor. El método de Sridharan et al (1995) adaptado al caso de hinca de mechas es una herramienta interesante si se quiere vislumbrar la magnitud de los asientos secundarios.

5.3 Método de Scott (1961) adaptado para consolidación radial (Método Scott-CEDEX)

El libro *Principles of Soil Mechanics* de R. F. Scott (1965) gozó de gran reconocimiento por Jiménez Salas y sus colaboradores. Anteriormente Scott había publicado en ASCE (en 1961) un método enfocado a la interpretación de ensayos edométricos convencionales, como alternativa al de Casagrande y de Taylor, pero no atrajo gran interés, quizá porque requería cálculos algo tediosos para la época. Como se verá, con los medios actuales (hojas de cálculo) el procedimiento operativo resulta elemental, y por ende, de mayor utilidad. Veremos que es aprovechable como genuino método de predicción, fundamentalmente en el caso de precarga con mechas.

En esencia, el método de Scott (1961) se ampara en el hecho de que la curva de asientos-tiempos de cualquier proceso de consolidación unidimensional resulta de hacer un cambio de escala en los ejes de la ecuación canónica (Fig.1). Merced a ello, se conservan las proporciones entre dos puntos cualesquiera de la función canónica $U_v = U(T_v)$ y la de la curva de asientos-tiempos. Así, sean dos factores de tiempo cualesquiera de la curva canónica, siendo uno de ellos α veces mayor ($T_{v-2} = \alpha \cdot T_{v-1}$). Entonces, el cociente entre ambos, aunque no tiene significado físico alguno, cumple que:

$$W_v(\alpha; T_{v-1}) = \frac{U(T_{v-1})}{U(\alpha T_{v-1})} = \frac{\frac{S_{t_1}}{S_\infty}}{\frac{S_{\alpha \cdot t_1}}{S_\infty}} = \frac{S_{t_1}}{S_{\alpha \cdot t_1}} = \text{dato} \quad \text{ec.7}$$

El método sólo exige disponer de una serie de asientos absolutos para obtener una estimación del asiento final y del c_v . Así, si se dispone de dos lecturas realizadas en tiempos conocidos, es inmediato hallar el cociente de asientos y el valor de α , de modo que, despejando, o tanteando de la función W_v , se puede obtener el valor de T_{v-1} (con cualquier "algoritmo integrado" de una hoja de cálculo). A su vez, resulta sencillo hallar el grado de consolidación del asiento s_{t_1} y, lógicamente, el coeficiente de consolidación (c_v) y el asiento final (s_∞). La Figura 12 ilustra estas ideas.

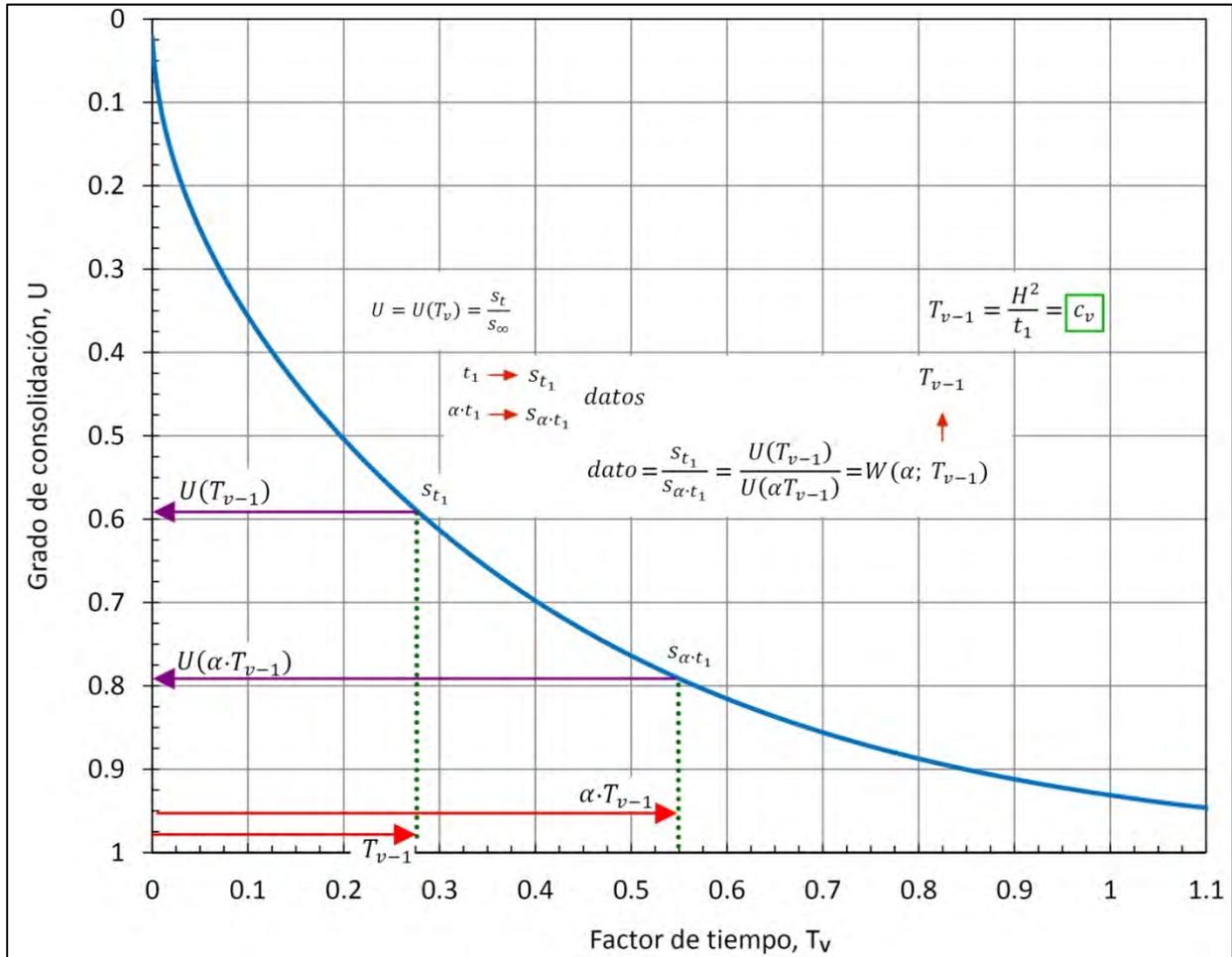


Figura 12. Fundamento del método de Scott (1961)

En ese caso resulta muy práctico hacer uso de la fórmula de la "raíz 6ª" (ec. 1). Luego, la función W_v , definida como el cociente de grados de consolidación, resulta:

$$W_v(\alpha; T_{v-1}) = \frac{U(T_{v-1})}{U(\alpha T_{v-1})} = \sqrt[6]{\frac{(\alpha \cdot T_v)^3 + 0,5}{(T_v)^3 + 0,5}} = \frac{s_{t_1}}{s_{\alpha \cdot t_1}} = \text{dato} \quad \text{ec.8}$$

Sin embargo, el método de Scott (1961) deja muy poco margen para la predicción, puesto que la función W_v es casi constante hasta bien avanzada la consolidación vertical (T_v elevados), con lo que resulta realmente pobre la predicción temprana de los parámetros que la gobiernan. La Figura 13, que muestra una familia de curvas de W_v para varios valores de α , prueba esta escasa variación.

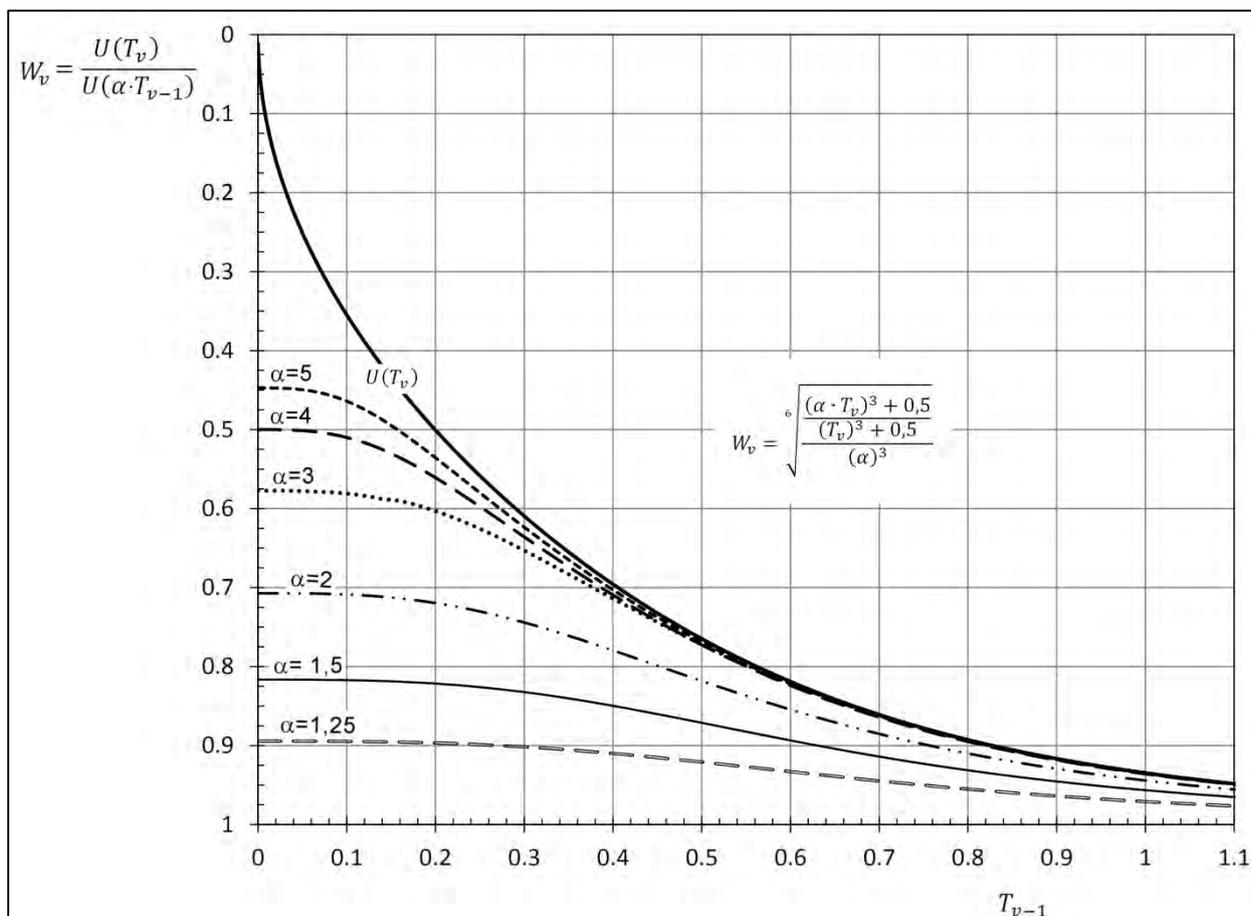


Figura 13. Función W_v de Scott (1961), para la interpretación de consolidaciones verticales

Al adaptar el método de Scott (1961) al caso radial, la función W_r resultante es afortunadamente muy variable con T_r , sobre todo en tiempos tempranos (Fig. 14), lo que le dota de gran capacidad de predicción. Así, haciendo el cociente entre dos grados de consolidación radial cualesquiera e igualándolo al cociente entre dos asientos con orígenes temporales conocidos, la función W_r queda:

$$W_r(\alpha; T_{r-1}) = \frac{U_r(T_{r-1})}{U_r(\alpha \cdot T_{r-1})} = \frac{1 - e^{-\frac{8 \cdot T_{r-1}}{F(n)}}}{1 - e^{-\frac{8 \cdot \alpha \cdot T_{r-1}}{F(n)}}} = \frac{s_{t_1}}{s_{\alpha \cdot t_1}} = \text{dato} \quad \text{ec.9}$$

siendo elemental obtener T_{r-1} con una hoja de cálculo. Resulta inmediato, entonces, estimar en dicho intervalo de tiempo el coeficiente de consolidación radial (c_r) y el asiento final (s_∞). El método fue bastante útil en las asistencias técnicas del Laboratorio de Geotecnia en los dos tratamientos de precarga en ámbito portuario citados. Al no haber constancia de la adaptación del método a la predicción de tratamientos de precarga, nos atrevemos a acuñarlo como método "Scott-CEDEX".

La Figura 14 incorpora dos curvas adicionales que ilustran el grado de variación de las pendientes en función del valor de $F(n)$. La Figura 14 muestra que ya se pueden hacer buenas estimaciones con registros de asientos correspondientes a grados de consolidación radial entre $U=0,2$ y $U=0,5$ (esto es, T_v entre 0,09 y 0,27, lo que corresponde a $\alpha=3$, con una marcada pendiente). Por sencillez expositiva, de nuevo se ha despreciado la pequeña contribución de la disipación vertical, aunque resultaría sencillo incorporarla.

El método podría sistematizarse de manera matricial. Si se dispone de n datos [n pares de valores ($t_i; s_{ti}$)] pueden obtenerse $(n-1)^2/2$ valores del coeficiente de consolidación, repartidos en un cierto intervalo temporal. En efecto, resulta inmediato hallar la serie de $n-1$ valores α , tomando de referencia el tiempo más temprano:

$$\alpha_{1,n} = \left(\frac{t_1}{t_2}; \frac{t_1}{t_3}; \frac{t_1}{t_4}; \dots; \frac{t_1}{t_n} \right) \quad \text{ec.10}$$

así como los n-2 valores de $\alpha_{2,n}$ tomando de referencia el segundo registro. Obviamente, se obtendrá más precisión en los pares de registros más espaciados en el tiempo. Igualmente, existirán menos riesgos de efectos espurios si ambos registros se encuentran en una fase intermedia de consolidación.

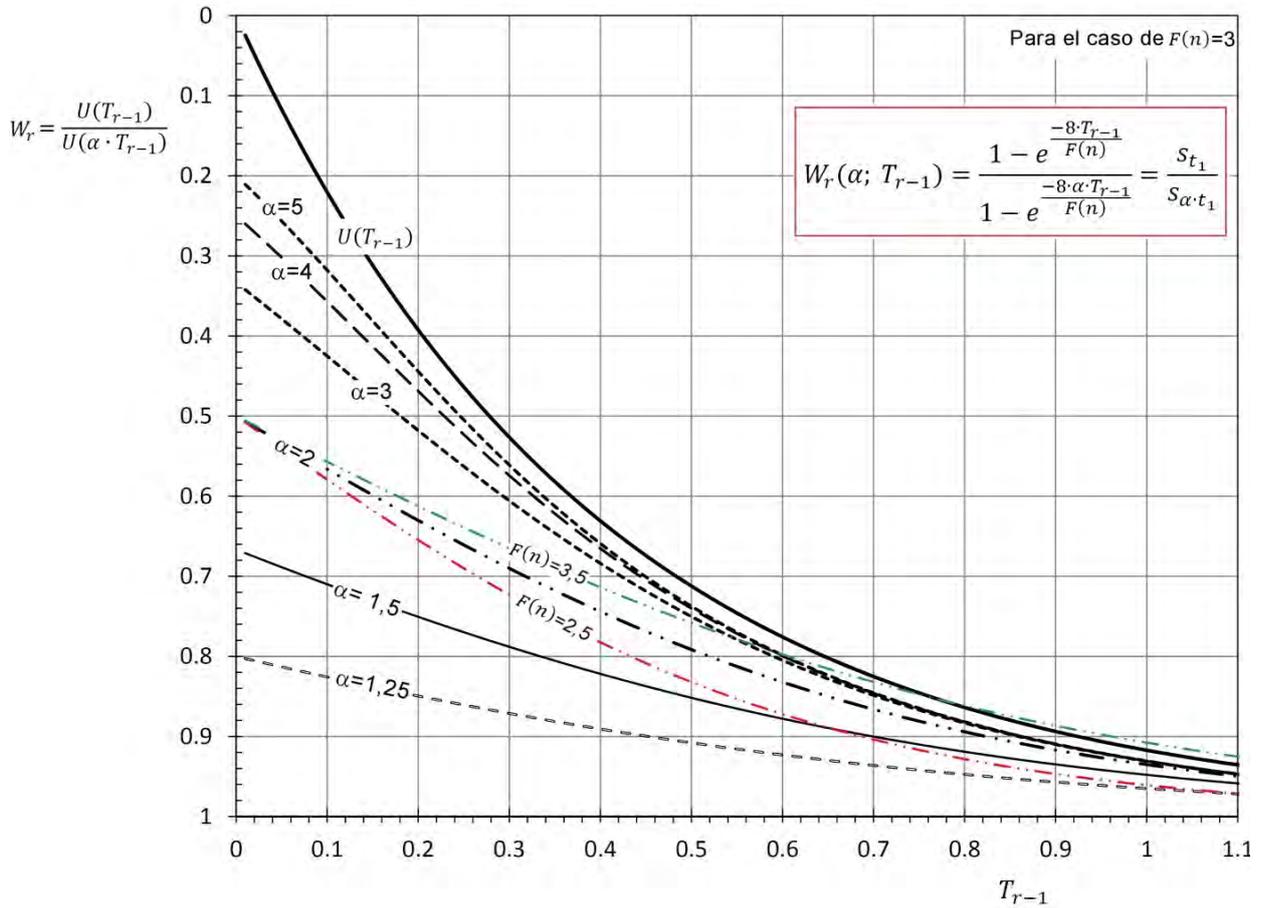


Figura 14. Método Scott-CEDEX para la interpretación de consolidación radial, función W_r

La Figura 15 ilustra un ejemplo gráfico con dos determinaciones que ayuda a la comprensión del método; lógicamente, es más rápido resolverlo directamente con una hoja de cálculo. Los datos proceden de una placa de asiento de la precarga en el Paseo Marítimo de Huelva.

5.4 El método hiperbólico

5.4.1 Introducción

La ecuación canónica $U_v = U_v(T_v)$ de la consolidación unidimensional en el rango entre $U_v=0,6$ y $0,9$ se aproxima extraordinariamente bien a un tramo de una hipérbola equilátera; teniendo presentes las tolerancias e incertidumbres en geotecnia, la semejanza puede extenderse incluso al rango entre $U_v=0,5$ y $0,95$ casi sin merma de precisión. Ciertamente, se trata de un rango de U_v interesante a efectos de predicción. Como se ve en la Figura 16, para estos fines interesa referir la hipérbola a unos ejes diferentes a los estándar; el origen de coordenadas de estos nuevos ejes pasa por ella, siendo éstos paralelos a las asíntotas, desplazados unas magnitudes α y β .

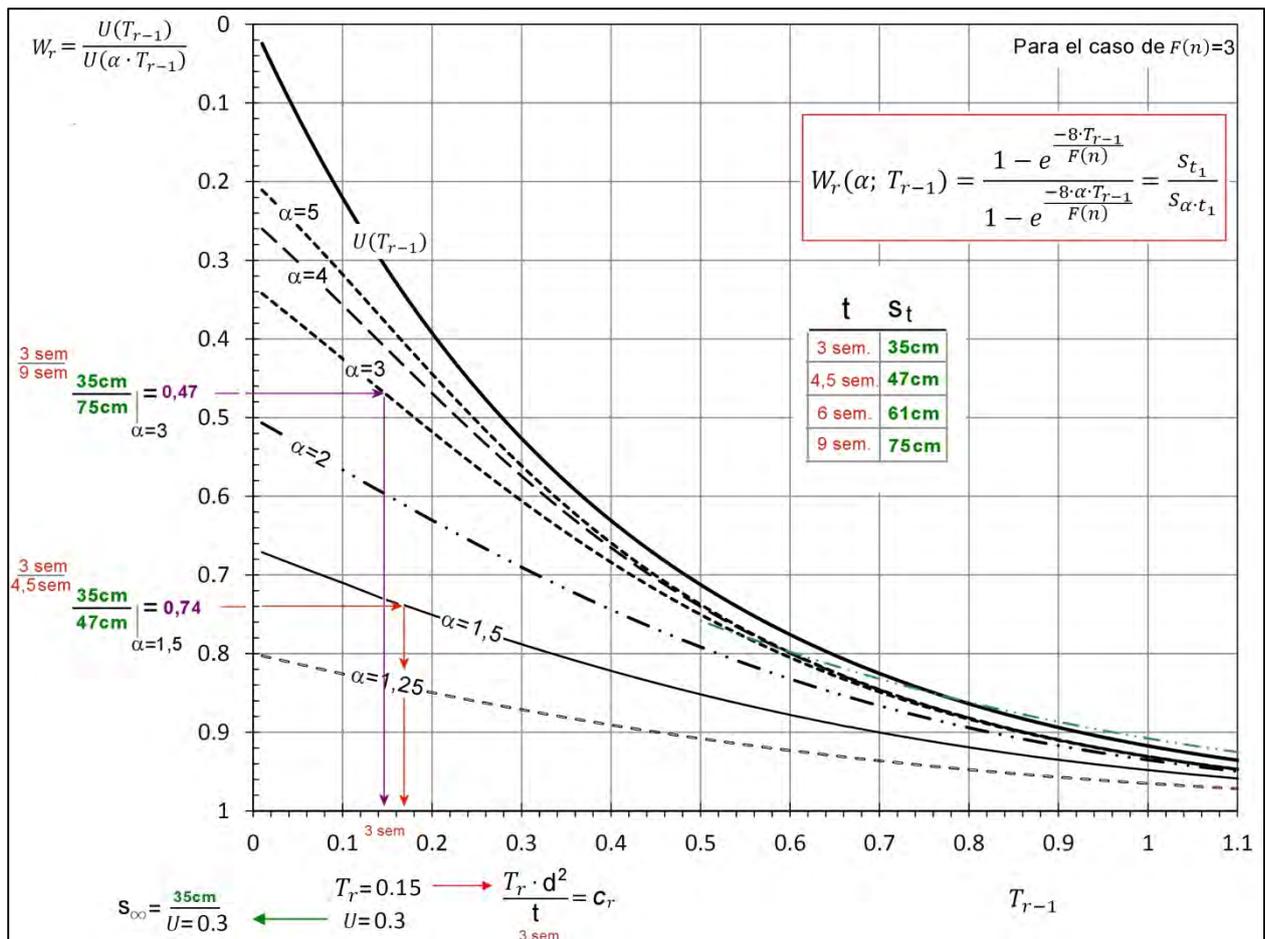


Figura 15. Método "Scott-CEDEX" para la interpretación de consolidación radial, ejemplo operativo

La ecuación de la hipérbola así referenciada es la siguiente:

$$U_v = U_v(T_v) \approx \text{hipérbola} = \frac{\beta \cdot T_v}{\alpha + T_v} \quad \text{ec.11}$$

Se reitera que, aun no siendo rigurosamente cierto, la ecuación canónica de la consolidación unidimensional, es muy similar a la ec. 11 en el rango indicado. Más adelante se hallarán los valores α y β que ajustan la ecuación $U_v = U_v(T_v)$.

En virtud de tal similitud, puede aplicarse el conocido procedimiento de transformación de la hipérbola equilátera en una recta. Este procedimiento es provechoso cuando se dispone de un conjunto de datos experimentales de fenómenos que tienden a un valor asintótico que se pretende estimar. Se trata de un procedimiento empleado también en otras aplicaciones geotécnicas. Así por ejemplo, este método se utiliza sobre todo para obtener el desviador máximo en ensayos triaxiales, puesto que sus curvas tensión-deformación axial, sobre todo en suelos no preconsolidados, parecen aproximarse a esta forma cuadrática (Kondner, 1963; Duncan y Chan, 1970). Por otra parte, el método hiperbólico también proporciona resultados satisfactorios para predecir el axil último de ensayos de carga en pilotes (método de Chin, 1970, 1972). Fleming (1992) y Borel et al (2004) depuraron dicho método para los casos en que las dos interacciones tenso-deformaciones (la punta y el fuste), que aisladamente se asemejan a hipérbolas, se solapan.

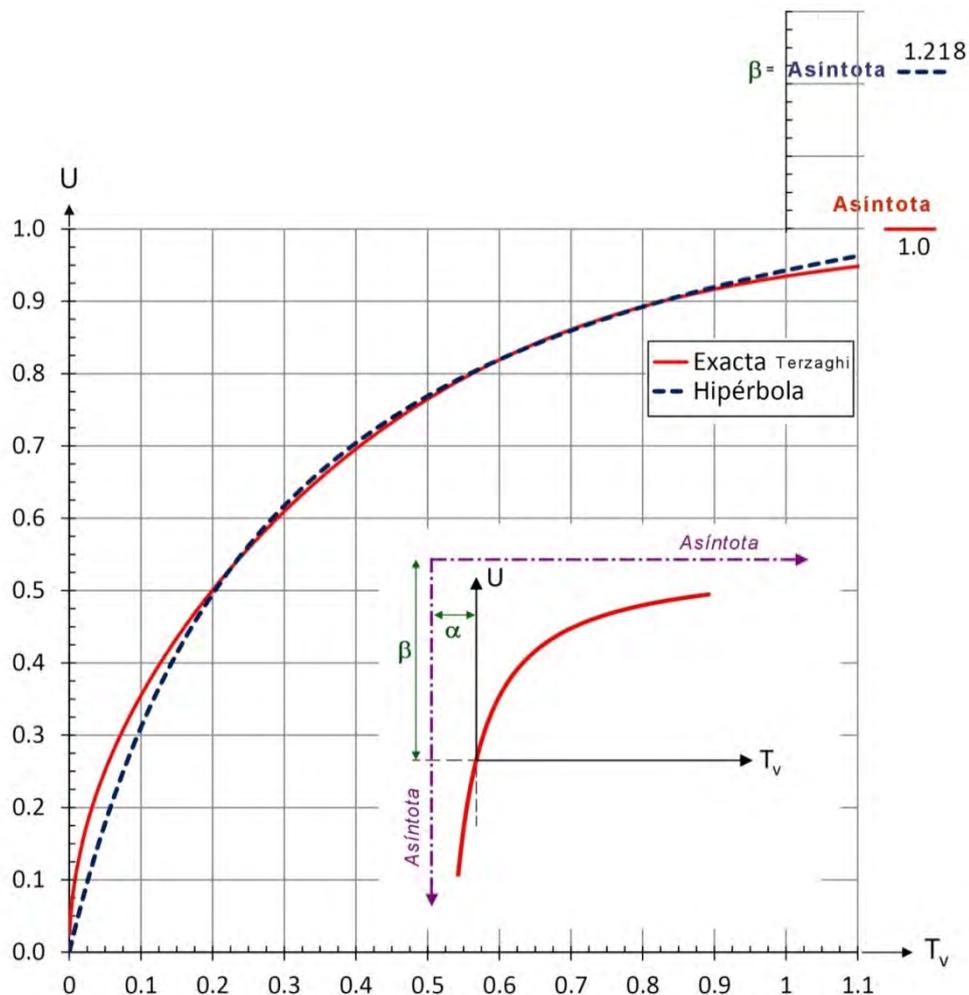


Figura 16. Método hiperbólico; fundamentos, ejes de referencia

Aunque el método hiperbólico también se emplea para hacer pronóstico de los asientos finales y del coeficiente de consolidación en laboratorio y en obra, ha de reconocerse que en España es realmente infrecuente. Se cree que ha contribuido el hecho de que está recogido en la literatura técnica de un modo parcial y disperso (Sridharan et al, 1980; 1987; Tan et al, 1991; Tan, 1995).

Nótese que el método recogido en el apartado 4.9.6.2 de la R.O.M. 0.5-05 no ha de entenderse como el método hiperbólico genuino que ahora se expone, sino como una variante bastante útil para estimar conjuntamente asientos primarios y secundarios, sin que proporcione valores del coeficiente de consolidación.

5.4.2 La transformación a una recta y su utilidad. Caso de consolidación vertical.

Aunque los tratamientos de precarga sin mechas en suelos finos saturados son infrecuentes, y por tanto de menor aplicación práctica, se ha optado por explicar el método hiperbólico detalladamente para este caso, en vistas a facilitar la comprensión del método para el caso tridimensional.

Sea una hipérbola equilátera definida con los ejes de la Figura 16 (aquí, tomamos $U_v = U_v(T_v)$, que se le asemeja suficientemente) de la que se conoce un conjunto de n valores $(U_1, T_1; U_2, T_2; U_3, T_3; \dots U_n, T_n)$. Basta emplear la variable $J = \frac{T_v}{U_v}$ para transformar la ec. 11 en una recta, la cual cumple que su ordenada en el origen y pendiente dependen exclusivamente de α y β . Veamos:

$$\alpha + T_v = \frac{\beta \cdot T_v}{U_v} \rightarrow \alpha + T_v = \beta \cdot J \rightarrow J = \frac{T_v}{U_v} = \frac{\alpha}{\beta} + \frac{1}{\beta} \cdot T_v \rightarrow J = D_v + M_v \cdot T_v \quad \text{ec.12}$$

Resulta fácil demostrar que al transformar la ecuación canónica de consolidación vertical en una recta (también "canónica"), la ordenada en el origen (D_v) y la pendiente de la recta valen (M_v):

$$D_v = 0,2397 \cong 0,240 \quad \text{ec.13a}$$

$$M_v = 0,821 \quad \text{ec.13b}$$

Esto es, la recta canónica resultante vendrá definida por:

$$J = \frac{T_v}{U_v} = D_v + M_v \cdot T_v = 0,240 + 0,821 \cdot T_v \quad \text{ec.14}$$

y como:

$$M_v = 0,821 = \frac{1}{\beta} \rightarrow \beta = 1,218 \quad \text{ec.15a}$$

$$D_v = 0,240 = \frac{\alpha}{\beta} \rightarrow \alpha = \frac{0,240}{1,218} = 0,292 \quad \text{ec.15b}$$

Entonces, la ec. 11 expresada como una hipérbola en los ejes señalados es la de la ec. 16. Se reitera que dichas expresiones son suficientemente válidas sólo en el intervalo de U_v señalado.

$$U_v = U_v(T_v) = \frac{1,218 \cdot T_v}{0,292 + T_v} \quad \text{ec.16}$$

Esta propiedad de linealización se conserva si se opera con los tiempos y asientos de campo absolutos (t ; δ_t) medidos en un tratamiento de precarga sin mechas. Lógicamente, el valor del asiento registrado (δ_t) se identifica con el grado de consolidación global (U_v) y el tiempo transcurrido t , con el factor de tiempo (T_v), de modo que en el eje de ordenadas representará la variable $j = \frac{t}{\delta_t}$. Los datos de campo así graficados también forman una línea recta:

$$j = \frac{t}{\delta_t} = D + M \cdot t \quad \text{ec.17}$$

Denominaremos D a la ordenada en el origen y M a la pendiente de la recta construida con los datos de campo. Es sencillo comprobar que la recta canónica y la de datos de campo están ligadas simplemente a través de un factor de escala ($= \delta_\infty \cdot \frac{c_v}{H^2}$), que, en última instancia, es el que interesa hallar. En efecto, si se multiplica la ec. 17 por este factor, resulta:

$$\left(\delta_\infty \cdot \frac{c_v}{H^2}\right) \cdot \frac{t}{\delta_t} = (D + M \cdot t) \cdot \left(\delta_\infty \cdot \frac{c_v}{H^2}\right) \quad \text{ec.18}$$

Luego:

$$\left(\frac{\delta_\infty}{\delta_t} \cdot \frac{c_v}{H^2} \cdot t\right) = \frac{T_v}{U} = D \cdot \delta_\infty \cdot \frac{c_v}{H^2} + M \cdot \delta_\infty \cdot T_v \quad \text{ec.19}$$

Identificando términos con la recta canónica (ec.14), resulta:

$$\delta_\infty = \frac{M_v}{M} = \frac{0,821}{M} \quad \text{ec.20a}$$

$$c_v = \frac{D_v}{D} \cdot \frac{H^2}{\delta_\infty} = \frac{0,240}{D} \cdot \frac{M}{0,821} \cdot H^2 = 0,292 \cdot \frac{M}{D} \cdot H^2 \quad \text{ec.20b}$$

En definitiva, como ambas rectas son conocidas, se podrá obtener el asiento final (δ_∞) y coeficiente de consolidación (c_v) a partir de las pendientes y ordenadas en el origen de ambas rectas (la canónica y la de campo). Se recalca que H es la longitud máxima de drenaje de la capa arcillosa precargada.

5.4.3 Caso de precarga con mechas; método general

Se verá que para tratamientos con mechas el método hiperbólico permite hacer predicciones más tempranas que para tratamientos sin mechas. Esta afirmación equivale a demostrar la semejanza temprana entre la ecuación adimensional de consolidación tridimensional (Carrillo, 1942) y una hipérbola; hecho esto, se procede de modo análogo al apartado anterior. Ya se dijo (ap. 2.3) que la ecuación adimensional de la consolidación radial no es única (canónica), puesto que depende del factor F (ec. 2). A su vez, al acoplar la consolidación radial y la vertical, una de las dos variables temporales ha de subordinarse a la otra (ec. 4). Como la radial es la preponderante, conviene tomar su factor de tiempo como la variable independiente en el caso de consolidación tridimensional. En consecuencia, la ecuación adimensional de consolidación tridimensional se recoge en el ap. 2.3.

En la parte superior de la Figura 17 se muestran, para $F=3$ y diferentes valores de τ , las curvas de consolidación tridimensional transformadas (que efectivamente se asemejan a rectas en el intervalo temprano-central de U_{3D}). Por su interés, se acompañan de la de consolidación radial pura ($\tau = \infty$) y la de consolidación vertical (en función de T_v , en este caso). En su parte inferior se ha representado el valor de la pendiente de las pseudo-rectas. Con esta figura pueden extraerse claramente dos conclusiones:

- que aunque en un tratamiento de precarga con mechas la componente vertical contribuye poco en obra, es preciso tenerla en cuenta al aplicar este método, pues en términos gráficos es crucial: se advierte que mejora notablemente el ajuste a una recta, especialmente en las etapas tempranas;
- que en los rangos más típicos de τ (entre 25 y 200), la variación de la pendiente es similar o menor que en la consolidación vertical, y se asemeja más a una recta en etapas más tempranas, lo que da lugar a una mayor anticipación en la predicción.

Con arreglo a lo anterior, si se quiere hacer el seguimiento y la predicción de un problema específico de precarga con mechas mediante el método hiperbólico, han de seguirse los siguientes pasos (con una hoja de cálculo):

1. Determinar el valor $F=F(n)$, ec. 2;
2. Estimar el valor de τ . Para ello se tendrá en cuenta lo dicho en el ap. 3.3;
3. Componer la ecuación adimensional de la consolidación tridimensional, $U_{3D} = U_{3D}(\tau, F, T_r)$, acoplando la radial y la vertical (ap. 2.3);
4. Graficar la ecuación transformada e incluso la derivada de ésta (Fig. 17, abajo) pues facilita identificar el intervalo donde la variación de la pendiente es menor;
5. Hallar a estima o mediante mínimos cuadrados la recta de ajuste de la curva en el tramo de interés. La ordenada en el origen y la pendiente resultantes (D_{3D} y M_{3D}) definirán la recta adimensional, de modo análogo a la consolidación vertical:

$$\frac{T_r}{U_{3D}} = D_{3D} + M_{3D} \cdot T_r \quad \text{ec.21}$$

6. Graficar los datos de campo de manera igual a como se indicó para la consolidación vertical (en el eje de abscisas el tiempo y en el de ordenadas, la variable $j = \frac{t}{\delta_t}$), que se ajustarán sensiblemente a una recta, de la que se obtendrá su ordenada en el origen (D) y su pendiente (M):

$$\frac{t}{\delta_t} = D + M \cdot t \quad \text{ec.22}$$

7. Las dos rectas (la adimensional y la de datos de campo) serán conocidas; al igual que en consolidación vertical, se comprueba que están relacionadas por un factor de escala, en este caso, $\delta_\infty \cdot \frac{c_r}{d^2}$. Por analogía, se obtienen el asiento final y el coeficiente de consolidación radial a partir de los parámetros de las rectas:

$$\delta_\infty = \frac{M_{3D}}{M} \quad \text{ec.23a}$$

$$c_r = \frac{D_{3D}}{D} \cdot \frac{d^2}{\delta_\infty} = \frac{D_{3D}}{D} \cdot \frac{M}{M_{3D}} \cdot d^2 \quad \text{ec.23b}$$

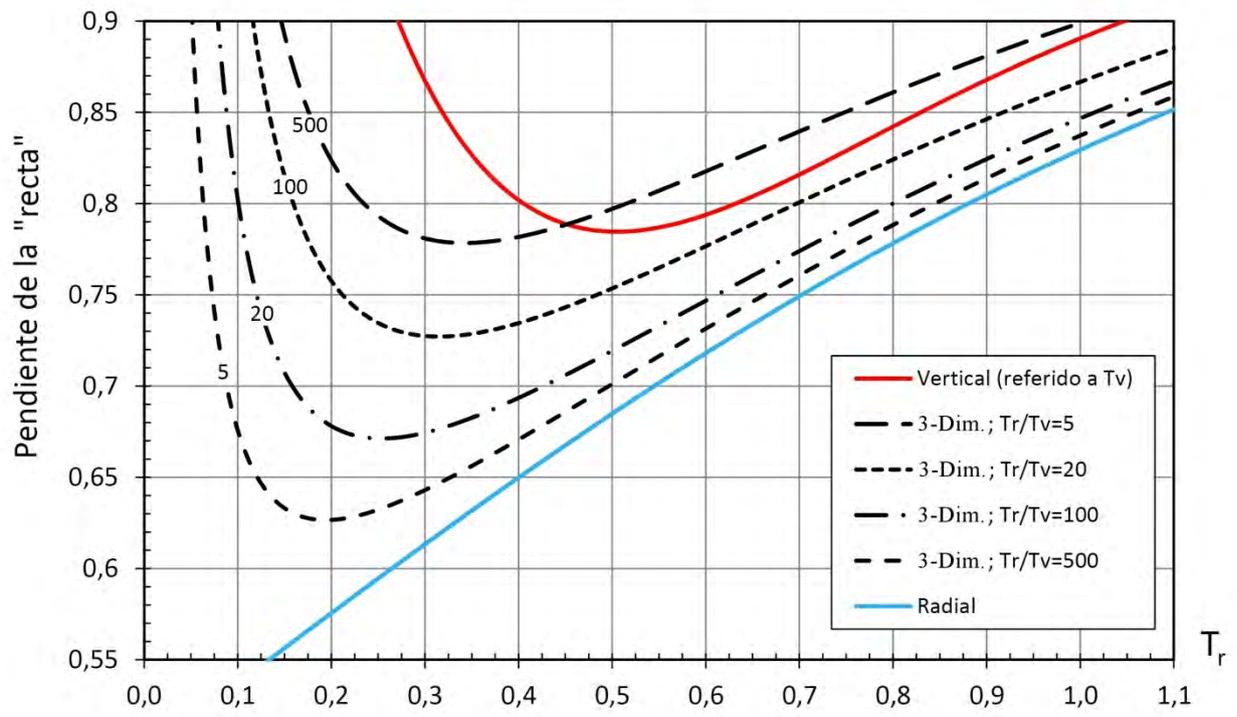
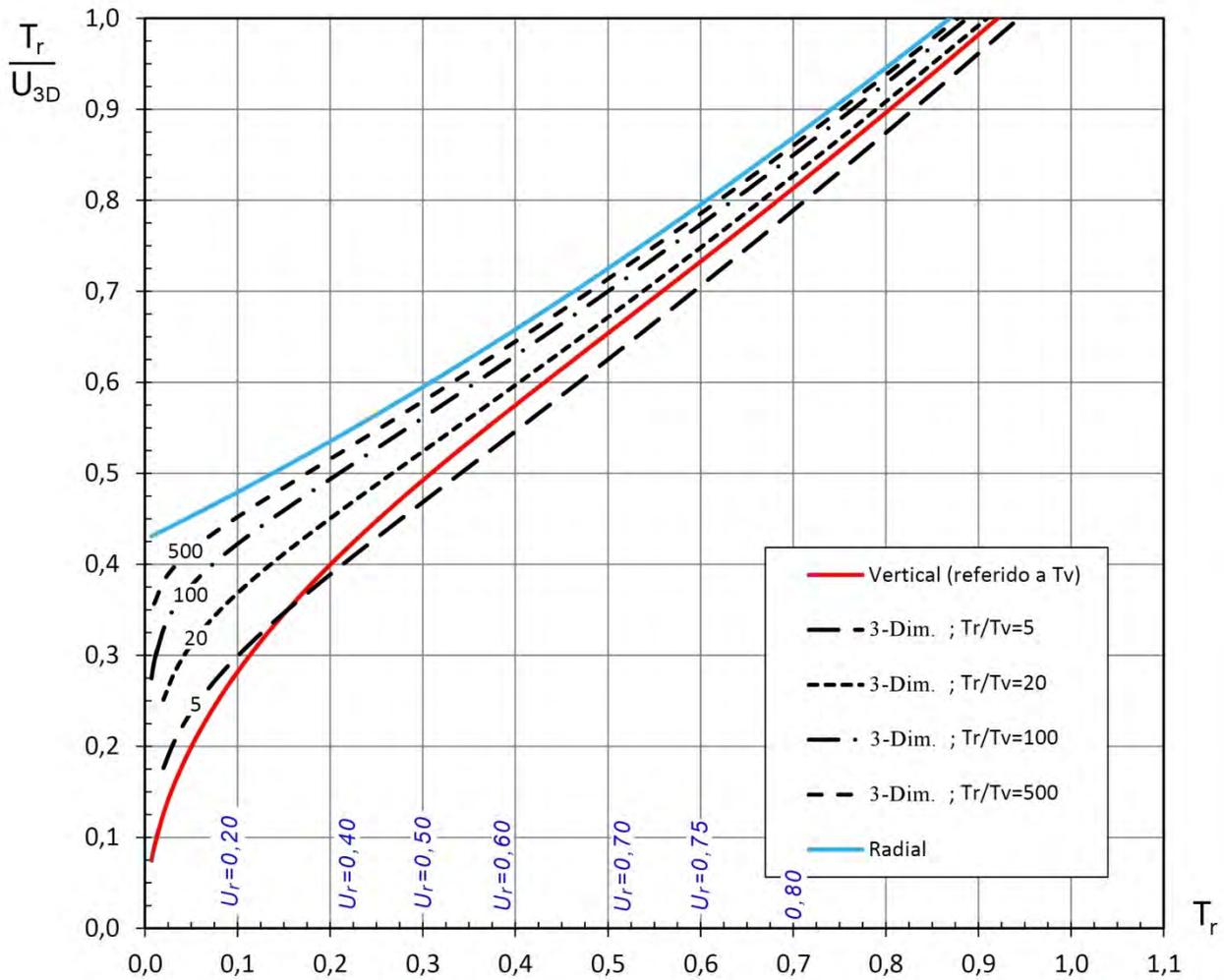


Figura 17. Arriba: transformación de la ecuación de la consolidación tridimensional ($F=3$); abajo: variación de la pendiente de las "pseudo-rectas".

5.4.4 Caso de precarga con mechas: método simplificado

Como la precisión no es prioritaria en estos métodos, podrían omitirse los pasos del ap. 5.4.3 si se acepta que para los valores habituales de F (2,5 - 3,5) y de τ (10-1000) el trazado de la función $U_{3D} = U_{3D}(\tau, F, T_r)$ es muy similar al de una hipérbola en el intervalo de T_r entre 0,12 y 0,70, esto es, para consolidaciones radiales U_r (que no tridimensionales) entre 0,35 y 0,85. Para resolver el problema de modo general basta, pues, realizar repetidamente el ajuste lineal por mínimos cuadrados en el intervalo de T_r (0,12-0,70), variando los valores τ y de F cada vez. De ese modo se obtienen los valores $D_{3D}(\tau, F)$ y $M_{3D}(\tau, F)$, esto es, la ordenada en el origen y la pendiente de la recta adimensional. Esta labor de ajuste repetido se ha realizado y sus resultados se muestran en la Figura 18. Con la ayuda de esta figura el método resulta muy rápido, a costa de una levisísima pérdida de precisión, irrelevante si se tienen presentes el conjunto de incertidumbres expuestas (ap. 3).

No ha de perderse de vista que el asiento estimado será el de consolidación primaria. El asiento por fluencia (secundario) quedará tanto más mitigado cuanto mayor sea la razón de sobreconsolidación (OCR) media a la que se haya llevado al suelo (ap. 3.2).

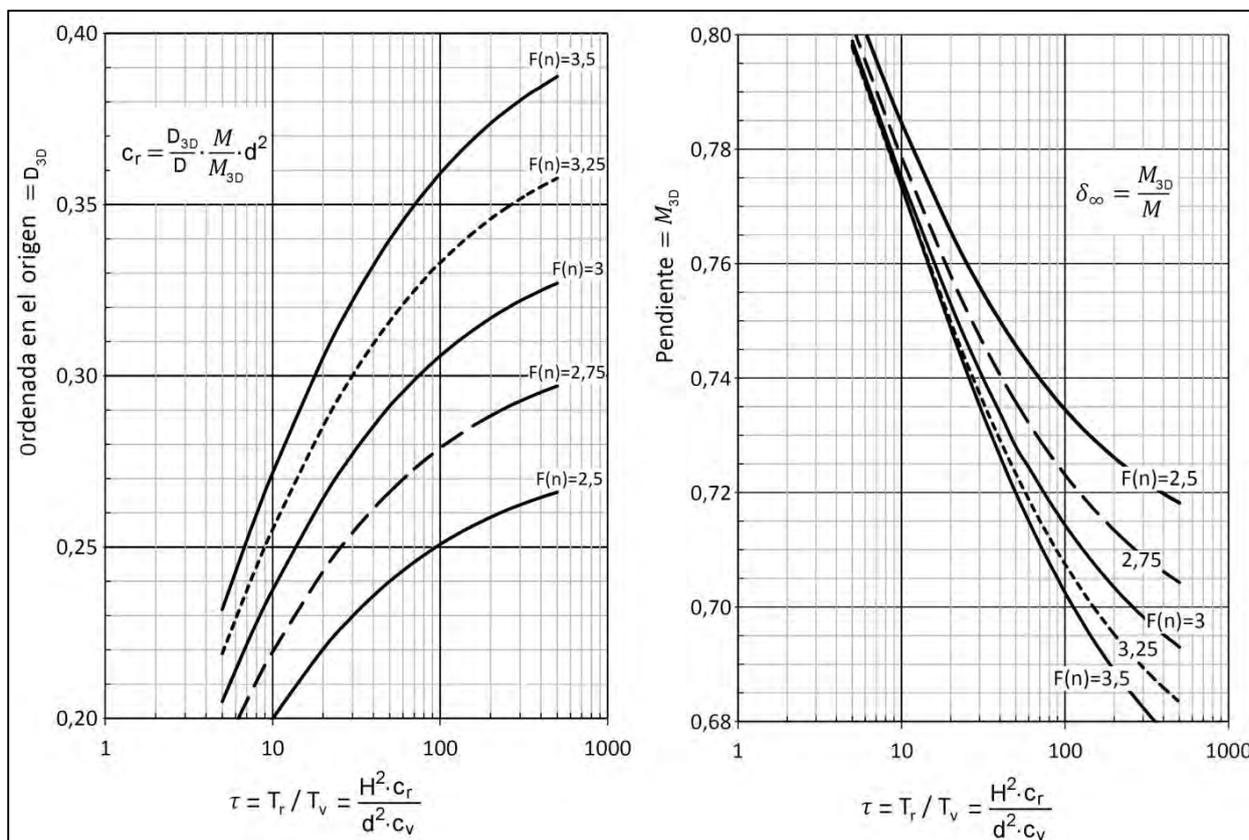
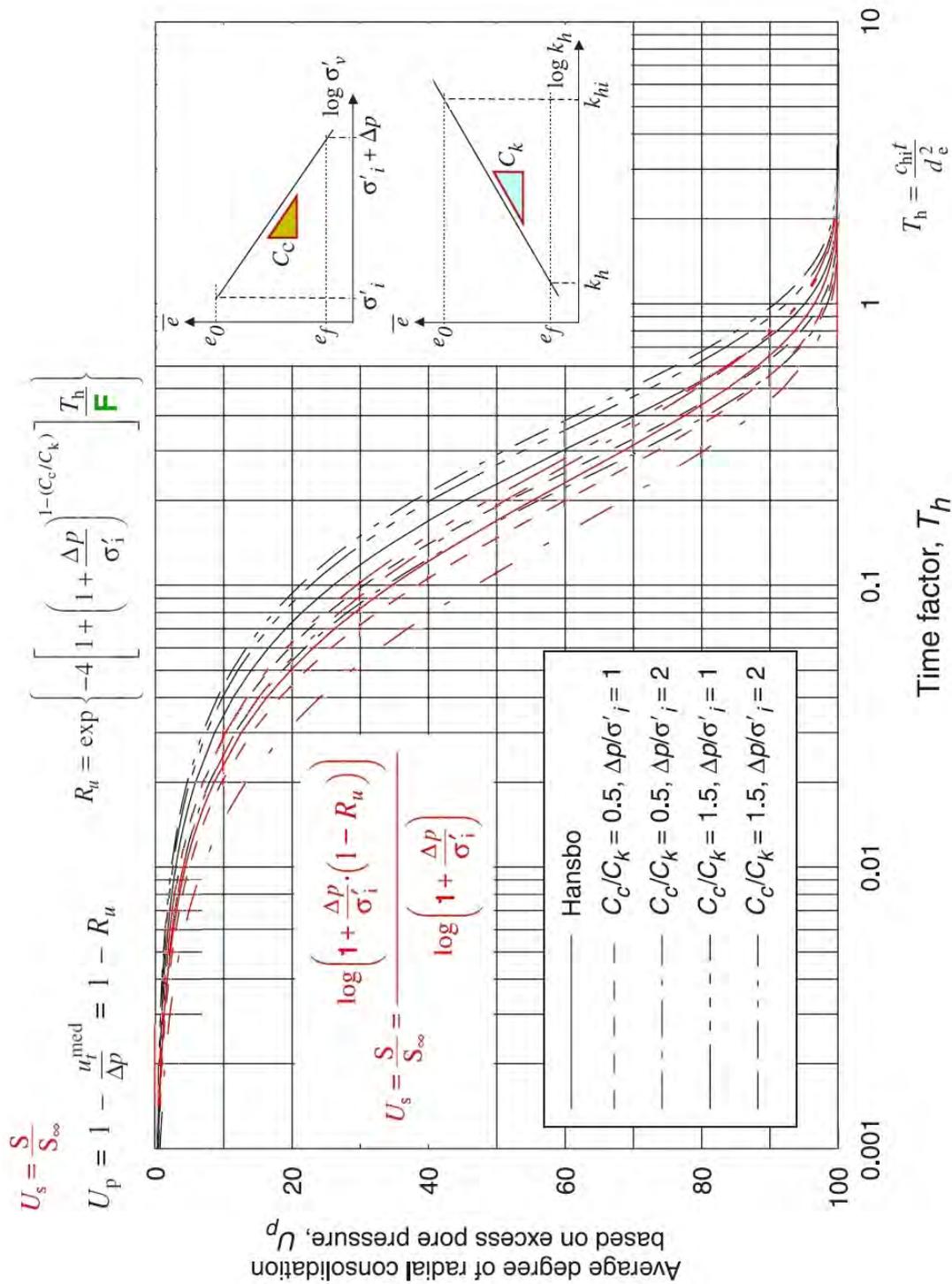


Figura 18. Método hiperbólico tridimensional simplificado; ordenada en el origen y pendiente de la recta adimensional

5.4.5 Otras posibilidades del método hiperbólico

El modelo hiperbólico admite igualmente hacer el seguimiento y predicción de precargas con mechas asumiendo modelos de comportamiento de suelos más sofisticados. Para apuntalar esta idea, baste señalar que las ecuaciones adimensionales que rigen los modelos antedichos son muy similares a las de la consolidación radial, y en definitiva, aptos para aplicar el procedimiento de la transformación de la hipérbola en una recta. En la Figura 19 se resume el modelo de consolidación de Indraratna et al (2005), con posibilidad introducir el efecto del remoldeo (Hansbo, 1979; 1981), el aumento de la rigidez del suelo y de la reducción de su permeabilidad.



$$C_{hi} = k_{hi}(1 + e_0)/(\gamma_w \partial \bar{e} / \partial \sigma'_{i=0})$$

Figura 19. Modelo de Indraratna et al (2005), con variación de la rigidez, de la permeabilidad y con efecto de remoldeo

Lo más notable del modelo es que se pierde la equivalencia entre grado de consolidación definido en términos de presiones intersticiales y el definido en términos de asientos. Las curvas rojas de la Figura 19, que representan la consolidación en términos de asiento, muestran que es más rápida la consolidación de asientos que la de presiones. Al igual que en el ap. 5.4.3, para mejorar el ajuste a una recta, podría acoplarse al modelo de Indraratna et al (2005) la componente de consolidación vertical, con valores de K y E intermedios.

Conocido el fundamento del método, cabe extenderlo a otras diversas variantes con la simple ayuda de una hoja de cálculo, previa verificación de que la curva transformada se asemeja suficientemente a una línea recta, prueba de su parecido a una hipérbola. En lo que sigue se señalan sucintamente otras posibilidades del método, que por experiencia del autor, no es infrecuente en obra:

1. Aplicación sucesiva de sobrecargas;
2. Instalación de las mechas retrasada respecto de la aplicación de la carga. Se trata de un acoplamiento del flujo radial con un flujo vertical ya iniciado. Por experiencia del autor, el ajuste a una recta es muy bueno en fases muy tempranas;
3. Consolidación por peso propio (Modelo de Gibson), interesante en balsas mineras de estériles depositados con técnicas similares a los rellenos hidráulicos. Nótese que los rellenos hidráulicos portuarios suelen dejar en suspensión una cierta proporción de sus finos, con lo que sus asientos a largo plazo parecen más propios de consolidación secundaria;
4. La estimación del coeficiente de consolidación radial en los ensayos de disipación con CPTu.

6. Resumen y conclusiones

El diseño de un tratamiento de precargas lleva aparejadas incertidumbres de diferente índole (ap. 3), motivo por el que conviene que los proyectos de estas características contengan, junto al diseño de la instrumentación, el uso que ha de hacerse de sus medidas, el método de predicción a emplear, así como las medidas correctoras a adoptar ante los escenarios de discrepancia con el diseño (ap. 4). En el apartado 5 se han presentado algunos métodos alternativos, que ha resultado provechosos en los tratamientos de precarga en los que ha intervenido el Laboratorio de Geotecnia en la asistencia que viene prestado a Puertos del Estado.

Bibliografía

- Alonso, E., Gens, A. & Lloret, A. (2000). Precompression design for secondary settlement reduction, *Geotechnique*, 50 (9), pp. 645-656.
- Alonso (2004). Deformabilidad a largo plazo de suelos precargados, Simposio sobre Geotecnia ambiental y mejora del terreno, Valencia.
- Alonso, E., Pinyol, N & Gens, A. (2013). Compacted soil behaviour: initial state, structure and constitutive modelling, 63 (6), pp. 463-478.
- Asaoka, A. (1978). Observational procedure of settlement prediction, *Soils and Foundations*, 18(4), pp. 87–101.
- Barron, R.A. (1948). Consolidation of fine grained soils by drain wells. *Trans ASCE* 113:718–724.
- Borel, S.M. Bustamante, M. & Gianeselli, L. (2004). An appraisal of the Chin Meethod based on 50 instrumented pile tests, *Ground Engineering*, January.
- Carillo N (1942) Simple two and three dimension cases in the theory of consolidation of soils. *J Math Phys* 21(1):11–18.
- CEDEX (1988). Curso sobre geotecnia aplicada a obras portuarias.
- Chin, F. K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure; *Proc. of South East Asian Conference on Soil Engineering*.
- Chin, F.K. (1972). The inverse slope as a prediction of ultimate bearing capacity of piles, *Proceedings 3rd Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, pp. 83–91.
- Cortellazzo, G. (2002). Comparison between laboratory and in situ values of the coefficient of primary consolidation c_v ; *Canadian Geotechnical Journal*, 39 (1), pp. 103-110.
- De Santos, C., Ledesma, A. & Gens, A. (2016). Análisis retrospectivos en problemas geotécnicos: aplicación al control de precargas, 10º Simp. Nacional Ing. Geotécnica, La Coruña.
- Duncan, J. M., & Chang, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*, 96 (5), pp. 1629–1653.
- Fleming, W.G.K. (1992). A new method for single pile settlement prediction and analysis; *Geotechnique*, 42 (3), pp. 411–425.
- Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for unsaturated soils*; John Wiley & Sons, New York.
- Gens, A. & Ledesma, A. (2000). Análisis inverso e identificación de parámetros en Geotecnia, libro homenaje a J.A. Jiménez Salas, CEDEX, Mº Fomento.
- Hansbo S. (1979). Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains. *Ground Engineering*, 12 (5), 16–25.
- Hansbo S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, 3, 677–682.
- Hughes, J.B., Tront, J., Schmid, A., & Puzrin, A. (2011). Engineered use of microbial gas production to decrease primary consolidation settlement in clayey soils. *Géotechnique*. 61. 785-794.
- Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C. & Sathananthan, I. (2005). Radial consolidation of clay using compressibility indices and varying horizontal permeability, *Can. Geotech. Journal*, 42:1330-1341.
- Jiménez Salas, J. A. (1975; 1980). *Geotecnia y cimientos*, 3 tomos, Ed. Rueda.
- Kondner, R.L. (1963). Hyperbolic stress–strain response: cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division, ASCE*, 89 (1), pp. 115–143.
- Ladd, C.C. (1971). *Settlement analysis of cohesive soils*; research report R71-2, Cambridge (MIT).
- Leroueil, S., Bouclin, G., Tavenas, F., Bergeron, L. & La Rochelle, P. (1990). Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain, *Canadian Geotechnical Journal*, 1990, 27(5): 568-579.

- Ménard, L. & Broise, Y. (1975). Theoretical and practical aspect of dynamic consolidation, *Geotechnique* 25 (1), pp. 3-18
- Mitchell, J. K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*, Wiley.
- Navarro, V. & Alonso, E. E. (2001). Secondary compression of clays as a local dehydration process *Geotechnique*, 51 (10), 859–869.
- Peck, R.B. (1969). Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics, *Géotechnique*, 19 (2), pp. 171–187.
- Perucho, A. & Olalla, C. (2006). Dynamic consolidation of a saturated plastic clayey fill. *Proceedings of the ICE - Ground Improvement*, 10, 55-68.
- Rebata-Landa, V. & Santamarina, J. C. (2012). Mechanical Effects of Biogenic Nitrogen Gas Bubbles in Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 138. 10.
- Santamarina, J.C. & Fratta, D. (2005). *Discrete Signals and Inverse Problems: An Introduction for Engineers and Scientists*; John Wiley & sons.
- Scott, R.F. (1961). New method of consolidation-coefficient evaluation, *J. Soil Mech Found Div ASCE* 87(1):29–39
- Scott, RF. (1965). *Principles of Soil Mechanics*, Addison-Wesley.
- Sridharan. A. & Rao, A. (1981). Rectangular hyperbola fitting method for one-dimensional consolidation, *Geotechnical Testing Journal*, 4 (4), pp. 161–168.
- Sridharan, A., Prakash, K., & Asha, S. (1995). Consolidation Behavior of Soils, *Geotechnical Testing Journal*, 18 (1), pp. 58-68.
- Sridharan, A., Murthy, N.S, & Prakash, K. (1987). Rectangular hyperbola method of consolidation analysis. *Géotechnique*, 37 (3), pp. 355–368.
- Tan, S.A. (1995). Validation of hyperbolic method for settlement in clays with vertical drains, *Soils and Foundations*, 35(1), pp. 101–13.
- Tan, T.S., Inoue, T., & Lee, S.L. (1991). Hyperbolic method of consolidation analysis, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 117 (1), pp. 1723-1737.
- Terzaghi K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. Wiley, London.
- Tewatia, S. (2015). Principle of Super Position of Rate of Settlement in 2D and 3D Consolidations, *Geotechnical and Geological Engineering*. 33. 1369.

AVANCES EN EL DISEÑO Y CÁLCULO DE COLUMNAS DE GRAVA

Jorge Castro González

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor Titular de la Universidad de Cantabria

1- Introducción

Esta comunicación se inscribe dentro de la mesa de diseño de las 19^{as} Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS (2019) sobre: “Avances en las técnicas de mejora del terreno y cimentaciones especiales”. La comunicación se centra en las columnas de grava, y más concretamente en el cálculo de asientos y reducción del tiempo de consolidación, que son ámbitos en los que el autor ha desarrollado su labor investigadora dentro del Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria desde el año 2004.

En la elaboración de esta comunicación se ha tratado de considerar aspectos teóricos, pero con un enfoque práctico para que puedan resultar útiles en el diseño de columnas de grava. Por otra parte, se ha tomado como punto de partida comunicaciones previas, en concreto: Sagaseta (2006) (6^{as} Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS), Sagaseta (2011), Castro et al. (2016) y Castro (2017a). Así, se presenta a continuación una breve introducción a la técnica (Apartado 2), un ejemplo de cálculo en el que se comparan diferentes metodologías (Apartado 3), comentarios sobre grupos de columnas (Apartado 4) y sobre consolidación secundaria (Apartado 5). Finalmente, se resumen las principales conclusiones.

2- Columnas de grava: aspectos básicos

Las columnas de grava surgieron como una extensión de las técnicas de vibrocompactación profunda en suelos finos y constituyen uno de los métodos habituales de mejora del terreno para la cimentación de terraplenes o estructuras en suelos blandos. Son perforaciones verticales en el terreno, que se rellenan en sentido ascendente con grava introducida mediante un vibrador, que va realizando su compactación (p. ej., Barksdale & Bachus 1983; Kirsch & Kirsch 2010; Han 2015). Su ejecución puede realizarse fundamentalmente por vía húmeda (vibrosustitución) o por vía seca (vibrodesplazamiento), con alimentación por fondo (“bottom-feed”) o en superficie (“top-feed”). La inclusión de grava en un suelo fino permite mejorar: (1) la capacidad portante, (2) la estabilidad al deslizamiento, (3) el asiento final, (4) el tiempo de consolidación y (5) el potencial de licuefacción. En suelos muy blandos que no proporcionan un adecuado confinamiento lateral, una solución bastante extendida consiste en rodear las columnas con un geosintético (p. ej., Almeida et al. 2019).

La ejecución de las columnas altera el suelo circundante, generándose incrementos de presión intersticial y de tensiones horizontales. Si los incrementos de presión intersticial se disipan antes de la ejecución del elemento a cimentar, éstos suelen tener un efecto positivo y por ello se suelen despreciar en el diseño. No obstante, cuando estos excesos de presión intersticial no se hayan disipado o cuando se trate de un suelo susceptible al remoldeo generado por la instalación, es necesario tener en cuenta la disminución de la resistencia al corte sin drenaje y comprobar la correcta ejecución de la columna (p.ej., Aboshi et al. 1979; Watts et al. 2000; McCabe et al. 2009; Castro & Karstunen 2010; Serridge 2015).

Bajo cargas de gran extensión (p. ej., terraplenes), la mejora tiene un carácter masivo, distribuyéndose las columnas en una malla uniforme. La existencia de un gran número de columnas, en una situación análoga de carga y geometría (p. ej., en la parte central de un terraplén), permite utilizar un modelo geométrico simplificado que se denomina de “celda unidad” y consiste en una única columna con el área tributaria o suelo circundante correspondiente. Debido a las condiciones de simetría, en el contorno exterior de la celda unidad se permiten desplazamientos y flujo de agua únicamente en la dirección vertical. Para poder estudiar el problema de forma bidimensional, es decir, en simetría axial, es habitual transformar el área tributaria (de sección hexagonal o cuadrada para mallas de columnas triangulares y cuadradas, respectivamente) en una sección circular de igual área. Así, el diámetro exterior de la celda unidad es $D_e=1.05-1.13s$ para mallas triangulares y cuadradas, respectivamente, donde s es la separación entre ejes de columnas (Figura 1).

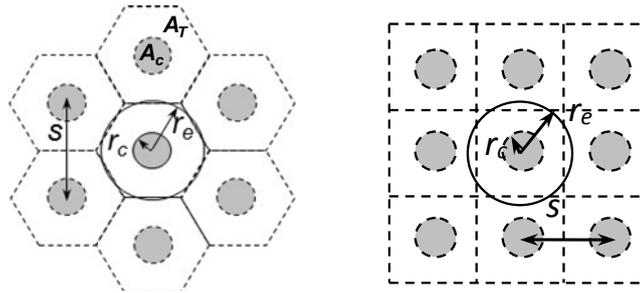


Figura 1. Simplificación de la celda unidad a simetría axial.

El parámetro más determinante en el análisis de tratamientos con columnas de grava es el factor de sustitución (a_r) que representa el porcentaje de terreno blando sustituido o desplazado por las columnas:

$$a_r = \frac{A_C}{A_T} \quad (1)$$

donde A_C es el área ocupada por las columnas y A_T el área cargada. En el caso de cargas concentradas (p. ej., zapatas), es necesario tener en cuenta que A_T es el área de la zapata, independientemente del espaciado entre columnas. La notación aquí empleada difiere de la utilizada por la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (2009).

La reducción de asiento alcanzada con un tratamiento con columnas de grava se suele expresar mediante el factor de reducción de asientos:

$$\beta = \frac{s_z}{s_{z0}} \quad (2)$$

donde s_z y s_{z0} son los asientos que se producen con y sin columnas, respectivamente (Figura 2). Algunos autores (p. ej., Priebe 1995) utilizan el inverso de la reducción de asientos, denominado factor de mejora (n). Otro parámetro que también expresa la mejora proporcionada por las columnas es el factor de concentración de tensiones (SCF), que recoge la mayor capacidad de las columnas para tomar la carga y descargar el suelo blando circundante. Así, se expresa como el cociente entre el incremento de tensión vertical en la columna y en el suelo:

$$SCF = \frac{\Delta\sigma_{zc}}{\Delta\sigma_{zs}} \quad (3)$$

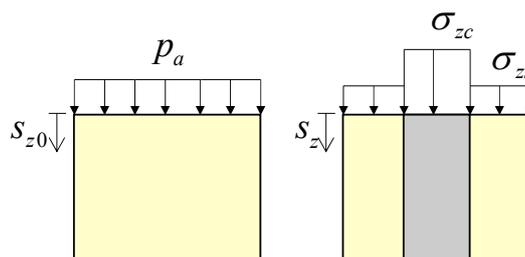


Figura 2. Esquema explicativo de los factores de reducción de asientos y de concentración de la carga.

3- Ejemplo de cálculo

3.1. Ejercicio de predicción

El objetivo de este tercer apartado es analizar un caso de un terraplén apoyado en un suelo blando mejorado con columnas de grava mediante diferentes métodos de cálculo. Como punto de partida, se toma el ejercicio de predicción realizado durante el Simposio Internacional sobre Mejora del Terreno en París en el año 2004 (p. ej., Mestat et al. 2004; Mestat et al. 2006; Herle & Wehr 2006). El ejercicio se basaba en un terraplén experimental construido en el año 2003 en Francia, del que se disponía de medidas de asentos y diversos ensayos geotécnicos: edómetros, triaxiales, presiómetros y ensayos de molinete. Aunque estrictamente no era una predicción “a priori” (Clase A, Lambe 1973) porque ya se disponía de las medidas de asentos, sólo los organizadores conocían estas medidas.

La geometría del terraplén se muestra en la Figura 3. Debido a que el objetivo no era analizar las diferencias derivadas de la interpretación de los resultados de la campaña geotécnica, los resultados de la misma se proporcionaron ya interpretados (Figura 4). El terreno de apoyo estaba formado por un relleno antiguo superficial de 1 m de espesor, bajo el que aparecía un aluvial, con dos partes diferenciadas: una limosa y otra arenosa. A 9 m de profundidad aparecía un sustrato duro que se puede considerar incompresible. Las columnas tenían una longitud de $L_c=6$ m, para empotrarse en el aluvial arenoso.

Las características y la geometría del tratamiento con columnas de grava se muestran en la Figura 5. Se empleó una malla triangular con un espaciamiento entre ejes de columnas de 2.15 m. Para el ejercicio de predicción, se proporcionaron también las características de la grava.

El relleno del terraplén se realizó con grava, cuyas propiedades se resumen en la Figura 4. El ritmo de elevación real del terraplén se muestra en la Figura 6. En el terraplén experimental se consideraron 3 zonas: zona no tratada y dos zonas tratadas con dos espaciamentos diferentes entre columnas ($s=2.1$ y 2.5 m). Para el ejercicio de predicción, se consideró un ritmo de elevación del terraplén simplificado (Figura 6).

El perfil de asentos medido y predicho por los diferentes participantes al cabo de 160 días se muestra en la Figura 7. Los métodos de cálculo utilizados variaban desde métodos analíticos sencillos basados en la “celda unidad”, es decir, unidimensionales (líneas horizontales en la Figura 7) hasta métodos numéricos en deformación plana y tridimensionales (rebanada de columnas).

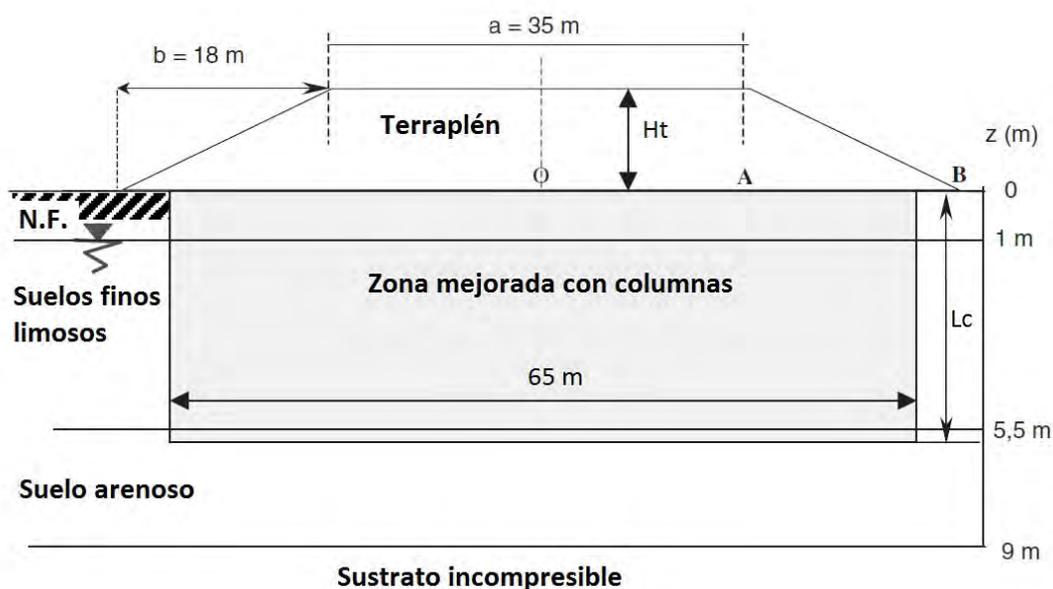


Figura 3. Sección transversal tipo del ejercicio de predicción (adaptado de Mestat et al. 2006).

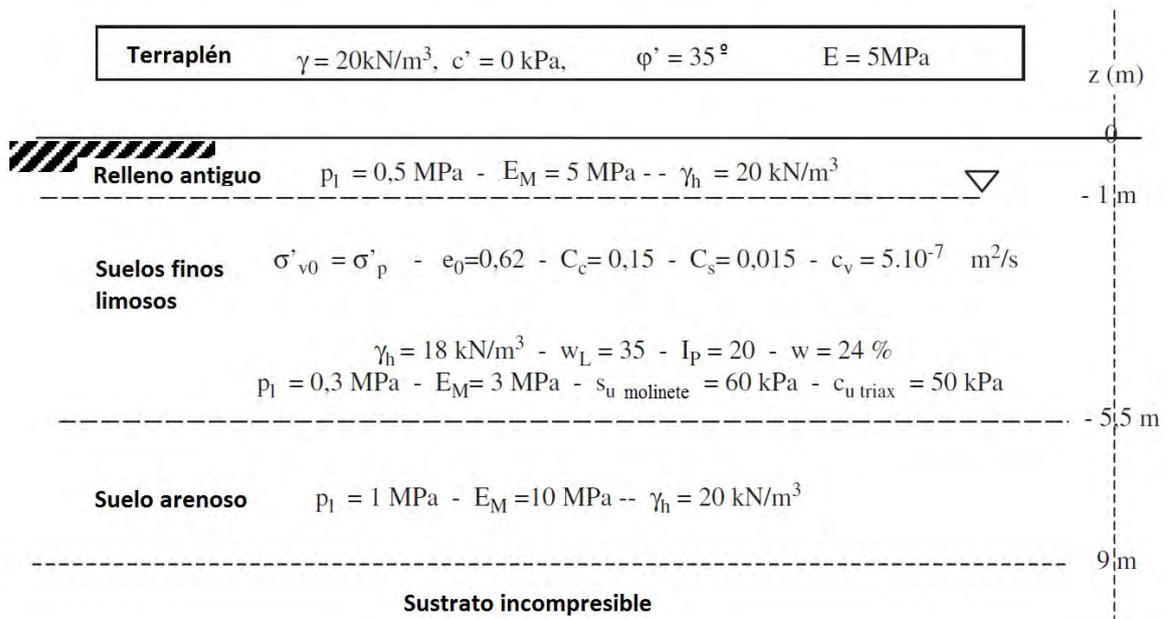


Figura 4. Parámetros geotécnicos de la sección tipo (adaptado de Mestat et al. 2006).

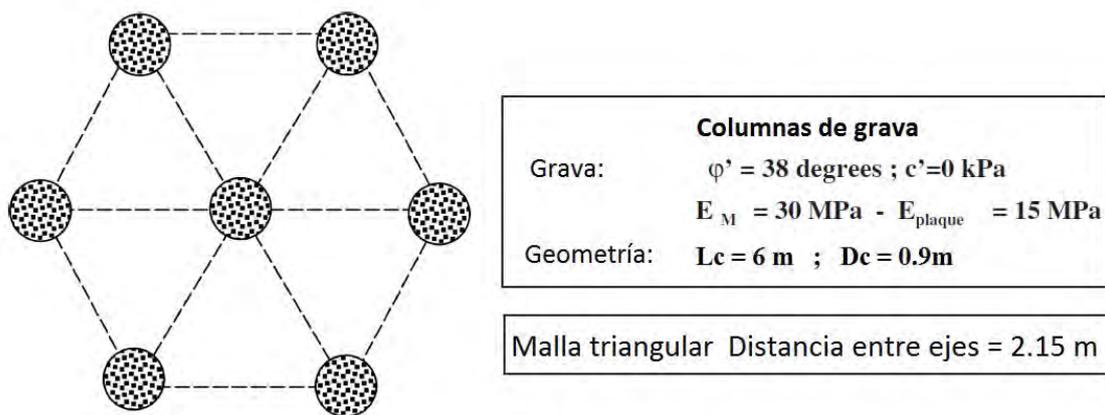


Figura 5. Características de la mejora con columnas de grava (adaptado de Mestat et al. 2006).

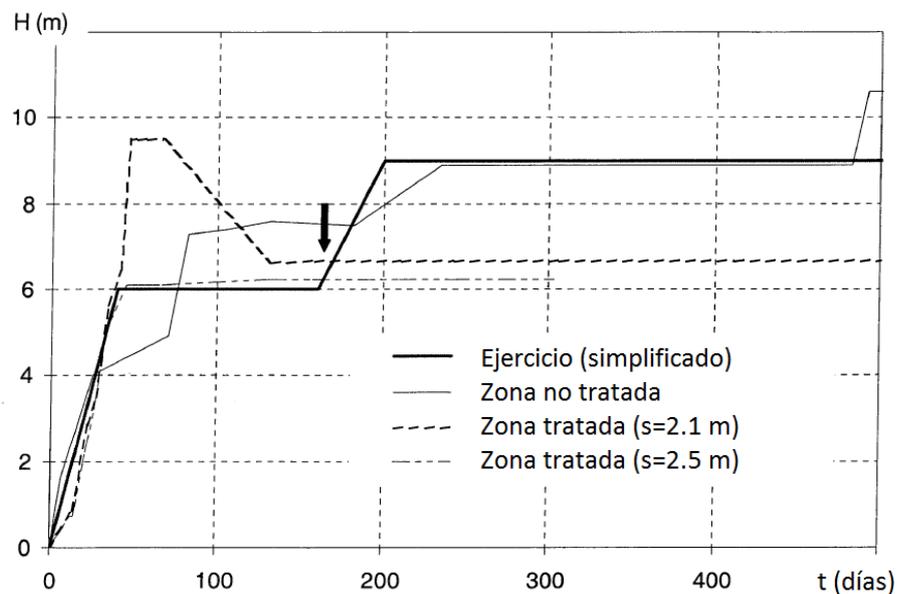


Figura 6. Ritmo de elevación del terraplén (adaptado de Mestat et al. 2004).

