

# **AFECTACION A TERRENOS MUY BLANDOS DE LA EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVAS POR EL METODO DE VIBROSUSTITUCIÓN**

Juan Alfonso Carcolé Galea<sup>1</sup>

Resumen:

El presente artículo analiza la correcta formación de columnas de gravas en un terreno muy blando. La prueba se realizó en una parcela en la que se ejecutaron más de 600 unidades sobre las que se construyó un terraplén instrumentado.

Abstrat:

This is a review of field performance of gravel columns on soft soil. The test was done with the execution of 600 units and the construction of one monitoring embankment.

Palabras clave

Columna de gravas

Terreno blando

Auscultación

Keyword

Gravel column

Soft soil

monitoring

1. Corresponding autor: [igps@igps.cat](mailto:igps@igps.cat). IGPS SL, Sant Sadurni d'Anoia, Barcelona, España.

## **1 INTRODUCCION**

En ciertos terrenos el método de ejecución de columnas de gravas por el método de vibrosustitución<sup>(1)</sup> puede significar una mejora también intrínseca de las características del propio terreno (además de la del conjunto suelo-columna) debido a la compactación lateral que supone el método de perforación.

No obstante esto no siempre es así. Autores como Castro y Karstunen (2010) indican que el incremento de la presión de poros durante la ejecución significará una reducción de la resistencia al corte no drenada en arcillas blandas ( $S_u$ ) de hasta un 15-20%. A valores similares de reducción de la resistencia llegó también McCabe et al (2010). Este fenómeno de aumento de las presiones intersticiales tiende a disiparse con el paso del tiempo por el efecto drenante de las columnas instaladas.

Un segundo fenómeno más importante es el identificado en diversas guías como en la Norteamericana FHWA (1983) donde se explica que la formación de columnas de gravas ejecutadas por el método de la vibrosustitución, en terrenos de tipo limos orgánicos muy blandos, pueden tener problemas serios de continuidad y calidad en la formación de los elementos y que el terreno que circunda las columnas en lugar de tener una cierta mejora puede tener un drástico empeoramiento. Además se describen los problemas de contaminación radial de las columnas denominado en inglés “Smear” que reducen la permeabilidad del perímetro de las mismas reduciendo su eficiencia. Guías como la de carreteras polaca (GDDP) describe directamente que no se podrán ejecutar columnas de gravas sin aporte de cemento en terrenos de resistencia al corte no drenada  $S_u < 15$  kPa, y autores como Greenwood (1991) describen que hay un umbral de suelos

en los que este tipo de técnicas no es posible aplicarlas con éxito (suelos de  $S_u < 15-20$  kPa).

El trabajo que presentamos ha consistido en la ejecución de columnas de gravas por el método de vibrosustitución<sup>(1)</sup> en un terreno de limos y arcillas orgánicas muy sensibles de resistencias al corte no drenadas variables, pero usualmente en el entorno de valores  $S_u \approx 15-25$  kPa; y en la posterior construcción de un terraplén de 2,9 a 3,3 m de altura que se dejó el tiempo necesario para obtener la práctica consolidación completa del terreno.

En el terreno se realizaron ensayos de tipo CPTU antes de la ejecución de las columnas, justo después de la ejecución de éstas (entre 1 y 3 días después) y desde la coronación del terraplén de 3,3 m a los 90 días de la ejecución de éste (tiempo muy cercano al final de la consolidación), con lo que se ha podido evaluar la evolución de la resistencia al corte no drenada durante todo el proceso.

Asimismo, se tomaron muestras inalteradas del terreno, en el estado anterior a realizar las columnas de gravas, en las que se realizaron ensayos de laboratorio. También se hicieron ensayos de tipo SPT, DPSH y CPTU (UNE-EN ISO 22476-1,2 y 3) en el interior de las columnas para comprobar su calidad de acabado.

(1) Se utilizó el método de perforar con tubera con vibrador por vía seca alimentando por fondo, es decir por el interior de la tubera. En la denominación anglosajona se trata de “vibro replacement dry bottom feed”.

El ensayo se realizó en una obra financiada por el European Bank y por el World Bank en la población de Raciborz en el sur de Polonia.



*Figura. 1. Situación de la zona donde se hizo la prueba. En la población de Raciborz, sur de Polonia.*

## **2 CARCATERISTICAS GEOLOGICO-GEOTECNICAS DEL TERRENO EN EL QUE SE HA HECHO LA PRUEBA**

Debido a que la afectación es muy diferente según el tipo de terreno que se ve sometido a la fuerte agitación de la ejecución de las columnas con vibrocaud (vibrador de la tubera), lo primero que se ha analizado son las características geotécnicas detalladas de la zona sometida al ensayo. La geología de esta zona son depósitos fluviales normalmente consolidados del río Odra compuestos fundamentalmente por arenas, pero en los que se encuentran zonas de limos y arcillas orgánicas blandas de hasta 10 m de espesor y varios decámetros de longitud.