Las principales conclusiones que se pueden extraer de este ejercicio de predicción son las siguientes:

- 1) Se observa una gran variabilidad en los resultados predichos (Figura 7). Sin embargo, una parte importante de esta variabilidad se puede atribuir a la variabilidad de los parámetros geotécnicos utilizados y no a los métodos de cálculo empleados. Por ejemplo, la variabilidad en la predicción del asiento sin columnas era también importante.
- 2) El parámetro más importante en la predicción de asientos era la deformabilidad del estrato limoso. En base a los parámetros proporcionados, existían dos alternativas: utilizar el módulo de Menard (E_M) o el coeficiente de compresión noval (C_C) del modelo edométrico.
- 3) El módulo de Menard (E_M) es desde un punto de vista teórico equivalente al módulo de Young (E). Sin embargo, la experiencia acumulada en Francia de predicción de asientos utilizando el ensayo presiométrico (p. ej., Bohn et al. 2013) ha demostrado que es necesario aplicar un factor corrector (α) al módulo de Menard (E_M) para no sobreestimar los asientos ($E_M/E_m=\alpha$), donde E_m es el módulo edométrico. La normativa francesa (AFNOR 2013) proporciona valores tabulados y aproximados de este factor corrector (Tabla 1).
- 4) Para el suelo aluvial limoso, los parámetros de deformabilidad y consolidación obtenidos del ensayo edométrico (C_C y c_v) son conservadores a la vista de los asientos medidos. Esto suele deberse a que el ensayo edométrico se realiza en el laboratorio sobre muestras “inalteradas”. En estos casos (p. ej., depósitos aluviales), es recomendable realizar ensayos “in situ” como, por ejemplo, el ensayo de penetración estática CPTU, con ensayos de disipación a diferentes profundidades para obtener resultados más realistas del coeficiente de consolidación radial.
- 5) Para un único tiempo intermedio (p. ej., 160 días, Figura 7), la predicción puede reproducir los resultados medidos a pesar de ser errónea, porque el efecto de una sobreestimación de la deformabilidad (C_C), se puede compensar con una consolidación más lenta (subestimación de c_v) (Figura 8). Para evitar este problema, es recomendable comparar asientos en diferentes tiempos e independizar la predicción del asiento y del tiempo de consolidación.
- 6) Los modelos de “celda unidad” (unidimensionales) son suficientes para predecir el asiento en el centro del terraplén. Para análisis más avanzados, es necesario ir a modelos numéricos tridimensionales de una rebanada de columnas (Mestat et al. 2006).

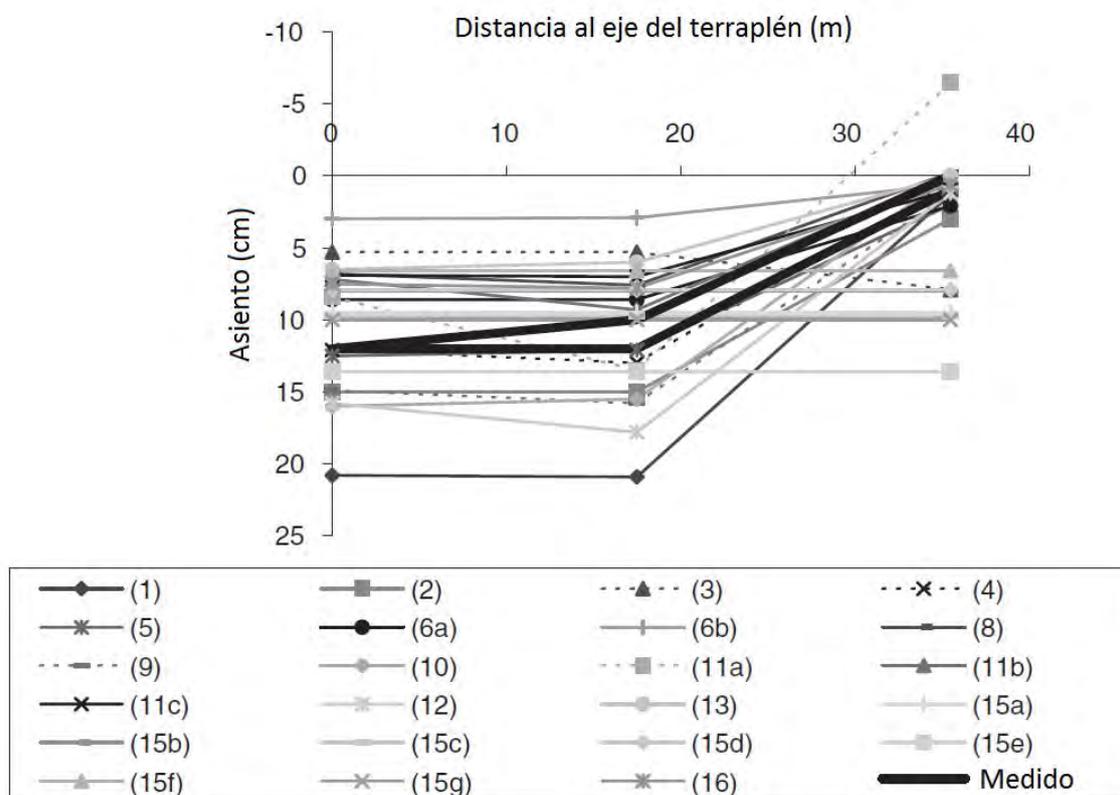


Figura 7. Asientos medidos y predichos al cabo de 160 días (adaptado de Mestat et al. 2004).

Tabla 1. Coeficiente α para el ensayo presiométrico (PMT) (adaptado de AFNOR 2013).

Tipo de suelo	Turba	Arcilla	Limo	Arena	Grava
Sobreconsolidado o muy denso		1	2/3	1/2	1/3
Normalmente consolidado o medianamente denso	1	2/3	1/2	1/3	1/4
Alterado o flojo	1	1/2	1/2	1/3	

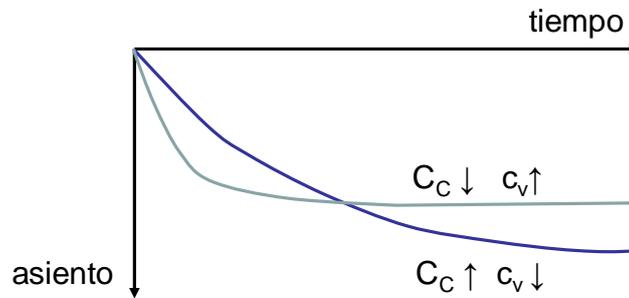


Figura 8. Evolución del asiento con el tiempo para dos pares de valores C_c y c_v .

3.2. Diámetro de las columnas

En este apartado 3, se ha preferido plantear un ejemplo de cálculo, y no de diseño, para simplificar la comparación entre las diferentes metodologías de cálculo. En el ejemplo de predicción anterior, el diámetro de las columnas ($D_c=0.9$ m, Figura 5) era un valor dado debido a que las columnas ya se habían ejecutado y se conocía su valor medio. No obstante, el diámetro de las columnas es un parámetro de diseño que debe elegirse “a priori”. El diámetro depende del método constructivo, del equipo empleado y de la resistencia del terreno. Para determinar su valor concreto, es útil la realización de columnas de prueba. A modo de referencia, en la Tabla 2 se proporcionan valores aproximados para un vibrador concreto en suelos finos y en la Figura 9 una recopilación de diversos valores.

Tabla 2. Diámetro estimado de columnas por vía seca con un vibrador de 0.65 cm de diámetro.

N_{SPT}	D_c (m)
<4	>1
6	0.85
8	0.75
>10	0.65

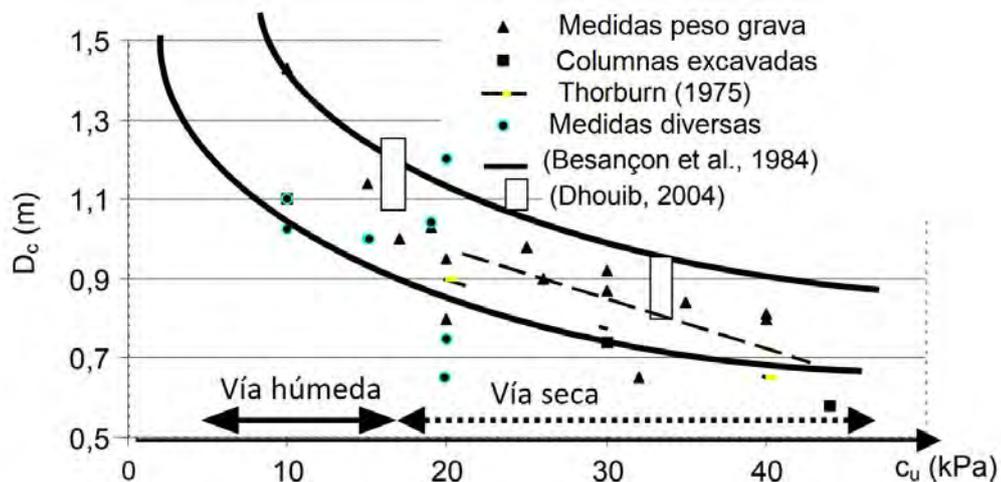


Figura 9. Diámetro de las columnas en función de la resistencia del suelo circundante (adaptado de Magnan et al. 2005).

3.3. Datos de partida

En base al ejemplo de predicción anterior, se plantean aquí los datos de partida del ejemplo de cálculo que se va a desarrollar. El objetivo es calcular:

- Valor del asiento final en el centro del terraplén.
- Asiento alcanzado al cabo de 50 días.

Para simplificar la secuencia de elevación del terraplén, se plantea la elevación instantánea del terraplén hasta una altura final de 6 m. Los parámetros adoptados se resumen en la Figura 10. Para la deformabilidad de los suelos granulares se adoptan parámetros elásticos y para los limos, parámetros edométricos. El coeficiente de consolidación en los limos se asume anisótropo y, de forma conservadora, se toma su valor horizontal como el doble del vertical. Además, se ha reducido su valor en un orden de magnitud respecto al ejercicio de predicción (Figura 4) para evitar que el proceso de consolidación sea tan rápido que no se pueda analizar y comparar. La resistencia de los suelos se fija mediante el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Para la grava de las columnas, se fijan parámetros resistentes y deformacionales para facilitar la comparación entre los diferentes métodos, a pesar de que estos parámetros no suelen conocerse. De la misma forma, se fija un coeficiente de Poisson general ($\nu=0.33$) para todos los terrenos presentes.

Teniendo en cuenta que la malla de las columnas es triangular, el diámetro del área tributaria equivalente es de $D_e=1.05s=2.26$ m, lo que implica un factor de sustitución de:

$$a_r = \left(\frac{D_c}{D_e}\right)^2 = \left(\frac{0.9}{2.26}\right)^2 = 16\% \quad (5)$$

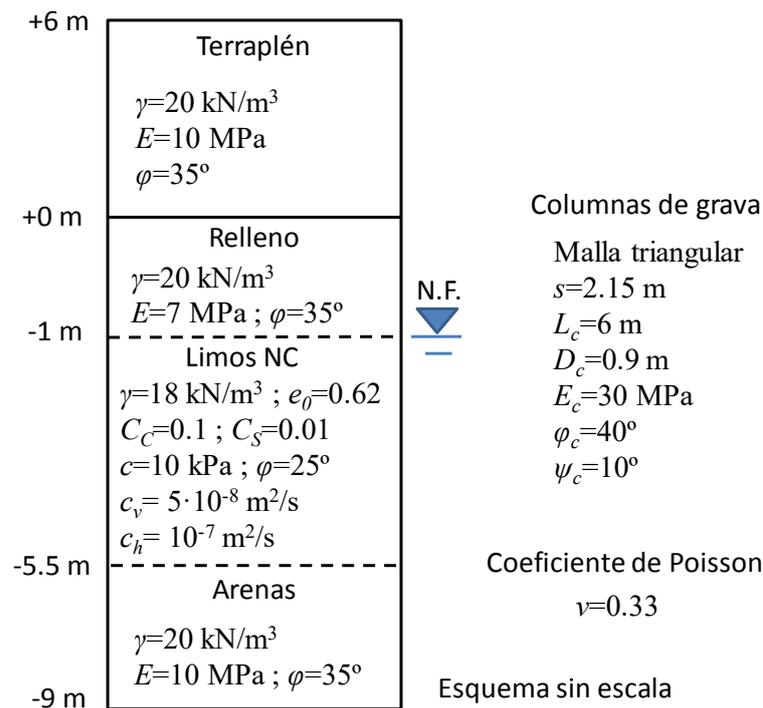


Figura 10. Datos de partida del ejercicio de cálculo.

3.4. Asiento sin columnas

Como paso previo al cálculo del asiento final con columnas mediante diferentes metodologías, se muestra aquí el cálculo del asiento final sin columnas en el centro del terraplén utilizando el método edométrico. La utilización del método edométrico supone la saturación total de los suelos y su confinamiento lateral, es decir, que la extensión de la carga, en este caso el ancho del terraplén, es elevada en comparación con el espesor de los estratos deformables. De esta forma, la carga aplicada por el terraplén ($\Delta\sigma=6 \cdot 20=120$ kPa) no se distribuye en profundidad y mantiene su valor constante.

Tabla 3. Deformación de cada estrato para el caso sin columnas.

Estrato	$\Delta\sigma$ (kPa)	E_{ms} (MPa)	ε (%)	H_0 (m)	ΔH (cm)
Relleno	120	10.4	1.2	1	1.2
Limos	120	3.1	3.8	4.5	17.1
Arenas	120	14.8	0.8	3.5	2.8

El cálculo del asiento total $s_{z0}=21.1$ cm se obtiene como suma de la deformación parcial de cada capa o estrato (ΔH) (Tabla 3). La deformación de cada capa se obtiene como producto de su espesor inicial (H_0) y la deformación unitaria media de la capa (ε). Para el relleno y las arenas, la deformación unitaria es directamente el cociente entre el incremento de carga provocado por el terraplén ($\Delta\sigma$) y su módulo elástico confinado o módulo edométrico (E_{ms}). Para los limos, se utiliza el modelo edométrico, teniendo en cuenta que se suponen normalmente consolidados y que la tensión efectiva vertical en el punto medio (-3.25 m) es de $\sigma'_{z0}=38$ kPa:

$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{1}{1+e_0} C_c \log \frac{\sigma'_{z0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{z0}} = 3.8\% \quad (6)$$

El asiento del relleno y de las arenas se supone instantáneo y el asiento de los limos diferido en el tiempo.

3.5. Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera

La Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (2009) proporciona, de forma simplificada, el valor del factor de reducción de asientos (β) como función exclusivamente del factor de sustitución (a_r). Esta relación se da de forma tabulada en la Guía, pero obedece con gran aproximación a la siguiente expresión:

$$\beta = (1 - a_r)^2 = (1 - 0.16)^2 = 0.7 \quad (7)$$

De esta forma, la deformación de la capa de limos se vería reducida al 70% por la presencia de las columnas (Ecs. 2 y 7) ($s_z=17.1 \cdot 0.7=12$ cm) y el asiento total es de 16 cm.

La relación propuesta por la Guía (Ec. 7) es una media conservadora de otras metodologías de diseño comúnmente empleadas (p. ej., Priebe 1995) y se ha comprobado que constituye también una media conservadora de medidas en obras reales (Sagaseta 2011). La propia Guía indica que: “lógicamente, es de esperar que la reducción de asientos sea mayor cuando la columna es de mejor calidad. También sería de esperar que la deformabilidad del suelo jugase algún papel en este problema”. Estos aspectos se tienen en cuenta en otras metodologías que se comentan a continuación. En la Guía no se tienen en cuenta por la falta de evidencias experimentales en obras reales, por ejemplo, las propiedades de las columnas no suelen conocerse y porque: “el procedimiento de estimación de la reducción de asientos no se encuentra aún completamente establecido”.

En cuanto al cálculo del proceso de consolidación, se puede utilizar de forma simplificada y con una modificación que se detalla más adelante, la metodología propuesta para mechas drenantes. Esta metodología se basa en desacoplar la consolidación por flujo vertical y horizontal usando la ecuación de Carrillo (1942):

$$1 - U = (1 - U_r)(1 - U_v) \quad (8)$$

siendo U_r y U_v los grados de consolidación por flujo radial y vertical, respectivamente, y U el grado de consolidación total.

Para la consolidación por flujo vertical, se puede utilizar la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi-Frölich:

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} = 0.043 \quad (9)$$

$$U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} = 23.3\% \quad (10)$$

Para el cálculo del máximo camino de drenaje en dirección vertical, H en la Ec. (9), se ha tomado la mitad del espesor de la capa de limos (2.25 m), suponiendo que las arenas están conectadas hidráulicamente al nivel freático (N.F.) (Figura 10).

Para la consolidación por flujo radial, la formulación de la Guía es la propuesta por Barron (1948):

$$U_r = 1 - e^{-\frac{8c_v t}{\mu D_e^2}} \quad (11)$$

donde

$$\mu = \ln\left(\frac{D_e}{D_c}\right) - 0.75 = 0.17 \quad (12)$$

La Ec. (12), que es la que recoge la Guía, es una simplificación de la expresión original propuesta por Barron (1948) para casos en los que $D_e \gg D_c$, como ocurre habitualmente en las mechas drenantes (tratamiento de mejora al que hace referencia la Guía). Sin embargo, para columnas de grava, ello conlleva diferencias apreciables, y es necesario utilizar la expresión original:

$$\mu = -\frac{\ln a_r}{2(1-a_r)} - \frac{3-a_r}{4} = 0.38 \quad (13)$$

De esta forma, el grado de consolidación radial a los 50 días para la capa de limos es $U_r=83.0\%$ (Ec. 11 y 13), y el grado de consolidación total de la capa de limos es $U=86.9\%$ (Ec. 8), la deformación de la capa de limos es 10.4 cm y el asiento total al cabo de 50 días es de 14.4 cm. Si se desea ser conservador y tener en cuenta la contaminación de la zona exterior de las columnas, se puede penalizar el diámetro de la columna (p. ej., un 5-10% menos) para el análisis de la consolidación radial (Ecs. 11 y 13).

3.6. Método de Priebe

Es el método más antiguo de cálculo de reducción de asientos (Priebe 1976) y probablemente el más utilizado en el mundo. Su éxito se debe a que es un método ampliamente contrastado con casos reales, a pesar de que su desarrollo teórico contiene varias hipótesis simplificadoras, tal y como se detalla en Sagaseta (2006). El método de Priebe (1976, 1995) no estudia el proceso de consolidación como tal, aunque ello puede hacerse por algún otro método.

Al igual que en la Guía de Cimentaciones, el cálculo del asiento con columnas se realiza de un modo indirecto, es decir a través del asiento sin columnas y un factor de mejora, que es el inverso del factor de reducción de asientos. De esta forma, el método proporciona únicamente el factor de mejora ($n=1/\beta$).

La formulación original (Priebe 1976) proporciona un factor de mejora básico, que depende únicamente del factor de sustitución (a_r), del ángulo de rozamiento de las columnas (φ_c) y del coeficiente de Poisson del suelo (ν_s):

$$n_0 = 1 + a_r \left[\frac{0.5 + f(\nu_s, a_r)}{K_{ac} f(\nu_s, a_r)} - 1 \right] \quad (14)$$

donde

$$f(\nu_s, a_r) = \frac{(1-\nu_s)(1-a_r)}{1-2\nu_s+a_r} \quad \text{y} \quad K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c / 2) \quad (15)$$

Para $\nu_s=1/3$ y $a_r=0.16$, $f=1.13$. Por otra parte, tomando $\varphi_c=40^\circ$, se obtiene $K_{ac}=0.217$ y el factor de mejora básico es $n_0=1.90$. Se puede comprobar que ello proporciona un factor de reducción de asientos ($\beta=0.53$) inferior (es decir, mayor mejora) al obtenido con la Guía de Cimentaciones ($\beta=0.7$).

Uno de los inconvenientes del método original (Priebe 1976) es que para una mejora o sustitución total del suelo blando ($a_r=1$) proporciona un factor de mejora infinito (Ecs. 14 y 15). Para resolver este problema, Priebe (1995) propone una translación horizontal de la curva original (Ec. 14), de tal forma que para $a_r=1$, el factor de mejora coincida con la relación de módulos confinados o edométricos (E_{mc}/E_{ms}).

De esta forma, el factor de mejora (n_1) debe obtenerse a partir de la Ec. (14), pero utilizando un factor de sustitución modificado (\bar{a}_r):

$$1/\bar{a}_r = 1/a_r + \Delta(1/a_r) \quad (16)$$

donde

$$\Delta(1/a_r) = 1/a_{r1} - 1 \quad (17)$$

y para $\nu_s=1/3$

$$a_{r1} = -\frac{4K_{ac}(E_{mc}/E_{ms}-2)+5}{2(4K_{ac}-1)} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{4K_{ac}(E_{mc}/E_{ms}-2)+5}{4K_{ac}-1}\right]^2 + \frac{16K_{ac}(E_{mc}/E_{ms}-1)}{4K_{ac}-1}} \quad (18)$$

Las Ecs. (14) y (17-18) se suelen proporcionar de forma gráfica para mayor sencillez de uso.

En este caso $E_{mc}=44.4$ MPa, tomando $E_{ms}=3.1$ (Tabla 3) y $\nu_s=1/3$, se obtiene que $a_{r1}=0.742$, $\Delta(1/a_r)=0.35$, $\bar{a}_r=0.15$ y $n_1=1.84$.

La corrección anterior provoca siempre una minoración del factor de mejora. La otra corrección, en este caso una mayoración, que Priebe (1995) plantea al método original (Priebe 1976) es la consideración de las tensiones iniciales en el suelo y la columna. Para ello, se debe corregir el factor de mejora n_1 por un factor $f_d \geq 1$.

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c} - \sigma'_{zs0} / \sigma'_{zc0}}{K_{0c}} \frac{\sigma'_{zc0}}{\Delta\sigma_{zc}}} \quad (19)$$

donde σ'_{zs0} y σ'_{zc0} son las tensiones iniciales efectivas en el suelo y la columna, respectivamente, que pueden estimarse en base a los pesos específicos y la profundidad, K_{0c} es el coeficiente de empuje en reposo de la columna, que puede estimarse utilizando la expresión empírica de Jaky:

$$K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c \quad (20)$$

y $\Delta\sigma_{zc}$ es el incremento de tensión vertical en la columna provocado por la carga aplicada ($\Delta\sigma$). Este valor puede estimarse en base al factor de concentración de tensiones (SCF)

$$\Delta\sigma_{zc} = \frac{\Delta\sigma}{a_r + \frac{1-a_r}{SCF}} \quad (21)$$

que a su vez depende del factor de mejora o reducción de asientos por equilibrio de las tensiones verticales

$$SCF = \frac{0.5 + f(\nu_s, a_r)}{K_{ac} f(\nu_s, a_r)} \quad (22)$$

Teniendo en cuenta los datos del ejercicio planteado, esto supone $SCF=6.6$, $\Delta\sigma_{zc}=428$ kPa y $f_d=1.2$. Por último, Priebe (1995) establece una comprobación o valor máximo para este factor, que no se excede en este ejemplo de cálculo:

$$1 \leq f_d \leq \frac{E_{mc}/E_{ms}}{SCF} \quad (23)$$

Así, el factor de mejora final es $n_2=2.2$, lo que supone un factor de reducción de asientos $\beta=0.45$, una deformación del estrato de limos de 7.7 cm, y un asiento final de 11.7 cm.

Debido a que las dos correcciones introducidas por Priebe (1995) complican el cálculo y se compensan o suelen proporcionar valores inferiores del asiento, en muchos casos se utiliza únicamente el factor básico de mejora, n_0 .

3.7. Castro & Sagaseta (2009)

Existe un grupo de soluciones que analizan de forma teórica el comportamiento de la celda unidad, imponiendo las condiciones de equilibrio (equilibrio de las tensiones verticales y equilibrio de las tensiones en el contacto radial suelo-columna) y de compatibilidad de deformaciones (asiento uniforme y compatibilidad del desplazamiento radial en el contacto suelo-columna). En la Tabla 4, se resumen las principales capacidades de predicción e hipótesis de estas soluciones.

Tabla 4. Capacidades predictivas e hipótesis de las principales soluciones analíticas.

	Asiento	Consol.	Ensayadas	Comportamiento columna			$\tau \neq 0$
				Elástica	E-P simple	E-P	
Balaam & Booker (1981)	✓			✓			
Balaam & Booker (1985)	✓						✓
Castro & Sagasetta (2009)	✓	✓			✓		
Castro & Sagasetta (2011a)	✓	✓	✓		✓		
Pulko et al. (2011)	✓		✓				✓
Castro & Sagasetta (2013)	✓	✓	✓				✓
Pulko & Logar (2016a)	✓	✓					✓
Pulko & Logar (2016b)	✓	✓	✓				✓

La solución de Balaam & Booker (1981) constituye la solución exacta para los asientos a corto y largo plazo suponiendo un comportamiento elástico lineal de la columna y del suelo circundante. Para compensar la hipótesis optimista de comportamiento elástico de la columna, es necesario utilizar módulos conservadores para la columna. Para el proceso de consolidación, presentan un análisis por elementos finitos. Estos autores desarrollaron posteriormente una solución analítica teniendo en cuenta la plastificación de la columna (Balaam & Booker 1985). Esta solución no es utilizada habitualmente porque presenta una formulación analítica compleja, al no despreciar las tensiones tangenciales en el contacto columna-suelo, y requiere solución numérica.

Castro & Sagasetta (2009) presentaron una solución analítica que permite estudiar simultáneamente el proceso de consolidación y las deformaciones en la columna y el suelo circundante. Esta solución estudia de forma independiente el comportamiento de las diferentes rebanadas de columnas de espesor despreciable a diferentes profundidades, lo que es equivalente a despreciar las tensiones tangenciales. Esta solución se puede extender fácilmente al caso de columnas ensacadas (Castro & Sagasetta 2011a). Además, en estas dos soluciones (Castro & Sagasetta 2009, 2011a) se desprecian las deformaciones elásticas en la columna durante su deformación plástica (hipótesis denominada “E-P simple” en la Tabla 4). Se puede comprobar que esta última hipótesis es adecuada para columnas normales sin ensacar pero que, para columnas ensacadas, despreciar estas deformaciones elásticas produce diferencias apreciables (p. ej., Castro & Sagasetta 2013).

Por otra parte, Pulko et al. (2011) presentaron la solución drenada para la situación final a largo plazo, que proporciona el mismo resultado que la propuesta por Castro & Sagasetta (2013) para la situación final, y es prácticamente idéntica a Castro & Sagasetta (2009) para el caso de columnas sin ensacar. Finalmente, Pulko & Logar (2016a, 2016b) han desarrollado soluciones analíticas acopladas, tanto para columnas ensacadas como sin ensacar, para estudiar el proceso de consolidación (solución poroelástica en la que el suelo no es infinitamente incompresible). Para grados de consolidación bajos, estas soluciones poroelásticas predicen de forma correcta una mayor rapidez en el proceso de consolidación, pero para grados de consolidación como los que suelen ser de interés (70-100 %) proporcionan resultados similares a las soluciones desacopladas (Castro & Sagasetta 2009, 2013).

De esta forma, para el caso a estudiar, se utilizará la solución de Castro & Sagasetta (2009). En caso de que sólo fuera necesario estudiar el asiento final, sería suficiente utilizar Pulko et al. (2011). Estas dos soluciones se pueden utilizar de forma sencilla a través de hojas de cálculo en las que únicamente es necesario introducir los datos de entrada (parámetros de la columna y el suelo). Por simplicidad y para evitar repeticiones, no se presenta aquí el detalle de la formulación de estas soluciones.

Los datos de entrada para este caso son los mostrados en la Figura 11, que corresponden a los presentados en la Figura 10, con los siguientes matices:

- 1) Los pesos específicos del suelo y la columna se han ajustado para proporcionar la misma tensión efectiva vertical en el punto medio del estrato limoso ($z=-3.25$ m) ($\sigma'_{z0}=38$ kPa y $\sigma'_{zc0}=36$ kPa). La solución analítica (Castro & Sagasetta 2009) se basa en esas tensiones iniciales. En la hoja de cálculo utilizada (Figura 11) esas tensiones se calculan a partir del peso específico efectivo vertical multiplicado por la profundidad (z). Para tener en cuenta la presencia de los rellenos en

superficie y la posición del nivel freático, se ha ajustado el valor de los pesos específicos. Por sencillez, para obtener los resultados se toma el punto medio del estrato limoso como representativo, sin realizar la integración exacta a diferentes profundidades.

- 2) La solución considera el efecto del coeficiente de empuje en reposo del suelo blando (K_{0s}), ya que cuanto mayor es su valor, mejor confinada lateralmente está la columna. Su valor se ha obtenido en base al ángulo de rozamiento ($\varphi_s=25^\circ$), utilizando la fórmula de Jaky.
- 3) El módulo edométrico del suelo se ha ajustado al rango de tensiones correspondiente. El módulo edométrico obtenido en la Tabla 3 para los limos ($E_{ms}=3.1$ MPa) corresponde al rango de tensiones en el caso de que los limos no se mejoren (de 38 kPa a 38+120 kPa). Sin embargo, cuando el suelo se mejora con columnas de grava, la tensión vertical final soportada por los limos es menor, de tal forma, que el módulo edométrico medio para ese intervalo tensional es también menor. De esta forma, se requiere un cálculo iterativo del módulo. Por ejemplo, en este caso se estimó la variación tensional en el suelo con un módulo de 3.1 MPa, proporcionando un incremento tensional en el suelo de $\Delta\sigma_{zs}=74$ kPa y un módulo edométrico medio de $E_{ms}=2.5$ MPa (Ec. 24). Con este nuevo módulo, se puede comprobar que el incremento prácticamente no varía y, por tanto, se toma como válido. En un sentido estricto, el suelo deja de estar en condiciones edométricas con la presencia de las columnas y sería necesario realizar el análisis en función de la tensión media (p. ej., Castro et al. 2013), pero desde un punto de vista práctico se considera suficientemente aproximado utilizar la tensión vertical, sin considerar la tensión radial para obtener el módulo medio.

$$\frac{1}{E_{ms}} = \frac{\varepsilon}{\Delta\sigma_{zs}} = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma_{zs}(1+e_0)} = \frac{1}{\Delta\sigma_{zs}(1+e_0)} C_c \log \frac{\sigma'_{zs0} + \Delta\sigma_{zs}}{\sigma'_{zs0}} \quad (24)$$

Geometría	
d _c	0.9 m
separación	2.15 m
Malla	Triangular
z	3.25 m
L	4.5 m

Suelo	
E _s	1720 kN/m ²
v _s	0.33
c _v	9.E-03 m ² /día
γ' _s	11.7 kN/m ³
k _{0s}	0.6

Columna	
E _c	30000 kN/m ²
v _c	0.33
γ' _c	11 kN/m ³
Φ _c	40 °
ψ _c	10 °

Carga aplicada	
p _a	120 kN/m ²

Instante de plastificación		
	(Tensión efectiva [kPa], s[mm])	
	Columna	Suelo
ε _z	0.01076	
s _{r_{cs}}	1.16	
σ _{r_{cs}}	87.17	42.14
σ _{r_{sl}}		38.80
σ _{θ_{cs}}	87.17	34.20
σ _{θ_{sl}}		37.54
σ _z	400.90	66.66
σ _{oct}	191.75	47.67
ε _v	0.00560	0.01173
u	0.00	45.04

Estado inicial no incluido

Incremento plástico		
	(Tensión efectiva [kPa], s[mm])	
	Columna	Suelo
Δε _z	0.01568	
Δs _{r_{cs}}	5.01	
Δσ _{r_{cs}}	-0.23	44.81
Δσ _{r_{sl}}		30.41
Δσ _{θ_{cs}}	-0.23	10.56
Δσ _{θ_{sl}}		24.96
Δσ _z	-1.07	45.24
Δσ _{oct}	-0.51	33.54
Δε _v	-0.00659	0.01989
Δu	0.00	-45.04

Estado final		
	(Tensión T & Ef. [kPa], s [mm])	
	Columna	Suelo
ε _z	0.02644	
s _{r_{cs}}	6.17128	
σ _{r_{cs}}	86.94	86.94
σ _{r_{sl}}		69.21
σ _{θ_{cs}}	86.94	44.77
σ _{θ_{sl}}		62.50
σ _z	399.83	111.90
σ _{oct}	191.24	81.20
ε _v	-0.00099	0.03162
u	0.00	0.00

Estado inicial no incluido

c _v ^{zfp} /c _v	0.89
---	------

SCF	3.57
SCF*	4.93
k _{final}	0.2174

SCF* sin tensiones iniciales

Asiento sin columnas	212 mm
Asiento con columnas	119 mm
n	1.78

Asiento en superficie. z debe ser igual a L/2

Figura 11. Datos de entrada y resultados para el punto medio por el método de Castro & Sagaseta (2009).

Los resultados obtenidos en cuanto al estado final se muestran en la Figura 11 para el punto medio ($z=-3.25$ m), que se considera representativo del estrato limoso. El valor que se debe tomar como resultado es directamente el asiento con columnas ($s_z=11.9$ cm), que corresponde a la deformación de los limos. De esta forma, el asiento total es de 15.9 cm. El resultado es casi coincidente con el predicho por la Guía de Cimentaciones para este caso concreto, lo que parece deberse a unos parámetros conservadores de las columnas de grava (Figura 10) y a una tensión inicial media del estrato de limos baja ($\sigma'_{z50}=38$ kPa), pero no significa que no pueda haber diferencias en otros casos, en función de la configuración geométrica y elección de los parámetros.

El factor de mejora y el asiento sin columnas mostrados en la Figura 11 corresponden a $E_{ms}=2.5$ MPa y son sólo válidos si este módulo no depende de los incrementos tensionales aplicados. Se puede comprobar que las diferencias no son despreciables ya que, por ejemplo, para este caso con un módulo edométrico $E_{ms}=3.1$ MPa, el asiento sin columnas es de $s_{z0}=17.1$ cm, el factor de mejora $n=1.75$ y el asiento con columnas (deformación de la capa de limos) $s_z=9.8$ cm, lo que supone una diferencia de 2 cm (aproximadamente el 20 %).

En cuanto al asiento alcanzado al cabo de 50 días, su valor es de 10.3 cm, tomando el punto medio como representativo y teniendo en cuenta el drenaje en dirección vertical a través de la fórmula de Carillo (1942) (Ec. 8). Esto supone un 86% de la deformación final.

3.8. Elementos finitos

La simulación mediante elementos finitos se ha llevado a cabo mediante el código comercial Plaxis 2D 2017 (Brinkgreve et al. 2017). La geometría del problema y la malla elegida se muestran en la Figura 12. El problema se analiza en simetría axial, utilizando la “celda unidad”. Las condiciones de contorno son: contorno inferior fijo, contornos laterales fijos únicamente en dirección horizontal y contorno superior libre. Además, los contornos laterales se consideran impermeables.

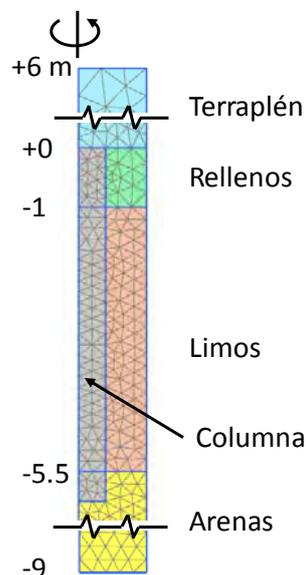


Figura 12. Malla de elementos finitos para el caso de estudio.

Los niveles de terraplén, rellenos, arenas y la columna de grava se representan mediante un modelo elástico lineal, plástico perfecto con una ley de flujo no asociada (modelo denominado “Mohr-Coulomb” en Plaxis). Los parámetros necesarios para este modelo son los indicados en la Figura 10. Para el terraplén, rellenos y arenas, la dilatación y la cohesión se consideran nulas, aunque para esta última, se toma un valor ligeramente superior a 0 ($c=0.1$ kPa en este caso) para evitar problemas numéricos.

En cuanto al nivel de limos, existe la posibilidad de utilizar el modelo “Mohr-Coulomb” (M-C) tomando el módulo edométrico medio del apartado anterior ($E_{ms}=2.5$ MPa). Esto se va a realizar para comparar con

la solución analítica anterior pero lo más adecuado es utilizar un modelo más avanzado que permita representar un comportamiento edométrico para los limos. En este sentido, existen fundamentalmente 3 modelos en este código comercial: modelo “Modified Cam Clay” (MCC), modelo “Soft Soil” (SS) y modelo “Hardening Soil” (HS).

El modelo MCC es riguroso desde un punto de vista teórico (p. ej., Roscoe & Burland 1968) y adecuado para este tipo de situaciones. Sin embargo, los códigos comerciales desaconsejan su uso de forma general y proponen modelos alternativos debido fundamentalmente a los motivos siguientes:

1. Fuera del plano de compresión triaxial, considera la superficie de rotura de Drucker-Prager, en lugar de Mohr-Coulomb, lo que implica una sobreestimación de la resistencia en trayectorias de deformación plana o extensión triaxial (p. ej., Potts & Zdravkovic 2000).
2. En suelos sobreconsolidados (“lado seco”, Figura 13), el modelo puede predecir reblandecimiento, lo que puede ocasionar problemas numéricos (p. ej., dependencia de la malla).
3. Para trayectorias de compresión confinada (edométrica), sobreestima el coeficiente de empuje en reposo K_0 . Esto se debe a la forma del potencial plástico, que coincide con la superficie de plastificación (Figura 13), ya que se supone una ley de flujo asociada.

El modelo SS (Brinkgreve et al. 2017) se basa en el modelo MCC pero presenta modificaciones para evitar los 3 problemas mencionados del modelo MCC:

1. Utiliza la superficie de rotura de Mohr-Coulomb (c, φ).
2. Limita la superficie de plastificación elíptica con el criterio de Mohr-Coulomb (Figura 14) para evitar “reblandecimiento”.
3. Independiza la forma de la superficie de plastificación (“cap”) de la pendiente de la recta de rotura (Figura 14), de tal forma que ésta se ajusta para reproducir adecuadamente el coeficiente de empuje en reposo, bien el introducido de forma manual por el usuario o el calculado por defecto utilizando la fórmula de Jaky (Ec. 20).

El modelo SS resulta adecuado para suelos blandos en situaciones de carga, como la del caso de estudio. Conviene destacar que el cálculo de las deformaciones volumétricas en el modelo SS es ligeramente diferente al edométrico tradicional (usado por ejemplo en el modelo MCC) al considerar cohesión:

$$\varepsilon_v = \lambda^* \ln \frac{p'}{p'_0} \quad \text{Modelo MCC} \quad (25)$$

$$\varepsilon_v = \lambda^* \ln \frac{p' + c \cot \varphi}{p'_0 + c \cot \varphi} \quad \text{Modelo SS} \quad (26)$$

para procesos de carga noval (suelo normalmente consolidado), donde p es la tensión media y

$$\lambda^* = \frac{C_c}{\ln 10(1 + e_0)} \quad (27)$$

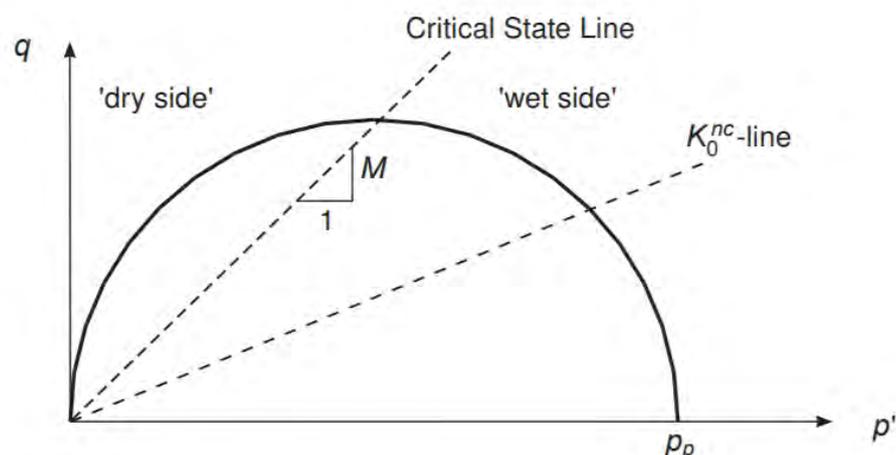


Figura 13. Superficie de plastificación y línea de estado crítico del modelo MCC (Brinkgreve et al. 2017).

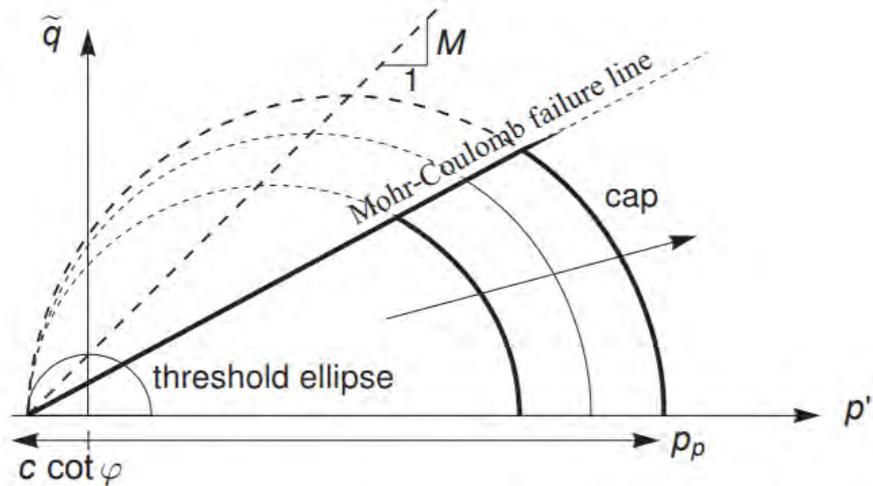


Figura 14. Superficie de plastificación (“cap”) y de rotura (M-C) del modelo SS (Brinkgreve et al. 2017).

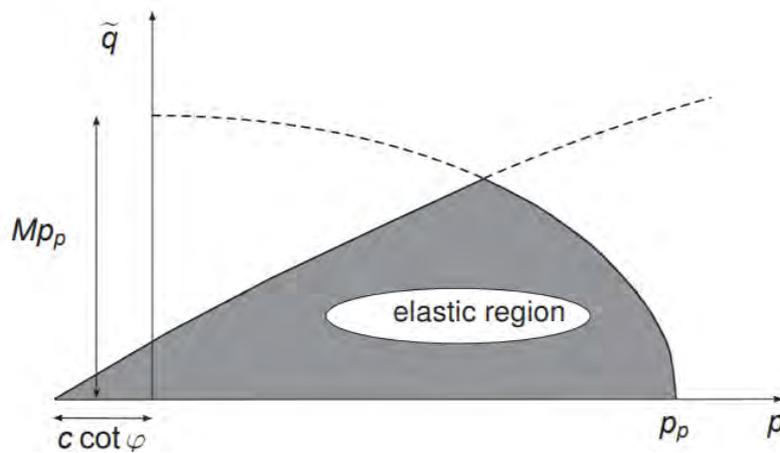


Figura 15. Esquema de las dos superficies de plastificación independientes (volumétrica y desviadora) del modelo HS (Brinkgreve et al. 2017).

Por último, el modelo HS es un modelo más complejo y avanzado que permite incluir fundamentalmente los dos aspectos siguientes:

1. Permite considerar una dependencia exponencial de los módulos de elasticidad con la tensión media. De esta forma, el exponente m puede variar entre un valor de 0 (valor constante de los módulos, elasticidad lineal) y un valor de 1 (dependencia lineal del módulo con la tensión media, modelo edométrico).
2. Considera dos superficies de plastificación con rigidización independientes: una para trayectorias de compresión (deformaciones fundamentalmente volumétricas) y otra para trayectorias de corte (deformaciones fundamentalmente desviadoras) (Figura 15). Esto permite reproducir una ley hiperbólica en las trayectorias de corte (p. ej., compresión triaxial).

Para el caso de estudio, la deformación de la capa de limos predicha por los diferentes modelos se resume en la Tabla 5, tanto para el caso con columnas como sin columnas. Para los niveles de relleno y de arenas, sus deformaciones son las mismas que las calculadas analíticamente para el caso sin columnas (Tabla 3), y ligeramente inferiores para el caso con columnas (del orden de 0.8 y 2.6 cm, respectivamente). Para el caso con columnas, el asiento no es perfectamente uniforme y encima de la columna el asiento total es del orden de 0.5 cm menor que en el punto medio entre columnas, ubicación a la que corresponden los valores de deformaciones indicados (Tabla 5).

En cuanto a los diferentes valores de la deformación de la capa de limos sin columnas en función del modelo constitutivo empleado (Tabla 5), cabe comentar lo siguiente:

- El valor proporcionado por el modelo M-C (17.1 cm) coincide con el cálculo analítico sencillo ($\varepsilon=\Delta\sigma/E_{ms}$). Tal y como se realizó para la solución analítica (Castro & Sagaseta 2009) es necesario ajustar un valor de E_{ms} para el caso sin columnas y otro valor de E_{ms} para el caso con columnas debido al diferente incremento tensional en los limos.
- El valor proporcionado por el modelo MCC (17.7 cm) corresponde al modelo edométrico (Ec. 6). Las diferencias con el cálculo analítico (17.1 cm, Tabla 3) se deben a que en el cálculo analítico se tomó como representativo el punto medio del estrato y su tensión efectiva vertical inicial ($\sigma'_{z50}=38$ kPa). Si se divide el estrato de limos en varias capas para el cálculo analítico, el valor calculado tiende al obtenido numéricamente.
- El valor obtenido con el modelo SS coincide estrictamente con el modelo edométrico (MCC) (17.7 cm) cuando el valor de la cohesión es nulo (SS*). En caso de utilizar el valor de $c=10$ kPa, el asiento es ligeramente inferior debido a que en el modelo tiene un efecto equivalente a incrementar el valor de la tensión efectiva inicial para el cálculo de las deformaciones volumétricas (Ec. 26).
- Los resultados proporcionados por el modelo HS no son estrictamente iguales a los proporcionados por el modelo edométrico debido a la formulación del modelo y la influencia de la superficie de plastificación para trayectorias de corte (Figura 15). Además, la influencia de introducir un valor de la cohesión no nulo es más notable que para el modelo SS.

Tabla 5. Deformación de la capa de limos predicha por los diferentes modelos constitutivos.

Deformación (cm)	M-C	MCC	SS	SS*	HS	HS*
Sin columnas (final)	17.1/21.2**	17.7	17.0	17.7	14.0	18.1
Con columnas (final)	12.1	11.4	11.6	12.1	9.2	11.4
Reducción asiento, β	0.71/0.57	0.64	0.68	0.68	0.66	0.63
Con columnas (50 días)	10.3	10.5	10.7	11.0	8.9	10.7
% deformación (50 días)	85%	92%	92%	91%	97%	94%

* $c=0.1$ kPa

** Deformación con $E_{ms}=3.1$ MPa y $E_{ms}=2.5$ MPa

En cuanto al factor de reducción de asientos, β , está entre 0.57 y 0.71 (Tabla 5). El valor más adecuado se considera el proporcionado por el modelo SS* ($\beta=0.68$). El modelo MCC proporciona un valor ligeramente inferior ($\beta=0.64$), es decir, mayor mejora, debido a la sobreestimación del coeficiente de empuje en reposo ($K_{0s}=0.74$), frente al proporcionado en los otros modelos ($K_{0s}=0.58$). Esto hace que la columna esté algo mejor confinada lateralmente y reduzca algo más el asiento.

Respecto a la evolución de los asientos con el tiempo, es necesario calcular el valor de la permeabilidad horizontal y vertical. Estas permeabilidades se han calculado en base al módulo edométrico medio con columna ($E_{ms}=2.5$ MPa):

$$c_v = \frac{E_m k_v}{\gamma_w} \quad (28)$$

Así, los valores resultantes son $k_H=3.5 \cdot 10^{-5}$ m/día y $k_V=1.7 \cdot 10^{-5}$ m/día. Para el resto de suelos se ha supuesto un valor suficientemente alto como para que no se generen excesos de presión intersticial en los mismos ($k=1$ m/día).

El valor de la deformación de la capa de limos al cabo de 50 días para los distintos modelos constitutivos empleados se resume en la Tabla 5. Además, también se presenta ese valor en porcentaje respecto a la deformación final con columnas. Se puede observar que los resultados son similares, en torno al 90%. Para analizar más en detalle el proceso de consolidación, se muestra la deformación en función del tiempo en la Figura 16 para los principales modelos constitutivos (M-C, MCC, SS*). La principal diferencia entre el modelo MCC y SS* es el diferente valor de K_{0s} , lo que hace que la columna esté mejor confinada en el primero y alcance un estado de plastificación triaxial algo más tarde (proporcionando un valor del asiento final algo menor). En cuanto al modelo M-C, la principal diferencia es que al no considerar la no-linealidad de los limos, subestima ligeramente el ritmo de deformación en la primera mitad y lo sobreestima en la segunda mitad, proporcionando un valor compensado para la deformación final.

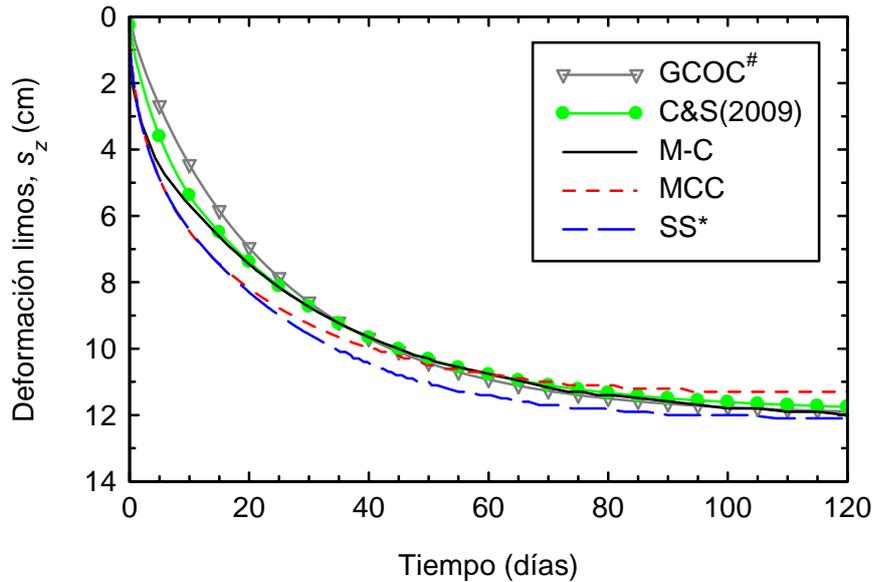


Figura 16. Evolución del asiento con el tiempo para diferentes métodos.

3.9. Conclusiones

El objetivo del presente caso de estudio, ha sido analizar las opciones y diferencias entre los diferentes métodos de cálculo, sin tener en cuenta las posibles diferencias derivadas de la interpretación de ensayos de campo y laboratorio.

Un resumen de los valores predichos por los diferentes métodos para el ejemplo de cálculo propuesto se muestra en la Tabla 6. Hay que recordar que el valor del asiento sin columnas debería ser unívocamente 17.7 cm, pero que para algunos casos se ha obtenido 17.1 cm al tomar el punto medio como representativo (Ec. 6, Tabla 3) y no dividir la capa de limos en varios estratos. En la Figura 17 también se presenta una comparación del factor de reducción de asientos predicho por Priebe (1976) y la Guía de Cimentaciones (GCOC). Se puede comprobar que, de forma aproximada, la GCOC proporciona un valor conservador y Priebe (1976) guarda una mayor correlación con los datos de campo. En la Figura 17, también se presentan las curvas que indican el valor del factor de concentración de tensiones (SCF) que corresponde a cada pareja de valores (a_r, β), aplicando equilibrio de tensiones verticales y suponiendo que la reducción de asientos es proporcional a la reducción de tensiones en el suelo blando:

$$\frac{1}{\beta} = \frac{P_a}{\sigma_s} = 1 - a_r + a_r SCF \quad (29)$$

Si se considera un comportamiento edométrico del suelo blando mejorado con columnas, la tensión inicial y el incremento de tensión influyen en el valor obtenido del factor de concentración de tensiones, SCF . En la Figura 17 se puede comprobar que valores del factor de sustitución superiores a 0.5 no son habituales y, además, las expresiones de la GCOC y de Priebe (1976) no proporcionan un buen ajuste en ese rango.

Tabla 6. Deformación de la capa de limos predicha por los diferentes métodos.

Deformación (cm)	GCOC [#]	Priebe	C&S(2009)	EF-MC	EF-MCC	EF-SS*
Sin columnas (final)	17.1	17.1	17.1/21.2**	17.1/21.2**	17.7	17.7
Con columnas (final)	12.0	9.1	11.9	12.1	11.4	12.1
Reducción asiento, β	0.70	0.53	0.70/0.56	0.71/0.57	0.64	0.68
Con columnas (50 días)	10.4	-	10.3	10.3	10.5	11.0
% deformación (50 días)	87%	-	87%	85%	92%	91%

* $c=0.1$ kPa

** Deformación con $E_{ms}=3.1$ MPa y $E_{ms}=2.5$ MPa

Usando la solución de Barron (1948) (Ec. 13)

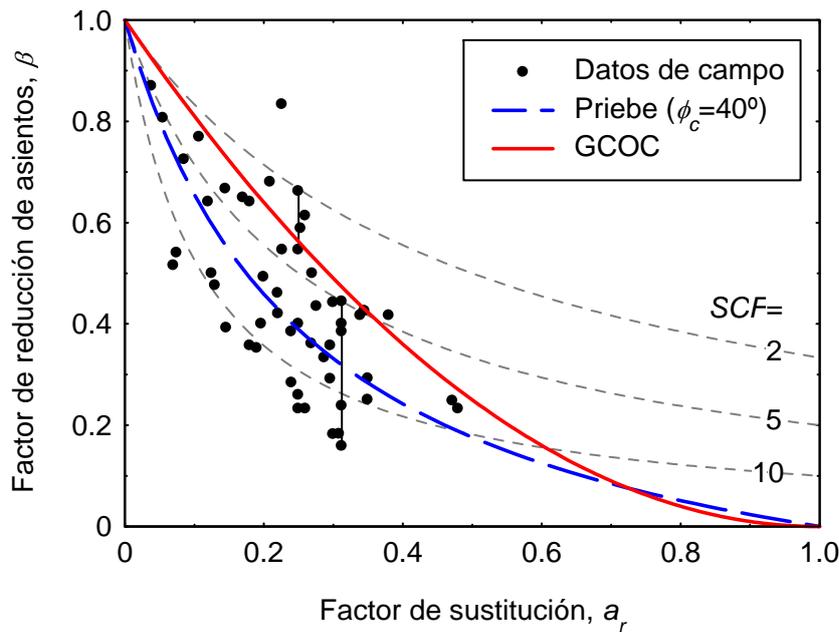


Figura 17. Factor de reducción de asientos: comparación de métodos analíticos y medidas en casos reales.

En cuanto a la evolución de los asientos con el tiempo, Castro & Sagaseta (2011b) mostraron que el método de Barron (1948) subestima de forma general la velocidad de los asientos para columnas de grava, mientras que el método de Castro & Sagaseta (2009) suele proporcionar valores adecuados para grados de consolidación superiores al 60 %. En el presente caso (Figura 16), las diferencias son despreciables respecto a los análisis numéricos para tiempos superiores a 40 días.

Para el caso propuesto (Tabla 6), la reducción de asiento obtenida por elementos finitos (EF) utilizando modelos edométricos para la capa de limos (MCC y SS*) es ligeramente inferior a la dada por la GCOC. Para los casos de un modelo elástico lineal plástico perfecto (Castro y Sagaseta 2009 y EF-MC), el asiento con columnas es similar al dado por la GCOC y al obtenido con los otros análisis por EF; sin embargo, el valor del factor de reducción de asientos puede variar de forma notable en función de si se calcula con el mismo módulo edométrico o se distinguen dos módulos diferentes para el caso con columnas y sin columnas debido a los diferentes incrementos tensionales.

En el caso estudiado los valores propuestos por la GCOC concuerdan de forma razonable con los otros métodos (EF y Castro y Sagaseta 2009), exceptuando la solución de Priebe (1976). Sin embargo, cabe analizar que el valor de los parámetros utilizados para las columnas (Figura 10) en los análisis por EF y en Castro y Sagaseta (2009) son conservadores y si se utilizaran otros parámetros (p. ej., teniendo en cuenta una mayor resistencia y rigidez de las columnas o un mayor coeficiente de empuje debido a los efectos de la instalación de las columnas), el asiento sería más similar al proporcionado por Priebe (1976).

De forma general, se considera que cualquiera de los métodos utilizados puede ser válido teniendo en cuenta los siguientes comentarios:

- El método propuesto por la GCOC es sencillo y suele proporcionar valores conservadores. Sólo considera el factor de sustitución, no permitiendo considerar la influencia de otros factores. Para el análisis del proceso de consolidación es necesario utilizar las Ecs. (11) y (13), que también suelen proporcionar valores conservadores.
- El método de Priebe (1976) es más optimista por lo que debe utilizarse con valores conservadores (p. ej., $\phi_c=40^\circ$) y garantizar una correcta ejecución de las columnas (para que, por ejemplo, el ángulo de rozamiento de la columna sea superior al supuesto).
- El método de Castro y Sagaseta (2009) permite tener en cuenta la influencia de diferentes factores como, por ejemplo, ϕ_c , K_0 , E_c , E_{ms} . Sin embargo, es necesario una adecuada selección de los mismos, por ejemplo, ajustar el valor de E_{ms} al rango de tensiones correspondiente.

- Los cálculos por elementos finitos proporcionan una gran flexibilidad en el análisis, pero es necesaria una adecuada comprensión de las hipótesis, modelos constitutivos y parámetros empleados (incluidos los utilizados por defecto por el código numérico). En el presente caso, por ejemplo, se ha observado la conveniencia de tomar la cohesión de los limos como nula cuando se utiliza el modelo SS o la ligera sobreestimación del coeficiente de empuje en reposo y, por tanto, de la reducción de asientos cuando se utiliza el modelo MCC.

Por último, indicar que en todos los cálculos realizados se ha supuesto la hipótesis de pequeñas deformaciones, es decir, no se ha tenido en cuenta el asiento adicional ocasionado por el material de relleno de terraplén que es necesario añadir para compensar el asiento producido y alcanzar la cota superior de terraplén deseada.

4. Grupos de columnas

En el ejemplo de cálculo anterior, se ha considerado una mejora con columnas de grava de carácter masivo bajo un terraplén. En la actualidad, también es habitual emplear grupos de columnas como método de cimentación bajo cargas concentradas, por ejemplo, bajo aerogeneradores, grúas portacontenedores (Guzmán Rojas & Samper Urbano 2018) o en edificación (p. ej., Serridge 2013). En este cuarto apartado se presenta un análisis de la influencia de la posición de las columnas bajo la zapata, del número de columnas y de su longitud. Por último, se recogen unos comentarios sobre la fiabilidad de su diseño.

4.1. Influencia de la posición de las columnas

En el diseño de losas pilotadas es necesario optimizar la posición de los pilotes dentro de la losa (p. ej., Poulos 2001); por lo que cabría plantear un proceso de optimización equivalente en el empleo de grupos de columnas de grava bajo zapatas o losas. El autor ha realizado diversos análisis por elementos finitos para estudiar como influye la posición de las columnas en la reducción de asientos (Castro 2014, 2017b).

En la Figura 18 se muestran los resultados para un caso de referencia: una zapata de 5 m de lado apoyada sobre un suelo homogéneo mejorado con un grupo de 4 columnas con separaciones de entre 1 y 4 m entre ejes de columnas. Nótese que en este caso variar el espaciamiento entre columnas no significa modificar el área de sustitución, a_r (área de las columnas entre el área de la zapata). Los asientos de la zapata se normalizan con el asiento que tendría la misma zapata apoyada en el mismo suelo mejorado con una única columna central con el área equivalente para mantener a_r . Se analizan tres casos: el caso en el que el comportamiento del suelo y las columnas sea elástico (“Elástico”); el caso en el que sólo existen deformaciones plásticas en las columnas (“Elasto-plástico”); y el caso en el que tanto en las columnas como en el suelo hay deformaciones plásticas (“Plástico”). En el caso estudiado se ha tomado un valor anormalmente bajo ($a_r = 10\%$) para poder tener un amplio rango de variación del espaciamiento entre columnas. Se puede comprobar que la posición de las columnas tiene sólo una ligera influencia en el asiento (inferior al 6% en este caso). Además de las pequeñas diferencias, no existe una posición óptima y esta depende del caso estudiado; por ejemplo, situar las columnas cerca del borde resulta en un asiento ligeramente menor para el caso “Elástico”, pero ligeramente mayor para el caso “Plástico” (Figura 18). Ello se debe a que:

1. Cuando las columnas están cerca del borde de la zapata, tienden a soportar una tensión vertical mayor debido a que las tensiones verticales en el borde de una zapata rígida en arcillas son mayores.
2. Cuando las columnas están en el centro de la zapata, están mejor confinadas lateralmente.

Es necesario destacar que, en el caso de pilotes o inclusiones rígidas, sólo el primer fenómeno es importante y no se compensa con el segundo, ya que, a diferencias de las columnas, éstos elementos no dependen del confinamiento lateral proporcionado por el terreno natural.

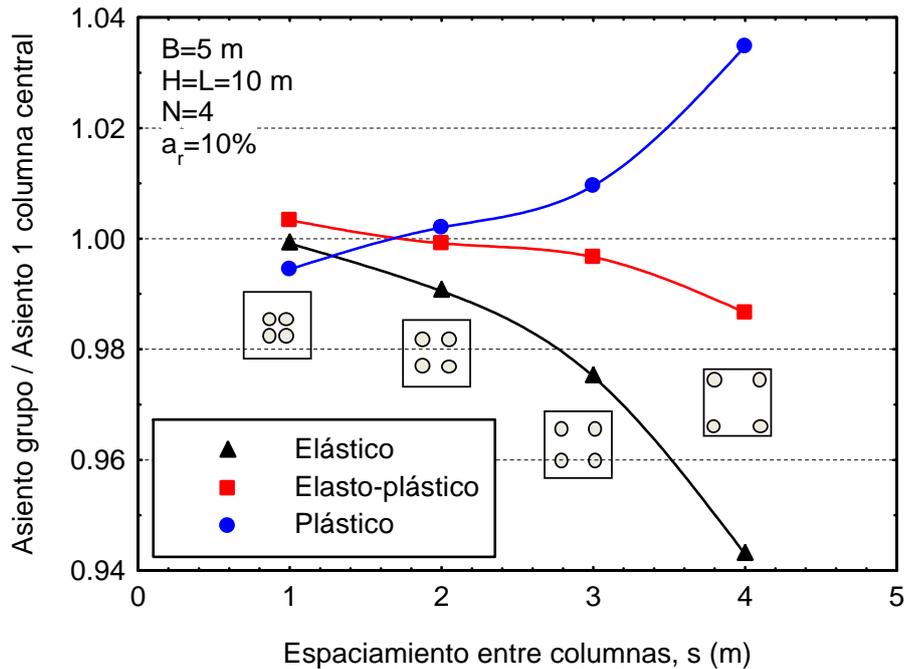


Figura 18. Variación del asiento con la posición de las columnas bajo una zapata.

En el caso de columnas ensacadas, se puede observar (Figura 19) que, a mayor rigidez del elemento que rodea las columnas (normalmente un geotextil) J_g , mejor confinadas están las columnas, y se reducen ligeramente los asientos cuando las columnas están cerca del borde de la zapata.

Para los casos comunes, los dos efectos indicados previamente tienden a compensarse uno con el otro y por eso la posición de las columnas tiene poca influencia. Cuando las columnas están ensacadas, además de conservarse a_r , es necesario que se conserve el factor J_g/r_c para que el comportamiento sea equivalente (Castro 2017b).

El análisis presentado se limita al asiento final drenado, no considerando el proceso de consolidación, ni otros aspectos como los momentos flectores en la zapata, los efectos de la instalación de las columnas...

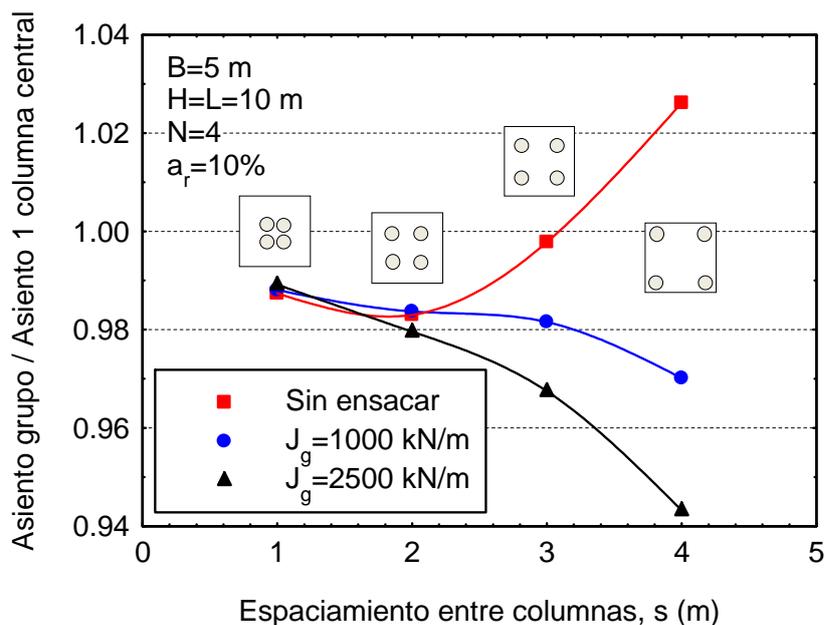


Figura 19. Variación del asiento con la posición de columnas ensacadas con geotextil bajo una zapata. Caso "Plástico". Influencia de la rigidez del geotextil.

4.2. Influencia del número de columnas

En este apartado se comenta la influencia del número de columnas manteniendo constante el resto de parámetros, es decir, más columnas de menor diámetro o menos columnas de mayor diámetro. Este análisis no tiene una relevancia práctica directa ya que el diámetro de las columnas no es una variable que se pueda controlar fácilmente, sino que viene impuesta (Apartado 3.2).

Algunos autores analizan la influencia de aumentar el número de columnas, pero manteniendo constante su diámetro y las dimensiones de la zapata, lo que tiene obviamente un efecto beneficioso. Otra opción es aumentar el número de columnas manteniendo su diámetro, pero aumentando las dimensiones de la zapata para mantener constante el factor de sustitución (Priebe 1995). Esto último provoca un ligero incremento del confinamiento lateral con un efecto beneficioso en el factor de reducción de asientos.

Los análisis por elementos finitos de Castro (2014, 2017b) muestran que el número de columnas como tal (manteniendo constante el resto de parámetros) no tiene influencia en la reducción de asientos y que las ligeras diferencias observadas se deben a la diferente posición relativa de las columnas bajo la zapata. Esta influencia despreciable del número de columnas justifica la utilización de modelos simplificados en simetría axial (Castro et al. 2016). Por ejemplo, se puede sustituir un grupo de columnas (no ensacadas) bajo una cimentación superficial, por una zanja de grava de planta anular con igual área.

4.3. Influencia de la longitud de las columnas

Las columnas de grava pueden alcanzar un sustrato rígido (“apoyadas en la punta” / “end-bearing”) o estar simplemente embebidas en un estrato blando (“flotantes” / “floating”). En este último caso, la longitud de las columnas es un parámetro de diseño, siendo algunas veces más eficaz aumentar su longitud y otras veces, añadir más columnas. De esta forma, surge el concepto de longitud crítica de las columnas. Así, columnas de mayor longitud que el valor crítico, no proporcionan una mejora apreciable. El concepto de longitud crítica es equivalente al caso de pilotes, pero los mecanismos que rigen el fenómeno son diferentes.

Una revisión de diferentes propuestas de la longitud crítica de las columnas (L_{cr}) se puede ver en la Tabla 7 y, por ejemplo, en Babu et al. (2013). Los valores presentan un cierto rango de variación y algunas veces se proporcionan en función del diámetro de la columna (d_c), y otras en función del ancho o diámetro de la zapata (B, D). Sin embargo, se ha comprobado mediante análisis numéricos por elementos finitos (Castro 2014, 2017b) que la esbeltez de la columna (cociente entre su longitud y diámetro, L/d_c) tiene simplemente una ligera influencia (efecto de segundo orden) en la mejora alcanzada por las columnas, y el factor L/B es el más relevante. De esta forma, la longitud crítica (L_{cr}) debe expresarse en función de las dimensiones de la zapata (B, D) (Castro et al. 2016, 2019). Por ejemplo, en McKelvey (2002) esto proporciona un valor de $L_{cr}=1.5 D$, ya que $d_c=25$ mm, $D=100$ mm, $L_{cr}=150$ mm; y en Najjar et al. (2010), $L_{cr}=1.7 D$, dado que $d_c=20$ mm, $D=71$ mm, $L_{cr}=120$ mm.

Tabla 7. Propuestas de longitud crítica de las columnas.

<i>Referencia</i>	<i>Tipo</i>	<i>L_{cr}</i>
Black et al. (2011)	Laboratorio	8-10 d_c
Hughes & Withers (1974)	Laboratorio	4 $d_c = 4 D$
McKelvey (2002)	Laboratorio	6 d_c
Muir Wood et al. (2000)	Laboratorio	1.5 B
Najjar et al. (2010)	Laboratorio	6 d_c
Wehr (2004)	Numérico	1.7 B
Zhou et al. (2017)	Numérico	2 B

El motivo de confusión, por el cual algunos autores expresan la longitud crítica de las columnas en función del diámetro de la columna, parece estar en la propuesta original de Hughes y Withers (1974), en la que el diámetro de la zapata y de la columna coincidían. Muir Wood (2000) ya señaló la importancia de las dimensiones de la zapata y del mecanismo de deformación que se produce bajo la misma en la longitud crítica de las columnas. Castro et al. (2016) muestran como para la reducción de asiento el

mecanismo que controla L_{cr} es el bulbo de tensiones bajo la zapata, mientras que para la capacidad portante es el mecanismo de rotura. De los dos mecanismos, el más profundo es el correspondiente a la reducción de asientos, por lo que L_{cr} siempre suele referirse a la mejora alcanzada en cuanto a reducción de asientos.

Como la longitud crítica depende del ancho de la carga aplicada, para cargas extensas (p. ej., terraplenes), el concepto de longitud crítica no tiene sentido ya que suele ser mayor que el espesor del estrato deformable.

Analizando la longitud crítica de las columnas mediante elementos finitos (Castro et al. 2019), se observa que ésta depende del caso estudiado, pero es del orden de $L_{cr}=1.5-2 D$. Su valor no varía notablemente con el área de sustitución (Figura 20), pero sí lo hace con la carga aplicada o la resistencia del terreno (Figura 21). La longitud crítica de las columnas es mayor cuanto más blando es el terreno a mejorar. Esto se debe a que la longitud crítica de las columnas para la reducción de asientos está relacionada con la aparición de deformaciones plásticas en el terreno. En el caso de columnas ensacadas, la longitud crítica es superior al de columnas ordinarias (Castro et al. 2016).

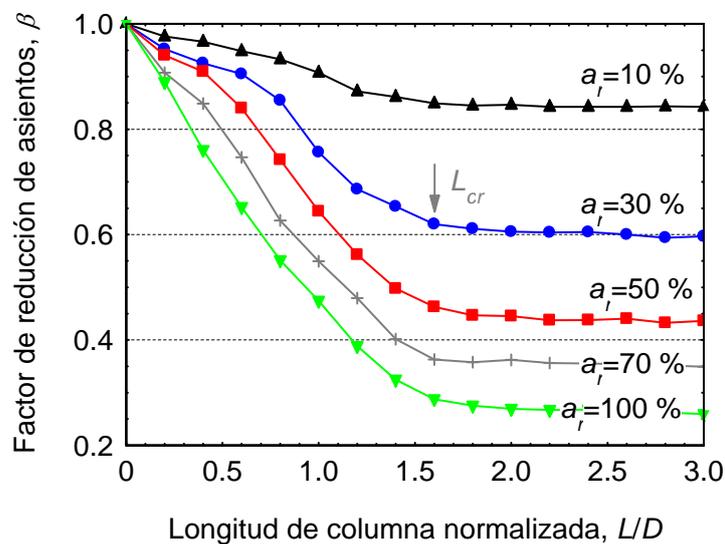


Figura 20. Longitud crítica de las columnas para diferentes valores del factor de sustitución en un caso de referencia (adaptado de Castro et al. 2019).

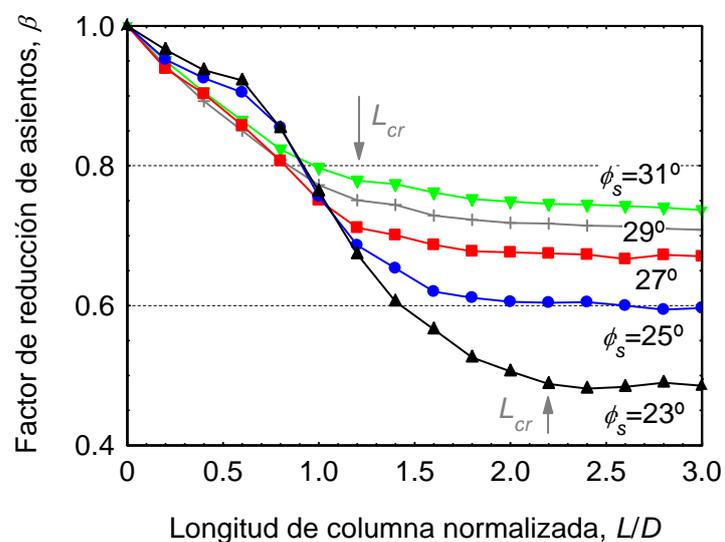


Figura 21. Variación de la longitud crítica de las columnas con la resistencia del terreno en un caso de referencia (adaptado de Castro et al. 2019).

Un análisis de las deformaciones plásticas para un caso de referencia (Figura 22) muestra que se pueden distinguir 4 zonas con la profundidad: (1) una pequeña zona bajo la columna ($z < 0.3 \cdot D$) donde las deformaciones plásticas están restringidas por la rugosidad de la zapata; (2) una zona ($0.3 \cdot D < z < 1.3 \cdot D$) donde las deformaciones plásticas aparecen en el suelo que rodea las columnas por la falta de confinamiento lateral; (3) una zona donde las deformaciones plásticas aparecen sólo en la columna ($1.3 \cdot D < z < 1.8 \cdot D$); y (4) una zona donde sólo existen deformaciones elásticas ($z > 1.8 \cdot D$).

Estas 4 zonas de deformaciones plásticas se reflejan en la curva de variación de la reducción de asientos con la longitud de la columna (Figura 23): (1) el asiento se reduce sólo ligeramente porque la columna afecta solamente a la cuña de suelo rígido que se forma bajo la zapata; (2) se produce una notable reducción del asiento porque las deformaciones plásticas se reducen tanto en la columna como en el suelo; (3) se produce una reducción del asiento menor porque sólo se reducen las deformaciones plásticas en la punta de la columna; (4) el asiento se reduce sólo de forma marginal porque sólo se reducen las deformaciones elásticas.

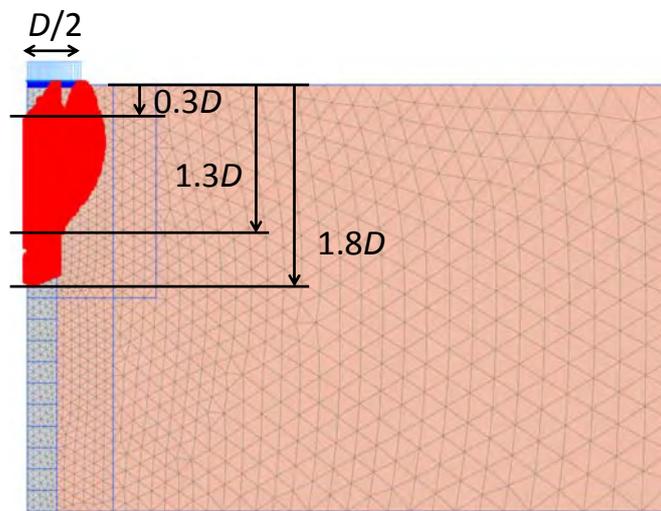


Figura 22. Puntos plásticos para un caso de referencia ($a_r=30\%$; $H=L=10$ m; $D=2.5$ m) (Castro et al. 2019).

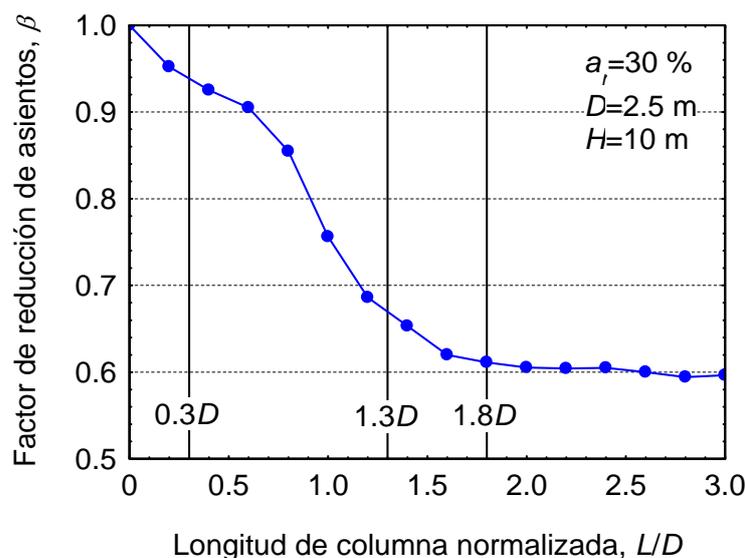


Figura 23. Variación de la reducción de asientos con la longitud de la columna para las diferentes zonas de deformación plástica ($a_r=30\%$; $H=10$ m; $D=2.5$ m) (adaptado de Castro et al. 2019).

Estos análisis numéricos (Castro et al. 2019) se han realizado utilizando un modelo elástico lineal plástico perfecto (“modelo Mohr-Coulomb”), pero resultados similares son esperables con modelos más avanzados. La ventaja del análisis de las deformaciones plásticas presentado anteriormente es que no es necesario realizar un análisis paramétrico de la longitud de la columna y es suficiente con realizar un análisis de la extensión de las deformaciones plásticas para el caso de una columna que alcance el sustrato rígido o sea de longitud suficiente ($L > 2B$) (Figura 24).

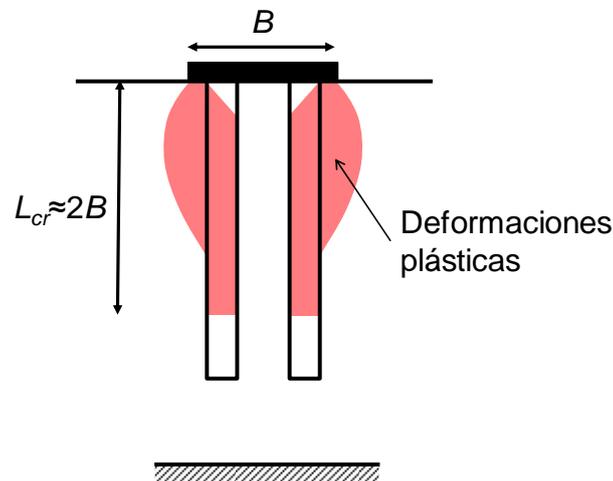


Figura 24. Justificación conceptual de la longitud crítica de las columnas como profundidad que alcanzan las deformaciones plásticas.

4.4. Fiabilidad en el diseño de grupos de columnas

Alonso Pollán (2014) presenta un análisis de fiabilidad de tratamientos con columnas de grava donde se muestra que las probabilidades de fallo son superiores en pequeños grupos de columnas bajo zapatas que en tratamientos de carácter masivo bajo un terraplén. De forma coloquial, se puede justificar este resultado en base a que en un tratamiento de gran extensión donde se emplean un gran número de columnas lamina la variabilidad que pueda existir en algunos parámetros como, por ejemplo, el diámetro de las columnas y la resistencia al corte sin drenaje del terreno. De esta forma, para disminuir la incertidumbre en el diseño de un grupo de columnas bajo una zapata resulta recomendable (Alonso Pollán 2014):

- Disminuir la incertidumbre en el diámetro de la columna, mediante una correcta ejecución y control de la misma.
- Caracterizar de forma precisa la resistencia al corte sin drenaje del terreno.
- Efectuar pruebas de carga “in situ”.

5. Consolidación secundaria

En los casos anteriores sólo se ha tenido en cuenta el asiento por consolidación primaria, pero en suelos que puedan experimentar importantes asientos por consolidación secundaria, algunos autores (p. ej., Sexton 2014; Sexton & McCabe 2016; Pugh 2017) han alertado de la menor eficacia de las columnas de grava en la reducción de estos asientos. Pugh (2017) presenta dos casos en los que se superó el estado límite de servicio por asientos excesivos de losas de edificación apoyadas sobre suelos muy blandos ($c_u=8-24$ kPa) con presencia de materia orgánica. Los asientos con el tiempo medidos en una de ellas se muestran en la Figura 25.

Por otra parte, Sexton (2014) presenta análisis por elementos finitos de la reducción de asientos proporcionada por columnas de grava para reducir asientos originados por procesos de consolidación primaria y por procesos de consolidación secundaria. Como se puede ver en la Figura 26, el factor de mejora alcanzado por las columnas es notablemente mayor en el caso de asientos por consolidación primaria que para aquellos originados por procesos de consolidación secundaria.

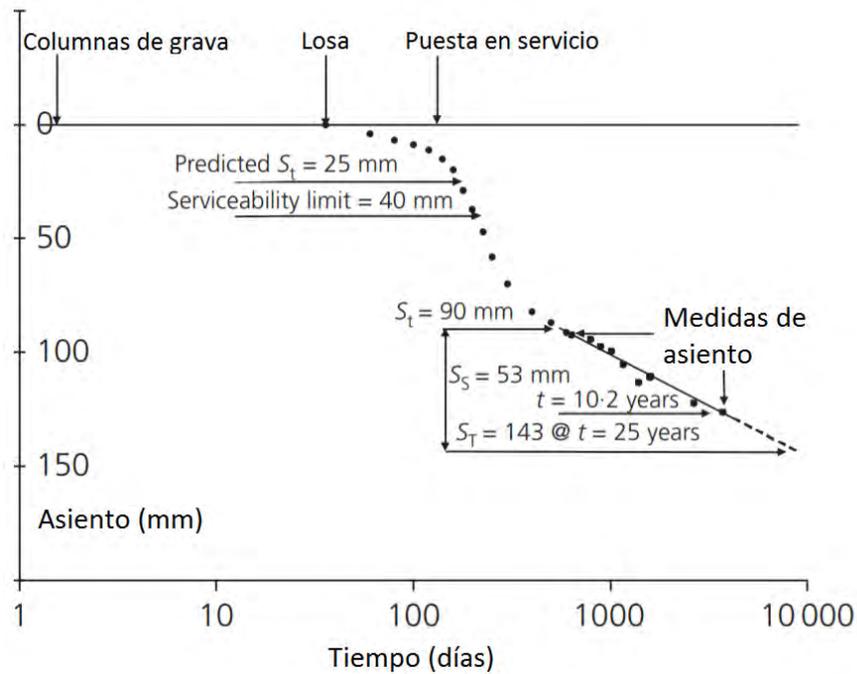


Figura 25. Problemas de asentamientos por consolidación secundaria en una losa cimentada sobre columnas de grava (adaptado de Pugh 2017).

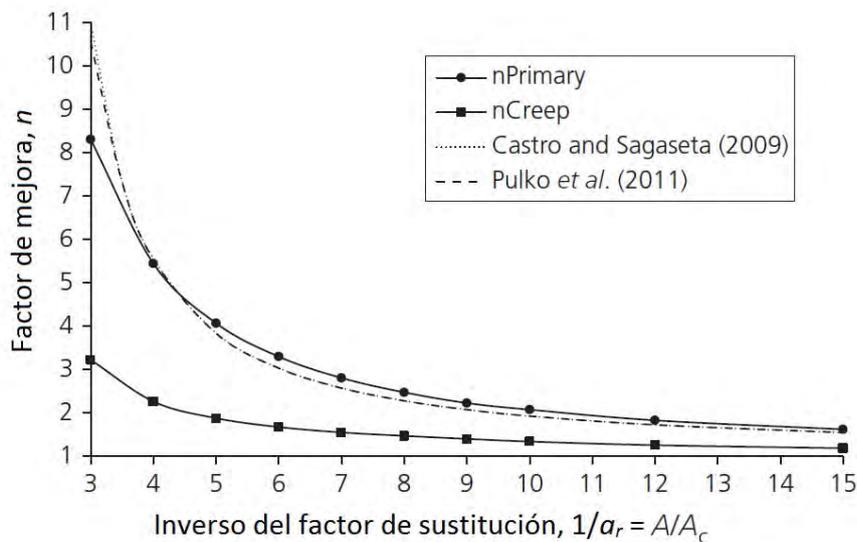


Figura 26. Factor de mejora calculado numéricamente para la reducción de asentamientos por consolidación primaria (“Primary”) y por consolidación secundaria (“Creep”) en un caso concreto (adaptado de Sexton & McCabe 2016).

Desde el punto de vista del autor de esta comunicación, la menor eficacia de las columnas en la reducción de asentamientos por consolidación secundaria se justifica en base a los dos siguientes aspectos:

1. La naturaleza de las deformaciones por consolidación secundaria, que implican deformaciones volumétricas en el suelo blando que no corresponden a un incremento de carga.
2. Al finalizar la consolidación primaria, las columnas suelen encontrarse en un estado de plastificación triaxial, lo que limita notablemente que éstas concentren más carga y el SCF aumente.

De forma general y con base empírica, Pugh (2017) propone un valor conservador del factor de reducción de asentamientos:

$$\beta_{creep} = 1 - a_r \quad (30)$$

Este valor del factor de reducción de asientos parece aplicable principalmente a los procesos de consolidación secundaria (Ec. 30) pero es excesivamente conservador para procesos de consolidación primaria. La justificación teórica de la Ec. (30) que se propone aquí se basa en el análisis de los cambios de volumen del suelo y la columna. Si se desprecian los cambios tensionales en el suelo y la columna causados por los procesos de consolidación secundaria y se supone que la grava de la columna ha alcanzado su densidad crítica, es decir, no varía de volumen ($\varepsilon_{vc}=0$), la mejora introducida por las columnas es únicamente la debida al porcentaje de terreno que no sufre procesos de consolidación secundaria:

$$\beta_{creep} = \frac{S_{z,creep}}{S_{z0,creep}} = \frac{\varepsilon_{vs,creep}(1 - a_r) + \varepsilon_{vc} a_r}{\varepsilon_{vs,creep}} = 1 - a_r \quad (31)$$

La reducción de asientos de consolidación secundaria mediante columnas de grava es actualmente objeto de investigación en el Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria en base a ensayos de laboratorio a escala reducida y desarrollo de soluciones analíticas. En cualquier caso, para reducir los asientos por consolidación secundaria lo recomendable es realizar una sobrecarga (p. ej., Alonso et al. 2000).

Tradicionalmente las precargas y sobrecargas se aplican en combinación con drenes verticales, pero éstas también resultan efectivas con columnas de grava (p. ej., Figura 6; Bhushan et al. 2004; Wiltafsky & Thurner 2008). Además, análisis de fiabilidad (Alonso Pollán 2014) muestran que, en el diseño de las columnas frente a asientos, es necesario efectuar una precarga para aumentar la fiabilidad del diseño debido a la elevada influencia de la incertidumbre en la deformabilidad del suelo blando a mejorar. Estos riesgos son mayores cuando el terreno mejorado con columnas se carga con la estructura o instalación definitiva en el momento inicial (p. ej., losas de cimentación, Figura 25), frente a otros casos en los que la carga se pueda aplicar de forma gradual sin que afecte a la estructura o instalaciones definitivas (p. ej., terraplenes) (Alonso Pollán 2014).

6. Resumen y conclusiones

Esta comunicación recoge algunos aspectos teóricos recientes relativos a columnas de grava que pueden resultar útiles para su diseño. Se ha presentado un ejemplo de cálculo utilizando diferentes métodos semi-empíricos, analíticos y numéricos. Cabe destacar que, de forma general, éstos métodos han proporcionado resultados adecuados si se tienen en cuenta las limitaciones y posibilidades de cada una de las metodologías. Los análisis numéricos proporcionan una gran flexibilidad, pero es necesaria una adecuada comprensión de las hipótesis, modelos constitutivos y parámetros empleados (incluidos los utilizados por defecto por el código numérico).

En cuanto a grupos de columnas bajo cimentaciones superficiales, se ha mostrado que: (1) la posición de las columnas bajo la cimentación no provoca grandes diferencias en la reducción de asiento alcanzada y que la posición óptima depende de cada caso; (2) la longitud crítica de las columnas está relacionada con el desarrollo de deformaciones plásticas y es del orden de 2 veces el ancho o diámetro de la cimentación superficial; (3) la fiabilidad en el diseño de grupos de columnas es menor que en el caso de que el tratamiento tenga un carácter masivo, por lo que se recomienda efectuar pruebas de carga “in situ”.

Por último, se han presentado algunos resultados de autores que alertan de la menor eficacia de las columnas de grava en la reducción de asientos por consolidación secundaria. En estos casos se recomienda la realización de una sobrecarga para que el terreno quede sobreconsolidado, especialmente cuando la carga se aplica una vez que la estructura o instalación es definitiva (p.ej., losas de cimentación).

Agradecimientos

El autor muestra su agradecimiento al Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria, a todas las personas y entidades que han colaborado en el estudio de las columnas de grava, y a todas las personas que han revisado esta comunicación. Se agradece la financiación recibida por el Ministerio (BIA2009-13602, BIA2015-67479-R, MINECO/FEDER, UE).

Bibliografía

- Aboshi, H., Ichimoto, E., Enoki, M., Harada, K. (1979). The compozer – a method to improve characteristics of soft clay by inclusión of large diameter sand columns. Proc. Int. Conf. Soil Reinforcements: Reinforced Earth and Other Techniques, Paris, Vol. 1, pp. 211-216.
- AFNOR. (2013). Eurocode 7 Part 1, French version NF EN 1997-1, Calcul géotechnique – Règles générales. Application standards for shallow (NF P 94-261, 2013) and pile foundations (NF P 94-262, 2013).
- Almeida, M., Riccio, M., Hosseinpour, I., Alexiew, D. (2019). Geosynthetic Encased Stone Columns for Soft Soil Improvement. Leiden: CRC Press.
- Alonso, E.E., Gens, A., Lloret, A. (2000). Precompression design for secondary settlement reduction. *Géotechnique* 50 (6), 645-656.
- Alonso Pollán, J.A. (2014). Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.
- Babu, M.R.D., Nayak, S., Shivashankar, R. (2013). A critical review of construction, analysis and behaviour of stone columns. *Geotechnical and Geological Engineering* 31, 1-22.
- Balaam, N.P., Booker, J.R. (1981). Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 5, 379–403.
- Balaam, N.P., Booker, J.R. (1985). Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 9, 331–351.
- Barksdale, R.D., Bachus, R.C. (1983). Design and Construction of Stone Columns, Report FHWA/RD-83/026. Springfield, Virginia: National Technical Information Service.
- Barron, R.A. (1948). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Trans. ASCE* 113, 718-742.
- Bhusan, K., Dhingra, A., Scheyhing, C., Zhai, E. (2004). Ground improvement by stone columns and surcharge at a tank site. Proc. 5th Int. Conf. Case Histories in Geotechnical Engineering, artículo 8.36. New York, 13-17 Abril 2004.
- Black, J.A., Sivakumar, V., Bell, A. (2011). The settlement performance of stone column foundations. *Géotechnique* 61(11), 909-922.
- Bohn, C., Frank, R., Lambert, S. (2013). Foundation settlement calculations with the pressuremeter method compared to other methods and resulting correlations. Proc. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris. Parallel session ISP 6.
- Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamy, S., Swolfs, W.M., Foria, F. (2017). Plaxis 2017 User Manuals. Delft: Plaxis bv.
- Castro, J. (2014). Numerical modelling of stone columns beneath a rigid footing. *Computers and Geotechnics* 60, 77-87.
- Castro, J. (2017a). Modeling Stone Columns. *Materials* 10 (7), 782.
- Castro, J. (2017b). Groups of encased stone columns: Influence of column length and arrangement. *Geotextiles and Geomembranes* 45, 68-80.

- Castro, J., Karstunen, M. (2010). Numerical simulations of stone column installation. *Canadian Geotechnical Journal* 47(10), 1127-1138.
- Castro, J., Sagaseta, C. (2009). Consolidation around stone columns. Influence of column deformation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 33 (7), 851-877.
- Castro, J., Sagaseta, C. (2011a). Deformation and consolidation around encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes* 29, 268-276.
- Castro, J., Sagaseta, C. (2011b). Consolidation and deformation around stone columns: Numerical evaluation of analytical solutions. *Computers and Geotechnics* 38(3): 354-362.
- Castro, J., Sagaseta, C. (2013). Influence of elastic strains during plastic deformation of encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes* 37, 45-53.
- Castro, J., Cimentada, A., Da Costa, A., Cañizal, J., Sagaseta, C. (2013). Consolidation and deformation around stone columns: Comparison of theoretical and laboratory results. *Computers and Geotechnics* 49, 326-337.
- Castro, J., Sagaseta, C., Cañizal, J., Da Costa, A. (2016). Modelización de columnas de grava. 10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica. Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica. La Coruña, 19-21 Octubre 2016. Tomo II, pp. 567-588.
- Castro, J., Miranda, M., Da Costa, A., Cañizal, J., Sagaseta, C. (2019). Critical length of stone columns. *Proc. 17th Eur. Conf. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 1-6 Septiembre 2019, Reykjavik, Islandia.
- G.C.O.C. (2009). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. Ministerio de Fomento. Serie Monografías.
- Guzmán Rojas, D., Samper Urbano, F. (2018). Métodos de diseño para columnas de grava bajo el cimiento de grúas portacontenedores. *Ingeniería Civil* 192/2018, 72-85.
- Han, J. (2015). *Principles and Practice of Ground Improvement*. Hoboken, New Jersey: Wiley.
- Hughes, J.M.O., Withers, N.J. (1974). Reinforcing of soft soils with stone columns. *Ground Engineering* 7, 42-49.
- Kirsch, K., Kirsch, F. (2010). *Ground improvement by deep vibratory methods*. London: Spon press.
- Lambe, T.W. (1973). Predictions in soil engineering. *Géotechnique* 23(2), 149-202.
- Magnan, J.P., Droniuc, N., Canepa, Y., Dhouib, A. (2005). Réflexions sur la conception des colonnes ballastées. *Proc. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Osaka. IOS Press, pp. 1377-1380.
- McCabe, B.A., Nimmons, G.J., Egan, D. (2009). A review of field performance of stone columns in soft soils. *Proc. ICE – Geotechnical Engineering* 162(6), 323–334.
- McKelvey, D. (2002). *The performance of vibro stone column reinforced foundations in deep soft ground*. PhD thesis, Queen's University of Belfast.
- Mestat, Ph., Dhouib, A., Magnan, J.P., Canépa, Y. (2004). Résultats de l'exercice de prévision des tassements d'un remblai construit sur des colonnes ballastées. *International Symposium on Ground Improvement (ASEP-GI 2004)*. Paris, 9-10 Septiembre 2004. Paris: Presses de l'ENPC/LCPC. Vol. II, pp. 599-612.
- Mestat, Ph., Magnan, J.P., Dhouib, A. (2006). Results of the settlement prediction exercise of an embankment founded on soil improved by stone columns. *Proc. 6th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 06)*. Graz, Austria. pp. 471-476.
- Muir Wood, D., Hu, W., Nash, D.F.T. (2000). Group effects in stone column foundations: model tests. *Géotechnique* 50, 689-698.
- Najjar, S.S., Sadek, S., Maakaroun, T. (2010). Effect of sand columns on the undrained load response of soft clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE* 136(9), 1263-1277.

- Potts, D.M., Zdravkovic, L. (2000) Some pitfalls when using Modified Cam Clay, Soil-Structure interaction in Urban Civil Engineering. Editors: Avdelas. Publisher: European Commission.
- Poulos, H.G. (2001). Piled raft foundations: design and applications. *Géotechnique* 51(2), 95-113.
- Priebe, H.J. (1976). Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopverdichtung Verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik* 53(5), 160-162. Traducido al castellano como „Estimación de los asentos de un terreno consolidado con columnas de grava”, *Boletín de información del Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo* nº 116.
- Priebe, H.J. (1995). The design of vibro replacement. *Ground Engineering* 28(10), 31-37.
- Pugh, R.S. (2017). Settlement of floor slabs on stone columns in very soft clays. *Proc. ICE – Geotechnical Engineering* 170, 16-26.
- Pulko, B., Majes, B., Logar, J. (2011). Geosynthetic-encased stone columns: Analytical calculation model. *Geotextiles and Geomembranes* 29, 29-39.
- Pulko, B., Logar, J. (2016a). Fully coupled solution for the consolidation of poroelastic soil around elastoplastic stone columns. *Acta Geotechnica* 12, 869-882.
- Pulko, B., Logar, J. (2016b). Fully coupled solution for the consolidation of poroelastic soil around geosynthetic encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes* 45, 616-626.
- Roscoe, K.H., Burland, J.B. (1968). On the generalised stress-strain behaviour of ‘wet’ clay. In *Engineering Plasticity* (Heyman J, Leckie FA, eds), pp. 563-609. Cambridge: Cambridge University Press.
- Sagaseta, C. (2006). Avances en el diseño de las técnicas de mejora del terreno. 6ª Sesión Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. Madrid: AETESS. pp. 13-26.
- Sagaseta, C. (2011). Cálculo de columnas de grava: algunos puntos oscuros. *Ingeniería Civil* 162, 43-60.
- Serridge, C.J. (2013). An evaluation of partial depth dry bottom-feed vibro stone columns to support shallow footings in deep soft clay deposits. PhD thesis. Anglia Ruskin University, Cambridge, Reino Unido.
- Serridge, C.J. (2015). Briefing: Dry bottom-feed stone column construction in soft fine-grained soils. *Proc. ICE – Ground Improvement* 168, 159-161.
- Sexton, B.G. (2014). The influence of creep on the settlement of foundations supported by stone columns. PhD thesis. NUI Galway, Irlanda.
- Sexton, B.G., McCabe, B.A. (2016). Stone column effectiveness in soils with creep: a numerical study. *Geomechanics and Geoengineering* 11 (4), 252-269.
- Watts, K.S, Johnson, D., Wood, L.A., Saadi, A. (2000). An in-sstrumented trial of vibro ground treatment supporting strip foundations in a variable fill. *Géotechnique* 50(6), 699-708.
- Wehr, J. (2004). Stone columns – single columns and group behaviour. 5th Int. Conf. Ground Improvement Technologies, Kuala Lumpur, pp. 329-340.
- Wehr, J., Herle, I. (2006). Exercise on calculation of stone columns – Priebe method and FEM. Proc.6th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 06). Graz, Austria. pp. 773-776.
- Wiltafsky, C., Thurner, R. (2008). Soil improvement by vibro replacement and preloading for the foundation of a shopping centre on weak marine deposits. Proc. 2nd Int. Workshop on the Geotechnics of Soft Soils - Focus on Ground Improvement. Leiden: CRC Press. pp. 429-434.
- Zhou, H., Diao, Y., Zheng, G., Han, J., Jia, R. (2017). Failure modes and bearing capacity of strip footings on soft ground reinforced by floating stone columns. *Acta Geotechnica* 12, 1089-1103.

CIMENTACIONES ESPECIALES PARA EL PUENTE ATIRANTADO QUEENSFERRY CROSSING SOBRE EL ESTUARIO DEL FORTH EN EDIMBURGO (REINO UNIDO)

MANUEL PITA OLALLA
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
gGRAVITY Engineering. Servicio de Geotecnia

1- INTRODUCCIÓN

El Puente Atirantado Queensferry Crossing sobre el Estuario del Forth en Edimburgo (Reino Unido), tiene una longitud total de 2.638 m, con dos vanos principales de 650 m cada uno, sustentados por tirantes a tres torres de 210 m de altura (ver figuras 1 y 2), lo que le ha llevado a ser el segundo puente atirantado más largo del mundo.

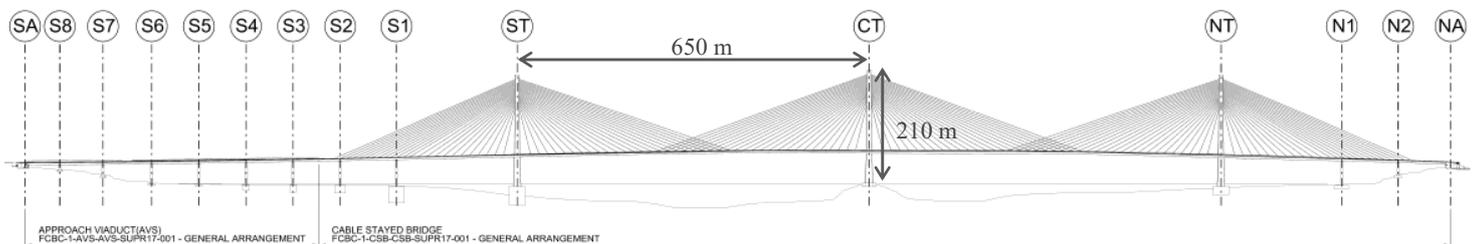


Figura 1. Sección longitudinal del Puente.

La cimentación de dos de las torres principales (la ST y la NT) y de una de las pilas de acceso (la S1), se realizó mediante cajones circulares metálicos prefabricados de gran diámetro, que se hincaban en el terreno entre 20 y 25 m hasta alcanzar el sustrato rocoso. A estos cajones se les acoplaba, a modo de prolongación, otro cajón temporal de 11m de altura que permitía el trabajo en seco en el interior del recinto.

La torre central (CT) se cimentó directamente sobre la isla de “Beamer Rock”, con la ayuda de una estructura metálica prefabricada a modo de recinto para permitir el trabajo en seco en el interior de la misma.

El resto de cimentaciones del puente situadas dentro del Estuario (S6, S5, S4, S3, S2 y N1) se realizaron mediante recintos tablestacados de menor tamaño, que permitieron excavar hasta el sustrato rocoso, conteniendo el agua y las tierras situadas por encima del mismo



Figura 2. Vista general del puente.

2. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DE LA ZONA.

En el estuario del Forth, aparecen superficialmente unos depósitos aluviales flojos, unos depósitos fluvio-glaciares granulares de compacidad media y “Glacial Till”, fundamentalmente cohesivo, de consistencia dura o muy dura y con presencia de bolos. El espesor total de estos depósitos es de unos 20-25 m en la mayor parte del estuario.

Por debajo de estos depósitos cuaternarios aparece el sustrato rocoso compuesto por areniscas, argilitas y limolitas. Por debajo de estas formaciones aparece la dolerita (roca ígnea intrusiva de granulado fino a medio, con muchos cristales de color gris oscuro o negro), que aflora en la isla donde se apoya la Torre Central. Todo este sustrato rocoso presenta un RQD muy alto y resistencias a compresión simple generalmente superiores a 15 MPa, salvo casos puntuales.

La tipología de las rocas donde apoyan las diferentes cimentaciones se describe a continuación:

- Areniscas: Rocas sedimentarias, variables en su composición y dureza, desde los 20 MPa hasta los 60 – 70 MPa
- Argilitas: Roca sedimentaria algo más débil que la arenisca aunque apta para cimentación, Las resistencias varían entre los 3 y los 30 MPa por regla general.
- Dolerita: Roca ígnea de elevada dureza (de entre 60 y 120 MPa), excavable mediante voladura o martillo picador pesado.
- Limolitas: Roca sedimentaria de grano más fino que la arenisca pero generalmente más dura, pudiendo llegar a los 130 MPa.
- Toba: Se clasifica como roca, si bien es un conglomerado formado por arenas y gravas de diferentes rocas y cenizas volcánicas. De dureza media – baja, es muy alterable frente al agua. Cuando no está alterada, la resistencia está en torno a los 10 MPa.

Para conocer el terreno en las cimentaciones se hicieron unos 5 sondeos por cimentación en las pilas de menor tamaño y al menos 10 sondeos por cimentación en las pilas principales.

Todas las pilas se cimentaron de manera directa sobre el sustrato rocoso, que tenía tensiones admisibles por encima de 1 MPa (llegando a 10 MPa en la Torre Norte) salvo en la Toba donde se cimentó a 0,4 MPa. El cálculo de las tensiones admisibles se realizó según el método de Serrano y Olalla.

3. CIMENTACIÓN CON CAJONES CIRCULARES METÁLICOS.

3.1. Geometría

Cada uno de los tres **cajones permanentes** de la cimentación de las torres ST, NT y S1 consiste en dos cilindros concéntricos de acero, unidos por una estructura de refuerzo interior y cerrados por arriba y por abajo con placas de acero. El hueco entre ambos cilindros permitía gestionar la flotabilidad y la hinca del cajón, pudiéndose rellenar con agua u hormigón por zonas de manera controlada a lo largo del proceso. El cajón de la Torre Sur y la pila S1 estaba formado por 12 segmentos (30° cada segmento) y el de la Torre Norte por 8 segmentos (45° cada segmento). Las dimensiones de estos cajones se muestran en la siguiente tabla (estos cajones son los más grandes jamás fondeados en todo el mundo):

Cajón	Diámetro exterior (m)	Espesor (m)	Altura (m)	Cota final de punta (m OD)	Peso (kN)
South Tower	32,00	1,00	30,15	-35,0	8.400
North Tower	27,80	1,90	23,10	-28,0	11.500
S1	32,80	1,90	21,10	-25,0	9.100

Tabla 1. Dimensiones de los cajones circulares metálicos permanentes.

Los **cajones provisionales** se ensamblaban encima de los permanentes (ver figura 3) una vez que se había realizado un primer fondeo de éstos y consistían en una chapa plegada, simulando tablestacas, de 11 m de altura a modo de cilindro, con arriostramientos circulares y diagonales. El peso de estos cajones provisionales rondaba los 3.000 kN.

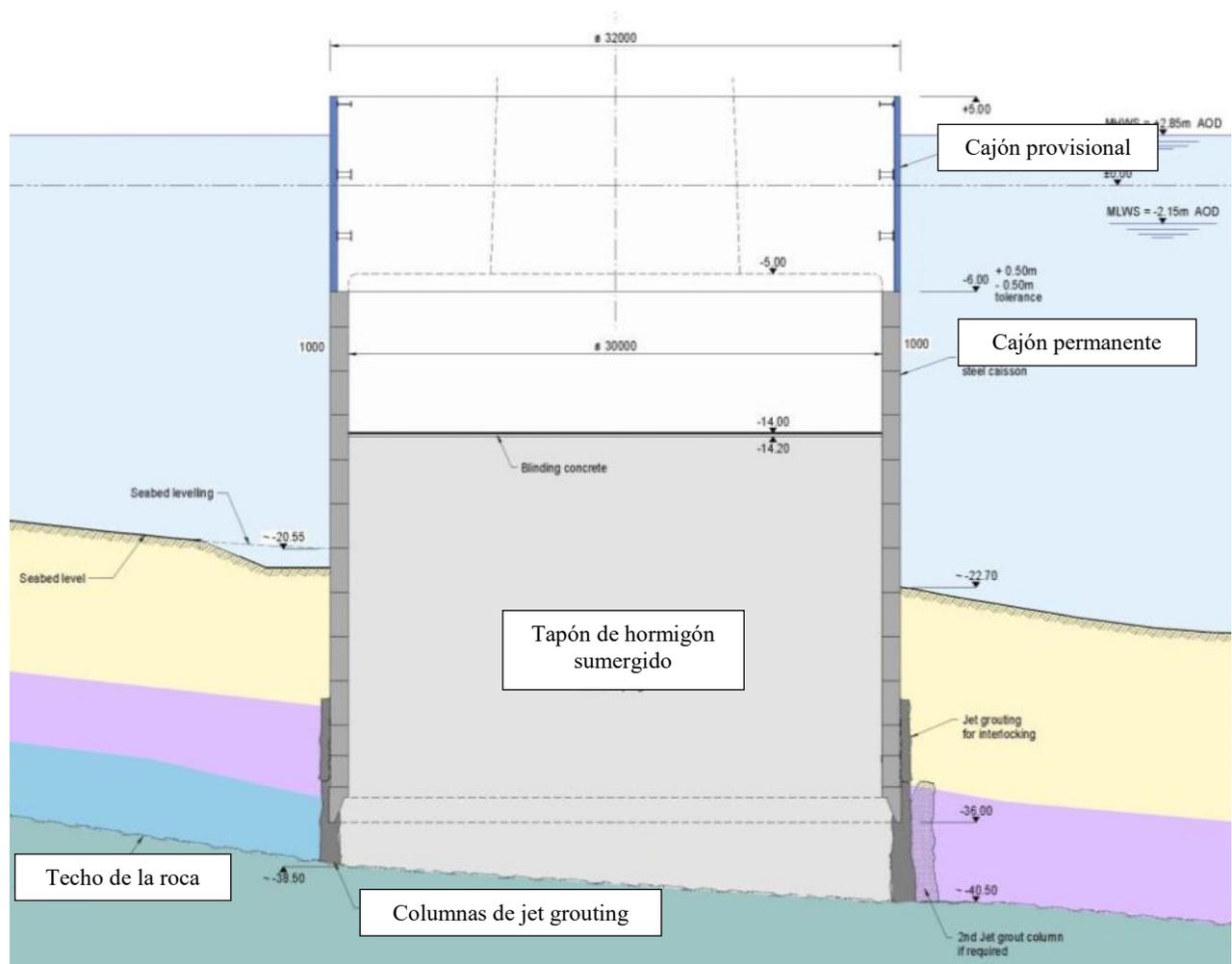


Figura 3. Sección tipo de la cimentación de la Torre Sur.

3.2. Proceso Constructivo

3.2.1. Transporte y posicionamiento de los cajones

Los cajones permanentes fueron fabricados en Polonia y se llevaron en **barcaza** hasta Edimburgo (ver figura 4). Con ayuda de remolcadores se situaba la barcaza en la ubicación aproximada donde fondear los cajones, a continuación se semisumergía la barcaza y los cajones se izaban con una **grúa flotante**. Con la ayuda de un sistema **GPS**, esta grúa posicionaba los cajones en su ubicación definitiva, con una tolerancia en planta de ± 25 cm, y se comenzaba el primer fondeo de los cajones rellenando el interior de sus paredes con agua a modo de lastrado. En el caso de la Torre Norte y la Pila S1, este primer lastrado se realizó también rellenando de hormigón y con la ayuda de una excavación en el interior. El interior de la punta de los cajones se había hormigonado previamente para que resistiera las altas presiones al apoyar sobre el terreno.

El área de estas operaciones se había **dragado** previamente para facilitar el acceso y el trabajo de los medios marítimos. Asimismo, se crearon unas zonas de exclusión marcadas con boyas para evitar la entrada de embarcaciones ajenas a la obra.

Durante todo el proceso se tenía **monitorizado** la posición horizontal del cajón, la distancia entre el cajón y el fondo del mar, la inclinación y la rotación del cajón.



Figura 4. Llegada de los recintos metálicos a obra.

3.2.2. Instalación del cajón provisional

Tras esta primera hinca, se acoplaba a modo de prolongación el cajón provisional con la ayuda de una **grúa flotante** (ver figura 5). El objetivo de este cajón provisional era permitir el trabajo en seco en el interior del recinto, ya que la situación final del cajón definitivo quedaba por debajo de la carrera de marea.

La cota superior de este cajón quedó a la +5,0 m, dejando así un **resguardo** de 2,15 m respecto a la media de las pleamares equinocciales y 1.60m con respecto a la máxima pleamar.

Este cajón provisional se retira una vez que la torre esté por encima de la parte superior del cajón.



Figura 5. Instalación del cajón provisional.

3.2.3. Hinca de los cajones

Una vez instalado el cajón provisional, se procedía a la hinca del conjunto hasta su cota definitiva, ligeramente por encima del sustrato rocoso. Esta hinca se realizaba relleno del hueco perimetral del cajón con hormigón a modo de **lastrado** y excavando en el interior del cajón con dos **cucharas bivalvas**, que trabajaban de manera simultánea y en lados opuestos, desde el exterior al interior para asegurar el hundimiento equilibrado del mismo. Además durante la hinca se inyectaba **bentonita** en el perímetro para reducir la fricción con el terreno y se inyectaba **agua a alta presión** (100-150 bar) por la punta para “abrir camino” al cajón (ver figura 6).

La **inclinación** del cajón se controlaba con un lastrado selectivo de los diferentes segmentos y excavando de manera diferencial en el interior del recinto.

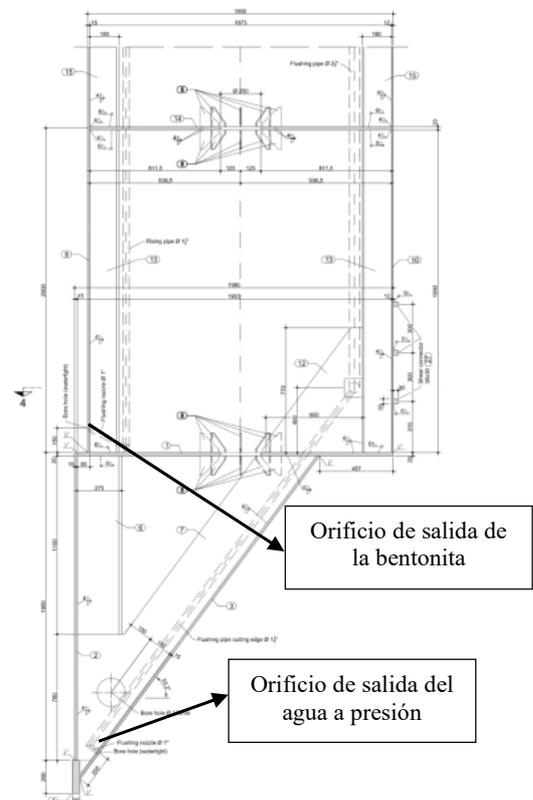


Figura 6. Punta del cajón con orificios de salida

3.2.4. Sellado del fondo entre roca y cajón mediante columnas de Jet Grouting

Una vez realizada la hinca definitiva, se llevaba a cabo un sellado perimetral del fondo entre la roca y el cajón mediante columnas de **jet grouting**, para poder terminar la excavación interior hasta alcanzar la roca.

Previamente se había realizado un **campo de pruebas** (ver figura 7), en unidades geotécnicas similares pero fuera del estuario, para comprobar los diámetros previstos en el jet. Se realizaron 12 columnas de jet tipo 2 (con inyección a presión de aire comprimido y lechada de cemento) en dos formaciones geológicas diferentes y se buscó alcanzar un diámetro de columna de 1,5 m. Con este campo de pruebas se ajustaron las dosificaciones y parámetros de ejecución del jet (presión de inyección, caudales, diámetro de la tobera...)



Figura 7. Campo de pruebas para el Jet Grouting.

3.2.5. Excavación del interior del cajón hasta alcanzar la roca

Después de realizar el sellado del perímetro con las columnas de jet grouting se proseguía con la excavación de forma escalonada y secuencial, hasta alcanzar la roca. Una vez alcanzado el sustrato rocoso, se procedía a **limpiar la roca** con un dispositivo de succión de aire e inspeccionar el fondo mediante buzos y cámaras subacuáticas para asegurar un buen apoyo de la cimentación.

La excavación total hasta alcanzar la roca estuvo comprendida entre 20 y 25 m en función del cajón.

3.2.6. Relleno de hormigón sumergido y vaciado de agua

Tras comprobar la idoneidad del apoyo en la roca, el cajón se rellenaba de **hormigón sumergido** hasta la cota inferior de la zapata (entre las cotas -14 y -21 en función del cajón). Este hormigón funcionaba a modo de **tapón** para poder realizar el posterior vaciado de agua. Para realizar el tapón de la ST se emplearon dos semanas, hormigonando de manera ininterrumpida. En la NT y S1 se tardó algo menos en realizar este tapón.

En la pila S1, fue necesario realizar unos **pozos de alivio** antes de este vaciado para reducir subpresiones, porque el peso del hormigón no era suficiente.



Figura 8. Cajón de la Torre Norte con el tapón de hormigón sumergido ejecutado y tras el vaciado de agua en el interior.

Una vez vaciado el recinto, se procedía al **ferrallado** y **hormigonado** de la zapata, ya en seco. El cajón provisional se retiraba cuando la pila había alcanzado cierta cota (ver figura 9):

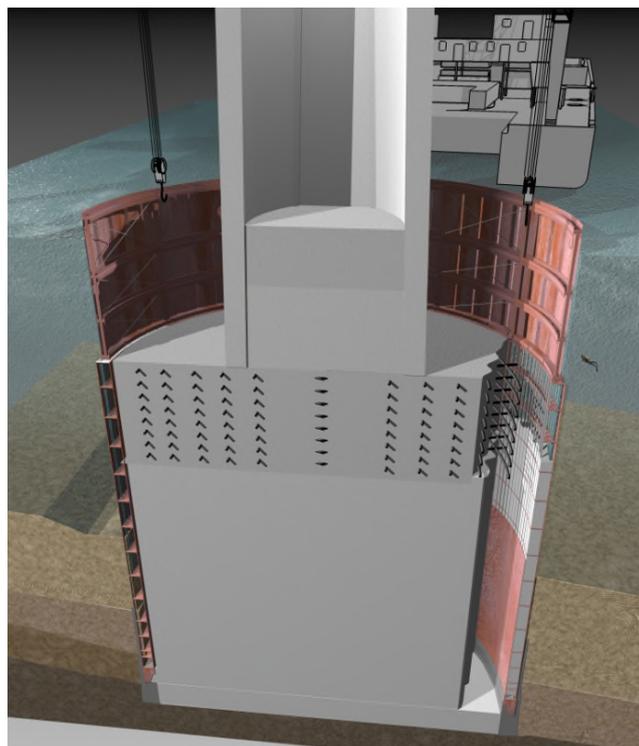


Figura 9. Infografía de retirada del cajón provisional.

4. CIMENTACIÓN DIRECTA DE LA TORRE CENTRAL.

La Torre Central se cimentó de manera directa sobre la Isla “Beamer Rock” que aflora en mitad del estuario del Forth. En la ubicación de la Torre Central había, antes de la obra, un faro que indicaba la ubicación de esta isla a las embarcaciones.

4.1. Geometría

La cimentación de la Torre Central tiene unas dimensiones en planta de 35 x 25 m. La cara inferior de la zapata está a la -5,0 m y su canto crece desde los 3,5 m en el perímetro a 6 m en la zona central.

4.2. Proceso constructivo

Inicialmente se instalaron unas luces de indicación para la navegación y se retiró el faro existente. Tras esto se realizó una **voladura** para permitir la excavación de la roca. Esta **excavación** se realizó hasta la cota -5,15 m y también incluía la excavación de una **zanja perimetral** de 6,5 m de ancho y 0,85 m de profundidad, para la preparación del apoyo de la **estructura metálica prefabricada**, que serviría de recinto estanco.

Una vez terminada la excavación se hacía una comprobación subacuática del estado de la roca y se ejecutaban unos micropilotes en la zanja que servían para anclar la estructura metálica prefabricada. Esta estructura metálica prefabricada se instalaba por piezas de 8,3 m de altura y 5 m de ancho, con un peso total de unos 700 kN cada pieza. Estas piezas consistían en unas tablestacas ensambladas, con una base de hormigón armado y con unos puntales en diagonal para asegurar la estabilidad de la tablestaca durante el proceso de instalación. Tras fijar esta estructura en la zanja, se sellaba y hormigonaba todo el apoyo de la misma y el exterior del recinto hasta superficie.

Tras esto se instalaba el sistema de **apuntalamiento horizontal**, se cortaban las diagonales que habían servido de arriostramiento de las tablestacas para que no cogieran presión y se procedía al vaciado de agua del interior del recinto (ver figura 10).

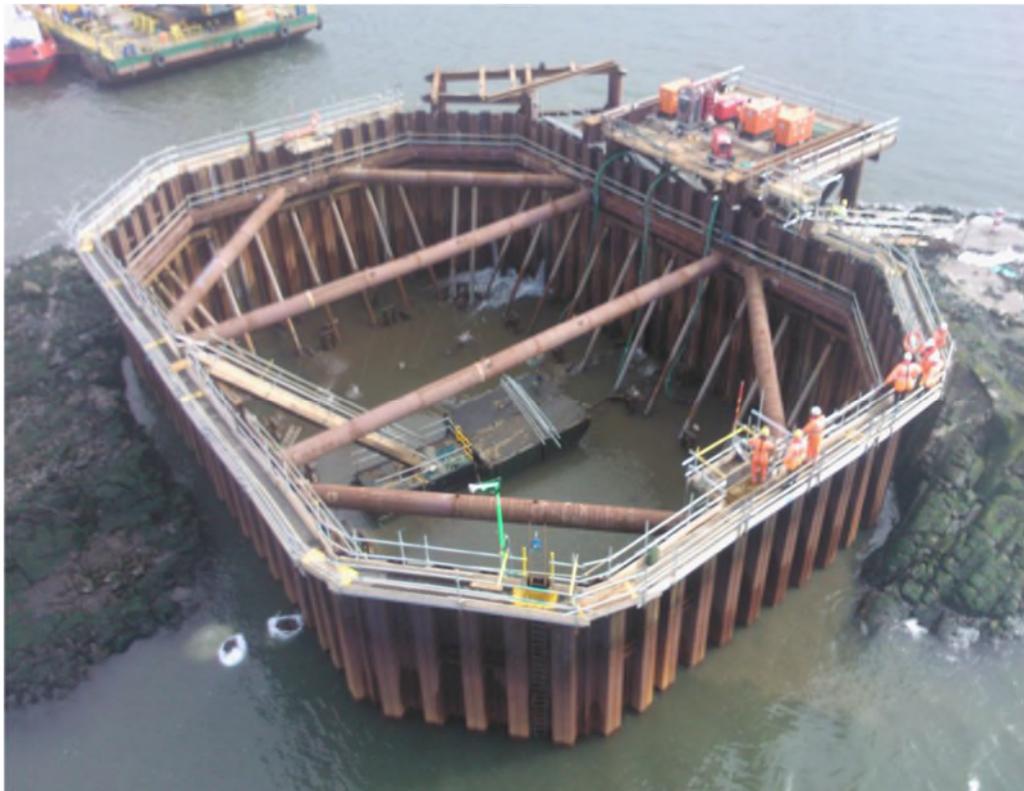


Figura 10. Vista general del recinto de la Torre Central.

Una vez vacío el recinto de agua, se **sellaban** posibles filtraciones de agua, se retiraban las diagonales que habían sido cortadas anteriormente, se **limpiaba** e inspeccionaba la roca y se instalaban unos **pozos** para aliviar las subpresiones en la roca (ver figura 11).

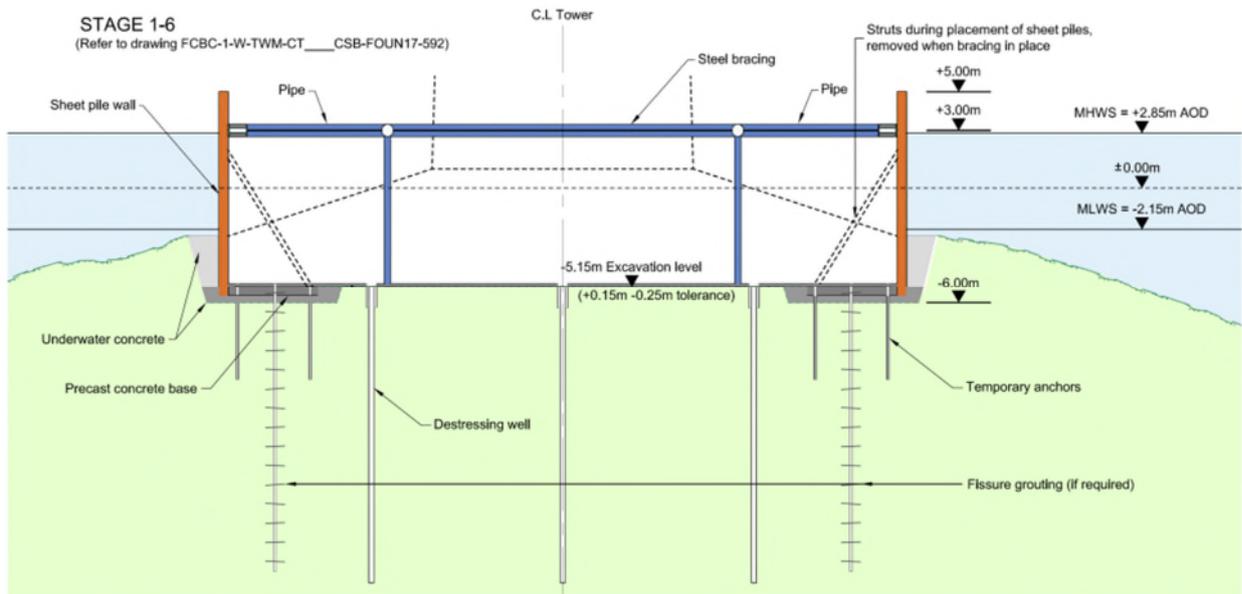


Figura 11. Sección tipo de la cimentación de la Torre Central.

Con el recinto vacío de agua y una vez asegurado un buen apoyo en la roca, se vertía una capa de **hormigón de limpieza** y se procedía a colocar la **armadura** del encepado (ver figura 12) y **hormigonar** la zapata en dos fases. Cuando se hormigonan unos 3,5 m de zapata, se pueden retirar los apuntalamientos horizontales y una vez se termine la torre se retirará la parte de las tablestacas que queden por encima del borde de la zapata.

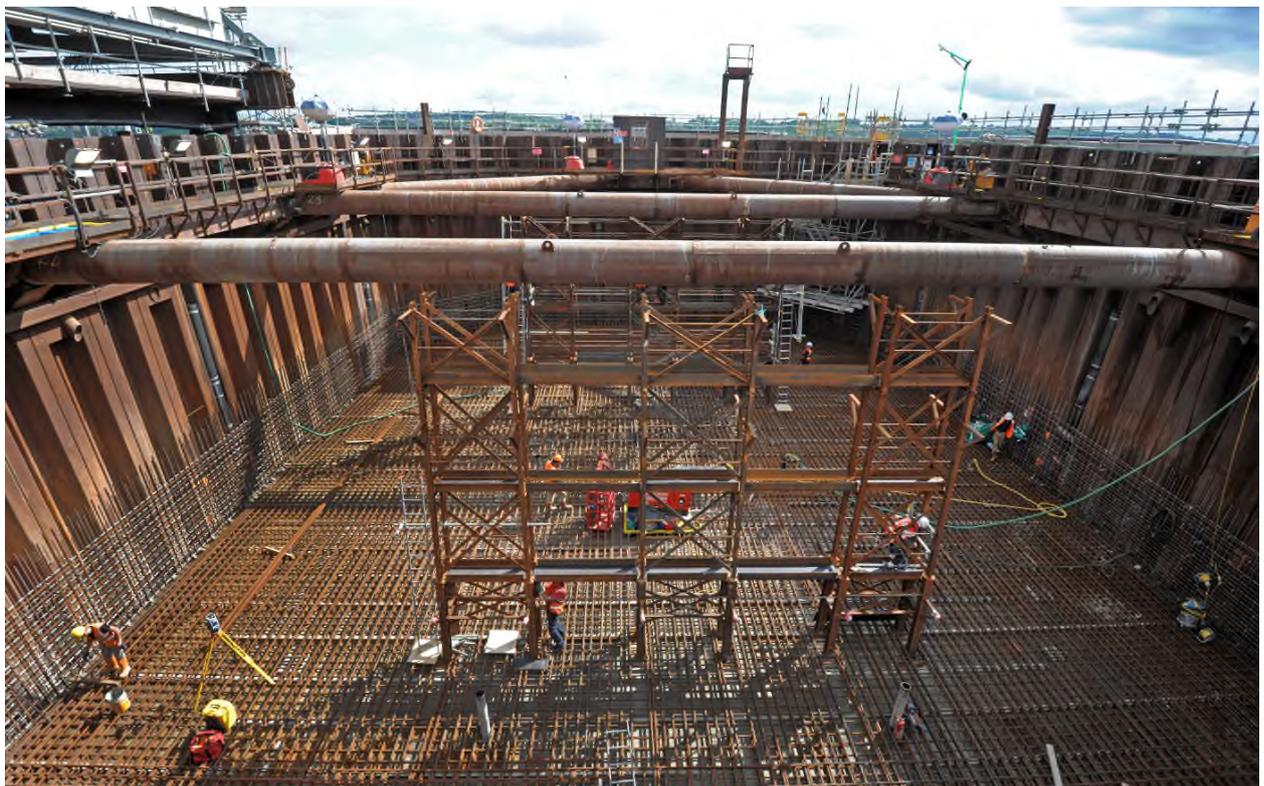


Figura 12. Ferrallado de la cimentación de la Torre Central.

5. CIMENTACIONES TABLESTACADAS DE LAS PILAS DE ACCESO.

5.1. Descripción general de los recintos tablestacados:

La tipología de los recintos tablestacados se podría dividir en tres grupos:

- a) **Pila S6:** Recinto de tablestacas **hincadas** hasta la roca, parte a través de material sedimentario existente y parte atravesando una **península** realizada al efecto.
- b) **Pilas S5, S4 y N1:** Recintos de tablestacas **prefabricados en tierra**, con dos niveles de apuntalamiento, transportados con grúa flotante y fondeados directamente sobre el sustrato rocoso (previo dragado hasta la roca).
- c) **Pilas S3 y S2:** Recintos de tablestacas **hincadas** hasta la roca a través de entre 7 y 13 m de material sedimentario, con tres niveles de apuntalamiento.

Las dimensiones de estos recintos se muestran en la Tabla 2.

Pila	Roca de apoyo	Dimensiones [m]	Altura total [m]
S6	Dolerita	56,1 x 42,8	5 a 13
S5	Argilita, arenisca y dolerita	20,5 x 12,7	11,2
S4	Argilita	12,2 x 19,6	17,0
S3	Arenisca	12,5 x 20,0	16,9 a 21,6
S2	Arenisca	22,6 x 20,7	22,2 a 22,3
N1	Toba	29,5 x 26,5	15,5

Tabla 2. Dimensiones de los recintos tablestacados.

5.1. Proceso constructivo

5.1.1. Pila S6. Recinto de tablestacas hincadas en península.

Para llegar a cota de cimentación se construyó una **península** con espaldones de escollera (ver figura 13) y núcleo de arcilla y se hincaron **tablestacas** hasta cota de roca.



Figura 13. Trabajos en Pila S6 y S5.

Se ejecutaron 6 **pozos** de alivio para vaciar el interior de la península y ejecutar la cimentación.

Una vez realizada la excavación, se vertió **hormigón en masa** desde la roca hasta cota inferior de cimentación.

5.1.2. Pilas S5, S4 y N1. Recintos tablestacados prefabricados en tierra.

El proceso de ejecución fue el siguiente:

1. **Dragado** hasta la roca (con los taludes apropiados en cada caso) y excavación de una **zanja** a lo largo del perímetro de la posición en planta del recinto.
2. Instalación en las zanjas de unos **apoyos de hormigón** con la función de ayudar a nivelar el recinto durante su fondeo. Los apoyos sumergidos se fijan en su posición mediante hormigón sumergido vertido in-situ y mediante el uso de bolsas de arena como encofrado.
3. **Fondeo** del recinto mediante grúa flotante (ver figura 14). Una vez fondeado y con el apoyo de submarinistas se procedía a la colocación de sacos de una tonelada rellenos de arena en las esquinas del recinto para fijarlo en posición y permitir así la ejecución de las siguientes fases constructivas previas al hormigonado de la zanja.



Figura 14. Fondeo del recinto S5.

4. **Limpieza de la zanja** mediante “airlift” (tubería de succión)
5. **Inspección de la zanja** con el apoyo de buzos con cámaras subacuáticas
6. Retirada de los sacos de arena de una tonelada para así proceder al **hormigonado del contacto roca-recinto** a lo largo del perímetro de la zanja. El hormigonado del recinto N1 se hizo en cuatro fases, correspondiendo cada una con cada uno de los lados del recinto, debido a las grandes dimensiones del mismo. Para facilitar esta operación se utilizaron las bolsas de arena como contención.
7. En los apoyos de las pilas **S5 y N1** se ejecutaron, desde una plataforma metálica apoyada en las paredes del recinto (ver figura 15), **pozos** de bombeo y alivio para permitir el vaciado del agua del recinto. Se realizaron 6 pozos en la pila S5 a una profundidad de -20 m y 10 pozos en la N1 a una profundidad de -23 m. De esta manera se redujo notablemente la duración de los trabajos al posibilitar la inspección de la roca en seco.



Figura 15. Vista de la Pila N1 con plataforma para ejecutar los pozos.

Sin embargo, en la pila **S4** se hizo primero la limpieza del fondo de manera sumergida con el sistema “air-lift”, se comprobó su limpieza mediante cámaras subacuáticas. A continuación se vertió un tapón de hormigón sumergido y se realizaron 20 **anclajes** de barra GEWI de 63 mm de diámetro y 180 mm de perforación, empotrados 10 m al terreno para evitar su levantamiento por subpresión. Estos anclajes se ejecutaron desde una plataforma metálica apoyada en las paredes del recinto (similar a la de la figura 14). Se realizó una prueba de carga en los anclajes hasta 1.5 veces la carga de servicio estimada (unos 400 kN). Como medida de seguridad se instalaron galgas extensométricas en 5 anclajes para vigilar que el tapón no se levantara durante el vaciado y realización de la cimentación.

8. **Vaciado del agua** del recinto para permitir la construcción en seco de la zapata de la pila.
9. Ejecución de la **zapata** de hormigón armado.

Para la ejecución de la pila **S5** se prolongó en parte la península de la S6 lo cuál permitió el acceso directo desde tierra (ver figura 12).

La pila **N1** se cimentó sobre una toba (tuff), que es un conglomerado formado por gravas de diversos tipos cementadas con cenizas volcánicas, muy alterable en contacto con el agua, por lo que debía estar expuesta el mínimo tiempo posible. Para evitar este problema, se dragó hasta 0.5-1m por encima de la cota definitiva de cimentación y se realizó una zanja perimetral, en la que se colocó el recinto como ya se ha comentado. Una vez fijado y vaciado de agua el recinto, se excavó en seco el último metro dividiendo el recinto en cuatro sectores. Cada sector era excavado, inspeccionado y hormigonado hasta cota inferior de cimentación en un intervalo de 2-3 días para evitar la alteración de la roca (ver figura 16).



Figura 16. Vista del interior del recinto de la Pila N1.

5.1.3. Pilas S3 y S2: Recintos de tablestacas hincadas

El proceso de ejecución fue el siguiente:

1. **Dragado** a lo largo de toda la traza del puente para permitir la maniobrabilidad y paso de pontonas de gran tamaño.
2. **Hinca de las tablestacas** de los recintos mediante martillo vibrador, en las capas superiores, y martillo de impacto al alcanzar los estratos más profundos. Antes de la hinca se instalaban los **marcos** superior e intermedio en su posición definitiva tanto en planta como en cota con la ayuda de pilotes metálicos hincados (ver figura 17). El marco inferior, inicialmente suspendido del marco intermedio, se llevaba a su cota definitiva a medida que se progresaba con la excavación. El contacto marco inferior-tablestaca se realizaba con la ayuda de bolsas de mortero instaladas con el apoyo de submarinistas.
3. **Excavación** en el interior del recinto hasta alcanzar el substrato rocoso.
4. **Limpieza** de fondo con el sistema “air-lift” y comprobación del mismo mediante cámaras subacuáticas y buzos.
5. Vertido del **hormigón sumergido** y retirada del apuntalamiento inferior.
6. Ejecución desde pontona en el interior del recinto de 12 **anclajes** al terreno (similares a los de la S4) en el apoyo de la pila S2 para resistir las subpresiones, hasta que la pila tuviese suficiente peso (en la pila S3 la subpresión era resistida con el propio peso de tapón de hormigón sumergido ya vertido).
7. **Bombeo del agua** en el interior del recinto.
8. Ejecución de la **zapata** de hormigón armado.



Figura 17. Trabajos en Pila S3 y S2.

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES.

En esta comunicación se recoge una explicación de la ejecución de las cimentaciones de las pilas del Queensferry Crossing, situado en el estuario del río Forth en Edimburgo (Reino Unido), que es actualmente el segundo puente atirantado más largo del mundo. Estas cimentaciones se ejecutaron apoyadas directamente sobre la roca con la ayuda de cajones circulares metálicos de gran diámetro que se hincaron en el terreno en 3 de las pilas principales y de recintos metálicos formados por tablestacas en el resto de pilas.

El tamaño de los cajones y recintos, la singularidad de su proceso constructivo y los medios necesarios para su ejecución (hinca, dragado, jet grouting, apuntalamientos, anclajes, pozos de bombeo...), hacen que estas cimentaciones sean un hito en la historia de la ingeniería geotécnica, como lo es el puente en la historia de la ingeniería civil.



Figura 18. Vista general de los puentes del Estuario del Forth.

En la siguiente tabla (tabla 3) se muestra un resumen de las actuaciones llevadas a cabo en cada una de las cimentaciones.

Pila	Tipo recinto	Preparación del apoyo en terreno natural	Sistema para resistir subpresiones
S6	Recinto de tablestacas hincadas en península.	En seco.	6 pozos de bombeo para rebaje de NF.
S5	Recinto de tablestacas prefabricado en tierra.	En seco.	6 pozos de bombeo.
S4		Sumergido.	20 anclajes GEWI.
S3	Recinto de tablestacas hincadas.	Sumergido.	Peso del tapón de hormigón.
S2		Sumergido.	12 anclajes GEWI.
S1	Cajón circular metálico prefabricado de gran diámetro.	Sumergido.	Peso del tapón de hormigón sumergido y pozos de alivio.
ST			Peso del tapón de hormigón sumergido.
CT	Estructura metálica prefabricada.	En seco.	6 pozos de bombeo.
NT	Cajón circular metálico prefabricado de gran diámetro.	Sumergido.	Peso del tapón de hormigón sumergido.
N1	Recinto de tablestacas prefabricado en tierra.	En seco.	10 pozos de bombeo.

Tabla 3. Resumen de las Cimentaciones de las pilas situadas en el estuario del Forth.

7. AGRADECIMIENTOS.

Agradecer la información y conocimientos aportados a las siguientes organizaciones:

- The Employer's Delivery Team, Transport Scotland supported by Jacobs Arup.
- Designer Site Representative.
- Forth Crossing Bridge Constructors:
 - HOCHTIEF Solutions.
 - American Bridge International.
 - DRAGADOS.
 - Morrison Construction.

Bibliografía

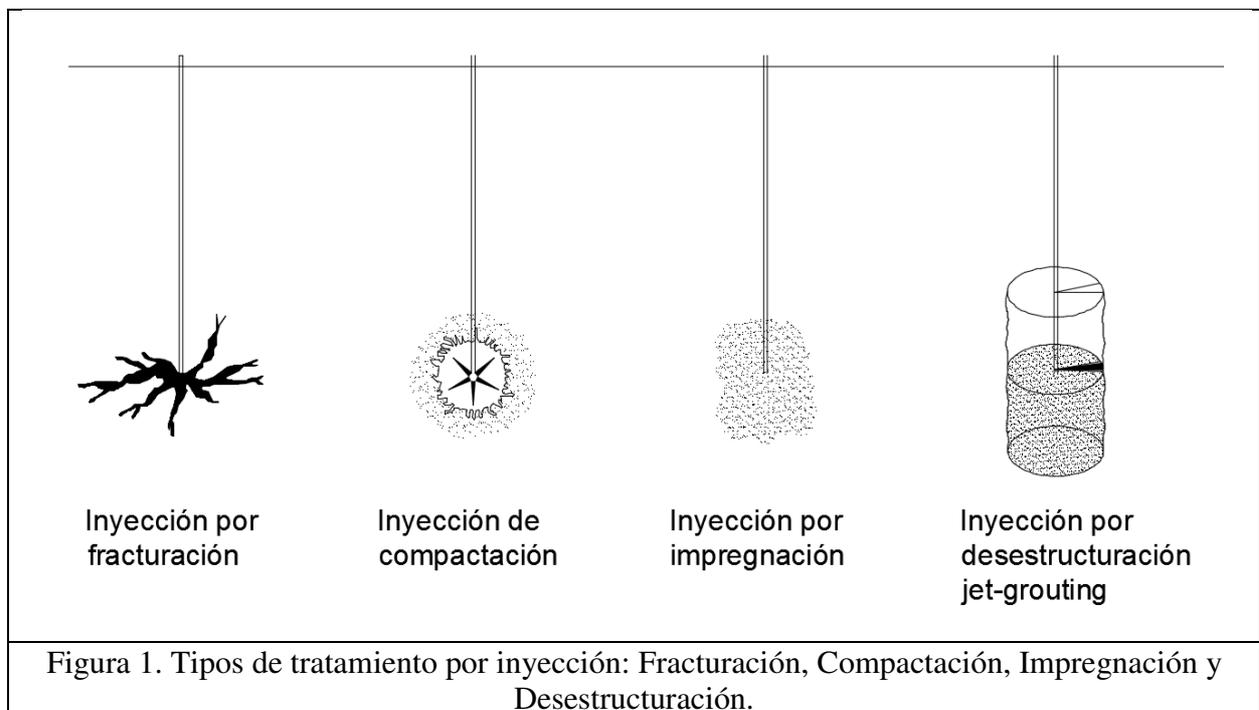
- [1] West S.L., Chisholm, A., Mellon, P. Design Development of the Marine Foundations for the Forth Replacement Crossing. ICE Virtual Library. 2015.
- [2] M. González Pérez, N. Burbano Pita, A. Vázquez Salgueiro, M. Pita Olalla. Cimentaciones de las Pilas Principales del Queensferry Crossing (Edimburgo). VI Congreso de ACHE, 2014.
- [3] N. Burbano Pita, R. Sáiz Pérez, S. Hamm, M. González Pérez, A. Vázquez Salgueiro, M. Pita Olalla. Cimentaciones Tablestacadas en el nuevo Queensferry Crossing. VI Congreso de ACHE, 2017.
- [4] West S. L., Oligmuller L., Lee S., & Meekley J. The Queensferry Crossing—design development of the Caisson foundations. *Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development: XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2 (2015) 805–812.
- [5] A. Chisholm, C. Niemietz, The Queensferry Crossing – Tower Foundations, European Bridge Conference & Exhibition, 2015.
- [6] Geocisa. Jet Grouting Field Trials Report. Forth Replacement Crossing. 2012.

NUEVOS DESARROLLOS EN LA APLICACIÓN DE TÉCNICAS DE SOILMIXING

JOSÉ LUIS ARCOS ÁLVAREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
RODIO KRONSA, Director Técnico

1- Introducción

La adición de un conglomerante hidráulico al terreno para mejorar las características resistentes y deformacionales o reducir la permeabilidad del mismo es un método habitual en la praxis geotécnica. La inyección localizada a presión de lechadas de cemento, en función de la naturaleza del terreno y la finalidad conseguida, lleva a diferenciar los tratamientos como inyecciones de impregnación, compactación y fracturación (figura 1). Estos tipos de inyección presentan siempre ciertas dudas sobre la localización final del producto ligante inyectado y la geometría del volumen tratado. Frente a las inyecciones a presión, localizadas, aparecen otro tipo de mejora por adición de material conglomerante que pudiéramos denominar inyección por desestructuración, que consiste en la desestructuración del terreno y mezclado del mismo con un fluido conglomerante.



En las inyecciones por desestructuración podemos distinguir dos métodos: la desestructuración por jet hidráulico y la desestructuración por medios mecánicos. El primer método se denomina jet-grouting, donde la desestructuración del terreno se realiza por medio de la energía de un chorro de fluido a muy alta velocidad (jet) y la adición del cemento se realiza en forma de lechada, siendo habitual que sea esta misma lechada el fluido que constituye el jet que erosiona el terreno. La otra forma de conseguir la desestructuración del terreno es mediante la erosión del terreno con herramientas mecánicas diseñadas a tal fin y el batido con adición simultánea del material conglomerante (figura 2). El artículo que aquí se presenta muestra algunos de los procedimientos de este tipo actualmente disponibles en el mercado de las cimentaciones especiales y algunas de sus particularidades.



Figura 2. Equipos de desestructuración y mezcla mecánica.

2- La inyección por desestructuración mecánica (Soil-mixing).

El concepto de mezcla de suelo-ligante mediante desestructuración mecánica está teniendo un auge importante en los últimos tiempos por las ventajas que aporta gracias a su economía, la implementación de tecnificación en estas herramientas y la sostenibilidad que conlleva, ya que utiliza el propio terreno como material de construcción.

Aunque el mercado se ha lanzado a fabricar un sinnúmero de tipos de herramientas de soilmixing; puede, sin embargo, hacerse una clasificación básica de las mismas, sobre todo en cuanto a la forma en que se aporta el material ligante (método húmedo o seco) y el método empleado en la desestructuración del suelo (figura 3):

		Métodos de soil-mixing de ejecución in situ.						
		↓	↓	↓	↓	↓	↓	
Conglomerante en polvo o en lechada	Mezcla en seco (conglomerante en polvo)	Mezcla en húmedo (conglomerante mezclado con agua en forma de lechada)						
	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
Desestructuración mecánica o con jet	Mezclado mecánico				Mezclado mecánico + Jet	Mezclado por Jet		
	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
Punto de mezclado del conglomerante	En el extremo del eje perforador		A lo largo del eje perforador		En el extremo del eje perforador			
	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
Ejemplos, Denominaciones representativas, Origen	-DJM Assoc (Japón), -Nordic Method (Suecia, Finlandia), -TREVIMIX (Italia), -SMM: Mass stabilisation (Japan, USA)	-CDM Assoc (Japón), -CSCC (Japón), -SSM (USA), -KS (USA, Europe), -MECTOOL (USA), -SMM Mass Stabilisation (Japón, USA), -SPRINGSOL (Francia, España)	-SMW (Japón, USA), -DSM (USA), -MULTIMIX (Italia, USA), -COLMIX Soletanche-Bachy (France), -Bauer Triple auger system (Alemania).	Zanjadoras: -FMI (Alemania), -TRENCHMIX (seco y húmedo) (Francia, Polonia, UK) -Fresadoras "cutters" CSM, GEOMIX (Francia, Alemania)	-SWING (Japón), -JACSMAN (Japón), -GEOJET (USA), -HYDRAMEC (USA), -TURBOJET (Italia)	(Fuera del alcance de este artículo) -Jet Simple, -Jet Doble, -Jet Triple, -Superjet, -JetPlus, -Crossjet		
	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
Eje rotativo, Herramienta base original	Eje rotativo vertical, Aspas en el extremo inferior del eje	Eje rotativo vertical, Aspas en el extremo inferior del eje	Eje rotativo vertical, Hélices continuas solapadas	Eje rotativo horizontal, Zanjadora de cadena de canchales o Hidrofresa (doble tambor)	Eje vertical	Eje vertical		

Figura 3. Clasificación de los métodos de soil mixing (after Topolnicki, Terashi & Kitazumemás+ datos recopilados por el autor)

En cualquier caso, todos los diferentes métodos de ejecución de soilmixing tienen en común una serie de características:

- ✓ Proceso Básico:
 - El suelo es desestructurado mediante una herramienta mecánica.
 - Se incorpora al suelo un ligante conglomerante hidráulico.
 - Se produce la mezcla del suelo con el ligante.

- ✓ Ligantes:
 - Cemento, cal o un ligante especialmente diseñado para cumplir una misión especial.
 - El ligante se aplica en forma pulverulenta o líquida (premezclado con agua), lo que diferencia el método seco del método húmedo.

- ✓ Resultado:
 - Se obtiene una inclusión tratada de suelo-ligante en forma de columna, elemento lineal, trinchera, pantalla o sección rectangular, ...

Entre las ventajas que el soilmixing aporta frente a otros métodos de tratamiento por inyección se pueden citar las siguientes:

- Economía, (los consumos de material ligante son muy inferiores a los requeridos en las otras técnicas, para un mismo resultado. En particular, frente al jet-grouting, los consumos para conseguir una misma columna de suelo-cemento pueden ser del orden del 20-50%.
- Sostenibilidad (utiliza el propio suelo como material de construcción). Ahorra el consumo de áridos aportados y, por ejemplo, en el caso del jet-grouting, el detritus sobrante que ha de retirarse a vertedero especial.
- Geometría conocida con exactitud. (a diferencia de los otros tratamientos por inyección, la geometría del elemento tratado es conocida. En las inyecciones por presión de lechadas y el jet-grouting, el diámetro de afectación es siempre una incógnita.
- Posibilidad de registro de parámetros de ejecución y automatización de los procedimientos.
- Control del escaso detritus generado, en algunos casos con sistemas de captación ideados a tal efecto.

3- Parámetros que gobiernan el proceso de ejecución del soilmixing y la calidad del producto.

En los tratamientos de soilmixing, la calidad del elemento volumétrico de terreno tratado (columna, batche rectangular, pantalla, ...), como material suelo-cemento, vendrá determinada por una correcta dosificación de cemento por metro cúbico de terreno tratado y un mezclado homogéneo. Para garantizar estos dos conceptos fundamentales es bueno definir unos índices que delimiten los mínimos aceptables de calidad.

Se suele definir un indicador del buen mezclado del suelo con el cemento, que denominamos *Índice de mezcla*. Este índice tiene en cuenta el número de aletas de la herramienta, la velocidad de avance en perforación y la velocidad de giro. El Índice de mezcla mínimo depende de la composición del terreno, siendo necesario un índice mayor cuanto más cohesivo sea el terreno.

<p>Índice de Mezcla, I_m (1/m)</p>	$I_m = N \cdot \frac{\omega_{rot}}{U_{perf}} ;$ <ul style="list-style-type: none"> • N = número de aletas de mezclado • ω_{rot} = velocidad de rotación de la herramienta (1/s) • U_{perf} = Velocidad de avance en la perforación (m/s)
--	---

Así mismo, utilizamos un *Índice de incorporación*, para definir la cantidad de cemento a suministrar por metro cúbico de terreno a tratar. Esta cantidad de cemento irá relacionada con la resistencia del material suelo-cemento que se desea obtener.

<p>Índice de incorporación, I_i (kg/m³)</p>	$I_i = \frac{Wc}{V_s} = \frac{Cco \cdot Q}{\frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \cdot U_{perf}} ;$ <ul style="list-style-type: none"> • Wc = Consumo de cemento por unidad de tiempo (kg/h) • $V_s \omega_{rot}$ = Volumen tratado por unidad de tiempo (m³/h) • Cco = kg de cemento por m³ de lechada (kg/m³) • Q = Caudal de lechada suministrada (m³/h) • Φ = diámetro de la columna tratada (m) • U_{perf} = velocidad de avance de la perforación (m/h)
--	---

No obstante, aunque la cantidad de rechazo que se obtiene por este procedimiento es relativamente pequeña, debemos considerar qué parte de cemento es finalmente evacuada con el rechazo para saber verdaderamente cuál es la cantidad de cemento que resta en el interior de la columna. Para ello, basta hacer un balance de masas para estimar el contenido final de cemento en la columna, con una serie de hipótesis. Haciendo la suposición de que el aire del terreno es totalmente desalojado y que el árido grueso por encima de un determinado tamaño no es evacuable en el rechazo, pueden realizarse cálculos para determinar la cantidad de cemento que finalmente queda incorporada al terreno tratado.

Es siempre necesario tener en cuenta este hecho para diferenciar la cantidad de cemento aportada por las bombas de la cantidad de cemento realmente incorporada al terreno, después de descontar la pérdida en el detritus evacuado (“rechazo”). De hecho, el documento de la Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support (FHWA-HRT-13-046) distingue dos índices: “Binder factor” y “Binder factor in-place”, relacionando respectivamente los kg de cemento aportados por volumen de suelo y por volumen de material mezclado.