### **2.1 ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL EN EL LABORATORIO**

El **cuadro n°1** muestra los resultados de los ensayos de identificación de cuatro muestras tomadas a distintas profundidades en un sondeo de rotación. Las dos primeras muestras (profundidades 3 a 3,6 m y 4 a 4,6 m) con límite líquido superior al 40% y plasticidades (PI) entorno al 20%, se clasifican en SUCS como arcillas CL, con índice de fluidez mayor a 0,5 (humedades por encima del límite plástico).

Las dos segundas muestras son limos orgánicos clasificados en SUCS como "OL", cuya humedad natural es superior al límite líquido (con índices de fluidez de 1). Debido a este hecho, al ser ejecutar las columnas de gravas por el método de vibrosustitución, el terreno se comporta como un fluido y no puede ofrecer la resistencia lateral de pared que permita formar el cuerpo de la columna, mezclándose el limo orgánico con las gravas arenosas aportadas.

	arenas	limos	arcilla	total de finos	humedad natural	limite liquido	limite plastico	indice de plasticidad	indice de fluidez	actividad	clasificacion
profundidad	fracc>0,08 mm	0,08mm>f<0,002mm	>2 micras	<0,08 mm	wn	Wl	Wp	PI	FI	Ac	SUCS
3-3,6 m	13,1	51,1	35,8	86,9	34,5	45,9	24,5	21,4	0,47	0,62	CL
4-4,6 m	1,6	65,2	33,2	98,4	34,1	41,5	24,6	16,9	0,56	0,50	CL
5-5,6 m	12,7	69,5	17,8	87,3	29,1	29	23,2	5,8	1,02	0,20	OL
6,5-7,1 m	12,2	70,3	17,5	87,8	31,9	30,8	23,1	7,7	1,14	0,24	OL

*Cuadro 1. Resumen ensayos de caracterización.*

En virtud a los CPTU que se han realizado en la zona de prueba hay que comprender que el suelo no está estratificado en dos niveles claramente diferenciados como las muestras de laboratorio podrían parecer indicar, en realidad la disposición espacial de estos dos tipos de suelos blandos es totalmente aleatoria.

## **2.2 ENSAYOS DE DEFORMACIÓN DEL MATERIAL EN LABORATORIO**

El **cuadro n°2** es el resumen de los valores que se desprenden de cuatro ensayos edométricos realizados sobre muestras inalteradas del terreno. En él se indican tres valoraciones del Módulo Edométrico. La primera es el Módulo “Mn”, que corresponde a la “V” en el método de Janbu (1963) para definir el módulo normalmente consolidado. Éste es el que se suele correlacionar con el ensayo CPTU, su problema es que en este tipo de muestras tan blandas no se marca más que en una muestra y de forma tenue. La segunda valoración es la del Módulo “Msc”, que corresponde a la presión de confinamiento de la muestra en el terreno. La tercera es la valoración “M<sup>ref=100kPa</sup>” que corresponde a la presión de referencia de 100 kPa. Éste es el módulo utilizado en modelos numéricos por programas de elementos finitos como PLAXIS. Y finalmente debido a que el manual de referencia de este programa recomienda comprobar el módulo con la ecuación de Janbu (1963), se define  $E_{oed}^{ref}=230*(1+e_o/C_c)$ .

	peso seco (gr/cm3)	peso saturado (gr/cm3)	porosity index	compresion index	compresibility index	modulus number	Edometric Modul NC Janbu (MPa)	Edometric modulus in soil condicion (MPa)	Edometric modulus at 100 kPa (MPa)	Edometric Modul NC Janbu 63 (MPa)
profundidad	$\gamma_n$	$\gamma_d$	$e_o$	$C_c$	$C_c/1+e_o$	$m$	$M_n$	$M_{sc}$	$M^{ref=100\text{ kPa}}$	$E_{ref_{sed}}$
3-3.6 m	1,65	2,04	0,61	0,169	0,105	19,9	2,22	2,5	4,2	2,19
4-4.6 m	1,47	1,94	0,76	0,178	0,101	22,1	(-)	2	3,2	2,27
5-5.6 m	1,45	1,95	0,813	0,172	0,095	23,2	(-)	2	3,3	2,42
6.5-7.1 m	1,45	1,96	0,8	0,174	0,097	22,76	(-)	2	3	2,38

*Cuadro 2. Resumen parámetros que se desprenden de los edómetros.*

A un metro del sondeo en el que se extrajeron las muestras analizadas se realizó un ensayo tipo CPTU que arrojó en esta zona una resistencia de punta de  $q_t \approx 0,5$  a  $0,6$  MPa (**figura nº4**). Con estos valores se podría considerar una correlación al módulo del terreno de  $M_{sc} \approx 4 * q_t$  y de  $M^{pref=100\text{kPa}} \approx 6 * q_t$ .