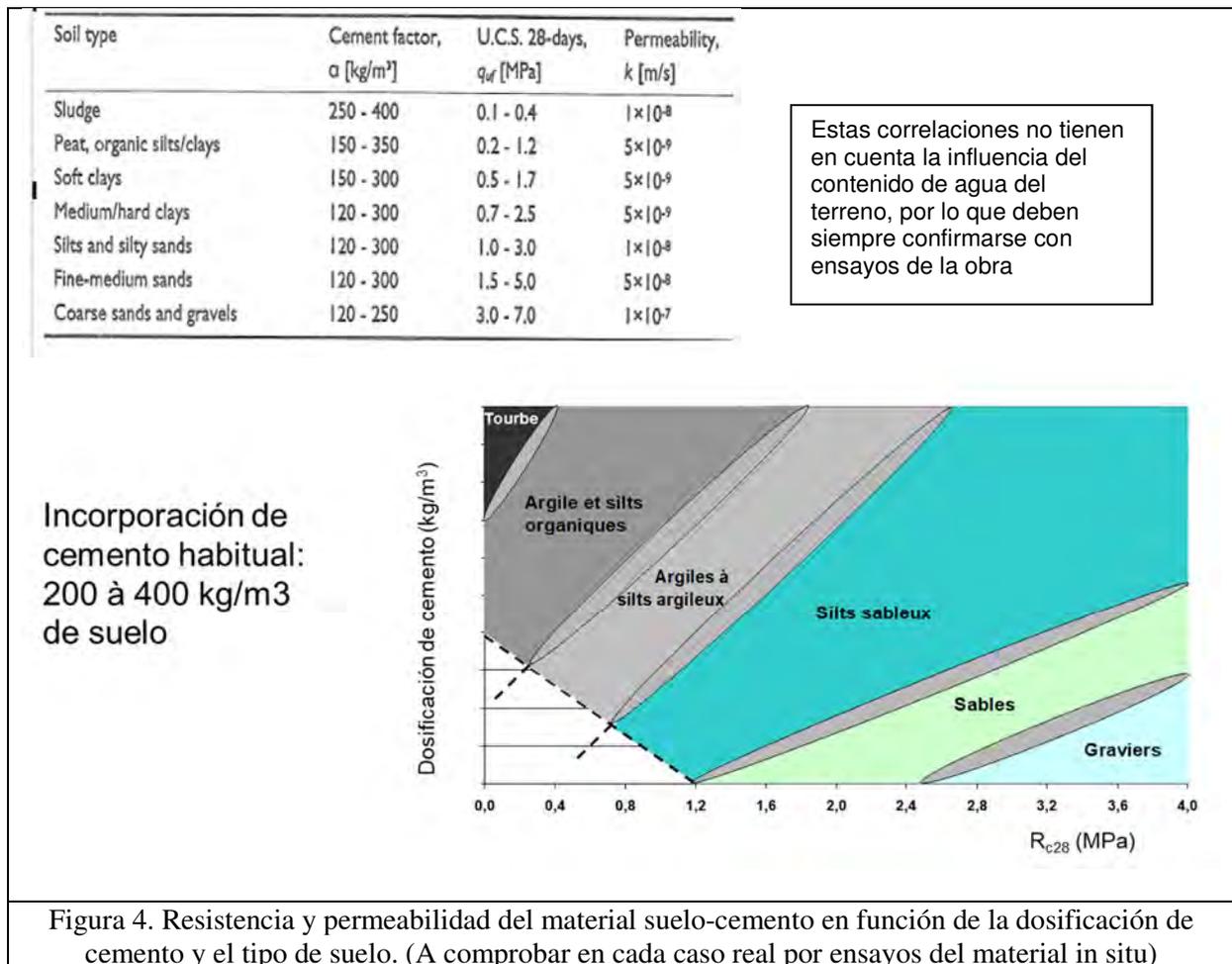
Binder factor: $\alpha = \frac{W_b}{V_{soil}}$ (lb/ft ³ (kg/m ³))
Binder factor in-place: $\alpha_{in-place} = \frac{W_b}{V_{mix}}$ (lb/ft ³ (kg/m ³))

Los consumos de cemento empleados habitualmente para los tratamientos de soilmixing varían entre los 150 y los 400 kg de cemento por metro cúbico de suelo. La resistencia del terreno tratado varía, por supuesto, en función del contenido de cemento, pero, sobre todo, depende del tipo de suelo a tratar: a mayor contenido de finos menores resistencias.

La comprobación de las características resistentes y rigidez del material suelo-cemento obtenido representa un verdadero problema por la dificultad de la extracción de testigos inalterados para ensayo de en laboratorio. Por ello, es habitual la toma de muestras en probetas mediante la introducción de un tubo hincado en el material fresco de forma que se puedan obtener registros a distintas profundidades.

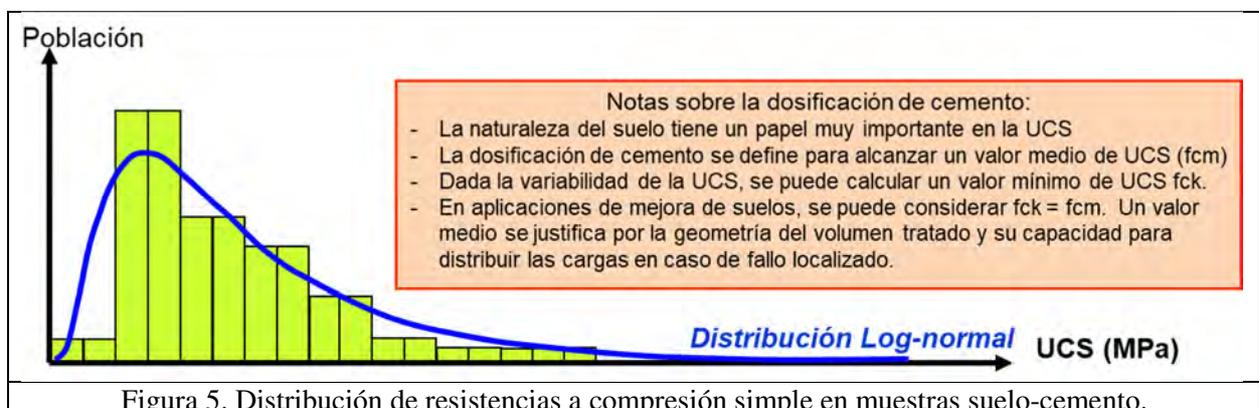
El testigo obtenido presenta, a su vez un problema de escala cuando el diámetro de la muestra a ensayar relativamente pequeño frente a los grumos o inclusiones de terreno que restan a pesar de un buen mezclado. En algunos casos es recomendable hacer ensayos de carga o ensayar el elemento en verdadera magnitud, en lugar de extraer muestras.

En cualquier caso, para el dimensionado preliminar se suelen utilizar tablas y gráficos de correlación entre resistencia y contenido de cemento en los diferentes tipos de suelo, como los del ejemplo de la figura 4:



No obstante, los valores de resistencia deben siempre comprobarse para cada caso particular mediante ensayos de material “in situ” y laboratorio, ya que la influencia del contenido de humedad del suelo es determinante.

La dispersión de valores de resistencia de las muestras ensayadas es grande y, estadísticamente, se ajusta mejor a una distribución log-normal. Por ello, se suele admitir como resistencia característica la resistencia media de esta distribución (figura 5).



En conclusión, el producto resultante de la ejecución de un soilmixing tiene las siguientes características:

- Se trata de un elemento de geometría función de la herramienta utilizada (columna, panel rectangular, pantalla, ...),
- Su resistencia a la compresión simple depende de la naturaleza del terreno a tratar, del contenido de agua del terreno, de la relación agua-cemento de la mezcla de ligante aportada y de la dosificación de cemento realmente remanente en el terreno tratado.
- El elemento de terreno tratado se comporta como una inclusión en el terreno no tratado, pudiéndose estudiar como un todo-uno de propiedades homogenizadas o profundizar en la interacción del elemento individual con el terreno que lo rodea. En cualquier caso, el soilmixing tiene rigidez relativamente pequeña en comparación con otros elementos de hormigón o mortero usados como inclusiones rígidas en otras técnicas. Su módulo de elasticidad (E_{50}) puede variar entre 500 y 1000 veces el valor de la resistencia a la compresión simple, según se trate de terreno cohesivo o granular, por lo que podría mejor entenderse como inclusión semirrígida.
- La resistencia del material suelo-cemento evoluciona más lentamente que los morteros y hormigones habituales y puede pensarse en que sigue aumentando más allá de los 28 días, siendo habitual hablar de resistencias a los 90 días.
- La permeabilidad del material soilmixing es muy baja, entre 1×10^{-7} y 1×10^{-9} m/s por lo que es idóneo para establecer barreras impermeables al flujo en el terreno.

4- Descripción de algunos sistemas de Soilmixing.

3.1-El procedimiento TRENCHMIX®.

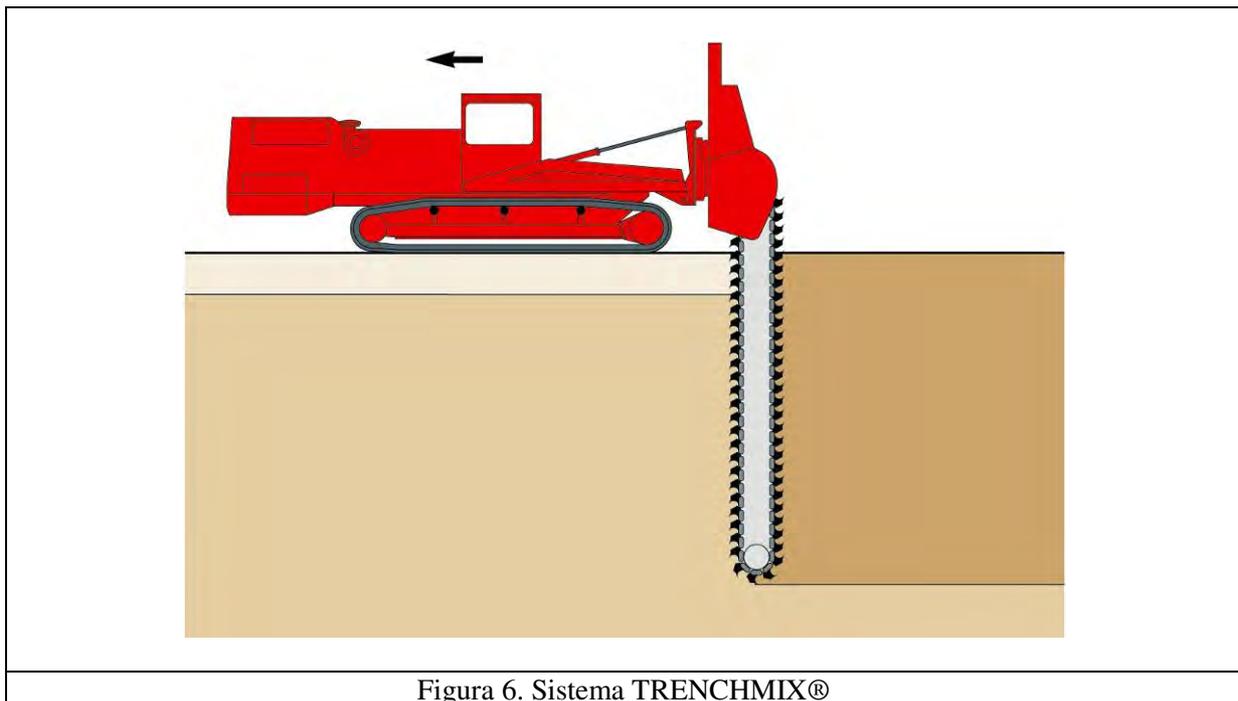


Figura 6. Sistema TRENCHMIX®

El sistema Trenchmix® (figura 6) utiliza una zanjadora de sierra de cadena modificada, con un kit desarrollado para ejecutar la mezcla del suelo y la adición y/o mezcla simultánea del ligante. Mediante este sistema se consigue como resultado una pantalla de terreno tratado, de mayor rigidez e impermeabilidad que el suelo circundante.

La profundidad de la pantalla está limitada a la longitud de la sierra, normalmente hasta unos 8 metros, aunque existe actualmente un equipo en Europa para 15m de profundidad. El espesor de la pantalla típico es de 400mm, aunque existe una versión de 600mm.

El material sobrante es muy pequeño, ya que existe cierta compactación y la adición de ligante es asimismo pequeña. Para evitar desbordamientos, se suele ejecutar una pre-zanja de profundidad inferior al metro que compensa el volumen del material ligante añadido.

El ligante puede aportarse por vía húmeda o vía seca:

- como lechada (método húmedo – figura 7) por un conducto anexo al espadín de la sierra.
- De forma pulverulenta (método seco – figura 8), rellenando la prezanja, y añadiendo solamente agua por el conducto.

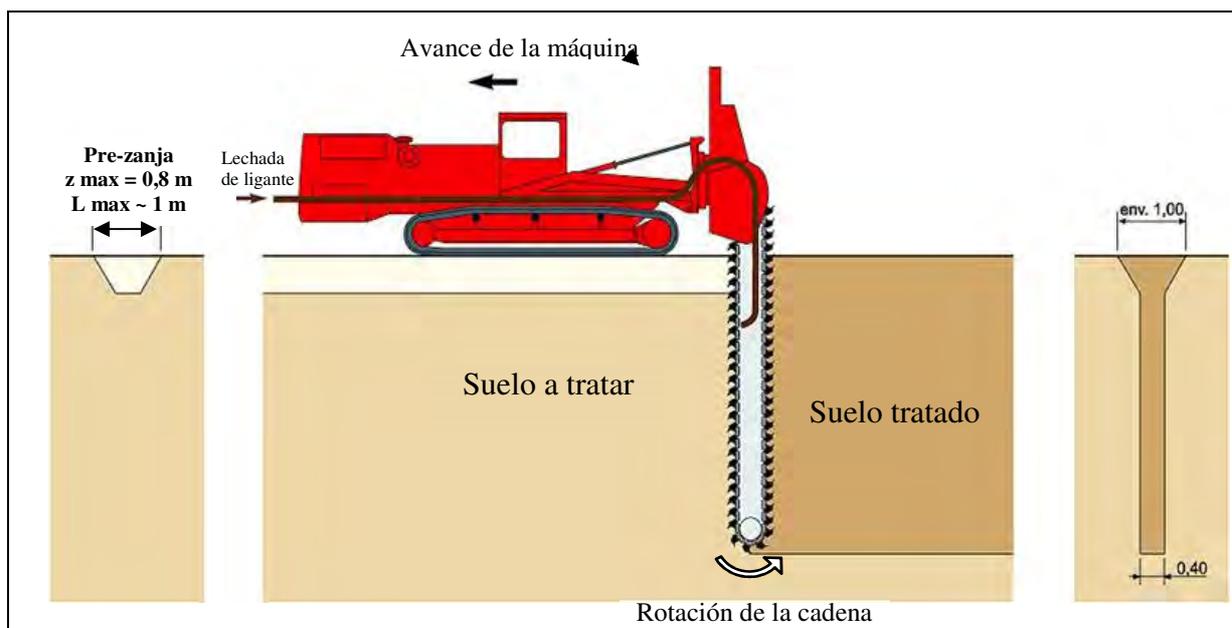


Figura 7. Ejecución de Trenchmix® por método húmedo. Lechada de cemento inyectada a través de toberas, sin presión. (También pueden usarse mezclas de bentonita-cemento)

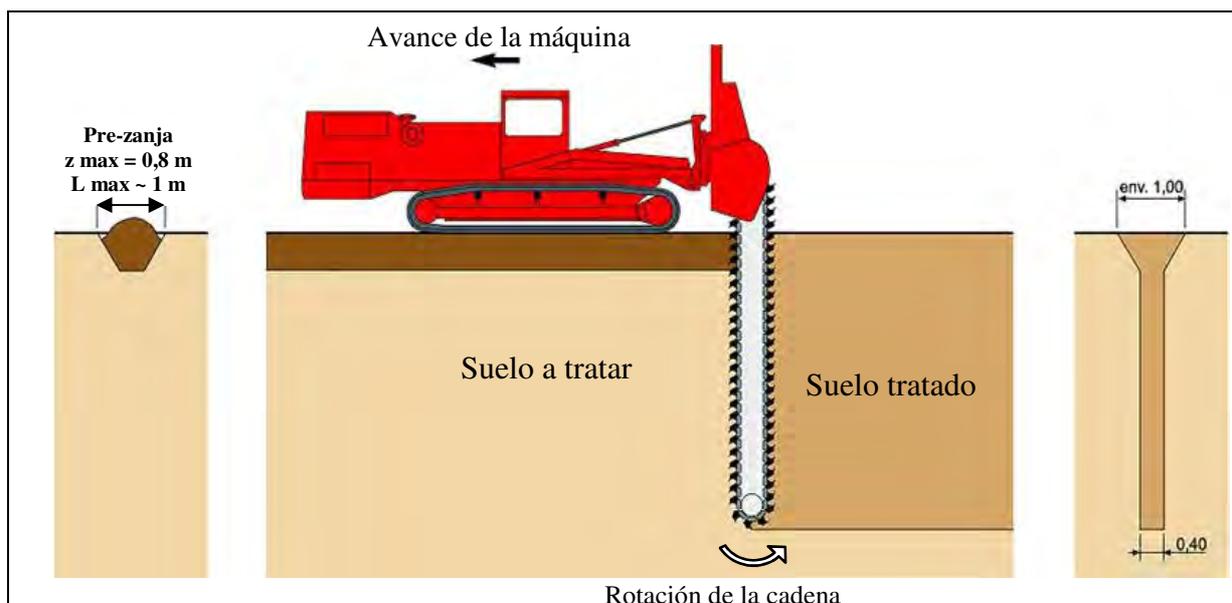


Figura 8. Ejecución de Trenchmix® por método seco. El cemento en polvo se coloca en la prezanja y se adiciona agua por el conducto anexo a la sierra. (Soletanche-Bachy)

Las aplicaciones potenciales del Trenchmix® son amplias, eso sí, limitadas por la profundidad y espesor de la pantalla resultante. Tiene aplicación como mejora de suelo bajo terraplenes y plataformas viarias, en confinamiento de vertederos, para disminuir el riesgo de licuefacción, como cimentación y como muros-pantalla provisionales (figura 9).



Figura 9. Ejemplos de aplicación de Trenchmix®.



Figura 10. Equipo de Trenchmix®. (Soletanche-Bachy)

El equipo de Trenchmix® (figura 10) está equipado con un registro de parámetros (figura 11) para el control de la correcta ejecución. Es fundamental, para tener un producto homogéneo y de buena calidad, regular el aporte de fluido/lechada en función del volumen de terreno tratado, así como mantener un adecuado *índice de mezcla*, función de la velocidad de la sierra y el número de paletas.

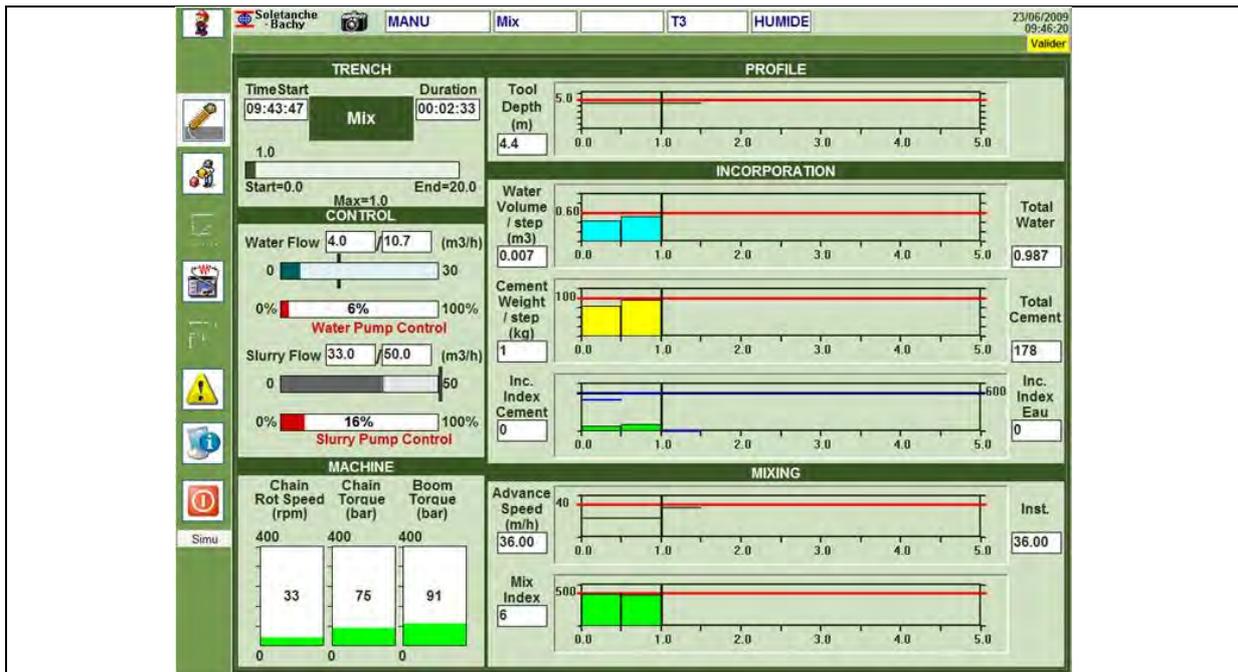


Figura 11. Sistema de registro de parámetros de ejecución (TRENCHMIX – Soletanche-Bachy).

3.2-Cutter Soil Mixing (CSM / GEOMIX).

El sistema Cutter Soil Mixing produce la desestructuración del terreno mediante dos tambores giratorios especialmente diseñados para la perforación y el mezclado (figura 12 y 13). El producto resultante es un panel tipo pantalla, con profundidad adaptable a la necesidad, y dimensiones en planta rectangulares.



Figura 12. Herramienta de mezclado del Cutter Soil Mixing (CSM - Soletanche-Bachy)

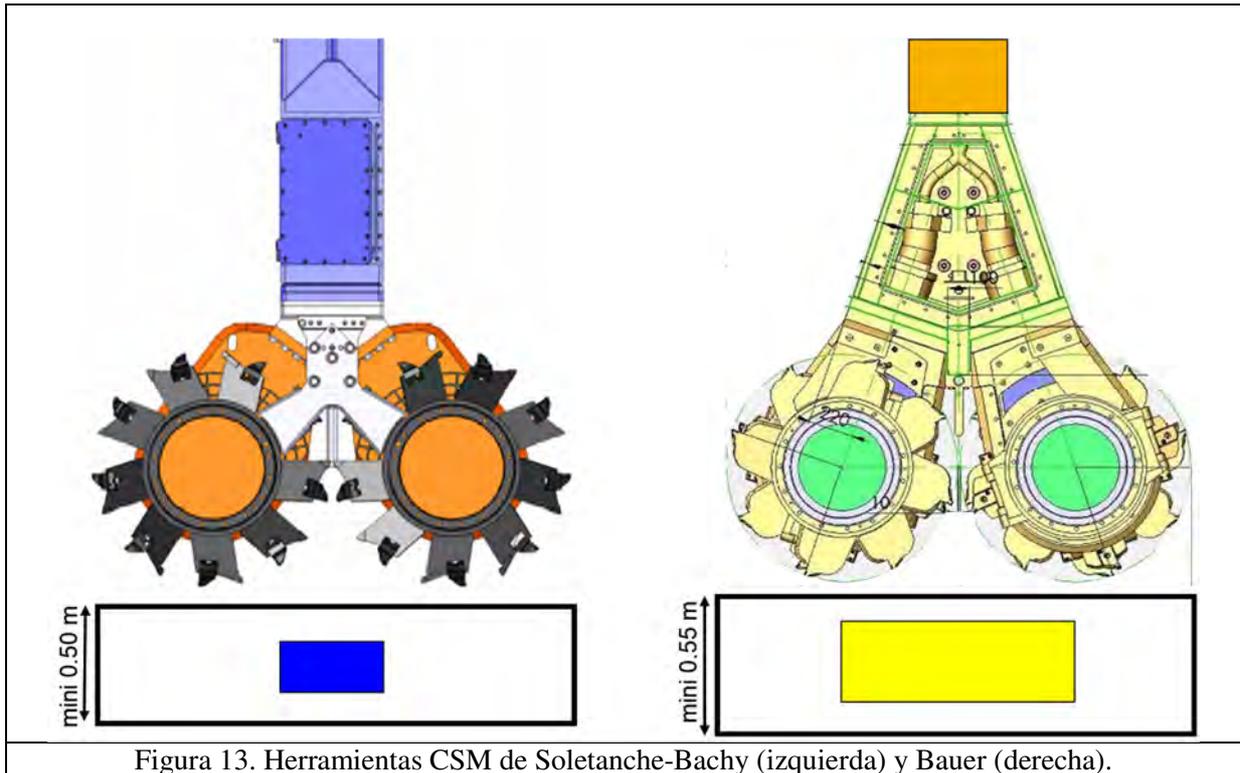


Figura 13. Herramientas CSM de Soletanche-Bachy (izquierda) y Bauer (derecha).

A pesar de su empleo generalizado como tratamiento del terreno, en determinadas condiciones de suelo pueden diseñarse soluciones estructurales, como por ejemplo las de tipo pantalla para excavación de sótanos (figura 14). En este caso se suele recurrir a armado del panel mediante perfiles metálicos introducidos en el material antes de su fraguado.

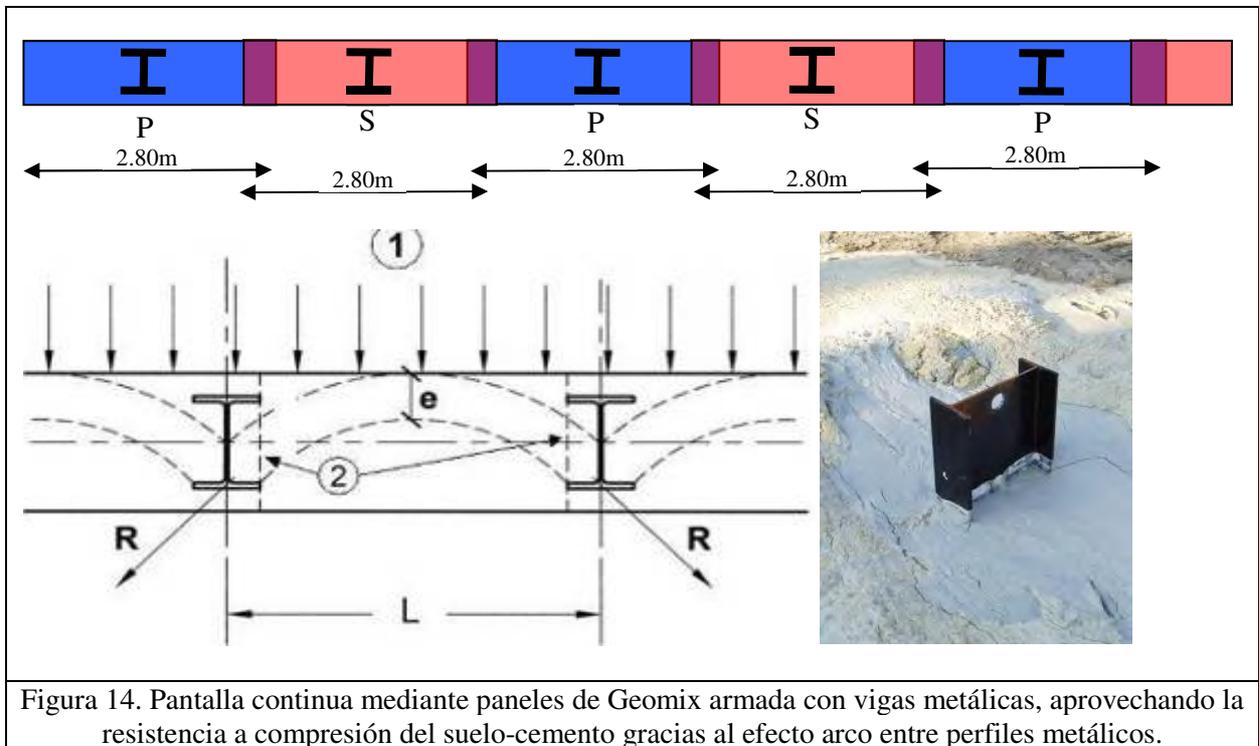


Figura 14. Pantalla continua mediante paneles de Geomix armada con vigas metálicas, aprovechando la resistencia a compresión del suelo-cemento gracias al efecto arco entre perfiles metálicos.

La pantalla de suelo cemento que da como resultado el GEOMIX se emplea también, gracias a su alta impermeabilidad, en soluciones de confinamiento de vertederos, muros cut-off para corte de flujos subterráneos. Así mismo, la técnica es efectiva como solución de cimentación de estructuras y terraplenes, y como estabilización de deslizamientos de terreno y laderas inestables.

El procedimiento Geomix aporta al método CSM una garantía de calidad mediante el registro en tiempo real de los parámetros de ejecución (figura 15), y el guiado de la perforación, que permite corregir desvíos durante el proceso y elaborar un parte de la ejecución de cada batache ejecutado (figura 16).

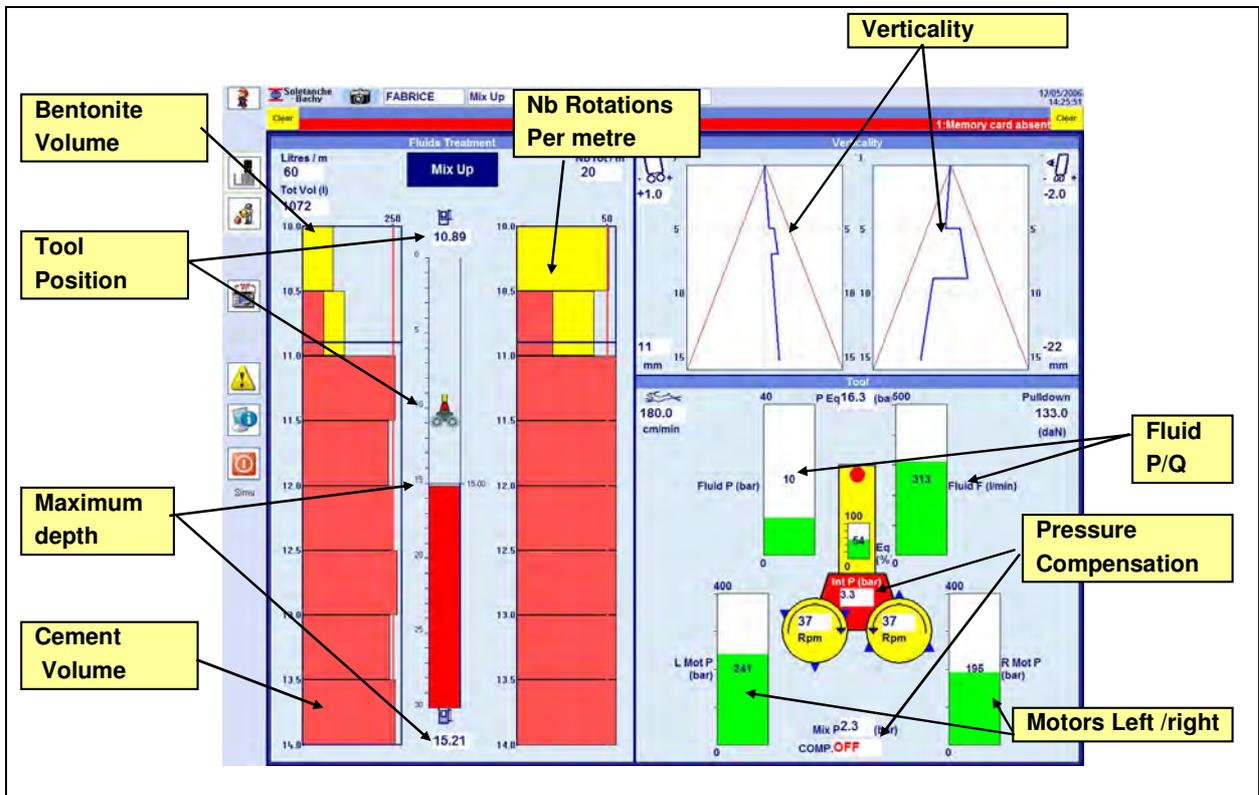


Figura 15. Visualización en cabina de máquina de los parámetros de ejecución de la técnica GEOMIX®, en tiempo real. (CSM/GEOMIX – Soletanche-Bachy).

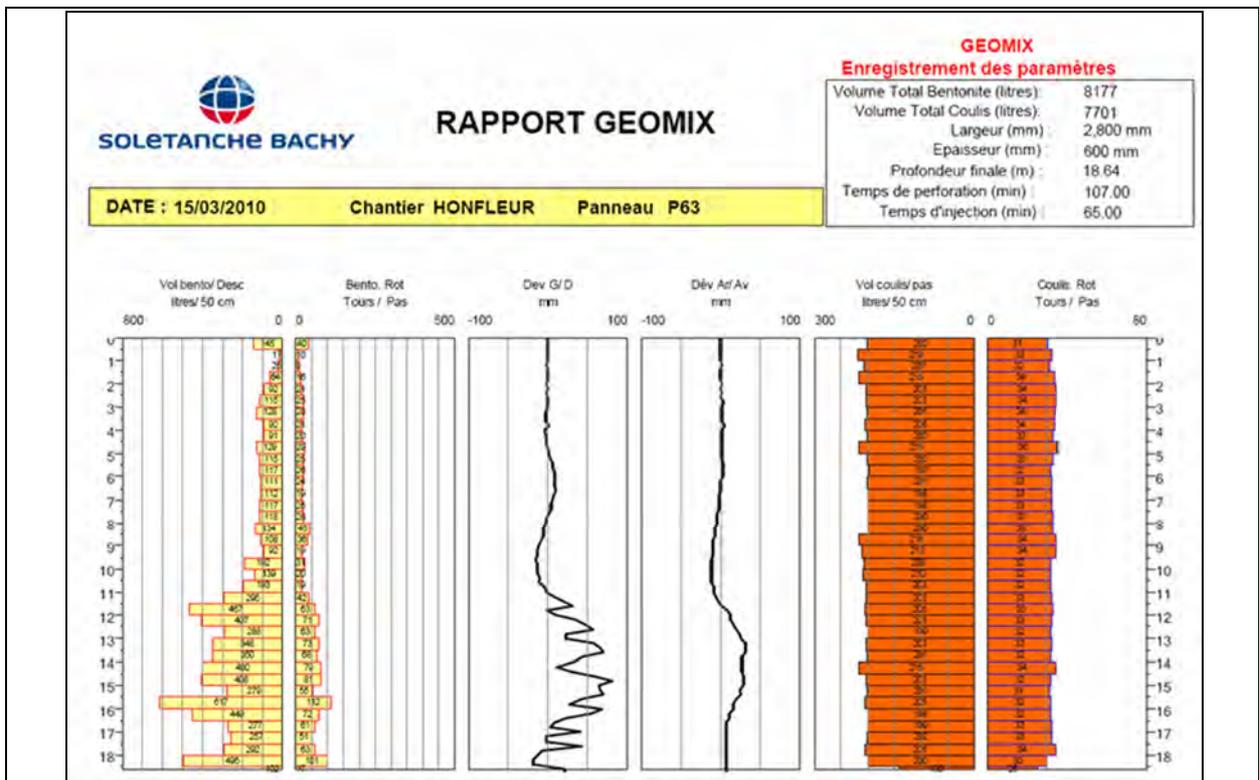


Figura 16. Parte informativo con el registro de parámetros de la ejecución GEOMIX®.

Los equipos de CSM consiguen las mejores calidades en terrenos arenosos y limosos. La capacidad de perforación es óptima en suelos arcillosos de SPT hasta 20 golpes y arenosos de SPT hasta 60 golpes. También pueden forzarse empotramientos de los paneles de pantalla en un estrato duro o de arcilla rígida para garantizar la estanqueidad por el pie de pantalla, pero su penetración suele limitarse a 1 metro a pesar de que el sistema cutter permite atacar estratos de considerable dureza.

3.3-Inclusiones rígidas de columnas de suelo cemento – Procedimiento SPRINGSOL®

El principio consiste en formación de columnas de suelo tratado con cemento (soilmixing) mediante un varillaje rotativo de eje vertical, dotado de aletas perpendiculares a su eje, que desestructuran el terreno y lo mezclan con el ligante aportado por un tubo alojado en el interior del varillaje. Como particularidad específica, la herramienta de desestructuración posee unos brazos plegables que permiten el paso con pequeño diámetro de un determinado espesor de terreno que no requiera tratamiento (figura 17).

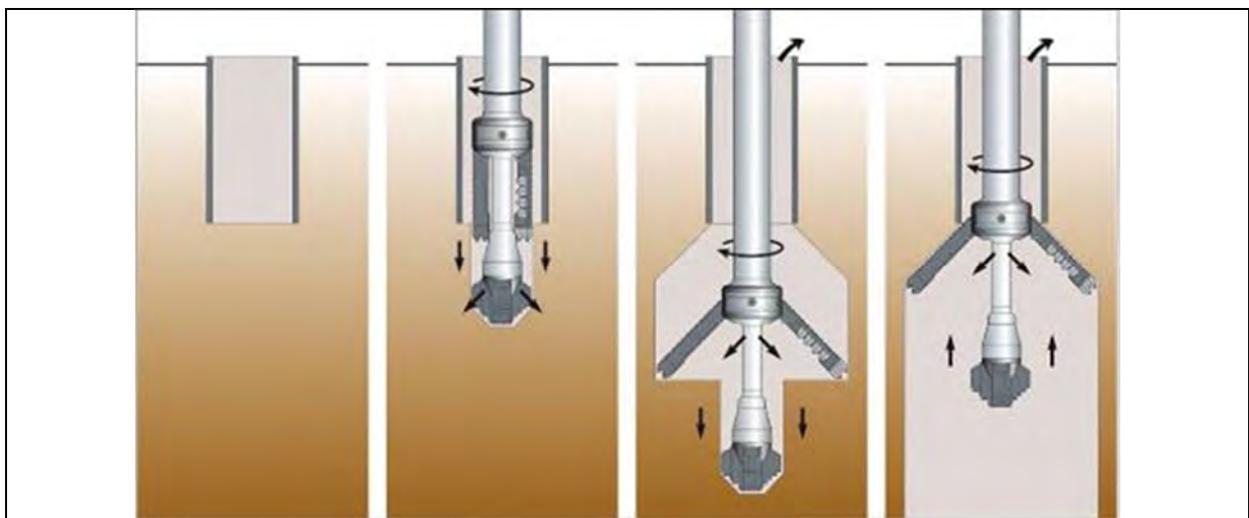


Figura 17. Procedimiento Springsol®. Paso superficial con pequeño diámetro y apertura de las aletas.

El sistema Sprinsol® se ideó inicialmente para el tratamiento de terraplenes ferroviarios (figura 18), gracias a la ventaja del paso de las capas superiores con pequeño diámetro, que permitía la ejecución entre traviesas, y al sistema de captación del rechazo, que permitía la no contaminación del balasto con lechada.

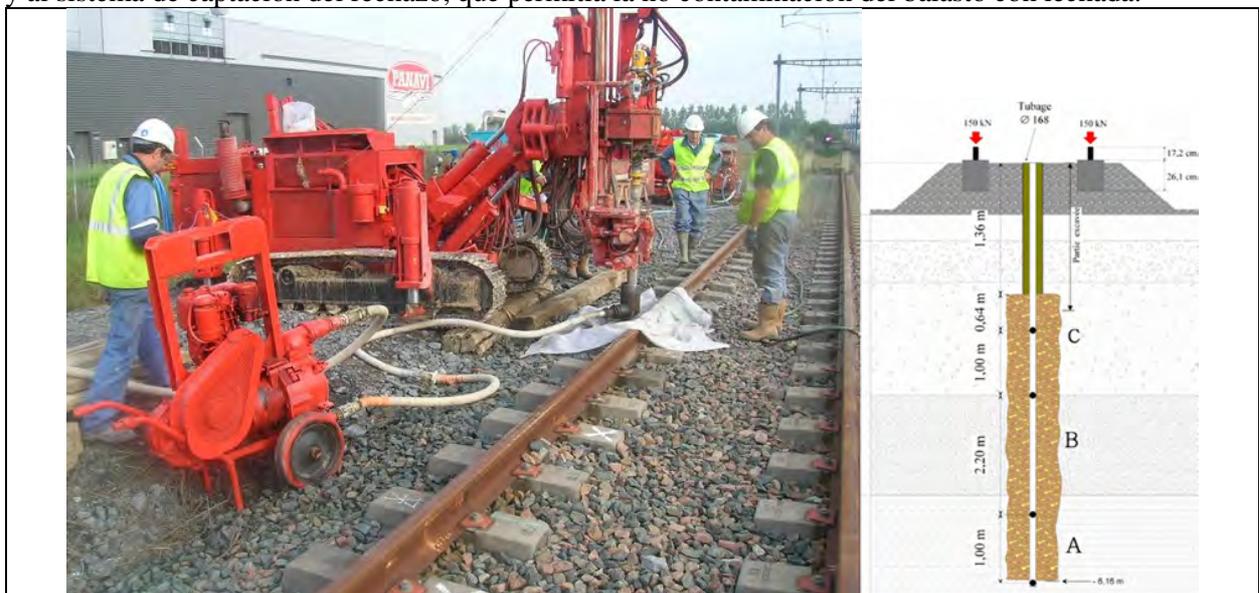


Figura 18. Springsol® en tratamiento de terraplén ferroviario

Por el mismo motivo es una técnica propuesta en numerosos proyectos de tratamiento de terraplenes de carretera, donde los pequeños equipos empleados permiten mantener el tráfico en algunos de los carriles y no dañar apenas el firme salvo en los pequeños taladros de 150mm de una malla 2x2m a 3x3m.

También se han consolidado losas con asientos postconstructivos, donde el trabajo bajo gálibo, la limpieza de detritus y la mínima afección al pavimento de la solera son un requisito exigible (figura 19).



Figura 19. Actuación con Springsol® bajo solera con asientos en una nave industrial.

Este procedimiento básico ha ganado en tecnificación en los últimos años con una nueva generación de herramientas capaces de plegar las aletas de mezcla a voluntad. Así mismo, los equipos se han dotado de registro de parámetros y de sistemas automáticos de control de bombas y captación del detritus sobrante (figura 20).

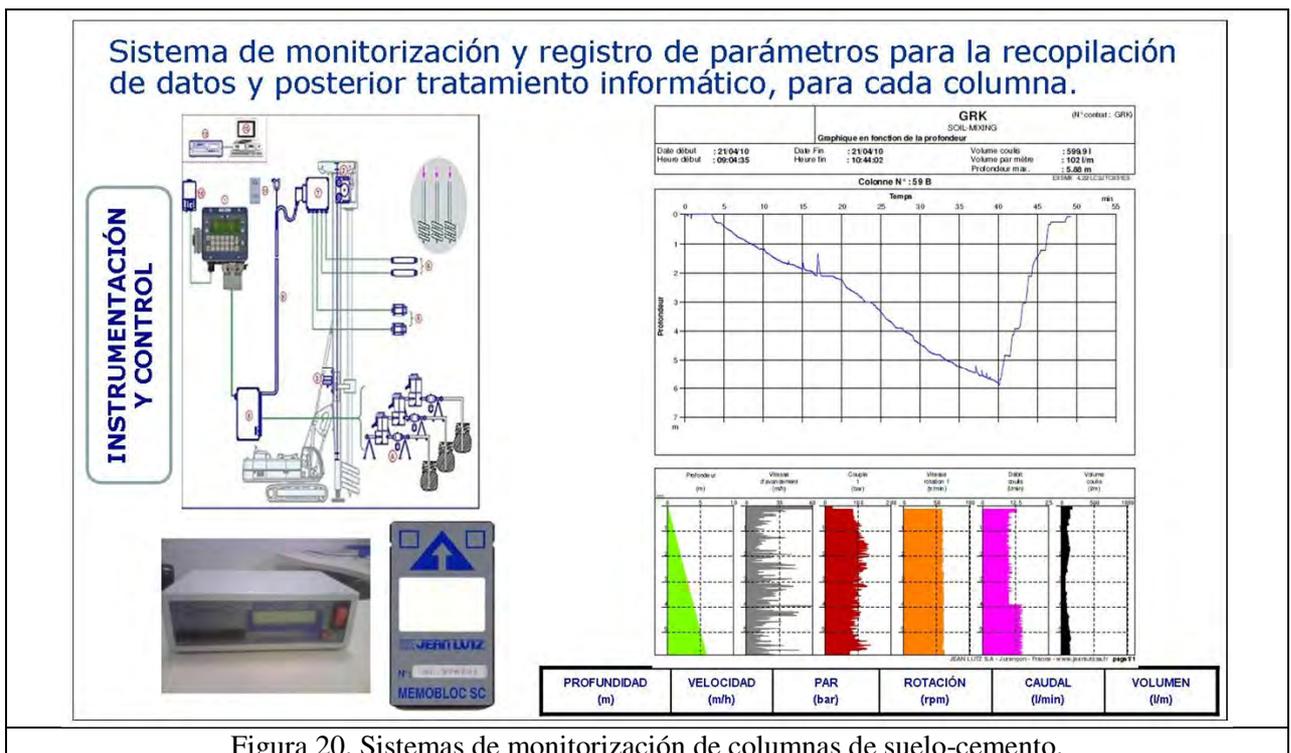


Figura 20. Sistemas de monitorización de columnas de suelo-cemento.

Los parámetros de ejecución que se pueden controlar en el proceso son: Profundidad (m), Velocidad de avance (m/h), Par (bar), Velocidad de rotación (rpm), Caudal inyección (l/min), Volumen de inyección (l/m), Volumen de inyección total.

Las principales ventajas de la solución de soil-mixing empleada como inclusión rígida de columnas verticales frente al jet-grouting son la economía y la sostenibilidad, ya que utiliza el propio suelo como material de construcción, reduciendo enormemente la cantidad de detritus generado, así como evitar la posible generación de sobrepresiones en el terreno que pueden inducir levantamientos perjudiciales. Por el contrario, la desestructuración por medios mecánicos requiere equipos perforadores con sufriente par y herramientas resistentes, lo que puede limitar el diámetro de columna a conseguir en unas determinadas condiciones de trabajo.

En la actualidad existen herramientas de Springsol con tamaños variables para realizar columnas de 400 a 700mm de diámetro, con posibilidad de plegado de sus brazos a voluntad hasta diámetros de 168mm (figura 21).



AVANCES EN LA EJECUCIÓN Y CONTROL DE: JET GROUTING Y COLUMNAS DE GRAVA OFF-SHORE

ENMANUEL CARVAJAL DÍAZ

Ingeniero Civil

Keller Cimentaciones; Director Ingeniería Iberia & Latam

1. Introducción

En los últimos años se han producido avances significativos respecto a varias técnicas de mejora del terreno como son el Jet Grouting y las columnas de grava. En este trabajo se intentan abordar varias de estas mejoras, fundamentalmente correspondientes a los procedimientos de ejecución de cada una de estas técnicas.

En particular se presentan varias avances o desarrollos relevantes relacionados al sistema de ejecución y control de la técnicas Jet Grouting, así como a la ejecución de obras marítimas de columnas de grava (sistemas offshore). Asimismo, se incluyen unos breves ejemplos prácticos sobre los avances descritos.

2. Descripción general Jet Grouting.

El Jet Grouting es un tratamiento de mejora de suelos que consiste en la conformación de columnas o pseudocolumnas de suelo-cemento. El material resultante es denominado Soilcrete®, y posee una características geomecánicas similares a las de un mortero o incluso hormigón pobre.

La conformación de las columnas o pseudocolumnas de suelo cemento se consigue mediante la acción conjunta de un medio erosivo (aire, agua o lechada), que aplicado como un chorro (Jet) erosiona y mezcla el terreno mediante la combinación de un movimiento de rotación y de ascenso de los útiles de perforación. Figura 1.

Jet Grouting – Soilcrete® de Keller se puede ejecutar tanto vertical como inclinado, y con diversos diámetros, los cuales dependen básicamente de la naturaleza del terreno, del método de ejecución adoptado y de los parámetros de ejecución, fundamentalmente presión, caudal de inyección, y velocidades de rotación y ascenso de los varillajes.

Existen diversos sistemas o métodos de ejecución del Jet Grouting – Soilcrete® de Keller, en función de los tipos de fluido aplicados (Figura 2).

El Jet Grouting – Soilcrete® se puede emplear para generar columnas aisladas, alineaciones de columnas (Paneles) e incluso tratamientos masivos del suelo. También se pueden ejecutar columnas completas, de sección aproximadamente circular, o configuraciones diferentes con $\frac{1}{2}$ de columna, $\frac{1}{4}$ de columna o incluso con geometrías tipo lamelar (“pajarita o corbatín”). Figura 3.

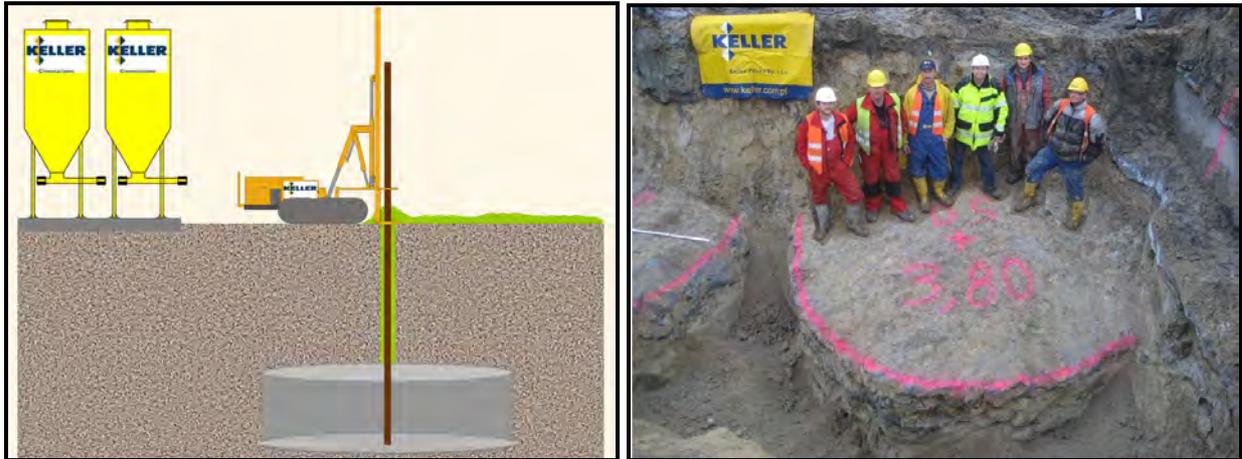


Figura 1. Procedimiento de ejecución y ejemplo de columna de Jegrouting o suelo-cemento (Soilcrete®).

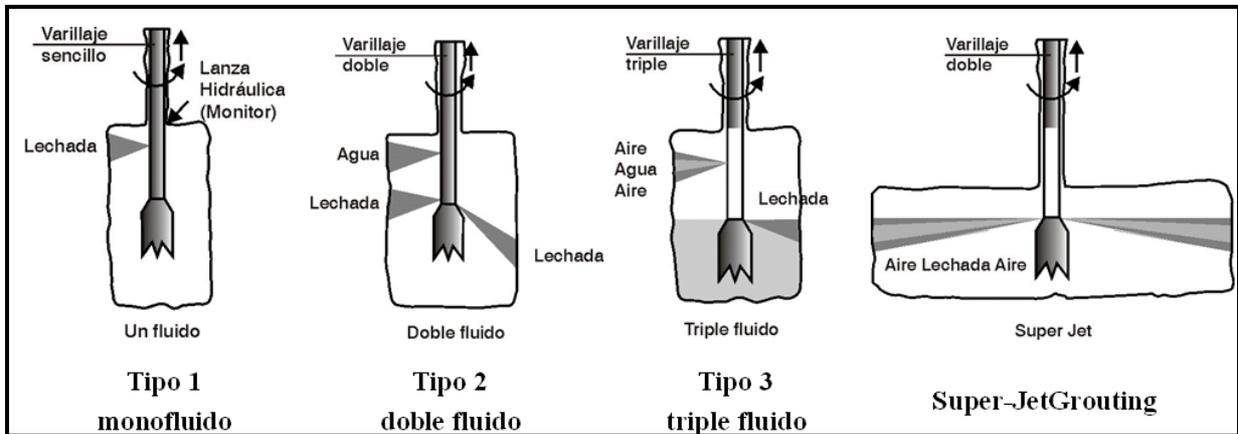


Figura 2. Tipos o sistemas de Jet Grouting.

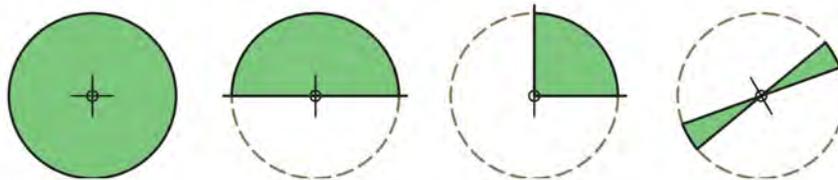


Figura 3. Geometrías habituales Jet Grouting – Soilcrete®.

Por otra parte, el Jet Grouting – Soilcrete® puede utilizarse para múltiples fines, como recalces y restauración de cimientos, protecciones en túneles, en paraguas al avance de túneles, como contenciones, como barreras de impermeabilización, etc. Figura 4.

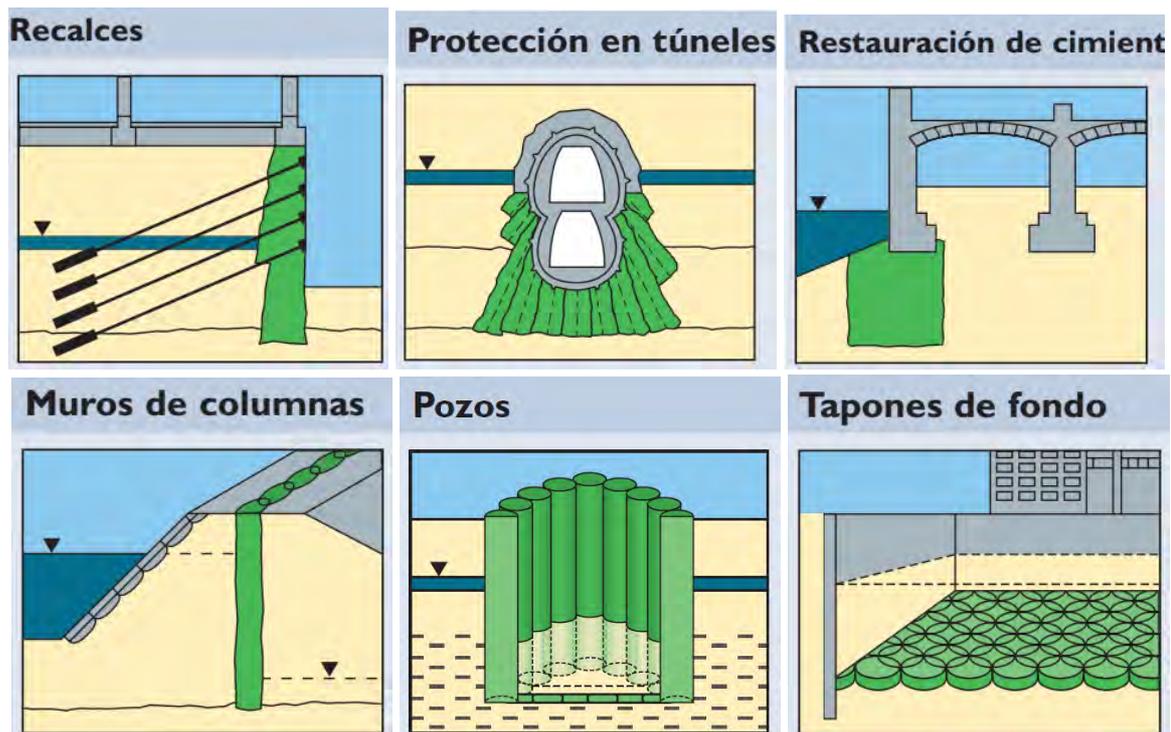


Figura 4. Ejemplos de aplicación del Jet Grouting – Soilcrete® de Keller.

2.1. Componentes del sistema Jet Grouting convencional.

En el esquema ilustrativo de la Figura 5 se muestran los distintos componentes que conforman uno de los sistemas de ejecución del Jet Grouting.

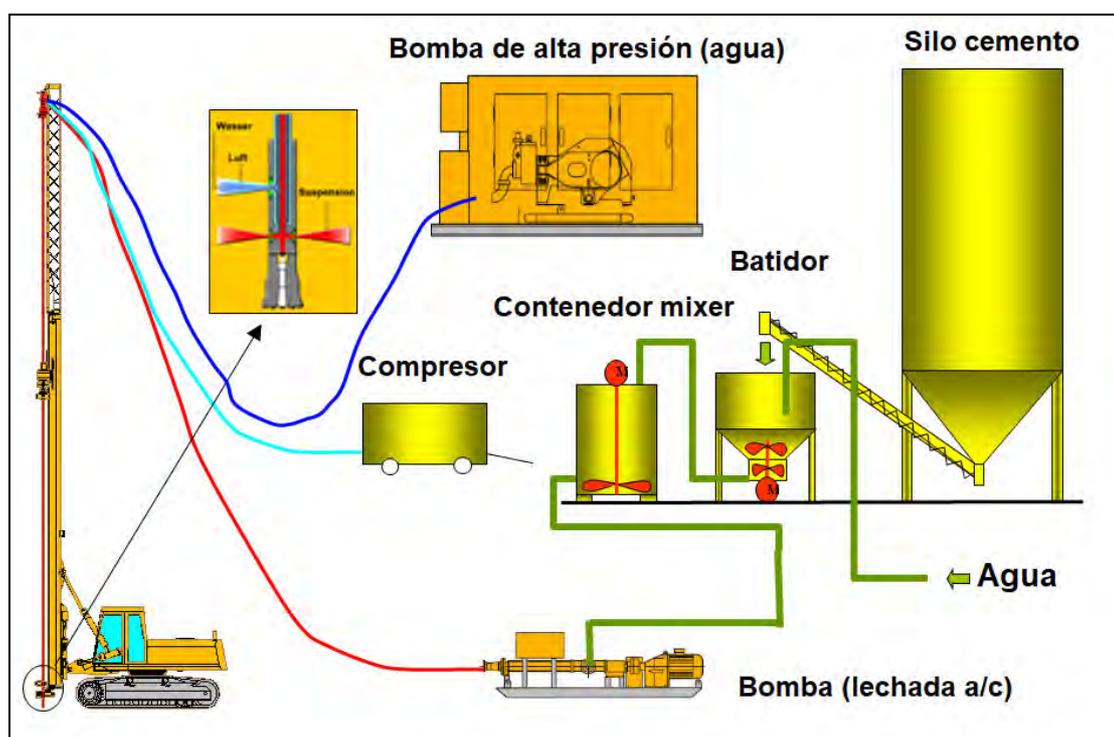


Figura 5. Esquema con los componentes del sistema de Jet Grouting.

A continuación se incluye una breve descripción de los equipos y componentes utilizados:

- Equipo base: carro perforador capaz de ejecutar el tratamiento en las profundidades previstas y con los fluidos previstos (aire, agua, etc.).
- Fabricación de lechada de inyección: plantas automáticas, especialmente diseñadas para fabricar una mezcla o lechada, con proporciones programables y con una producción suficiente para ejecutar la inyección de columnas de Jet Grouting sin que se interrumpa el proceso de ejecución. Además las plantas vienen dotadas de un “registro continuo informatizado” que permita el control y el almacenamiento de la fabricación. Según se muestra en la Figura 5, esta parte del sistema consiste en una planta conformada por (i) silos de cemento, (ii) batidor y (iii) mezclador
- Bomba de impulsión de lechada y/o agua: bombas capaces de alcanzar caudales entre 200 y 400 Litros/minuto y presión continua entre 200 y 450 bares.
- Equipo de monitorización: registradores automáticos de los parámetros de ejecución de Jet Grouting. Estos registros pueden descargarse en formato digital para facilitar su archivo, análisis y manejo estadístico.
- Monitor: consiste en la pieza situada en la parte más baja del varillaje, dotada de varias toberas que se comunican con los conductos de varillaje encargados de canalizar los fluidos de inyección, y de este modo asegurar la aplicación de energía de erosión al terreno, así como la inyección de lechada que forma el suelo-cemento con el terreno erosionado.
- Otros componentes auxiliares:
 - o Consumibles: toberas, sartas, mangueras, etc..
 - o Equipos de medida: manómetros, sensores de profundidad, etc.
 - o Compresores de aire de hasta 12-14 bares de capacidad de presión.
 - o Silos, o en su defecto, bombonas de regulación.
 - o Bombas de lodos,
 - o Tanques de agua o depósitos tipo Sistema Arco.
 - o Depósitos de combustible

En cuanto a la zona de montaje del sistema, las siguientes características son habituales:

- El área de montaje se emplaza junto a la zona donde se realizan los tratamientos, o zona de pruebas, considerando la posibilidad de distancias mayores de 100 m, entre la zona de bombeo y el punto específico de tratamiento donde se sitúa la máquina base (Carro perforador).
- Tamaño suficiente para albergar los equipos que se detallan a continuación. Para ello suele requerirse una superficie mínima de montaje de cerca de 150 m², según se muestra en la Figura 6. En algunas ocasiones esta superficie podría alcanzar los 500 m², aproximadamente.

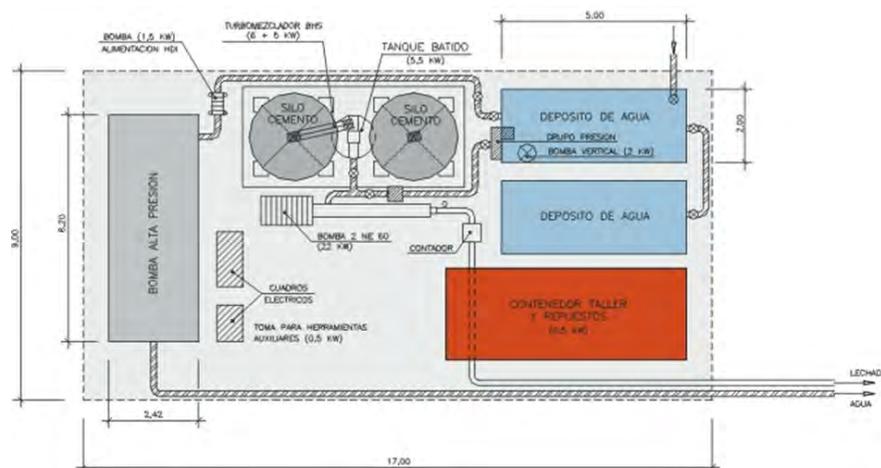


Figura 6. Esquema zona de montaje para el sistema de Jet Grouting.

2.2. Avances del sistema Jet Grouting.

Considerando los equipos o componentes descritos en el apartado anterior como base de referencia, a continuación se describen algunas de los avances tecnológicos más significativos en la ejecución de la técnica Jetgrouting.

2.2.1. Equipos Base (carros perforadores)

En la última generación de equipos de ejecución de Jet Grouting se han podido desarrollar maquinarias capaces de alcanzar profundidades de más de 60 m. En estos equipos es posible emplear una maniobra o sistema de varillaje único de aprox. 40 m de longitud; y para mayores profundidades es posible añadir tramos de varillas de 10 m de longitud. Este desarrollo permite evitar la ralentización habitual de los procesos de perforación e inyección a partir de la instalación sucesiva de tramos de varillas de poca longitud (habitualmente 2 a 5 m, aprox.) hasta alcanzar la profundidad objetivo.

Estos nuevos equipos vienen adaptados a la nueva Normativa Europea de Seguridad para maquinaria de este tipo, incluyendo jaulas de protección en la zona de trabajo manual cercana a la posición de la cabeza de rotación; además cuentan con doble sistema de mordazas y centradores de varillajes. En general, se trata de flotas de vehículos sobre orugas, con un peso total en operación de entre 20 y 46 toneladas, potencia de trabajo de entre 80 y 160 kW, y capacidad de la cabeza de rotación de hasta unos 80 kN-m, aproximadamente.

Es importante resaltar la dotación de sistemas de monitorización que permiten de registro de parámetros automatizado y continuo de todas las máquinas.

En la Figura 7 se muestran dos fotografías de este tipo de maquinaria de altas prestaciones.



Figura 7. Maquinaria base para la ejecución de Jet Grouting hasta grandes profundidades (60 a 70 m, aprox.), proyecto Keller Barcelona.

Otro avance importante en el desarrollo de las maquinarias base, para perforación e inyección, consiste en la obtención de máquinas especialmente pequeñas, capaces de facilitar la ejecución de trabajos en zonas de muy reducidas dimensiones, y con accesos muy complicados.

En la Figura 8 se muestra este tipo de maquinaria pequeña, con dimensiones de 3,2 m x 1,6 x 0,7 m, lo cual permite trabajar bajo gálibos mínimos de hasta 2,25 m, aproximadamente. Esta maquinaria, al igual que la descrita con anterioridad, cuenta con orugas y un sistema de monitorización completo para el registro continuo de parámetros.



Figura 8. Maquinaria base para la ejecución de Jetgrouting en zonas de pequeño gálibo (2,25 m, aprox.).

2.2.2. Plantas y Bombas

La última generación de bombas de alta capacidad se ha desarrollado para contar con una capacidad suficientemente como para producir el flujo y la presión requeridos durante la ejecución de los tipos de Jet Grouting más exigentes, para la formación de columnas de gran diámetro (4 a 6 m). Con este propósito, el desarrollo de las nuevas bombas de la línea Tecniwell tienen en cuenta la distancia máxima entre la bomba y la plataforma de trabajo donde se sitúan los puntos específicos de tratamiento, considerando además la pérdida de carga a lo largo de las mangueras. Sin embargo, para algunos casos adversos, es necesario contemplar una bomba de refuerzo en el lado de succión, para re-impulsar los flujos inyectados y alcanzar mayores longitudes de impulsión.



Figura 9. Instalaciones de las bombas y plantas en estructuras tipo contenedor.



Figura 10. Disposición de planta y bombas del sistema de ejecución de Jet Grouting, en un espacio reducido en zona urbana en Barcelona.

En las Figuras 9 y 10 se muestran varias fotografías correspondientes a la puesta en obra del montaje completo de bombas y plantas de producción de lechada. En esta Figura puede notarse la protección del sistema a partir de estructuras metálicas y compactas tipo contenedor, que además poseen una configuración especial para reducir el ruido (en términos de decibelios) en entornos urbanos. Asimismo, se muestra el panel donde pueden observarse los parámetros de ejecución, registrados a partir del sistema informático de monitorización, y puede notarse la disposición de todos los componentes en un espacio reducido con el que se logra acceder a zonas urbanas o con poco espacio disponible.

Las últimas bombas de altas prestaciones, tipo Tecniwell, tienen la capacidad de producir flujos de inyección de entre 30 y 80 m³/hora, aproximadamente (Figura 11); y por otro lado tienen la capacidad de producir un caudal efectivo de inyección superior a los 600 litros/minuto, el cual es considerablemente superior a los caudales de inyección convencionales de entre 200 y 400 litros/minuto habitualmente utilizado para la ejecución de Jet Grouting. Esta capacidad de inyección supone una importante mejora en la capacidad del sistema para producir columnas de Jet Grouting con mayores diámetros, mayor homogeneidad y resistencia, y posibilidad de alcanzar grandes profundidades (superiores a 50 m) sin que ello suponga pérdidas considerables de calidad o productividad.

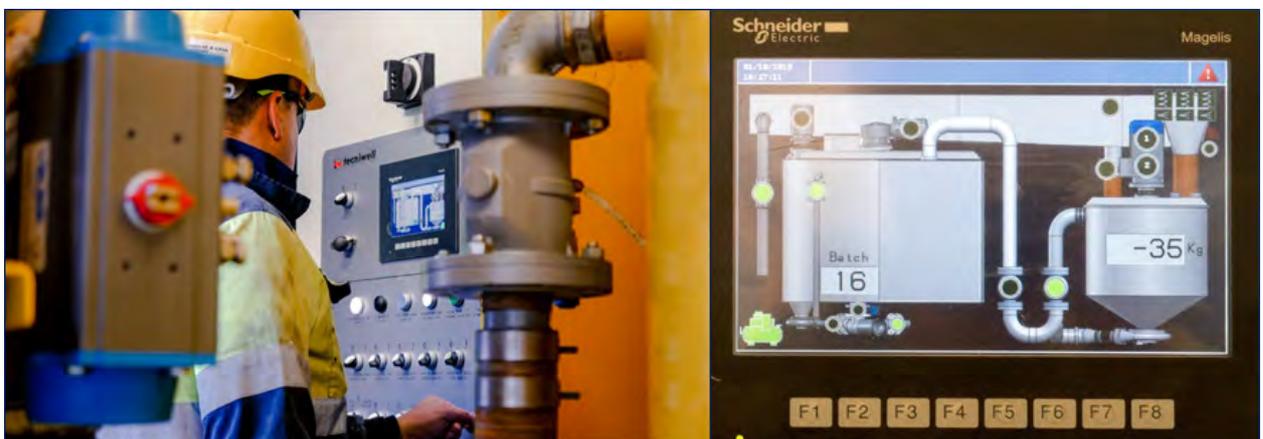


Figura 11. Panel de monitorización de las plantas de producción.

2.2.3. Varillajes y monitores

El desarrollo de nuevos varillajes con mayor sección, conlleva mayores propiedades mecánicas y capacidad estructural, que permite una importante mejora en las desviaciones esperadas a grandes profundidades (mayores de 50 m). En general se trata de varillajes con diámetro de 114,3 mm, dotados de doble y tripe sistema de conductos para la inyección de varios fluidos de inyección y perforación.



Figura 12: Detalle de conductos internos del varillaje de Super Jet Grouting.

Los monitores también han experimentados una importante mejora. Básicamente, los nuevos monitores poseen una configuración geométrica que los dota de mayor eficiencia energética, logrando reducir las pérdidas de carga considerablemente.

Es importante resaltar que el avance en el desarrollo de los monitores consiste en una tarea relacionada con la necesidad de conformar una base de datos sobre el desempeño de cada tipo de monitor (uno o varios tipos de fluidos de inyección: agua, aire y lechada), de acuerdo a los tipos de terrenos tratados. Un aspecto importante de este desarrollo consiste en la consecución de grandes diámetros y configuraciones geométricas especiales en las toberas por donde salen los flujos, de modo que el jet resultante alcance capacidades de erosión más elevadas y focalizadas.

Los avances del sistema de varillajes, monitores y toberas, han requerido un enfoque múltiple que incluye el estudio teórico a partir de modelamiento numérico, la realización de ensayos de laboratorio y pruebas de campo donde se ponen en práctica los prototipos alcanzados. En la Figura 13, a modo de ejemplo, se muestra la salida de un análisis numérico del funcionamiento correspondiente a un modelo de monitor, así como la comprobación de las huellas dejadas por el jet a ciertas distancias radiales a las que se mide el nivel de focalización o concentración de la energía de erosión alcanzada.

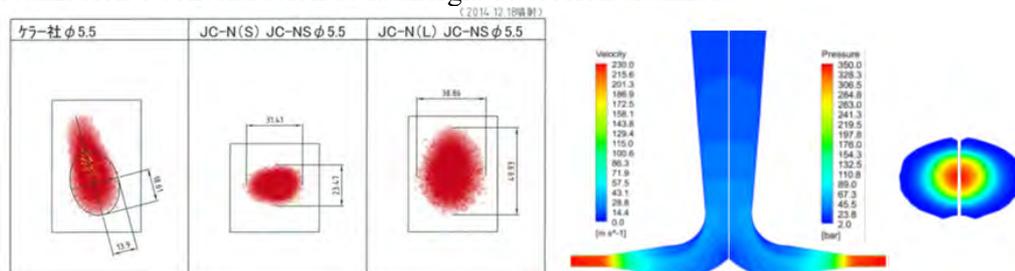


Figura 13: Ejemplo de monitores estudiados.

En este proceso de estudio y experimentación para el desarrollo de monitores de mayores prestaciones, han surgido variaciones especiales de los tipos habituales de monitor. Este es el caso del monitor denominado tipo DX, en donde los chorros de jet se sitúan en un solo lado del varillaje, y las toberas se orientan con cierta inclinación para que se produzca una intersección de los chorros de jet a una distancia radial determinada.

Con este sistema de monitores es posible asegurar la consecución de diámetros muy homogéneos en toda la profundidad de un determinado terreno. En la Figura 14 se muestra el esquema de los monitores convencionales con toberas a uno y dos lados del varillaje, así como un ejemplo de puesta en obra de un monitor especial tipo DX, con inclinación en las toberas y por consiguiente la intersección de los chorros de jet a una determinada distancia radial.



Figura 14: Ejemplo de monitores convencionales y monitores especiales tipo DX.

2.2.4. Sistemas de control

En los últimos años se han producido importantes avances en los sistemas de control de jetgrouting, para la comprobación de los distintos elementos del diseño y ejecución.

Verticalidad de las columnas

Un parámetro fundamental o crítico a controlar en obras, fundamentalmente para obras con un marcado carácter de impermeabilidad como son las barreras hidráulicas, es la verticalidad de las columnas durante la ejecución del tratamiento de Jet Grouting.

El control de la desviación de las columnas de Jet Grouting resulta fundamental para garantizar el solape entre columnas y conocer de forma exacta aquellas zonas en las que es necesario reforzar el tratamiento para asegurar los solapes de diseño.

Para controlar la verticalidad de las columnas, se ha desarrollado el empleo del Sistema INCLIJET® frente al empleo de otros sistemas más antiguos, como Sistema Tigor.

El Sistema INCLIJET® consiste en el empleo de una sonda de medición de desviación que al igual que el Sistema Tigor está equipada con un acelerómetro. La diferencia fundamental es que esta sonda se introduce por el espacio interior de las varillas de perforación una vez finalizada la perforación hasta la cota requerida. (Figura 15).

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.



Figura 15: Control de verticalidad mediante Sistema INCLIJET®.

En una comparación rápida entre ambos sistemas podemos destacar los siguientes puntos:

Tabla 1: Comparación Sistemas Tigor e INCLIJET®.

	Tigor	INCLIJET®
Principio de medición	Inclinómetro.	Inclinómetro.
Obtención de datos	Sensor interno.	Central externa de lectura.
Toma de datos	Durante la perforación (en paradas programadas).	Una vez finalizada la perforación.
Transmisión de datos y descarga de datos	A través de cable conectado a central externa. Al extraer el varillaje de perforación, normalmente una vez finalizada la formación de la columna.	Transmisión directa a central externa. Siempre antes de la inyección de la columna.

En la Figura 16 se muestra un ejemplo de la salida de resultados del sistema INCLIJET®.

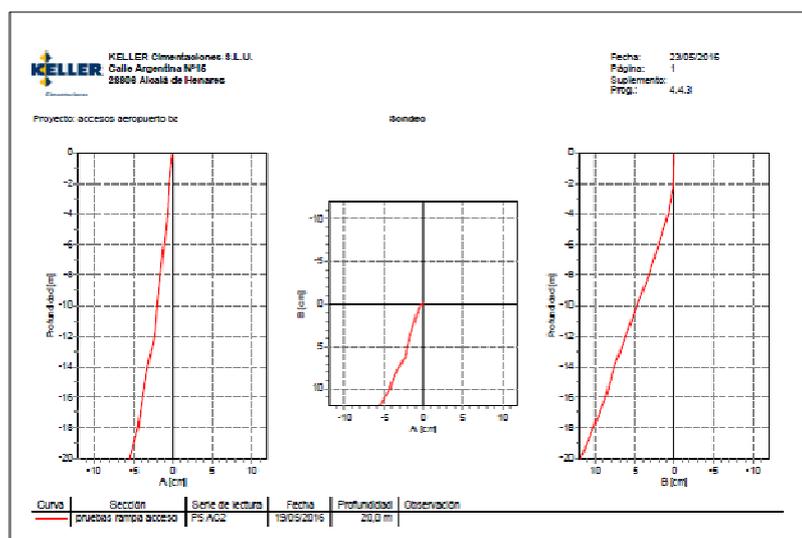


Figura 16: Resultados de verticalidad empleando el Sistema INCLIJET®.

Control diámetro de columnas

El mayor avance en el control de diámetros de Jet Grouting, corresponde al desarrollo del sistema ACI® (Acoustic Column Inspector), para el control acústico del diámetro.

En la fase de diseño y particularmente durante la ejecución de los correspondientes campos de pruebas es posible realizar un control del diámetro de las columnas de Jet Grouting a través del sistema ACI (Acoustic Column Inspector – Inspector Acústico de Columnas). Este sistema precisa de perforaciones auxiliares que alcancen la profundidad de ejecución de la columna.

La información recogida deberá estar disponible en tiempo real caso sea necesario variar los parámetros de ejecución del jet grouting, por ejemplo, para ajustar el tratamiento a posibles cambios de las condiciones del terreno.

Mediante el sistema ACI® es posible medir y controlar el diámetro de columna con gran precisión y en tiempo real, es decir durante la ejecución de la propia columna de prueba, pudiendo variar y optimizar los parámetros a la realidad del perfil del terreno.

Es fundamental que el uso del sistema ACI® pueda llevarse a cabo por una empresa especialista y con experiencia en la aplicación de dicho sistema.

Los elementos fundamentales y funcionamiento del sistema ACI®, se muestran en la Figura 17, y son:

- Tubos sónicos.
- Sensores sónicos.
- ACI Box de control y registro de parámetros.
- Sistema de audífonos.

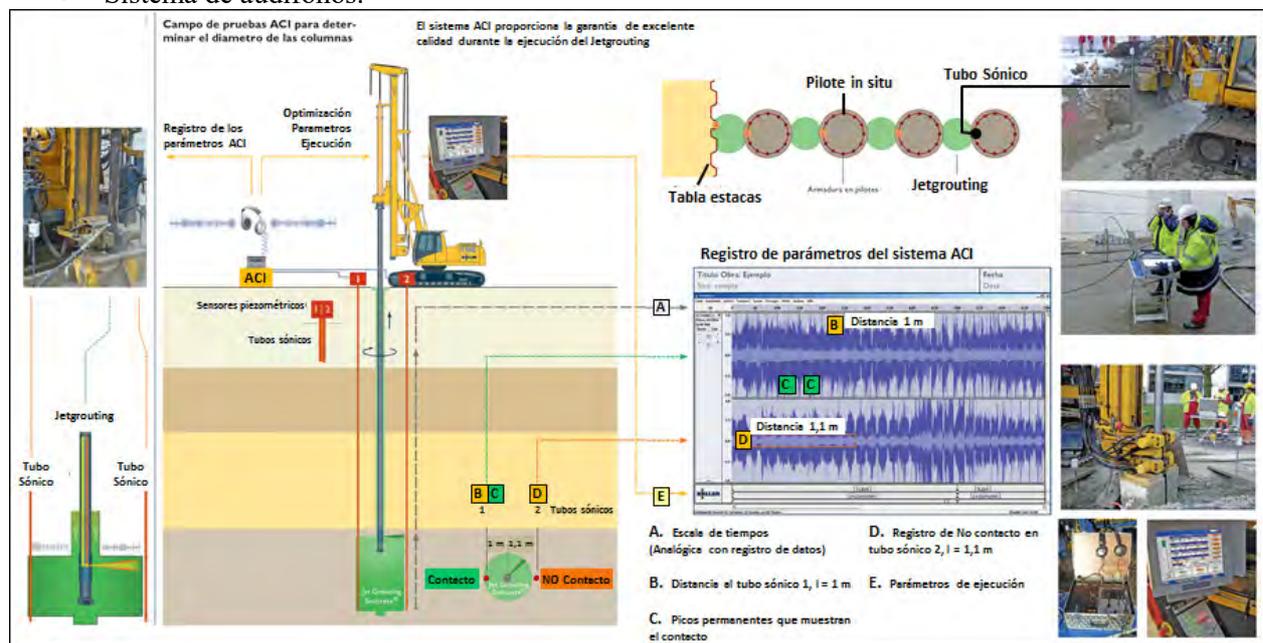


Figura 17: Esquema general y elementos del Sistema ACI®.

Los tubos sónicos se colocan de forma radial a diferentes distancias desde el eje de la columna para comprobar el alcance del jet. Estos son tubos metálicos preparados para tal fin, que se instalan en paralelo al eje de la columna y en toda la profundidad prevista para la formación del jet grouting.

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.

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, 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.

2.2.5. Aplicación práctica

Con el objetivo de presentar un ejemplo de aplicación práctica de los avances comentados en los apartados anteriores, en la Figura 18 se muestra una planta y sección tipo correspondiente a un tratamiento de Jetgrouting con columnas de diámetros entre 0,8 y 1,5 m, realizadas a profundidades de hasta 55 m aproximadamente, y con resultados óptimos de desviación vertical inferiores a 1%.

Estos resultados se han podido comprobar en campos de prueba y posteriormente han podido obtenerse durante la ejecución de la obra, gracias a los avances tecnológicos comentados: (i) equipos capaces de alcanzar grandes profundidades, (ii) varillajes robustos que permiten controlar mejor la verticalidad, (iii) sistemas de monitores más eficientes, (iv) comprobación de verticalidad con sistema INCLIJET®, (v) comprobación de diámetros a grandes profundidades (50 m) con sistema ACI®, (vi) monitorización automatizada de todo el sistema de ejecución.

Actualmente existen otros ejemplos de obras similares en donde los diámetros pueden alcanzar entre 2 y 5 m, junto a resistencias a compresión simple superiores a los 3 a 4 MPa.

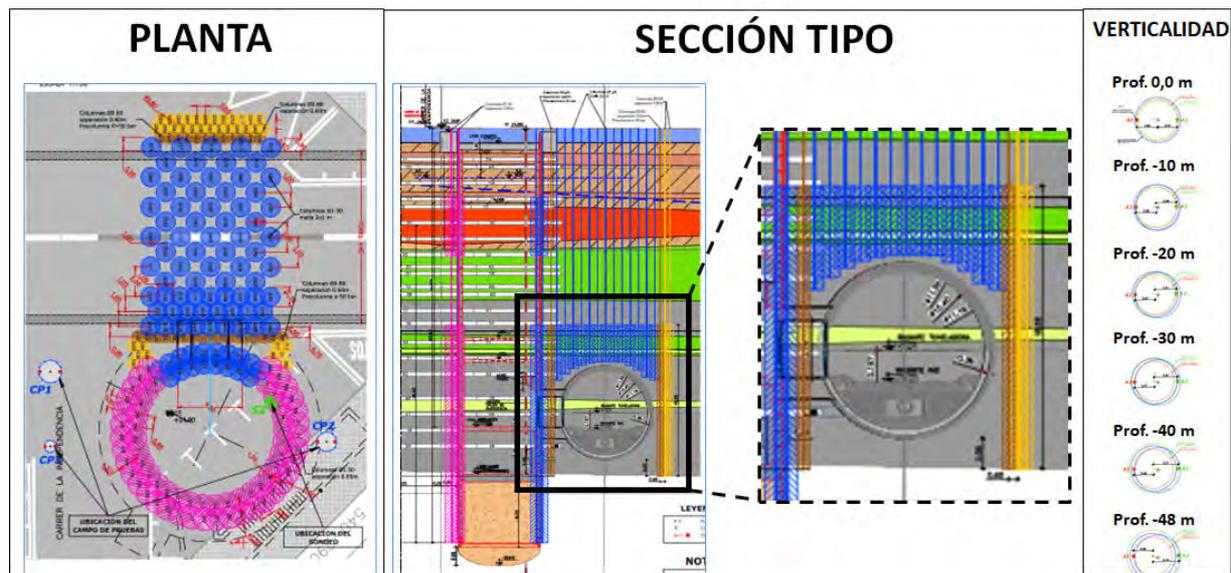


Figura 18: Planta y sección tipo de la obra; y esquema de evolución de la verticalidad con la profundidad.

3. Descripción columnas de grava off-shore.

Antes de describir los avances en la ejecución offshore de columnas de grava, es importante abordar algunos de los métodos convencionales.

Posiblemente el método más antiguo, consiste en la colocación de un colchón o lecho de grava en el fondo marino, que posteriormente, y mediante el uso de vibradores en vía húmeda y sin descarga interna de grava, se atravesaba con todo el varillaje de modo que la grava pudiera caer en la cavidad generada durante el avance del vibrador en profundidad. En la Figura 19a se muestra un esquema de este método.

Uno de los métodos más utilizados, y que representó un importante avance en su momento, consiste en la “alimentación de grava de forma mecánica” o utilización del Hopper Method. En este caso es habitualmente necesario el uso de dos barcas; una para la grúa con el vibrador colgado de una grúa auxiliar, y la segunda con el acopio de grava y una excavadora de brazo extensible que alimenta la tolva en lo alto del vibrador.

Entre la tolva y el vibrador se puede ver una cámara de doble compartimento donde una mezcla de aire comprimido y grava es usada para transportar la grava hasta la punta del vibrador. Posteriormente la grava se compacta de la manera habitual subiendo y bajando el vibrador. Éste método viene ilustrado en la Figura 19b.

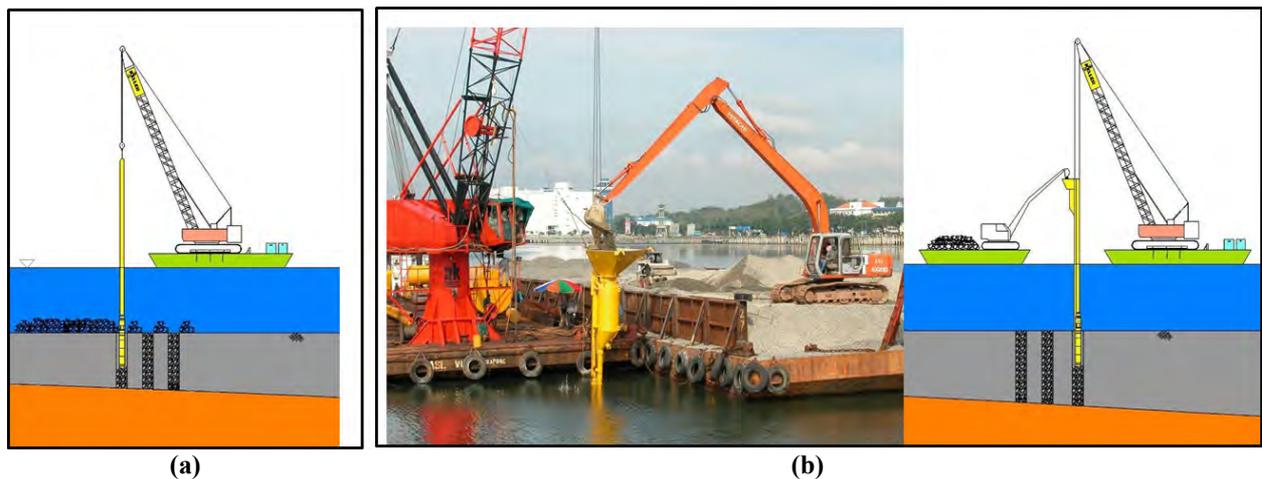


Figura 19: Sistemas convencionales de ejecución de columnas de grava en el mar (offshore): (a) método de colchón de grava en lecho marino, (b) método de alimentación de grava en forma mecánica.

El desarrollo tecnológico más reciente 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 20a se muestra un sistema de ejecución que representa una nueva generación de desarrollo. Se trata del “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 20b 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.

En ambos sistemas alpha (hidráulico y mecánico), todo el varillaje compuesto por la tolva, el tubo de alimentación y el vibrador, suele acoplarse al brazo una grúa, para permitir la ejecución de tratamientos a profundidades de hasta 60 m, aproximadamente.

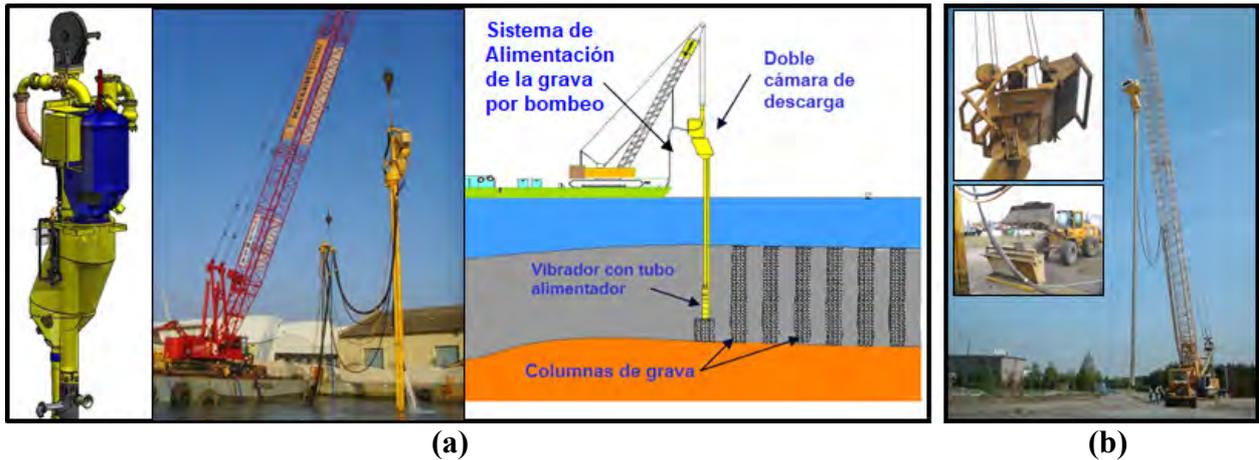


Figura 20. Sistemas S-Alpha: (a) hidráulico y, (b) mecánico.

3.1. Nuevo sistema S-Alpha Dive.

Como parte del desarrollo continuo de la nueva generación de equipos de columnas de grava offshore, se ha alcanzado unas importantes mejoras sobre el sistema Alpha hidráulico.

En la Figura 21 se muestra el nuevo sistema “S-Alpha hidráulico Dive”, el cual consiste en un sistema capaz de sumergirse en el mar hasta una profundidad máxima de unos 25 m aproximadamente, permitiendo reducir el peso efectivo de todo el sistema y así facilitar la ejecución de tratamientos más profundos de columnas de grava con alimentación en punta (por vía seca), de hasta aproximadamente 70 m de profundidad, mejorando notablemente las condiciones de ejecución de todo el sistema. La posibilidad de sumergir el sistema también facilita la optimización de la capacidad requerida por las grúas e incrementa la productividad.

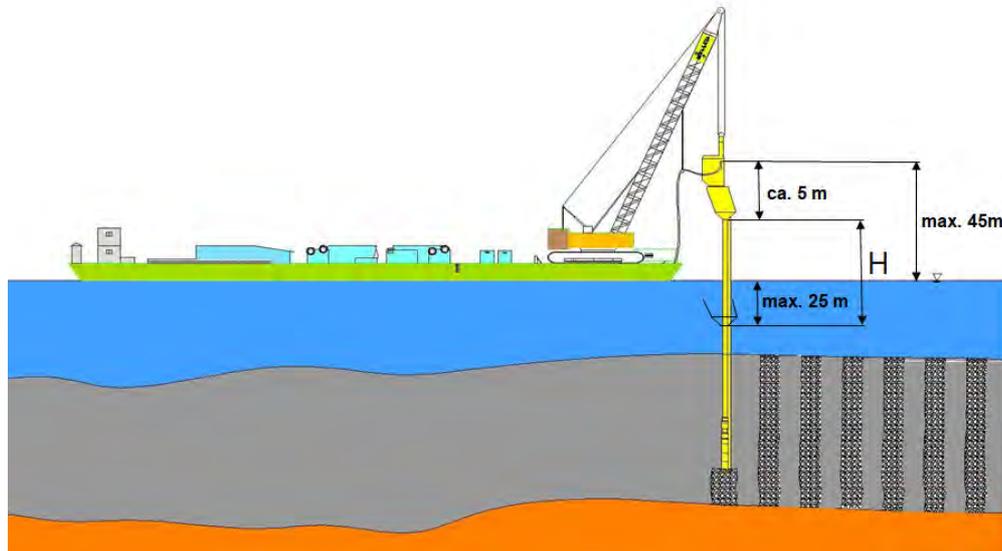


Figura 21: Nuevo sistemas S-Alpha Dive para columnas de grava en el mar (offshore).

Uno de los aspectos más importantes del sistema “S-Alpha hidráulico Dive” consiste en la obtención de una integración compacta de todos los componentes del sistema de alimentación e impulsión de la grava hasta el vibrador.

Como puede observarse en la Figura 22, en una sola estructura tipo contenedor de aproximadamente 12 m de longitud, donde se sitúan las bombas de impulsión de la grava, la tolva de acumulación y dosificación de los volúmenes de grava aportadas al vibrador, así como una sala de control donde se encuentran los paneles que muestran los parámetros de más importantes del sistema de alimentación. Adicionalmente, se

considera otro contenedor de menor longitud donde se colocan compresores, bombas auxiliares y un generador.

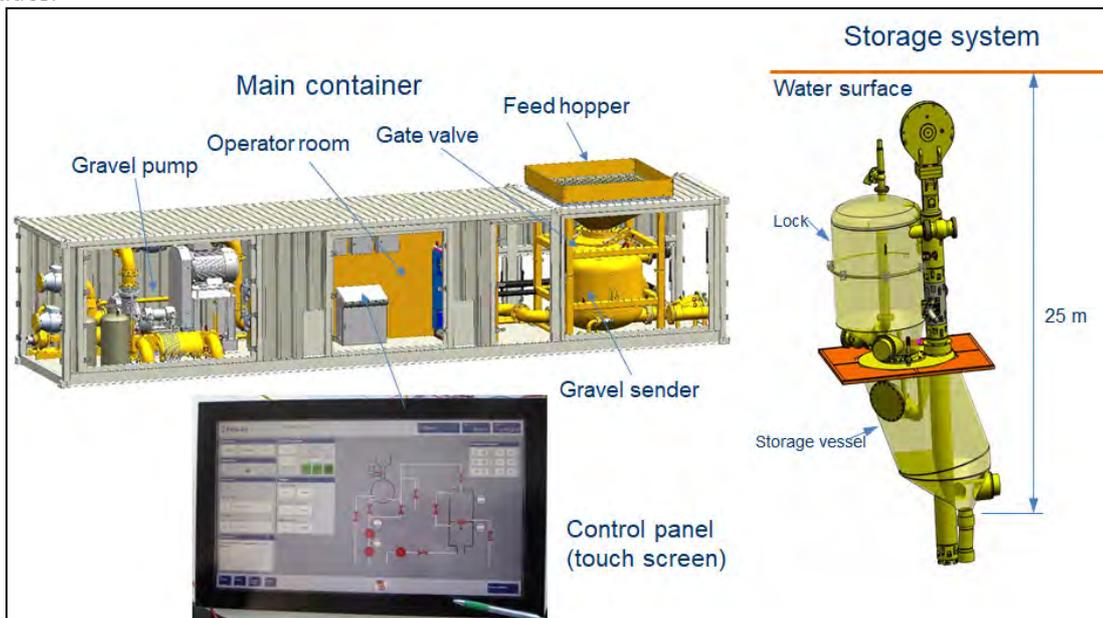


Figura 22: Nuevo sistemas S-Alpha Dive para columnas de grava en el mar (offshore).

El hecho de poder reducir el espacio y peso de toda la infraestructura necesaria, permite que el sistema requiera de barcasas o pontonas de reducidas dimensiones.

En el procedimiento de ejecución mediante este nuevo sistema, es necesario el empleo de una grúa auxiliar que transporte la grava desde su sitio de acopio general hasta la tolva situada en el contenedor principal. En algunos casos el acopio y la grúa auxiliar pueden estar en el lado tierra, y cuando los tratamientos se sitúan mar adentro, dicho acopio debe ser situado o bien en la barcaza principal o en una barcaza auxiliar.

3.1.1 Aplicación práctica del nuevo sistema S-Alpha Dive.

Con el objetivo de ilustrar el uso del nuevo sistema S-Alpha Dive, en la Figura 23 se muestra una vista en planta y sección tipo de un tratamiento mediante columnas de grava offshore, para la cimentación de un estribo correspondiente al puente de San Ignacio, a construirse sobre la ría de Bilbao (España).

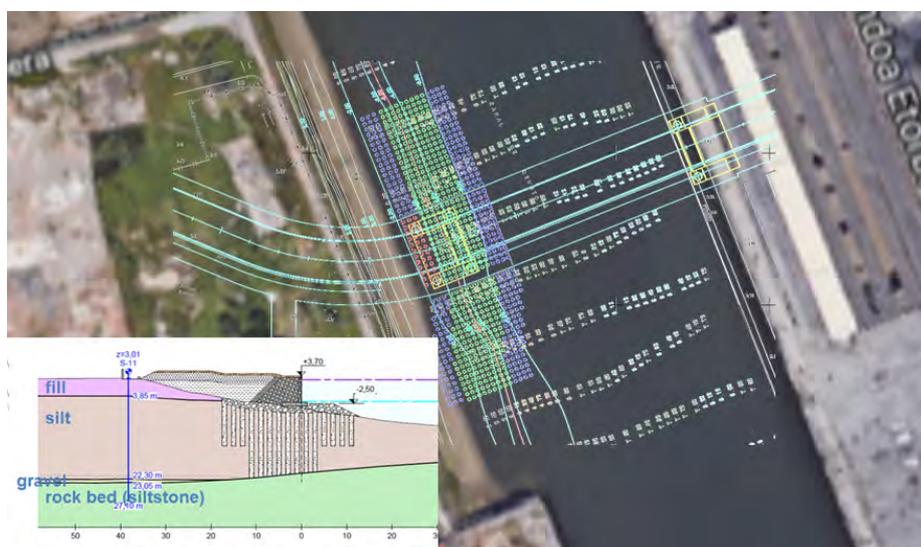
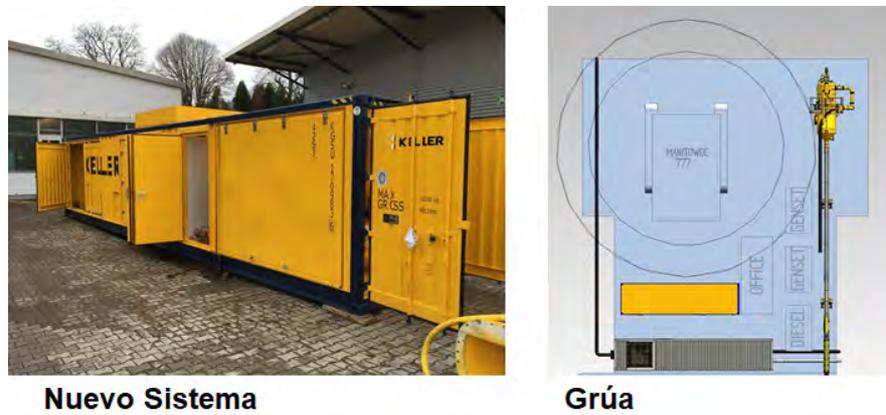


Figura 23: Planta y sección del tratamiento.

La Figura 24 muestra tanto el contenedor principal como una vista en planta de la barcaza empleada para la ejecución de la obra, que en este caso ocupaba una superficie de aproximadamente 470 m².

En las Figuras 25 y 26 se muestran fotografías del entorno de la obra, donde puede verse la grúa auxiliar situada próxima al acopio general de grava, en el lado tierra, y se observa la operación de transporte de grava hasta la tolva principal del sistema situada en el contenedor.



Nuevo Sistema

Grúa

Figura 24: Contenedor principal del sistema y vista en planta de la barcaza.

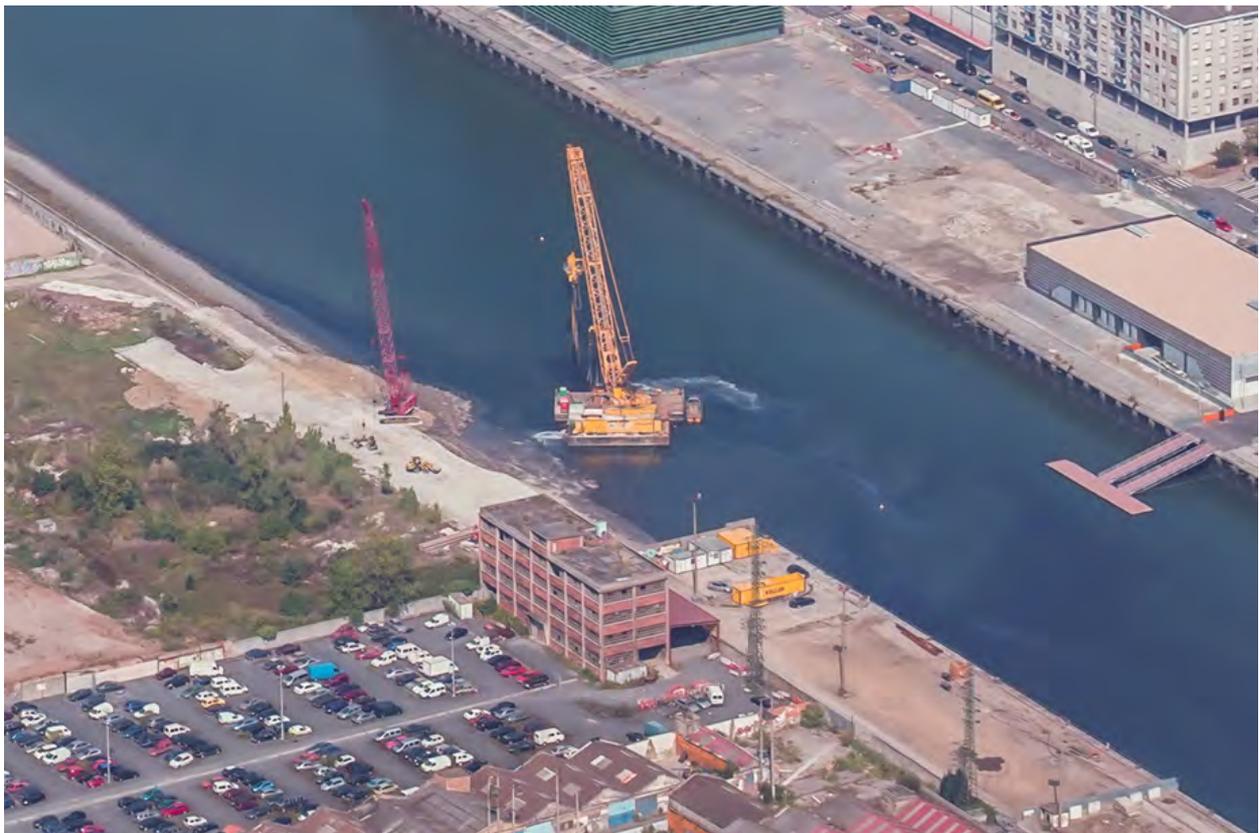


Figura 25: Fotografía aérea del entorno de la obra.



Figura 26: Fotografía aérea del entorno de la obra.

Es importante indicar que con este nuevo sistema se consigue un flujo o alimentación de la grava más continuo que el obtenido mediante los métodos convencionales, debido al sistema de impulsión continua localizado en el contenedor principal, el cual se emplaza a pocos metros de la grúa principal que sostiene al sistema de tubos conectados al vibrador.

En la Figura 27a se muestra un registro tipo de la ejecución de columnas de grava offshore mediante sistemas convencionales. En este caso, puede observarse que el equipo vibrador desciende hasta la profundidad deseada, y a continuación en fases sucesivas va incorporando grava y compactándola, para lo que debe esperar unos lapsos de tiempo determinados al finalizar cada fase de compactación de grava correspondiente al volumen de aportación en cada fase.

En la Figura 27b, se muestra este procedimiento mediante el uso del nuevo sistema “S-Alpha Dive”. Puede observarse que la fase de penetración del equipo en el terreno es similar, pero en la fase de alimentación de la grava y su compactación con el vibrador se obtiene un proceso continuo. Estas mejoras suponen un importante incremento de productividad, y por tanto reducciones de plazos de ejecución.

En ambos casos, los parámetros de ejecución se registran de forma continua y automática a partir de los sistemas de monitorización. Asimismo, en ambos casos se emplean sistema de posicionamiento GPS con el objetivo de conocer la posición de cada punto de tratamiento con la mayor precisión posible.

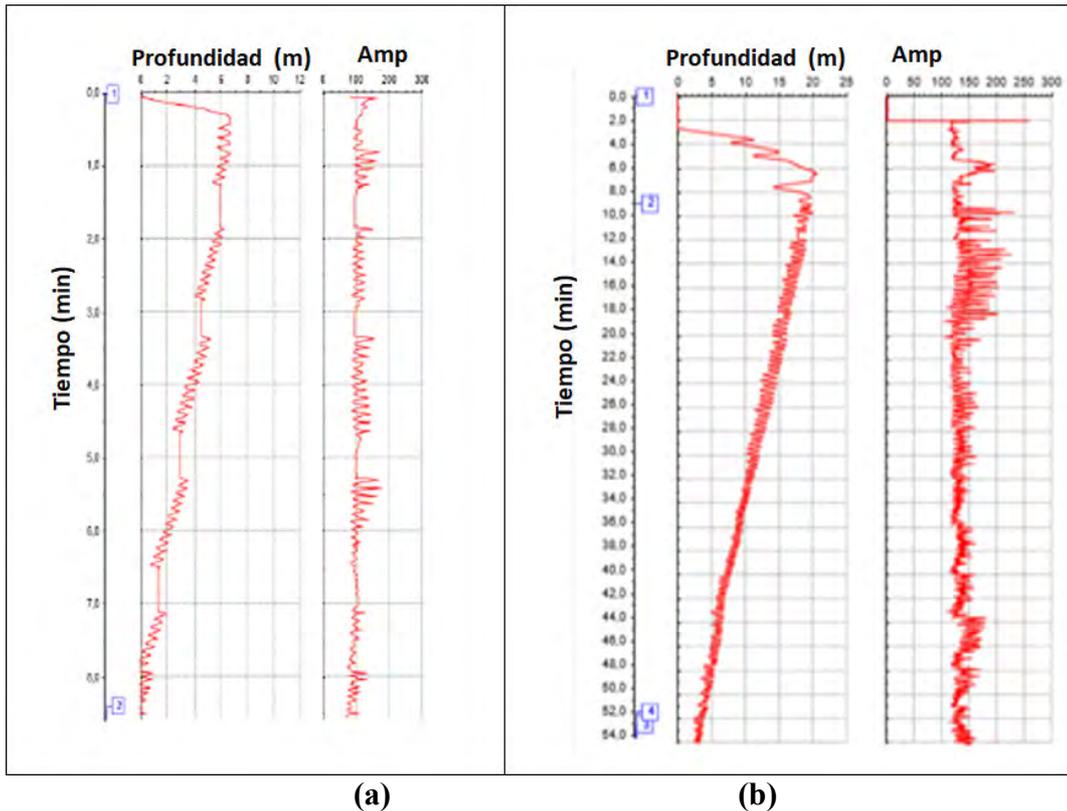


Figura 77: Registro de parámetros: (a) sistema S-Alpha convencional, (b) sistema S-Alpha Dive.

4. CONCLUSIONES

A modo de resumen pueden resaltarse las siguientes valoraciones finales:

- Se han presentado avances significativos en las tecnologías de ejecución y control de tratamientos de Jet Grouting y columna de grava offshore, que permiten notables aumentos de productividad, control de calidad y reducción de plazos.
- Para la ejecución de tratamientos mediante la técnica de Jetgrouting se cuenta con equipos capaces de alcanzar profundidades de más de 50 m. Gracias a un varillaje más robusto, es posible obtener desviaciones muy reducidas, incluso menores al 1%. Estas desviaciones pueden ser medidas y controladas con mucha precisión y rapidez gracias al sistema inclinométrico INCLIJET®.
- El desarrollo de las potentes bombas con caudales de inyección superiores a 600 lts/min, junto al avance de los nuevos monitores ha podido incrementar la eficiencia del proceso de erosión e inyección, aumentando la efectividad del sistema para obtener columnas de mayores diámetros y mayores calidades.
- El sistema acústico ACI® permite comprobar los diámetros de columnas de Jet Grouting 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. Este sistema 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.

- La ejecución de columnas de grava offshore ha evolucionado hacia un sistema denominado "S-Alpha hidráulico Dive" que es capaz de sumergirse en el mar, alcanzando mayores profundidades (hasta 70 m, aprox), y la optimización del espacio ocupado por la infraestructura necesaria, así como la optimización de la capacidad requerida por las grúas auxiliares. Asimismo, mediante este nuevo sistema se obtiene una alimentación continua de la grava que mejora los plazos de ejecución.
- Estos sistemas pueden aplicarse tanto en obras marítimas como en tierra, y cuentan con la última tecnología en vía seca y descarga en punta (Bottom-feed system), con 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.

Bibliografía

Arroyo, M., Gens, A., Croce, P., Modoni, G. (2007). Infor-mes Sobre Tratamientos de Jet Grouting. ADIF LAV Madrid-Barcelona-Francia. Report UPC University.

Croce, M., Flora, A., Modoni, G. (2014). Jet Grouting Tech-nology, Design and Control, pp. 60-61, pp. 238.

EN 12716 (2001). Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Jet Grouting.

Frappin, P., Morey, J. (2001). Jet grouting column diameter measurement using the electric cylinder method. Travaux: Sols et fondations, pp. 55-60.

Getec, M., (2004). Messchirm Anleitungen. Keller Grund-bau Report.

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.

Meinhard, K. Lackner, R. Mang, H., Adam, D. (2007). Thermisches Berechnungsmodell zur Reichweitenermittlung von DSV-Säulen. ÖIAV Viena, pp. 535-546.

Priebe H. (1995). "Design of vibro replacement". Ground Engineering 28(10): 31-31.

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 Im-provement Geosystems, vol 1.Tokio. pp. 659-669.

Wehr, W.J. y Bergmann, B. (2009). Vibro Replacement for Large Depths with the Alpha-S Lock System. Technical Report 12-56 E. Publicación Keller.

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 Geo-técnica, CEDEX. (1) Apellidos, Inicial del autor. (Fecha de publicación). Título (edición). Lugar de publicación: Casa editora.

TÉCNICAS GEOPIER® DE MEJORA DE SUELOS. DESARROLLO EN ESPAÑA

EDUARDO MANZANO ARROYO
ITOP. Máster en Mecánica del Suelo
Director de Desarrollo Técnico
Grupo Terratest

1. Introducción. Los orígenes.

En primavera de 1984, el Dr. Nathaniel S. Fox comenzó en Estados Unidos el desarrollo del método de refuerzo del terreno que se convertiría en el sistema de cimentación intermedia (*Intermediate Foundation*®) Geopier. Su objetivo, ajeno a la técnica de columnas de grava –poco difundida allí por aquel entonces– era refinar y optimizar, por sus limitaciones y frecuentemente elevado coste, la ancestral mejora de suelos pobres, compresibles y con baja capacidad portante, para el apoyo de cimentaciones directas, mediante su retirada y sustitución por un material seleccionado de mejores prestaciones, generalmente áridos, gravas o suelos granulares de alta calidad y reducido contenido de finos, o bien hormigón pobre o ciclópeo.

Buscaba, por tanto, un procedimiento más práctico y eficiente para reemplazar suelos pobres por materiales más rígidos y resistentes, que requiriera equipos de obra relativamente ligeros, que aprovechara al máximo las propiedades del terreno existente y que diera como resultado un bloque de terreno mejorado que en su conjunto ofreciera capacidad portante y rigidez suficientes para el apoyo de cimentaciones directas.

Con la asesoría de los doctores Richard L. Handy y Richard D. Barksdale, antiguos profesores suyos, y la colaboración del Dr. Evert C. Lawton, co-titular de la primera patente de geopiers, se desarrolla el concepto básico (Figura 1) consistente en:

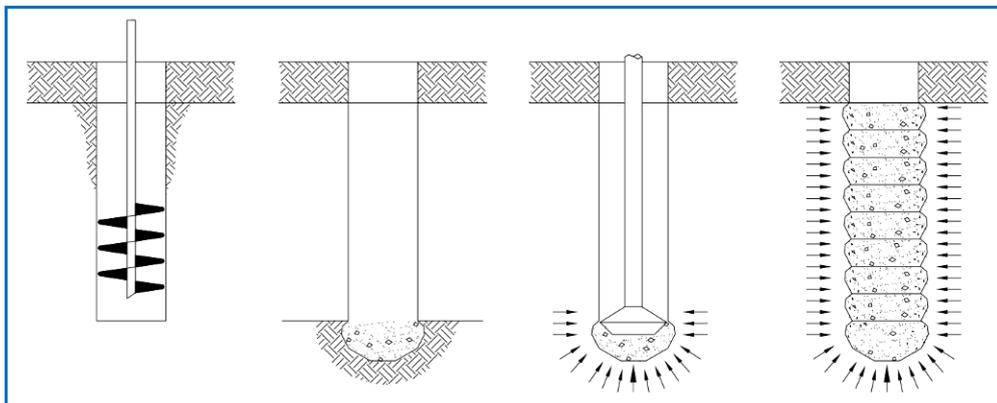


Figura 1. Concepto básico y proceso constructivo de un geopier (Ref. 1)

- realizar una perforación y retirar un cierto volumen del suelo compresible con una barrena,
- verter grava en el fondo de la perforación,
- mediante la aplicación de energía (presión e impacto), densificar la grava para formar un bulbo de punta y al mismo tiempo pre-tensionar y pre-deformar el terreno existente bajo el mismo,
- y en tongadas de unos 30 cm de espesor (una vez compactadas con el mismo pisón que el bulbo), construir una columna de árido/agregado compactado o apisonado”¹ (*Rammed Aggregate Pier*[®], RAP, o genéricamente geopier).

Por el propio proceso constructivo, en tongadas, la columna presentará una superficie ligeramente lobulada (Figura 2) y habrá generado en el terreno un importante incremento de presión radial, provocándole cierto grado de sobreconsolidación (disminuyendo su deformabilidad y aumentando su resistencia), y la elevada presión horizontal que confinará la columna la dotará de una gran rigidez.



Figura 2. Superficie lobular de los geopiers²

Los desarrolladores llevaron a cabo innumerables ensayos de carga sobre columnas de agregado así realizadas en distintos tipos de suelos y con distintas compacidades/consistencias, denominados “ensayos de módulo”, ya que el principal parámetro a controlar en los mismos era el módulo de balasto/rigidez de la columna (relación entre la tensión aplicada sobre la cabeza del elemento y el asiento generado). Con los resultados tabularon las tensiones admisibles de diseño para los distintos suelos, así como los módulos de balasto (Ref. 1), y establecieron una metodología para el cálculo de asientos basada en el planteamiento de las condiciones de equilibrio de fuerzas de una zapata apoyada sobre resortes (módulos de balasto; Figura 3; Ref. 2) que simulan la rigidez de la matriz del suelo (módulo de balasto bajo la zapata sin columnas) y la rigidez de las columnas geopier (tabulada y verificada en obra mediante la prueba de carga).

Para zapatas, de pequeñas dimensiones, puede despreciarse el efecto escala sobre la rigidez de la columna en el ensayo, donde sólo la columna recibe carga, en relación a la rigidez de la columna bajo la zapata, donde la carga transmitida al suelo generaría asiento adicional en la columna, pero a la vez aumentaría su confinamiento y rigidez; bajo esta hipótesis la analogía de muelles supone una metodología de diseño semi-empírica que parte de módulos tabulados para los geopier que se verifican en obra con el ensayo de módulo.

¹ La traducción al español del término *rammed* en este contexto no es directa ni tan descriptiva como su significado de origen; se opta por “apisonado” porque la energía de compactación se aplica con un pisón, y para enfatizar que se trata de energía de impacto vertical. Suele evitarse el término “grava” porque los geopiers pueden confeccionarse con materiales granulares sin finos de muy diversa granulometría y procedencia (grava, árido para hormigón, todo-uno, zahorras, árido reciclado, etc.).

² Árido del geopier ligeramente tratado con cemento para dotarle de cohesión y permitir la excavación a su alrededor.

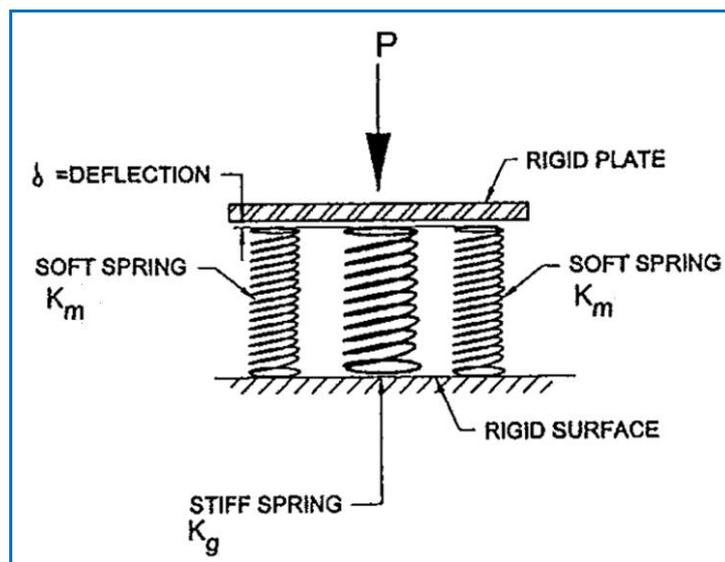


Figura 3. Analogía de muelles para el diseño de geopiers bajo zapatas (Ref. 1)

Según se fueron ejecutando con éxito soluciones bajo zapatas (con asientos medidos notablemente menores a los estimados), se evolucionó a mayores superficies y magnitudes de carga, y el cálculo de asientos pasó de la analogía de muelles a métodos pseudo-elásticos de cálculo de asientos en los que el módulo de deformación de la zona de suelo mejorada (módulo compuesto) se tomaba como una ponderación en áreas del módulo del terreno original y el módulo de deformación estimado para el geopier (Ref. 3 y 4), en analogía con los denominados métodos de homogenización³.

En esa evolución fueron apareciendo nuevas necesidades constructivas, como profundidades mayores a las alcanzables con pisonos montados en brazos de excavadora, presencia de terrenos con perforación no estable y/o bajo freático que requieren algún tipo de sostenimiento, o terrenos muy blandos y/u orgánicos que ofrecen baja capacidad de soporte lateral y por lo tanto reducida capacidad y rigidez en los geopiers frente a cargas elevadas y con estrictas tolerancias de asiento. Para resolver estos retos, Geopier Foundation Company fue desarrollando nuevos útiles, métodos de ejecución y selección de materiales dando lugar a las distintas Técnicas Geopier, algunas de las cuales, para cuya ejecución en la península Ibérica Terratest es licenciataria, se describen a continuación y se presentan varios ejemplos de aplicación en algunas cimentaciones en España.

2. Sistema GP3®

El sistema GP3 se corresponde con la técnica original de construcción de columnas de agregado compactado descrita en el anterior apartado. Las siglas “GP” se refieren a “geopier”, y el número se corresponde con el correlativo asociado a las actualizaciones de patente realizadas sobre la inicial, que fundamentalmente están relacionadas con las características del pisón de compactación.

Este método tradicional comprende el barrenado de perforaciones de 60 a 90 cm de diámetro y de hasta 5-7 metros de profundidad en suelos con cierta capacidad portante, exentos de nivel freático, y con paredes de perforación suficientemente estables, donde una vez alcanzada la profundidad de diseño de la columna, se procede a la instalación y compactación de un bulbo de punta y capas sucesivas de agregado de un espesor aproximado de 30 cm, mediante una herramienta-pisón o *tamper* biselado al que se le aplica una alta energía de compactación vertical mediante un martillo hidráulico (Figura 4).

³ Esta ponencia, enmarcada en la Mesa de Ejecución y Control de las jornadas, no desarrolla los aspectos de diseño, para los que se remite a las referencias y la bibliografía adicional, aunque sí resalta las diferencias conceptuales entre geopiers y columnas de grava y entre columnas GeoConcrete® e inclusiones rígidas en general.



Figura 4. Equipos necesarios para la ejecución de columnas GP3

Durante la construcción del elemento, la elevada energía aplicada con el pisón combinada con la forma biselada del mismo, además de producir la densificación de la grava, provoca su desplazamiento lateral, pre-esforzando y pre-deformando la cavidad de la perforación, lo que genera un incremento de las presiones laterales en el suelo matriz en las proximidades de la columna, llevándolo hasta la movilización de su empuje pasivo de Rankine (Figura 5). Se trata, por tanto, de un sistema de excavación y remplazo ya que requiere la formación de una cavidad en el interior del suelo matriz para depositar y compactar el agregado.

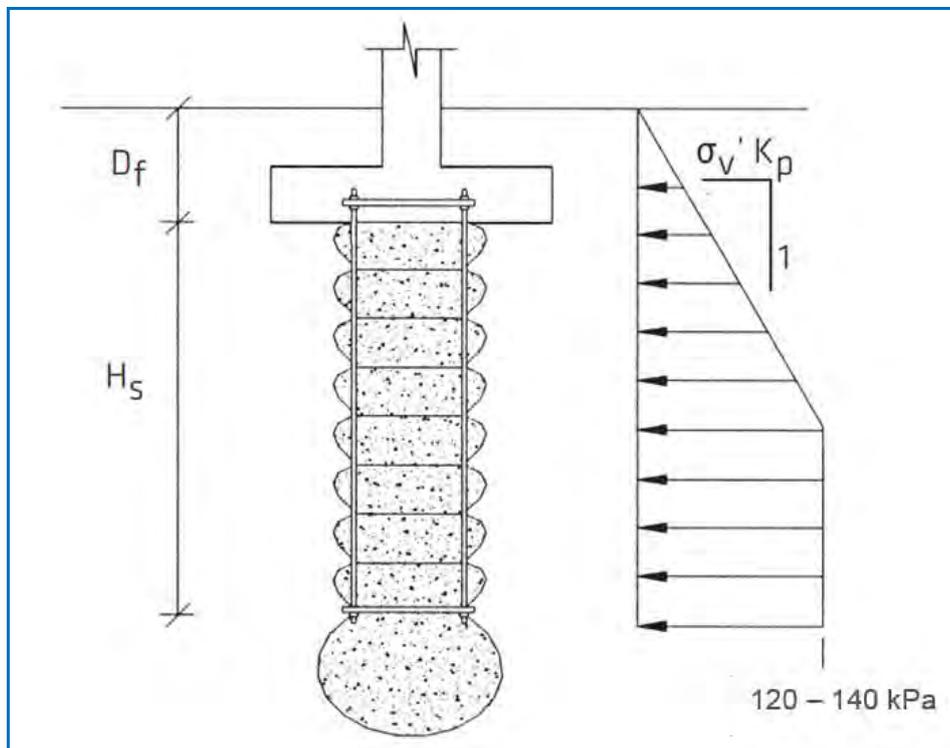


Figura 5. Empuje lateral generado al ejecutar columnas geopier (Ref. 5, mod.)

Los elevados empujes radiales que se generan alrededor de las columnas son los responsables de que la deformabilidad del elemento sea reducida (el módulo de deformación de los materiales granulares crece con la tensión de confinamiento) y es un primer criterio diferenciador entre los geopiers y las columnas de

grava convencionales, que suelen diseñarse considerando un coeficiente de empuje horizontal $K=1$, cuando el pasivo de Rankine es en todo caso mayor ($K_p > 1$). Por lo tanto, suponiendo idénticas características en el material, un geopier manifestará un módulo de deformación K_p^m veces mayor que una columna de grava, siendo “m” el exponente de la ley potencial de variación del módulo con la tensión de confinamiento (Ref. 6). La medición del empuje horizontal generado por la instalación de columnas geopier, que justifica la adopción del empuje pasivo de Rankine en el diseño (hasta el límite indicado en la Figura 5), se ha realizado usando el *K₀-Stepped Blade Test* así como presiómetros (Refs. 7 a 9) y se ha podido comprobar de forma indirecta mediante el análisis retrospectivo de ensayos de tracción (Refs. 4 y 10).

Aparte del empuje lateral generado en el terreno durante la ejecución, y el elevado módulo de deformación proporcionado por él a la columna, que puede ir desde los 65 MPa en suelos pobres que proporcionan menor confinamiento hasta más de 300 MPa en suelos más firmes o en profundidad, el tercer parámetro de diseño a tener en cuenta en soluciones de inclusiones granulares en el terreno es el ángulo de rozamiento interno del material empleado. Dado que en la construcción de los geopiers suelen emplearse gravas bien graduadas en general (GW), o más uniformes y abiertas (GP, *open-graded*) cuando hay agua o se busca una utilidad como dren del geopier, y se compactan hasta densidades relativas muy elevadas (superando el 100% teórico de laboratorio por la elevada energía de compactación y la posible fracturación de las partículas menos tenaces o sus aristas más vivas), su rozamiento interno es alto. En ensayos de corte directo realizados in-situ sobre columnas reales (Ref. 1) siguiendo la configuración descrita en Barksdale & Bachus (1983; Ref. 11), se obtuvieron los resultados de la Figura 6 (izquierda), y en ensayos triaxiales (Ref. 12) sobre muestras recompactadas a densidades relativas similares se registraron resultados parecidos (Figura 6, derecha), con valores del ángulo de rozamiento entorno a 50° que se podrían emplear en el diseño.

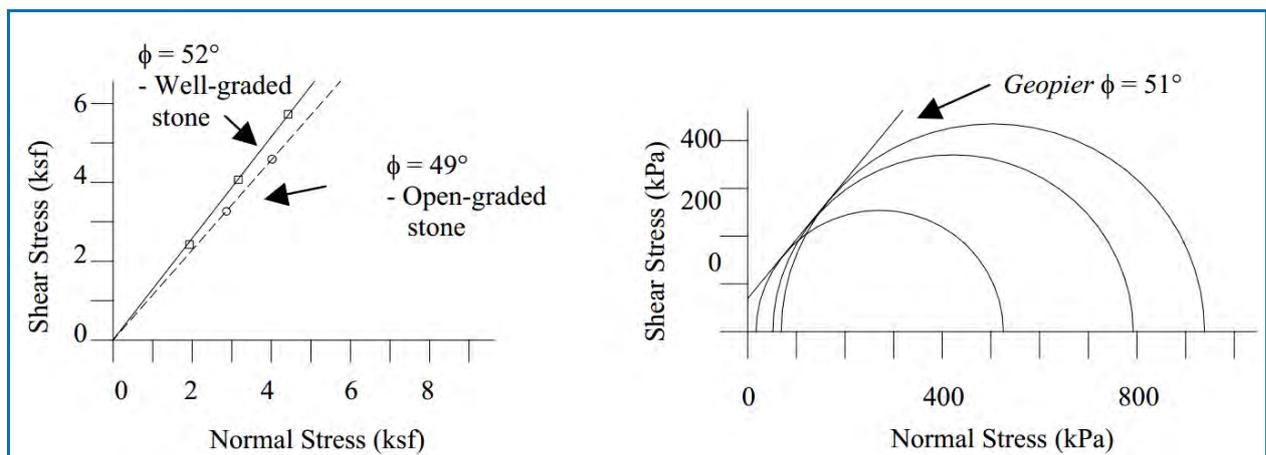


Figura 6. Ángulo de rozamiento en gravas usadas en geopiers (Ref. 13)

Con estas características, y dada su sencillez, rapidez y eficacia, esta técnica es altamente competitiva frente a soluciones masivas de sustitución del terreno por rellenos estructurales, ya sea bajo losas ya sea bajo zapatas, frente a pozos de cimentación, frente a otras alternativas de mejora de suelos, así como frente a cimentaciones profundas, que deben alcanzar un sustrato bastante competente mientras que los geopiers sólo deben tratar el espesor de terreno afectado por las tensiones más elevadas, pudiendo dejar debajo terrenos no especialmente competentes (siempre que el asiento calculado bajo la zona mejorada, al sumarle el de la zona tratada, resulte admisible).

Asimismo, aparte de su aplicabilidad como mejora de suelos bajo cimentaciones para aumentar la capacidad portante y reducir los asientos totales y diferenciales, su elevada resistencia al corte convierte los geopiers en una magnífica técnica de mejora para incrementar la estabilidad global de terraplenes y muros (en todas sus variantes), y para mitigar el potencial de licuefacción en suelos susceptibles de padecer este fenómeno en zonas sísmicas, a lo que contribuye además el efecto drenante si se emplean agregados de granulometría abierta/uniforme. Es decir, como inclusiones granulares, son siempre aplicables en aquellas soluciones geotécnicas en las que este tipo de inclusiones son de utilidad, ya sean

columnas de grava, ya sean de arena, si bien la particular puesta en obra mediante compactación bajo presión e impacto vertical dota a los elementos ejecutados de las máximas prestaciones alcanzables, lo que repercute en una optimización de los costes (menor número de columnas, menor diámetro, menor relación de sustitución y por lo tanto menor medición y especialmente menor consumo de grava).

En cuanto al control de ejecución y calidad, aparte de los controles geométricos habituales y de recepción del material, se controlan los volúmenes de árido empleados en cada columna, para compararlos con los teóricos (una vez corregidos por el mayor peso específico del material tras la compactación), y se realizan ensayos de “rechazo”, denominados “prueba de estabilización del fondo” (*bottom stabilization test*, o BST), consistentes en medir el descenso que experimenta el pisón una vez finalizado el bulbo de punta al aplicarle la máxima energía de compactación del equipo durante 15 segundos (Figura 7). Dado que este ensayo se realiza primeramente sobre la columna que será objeto de ensayo de módulo, su resultado es un criterio de comparación para el resto de columnas; no es un ensayo de capacidad sino de referencia para el control de la homogeneidad del tratamiento.

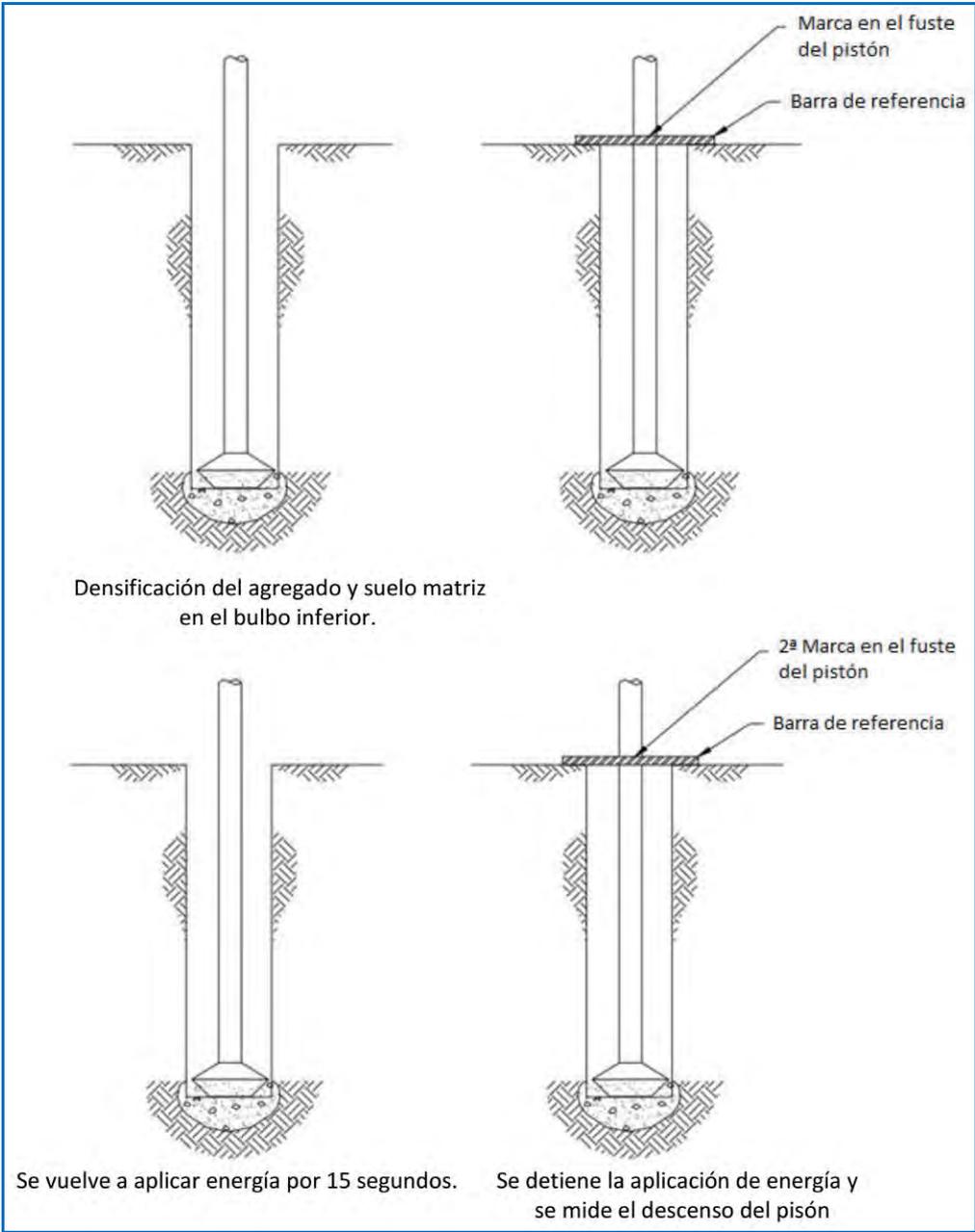


Figura 7. Prueba de estabilización del fondo

A efectos de verificar la respuesta en tensión-asiento de una columna geopier y validar el diseño, en todas las obras (salvo obras menores con muy reducida medición en las que el coste del ensayo es elevado en comparación con el total, y siempre bajo la aprobación de Geopier Foundation Company y la utilización de parámetros de diseño validados por ellos) se realiza al menos un ensayo de módulo sobre la columna de referencia, ejecutada en la zona de la parcela con peores características geotécnicas, y hasta una tensión de al menos el 150% de la tensión de servicio máxima del geopier. Este ensayo es similar a una prueba de carga con placa o a un ensayo a compresión axial sobre un pilote, y en él se aplica la carga sobre toda la superficie de la cabeza del elemento y se mide el asiento que experimenta. Además de esta deformación, mediante la disposición de varillas testigo y placas de asiento tras la formación del bulbo de punta, se mide también la deformación que bajo la carga aplicada en cabeza experimenta la base del geopier. Un esquema de la disposición del ensayo se reproduce en la Figura 8:

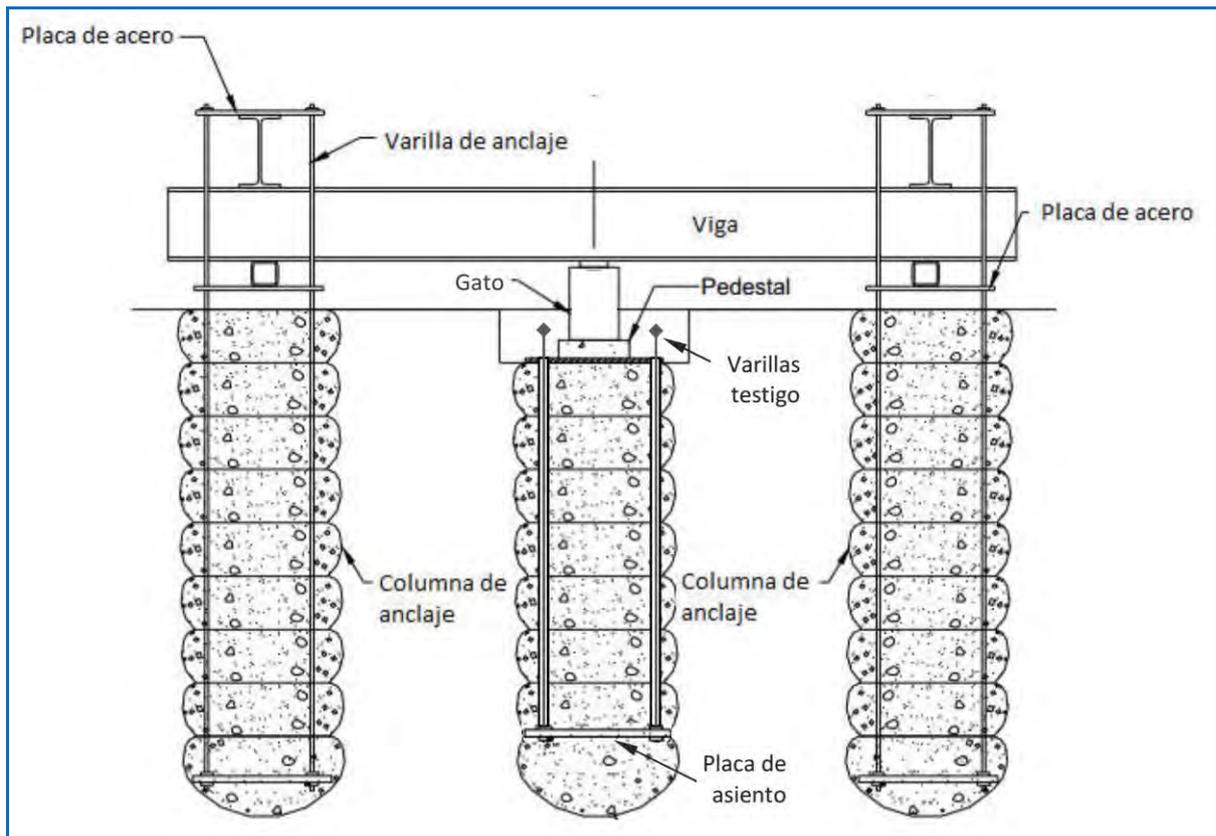


Figura 8. Esquema de montaje de un ensayo de módulo

En el esquema anterior la fuerza de reacción necesaria para aplicar la carga se consigue mediante otros geopiers en cuya base se ha apoyado una placa de acero desde la que suben dos o más barras que afloran en superficie para conectarse con el sistema de vigas. Este diseño que permite hacer trabajar a tracción a los geopiers, si se anclan convenientemente las barras a la zapata (Figura 9), puede aplicarse en soluciones de cimentación en las que existan cargas transitorias o sísmicas que en alguna combinación provoquen el “despegue” de las zapatas. Con soluciones de este tipo pueden reducirse las dimensiones de zapatas grandes bajo carga excéntrica o de tracción en las que su tamaño únicamente persigue hacer entrar la resultante vertical de carga dentro de su núcleo central o lastrar para que la tracción neta sea nula.

Todas estas características y aplicaciones convierten los geopiers GP3 en una solución óptima de mejora del terreno bajo casi cualquier tipo de carga (zapatas, tanques, terraplenes, estructuras de suelo reforzado, etc.) siempre que por longitud objetivo y suficiente estabilidad de la excavación la técnica sea aplicable.

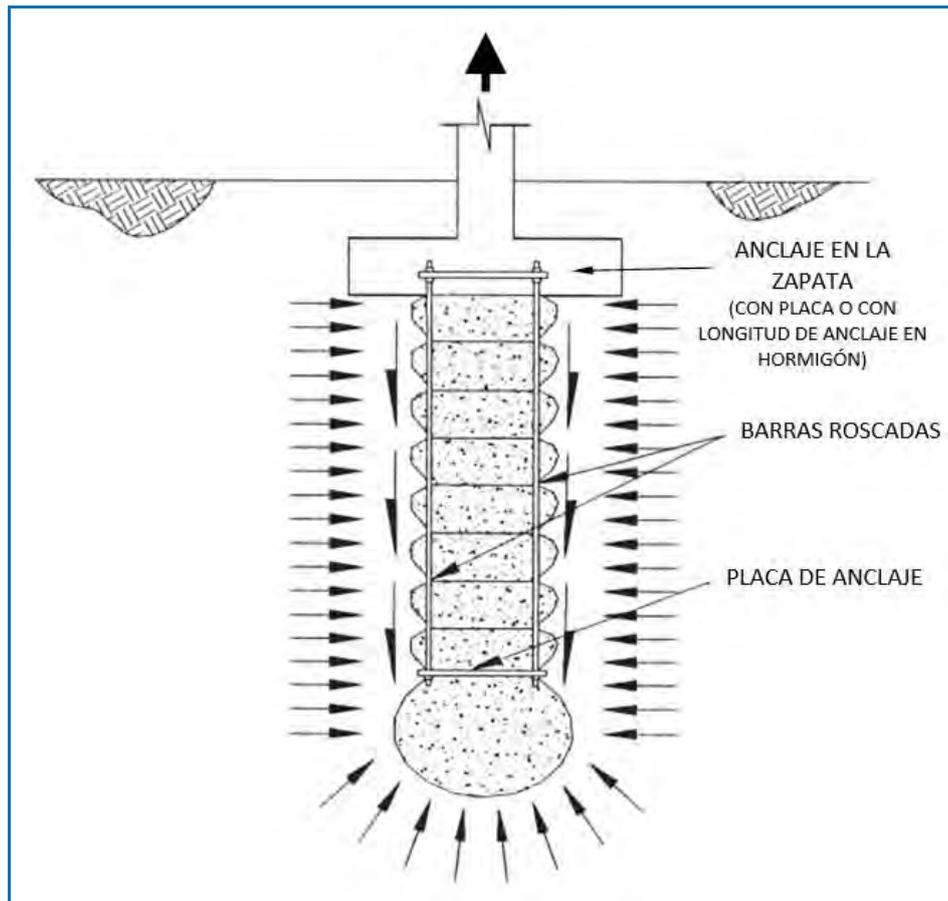


Figura 9. Esquema de funcionamiento de geopiers a tracción

3. Sistema X1®

Para terrenos de características similares a los candidatos a recibir un tratamiento con columnas GP3, suelos en los que las paredes de la perforación sean estables y sin presencia de freático (o presente poco por encima de la base de la columna), pero en los que se precise un tratamiento de mayor profundidad que el alcance del sistema GP3, Geopier Foundation Company desarrolló y patentó el sistema X1.

Salvo por la profundidad alcanzable, que sólo vendrá limitada por la longitud del mandril de compactación, la altura máxima del mástil del equipo y la estabilidad de las paredes (hasta 15-17 metros son viables en condiciones de terreno adecuadas), y los útiles con los que se consigue la compactación del agregado, el proceso de ejecución es parecido al GP3: realizar una perforación y retirar el terreno, verter grava en el fondo de la perforación, aplicar de energía de compactación (presión y energía vibratoria vertical), densificar la grava para formar un bulbo de punta y al mismo tiempo pre-tensionar y pre-deformar el terreno existente bajo el mismo, y en tongadas compactadas de unos 30 cm construir una columna de árido/agregado compactado.

La diferencia está en el sistema de compactación. En vez de disponerse de un pisón macizo acoplado a un martillo hidráulico en una excavadora, el equipo de compactación consta de una máquina base, tipo pilotadora, en cuyo mástil se instala un vibrador de alta energía (habitual en la hincada de tablestacas o camisas de pilotes) que recibe un perfil tubular o HE en cuyo extremo inferior tiene adosado el mandril de compactación X1 (ver en la Figura 9 los equipos y el detalle del mandril de compactación).



Figura 10. Equipos necesarios para la ejecución de columnas X1. Detalle del mandril de compactación

Con la técnica X1 el mandril de compactación permanece dentro de la perforación una vez se ha compactado el bulbo de punta, la grava⁴ se va aportando desde superficie (igual que el GP3, es un sistema *top feed*), como el mandril es permeable a la grava (puede apreciarse en la Figura 10), al elevarlo tras la compactación del bulbo o las sucesivas tongadas, el agregado cae sobre la tongada previa, y al volver a descender, el sistema de restricción del flujo patentado basado en cadenas se apelmaza, impide que el mandril se hinque y permite que el empuje vertical del equipo así como la energía del vibrador se transmitan al agregado recién depositado, que se ve compactado y desplazado contra las paredes de la cavidad para formar un geopier.

Salvo estas diferencias en la ejecución, y con un control prácticamente idéntico, las columnas X1 son el equivalente de mayor longitud de las columnas GP3.

4. Sistema Impact[®] y Grouted Impact[®]

En terrenos poco consistentes, sueltos, con freático, y que en general no permitan mantener abierta la excavación para poder realizar columnas GP3 o X1, si bien es posible acometer su ejecución al aparo de una entubación recuperable que se va izando conforme se compactan las tongadas, este sistema requiere equipos adicionales y su rendimiento es menor, elevando el coste. Para poder acometer mejoras a cualquier profundidad (hasta el alcance de los equipos, 25-27 metros, y/o el rechazo a la hincas del mandril) en este tipo de terrenos Geopier desarrolló el sistema Impact, capaz de generar columnas de 500-600 mm de diámetro con los útiles habituales.

A diferencia de los sistemas GP3 y X1, que son de extracción y reemplazo, las columnas Impact se ejecutan por desplazamiento, lo que supone una primera mejora del terreno circundante además de presentar la ventaja de no generar detritus, y la aportación de grava se realiza por el fondo, del mismo modo que las columnas de grava *bottom feed*. De hecho, la configuración de los equipos (Figura 11) se asemeja mucho a esta otra técnica de mejora de suelos. Se cuenta con una máquina base, tipo pilotadora y análoga a la empleada en el sistema X1, que monta en su mástil-guiadera un vibrador del que se sujeta un mandril tubular hueco que se alimenta de grava⁴ por su parte superior con la ayuda de una tolva-embudo que se carga con una pala telescópica de volumen conocido. En el extremo inferior el mandril cuenta con un sistema patentado de restricción del retorno de la grava al interior del mandril basado en cadenas, similar al dispuesto en los mandriles X1.

⁴ Para este sistema un árido bien graduado ofrece peor capacidad de flujo a través del mandril compactador y favorece el apelmazamiento de las cadenas de restricción, por lo que empleamos árido grueso uniforme (GP).

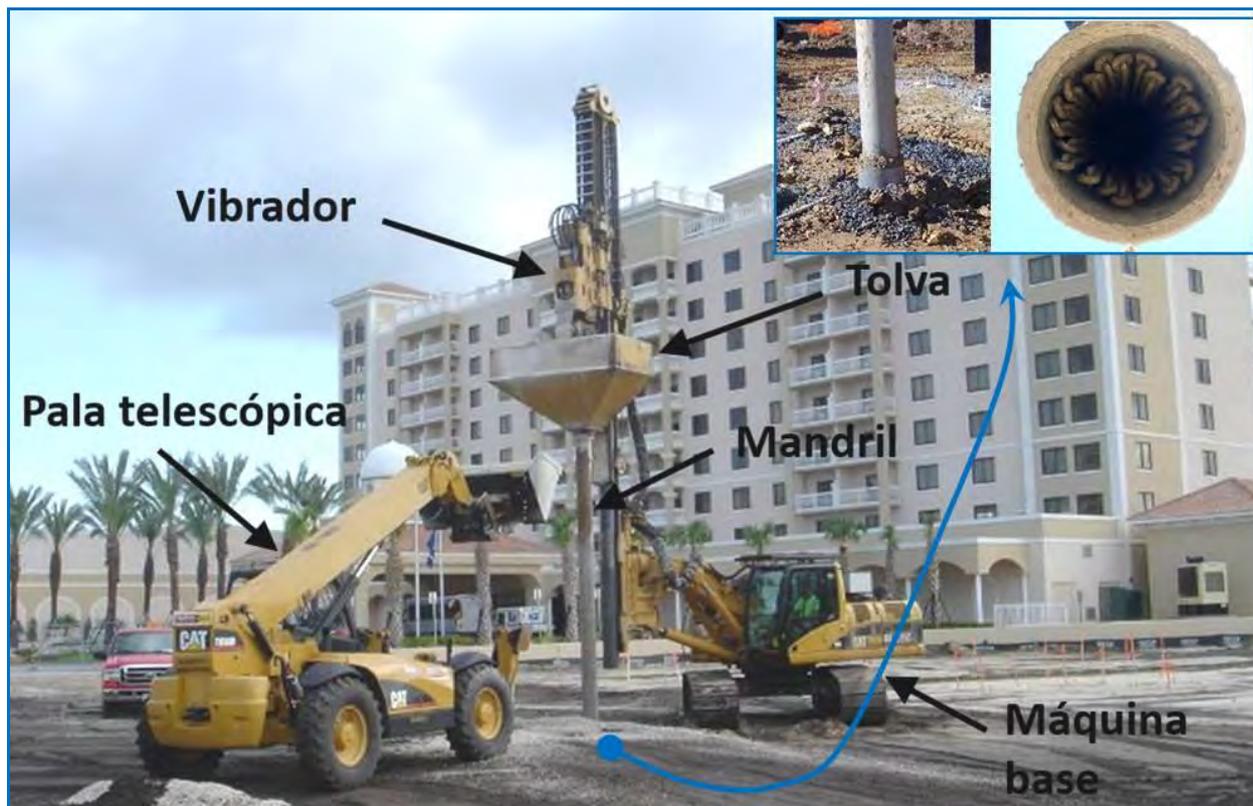


Figura 11. Equipos necesarios para columnas Impact. Detalle del mandril de compactación

El procedimiento constructivo para conformar columnas Impact consta de las siguientes fases (Figura 12):

- 1.- Tras verter un pequeño montículo de grava en el punto de la columna que bloquee el sistema de cadenas, haga de tapón y permita la hincada del mandril desplazando el terreno, se introduce la herramienta bajo el empuje del equipo y la energía de vibración vertical transmitida por el vibrador hasta la profundidad de proyecto. El proceso de instalación no genera desechos en la superficie y desplaza el terreno lateralmente, densificando y reforzando los suelos existentes.
- 2.- Aprovechando la posición más baja de la tolva de alimentación, se llena de agregado todo el interior del mandril (de unos 250-350 mm de diámetro) y la propia tolva para que por gravedad y la ayuda de la vibración transmitida pueda descender e ir saliendo por la base.
- 3.- Se eleva el mandril una distancia prefijada (del orden de un metro) de forma que el agregado sale por su extremo inferior rellenando la cavidad dejada por la herramienta.
- 4.- Se vuelve a hacer descender el mandril (del orden de 70 cm para generar una pastilla de 30 cm) de forma que el sistema de cadenas antirretorno queda bloqueado y se logra la compactación del agregado vertido gracias al empuje del equipo y la energía de vibración vertical transmitida por el vibrador. Además de densificarse, el agregado se ve desplazado lateralmente ensanchando la cavidad, acoplándose con el suelo circundante y ganando una elevada rigidez por el efecto confinante de las elevadas presiones radiales que se generan.
- 5.- Se repiten los pasos 3 y 4 para ir generando sucesivas pastillas de agregado compactado hasta conformar la columna completa.

La acción vibratoria del mandril sobre el terreno, similar a un Terraprobe, si se trata de materiales granulares con reducido contenido de finos, además de permitir la confección de las columnas, vibrocompacta también el terreno a su alrededor mejorando sus propiedades antes incluso de la mejora que supone la presencia de la columna, circunstancia que mejora aun más sus prestaciones en conjunto.

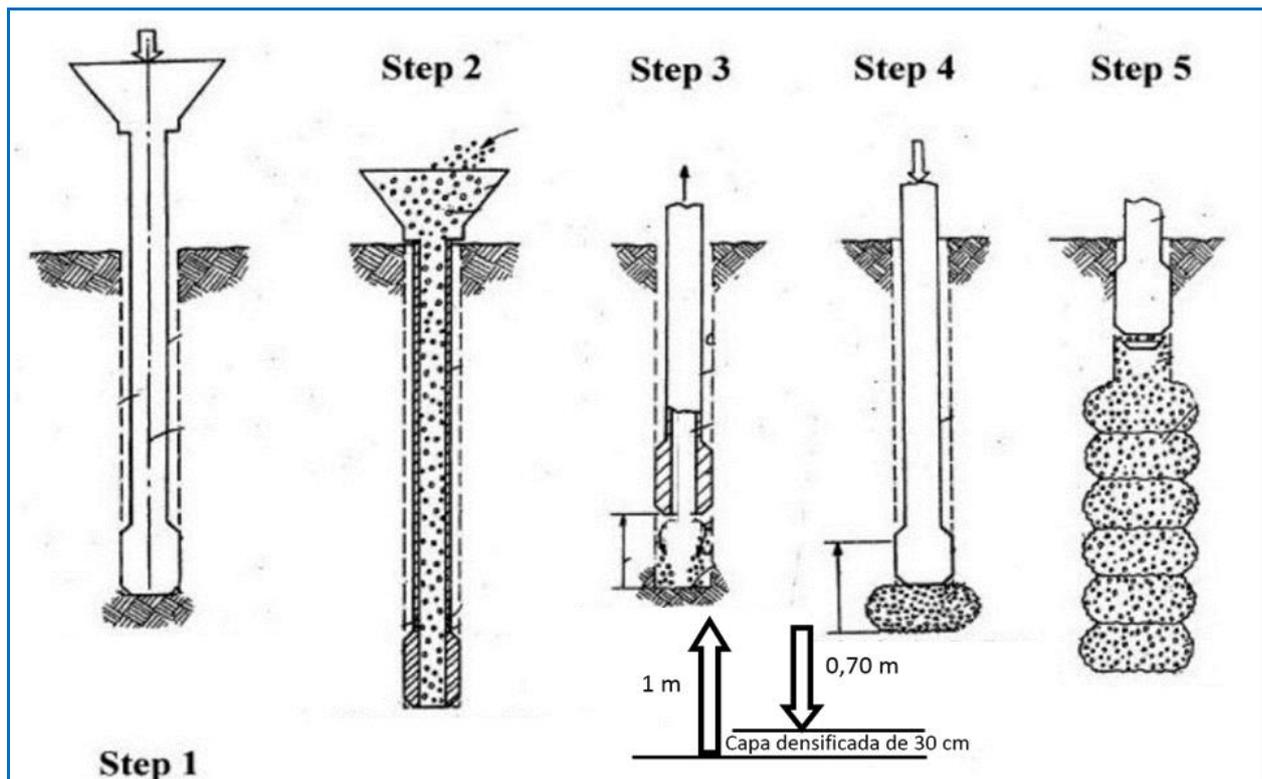


Figura 12. Proceso constructivo de columnas Impact

El control de ejecución y calidad es similar al de las columnas GP3 y X1, con los controles geométricos, volumétricos que permiten verificar la adecuada conformación de la columna, se realizan ensayos de rechazo como criterio de comparación con las columnas de referencia, que en este sistema se realizan sólo con el empuje y se denominan “prueba de estabilización de empuje” (*crowd stabilization test*, o CST), y se realizan a distintas profundidades, e igualmente se realiza al menos un ensayo de módulo/prueba de carga.