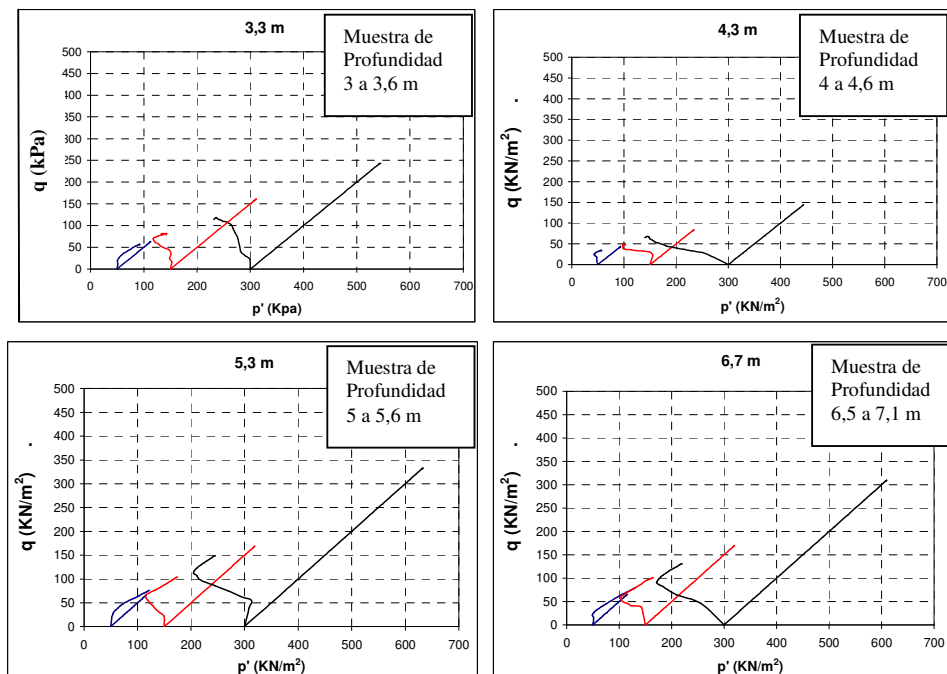
*Figura. 2. Cajas porta testigos sondeo C-2. Las muescas que se observan corresponden al “hincado” del dedo índice del geólogo en las muestras.*

### **2.3 ENSAYOS DE ROTURA DEL MATERIAL EN EL LABORATORIO**

Se han realizado ensayos triaxiales de tipo consolidado y drenado (CD) consolidado y no drenado (CU) y No consolidado No drenado (UU).

- Ensayos consolidados drenados y consolidados no drenados (CD y CU)

La **figura n°3** muestra en espacio de Lambe, los ensayos CD y CU sobrepuestos en cada muestra. Se observa como en todos los casos se produce una buena alineación de final de las trayectorias para establecer los parámetros de resistencia fácilmente.



*Figura. 3. Trayectoria en espacio de Lambe de los ensayos triaxiales CD y CU.*

El **cuadro n°3** muestra los valores de resistencia obtenidos con los ensayos de la **figura n°3**.

profundidad	TRIAxIAL CD		TRIAxIAL CU	
	$\phi$	c' (kPa)	$\phi$	c' (kPa)
3-3,6 m	24,63	23	24,5	20
4-4,6 m	16,72	17	22	12
5-5,6 m	31,13	6	35	6
6,5-7,1 m	29,58	11	36	4

*Cuadro 3. Valores de resistencia.*



Se ha establecido la resistencia al corte no drenada “Su” según el ensayo triaxial CU aplicando corrección de sigma octaédrica por ser triaxiales isótropos. Se ha obtenido el resultado del **cuadro n°4**, por lo que las resistencias al corte no drenadas se establecen entre 15 y 30 kPa.