En ocasiones, las columnas Impact deben tratar capas de terreno extremadamente pobres y compresibles, como arcillas fangosas, turbas y suelos con muy elevado contenido orgánico, que por sus malas características resistentes y deformacionales ofrecen poco confinamiento al agregado, de modo que su rigidez resulta mucho menor y el modo de fallo de abarrilamiento (*bulging*) hacia estos suelos se produce a tensiones bajas, pudiendo reducir mucho las prestaciones de las columnas.

En estos casos puede añadirse una lechada de cemento durante la instalación el Impact, de forma que la función de rigidización y de resistencia que no puede proporcionar el suelo blando y de baja capacidad pasa a ser asumida por la lechada, y el conjunto lechada-agregado adquiere propiedades de inclusión rígida, bien aplicando esta metodología sólo en el tramo inferior de la columna hasta el techo de la capa orgánica y dejando el tramo superior como un Impact convencional (generando una columna mixta que mejora la transferencia de cargas de las zapatas/losas hacia la inclusión rígida inferior), bien confeccionando por completo una columna Grouted Impact cuyos mecanismos de funcionamiento y diseño son análogos a los de cualquier otro tipo de inclusión rígida.

El procedimiento constructivo de las columnas Grouted Impact se reproduce en la Figura 13. Tras la hincas del mandril hasta la profundidad de diseño, antes de verter el agregado se rellena el mandril con la lechada de cemento que se estima necesaria para recebar los huecos que dejaría la columna Impact convencional, de modo que al añadir la grava y compactarla ya embebida en la lechada siguiendo el procedimiento Impact, se forma la inclusión.

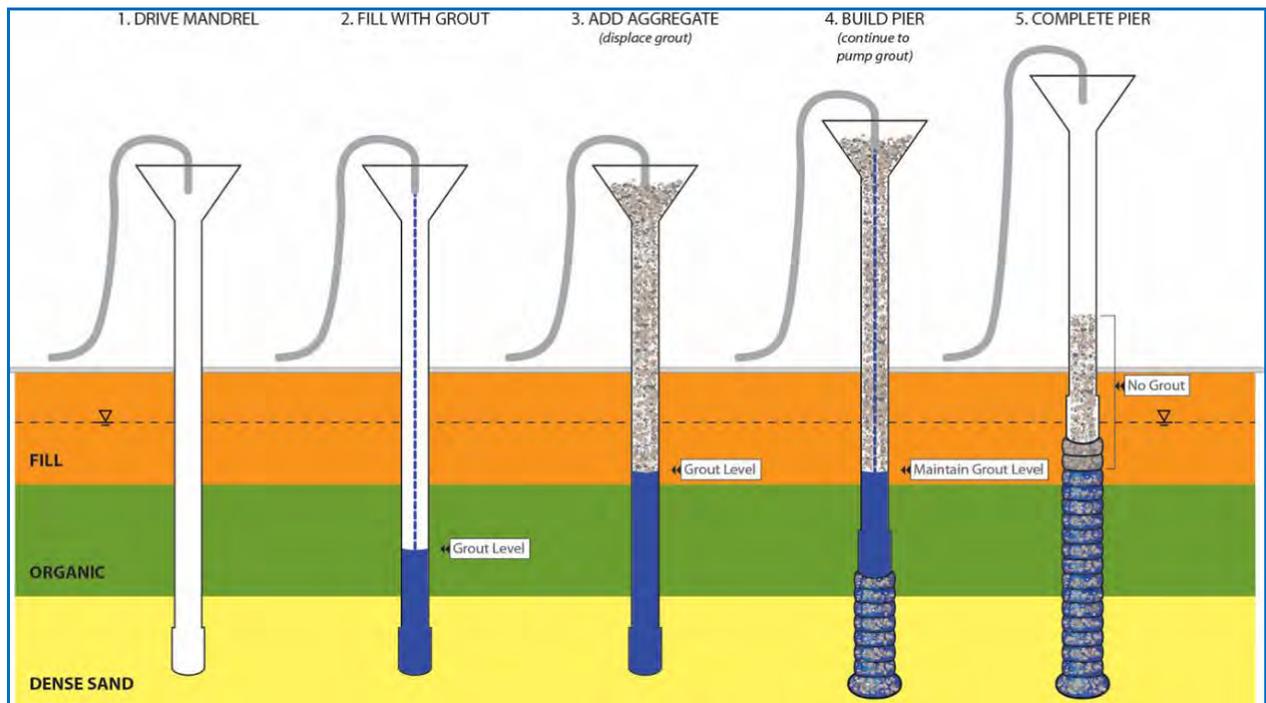


Figura 13. Proceso constructivo de columnas Grouted Impact o mixtas

5. Sistema GeoConcrete®

En aquellos proyectos en los que, por características especialmente malas del terreno a mejorar, poco confinamiento de las columnas y por lo tanto reducida rigidez y resistencia del sistema, o bien por elevada magnitud de cargas o restricciones de asiento, las columnas de agregado compactado en cualquiera de sus tipologías anteriores no ofrecen prestaciones suficientes para convertirse en una solución óptima de mejora del terreno, antes de recurrir a cimentaciones pilotadas (que en ocasiones no obstante siguen siendo las más adecuadas), es habitual pasar de soluciones basadas en inclusiones granulares a soluciones de inclusiones rígidas. Para poder ofrecer este tipo de alternativas de mejora Geopier desarrolló el sistema GeoConcrete, capaz de instalar inclusiones de hormigón con base ensanchada, denominadas columnas GeoConcrete (*GeoConcrete® Columns*, o GCCs), hasta profundidades de 25-27 metros y en diámetros de 350 y 500 mm.

El proceso de construcción es similar al sistema Impact, y consiste en la hincada en el terreno de una tubería de revestimiento o mandril (taponado en su base por una placa o por el sistema de cadenas de restricción activado por un primer montículo de hormigón o grava) accionado por un vibrador instalado en cabeza y con la ayuda del empuje de la máquina, mientras se bombea hormigón en su interior, lo que da lugar al desplazamiento lateral del terreno, sin extracción alguna de detritus. Al finalizar la hincada, una vez alcanzada la profundidad de diseño o el rechazo práctico, mediante sucesivas elevaciones (que permiten la salida de hormigón) y descensos del mandril (que densifican el hormigón y lo desplazan) se construye una base agrandada de mayor diámetro que el fuste de la columna, lo que permite aprovechar una mayor resistencia desde el punto de vista geotécnico. No sólo por el mayor diámetro de la punta, sino también por la reducción de la comprensibilidad de la matriz del terreno en el entorno de la base de la columna, como consecuencia de la deformación lateral que se consigue con el apisonado del hormigón, creando un bulbo de fondo. Posteriormente, se procede a la retirada de la herramienta, sin vibración, de forma que el hormigón presente en el mandril (y el que se le añade durante la retirada) va rellenando la columna al tiempo que se controla la presión de aire en el sistema estanco para asegurar su continuidad.

Para la ejecución de las columnas GeoConcrete se utiliza, por tanto, el mismo tipo de equipo que para columnas Impact, con su máquina base, un vibrador, un mandril tubular y el sistema de cadenas en la base, pero en lugar de la tolva superior el mandril está conectado a una bomba de hormigón de forma que el conjunto es estanco salvo por la base (Figura 14).

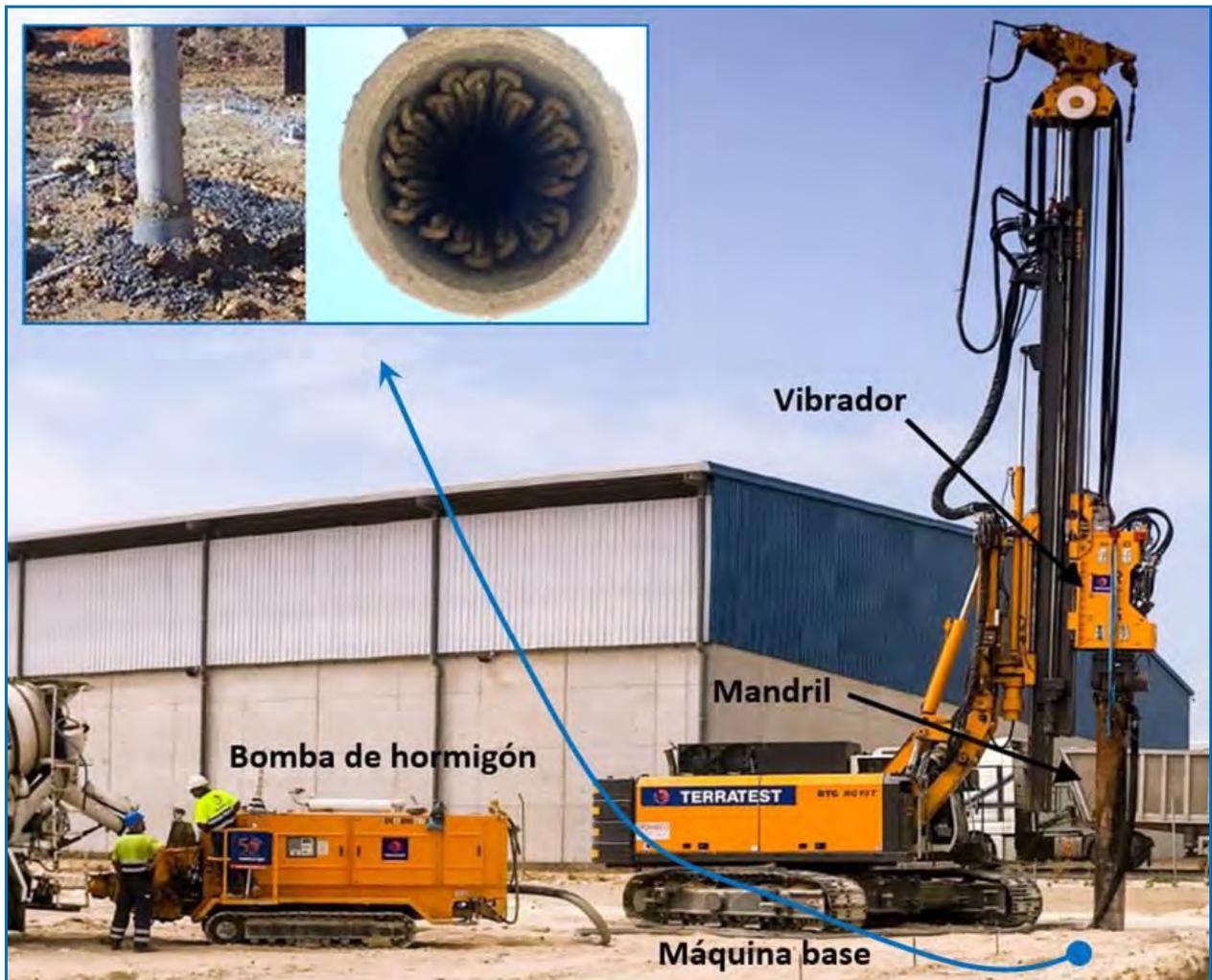


Figura 14. Equipos necesarios para columnas GeoConcrete. Detalle del mandril de compactación

En la construcción de inclusiones rígidas el control del hormigonado y su continuidad es esencial, por lo que Geopier ha desarrollado una metodología muy sencilla que permite controlar los volúmenes vertidos y asegurar que no se producen cortes de hormigonado: una vez se bombea hacia el interior del mandril una pequeña cantidad de hormigón y queda taponada su base, dado que el sistema es estanco, los sucesivos volúmenes de hormigón que se bombean al mandril desplazan el aire de su interior, que se ve comprimido y aumenta de presión, la cual se puede medir con un manómetro instalado en la parte superior del tubo y cuyo dial se encuentra en la cabina para que el maquinista pueda controlar sus maniobras de ejecución. Esta presión ayuda a extrusionar el hormigón y propicia que los cortes de hormigonado sean muy poco frecuentes. Para cada mandril puede calibrarse la relación entre el volumen de hormigón que se le introduce (mediante conteo de pistonadas de la bomba conocido el volumen de cada una) y el aumento de presión en el aire dentro del sistema y se constata que esa relación es directamente proporcional al logaritmo de la presión (es una recta si se grafica la relación con eje de las presiones en escala logarítmica), luego $V_c \approx m \cdot \ln[P_{air}] + b$.⁵ Por lo tanto, conocido un descenso de presión desde P_1 a P_2 que se produce al elevar el mandril y dejar salir hormigón, el volumen extruido se calcula como $V_{c,extruido} = m \cdot (\ln[P_1] - \ln[P_2])$. Adicionalmente se conoce el hormigón total empleado mediante el control de la bomba. Además, la visualización de las presiones en tiempo real permite detectar si el mandril se ha quedado sin hormigón (la presión caería a cero), si se ha producido un atasco (la presión no baja al tiempo que se eleva el mandril), o si la extrusión de hormigón es la adecuada, ya que puede

⁵ m es la pendiente de la recta del gráfico en escala semi-logarítmica y b es la intersección con el eje de ordenadas, si bien para incrementos de volumen este término queda restado por otro de igual valor y se anula. La relación, supuesto el aire un gas ideal, sería en teoría hiperbólica (ley de Boyle-Mariotte), pero el ajuste logarítmico en el rango de presiones habituales es suficientemente preciso y más conveniente para la calibración.

relacionarse la velocidad de subida con la caída de presión en el sistema para garantizar que se extruye suficiente hormigón.

El procedimiento constructivo antes descrito, junto con iconos que ejemplifican el control de las presiones de aire dentro del mandril, puede observarse esquemáticamente en la Figura 15:

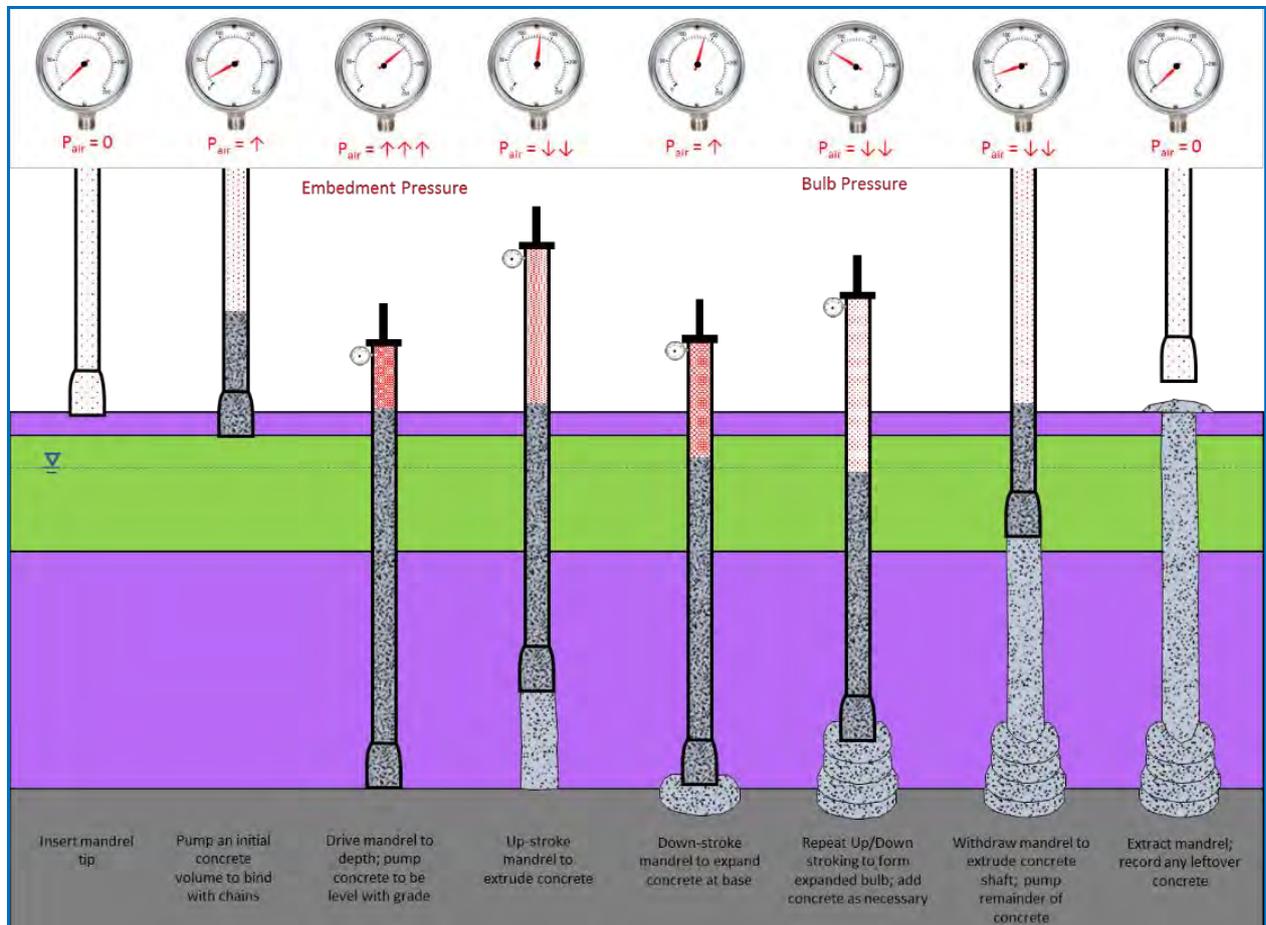


Figura 15. Secuencia constructiva de columnas GeoConcrete y control de la presión de aire en el sistema

Aparte de los controles del proceso de ejecución, como elementos de hormigón, debe realizarse el correspondiente control de recepción del material y el control de su resistencia, y a efectos de capacidad, como en los anteriores sistemas, Geopier Foundation Company exige la realización de al menos un ensayo de carga (salvo en obras menores de reducida medición y bajo su aprobación), cuya configuración es prácticamente la misma que un ensayo estático de carga realizado sobre un pilote, para el que suelen realizarse otras columnas como elemento de reacción en las que se embeben barras de anclaje en longitud suficiente según el diseño de la prueba (Figura 16).



Figura 16. Imagen del montaje de un ensayo de carga sobre columna GeoConcrete

6. Otros sistemas Geopier®

Existen otros sistemas, variantes de los anteriores o con distintos mecanismos de mejora de suelos, si bien las anteriores técnicas Geopier son las que están implantadas en España, y estas otras sólo se mencionan a título divulgativo y en previsión de una futura utilización en obras para las que pudieren resultar ventajosas

El sistema Rampact® es una variante del Impact en la que el mandril patentado cuenta con una sección que se estrecha hacia la punta, mejorando su capacidad de penetración y desplazamiento del terreno (Figura 17).

El sistema Armorpact® es la alternativa de inclusiones granulares ensacadas que ofrece Geopier. Se trata igualmente de una variante del Impact en la que el mandril se hinca enfundado en la camisa patentada Armorpact y es en su interior donde se conforma la columna de agregado compactado. (Figura 17).

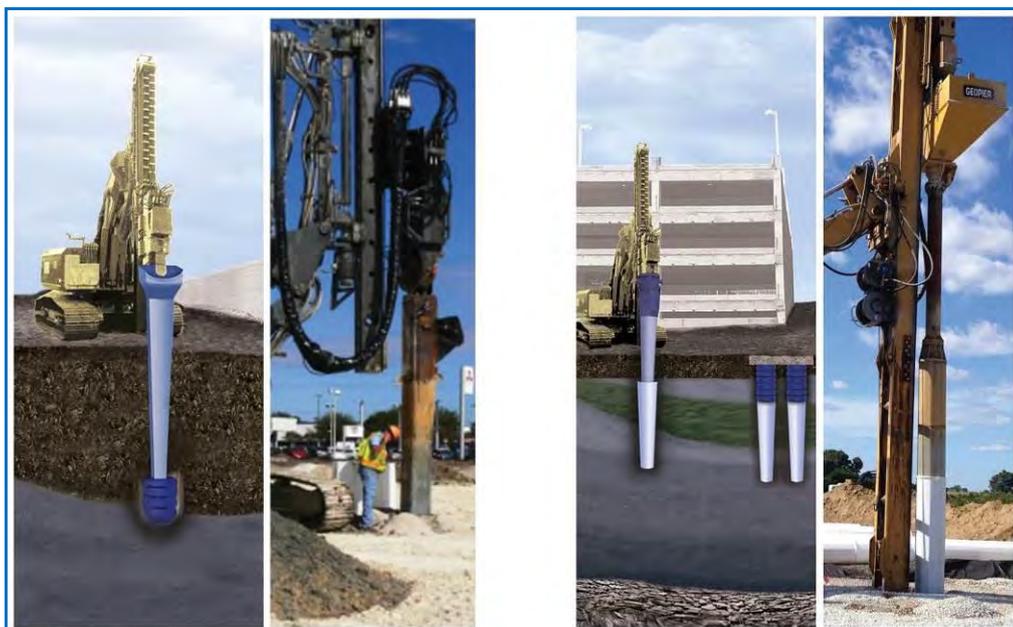


Figura 17. Sistema Rampact (izq.) y sistema Armorpact (dch.)

El sistema Densipact® es la propuesta de Geopier para realizar la compactación mediante vibración de materiales granulares sin apenas finos hasta profundidades de unos 7-8 metros, siendo una alternativa a las técnicas de compactación dinámica, compactación dinámica intensa (*rapid impact compaction* o RIC) y vibrocompactación/vibroflotación (Figura 18).

Finalmente, el sistema STR® permite la estabilización de terraplenes y laderas con espesores de posible deslizamiento de hasta 4-5 metros, y consiste en la hinca de elementos Plate Pile™ (postes/pilotes de dotados de una placa que aumenta la superficie resistente frente al deslizamiento) capaces de coser la posible superficie de deslizamiento y contener el volumen de la masa de suelos deslizante (Figura 18).

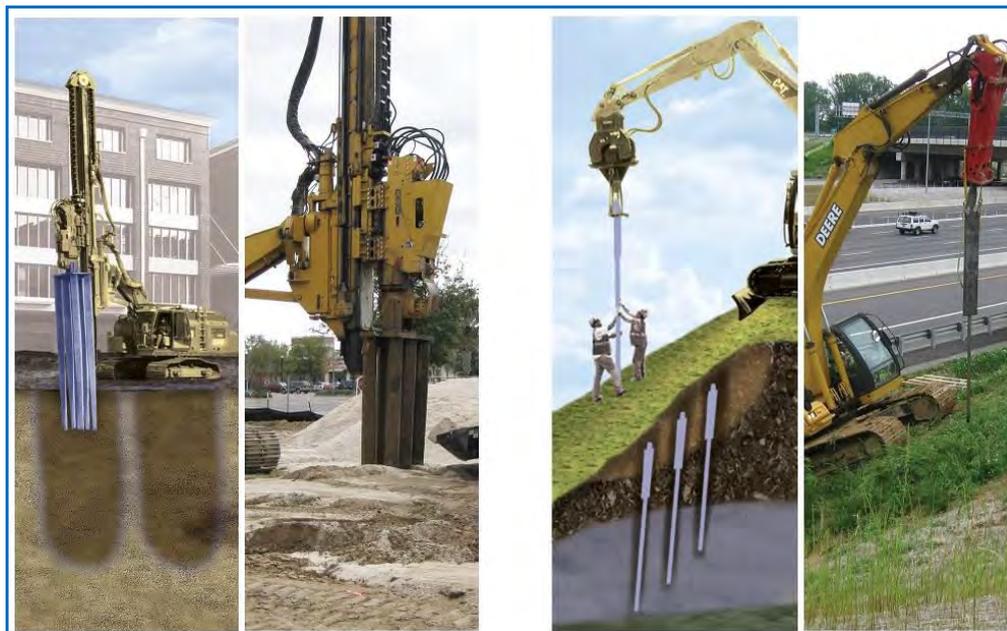


Figura 18. Sistema Densipact (izq.) y sistema STR (dch.)

7. Primeros proyectos en España

GP3: Cimentación de naves para centro logístico en la provincia de Toledo

Durante las tres primeras semanas de noviembre de 2018 se llevaron a cabo los trabajos de mejora del terreno mediante columnas de agregado compactado tipo GP3 para la cimentación de varias naves en un municipio de la provincia de Toledo, que formarán parte de un nuevo centro logístico de unos 30.000 m².

Desde el punto de vista geotécnico, el terreno presentaba un relleno antrópico heterogéneo y no controlado de unos 4 m de espesor procedente de excavaciones del propio solar realizadas para enrasar la parcela y que se vertieron en un sector de la misma que en el pasado había sido excavado hasta un nivel inferior (Figura 19). Bajo el relleno estaba la roca yesífera sana sobre la que se pretendía cimentar mediante zapatas todas las estructuras.

La presencia de ese relleno no estructural afectaba a parte de la estructura de forma que los asientos diferenciales entre unas zapatas y otras eran inadmisibles si no se recurría a excavar el relleno bajo las zapatas afectadas para realizar un relleno estructural o de hormigón pobre (pozo de cimentación) sobre que apoyarlas, de forma que las tensiones se transmitieran al sustrato rocoso con apenas asientos.

Se trataba, por tanto, de una situación paradigmática que reproducía los orígenes de los geopiers como alternativa a soluciones de excavación y reemplazo, además en este caso con un sustrato rígido a poca profundidad que haría despreciables los asientos bajo el espesor tratado con columnas GP3.



Figura 19. Vista aérea y lateral de la excavación que se rellenó para enrasar la parcela

Como propuesta de solución para esta cimentación, se plantea la ejecución de un total de 239 columnas GP3 de 650 mm de diámetro apoyadas en el sustrato yesífero distribuidas bajo las zapatas de proyecto que apoyaban sobre relleno en grupos de 3 o 4 columnas por zapata (según la carga que transmitiera el correspondiente pilar; Figura 20), de forma que en las fechas indicadas se construyen los más de 1.000 metros de columna finalmente resultantes.

Para la ejecución de la cimentación, se empleó un equipo de perforación IMT AF 220 (fue necesario este equipo en vez de uno menor por la presencia de grandes bolos en el seno del relleno), un equipo de compactación AKERMAN MF16 con martillo hidráulico de 1.500 kg que montaba el pisón GP3, y una pala cargadora para el suministro de grava con capacidad para 1 m³, todas ellas propiedad de TERRATEST, cumpliéndose en todo momento con los estrictos plazos marcados por nuestro cliente (Figura 21).

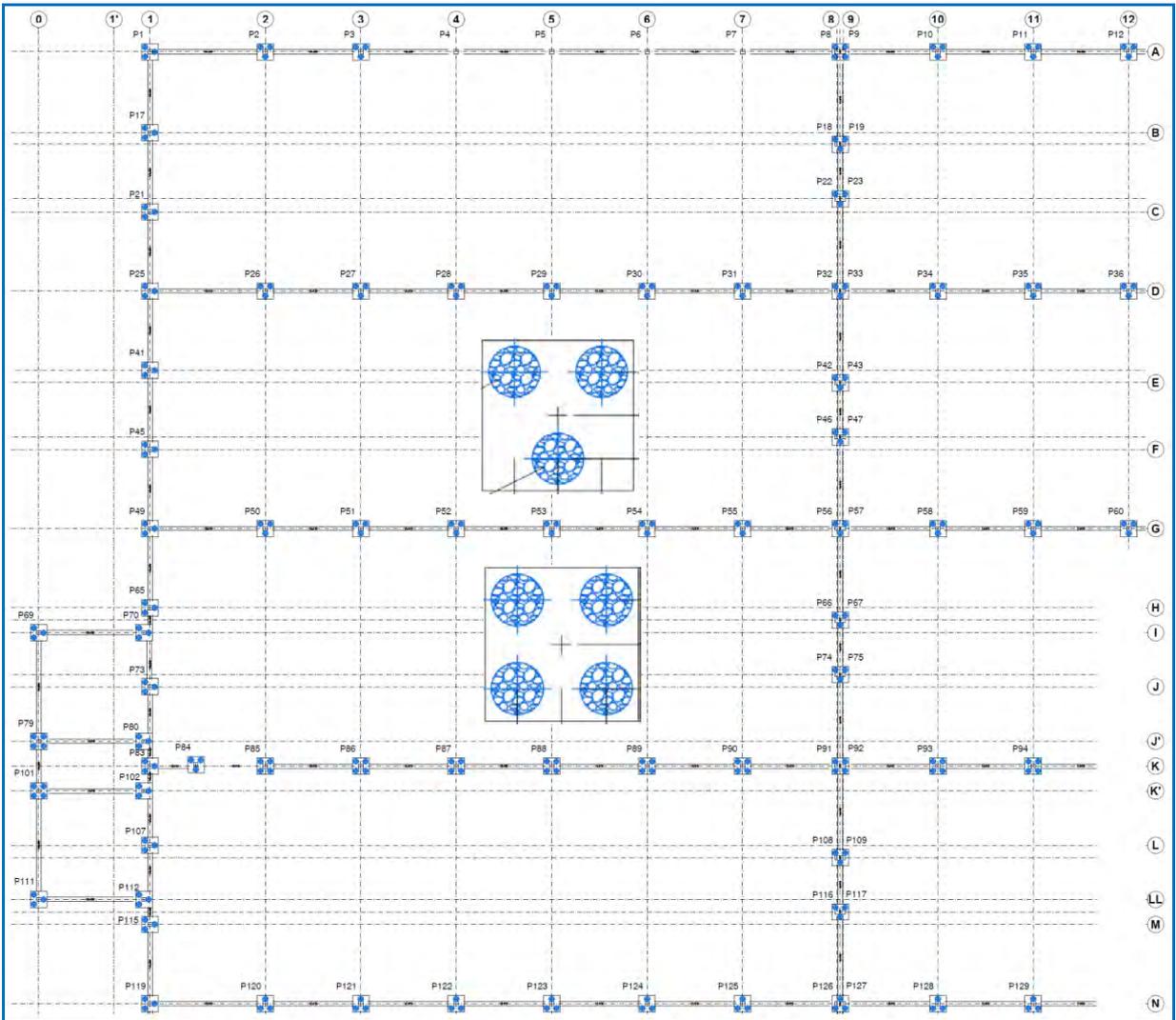


Figura 20. Distribución de columnas en zapatas y detalle de las mismas



Figura 21. Equipos y útiles empleados en la ejecución

Para verificar la capacidad y el módulo de rigidez de la columna y los asientos estimados, se realizó una prueba de carga estática a compresión vertical hasta 60 t (150% de la carga de servicio) sobre una de las columnas, utilizando como elementos de reacción 4 columnas de igual sección transmitiéndole los esfuerzos a través de vigas metálicas (Figura 22). El resultado del ensayo fue más que satisfactorio, registrándose un asiento bajo carga de servicio de apenas 5 mm, con una respuesta prácticamente lineal hasta la carga máxima, y sin movimiento apreciable de la base (Figura 23).



Figura 22. Plano e imagen del montaje para en ensayo de módulo

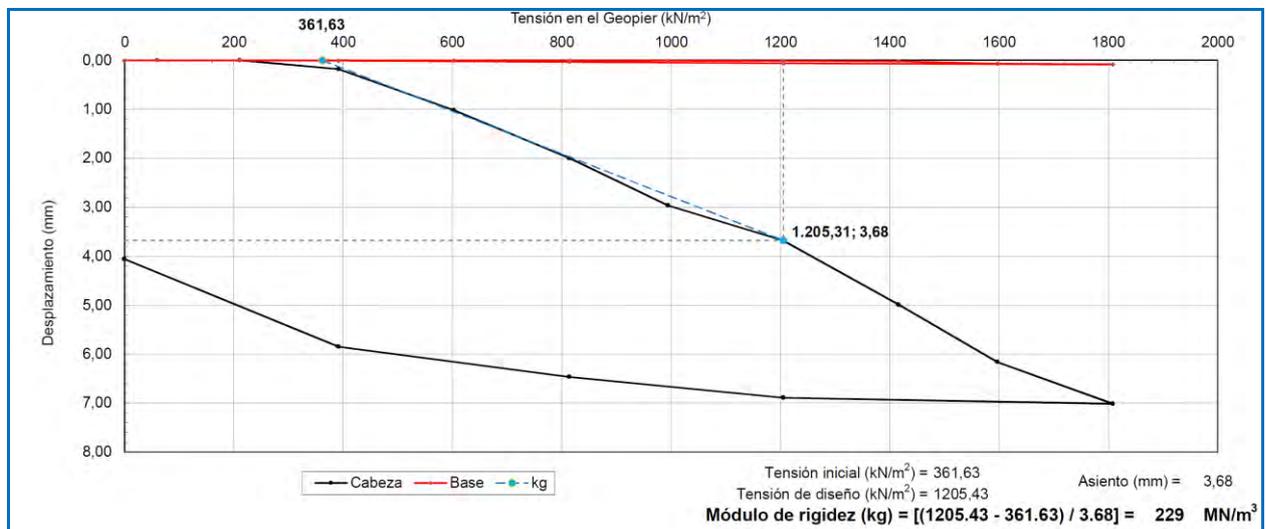


Figura 23. Gráfica del ensayo y cálculo del módulo de rigidez ⁶

IMPACT: Mejora del terreno bajo naves de graneles en el Muelle de Aragón. Puerto de Tarragona

Entre mediados de noviembre y finales de diciembre de 2018 se llevaron a cabo los trabajos de mejora del terreno mediante columnas Impact bajo las losas y los muros perimetrales e interiores de compartimentación que conforman unos silos para graneles en el Puerto de Tarragona.

⁶ La curva empieza a ganar asiento a partir de un cierto valor de tensión correspondiente al peso propio de sistema de vigas, ya que las deformaciones se taran una vez está instalado. A efectos del cálculo del módulo de rigidez esta circunstancia se tiene en cuenta, y a efectos de asiento se podría extrapolar la pendiente inicial para conocer el asiento previo aproximado que no se ha medido.

La geotecnia de la parcela está marcada por el origen antrópico del muelle, que es terreno ganado al mar, y que bajo la superficie, tras la coronación de plataforma (asfalto y zahorra), presenta zonas rellenas con escolleras masivas de gran tamaño, con buena capacidad portante y baja deformabilidad, y otras con relleno hidráulico y vertidos granulares no compactados hasta unos 10 metros de profundidad que requieren algún tipo de mejora para evitar inestabilidades locales, así como asientos diferenciales importantes que podrían fisurar las losas de los silos (Figura 24).

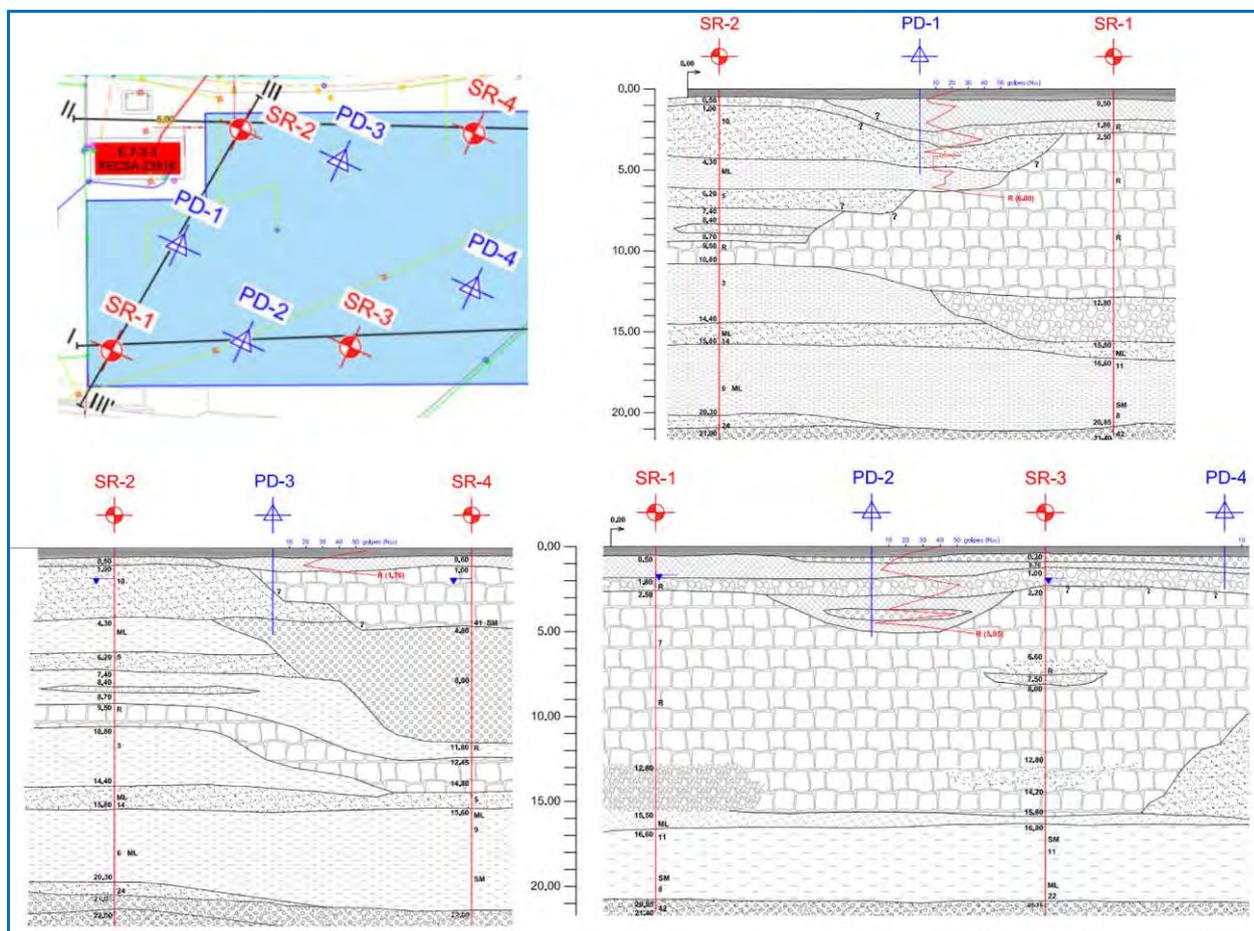


Figura 24. Planta de prospecciones y perfiles geotécnicos

Ante estos condicionantes geotécnicos una solución con columnas Impact presentaba las siguientes ventajas:

- La presencia de freático y materiales granulares de reducida densidad relativa no hacía viables soluciones de excavación y reemplazo (GP3 o X1, y tampoco pozos o sustitución masiva), mientras que las columnas Impact se ejecutan mediante hinca, con desplazamiento del terreno, el mandril contiene las paredes y la alimentación de grava se realiza por su interior, por lo que suponen una solución no sólo posible, sino óptima.
- Debido a la gran discontinuidad e incertidumbre en relación a la posición en planta y cota de aparición de los rellenos de escollera masiva, cada columna se convertía en un ensayo de penetración y su longitud venía impuesta por el propio rechazo experimentado en cada punto.
- La acción vibratoria del mandril sobre los rellenos hidráulicos y granulares genera una primera compactación y densificación de los mismos, además de la densificación por desplazamiento, manifestada en superficie por la formación de cráteres alrededor del mandril.
- Esta mejora, y sobre todo el efecto rigidizador y de incremento global de la resistencia al corte de la zona tratada, permitía reducir los asientos en las zonas mejoradas a un orden de magnitud similar al asiento calculado en las zonas en las que la escollera aparecía más superficial.

Como propuesta de mejora del terreno bajo las losas y muros se propone la ejecución de casi 800 columnas Impact de 500 mm de diámetro con longitudes variables entre 2 y 10 metros según la zonificación reflejada en la Figura 25:

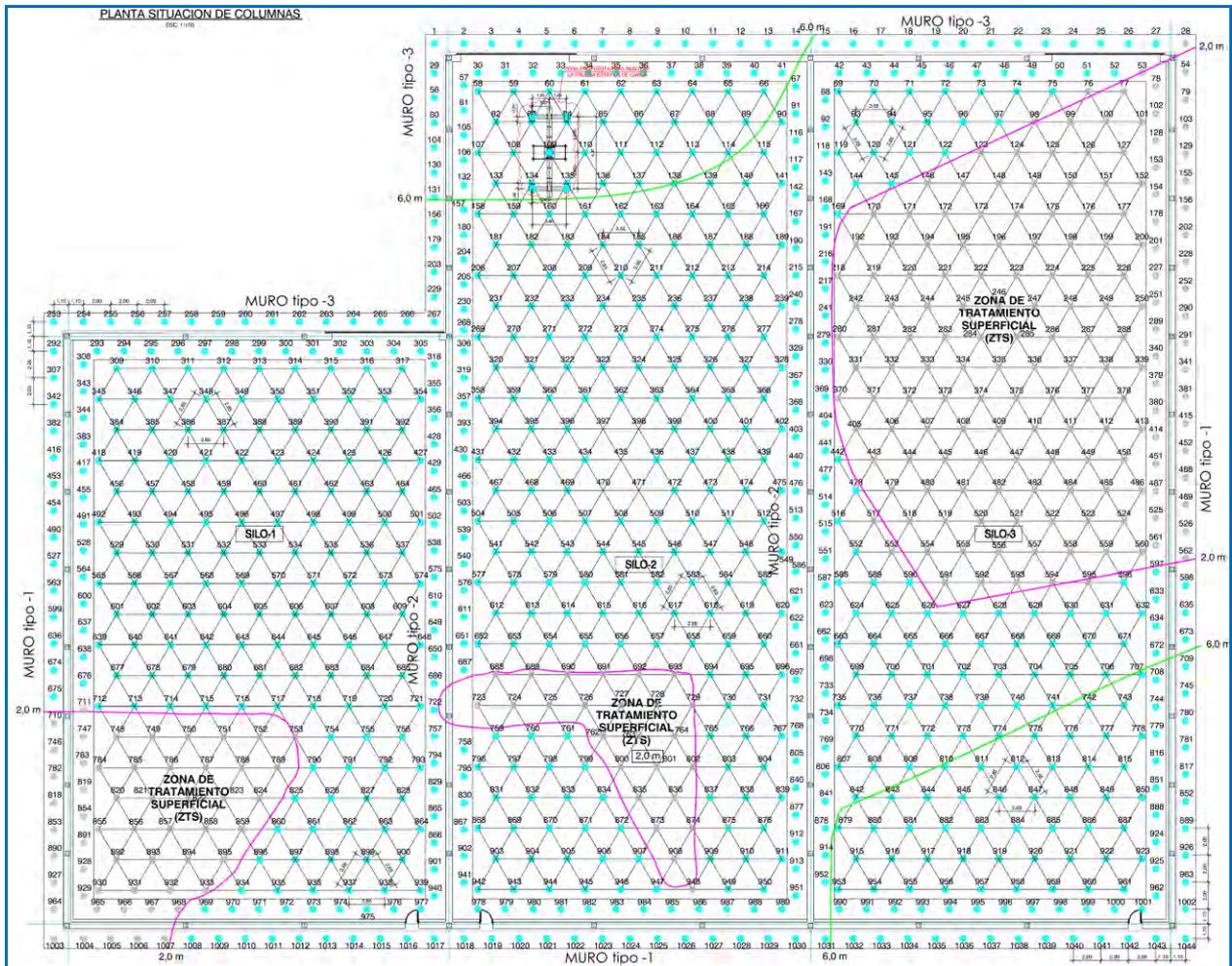


Figura 25. Distribución propuesta para el tratamiento

Para la ejecución del tratamiento se empleó una máquina base Bauer RTG RG 19 T equipada con un vibrador RTG MR 125 V que acciona el mandril Impact para la ejecución de las columnas, siendo alimentado a través de la tolva superior. Se contó también con una pala telescópica con la que elevar la grava hacia la tolva en caso requerirse ser llenada estando en altura (Figura 26).

Como prueba de capacidad de las columnas y de su módulo de rigidez se realizó un ensayo de carga estática a compresión hasta 45 t (150% de la carga de diseño en servicio) sobre una de las columnas ubicadas en la zona con peores condiciones geotécnicas (ver posición del ensayo en la parte superior del silo central en la Figura 25). Como elementos de reacción se utilizaron 4 columnas dotadas de placas de anclaje en su base que se conectaban a través de barras roscadas con el sistema de vigas de reacción (Figura 27). El resultado del ensayo fue adecuado, registrándose un asiento bajo carga de servicio de menos de 15 mm, con una respuesta prácticamente lineal hasta la carga máxima, y sin movimiento apreciable de la base (Figura 28).



Figura 26. Equipos y útiles empleados en la ejecución



Figura 27. Plano e imagen del montaje para en ensayo de módulo

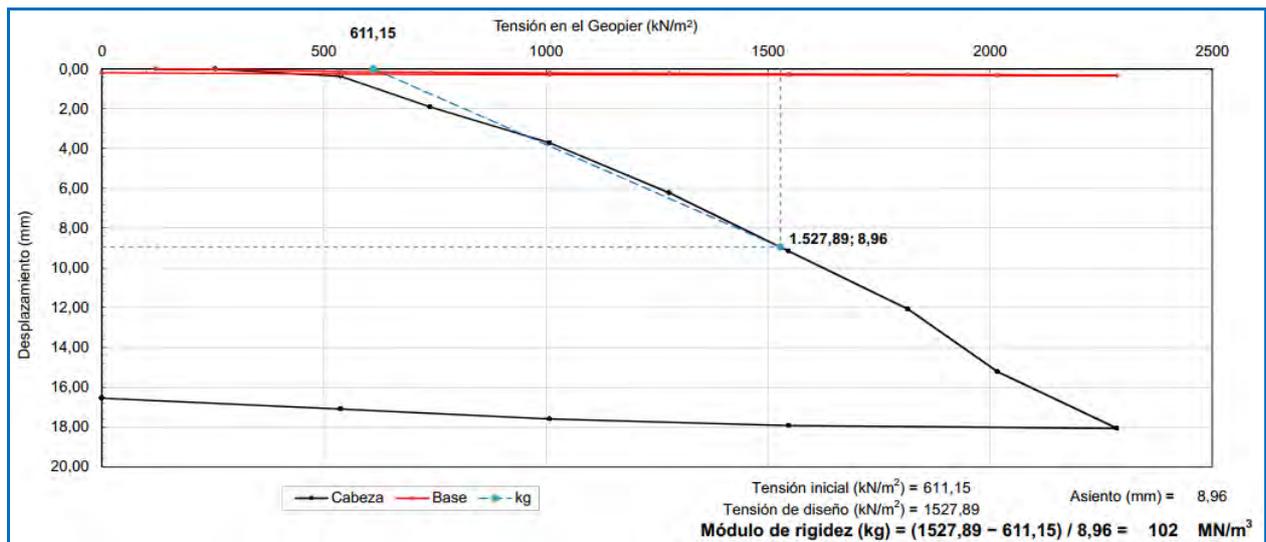


Figura 28. Gráfica del ensayo y cálculo del módulo de rigidez ⁶

GCC: Silos de almacenamiento de graneles. Recinto portuario La Cabezuela, Pto. Real (Cádiz)

Entre el 21 de agosto y el 18 de septiembre de 2018, con una segunda intervención a finales de octubre para ejecutar varias columnas afectadas por la presencia de servicios tras el desvío de los mismos, se llevaron a cabo los trabajos de mejora del terreno mediante sistema Geopier GeoConcrete de inclusiones rígidas de hormigón para una nave para almacenamiento de graneles sólidos en el Muelle Cabezuela, Puerto Real (Cádiz).

Desde el punto de vista geotécnico, el terreno presenta un primer nivel de arenas limosas de compacidad muy blanda a blanda de 9 m de espesor, seguido de arenas medianamente densas hasta una profundidad reconocida de 15 m, estrato donde se ejecutó el bulbo de fondo, aprovechando así las características resistentes del terreno consiguiendo un aumento de la resistencia por punta y sirviendo además de base a la columna.

El total de columnas de 500 mm de diámetro ejecutadas fue de unas 760 unidades, para un total de más de 7.700 metros lineales, distribuidas en una malla sensiblemente cuadrada de unos 3.3 x 3.1 m (Figura 29).

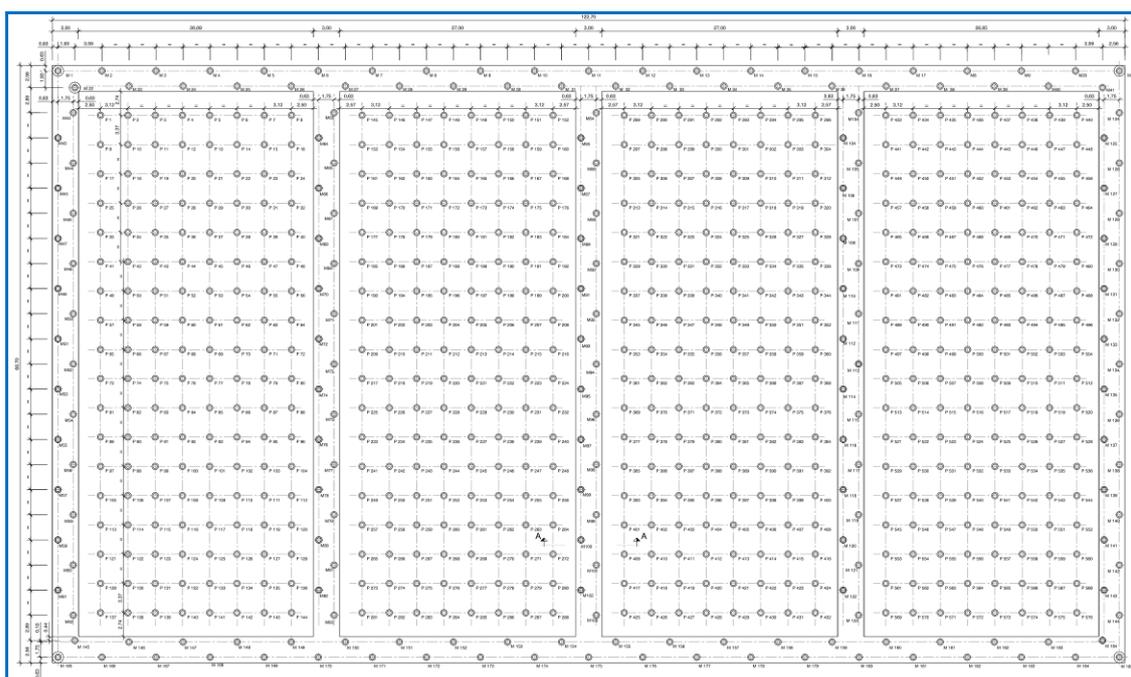


Figura 29. Distribución propuesta para el tratamiento

Para la ejecución de la cimentación, se empleó el mismo equipo que el mencionado en la anterior obra, sólo que empleando el mandril GeoConcrete, en lugar del Impact, junto con una bomba de hormigón para alimentar el mandril (la imagen de la Figura 14 se corresponde con esta obra).

Para verificar los asientos estimados, Terratest realizó, mediante elementos propios calibrados y certificados, una prueba de carga estática vertical a compresión hasta 105 t (150% de la carga de servicio) sobre una de las columnas, utilizando como elementos de reacción 4 columnas de hormigón de igual sección transmitiéndole los esfuerzos a través de un sistema de vigas metálicas (Figura 30).

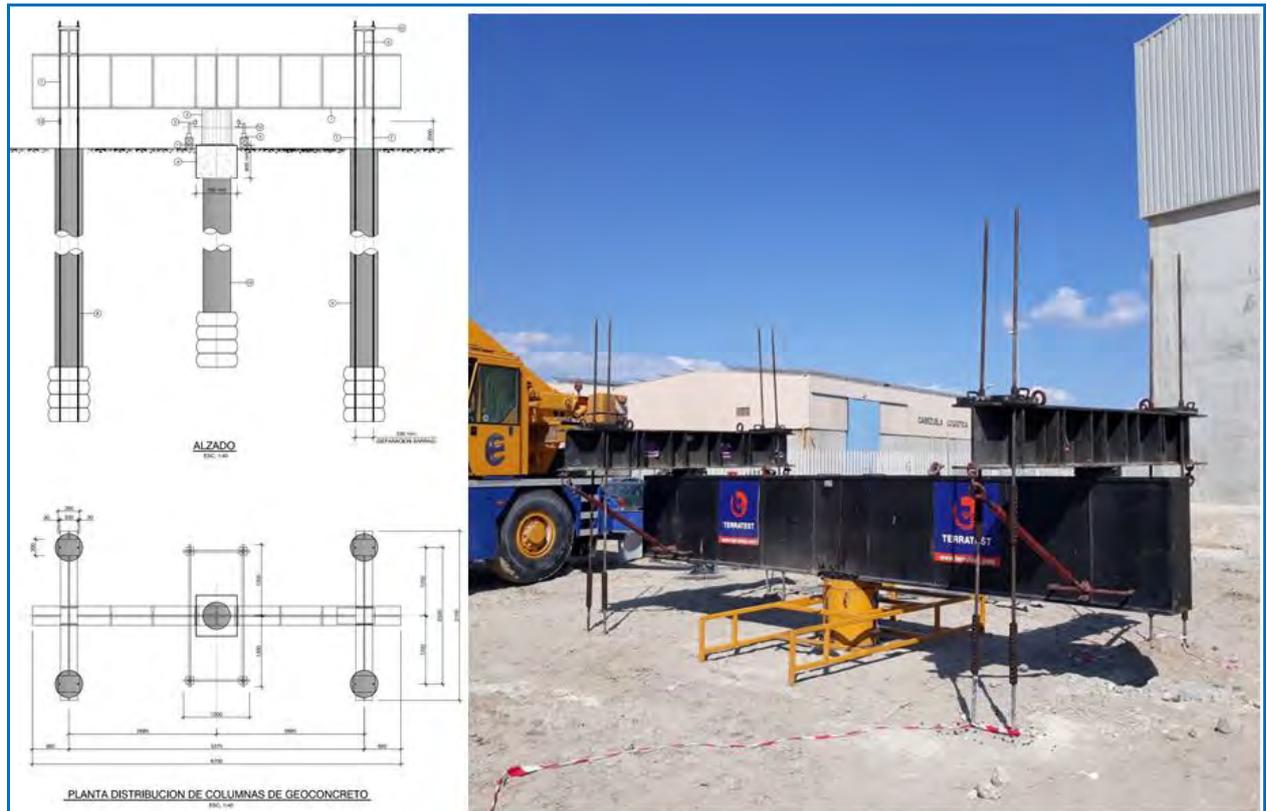


Figura 30. Plano e imagen del montaje para en ensayo de módulo

El resultado del ensayo fue mejor de lo esperado, con un asiento bajo la tensión máxima de servicio de menos de 3 mm, y bajo el 150% de esta carga de unos 7 mm, con una curva hiperbólica típica de la movilización de la resistencia por punta en un pilote, que se esperaba debido a la mínima aportación del fuste a la resistencia por encontrarse en la unidad geotécnica superficial de muy malas propiedades (Figura 31).

La solución de mejora de terreno mediante inclusiones rígidas tipo GeoConcrete fue elegida frente a otras tipologías y otras técnicas de mejora (el proyecto inicial contemplaba columnas de soil mixing) por proporcionar una solución eficiente y rentable para el apoyo de estructuras sensibles a asientos del terreno, además de su elevado control de calidad a través de la observación, inspección y verificación del sistema y su rapidez de ejecución.

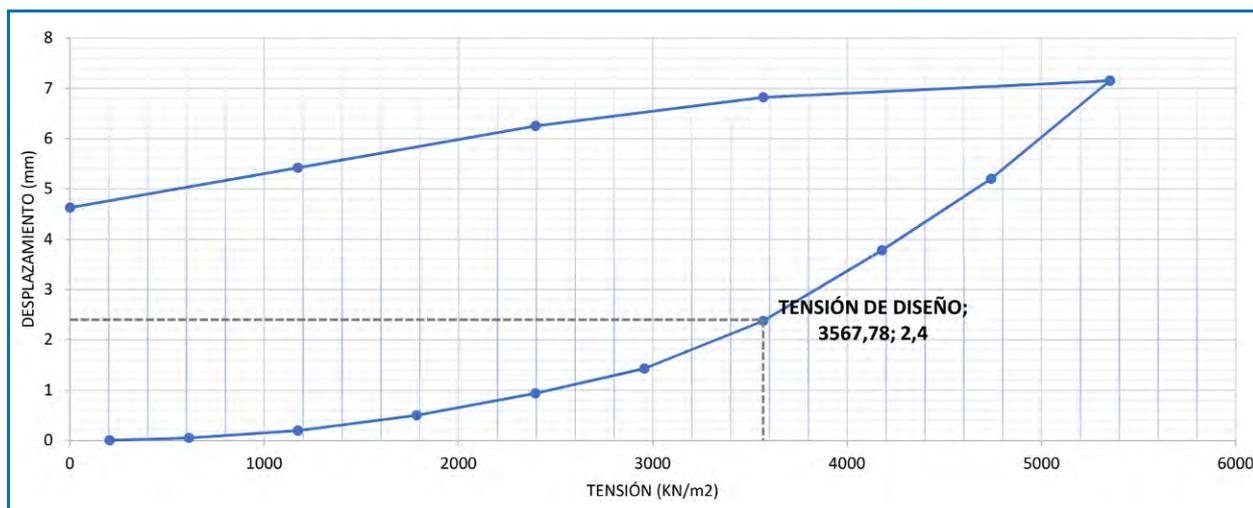


Figura 31. Gráfica del ensayo

9. Comentarios finales

Desde el comienzo de su desarrollo en la década de los ochenta, y con sus patentes y proyectos comerciales a partir de los noventa, las técnicas Geopier se han venido empleando en Estados Unidos y seguidamente en Latinoamérica (también en menor medida en otras geografías) con gran profusión y excelentes resultados, no solo desde el punto de vista técnico sino también económico y de seguridad (sismo y licuefacción). Desde enero de 2018 Terratest está introduciendo esta tecnología en la península Ibérica lo que supone nuevas alternativas de mejora de suelos y cimentación intermedia que aspiran a convertirse en referencia de optimización del diseño y la ejecución de inclusiones granulares y de hormigón.

Las excelentes prestaciones que ofrecen las columnas de agregado apisonado, tanto en elevada resistencia como en reducida deformabilidad, permiten reducir los ratios de sustitución que son necesarios con otras técnicas de ejecución de inclusiones granulares, abaratando costes globales y optimizando los consumos de material de aportación, además de reducir plazos gracias a la rapidez con la que se instalan este tipo de elementos.

En cuanto a las inclusiones rígidas, las columnas GeoConcrete con base ensanchada multiplican la resistencia por punta disponible en estos elementos haciendo viables soluciones menos profundas, con menor diámetro de fuste, y menor volumen de hormigón, contribuyendo de este modo a economizar las soluciones de mejora frente a cargas elevadas o severas restricciones de asiento.

Sin necesidad de análisis geotécnicos complejos, la mera comparación de estas prestaciones con las ofrecidas por otras técnicas similares, con menor ángulo de rozamiento interno, menor módulo de deformación y menor superficie de apoyo en la base, además de la mejora del terreno asociada a los elevados empujes horizontales que se generan, y que pre-consolidan los suelos objeto del tratamiento, hacen patente la gran potencialidad de estas técnicas de mejora, novedosas en España y relativamente recientes a nivel internacional si se comparan con sus alternativas y, sin duda, con los pilotes, que se emplean desde hace siglos (pilotes hincados).

10. Agradecimientos

El autor agradece a Geopier Foundation Company en general, y en particular a Kord Wissmann (Presidente), Brian Metcalfé (Vicepresidente de Ingeniería) y Gianni Martínez (Ingeniero de Proyectos encargado de revisar nuestros estudios para España), su gran acogida dentro de la comunidad Geopier y la buena disposición para transmitirnos el conocimiento y experiencia acumulados.

A GeoStructures, ahora filial del Grupo Terratest en Estados Unidos, que desde los comienzos, de la mano de su fundador y co-autor del primer manual (Ref. 1) Michael Cowell, contribuyó al desarrollo y

extensión de estas técnicas, y a todo su equipo técnico por el *know-how* que nos han proporcionado para poder arrancar con ellas en la península.

Y a todo el equipo de Terratest en España involucrado en esa puesta en marcha, con especial mención a Javier Moreno, quien está liderando estos primeros pasos, ha propiciado la contratación y ejecución de los primeros proyectos, y está realizando la imprescindible difusión de estas técnicas para que sean conocidas por las empresas y profesionales del sector de modo que cuenten con ellas a la hora de valorarlas como posible solución de mejora de suelos en sus proyectos.

Referencias

- (1) Fox, N.S. & Cowell, M.J. (1998). Geopier Foundation and Soil Reinforcement Manual. Scottsdale, AZ: Geopier Foundation Company, Inc.
- (2) Lawton, E.C. & Fox, N.S. (1994). Settlement of Structures Supported on Marginal or Inadequate Soils Stiffened with Short Aggregate Piers. Geotechnical Special Publication No. 40: Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Volume 2. ASCE, 2, 965-974.
- (3) Geopier Foundation Company. Technical Bulletin No. 6: Settlement Control for Embankments and Transportation Related Structures Using Geopier® Soil Reinforcement. Disponible en: www.geopier.com/Downloads [Recuperado el 29/01/2018]
- (4) Geopier Foundation Company. Technical Bulletin No. 8: Support of Storage Tanks Using Rammed Aggregate Piers®. Disponible en: www.geopier.com/Downloads [Recuperado el 29/01/2018]
- (5) Geopier Foundation Company. Technical Bulletin No. 3: Geopier® Uplift Resistance. Disponible en: www.geopier.com/Downloads [Recuperado el 29/01/2018]
- (6) Duncan, J.M. & Chang, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div. ASCE, 96 (SM5), 1629-1653.
- (7) Lawton, E.C. & Merry, S.M. (2000). Performance of Geopier® Supported Foundations During Simulated Seismic Tests on Northbound Interstate 15 Bridge Over South Temple, Salt Lake City. Final Report No. UUCVEEN 00-03. University of Utah.
- (8) White. D.J., et al. (2000). Lateral Earth Pressure Induced by Rammed Aggregate Piers. Proceedings, 54th Canadian Geotechnical Conference. Montreal.
- (9) White. D.J., et al. (2002). Embankment support: a comparison of stone column and rammed aggregate pier soil reinforcement. Proceedings, 55th Canadian Geotechnical Conference. Ontario.
- (10) Caskey, J.M. (2001). Uplift Capacity of Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcing Elements. Master Thesis. University of Memphis.
- (11) Barksdale, R.D. & Bachus, R.C. (1983). Design and Construction of Stone Columns. Vol 1. Report No. FHWA/RD 83/026. Federal Highway Administration.
- (12) White, D.J., et al. (2002). Shear Strength Envelopes for Aggregate used in Geopier Foundation Construction: Final Report. Iowa State University.
- (13) Pitt, J.M., et al. (2003). Highway Applications for Rammed Aggregate Piers in Iowa Soils. Iowa DOT Project TR-443.

Bibliografía adicional

- Geopier Foundation Company. Technical Bulletin No. 1: Behavior of Geopier-Supported Foundation Systems during Seismic Events. Disponible en: www.geopier.com/Downloads [Recuperado el 29/01/2018]
- Geopier Foundation Company. Technical Bulletin No. 2: Bearing Capacity of Geopier® Supported Foundation Systems. Disponible en: www.geopier.com/Downloads [Recuperado el 29/01/2018]
- Geopier Foundation Company. Technical Bulletin No. 4: Geopier® Lateral Resistance. Disponible en: www.geopier.com/Downloads [Recuperado el 29/01/2018]
- Geopier Foundation Company. Technical Bulletin No. 5: Geopier® Shear Reinforcement for Global Stability and Slope Stability. Disponible en: www.geopier.com/Downloads [Recuperado el 29/01/2018]
- Geopier Foundation Company. Technical Bulletin No. 7: Seismic Site Classification Improvement Using Geopier® Soil Reinforcement. Disponible en: www.geopier.com/Downloads [Recuperado el 29/01/2018]

Geopier Foundation Company. Technical Bulletin No. 9: Vibration and Noise Levels. Disponible en: www.geopier.com/Downloads [Recuperado el 29/01/2018]

Geopier Foundation Company. Technical Bulletin No. 10: Structural Design Considerations for Uniformly-Loaded Floor Slabs Supported by Rammed Aggregate Pier® Elements. Disponible en: www.geopier.com/Downloads [Recuperado el 29/01/2018]

Geopier Foundation Company. Technical Bulletin No. 11: Design of Strip Footings over Soil Reinforced by Rammed Aggregate Piers. Disponible en: www.geopier.com/Downloads [Recuperado el 29/01/2018]

Geopier Foundation Company. Technical Bulletin No. 12: Proper Load Testing Procedures to Verify Adequate Design of Geopier® Supported Foundation Systems. Disponible en: www.geopier.com/Downloads [Recuperado el 29/01/2018]

Huges, J.M.O. & Withers, N.J. (1974). Reinforcing Soft Cohesive Soil with Stone Columns. *Ground Engineering*, May 42-49.

Aboshi, H. et al. (1979). The Compozer: A Method to Improve Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns. *Colloque Inter. Sur le Renforcement des Sols, ENPC-LCPC*, 211-216, Paris.

Mitchell, J.K. (1981). Soil Improvement: State-of-the-Art Report. Session 12, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, June 15-19.

Handy, R.L. (1982). In-Situ Stress Determination by Iowa Stepped Blade. *ASCE J GED108, GT11*, 1405-1422.

Lawton, E.C. et al. (1994). Control of Settlement and Uplift of Structures Using Short Aggregate Piers. *Proceedings of In-Situ Deep Soil Improvement Conference. ASCE National Convention*. 121-132.

Handy, R.L. et al. (1999). Short Aggregate Piers Reinforced Soils near Tunnels. *Geotechnical Special Publication No. 90: Geo-Engineering for Underground Facilities, ASCE*, 1039-1047.

Lawton, E.C. (2000). Soil Improvement and Stabilization. Section 6A Non-Grouting Techniques. En Brown, R.W. (2000) *Practical Foundation Engineering Handbook*. McGraw Hill.

Elias, V. et al. (2000). Ground Improvement Technical Summaries. Report No. FHWA-SA-98-068. Federal Highway Administration.

Han, J. & Ye, S.L. (2001). Simplified Method for Consolidated Rate of Stone Column Reinforced Foundations. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 127, No.7.

Minks, A.G. et al. (2001). Distribution of Stresses and Settlements Below Floor Slabs Supported by Rammed Aggregate Piers. *Proceedings, 54th Canadian Geotechnical Conference*. Calgary, Alberta. September 16-19.

Handy, R.L. (2001). Does Lateral Stress Really Influence Settlement?. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. July.

Gaul, A.J. (2001). Embankment Foundation Reinforcement Using Rammed Aggregate Piers in Iowa Soils. Master Thesis. Iowa State University.

Wissmann, K.J. et al. (2002). Improving Global Stability and Controlling Settlement with Geopier Soil Reinforcing Elements. *Proceedings, 4th International Conference on Ground Improvement*. Kuala Lumpur, Malaysia, 26-28 March.

Hall, K.M. et al. (2002). Soil Reinforcement Used to Arrest Bearing Capacity Failure at a Steel Mill. *Proceedings, 4th International Conference on Ground Improvement*. Kuala Lumpur, Malaysia, 26-28 March.

Howvelkamp, K.K. (2002). Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcement: Group Load Tests and Settlement Monitoring of Large Box Culvert. Master Thesis. Iowa State University.

White, D.J. & Suleiman, M.T. (2004). Design of Short Aggregate Piers to Support Highway Embankments. *Transportation Research Record. Journal of the Transportation Research Board*, No. 1868. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 103-112.

Castro González, J. (2008). Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.

Thompson, M.J. et al. (2009). Performance Monitoring of a Rammed Aggregate Pier Foundation Supporting a Mechanically Stabilized Earth Wall. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. ASCE, 244-250.

Schaefer, V.R. et al. (2016). *Ground Modification Methods-Reference Manual*. Vol 1. Report No. FHWA-NHI-16-027. Federal Highway Administration.

COLUMNAS BI-MÓDULO. DESCRIPCIÓN Y EJEMPLOS DE APLICACIÓN

JUAN CARLOS MONTEJANO SANZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento técnico. Menard España.

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

1- Introducción

La presente publicación pertenece a la 19ª Sesión de las Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS sobre los avances en las técnicas de mejora del terreno y cimentaciones especiales. En este artículo se describe el funcionamiento y procedimiento de ejecución de la mejora del terreno mediante Columnas Bi-Módulo (CBM) así como ejemplos de reciente aplicación.

El objetivo de esta técnica, de manera similar a otros tratamientos del terreno, es crear un conjunto de suelo mejorado con unas características geomecánicas sensiblemente superiores a las del terreno original.

La peculiaridad de las Columnas Bi-Módulo (CBM) es que combinan una parte inferior rígida (Inclusión rígida Columna de Módulo Controlado (CMC) compuesta por un hormigón o mortero) con una parte superior flexible (columna de grava) lo que presenta una serie de ventajas:

- Permite minimizar el espesor de la capa de transferencia de carga e incluso se puede llegar a prescindir de ella.
- Se pueden ajustar fácilmente a problemas de nivelación ya que es posible excavar directamente el cabezal de grava.
- Bajo zapatas en zonas sísmicas se elimina la obligatoriedad de tener que colocar un colchón de reparto.
- Mejora el comportamiento de las inclusiones frente al punzonamiento y la distribución de las cargas.
- Se evitan sobre-excavaciones para constituir la capa de transferencia de carga

2. Descripción de las Columnas Bi-Módulo

Las Columnas Bi-Módulo deben su nombre a estar formadas por dos partes bien diferenciadas. La parte inferior es una Columna de Módulo Controlado (CMC) formada por hormigón o mortero. El cabezal

superior está formado, sin embargo, por grava compactada. Estas dos partes presentan propiedades tensodeformacionales distintas y por ello se usa el nombre de columnas bi-módulo.

Debido a esta diferencia de comportamiento se hace necesario disponer de una zona de transición entre ellas. Esta interfaz está formada por una mezcla entre los materiales superiores e inferiores según se muestra en la Figura 1.

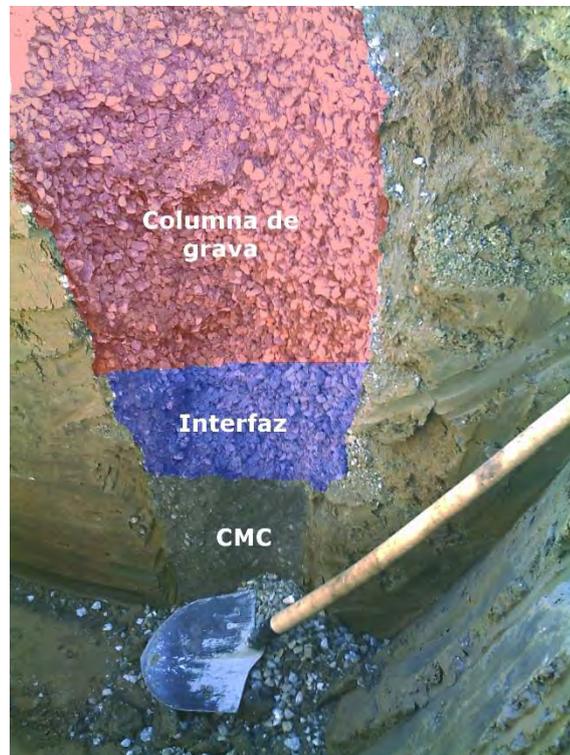


Figura 1: excavación de la parte superior de una Columna Bi-Módulo

3. Procedimiento de ejecución

Las Columnas Bi-Módulo se llevan a cabo en dos fases sucesivas según el procedimiento de ejecución de la Figura 2.

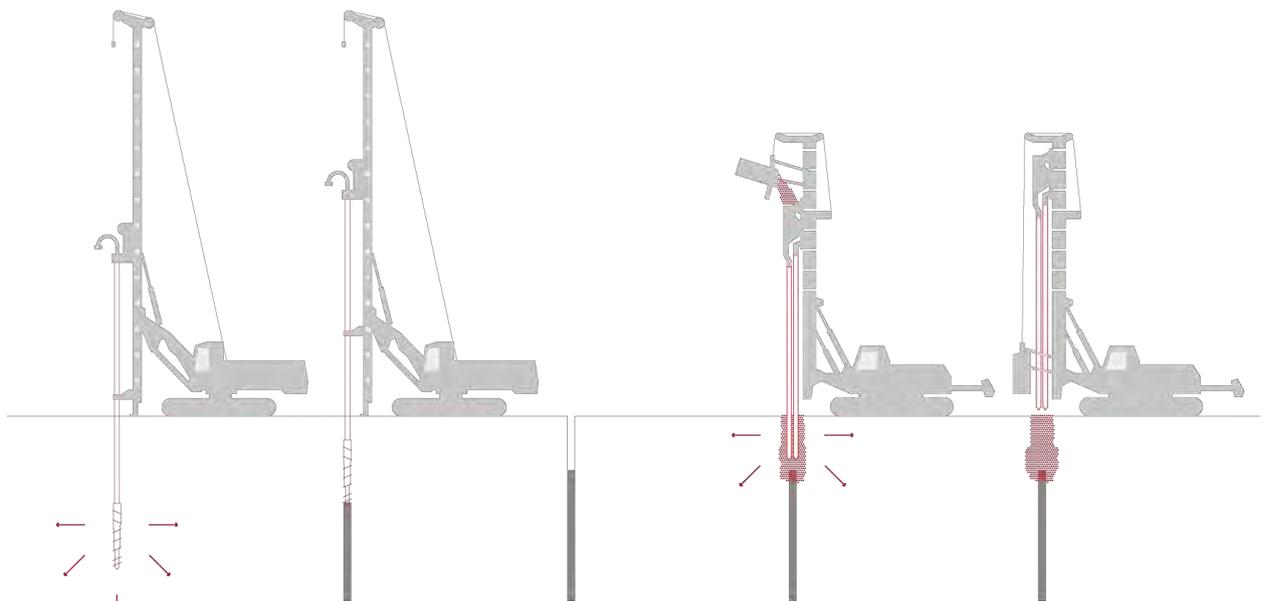


Figura 2: procedimiento de ejecución de las Columnas Bi-Módulo

El procedimiento sigue los siguientes pasos:

- Realización de una perforación de pequeño diámetro preferiblemente mediante hélices de desplazamiento;
- Incorporación del mortero u hormigón por la base del útil de perforación. El relleno se realiza hasta alcanzar como mínimo la cota superior de la interfaz de transición y como mínimo 20cm por encima del nivel freático;
- Realización de la interfaz de recubrimiento de las Columnas Bi-Módulo mediante el descenso de un vibrador a una profundidad mínima de 50cm en la parte de la columna de mortero/hormigón ya ejecutada;
- Ejecución de la parte superior de la Columna Bi-Módulo mediante la incorporación y compactación de la grava introducida hasta alcanzar el nivel de la plataforma de trabajo.

3.1. Fase 1: Inclusión rígida CMC

La parte inferior de las Columnas Bi-Módulo se realiza según el método de las Columnas de Módulo Controlado (CMC).

La perforación se ejecuta con o sin extracción de material mediante la aplicación de un par de rotación y/o de vibración con o sin fuerza de empuje (pull-down). En la medida de lo posible es deseable realizar dicha perforación sin extracción del material, desplazando el terreno hacia los laterales con una herramienta especialmente diseñada a tal efecto. Este método mejora las propiedades del terreno mediante el empuje lateral del mismo, aumentando la eficiencia del tratamiento.

Una vez alcanzada la profundidad deseada, se realiza el bombeo del mortero u hormigón que se incorpora por la base de la herramienta a una presión moderada durante el ascenso de esta. Se crea así una inclusión continua de diámetro controlado. Los diámetros normalmente utilizados varían entre 300 y 420mm.

La técnica se ejecuta mediante maquinaria equipada con sistemas de registro lo que permite disponer de forma continua de parámetros de perforación tales como la fuerza aplicada, el par de rotación o las velocidades de rotación y hormigonado.

Adicionalmente las perforadoras cuentan con sistemas de vigilancia o monitorización que permiten garantizar la continuidad del hormigonado, indicando 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 diámetro seleccionado (velocidad de referencia), teniendo en cuenta un sobreconsumo no inferior al 5% sobre el teórico.
- La presión de bombeo del circuito en el cuello de cisne que controla el adecuado llenado de la herramienta.

Al inicio del bombeo se cuantifica la cantidad necesaria para llenar la herramienta y sólo se inicia el ascenso cuando se alcanza dicha cantidad, además de una presión de bombeo superior a la mínima necesaria para iniciar la extracción.

Una vez comprobando por el operador que se cumplen todos los valores de presión y velocidad de referencia se procede al hormigonado en retirada de la inclusión.

Al final de la extracción, el bombeo se interrumpe cuando el volumen de material presente en el tubo es suficiente para completar el llenado del resto de la columna por gravedad. Una vez terminada la inclusión el perfil de esta se muestra en el panel de control y se comprueba su continuidad.

En el caso de la realización de Columnas Bi-Módulo el hormigonado se detiene a la profundidad correspondiente a la cota superior de la interfaz o zona de contacto, o bien, según los casos, se asciende hasta la plataforma de trabajo.

3.2. Interfaz de transición

Es importante tener en cuenta una serie de consideraciones en cuanto a la ejecución de la interfaz de solape (conexión entre la inclusión rígida y la Columna de Grava):

- El mortero u hormigón debe finalizar al menos 50 cm por encima de la cota inferior de la interfaz de transición (longitud de solape de 50 cm).
- El nivel de enrasado o de nivelación se controla por medio del sistema de monitorización de a bordo, midiendo el volumen continuo del mortero u hormigón inyectado en función de la altura de subida de la herramienta.

Por lo tanto, el relleno de la columna puede ser interrumpido por debajo de la plataforma de trabajo con la condición de que este nivel quede al menos 20 cm por encima del nivel freático.

- Si es necesario, el relleno de mortero u hormigón puede llevarse hasta la plataforma de trabajo. Esta parte de exceso se ‘rompe’ posteriormente a la hora de ejecutar la Columna de Grava.
- Es necesario respetar unos tiempos a la hora de ejecutar la interfaz. En caso de utilizar un mortero u hormigón muy fluido se debe esperar al menos 4 horas, y un máximo de 12 horas, tras la realización de la CMC.

En la interfaz de transición se mezclan la parte superior de grava y la parte inferior de mortero u hormigón formándose una especie de grava-cemento y garantizando una perfecta transmisión de cargas entre las dos partes de la columna.

La adecuada conformación de la interfaz de transición puede comprobarse mediante ensayos de descabezado.

3.3. Fase 2: Parte superior de la columna

La parte superior de las columnas Bi-Módulo se realiza de acuerdo a la metodología de las columnas de grava por vía seca según las recomendaciones técnicas aplicables.

De esta manera la columna se ejecuta mediante un vibrador que desciende hasta la base de la zona de transición, superponiéndose con la cabeza, todavía en fresco, de la Columna de Módulo Controlado. Una vez en la posición correcta comienza la incorporación de la grava, compactándola y empujándola contra el terreno mediante la penetración del vibrador.

Este proceso se lleva a cabo realizando pasadas sucesivas, con un recorrido de 30 a 50 cm, mediante bajadas y subidas del vibrador. El aporte de grava es continuo constituyendo una columna sin discontinuidades cuyo diámetro variará en función de la consistencia de las capas atravesadas.



Figura 3: maquinaria durante la ejecución de Columnas Bi-Módulo.

4. Aplicaciones de la técnica

Las técnicas de mejora del terreno mediante inclusiones suelen buscar reducir los asentamientos que puedan afectar a la estructura y aumentar la capacidad portante del suelo. Frente a otras técnicas, las Columnas Bi-Módulo proporcionan una serie de ventajas:

- **Zonas sísmicas.** La parte rígida de la inclusión no está armada por lo que no presentan una gran resistencia frente a esfuerzos de flexión y cortante.

Los esfuerzos debido al sismo que se transmiten a las inclusiones son de dos tipos: inerciales y cinemáticos.

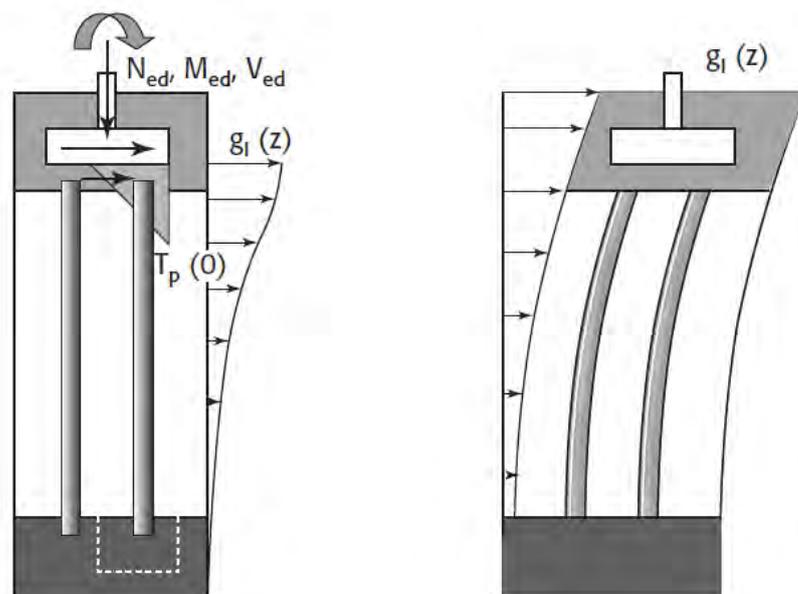


Figura 4: tipos de esfuerzos transmitidos a las inclusiones en caso de sismo.

Los esfuerzos cinemáticos son debidos al movimiento del suelo durante el terremoto y no pueden ser evitados. Sin embargo, los esfuerzos inerciales son debidos a los desplazamientos de la estructura y pueden ser atenuados por el cabezal de grava.

Para disminuir esto esfuerzos inerciales, se requiere generalmente la realización de una capa de transferencia de carga.

Las Columnas Bi-Módulo tienen, por tanto, un mejor comportamiento frente al sismo ya que el cabezal de grava toma el rol de la capa de transferencia de carga disminuyendo los esfuerzos inerciales que se transmiten a la parte rígida, evitando trabajos de realización de la capa de transferencia de carga cuando estos se presentan complicados. A mayor longitud del cabezal, mayor efecto beneficioso. En ese sentido, estudios realizados (Zhang et al 2010) han mostrados reducciones de los esfuerzos horizontales de hasta un 97% para cabezales de grava de 1,5 m de longitud.

- **Capa de transferencia de carga.** En muchos casos, para que las CMC trabajen adecuadamente y se garantice una correcta transmisión de las cargas a las mismas y limitar los efectos sísmicos es necesaria la ejecución de un colchón de reparto de material granular y unas adecuadas características.

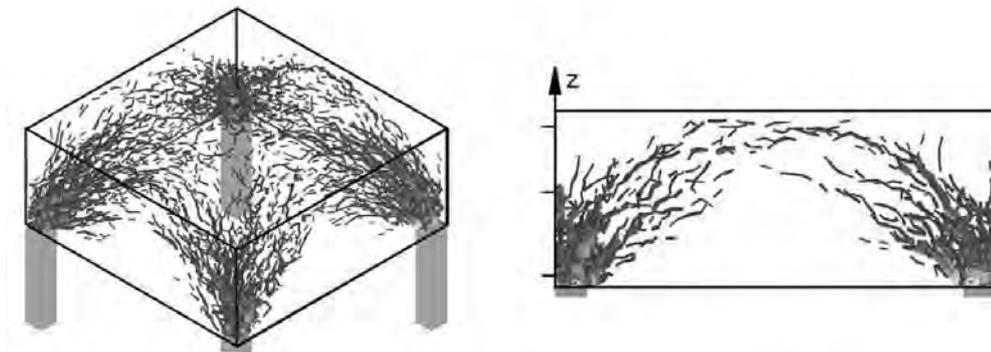


Figura 5: reparto de las tensiones en un colchón de material granular sobre una serie de inclusiones rígidas

Este colchón evita que se produzcan deformaciones diferenciales en superficie o que se generen esfuerzos excesivos en los elementos de cimentación. Debe ser dimensionado adecuadamente en función de las cargas aplicadas, el diámetro de las inclusiones, la separación entre las mismas y la naturaleza del terreno y puede llegar a tener espesores importantes.

Normalmente este dimensionado se lleva a cabo, en el caso de firmes flexibles, mediante el concepto de altura crítica. La altura crítica es el espesor necesario de la capa para que pueda producirse el efecto arco sin generar deformaciones en superficie tal y como aparece en la imagen anterior. Existen diferentes normativas tal y como se muestra a continuación:

	BS 8006-1:2010	McGuire (2011)	Sloan and al. (2013)	Tensar recommendations
Critical Embankment Height H_{crit} (m)	0.7(s-a)	0.813s+0.97a w/o traffic loading x1.2 with traffic loading	1.5(s-a) w/o traffic loading 1.8(s-a) with traffic loading	s-a
Max. Centre-to-centre CMC spacing s (m)	a+1.4H	1.23H-1.19a w/o traffic loading 1.02H-1.19a with traffic loading	a+0.67H w/o traffic loading a+0.56H with traffic loading	a+H
Remarks		Bench-scale (1:10 to 1:20) testing, supported by 18 experimental studies and 25 case histories	Experimental study with dissolved geofoam Traffic taken into account during experiments	

$H_{critical}$ is the minimum embankment thickness to ensure no differential settlement at the surface and $a = 0.886 \times D_{CMC}$: length of the equivalent square

Figura 6: espesor recomendado del colchón de reparto según diferentes autores

Además, su construcción puede ser problemática donde la subrasante de las zapatas es muy profunda y sobre todo si el nivel freático es alto.

Sin embargo, en el caso de las Columnas Bi-Módulo, la menor rigidez del cabezal de grava lo hace funcionar como un colchón de reparto localizado permitiendo que las cargas se transmitan adecuadamente al material de mayor resistencia que forma la parte baja de la inclusión.

Las CBM tienen, en principio, los mismos ámbitos de aplicación que el resto de las técnicas de mejora mediante inclusiones, pudiendo ejecutarse en todo tipo de suelos y rellenos antrópicos. Algunos ámbitos de aplicación serían los siguientes:

- Almacenes y plataformas logísticas.
- Edificios industriales y comerciales.
- Edificios residenciales.
- Tanques de almacenaje.
- Estructuras de tierras en obras viarias (carreteras y ferrocarriles).

5. Dimensionado de las Columnas Bi-Módulo

5.1. Hipótesis de partida

A la hora de dimensionar una solución mediante Columnas Bi-Módulo se toman una serie de hipótesis de partida.

5.1.1. Esfuerzos verticales

Las cargas de la estructura se reparten entre el suelo y las Columnas Bi-Módulo según los siguientes mecanismos:

- Por difusión de las tensiones a través de la capa de reparto en el caso de cargas repartidas (efecto arco);
- En zapatas, por la transmisión directa de las cargas al suelo y CBM bajo las mismas;
- Mediante la transferencia de cargas entre el suelo y las CBM, bajo el efecto de los desplazamientos relativos (rozamiento).

La capacidad de carga de las Columnas Bi-Módulo está limitada por:

- El confinamiento lateral del suelo alrededor de la parte de grava superior;
- El efecto del asentamiento en la capa de apoyo del pie de la CMC (eventual comportamiento elasto-plástico en el contacto de la columna en el nivel de anclaje);
- Efecto de la penetración de la parte rígida de la CBM en la parte de grava a nivel de la interfaz de transición (eventual comportamiento elasto-plástico en el contacto Columna de Grava/Inclusión CMC).

5.1.2. Esfuerzos no verticales

En este tipo de tratamientos los esfuerzos horizontales que puede transmitir la estructura no se comportan igual que en soluciones solidarias con la misma. Gracias al cabezal de la grava de la parte superior de la inclusión, los esfuerzos horizontales que se pueden generar en la cabeza de las mismas se absorben por la fricción de la grava compactada, minimizando los esfuerzos de flexión y cortante que alcanzan la parte rígida de la inclusión. Para asegurar dicha hipótesis, el cabezal de grava debe ser de, al menos, 1m de altura (incluyendo la zona de transición).

5.1.3. Esfuerzos dinámicos sísmicos

Las Columnas Bi-Módulo son un tratamiento que se puede aplicar en zonas sísmicas igual que pueden serlo las inclusiones rígidas CMC, con la ventaja añadida de que no es necesario un colchón de reparto entre la cabeza de las Columnas Bi-Módulo y las zapatas.

En un tratamiento mediante Columnas Bi-Módulo se considera que la estructura reposa sobre una cimentación superficial. De esta manera, a la hora de dimensionar la estructura, podrán tomarse como referencia los códigos, normas y recomendaciones concernientes a las cimentaciones sobre zapatas en zonas sísmicas.

La aplicación de un sismo en un suelo reforzado por Columnas Bi-Módulo induce una serie de solicitaciones (momentos flectores y esfuerzos cortantes) en las columnas. Estas solicitaciones son de dos tipos:

- Efecto cinemático correspondiente a la solicitación inducida por la deformación del suelo circundante en campo libre. Se entiende que, debido a su baja inercia, las columnas Bi-Módulo no modifican el campo de deformación del suelo en caso de sismo. Por tanto, es necesario calcular las tensiones inducidas en las inclusiones por el campo de deformación del suelo de acuerdo con los requisitos, normas y/o recomendaciones profesionales aplicables;
- Efecto inercial correspondiente a la parte de los esfuerzos de inercia de la estructura que son transmitidos al suelo reforzado en la base de la estructura. Es necesario calcular las tensiones inducidas en las CMC de las columnas Bi-Módulo por estas fuerzas (momentos flectores y esfuerzos de inercia), si bien estas son disipadas en gran medida por el cabezal de grava.

5.2. Métodos y procesos de dimensionamiento

Siguiendo lo planteado en los apartados anteriores, sólo un cálculo que integre tanto las deformaciones como las tensiones (es decir, que integre las leyes de comportamiento del suelo, de las inclusiones CBM y de interacción suelo/CBM) puede conducir a un diseño realista de un tratamiento de esta naturaleza. En consecuencia, los modelos de cálculo a rotura simples, de uso frecuente en el mundo de la geotecnia, no son aplicables.

El proceso de cálculo consiste en determinar, para una geometría de columna y un espaciamiento de malla, el reparto de tensiones entre el suelo y las columnas, así como los asientos correspondientes a la estructura.

Este cálculo del reparto de tensiones y deformaciones puede realizarse mediante formulaciones empíricas o mediante programas de cálculo de elementos finitos.

5.2.1. Cálculo mediante fórmulas empíricas

Existen diversas formulaciones a las que se puede acudir para calcular la distribución de tensiones y asientos entre el suelo y las columnas si bien los métodos de referencia pueden ser considerados los siguientes:

- Cabezal de grava:
 - o El método de Priebe para la determinación del reparto de asientos y tensiones en la zona de grava.
- Zona inferior rígida:
 - o El método de O. Combarieu para la determinación del rozamiento negativo con altura crítica y efecto de anclaje,
 - o El método de Frank y Zhao para la determinación del asiento de las columnas en el suelo circundante,
 - o Comportamiento elástico del material de las columnas.

El asiento total del suelo reforzado mediante Columnas Bi-Módulo se calcula mediante la suma de asientos a lo largo de la longitud de las inclusiones.

5.2.2. Cálculo según elementos finitos

La manera más completa de calcular un problema geotécnico complejo, como un tratamiento de Columnas Bi-Módulo, sería mediante un programa de elementos finitos. Estos programas son capaces de discretizar el modelo geométrico en una serie de elementos formando una matriz que, según los parámetros introducidos, permite estudiar las tensiones y deformaciones en todos los puntos del modelo.

En la Figura 7 se muestra el modelo axisimétrico utilizado en el cálculo de elementos finitos para mallas regulares. El modelo se basa en hacer uso de una simetría radial, representando la columna y su área de influencia equivalente. Esta área de influencia depende del espaciamiento de la malla.

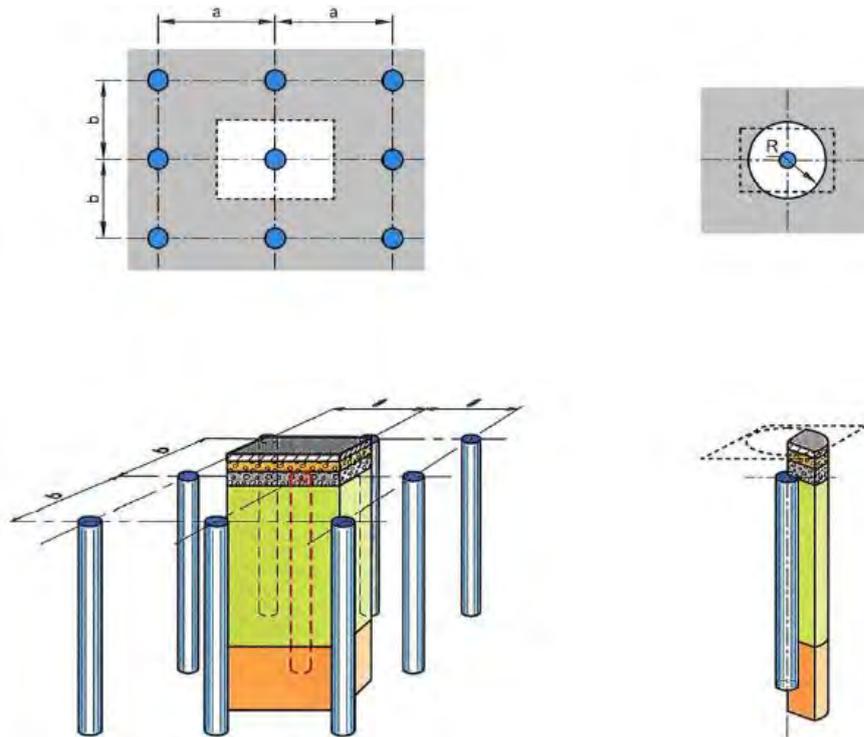


Figura 7: Modelo axisimétrico representando un suelo reforzado mediante una malla regular de inclusiones rígidas

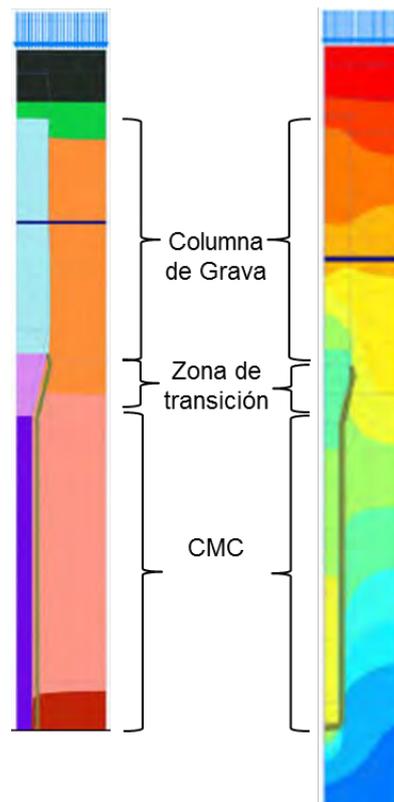


Figura 8: Modelización en PLAXIS de la Columna Bi-Módulo

Los modelos axisimétricos son adecuados para reproducir problemas de naturaleza regular (misma malla de tratamiento y cargas – losas, terraplenes, etc) pero no son válidos para modelizar situaciones asimétricas o puntuales (zapatas) para lo que habrá que utilizar modelos planos bidimensionales o incluso modelos 3D.

En la Tabla 1 se resumen los parámetros a introducir en el programa, así como los principales resultados que se obtienen del mismo:

Tabla 1: Parámetros introducidos y datos obtenidos en el programa de elementos finitos

Elemento	Entrada	Salida
Estructuras de cimentación	Carga repartida, espesor, módulo de deformación y de Poisson.	Deflexión, tensiones máximas de compresión y tracción, momentos, etc.
Colchón	Espesor, módulo de deformación, coeficiente de Poisson, cohesión y ángulo de rozamiento interno.	Asientos, desplazamiento, etc.
CBM	Diámetro, malla, profundidad, módulo, coeficiente de Poisson, cohesión y ángulo de rozamiento interno, condiciones de interfaz.	Tensiones de compresión, deformaciones, etc.
Capas de suelo	Espesor, módulo, coeficiente de Poisson, cohesión y ángulo de rozamiento interno	Deformaciones, tensiones, etc.

Una vez obtenida la distribución de asientos y deformaciones por cualquiera de los métodos anteriores es posible establecer un módulo de deformación equivalente del suelo reforzado para el dimensionamiento de pavimentos (soleras) conforme al DTU 13.3. Este módulo de deformación equivalente se calcula directamente a partir de la presión aplicada, el espesor de la capa reforzada y el asiento calculado, según la Ecuación 1:

Ecuación 1: módulo equivalente del terreno reforzado

$$E_s = \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{1 - \nu} \cdot \frac{\sigma \cdot h}{\Delta h}$$

Siendo:

- ν : coeficiente de Poisson del suelo
- σ : tensión aplicada sobre el pavimento (solera)
- h : espesor de suelo reforzado
- Δh : asiento calculado

Una vez conocidos los asientos y distribución de tensiones producidos deberá verificarse que los movimientos sean admisibles y que no se superan las resistencias de los materiales.

5.3. Verificación de dimensionamiento

En el caso de cimentaciones de estructuras sobre suelos mejorados es necesario verificar los estados límites de los materiales (STR) y de hundimiento (GEO). En la Tabla 2 se resume el proceso de verificación seguido para el dimensionamiento de un tratamiento mediante CBM:

Tabla 2: Proceso de comprobaciones

Verificación GEO	
Verificación de la capacidad portante del suelo en ELU sin inclusiones	
Dominio 1	Dominio 2
Verificación de la capacidad portante del suelo reforzado según: ELU (ASIRI V1.2 - CMC) ELS (ASIRI V1.1.3.2 - CMC)	No es necesaria la verificación de la capacidad portante del suelo reforzado a condición de que se realiza una modelización realista del rozamiento y el empotramiento.
Verificación STR	
Verificación de la resistencia a compresión simple Verificación de la resistencia a flexión compuesta Verificación a cortante Verificación a pandeo	
Cálculo del asiento en ELS	

5.3.1. Verificación GEO

La verificación geotécnica comienza con la comprobación de la capacidad portante del suelo sin inclusiones en ELU para definir el dominio de trabajo. Estos dominios pueden ser:

- Dominio 1: las inclusiones son necesarias para garantizar la capacidad portante del suelo.
- Dominio 2: las inclusiones son sólo necesarias para que las deformaciones producidas sean admisibles.

Dicha comprobación de capacidad portante se realiza con los métodos usuales de cálculo de cimentaciones superficiales.

Es necesario establecer adecuadamente cual es el dominio ya que determina los factores de seguridad aplicables. El documento ASIRI ((IREX), 2013), en su capítulo 5 detalla el procedimiento de cálculos a realizar para dichas comprobaciones.

Cuando nos encontramos en el Dominio 2 el suelo es capaz de resistir las cargas sin que se produzca la rotura, por lo que no es necesario calcular la capacidad portante del tratamiento. Se debe calcular de manera adecuada las deformaciones que se producen según los métodos de cálculo expuestos en el apartado 5.2.

Métodos y procesos de dimensionamiento del presente artículo. Los resultados deben ser coherentes con los asientos y deformaciones asumibles de la estructura a cimentar.

En caso de que las inclusiones sean necesarias para garantizar una capacidad portante suficiente (Dominio 1), se debe verificar el tratamiento tanto en ELS como en ELU. En el caso de la verificación GEO, es necesario comprobar que no se produce la rotura del suelo a partir de los factores de seguridad adecuados. Debe comprobarse que las tensiones transmitidas al suelo no superan su resistencia.

5.3.2. Verificación STR en la parte inferior de las CBM

Debido a la utilización de mortero u hormigón en estas inclusiones, es preciso establecer la resistencia a compresión de estas.

El comportamiento intrínseco de las CMC está caracterizado por:

- El módulo de Young E_Y del material para aplicación de cargas a largo plazo,
- La resistencia en compresión medida en un cilindro a 28 días f_{ck} del material,
- La resistencia en tracción a 28 días f_{ctm} del material.

Según el EC-7 (2.4.7.1) el valor de la resistencia a compresión del hormigón (f_{cd}) de cálculo se caracteriza por el valor mínimo de las siguientes expresiones:

$$f_{cd} = \text{Min} \left(\alpha_{cc} \cdot k_3 \cdot \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \cdot \frac{C_{max}}{\gamma_c} \right)$$

$$f_{ck}^* = \frac{f_{ck}}{k_1 \cdot k_2}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \frac{k_3}{k_1 \cdot k_2}$$

Donde:

α_{cc} : coeficiente que depende de la existencia de armadura.

γ_c : coeficiente de minoración del hormigón, que para cargas permanentes es 1,5 y para cargas accidentales es 1,2.

f_{ck}^* : resistencia característica del hormigón o del mortero, según la siguiente expresión.

$$f_{ck}^* = \inf(f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck}) \cdot \frac{1}{k_1 \cdot k_2}$$

Siendo:

f_{ck} : resistencia a compresión cilindros a 28 días.

$f_{ck}(t)$: resistencia a compresión en los cilindros característica medida en el tiempo t.

C_{max} : valor máximo de la resistencia a la compresión, teniendo en cuenta la consistencia y el valor del método de ejecución.

k_1 : valor que tiene en cuenta el tipo de inclusiones en función del tipo de procedimiento de ejecución.

k_2 : valor función de la esbeltez de la inclusión

k_3 : valor que depende del tipo de control efectuado

Por otro lado, igualmente es preciso comprobar la resistencia a tracción, corte y pandeo de las inclusiones a través de las formulaciones que se recogen en el documento de ASIRI (sobre inclusiones rígidas) que corresponden a verificaciones de los Eurocódigos E2 y E7.

5.3.3. Verificación STR en la parte superior de las inclusiones

El cálculo de la tensión máxima admisible en columnas de grava comienza con la determinación de la tensión vertical de rotura (q_r) de una columna aislada a partir de las características de las columnas y del terreno según los esquemas de posibles fallos (a, b y c en la Figura 9):

- Rotura por expansión lateral (a), a menudo criterio de dimensionamiento (q_c);
- Rotura por cizalladura (b) generalizada (q_z), tipo de rotura poco común y que se produce en columnas cortas;
- Rotura por perforación (c), que corresponde exclusivamente a columnas flotantes (q_p).

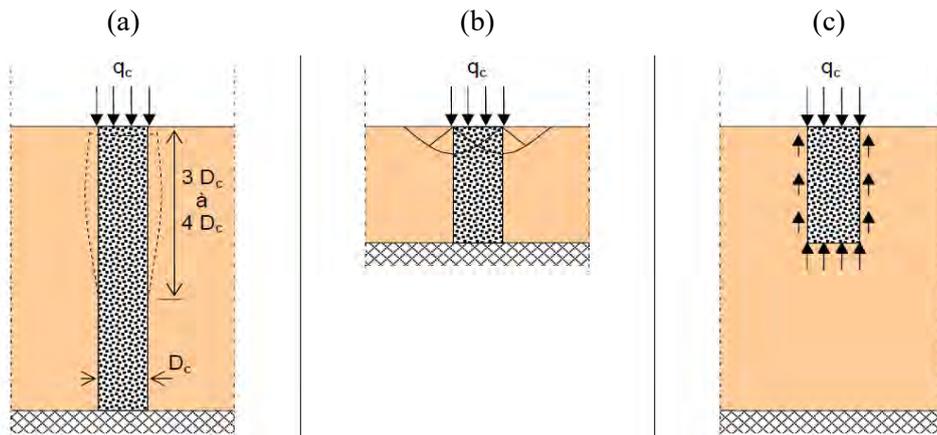


Figura 9: tipos de rotura posible en las Columnas de Grava

En cuanto a la capacidad portante con la que se dimensionan las soluciones, se suele considerar generalmente la columna aislada, ignorando el efecto grupo.

De los tres tipos de rotura planteadas, el tipo (c) no se puede dar en un cabezal de las Columnas Bi-Módulo ya que no podría ser considerado como columna flotante. La rotura tipo (b) es poco común por lo que de cara a este artículo se admite que el único modo de rotura probable es la rotura por expansión lateral de la columna.

Por analogía con las condiciones triaxiales, la compresión de rotura efectiva q_{re} por expansión lateral se calcula en función del confinamiento máximo lateral σ'_{hmax} según:

Ecuación 2: tensión de rotura efectiva

$$q_{re} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_c}{2} \right) \cdot \sigma'_{hmax} \quad \text{Greenwood, (1970)}$$

Siendo:

- φ'_c : ángulo de rozamiento interno de las columnas de grava.
- σ'_{hmax} : confinamiento lateral. Se obtiene del informe geotécnico determinándolo a partir de los ensayos de laboratorio (ensayos triaxiales) o ensayos in situ (presiómetro, penetrómetro estático, etc.)

La compresión vertical admisible en ELS, q_{aELS} , se obtiene por aplicación de un coeficiente de seguridad de 2 sobre la presión vertical de rotura q_r .

La compresión admisible final será el valor más pequeño de los siguientes: 0,8 MPa (valor propuesto por la norma francesa NF P 11 212, DTU 13.2) y la compresión vertical admisible calculada $\frac{q_r}{2}$:

Ecuación 3: compresión admisible para las Columnas de Grava en ELS

$$q_{aELS} = \text{Min} \left(0,8 \text{ MPa}; \frac{q_r}{2} \right)$$

La compresión máxima de cálculo q_{aELU} de las columnas se obtiene por la aplicación de un coeficiente de seguridad de 1,5 sobre la presión vertical de rotura q_r .

Ecuación 4: compresión admisible para las Columnas de Grava en ELU

$$q_{aELU} = \frac{q_r}{1,5}$$

6. Ensayos sobre las Columnas Bi-Módulo

La técnica de las Columnas Bi-Módulo tiene unos parámetros muy controlados debido a los ensayos que se realizan durante todo el proceso (antes, durante y tras la ejecución) y a los sistemas de registro de parámetros instalados en la maquinaria. De esta manera es posible realizar el tratamiento con las debidas garantías técnicas.

Los ensayos pueden dividirse en tres fases distintas: ensayos preliminares, ensayos durante el curso de la ejecución y ensayos de control y recepción.

6.1 Ensayos preliminares

Los ensayos preliminares serían los siguientes:

- Calibrado de los parámetros de perforación: es necesario, al inicio de la ejecución, realizar perforaciones junto a los puntos en los que se hicieron los ensayos del estudio geotécnico, con el fin de establecer una correlación entre los futuros registros de la máquina y los resultados de estas pruebas preliminares.
- Fin de la perforación: la perforación se lleva hasta la profundidad prevista en el diseño o se detiene cuando se alcanza un criterio predefinido siguiendo las pruebas de calibrado.
- Calibrado del bombeo: al comienzo de cada proyecto, el sistema de medición de flujo a la bomba que permite controlar el relleno de las columnas debe ser calibrado con el material que será realmente utilizado en obra.

6.2. Ensayos durante la ejecución

Durante la ejecución y gracias al sistema de monitorización de a bordo se recogen los datos de perforación y relleno de la columna. Estos datos permiten el control continuo y a tiempo real de una adecuada ejecución.

Los ensayos durante la ejecución consisten precisamente en todos estos datos que se recogen durante la realización de la columna que permiten el control constante de una adecuada ejecución.

6.3. Ensayos de control y recepción

Estas pruebas tienen como objetivo verificar la resistencia de los materiales, la calidad de la ejecución de las columnas y/o la capacidad portante, y se pueden resumir en:

- Ensayos de resistencia de los materiales.
- Ensayos de descabezado, para comprobar el interfaz de transición.
- Prueba de carga de calidad de la ejecución de la inclusión.

7. Ejemplos de aplicación

La técnica de las Columnas Bi-Módulo se comenzó a desarrollar a principio de los 2000 y desde entonces se ha utilizado en numerosos proyectos de manera exitosa.

Se exponen a continuación dos ejemplos de aplicación reciente de esta técnica.

7.1. Caso 1: refuerzo bajo vial existente

La problemática de este proyecto consistía en la existencia de un relleno de arcillas arenosas que habían sufrido importantes deformaciones.

Se presenta una solución alternativa a la de proyecto, mediante la ejecución de columnas bimódulo con el objetivo de homogenizar y rigidizar el comportamiento del relleno existente, además de optimizar las sobreexcavaciones a acometer bajo las capas del firme a reparar.

En este caso, las Columnas Bi-Módulo presentan una doble función beneficiosa con respecto al diseño y optimización del tratamiento:

- Permitían una mayor concentración de las cargas sobre la columna rígida, disminuyendo la presión sobre el terreno deformable.
- Se minimiza el efecto del punzonamiento, reduciendo el asiento diferencial que se crea entre la inclusión y el terreno circundante.

Dado que era un proyecto de reparación se habían realizado varios informes y análisis de las patologías detectadas, por lo que se contaba con abundante documentación para acometer el diseño del proyecto.

Para realizar los cálculos se recurrió al programa de elementos finitos PLAXIS verificando que los datos introducidos coincidieran con el comportamiento real presentado por el terreno y con los cálculos realizados en proyecto.

El cálculo de la solución mediante Columnas Bi-Módulo comenzó con un modelo axisimétrico siguiendo el esquema de la siguiente figura:

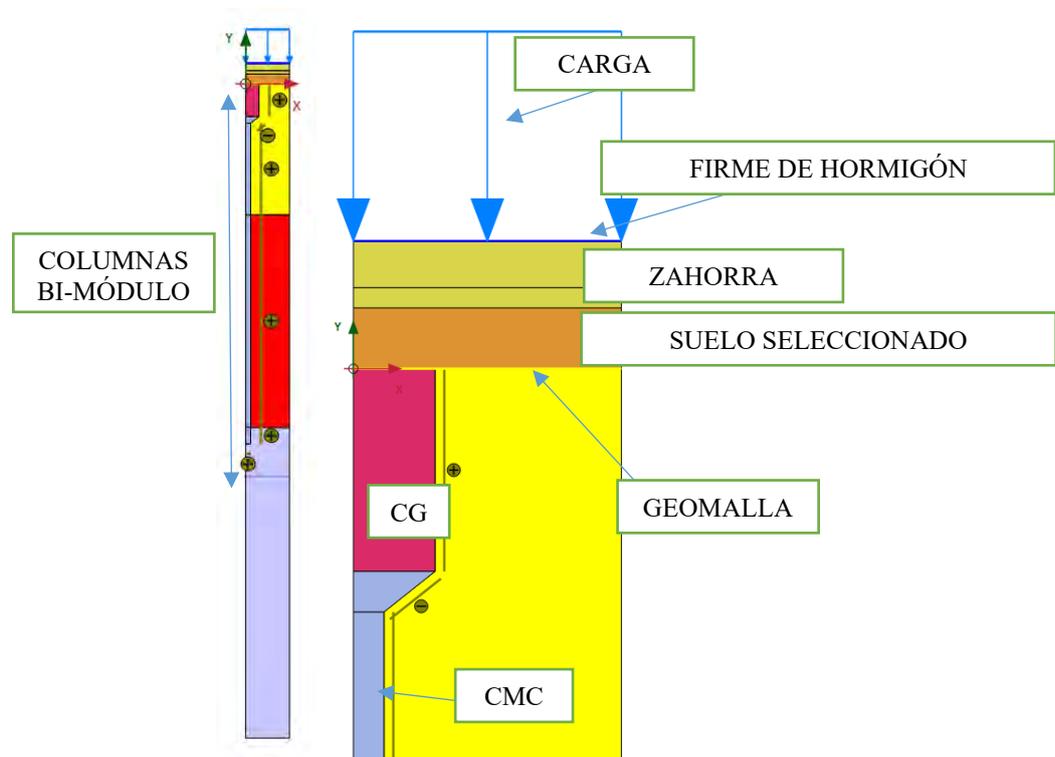


Figura 10: Modelo axisimétrico de tratamiento mediante Columnas Bi-Módulo

Una vez comprobado que los asientos en el modelo axisimétrico cumplían se realizaron varios modelos de deformación plana. Estos modelos son imprescindibles en casos como este en el que se pueden producir asientos diferenciales.

En la figura siguiente se aprecia, en color rojo, la zona reblandecida con peores características geotécnicas.

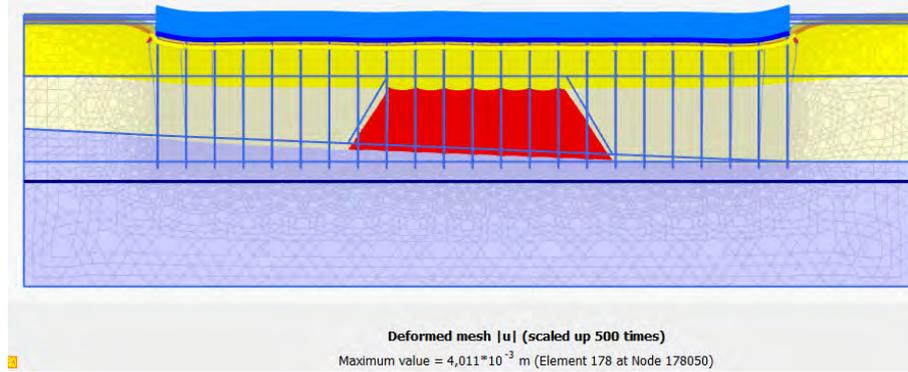


Figura 11: Deformaciones producidas en el modelo plano

7.2. Caso 2: cimentación de un edificio

Se trata de una solución de mejora para la cimentación mediante una losa de cimentación de un edificio de gran extensión apoyados sobre suelos flojos aluviales.

Los datos geotécnicos existentes mostraban que podía dividirse el terreno en dos áreas diferenciadas. La zona este presentaba golpes muy elevados a poca distancia del nivel de sótano, por lo que no se esperaban grandes asientos. Sin embargo, la zona oeste presentaba grandes espesores de material blando lo que provocaría asientos absolutos inadmisibles además de asientos diferenciales con respecto a la zona este.

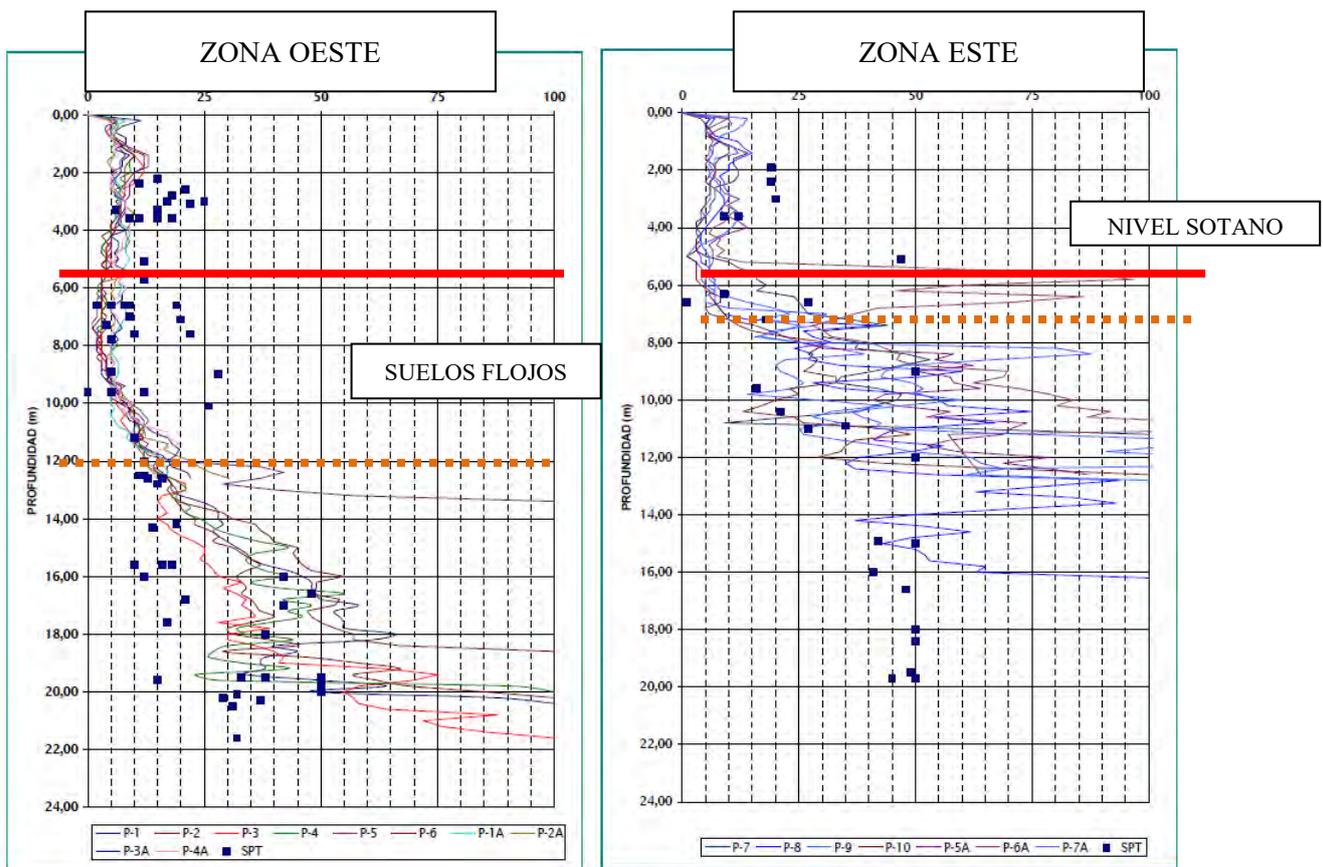


Figura 12: Golpeos obtenidos en los ensayos realizados

Con estos datos resultaba imprescindible ejecutar un tratamiento del terreno en el lado oeste para conseguir minimizar el riesgo de asiento diferencial.

Las medidas del nivel freático se disponían a algo más de un metro por debajo del nivel de explanación previsto, los niveles más altos registrados en épocas lluviosas podían estar metro y medio por encima de la propia excavación.

El proyecto inicial planteaba la realización de Columnas de Grava hasta unos 7 m de profundidad respecto a la plataforma. Frente a ello se planteó la alternativa de realizar Columnas de Módulo Controlado por sus mayores rendimientos de ejecución. Esto resultaba una diferencia sustancial debido a la gran cantidad de medición a ejecutar.

Sin embargo, esta solución también presentaba inconvenientes. La ejecución de inclusiones rígidas bajo losas o soleras obliga a la ejecución de un colchón de reparto. Esto obligaba a una excavación adicional sobre lo previsto en un área importante. Además, el nivel freático se encontraba ya a poca distancia por lo que no interesaba realizar mayores excavaciones.

Por este motivo se optó por la opción de las Columnas Bi-Módulo como la alternativa más adecuada para este caso. Ya que presentaba la ventaja de un mayor rendimiento de ejecución y se evitaba sobreexcavaciones con el ahorro económico que implica además de evitar riesgos durante la propia ejecución por ascenso del nivel freático.

8. Conclusiones

Los objetivos de las Columnas Bi-módulo son los mismos que para otras técnicas de mejora del terreno: reducción de asentos y mejora de la capacidad portante del suelo. Sin embargo, las columnas bi-módulo presenta una serie de ventajas con respecto a otras técnicas similares (CMC, Columnas de grava) que las convierten en un método más eficaz en ciertas ocasiones. Algunas de estas ventajas son:

- Permiten minimizar o eliminar el colchón de reparto.
- Pueden adaptarse a problemas de nivelación al poder excavar el cabezal de grava.
- Sin necesidad de una capa de transmisión de cargas, tienen un mejor comportamiento ante momentos y esfuerzos cortantes al reducir drásticamente o eliminar la transmisión de estos a la parte rígida (CMC) de la CBM.
- Debido a lo anterior presentan un mejor comportamiento frente a esfuerzos sísmicos.
- La capacidad portante de las columnas bi-módulo es superior a la de las columnas de grava debido a la mayor rigidez y menores deformaciones de la inclusión rígida CMC.
- Se pueden aplicar en terrenos con presencia de suelos donde no se puede garantizar la resistencia lateral, en terrenos orgánicos y evolutivos o degradables, siempre y cuando se encuentren por debajo de la base de la interfaz.

Es una técnica que requiere un estudio pormenorizado de las diferentes interacciones que se producen (estructura, colchón de reparto, cabezal de grava, interfaz, CMC) así como de una cuidadosa ejecución con equipos diseñados para este tipo de tratamientos de mejora.

Tabla de figuras

Figura 1: excavación de la parte superior de una Columna Bi-Módulo.....	2
Figura 2: procedimiento de ejecución de las Columnas Bi-Módulo	2
Figura 3: maquinaria durante la ejecución de Columnas Bi-Módulo.....	5
Figura 4: tipos de esfuerzos transmitidos a las inclusiones en caso de sismo.	5
Figura 5: reparto de las tensiones en un colchón de material granular sobre una serie de inclusiones rígidas	6
Figura 6: espesor recomendado del colchón de reparto según diferentes autores.....	6
Figura 7: Modelo axisimétrico representando un suelo reforzado mediante una malla regular de inclusiones rígidas	9
Figura 8: Modelización en PLAXIS de la Columna Bi-Módulo.....	10
Figura 9: tipos de rotura posible en las Columnas de Grava.....	13
Figura 10: Modelo axisimétrico de tratamiento mediante Columnas Bi-Módulo.....	15
Figura 11: Deformaciones producidas en el modelo plano	16
Figura 12: Golpeos obtenidos en los ensayos realizados	16

Tabla de ecuaciones

Ecuación 1: módulo equivalente del terreno reforzado	11
Ecuación 2: tensión de rotura efectiva.....	13
Ecuación 3: compresión admisible para las Columnas de Grava en ELS	13
Ecuación 4: compresión admisible para las Columnas de Grava en ELU	14

Tablas

Tabla 1: Parámetros introducidos y datos obtenidos en el programa de elementos finitos	10
Tabla 2: Proceso de comprobaciones	11

Bibliografía

- (IREX), I. p. (2013). *ASIRI National Project. Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements.*
- Davidovici, V., & Lambert, S. (2013). *Fondations et procédés d'amélioration du sol. Guide d'application.* Afnor et Groupe Eyrolles.
- France, M. (2014). *Colonnes Bi-Module CBM, Cahier des charges.*
- Gotteland, P., Zhang, X., Foray, P., Sandruckowa, H., & Lambert, S. (2010). *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2010.*
- Hatem, A. (2009). *Comportement en zone sismique des inclusions rigides. Analyse de l'interaction sol-inclusion-matelas de répartition.structure.* Université des Sciences et Technologies de Lille.
- Santruckova, H. (2012). *Inertial loading of soil reinforced by rigid inclusions associated to a flexible upper layer.* Université de Grenoble.
- Zhang, X. (2011). *Physical modelling of the dynamical soil-structure interactions.* Université de Grenoble.

NUEVAS APLICACIONES DE LAS INYECCIONES CON TUBOS MANGUITO Y DEL SOIL MIXING EN OBRAS DE TÚNELES EN ZONA URBANA Y CON ESCASA COBERTERA

Gustavo ARMIJO (*) y Ernesto HONTORIA ()**

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

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

Servicio Técnico de GEOCISA

RESUMEN

En este artículo se presentan los avances en las inyecciones con tubos manguito y el deep soil mixing y las nuevas aplicaciones de ambas técnicas, en tres zonas de las obras de CROSSRAIL, desarrollados por GEOCISA, entre 2010 y 2014.

1. INTRODUCCIÓN

Generalmente, las grandes obras de infraestructura, como el proyecto CROSSRAIL en Londres, constituyen una oportunidad para desarrollar avances en las técnicas de mejora del terreno que permiten nuevas aplicaciones de dichas técnicas.

En concreto, estos avances y nuevas aplicaciones de las inyecciones con tubos manguito y del deep soil mixing se produjeron en los trabajos desarrollados por GEOCISA, en siguientes tres zonas de las obras de CROSSRAIL (Figura 1):

- El portal de salida de las tuneladoras en Pudding Mill Lane
- El portal de recepción de las tuneladoras en Victoria Dock
- El paso de las tuneladoras bajo la estación de Farringdon

2. AVANCES EN LAS INYECCIONES CON TUBOS MANGUITO

Los principales avances, que se detallan en los sub apartados siguientes, fueron:

- La perforación de los taladros con registro de parámetros
- El control de desviación de los taladros
- La utilización de plantas de inyección automáticas y con registro de parámetros
- La utilización de un sistema de gestión de datos

2.1. La perforación de los taladros con registro de parámetros:

La utilización del equipo de medida de los parámetros de perforación desarrollado por GEOCISA y denominado SLOGGER (Figura 2), permitió lo siguiente:

- Verificar que el terreno era el mismo que en las zonas de prueba y, en caso contrario, ajustar los parámetros de las inyecciones
- Fijar un nivel de energía específica de perforación (Figura 3) máximo a partir del cual se dejaría de insistir en la perforación de posibles obstrucciones

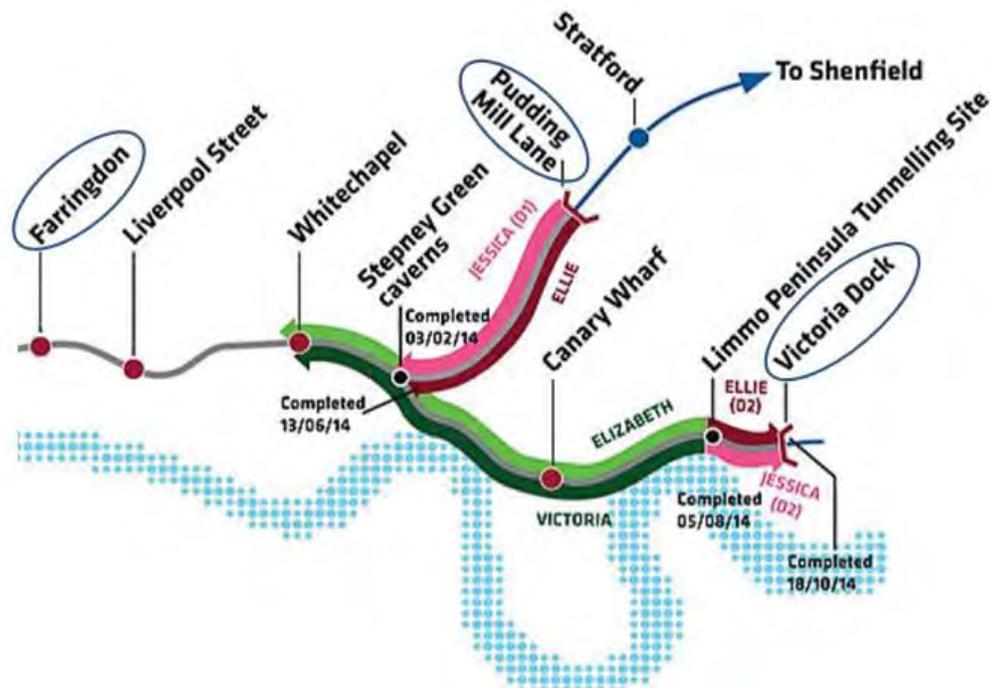
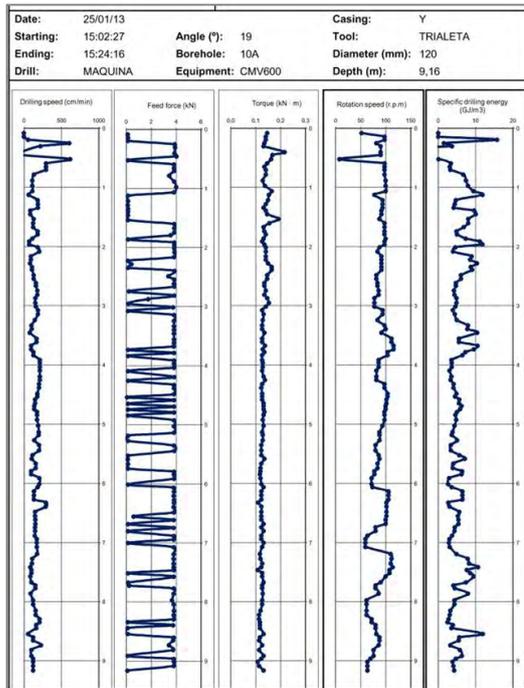


Figura 1. Planta con la situación de los tres sitios de actuación



Figura 2. Equipo de medida de los parámetros de perforación: SLOGGER



- Velocidad de perforación
- Fuerza de empuje
- Par
- Velocidad de rotación
- Energía específica de perforación:

$$EEP = \frac{F}{A} + \frac{2\pi V_{rot} T}{AV} \left(\frac{kJ}{m^3} \right)$$



Slogger

Figura 3. Salida del equipo de medida de los parámetros de perforación y cálculo de la energía específica de perforación

2.2. El control de desviación de los taladros:

La utilización del equipo para el control de las desviaciones de los taladros horizontales y sub horizontales, desarrollado por GEOCISA y denominado HDAD1 (Figuras 3 y 4), permitió lo siguiente:

- Verificar que no se invadían con los taladros las zonas de exclusión fijadas en torno de los túneles y servicios existentes en las cercanías de la obra
- Asegurar que los taladros se sitúan en las zonas previstas, especialmente aquellos horizontales, de casi 90 m de longitud hechos para las inyecciones de compensación de la estación de Farringdon (Véase el apartado 3.3)

2.3. La utilización de plantas de inyección automáticas y con registro de parámetros:

La utilización de las plantas de inyección automáticas, instaladas en contenedores y desarrolladas por GEOCISA (Figura 6), permitió lo siguiente:

- Verificar que las mezclas que se inyectaban (lechadas de cemento o silicatos) tenían las dosificaciones especificadas en proyecto y ajustadas en las áreas de prueba (Figura 7, pantalla izquierda)
- Registrar los parámetros de inyección (presión, caudal y volumen) para poder realizar con ellos un control de ejecución y de resultados más efectivos (Figura 7, pantalla derecha)

Permite medir la posición de los taladros según las direcciones X e Y mediante la determinación del desplazamiento relativo entre dos puntos separados 1.0 m.

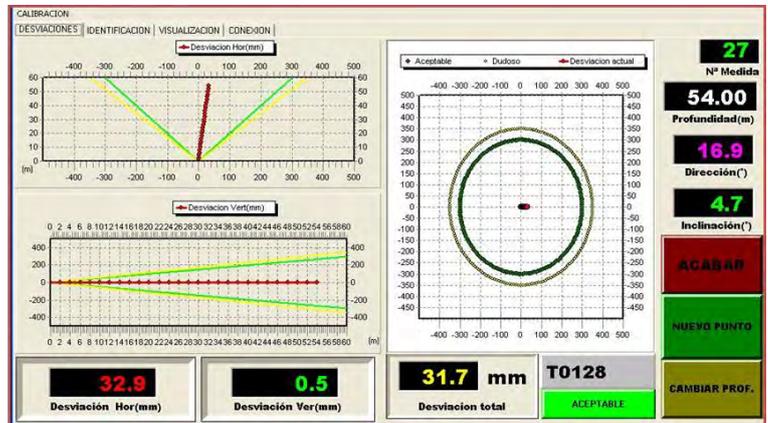
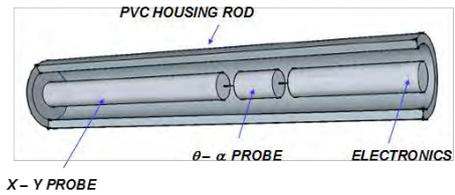


Figura 4. Sistema para el control de desviación de los taladros (HDAD1: Horizontal Alignment After Drilling)



Figura 5. Introducción del HDAD1 en un taladro sub horizontal

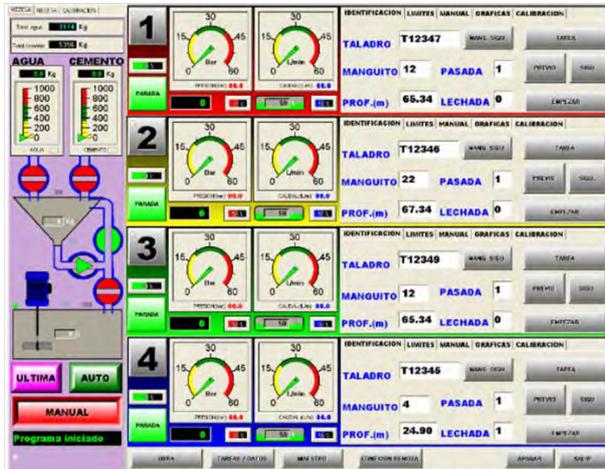


Detalle bombas de inyección



Contenedor con bombas, agitador y mezcladora

Figura 6. Vista del contenedor con el sistema automático de dosificación e inyección de mezclas



Programación de las inyecciones

Control parámetros de inyección

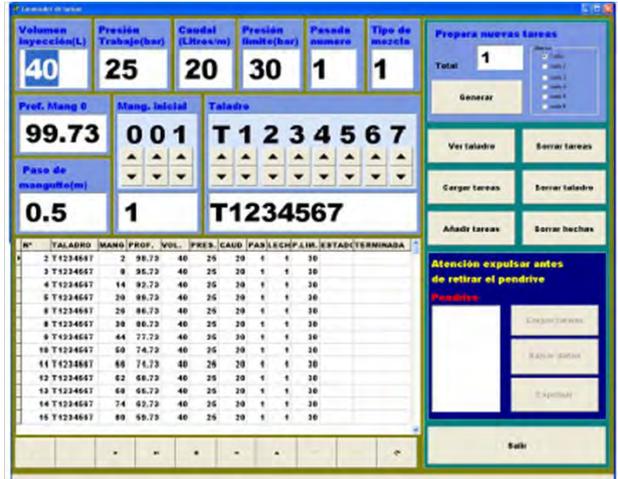


Figura 7. Pantallas con la programación de las inyecciones y el control de los parámetros de inyección

2.4. La utilización de un sistema de gestión de datos

El sistema desarrollado por GEOCISA, denominado SAI (Sistema de Auscultación Integrado), gestiona tanto los datos de la inyección y como los de la auscultación de movimientos que se realiza en paralelo, registrándolos, presentándolos en forma gráfica y comparándolos con los umbrales de alarma fijados previamente, para activar los protocolos de actuación correspondientes.

La figura 8 se presenta un ejemplo de las salidas que permite obtener este sistema, mostrando a la izquierda, una pantalla con los datos correspondientes a la perforación e instalación de unos tubos manguito desde un pozo, en la obra de Puding Mill Lane y a la derecha, otra pantalla con los volúmenes inyectados en tres filas de tubos manguitos, situadas alrededor de dicho pozo.

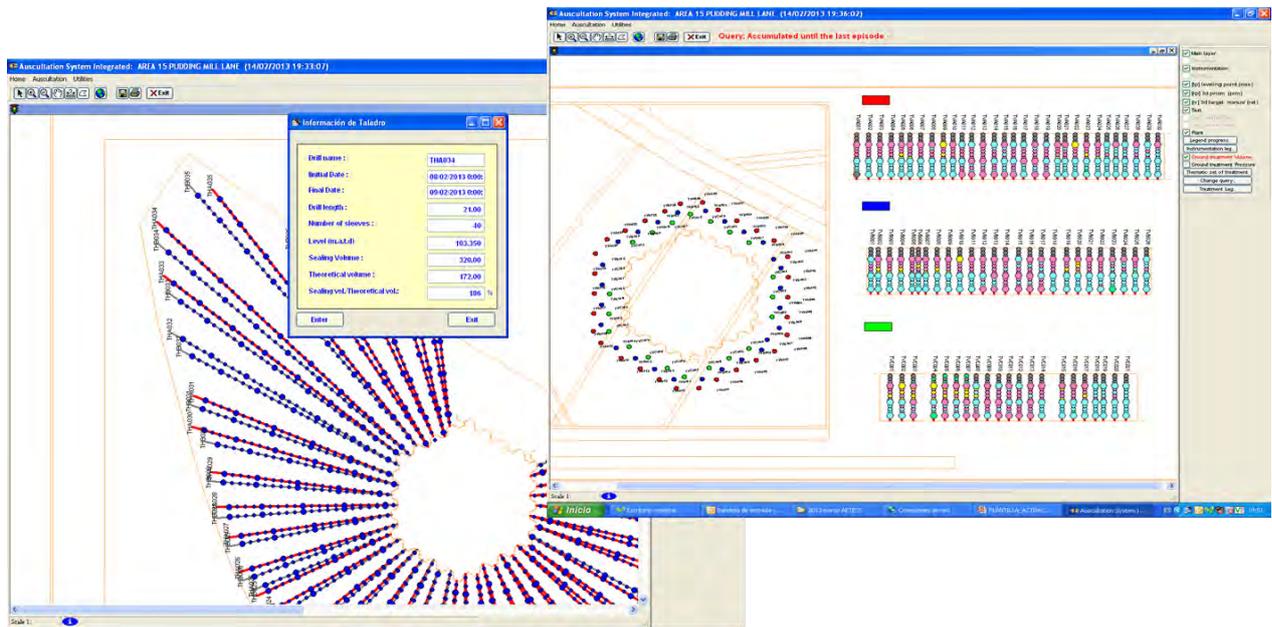


Figura 8. Análisis de los datos de perforación e inyección con el sistema de gestión de datos SAI

3. NUEVAS APLICACIONES DE LAS INYECCIONES CON TUBOS MANGUITO EN OBRAS DE TÚNELES

3.1. Mejora del aluvial de Londres con inyecciones de fracturación (Pudding Mill Lane)

Los avances descritos en los apartados anteriores permitieron, en la obra de Pudding Mill Lane (Figura 1), mejorar la capa de aluvial típica del subsuelo de Londres, con inyecciones de fracturación, usando tubos manguito, por primera vez.

Estos trabajos, que aparecen descritos en detalle en el artículo publicado por los mismos autores de éste, en la 13ª Jornada SEMSIG / AETESS, se resumen en las figuras 9 a 12. Además, en la figura 13 y en la tabla 1 se incluyen, respectivamente, unos gráficos del control de movimientos realizado y un cuadro con el seguimiento de los parámetros de inyección.

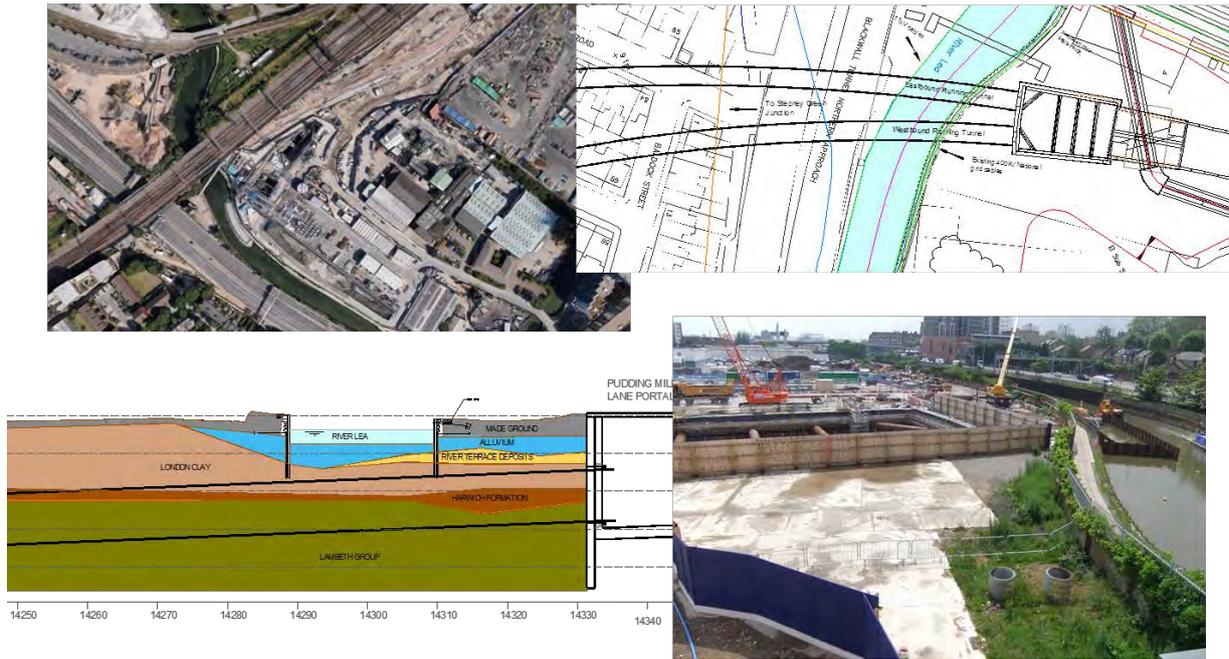


Figura 9. Vistas aéreas, planta y sección longitudinal de la obra de Pudding Mill Lane

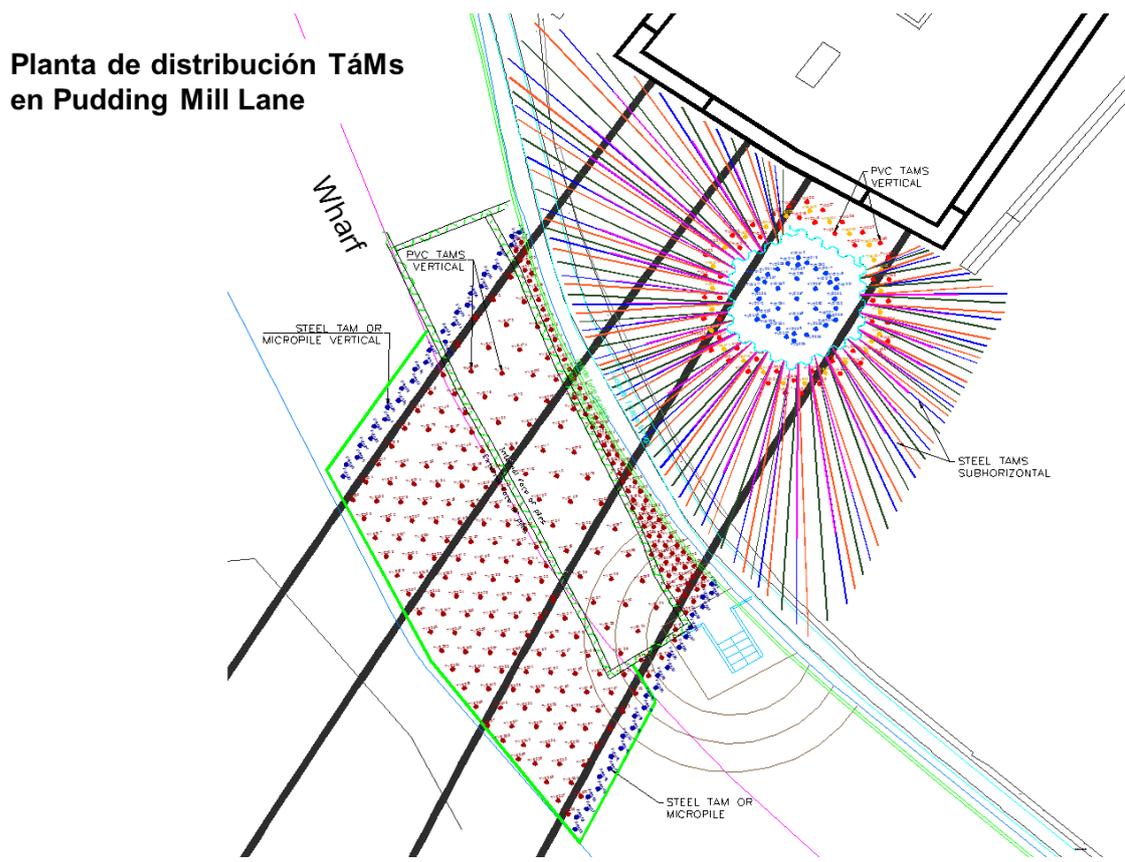


Figura 10. Planta con la distribución de los tubos manguito en la zona del pozo y en el lecho del río

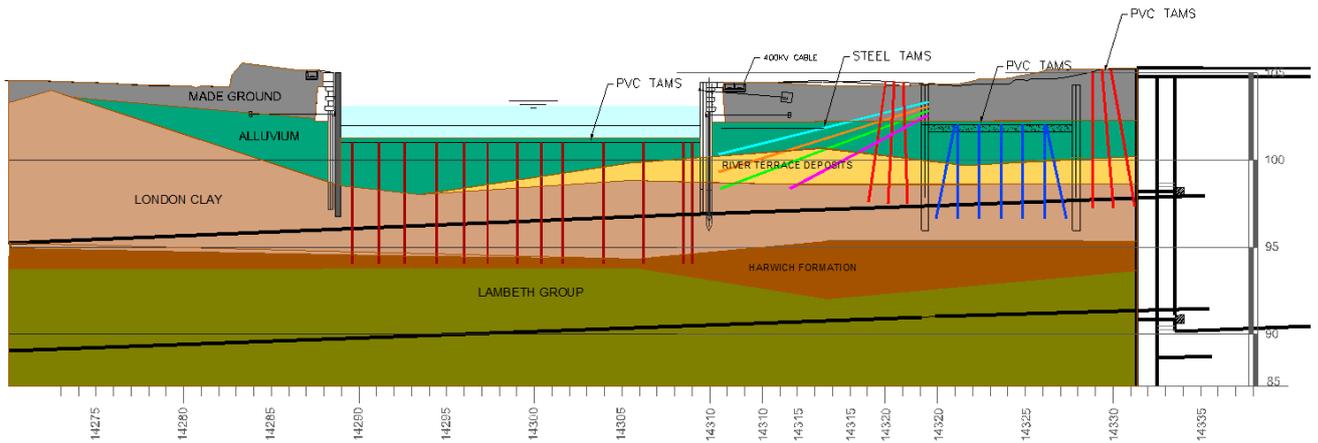


Figura 11. Sección longitudinal con la distribución de los tubos manguito en las dos zonas de la obra



Perforadora con jaula de seguridad

Ejecución de taladros sub-horizontales desde el pozo



Figura 12. Perforación e instalación de los tubos manguito desde pozo para evitar los obstáculos (escombros) existentes en superficie

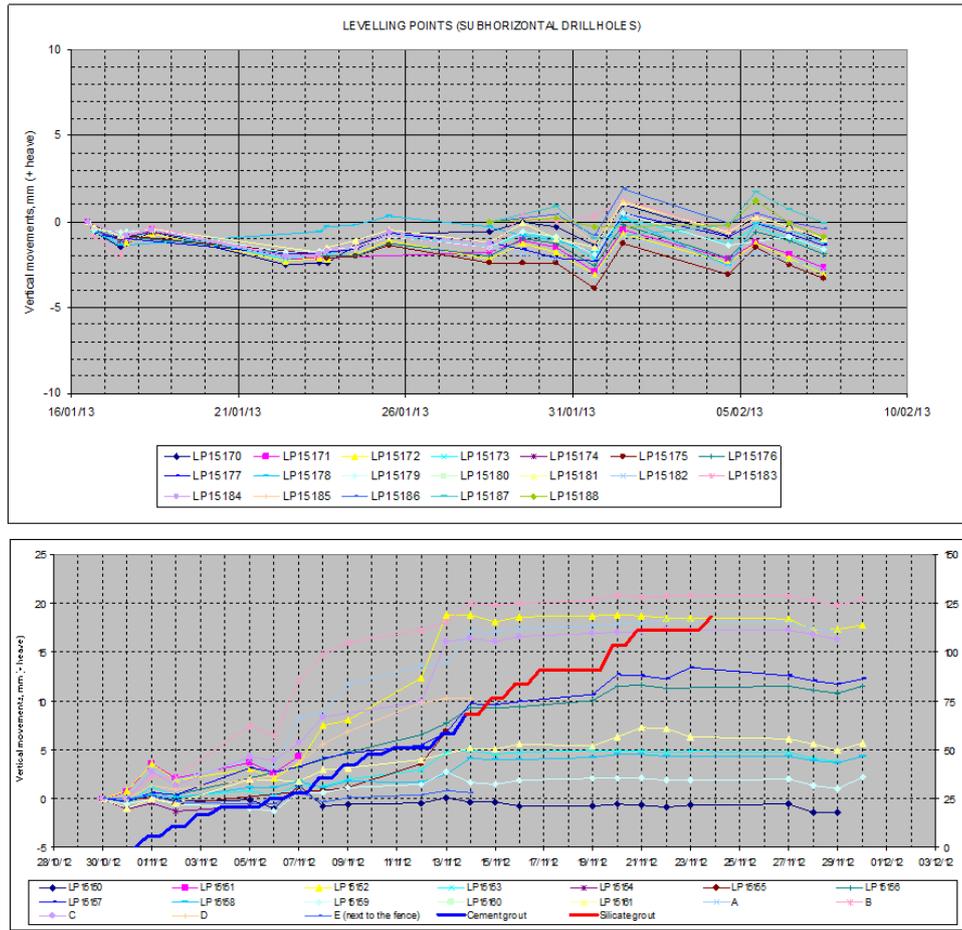


Figura 13. Resultados del control de movimientos verticales durante la perforación (gráfico superior) y durante la inyección (gráfico inferior)

Tabla 1. Resumen de los parámetros de inyección

Episodio	V _{medio} / manguito (l)	P _{final} / manguito (bar)	Volumen total inyectado (m ³)	Porcentaje del terreno tratado (%)
1º	75	0,9	7,4	5%
2º	75	1,5	7,4	5%
3º	75	1,4	7,4	5%
		Total	22,2	15%

3.2. Inyecciones de compensación en la formación Lambeth Group de Londres

Los avances descritos en los apartados anteriores permitieron, en la obra de la estación de Farringdon (Figura 1), realizar las inyecciones de compensación proyectadas en la arcilla de Londres y, por primera vez, en la formación denominada Lambeth Group.

Estos trabajos, que aparecen descritos en detalle en el artículo publicado por los mismos autores de éste, en la 18ª Jornada SEMSIG / AETESS y por Vico y Hontoria, en 2017, en la revista Ingeopres, se resumen en las figuras 14 a 17.



Figura 14. Vistas aéreas y planta de la obra de la Estación de Farringdon

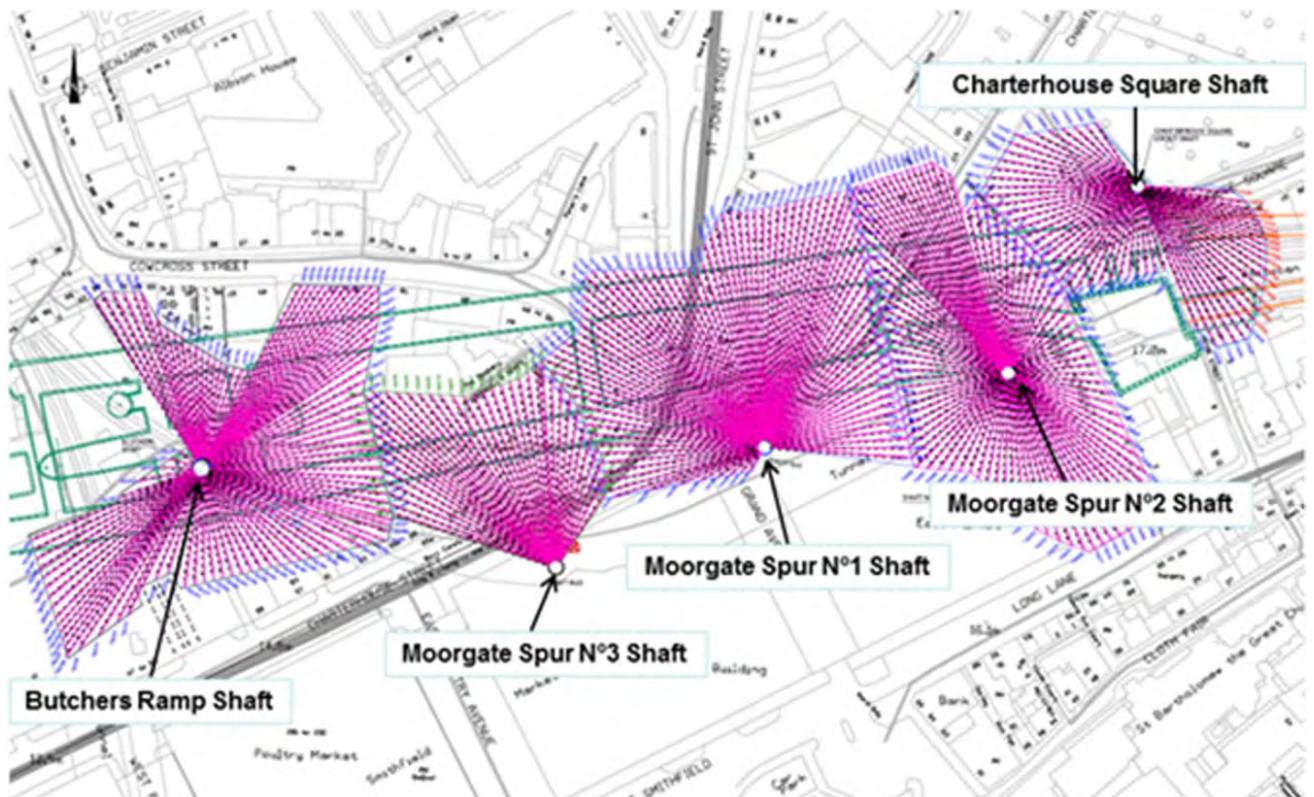


Figura 15. Planta con la situación de los pozos y los tubos manguito para la ejecución de las inyecciones de compensación

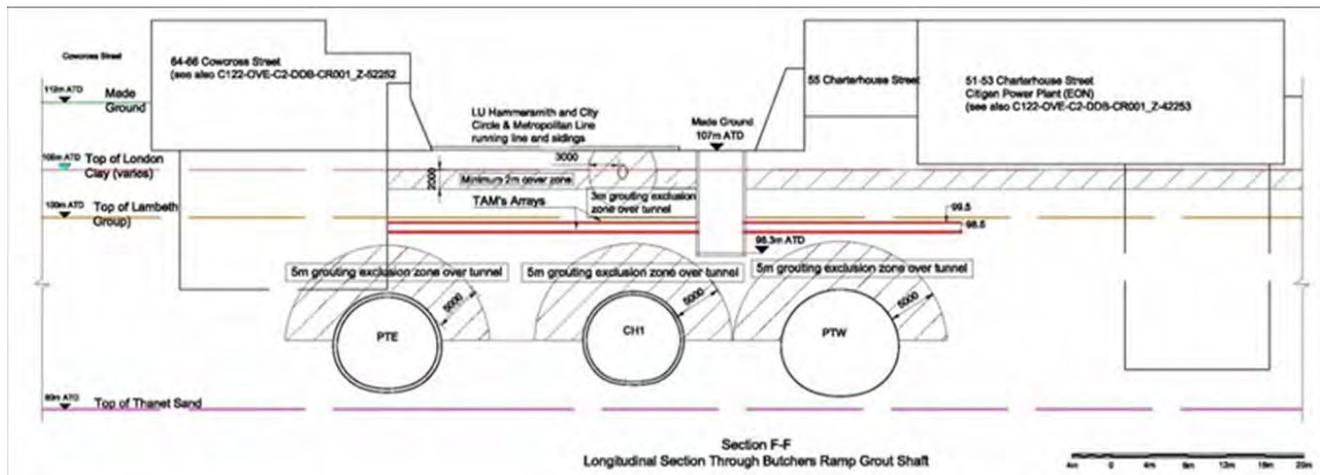


Figura 16. Sección longitudinal en la zona del pozo de Butchers' Ramp mostrando los tubos manguitos y las zonas de exclusión alrededor de los túneles existentes



Figura 17. Vistas de uno de los pozos de diámetro limitado (4,5 m)

Tabla 2. Datos de las inyecciones de compensación (nótese la longitud de los taladros superior a 90 m en el pozo Moorgate Spur 2)

	Butchers' ramp	Moorgate Spur 3	Moorgate Spur 1	Moorgate Spur 2	Charterhouse Square	Total
Área tratamiento	6.810	3.185	7.320	6.250	3.560	27.125
Nº de taladros	92	39	63	99	56	349
Longitud total de la perforación (m)	4.420	2.395	3.980	4.420	2.670	17.885
Longitud máxima taladro (m)	76	78	84	76	59	-
Longitud media taladro (m)	48	61	63	44,5	48	51,5

4. AVANCES EN EL DEEP SOIL MIXING

Los principales avances, que se detallan en los sub apartados siguientes, fueron:

- El método utilizado para la estimación de la cantidad de cemento a utilizar
- El control de resultados con CPT y ensayos de laboratorio

4.1 El método utilizado para la estimación de la cantidad de cemento a utilizar

Se realizaron ensayos de resistencia a compresión (RCS), a 7, 14 y 60 días, sobre muestras representativas (50 % de suelos arcilloso y 50 % de suelo orgánico) mezcladas en laboratorio con cantidades de cemento variables (100, 150 y 200 kg/m³). A partir de los resultados obtenidos y suponiendo un factor campo / laboratorio igual a 0,5, se pudo establecer la cantidad de cemento a utilizar en obra para obtener la resistencia especificada en el proyecto. Además, se obtuvo la ley de ganancia de resistencia con el tiempo del suelo cemento obtenido (Tabla 3).

Tabla 3. Resultados de los ensayos de laboratorio sobre muestras de suelo cemento

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

4.2. Control de resultados con CPT y ensayos de laboratorio

Para la validación del soil mixing se usó la ley de ganancia de resistencia con el tiempo obtenida con los ensayos previos de laboratorio y los valores de resistencia por punta de ensayos de penetración estática, CPT, realizados antes y después del tratamiento con soil mixing. Por medio de correlaciones, se pudo obtener la resistencia al corte no drenada a partir de los valores mencionados de la resistencia por punta de los CPT (Figuras 18 a 21).

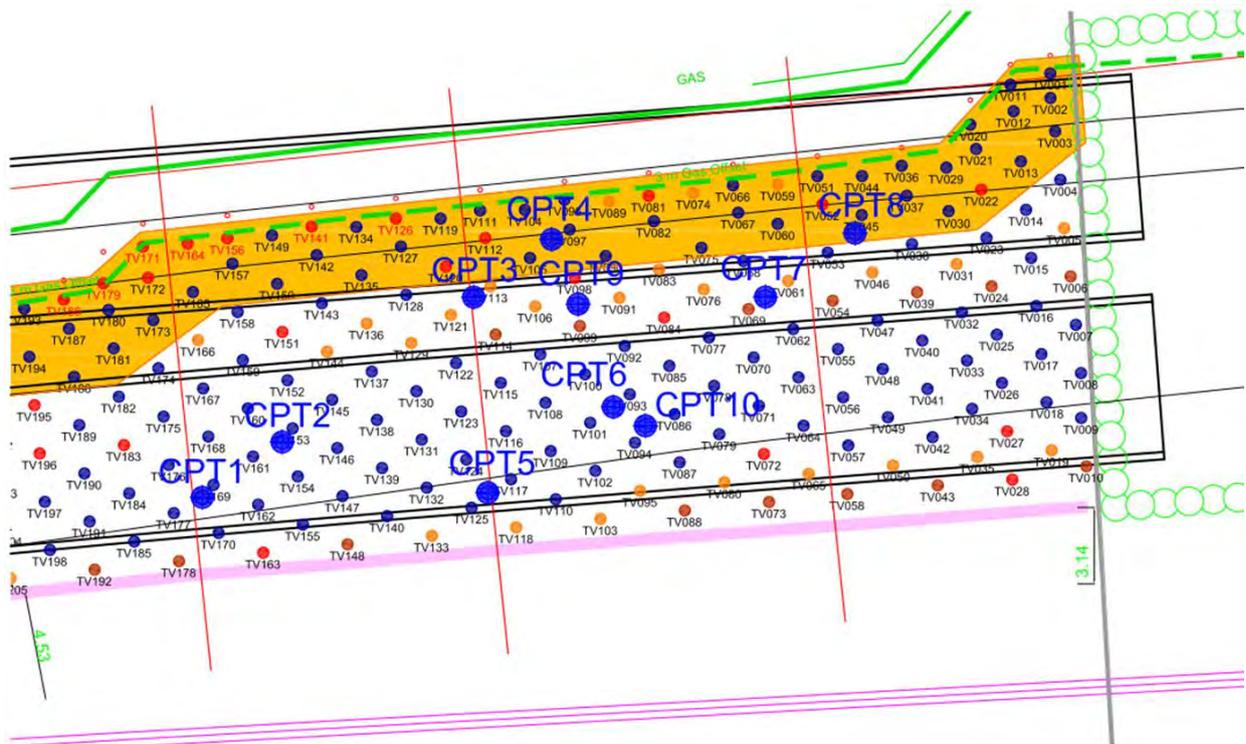


Figura 18. Situación de los CPT antes del deep soil mixing

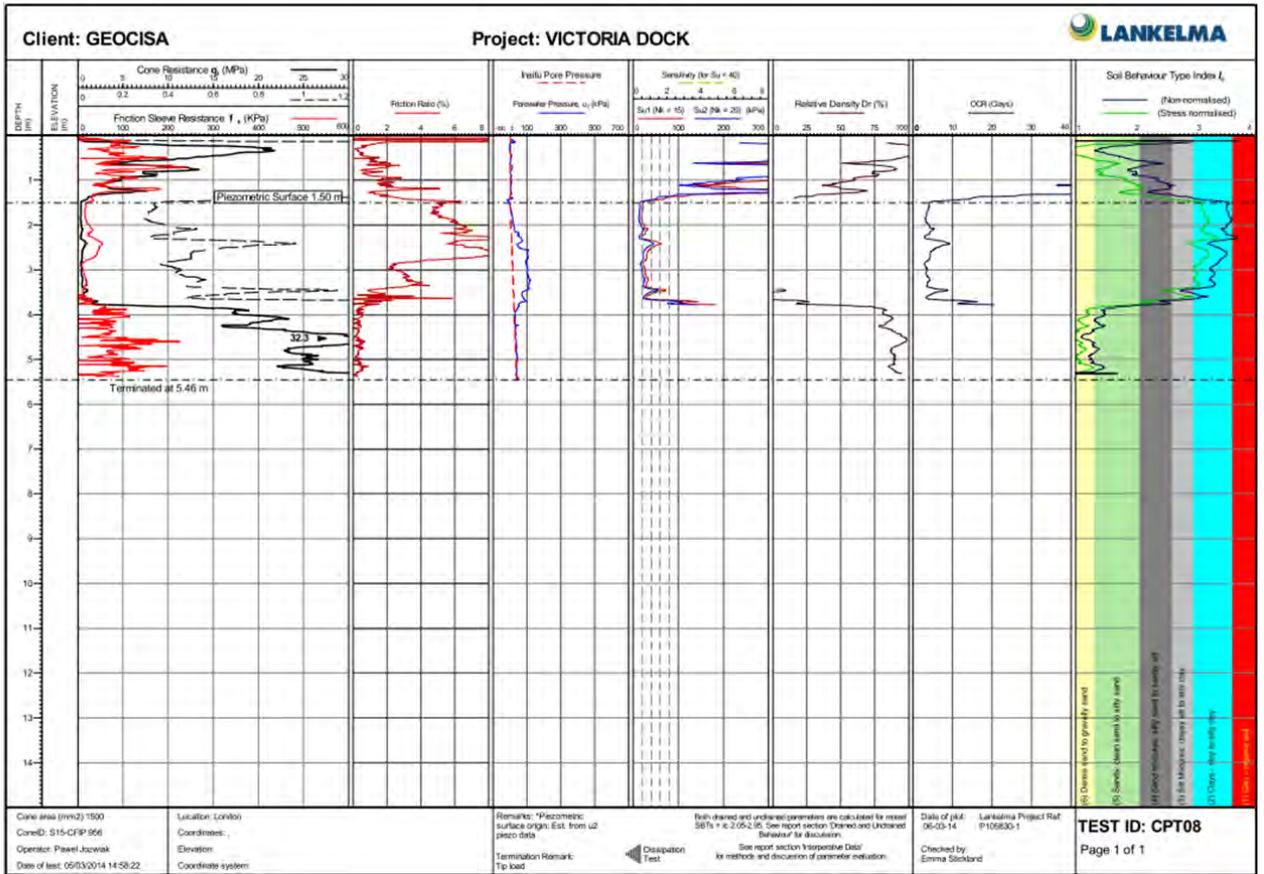


Figura 19. Resultados del CPT-07 antes del deep soil mixing



Figura 20. Situación de los CPT después del deep soil mixing

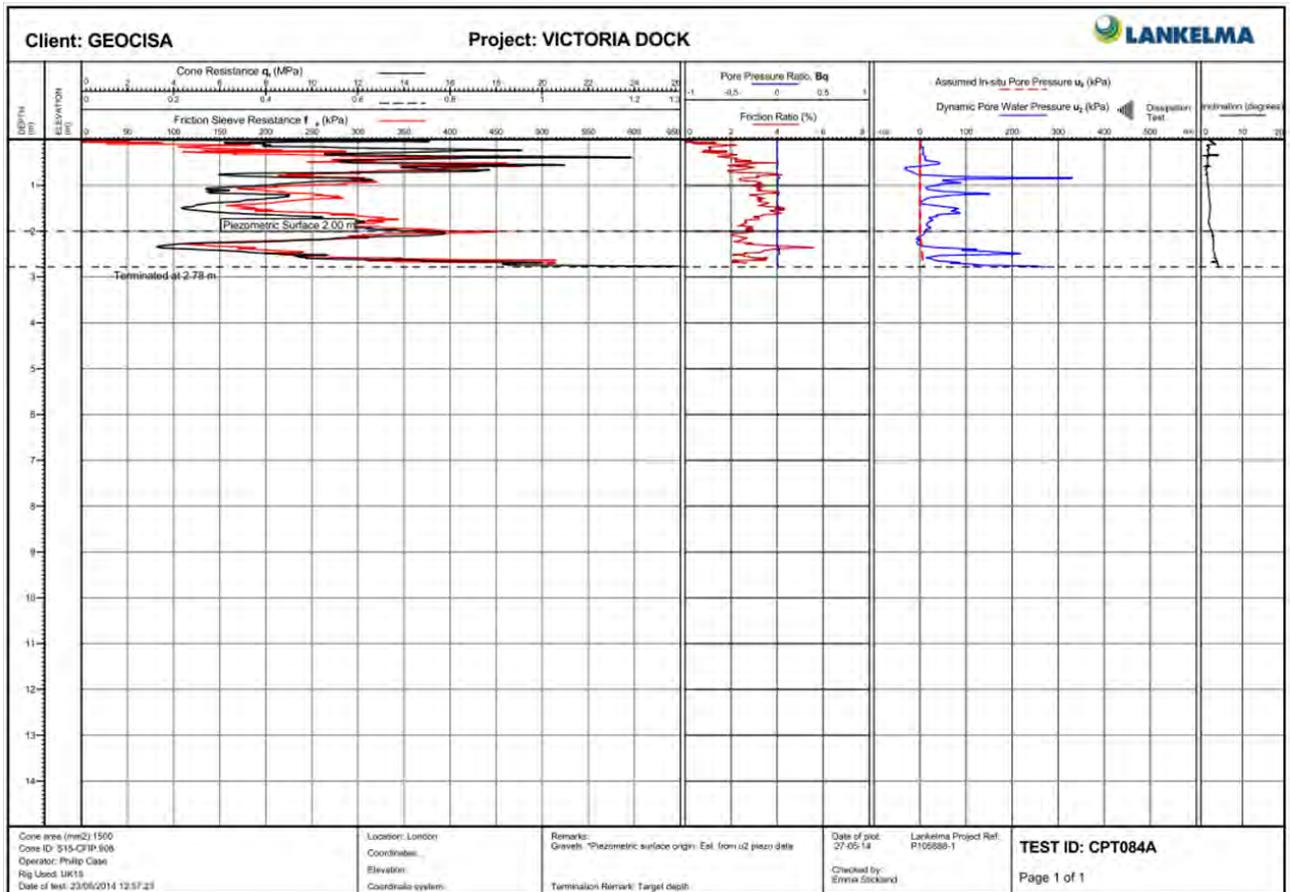


Figura 21. Resultados del CPT-84A después del deep soil mixing (se observa claramente la ganancia de resistencia por punta en comparación con la figura 19)

5. NUEVAS APLICACIONES DEL DEEP SOIL MIXING EN OBRAS DE TÚNELES

5.1. Tratamiento del terreno en zona urbana y con escasa cobertera

Los avances descritos en los apartados anteriores permitieron, en la obra de Victoria Dock (Figura 1), mejorar, fundamentalmente, la capa de aluvial típica del subsuelo de Londres, con deep soil mixing. Esto se realizó en el tramo contiguo al portal de salida de las tuneladoras, en una zona urbana, con escasa cobertera y multitud de servicios, tal y como puede verse en las figuras 22 a 24.

Para mantener las distorsiones angulares dentro de los límites fijados, se adoptó una disposición variable, en planta, de las columnas de deep soil mixing, con el objeto de lograr una “losa” maciza en el primer tramo y una estructura reticular en el siguiente (Figuras 25 y 26).

En la figura 27 se pueden ver detalles de la ejecución del tratamiento del terreno, cuyos objetivos eran:

- Lograr que no se superaran los asentamientos admisibles (pérdidas de sección <1%)
- Evitar colapsos del terreno (afección a servicios y estructuras cercanas)

Para lograr estos objetivos el terreno tratado tenía que alcanzar los parámetros que se indican en la tabla 4.

Finalmente, en la figura 28 se muestran los resultados del control de movimientos llevado a cabo durante la ejecución del deep soil mixing. Se puede ver claramente que este tratamiento se realizó prácticamente sin movimientos.



Figura 22. Planta y vistas aéreas de la obra de Victoria Dock

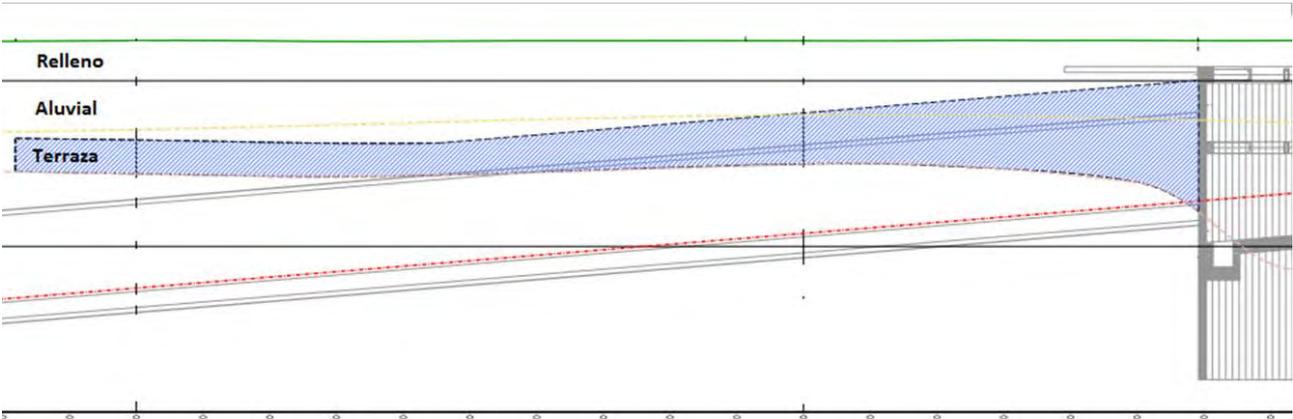


Figura 23. Perfil longitudinal con la situación del túnel, el portal y las capas del terreno

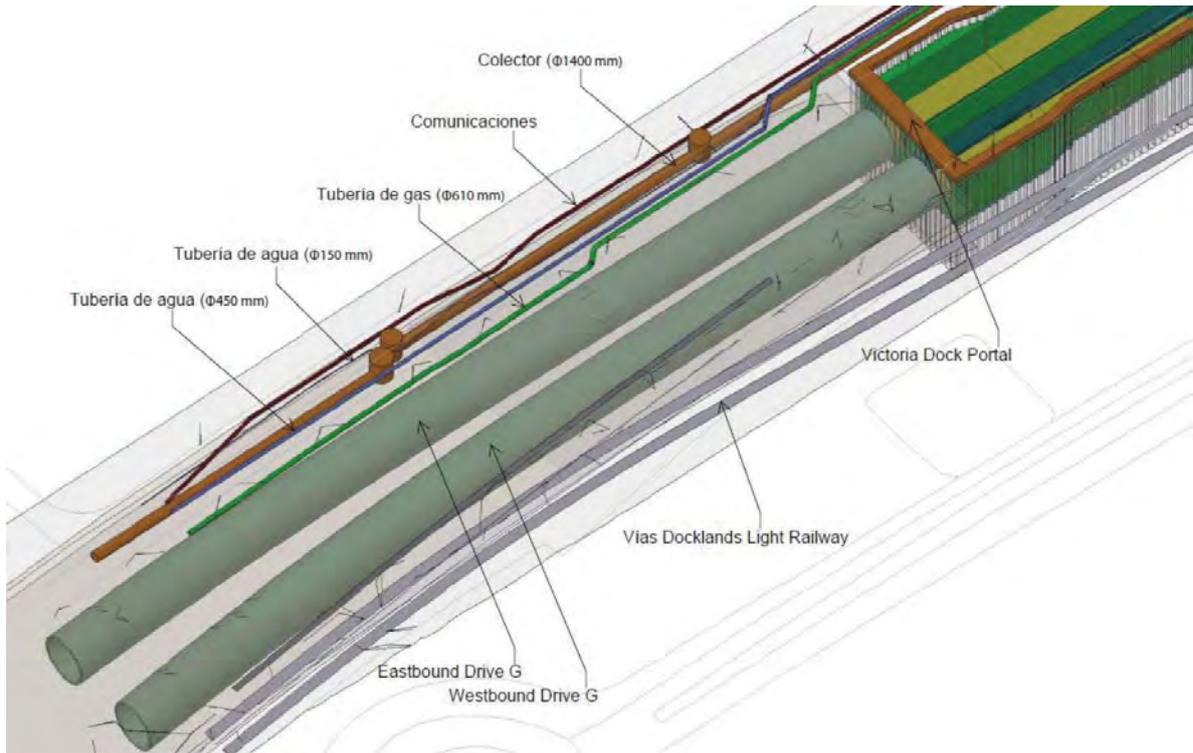


Figura 24. Imagen 3D de los túneles paralelos, del portal de llegada

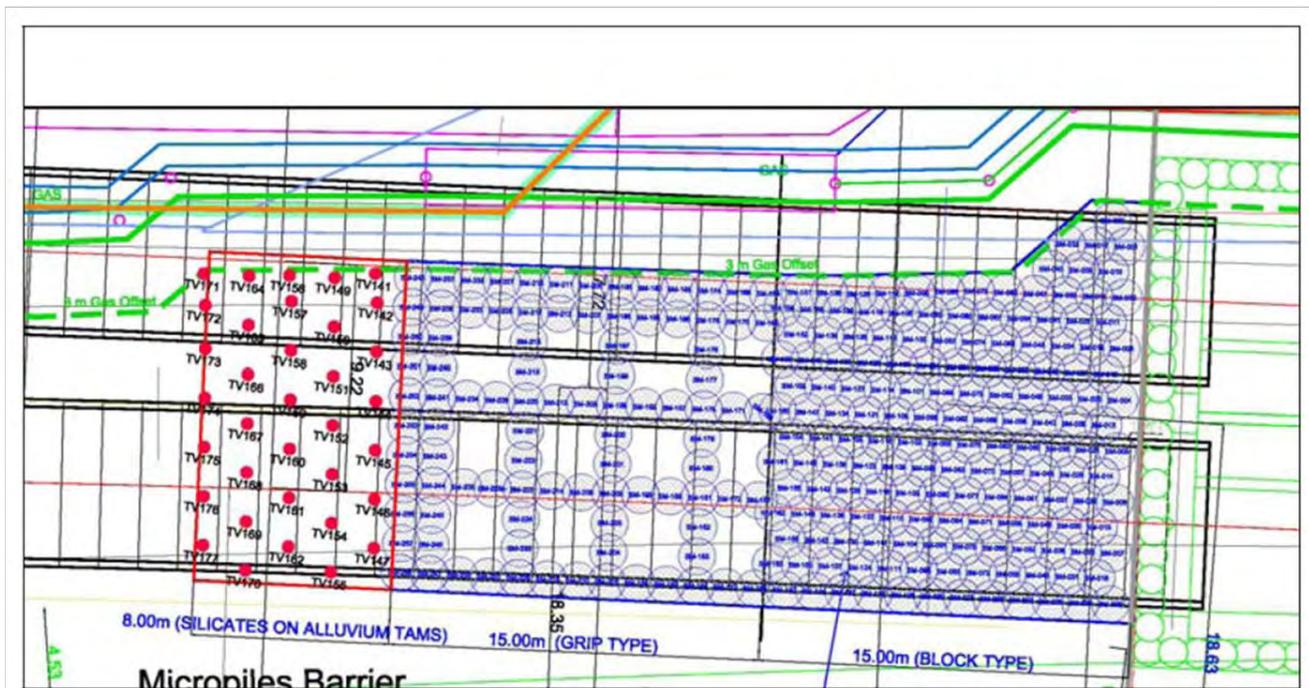


Figura 25. Disposición en planta de las columnas de deep soil mixing

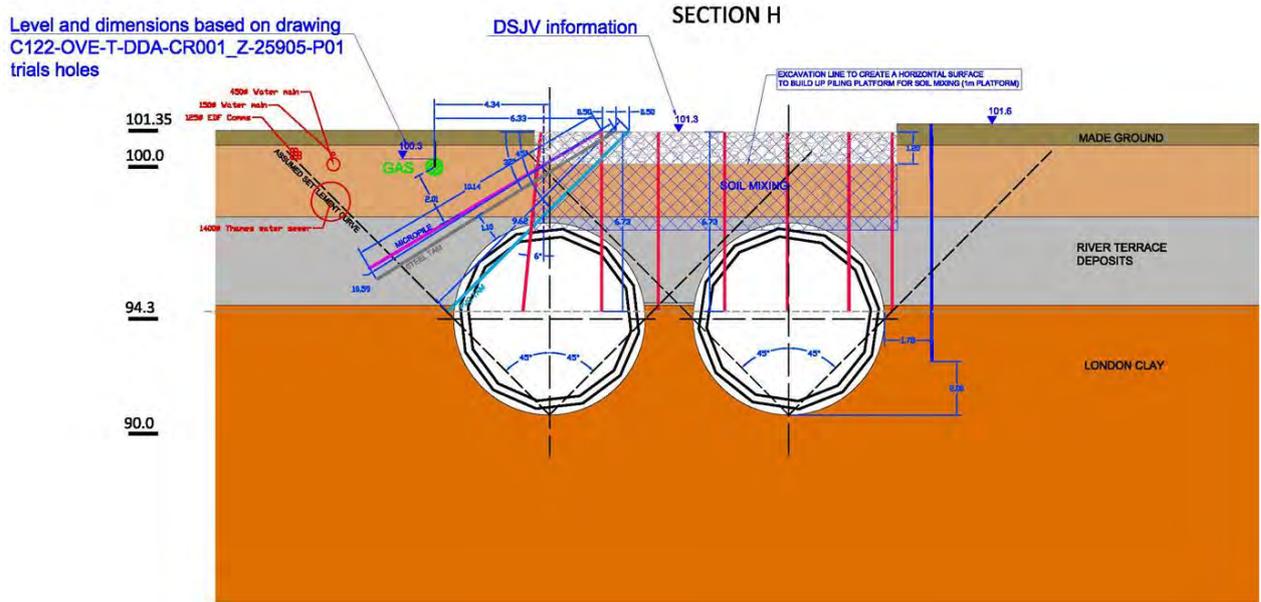


Figura 26. Sección transversal mostrando la “losa” de deep soil mixing y el resto de tratamientos del terreno



Equipo de soil mixing

Columnas de soil mixing



Figura 27. Detalles de la ejecución del deep soil mixing

Tabla 4. Objetivos de resistencia y permeabilidad a alcanzar con los tratamientos del terreno

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}	$5 \cdot 10^{-6}$

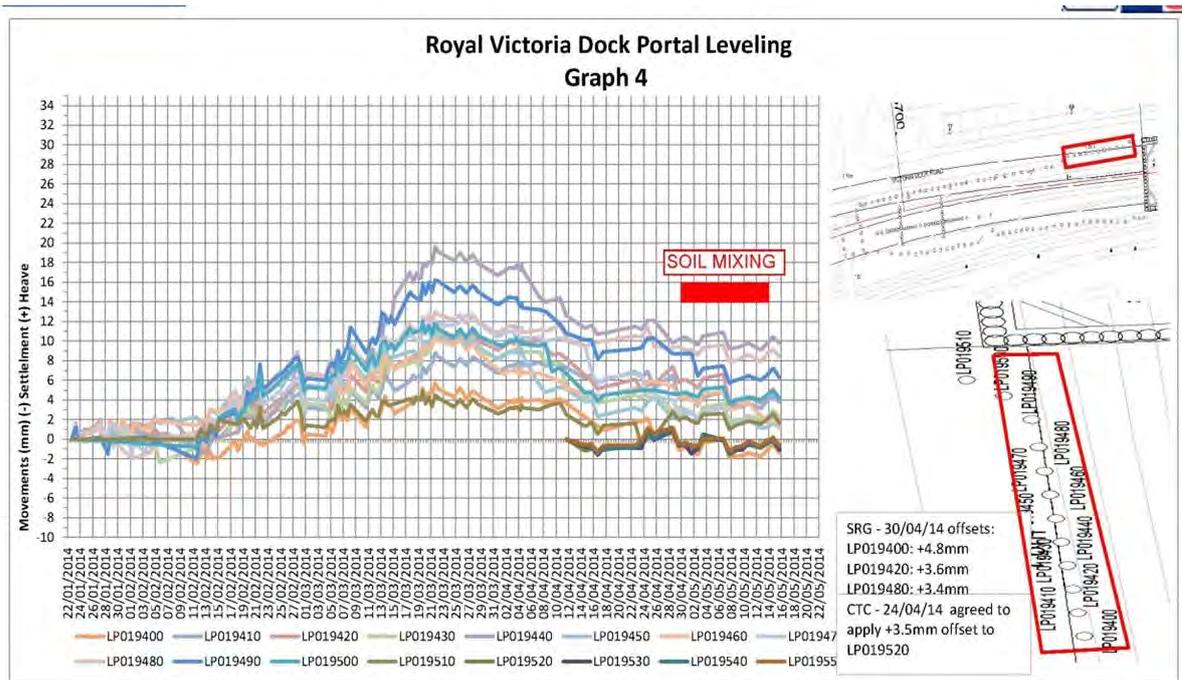


Figura 28. Control de movimientos verticales durante la ejecución del deep soil mixing

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Las grandes obras de infraestructura, como el proyecto CROSSRAIL, en Londres, constituyen una oportunidad para desarrollar avances en las técnicas de mejora del terreno que permiten nuevas aplicaciones de dichas técnicas.

En este caso en concreto, se produjeron avances tanto en las inyecciones con tubos manguito como en el deep soil mixing, que permitieron su utilización exitosa en obras de túneles, en ambiente urbano, con escasa cobertera y multitud de servicios adyacentes.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a los departamentos de producción y técnico de los contratos C305 y C435 de Crossrail (UTEs Dragados-Sisk y BFK, respectivamente) y de Geotecnia y Cimientos, S.A. (GEOCISA) y, en particular, a los técnicos de ejecución de Geocisa UK, Juan Vico del Pino, Jesús Miguel Gil Barquín y Alejandro Segundo González, por facilitar la información necesaria para escribir este artículo.

TRATAMIENTOS SINGULARES CON MICROPILOTES E INYECCIONES. APLICACIONES EN OBRAS LINEALES.

JAVIER ROJO CORDERO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

SITE

El Área de Geotecnia de la Dirección General de Carreteras del Gobierno de España solicitó al CEDEX la asistencia técnica para el estudio de patología que se estaba produciendo la calzada de la carretera en sentido Santander de la autovía A-8, junto a la localidad de Reocín, en la que existían varias zonas en las que se producían periódicamente asientos en el firme de la autovía. Los asientos, en ocasiones llegan hasta 1 m de profundidad. Hasta ese momento, cuando se observaba un proceso de evolución de asientos se actuaba mediante la ejecución de taladros en la calzada a través de los cuales se introducía por gravedad una lechada de cemento muy viscosa.

Con fecha febrero de 2016 el CEDEX emite informe sobre el “Asiento de la calzada sentido Santander de la autovía A-8, junto a la localidad de Reocín”. En él se realiza un resumen de los daños ocasionados por condiciones climatológicas adversas desde el año 2011 hasta 2015, años en los que se tuvieron que llevar a cabo varias actuaciones con el objetivo de reforzar varios viales para restablecer la seguridad y estabilidad de la carretera para los usuarios. Se muestran y establecen varias actuaciones ejecutadas para dar solución a los problemas acaecidos, prevenir los riesgos emergentes y aumentar la resiliencia de las carreteras en fase de explotación. En dicho informe se concluye con la solución que posteriormente se adoptó, en nuestra actuación concreta, mediante la ejecución de dos losas micropilotadas.

1 - BREVE RESEÑA HISTÓRICA EN LAS PROXIMIDADES DE LA ZONA DE ACTUACIÓN

Antes de comenzar a describir la actuación realizada para solventar el problema (Figura 1) esta comunicación hace una descripción histórica de la mina próxima. Aunque no se han encontrado estudios de la relación entre el origen el problema y su conexión con la explotación abandonada a cielo abierto, resulta interesante realizarlo.

Todo comenzó en 1856, cuando el belga Jules Hazeur, de la Real Compañía Asturiana de Minas, pretendía dominar la industria del zinc en la cornisa cantábrica. «En uno de sus viajes localizó un afloramiento de calaminas en Reocín y en 1857 se inició la explotación», cuenta el joven geógrafo Mario Iglesias, natural de Caranceja (Reocín), que ha publicado la ‘Evolución del espacio minero de Reocín, historia de un pueblo’, un amplio estudio sobre el nacimiento, esplendor y declive de la que fuera la capital del municipio del mismo nombre (Figura 2).

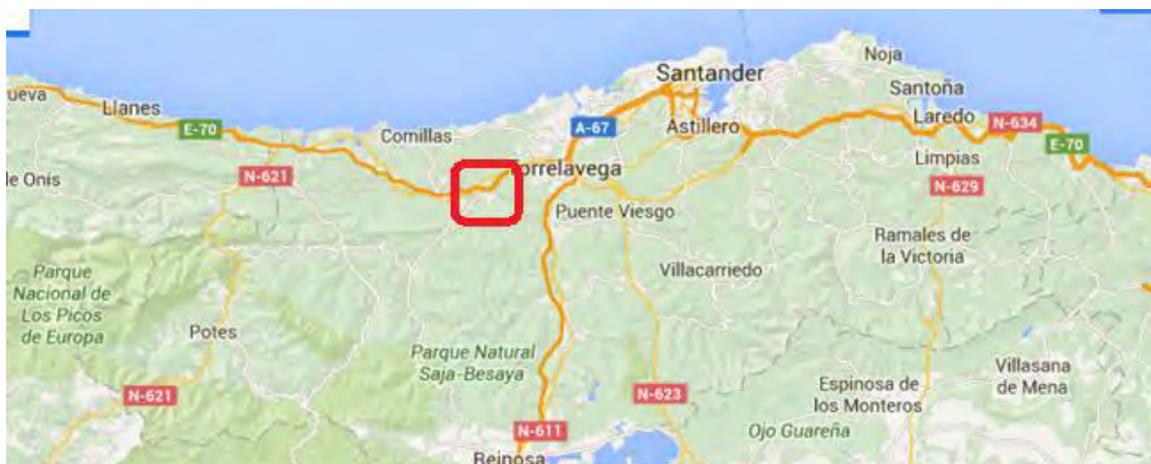


Figura 1 – Ubicación de la zona (Google, 2017)

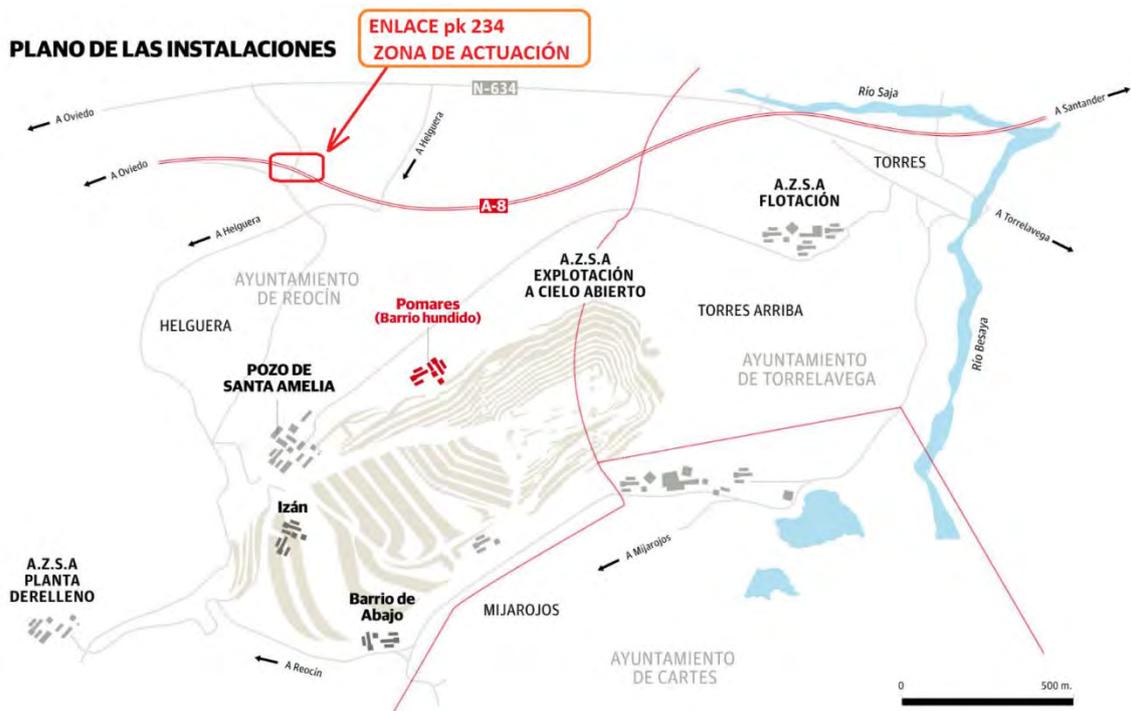


Figura 2 – Ilustración del plano de las instalaciones de la mina de Reocín acompañado de la indicación de la zona de actuación (Álvarez, 2015).

El 7 de enero de 1965 cientos de ratas salieron disparadas por la vertical del pozo de Santa Amelia antes de escucharse un estruendo atroz. «De pronto se marchó la corriente, empezó el revuelo de gente, ¡que se ha hundido Reocín!... Vino mi padre a buscarme. Fue cuando me di cuenta de que los pelos se ponían de punta». El terror que entonces sintió Isaac Bolado, que trabajaba en el lavadero de Torres, aflora a sus ojos cada vez que revive la huida en tropel de los vecinos hacia todas las direcciones, escapando del seísmo y buscando a los suyos.

Se evitó una masacre puesto que la situación era tan grave que se dio aviso a la Dirección y se dio la orden de que el segundo turno en la mina, que debía entrar a las 14.00 horas, no lo hiciera. La causa del hundimiento se atribuyó al adelgazamiento de las columnas que sustentaban las galerías por la propia actividad extractiva y a la presencia de cuevas y oquedades en el subsuelo. «En aquellos años los conocimientos sobre mecánica de las rocas no eran muy altos, se hacía a estimación y se explotó en exceso», cuenta el ingeniero Gonzalo Pardo de Santayana, hijo de uno de los directivos que aquel fatídico día paró el relevo de las dos de la tarde. Aunque nadie perdió la vida en el hundimiento de Reocín, algo murió dentro de todos sus habitantes aquel 7 de enero.

El desplome de cuatro de las galerías, que cayeron por ‘efecto dominó’, provocó un terremoto de 4,1 grados en la escala Richter, registrado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) como el segundo más fuerte habido en Cantabria, detrás del de Arredondo de 1938 (magnitud de 4,9). El de Reocín destruyó una veintena de casas, arruinó otras treinta, dañó medio centenar más, hasta completar una lista de 300 viviendas afectadas. La Real Compañía Asturiana de Minas cerró las galerías afectadas por el hundimiento y continuó con la extracción de zinc. Así, hasta principios de la década de los ochenta, cuando Asturiana de Zinc decidió explotar a cielo abierto. Y los mineros siguieron trabajando a cielo abierto y en el subsuelo hasta que en el año 2003 el yacimiento se dio por agotado y la mina cerró para siempre, después de 140 años de explotación y de 80 millones de toneladas extraídas.

2 - PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1 - Evolución del planteamiento de problema

El asiento de la calzada sentido Santander de la autovía A-8, junto a la localidad de Reocín, se manifestaba activamente en 2 zonas en las que se producían periódicamente asientos en el firme de la autovía (Figura 3).



Figura 3 –Situación de las zonas afectadas. Vista de uno de los tratamientos de inyección (Google, 2017).

2.1.1 - Antecedentes

Cuando se observaba un proceso de evolución de asientos se actuaba mediante la ejecución de taladros en la calzada a través de los que se introducía por gravedad una lechada de cemento muy viscosa (Figura 4 y Figura 5). En una ocasión en la que al iniciarse este fenómeno no se actuó rápidamente, se produjo un hundimiento con una profundidad superior a 1m.



Figura 4 – Vista de la zona 1.



Figura 5 – Vista de la zona 2.

2.1.2 - Campaña geotécnica

Se planteó la conveniencia de realizar unos trabajos de reconocimiento para identificar el origen de la patología e intentar acotar su extensión y posteriormente plantear las posibles medidas correctoras.

Se propuso iniciar los trabajos de reconocimiento mediante la realización de una campaña de ensayos geofísicos.

A partir de los resultados de esta campaña se definen los trabajos de investigación complementarios que en principio consistirían en la ejecución de sondeos mecánicos que podrían equiparse con tubería micrométrica para el control de la evolución de las deformaciones verticales.

En septiembre de 2015, recogiendo los resultados de los ensayos geofísicos y define una propuesta de trabajos de reconocimiento complementarios.

La información procedente de los sondeos mecánicos ya realizados en la campaña, plantearon los trabajos de reconocimiento complementarios para acotar las zonas más afectadas por el proceso de karstificación que ha provocado las patologías y se apuntaron, a modo de avance, posibles alternativas de actuación.

2.1.3 - Sondeos mecánicos realizados en la campaña

En la Figura 6 y la Figura 7 se representa la situación de los sondeos mecánicos previstos a ambos lados de la estructura del enlace.



Figura 6 - Sondeos micrométricos previstos en la zona A8_1 lado Este de la Estructura del Enlace (color rojo) y taladros a destroza planteados para la identificación de cavidades (color azul) (Google, 2017).

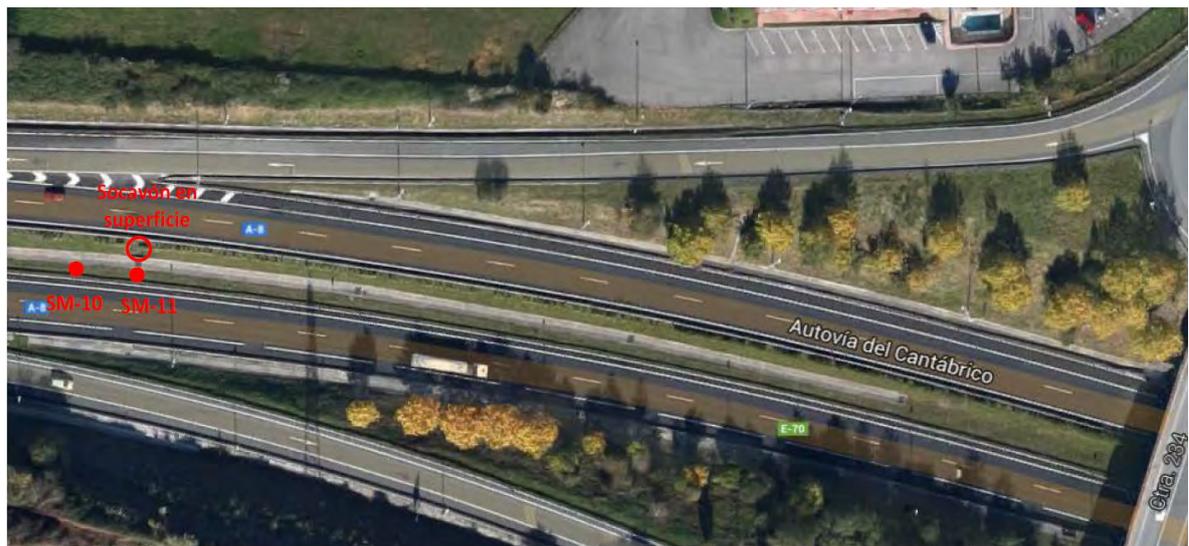


Figura 7 - Sondeos micrométricos previstos en la zona A8_2 lado Oeste de la Estructura del Enlace (Google, 2017).

A continuación se incluyen los cortes de los sondeos disponibles.

Sondeo SM-01 (15,9m). Presenta 2,1m de relleno antrópico; de 2,1 a 3,6m, arcillas limosas blandas (NSPT=4); de 3,6 a 5,2m calcarenitas; **de 5,2 a 5,6m quedada rellena de arcilla**; de 5,6 a 6,6m calcarenitas con estratificación concordante con las calcarenitas superiores; **de 6,6 a 12m, sistema de fracturas y quedadas rellenas de arcilla con circulación de agua**, y de 12 a 15,9m, calcarenitas sanas (grado de alteración I-II) con fracturas abiertas milimétricas y centimétricas.

Sondeo S-piez-01 (15,9m). Presenta rellenos antrópicos hasta 0,9m de profundidad; de 0,9 a 4,8m de profundidad arcillas limosas con alguna pasada de arenas y restos de lechada de cemento; de 4,8 a 7,2m, calcarenitas sanas (grado de alteración I-II) con tramos centimétricos a métricos con grado de alteración III y RQD de 0 a 40%, y **de 7,2 a 15,9m calcarenitas sanas**

(grado de alteración I-II) con alguna fractura abierta. El nivel del agua se encuentra a 14m de profundidad.

Sondeo SM-02 (25,4m). Presenta rellenos antrópicos hasta 1,5m de profundidad; de 1,5 a 5,4m de profundidad arcillas limosas con alguna pasada de arenas, blandas (NSPT=3 a 4 y cu = 20 a 30kN/m²); de 5,4 a 7,5m, calcarenitas (grado de alteración III-IV) con tramos englobados en matriz arcillo-limosa, y **de 7,5 a 25,4m calcarenitas sanas** (grado de alteración I-II) con alguna fractura abierta. El nivel del agua se encuentra a 8,5m de profundidad.

Sondeo SM-03 (15,4m). Presenta rellenos antrópicos hasta 1m de profundidad; de 1 a 9,6m de profundidad arcillas limosas con alguna pasada de arenas, blandas (NSPT=1 a 6), y **de 9,6 a 15,4m calcarenitas sanas** (grado de alteración I-II) con alguna veta margosa.

Sondeo SM-10 (15,7m). Presenta rellenos antrópicos hasta 4,8m de profundidad; de 4,8 a 11,3m de profundidad arcillas limosas con alguna pasada de arenas, blandas (NSPT=4 a 6); de 11,3 a 13,5m bloques y gravas de calcarenitas en matriz arcillo-limosa, y **de 13,5 a 15,7m calcarenitas sanas** (grado de alteración I-II).

Sondeo SM-11 (26m). Presenta rellenos antrópicos hasta 3,8m de profundidad; de 3,8 a 7,8m de profundidad arcillas limosas con alguna pasada de arenas, blandas (NSPT=6 a 8); de 7,8 a **19,2m bloques de calcarenitas** en matriz arcillo-limosa e intercalaciones métricas arcillosas, y **de 19,2 a 26m calcarenitas sanas** (grado de alteración I-II) con alguna fractura abierta.

Se representan todos los sondeos con sus respectivas profundidades en la Figura 8. Estos sondeos se equiparon con tubería micrométrica para su seguimiento con micrómetro deslizante. Adicionalmente se representan las profundidades de las 8 perforaciones a destroza para intentar acotar las dos zonas más afectadas por la karstificación.

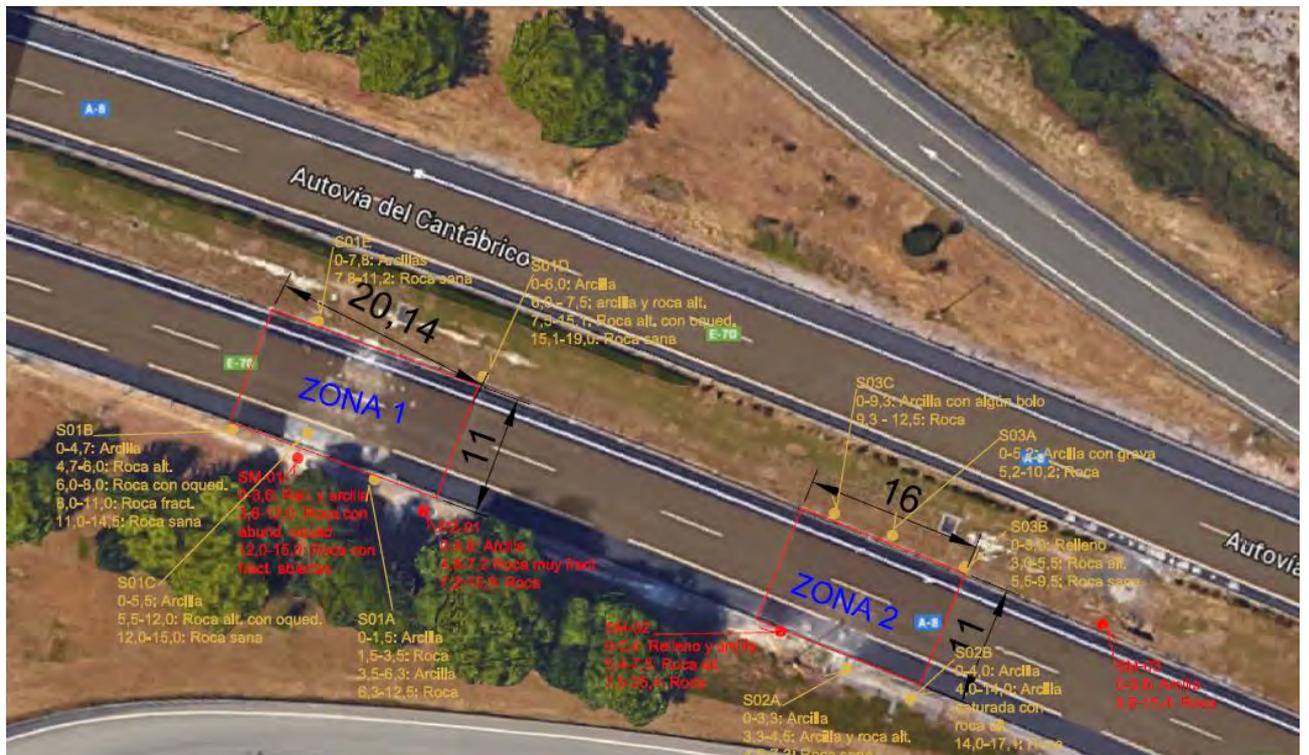


Figura 8 – Representación de los sondeos con sus profundidades (Google, 2017).

3 - ALTERNATIVAS

En la Figura 9 se representa un esquema de las zonas que, a nivel del presente estudio se prevé tratar.



Figura 9 - Esquema previo de las zonas a tratar (Google 2017).

Se plantearon las siguientes alternativas de actuación que se estudiaron a partir de los resultados de los trabajos de reconocimiento.

3.1 - Tratamiento mediante inyecciones

Es una actuación que ya se había llevado a cabo en emplazamiento estudiado (relleno con mortero de cemento). Hasta la fecha ha sido una actuación que resolvía el problema temporalmente, pero se acababa reproduciendo.

El tratamiento mediante inyecciones tiene por objeto restaurar las condiciones del terreno situado bajo la calzada afectado por el proceso de karstificación que ha generado el hundimiento en superficie.

Se proponía realizar un tratamiento de inyecciones de mortero o lechada de cemento de alta viscosidad e inyecciones de fracturación hidráulica por el procedimiento IRS (inyección repetitiva y selectiva). Estas inyecciones están destinadas a regenerar las características resistentes del terreno.

Posteriormente, en función de los resultados de las inyecciones anteriores, se realizarían nuevas inyecciones de fracturación hidráulica con tubo manguito por el procedimiento IRS en los puntos intermedios a la malla de tratamientos iniciales.

Durante el proceso de inyección debería cuidarse la posible evolución de asientos en la calzada y deberá prestarse especial atención a que la lechada no alcance la calzada (riesgo de deslizamiento de los vehículos).

Este proceso tiene el problema de que al rellenar cavidades por las que en la actualidad circula agua, mediante lechada y mortero de cemento, ésta buscaría nuevos caminos pudiendo reproducir el problema como ha ocurrido en ocasiones anteriores. Finalmente se descartó esta alternativa

3.2 - Losa micropilotada

Al estudiar esta solución se tenía presente el problema de que el material que en la actualidad está asentando bajo la calzada podría quedar “colgado” (al menos parcialmente) de los micropilotes.

Por otro lado, la resistencia de los micropilotes teóricamente estaba muy condicionada por el pandeo relacionado con la presencia de cavidades.

Se realizó un pretanteo a efectos de tener un orden de magnitud de esta posible solución considerando micropilotes dispuestos con varias áreas de influencia (3,0;4,0; 5,0,;6,25 y 7,3m²).

Se ha considerado una losa de 40cm de canto. En la Figura 10 se representan dos posibles secciones transversales de la calzada con distribuciones esquemáticas de los micropilotes.

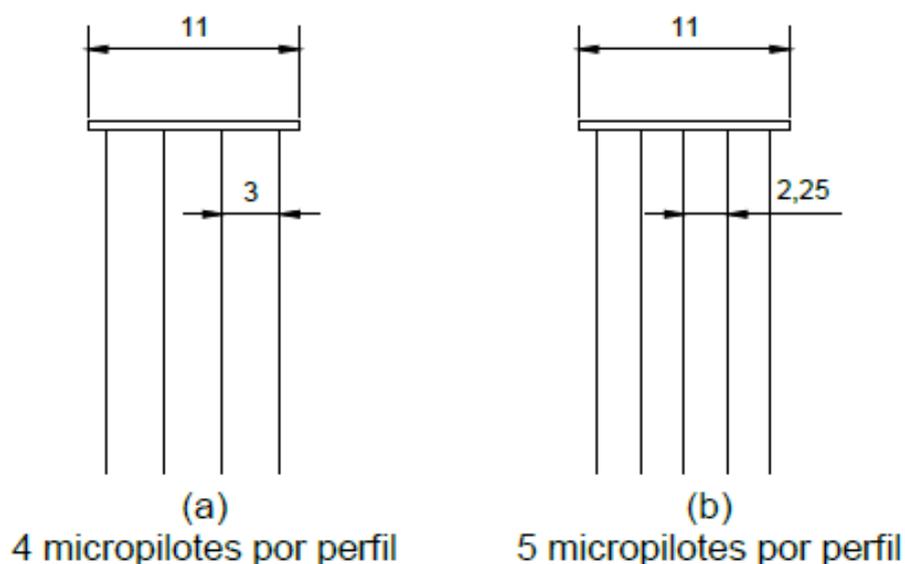


Figura 10 - Distribución esquemática de los micropilotes.

En la tabla 1 siguiente se recogen las longitudes de pandeo (para perfiles biarticulados) obtenidas considerando que los 6m superiores del terreno pueden quedar colgados de los micropilotes.

Tabla 1- Pretanteo de distribución de micropilotes.

Superficie por micropilote (m ²):	3,00	4,00	5,00	6,25	7,30
Carga por microp. mayorada (t):	95	126	158	194	213
L pandeo para FE510, d=165mm y b=7mm (m):	2,5	<1	<1	<1	<1
L pandeo para FE510, d=175mm y b=7mm (m):	3,0	<1	<1	<1	<1
L pandeo para FE510, d=175mm y b=9mm (m):	4,7	2,75	<1	<1	<1
L pandeo para FE510, d=200mm y b=7mm (m):	4,3	2,0	<1	<1	<1
L pandeo para FE510, d=219mm y b=7mm (m):	5,0	3,3	<1	<1	<1
L pandeo para FE510, d=219mm y b=9mm (m):	6,5	5,0	3,5	<1	<1
L pandeo para FE510, d=244,5mm y b=10mm (m):	8,0	7,0	5,8	4,0	3,0

Pilotes por perfil:	4	4	4	4	4
Separación entre perfiles (m):	1,1	1,5	1,8	2,3	2,7
Pilotes por perfil:	5	5	5	5	5
Separación entre perfiles (m):	1,4	1,8	2,3	2,8	3,3

Los espesores de acero calculados habría que incrementarlos para considerar la reducción de espesor de armadura por efecto de la corrosión (Dirección General de Carreteras, 2012).

Según los primeros tanteos realizados podrían plantearse las siguientes alternativas considerando micropilotes tubulares con acero FE-510 (S355) y unos 18m de profundidad en la zona 1 y 14m en la zona 2 (se considera una reducción de espesor por corrosión de 1mm):

Micropilotes equipados con tubería de 165mm de diámetro exterior y un espesor de 9mm. 5 pilotes por perfil. Perfiles espaciados 1,4m. Diámetro de perforación no inferior a 225mm.

Micropilotes equipados con tubería de 175mm de diámetro exterior y un espesor de 11mm. 5 pilotes por perfil. Perfiles espaciados 1,8m. Diámetro de perforación no inferior a 235mm.

Micropilotes equipados con tubería de 244,5mm de diámetro exterior y un espesor de 12mm. 4 pilotes por perfil. Perfiles espaciados 2,7m. Diámetro de perforación no inferior a 300,5mm

Se dispondrá losas de transición en ambos extremos de la losa micropilotada. A raíz de estos planteamientos se optó por esta **última alternativa**.

4 - SOLUCIÓN ADOPTADA

Dada la solución aportada por el CEDEX, se concluye que la solución a llevar a cabo para reparar la calzada consta de la ejecución de micropilotes equipados con armadura tubular de 244,5mm de diámetro exterior y un espesor de 12mm de calidad mínima de acero S355. 4 pilotes por perfil. Perfiles espaciados 2,7m. Diámetro de perforación no inferior a 300,5mm. Sobre dichos micropilotes descansará una losa de cimentación del firme de la A-8. Las zonas por reparar son dos, la primera (Losa 1) de 20,90 m de longitud y 18 m de profundidad (Figura 11), y la segunda (Losa 2) de 50,60 m de longitud y 14 m de profundidad, por 11,00 m de anchura. Se dispondrán losas de transición en el acceso y salida de cada losa.

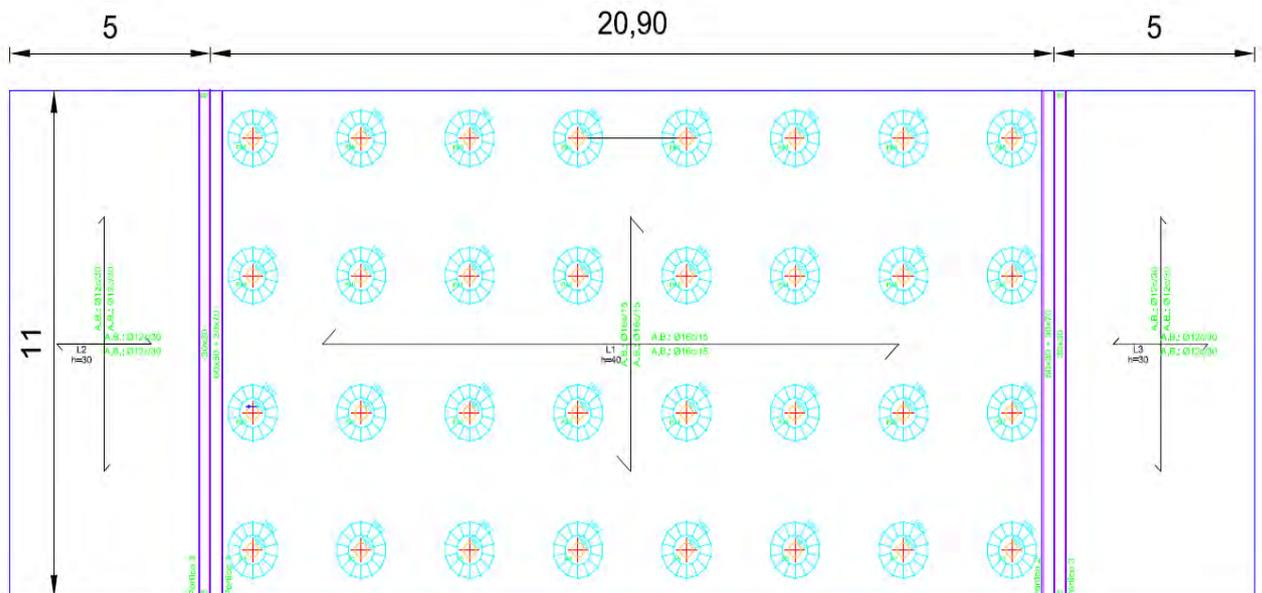


Figura 11 – Planos de la losa 1 y losa de transición.

4.1 - Descripción de la solución adoptada

La obra dió comienzo en diciembre de 2016. Una de las labores más difíciles que tuvo que afrontar la Demarcación de Carreteras y la empresa conservadora UTE Los Tánagos, fue el mantener el tráfico en servicio de la Autovía, ya fuera a través de la vías de servicio de la Salida 234 de la A8, o manteniendo el tráfico derivado por la calzada contraria.

La primera actuación fué la excavación previa eliminando el aglomerado de la autovía y preparando la plataforma.



Figura 11 – Excavación de la zona de losa

SITE y perforadoras hicieron su entrada en enero de 2017, para trabajar en turno continuo de 24 horas, de cara a intentar minorar los tiempos de obra con afección al tráfico. La unidad a ejecutar eran micropilotes perforados en 300 mm y equipados con armadura tubular \varnothing_{ext}/e 244,5/12 mm.

La longitud de micropilote debía ser tal que asegurara 5 metros de empotramiento en roca. Se preveían unas longitudes unitarias iniciales de 18 metros en Zona 1 y de 14 metros en la Zona 2.



Figura 12 – Zonificación de la actuación

La perforación en este tipo de terreno resulta muy complicada ya que existen muchas alternancias entre terreno blando y duro, y es imprescindible utilizar en ciertos estratos entubación recuperable para mantener la integridad de la perforación, ya que además de la presencia de capas granulares sin cohesión, las arcillas que rellenaban las cavidades kársticas, en muchos casos en presencia de agua, tendían a cerrarse.

A su vez, la roca eran calcarenitas desde sanas a muy degradadas, con discontinuidades impredecibles, y con buzamiento variable. En ocasiones había oquedades manifiestas, y en otros taladros se encontró vías activas de agua.

El diámetro máximo que podíamos introducir de revestimiento eran camisas de diámetro exterior 300 mm (interior de 273 mm). En algunos taladros, debido a la dureza de la roca, había que introducir un tallante de mayor diámetro que el de la tubería de revestimiento de cara a hacer un preforo y permitir el avance de tubería de revestimiento.



Figura 13 – Excavación de la zona de losa

4.2 - Problemas en la ejecución de micropilotes;

- 1- Las cavidades existentes y las alternancias de relleno arcilloso y oquedades, hacen la que la inyección global única contemplada en el micropilote no resultara del todo eficaz ya que algunos de éstos no se llenaban, produciéndose las pérdidas de lechada incluso en la zona de empotramiento. En algunos casos, se encontraron cavidades muy significativas, que tuvieron que ser rellenas con mortero de plana bombeado, para después reperforar para la ejecución del micropilote.
- 2- El cambio de terreno duro a blando y al revés en la perforación, que se produce varias veces a lo largo de la ejecución de un mismo micropilote, y el perfil de roca con grandes inclinaciones, produce pequeñas desviaciones en cada tramo en la verticalidad del micro, que se traduce en dificultades a la hora de introducir la armadura, ya que manejando unos diámetros tan grandes de tubería se tiene poca holgura y nula maniobrabilidad, llegando en algunos casos extremos a la imposibilidad de introducir la armadura y tener que proceder al abandono del micropilote con relleno del taladro con mortero para su posterior reperforación.

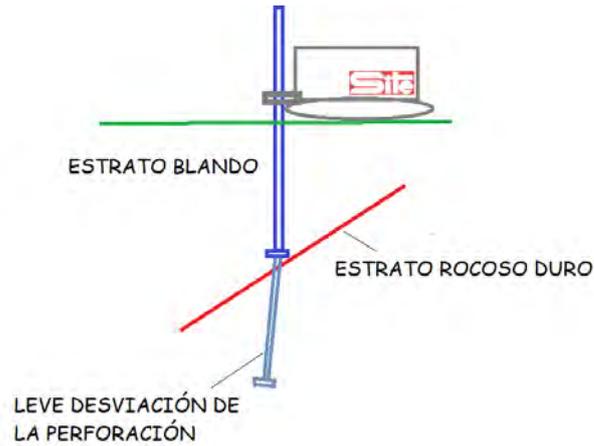


Figura 14 – Croquis desviación perforación

4.3 - Nueva propuesta de micropilotes

Equipar el micropilote con una armadura equivalente de menor diámetro nos podía dar algunas ventajas.

- 1- Tener mayor holgura con la perforación, nos permitiría equipar la armadura con conductos plásticos de diámetro mayor de pulgada, que permitan reinyecciones posteriores a distintas cotas, realizando una IR, que hasta ese momento no era posible por la falta de espacio entre la entubación recuperable y la armadura.
- 2- Se facilitaría la introducción de la armadura en el interior de la perforación, y se tendría mayor seguridad sobre el espesor del recubrimiento de lechada a lo largo de toda la longitud de tubería.

La mayor dificultad a la hora de buscar una armadura equivalente de menor diámetro estaba en que cumpliera los requisitos estructurales respecto a pandeo. Tras varios tanteos y propuestas, se decidió junto con la Dirección Facultativa y el Cedex, equipar el micropilote con una armadura tubular de acero tipo N80 de 193,7 mm de diámetro exterior y 11 mm de espesor. Con esta armadura ganaríamos 51 mm de holgura.

Tanteo realizado con la propuesta elegida:

CÁLCULO ESTRUCTURAL DE MICROPILOTES

	Proyecto	Opción 1
Diámetro exterior de armadura (m.m.):	300	300
Espesor nominal de armadura (m.m.):	244,50	193,7
Espesor de sacrificio armadura (m.m.):	12,00	11,00
Espesor de armadura (m.m.):	1,00	1,00
Espesor de armadura (m.m.):	11,00	10,00
fyk = Límite elástico del acero (Kg./cm ²):	3600	5600
fck = Resistencia del mortero (Kg./cm ²):	150	150
γ _s Coeficiente de minoración del acero:	1,15	1,15
γ _c Coeficiente de minoración del mortero:	1,5	1,5

Diámetro de φ e refuerzo:		
Nº de φ de refuerzo:		

γ _f = Coef mayoración acciones:	1,6	1,6
--	-----	-----

Si consideráramos R=1	Ø244,5/12 S355	Ø193,7/11 N80
Resistencia admisible (Tm.):	160,9	176,8
Resistencia de cálculo (Tm.):	257,5	282,9

	Proyecto	Opción 1
Área del micro (cm ²):	706,9	706,9
Ap = Área armadura (cm ²):	80,7	57,7
As = Área refuerzo (cm ²):	0,0	0,0
Ac = Área mortero (cm ²):	626,2	649,1

La formula empleada, según la Guía de Micropilotes:

$$N_{c,Rd} = (0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} + A_a f_{yd}) \cdot \frac{R}{1,20 F_o}$$

$$(N_d = N_{adm} \cdot \gamma_f)$$

Si; $R = 1,07 - 0,027 C_R \leq 1$ Creando una tabla para considerar la "longitud libre" en el efecto del pandeo

Si Cr= H/D	Armadura Dext (mm)	244,50	244,50	244,50	244,50	244,50	244,50
	Longitud libre (m)	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
	R	1,01	0,96	0,90	0,85	0,79	0,74
	Cr	2,04	4,09	6,13	8,18	10,22	12,27
Si Cr= H/D	Armadura Dext (mm)	193,70	193,70	193,70	193,70	193,70	193,70
	Longitud libre (m)	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
	R	1,00	0,93	0,86	0,79	0,72	0,65
	Cr	2,58	5,16	7,74	10,33	12,91	15,49
R. admisible	Longitud libre (m)	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
	Ncrd 244,5/12 (Tm.)	160,9	154,4	145,5	136,6	127,8	118,9
	Ncrd 193,7/11 (Tm.)	176,8	164,5	152,2	139,9	127,6	115,2
(N _d = N _{adm} · γ _f) R.cálculo	Longitud libre (m)	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
	Ncrd 244,5/12 (Tm.)	257,5	247,1	232,8	218,6	204,4	190,2
	Ncrd 193,7/11 (Tm.)	282,9	263,2	243,5	223,8	204,1	184,4

Tabla 2. Tanteo en la propuesta de nueva armadura

Como vemos, considerando el pandeo, la armadura propuesta ofrece mejores resistencias hasta una "longitud libre" de 2,5 metros; en la obra sólo se han manifestado oquedades en torno a 10-20 cm. En caso de encontrar una cavidad grande en la perforación (mayor de un metro), se pondría de manifiesto y se procedería al relleno con mortero antes de proseguir con la ejecución del micropilote

4.4 - Desarrollo de los trabajos;



Figura 14 – Excavación de la zona de losa



Figura 15 – Comienzo de la ejecución de micropilotes



Figura 16 – Micropilotes



Figura 17 – Micropilotes



Figura 18 – Vista general de la obra durante la ejecución de los trabajos

Como se ve en la imagen precedente, se excavó la plataforma sobre la que se construirá la losa en una profundidad de 1,25 m, dejando al aire las cabezas de los micropilotes (Figura 19), que incluirán el elemento de conexión a la losa conforme la Guía del Ministerio de Fomento. La empresa Ingeconsul S.L, realizó el cálculo de la estructura basándose en: "Instrucción de Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Carretera – IAP-11 Ministerio de Fomento." "EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural", de 2008, ambas del Ministerio de Fomento.



Figura 19 – Preparación superficie de losa tras ejecución de micropilotes.

Sobre la superficie se extenderán 20 cm de zahorra ZA compactada (Figura 13), 10 cm de hormigón de limpieza (Figura 14) y se ejecutará la losa de hormigón armado HA-35 B 500 S, de 40 cm de canto. Sobre la losa se ejecutará el paquete de firme compuesto de: Base de Zahorra Artificial ZA: 25 cm; Paquete de Mezcla Bituminosa MBC: 30 cm, compuesto por: 18cm capa base de AC32 base G calizo (G25), 7cm capa intermedia AC22 bin S calizo (S20) y 5cm capa rodadura AC16 surf S ofítico (S12).

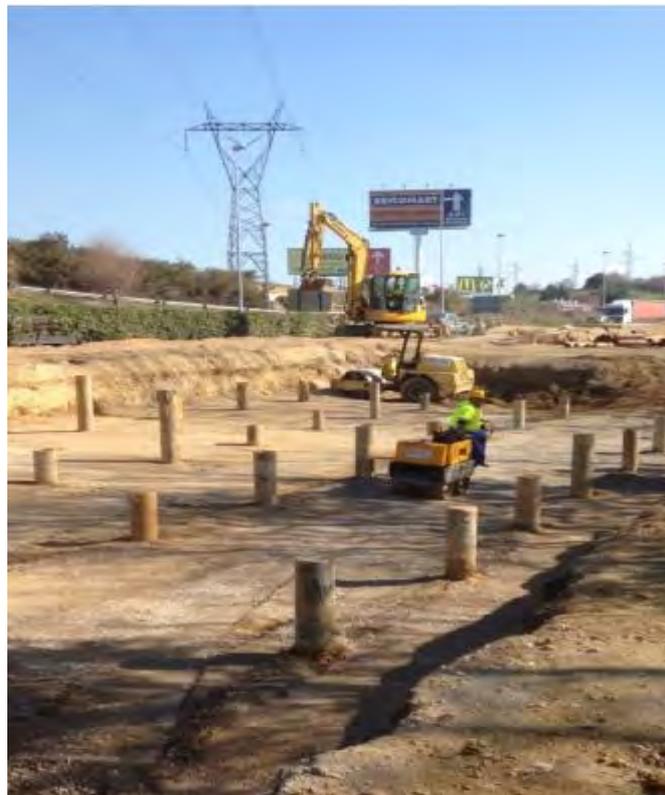


Figura 20 – Extendido de zahorra en la losa 1



Figura 21 – Superficie con hormigón de limpieza previa a la losa 1 de hormigón armado.



Figura 22 – Comienzo ferrallado de la losa

Las zonas tratadas van a presentar una gran rigidez respecto del resto del trazado de la autovía. Resulta indispensable una transición al principio y al final de cada losa tratada para dar continuidad al vial.

En las zonas de Losa de Transición, se proyecta una base de cimentación, por lo que se excavará por debajo de ellas 1,10 m, y se rellenará con 75 cm de pedraplén de voladura 40 cm, 25 cm de zahorra artificial ZA compactada Figura 15.

Sobre esa base se extenderán 10 cm de hormigón de limpieza y se ejecutará la losa de transición de 30 cm de canto y 5 m de longitud en todo el ancho, con una pendiente de 5%. La zona de excavación restante hasta la cota del plano del firme se rellenará con relleno localizado en cuña de transición Figura 15.

Se ejecutará un apoyo, en cada extremo de la losa pilotada, para la losa de transición de las dimensiones y armado de los planos, sobre el que descansará la losa de transición, unida mediante rótula plástica y pasadores Ø20c/100cm.

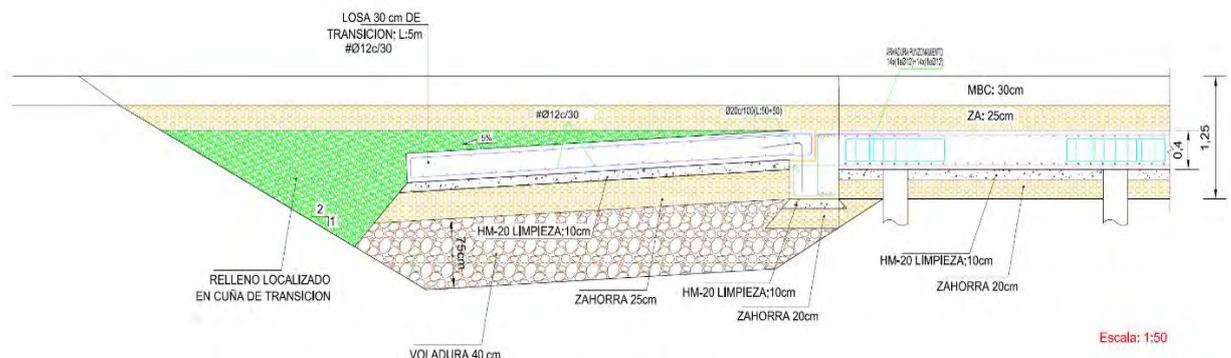


Figura 22 – Losa de Transición de la Losa 1.

5 - CONCLUSIONES

El problema del hundimiento de la calzada en Reocín, asociado a la karstificación, ha sido periódico y recurrente, que se ha habido ido solventando temporalmente mediante inyecciones de mortero, y nuevas pavimentaciones. Con objetivo de realizar una solución a largo plazo, se ha llevado a cabo un análisis exhaustivo con ayuda de las instituciones implicadas para dar una solución global y extensible en el tiempo.

6 - AGRADECIMENTOS

Este trabajo no hubiera podido llevar a cabo sin la participación de los técnicos de la Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria, del Área de Geotecnia de la DGC, del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, así como de las empresas UTE LOS TÁNAGOS (ALVAC-PUENTES), SITE S.A.

REFERENCIAS

Artículo “Asiento en el firme de autovía por terrenos con oquedades y aguas de escorrentía” Felipe Collazos Arias y Javier Rojo.

Álvarez, Mariña (2015). El diario montañés. Recuperado el 30 de octubre de 2017 de <https://www.eldiariomontanes.es/documentales/2015/aniversario-hundimiento-mina-reocin>.

CEDEX (2016). Estudio previo de soluciones para la estabilización de la calzada sentido Santander de la autovía A-8, junto a la localidad de Reocín.

Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera (2005). Dirección General de Carreteras.

Google (2017). [Mapa de Cantabria, Cantabria en Google maps]. Recuperado el 30 de octubre, 2017, de: <https://www.google.es/maps/place/Cantabria/@43.1033325,4.3321646,10z/data=!4m5!3m4!1s0xd4920db090ebfcb:0x104f58273c9c8d0!8m2!3d43.1828396!4d-3.9878427>

Google (2017). [Mapa de Cantabria, Cantabria en Google maps]. Recuperado el 30 de octubre, 2017, de: <https://www.google.es/maps/place/Cantabria/@43.354575,4.0935334,138m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0xd4920db090ebfcb:0x104f58273c9c8d0!8m2!3d43.1828396!4d-3.9878427>

Orden FOM/2842/2011, de 29 de septiembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11) (2011). BOE núm. 254, de 21 de octubre de 2011.

Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, del Ministerio de la Presidencia por el que se aprueba la Instrucción de Hormigón. Estructural (EHE-08) (2008). BOE núm. 203, de 22 de agosto de 2008.