	triaxial CU		triaxial condition		soil condition		freatico=0 m
	$\phi$	c' (kPa)	Su/ $\sigma'v$	cohesion	Su/ $\sigma'v$	cohesion	Su kPa
3-3,6 m	24,5	20	0,35	21,8	0,24	14,6	<b>29,6</b>
4-4,6 m	22	12	0,29	9,7	0,19	6,5	<b>18,0</b>
5-5,6 m	35	6	0,45	6,4	0,30	4,3	<b>22,2</b>
6,5-7,1 m	36	4	0,45	4,2	0,30	2,8	<b>15,7</b>

*Cuadro 4. Valores de resistencia al corte no drenada extraída de triaxiales CU.*

- **Ensayos No consolidados y No drenados (UU).**

Se han realizado dos ensayos sin consolidación y sin drenaje. El **cuadro n°5** muestra el resultado obtenido considerando la presión característica de las muestras en el terreno 53 kPa y 63 kPa.

muestra	$\phi_u$	Cu(kPa)	Su (kPa)	$\sigma'v$ (kPa)	Su/ $\sigma'v$
C-2-R 4,3 m	2,34	15,6	<b>20</b>	53	0,38
C-2-R 5,3 m	9,19	5	<b>15</b>	63	0,24

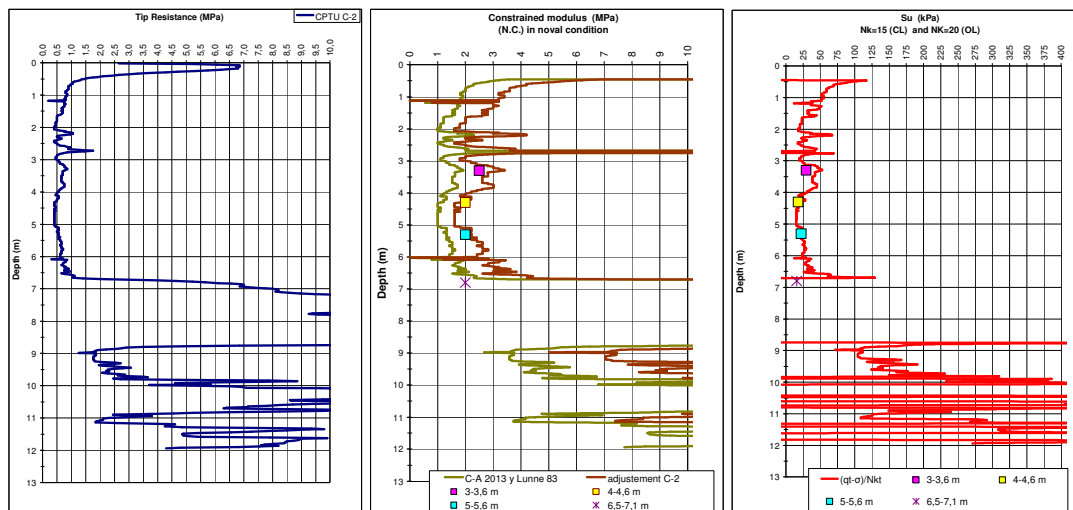
*Cuadro 5. Datos de los ensayos de laboratorio extraídos de triaxiales UU.*

En conclusión se ha obtenido en la muestra más superficial una resistencia al corte no drenada de 29,6 kPa, pero en las restantes 18 kPa, 22,2 kPa, 15,7 kPa, 20 kPa y 15 kPa; por lo que se trata de un terreno muy blando situado en ese umbral que suele encontrarse en la bibliografía en el que la correcta formación de las columnas está en entredicho.

## 2.4 ENSAYOS DE PENETRACION ESTÁTICA EN CAMPO

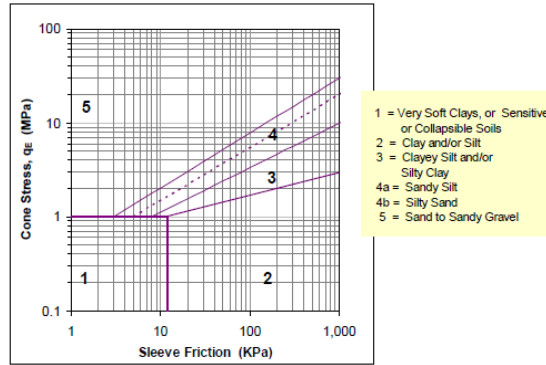
Para tener suficiente información del terreno en el que se hizo el tramo y el terraplén de prueba, se ejecutaron más de 100 ensayos tipo CPTU. La **figura n°4** muestra la resistencia de punta del CPTU C-2 realizado a 1 m de separación del sondeo del que se extrajeron las muestras analizadas en el apartado precedente.

En la gráfica de la izquierda se muestra la resistencia a la punta del ensayo; en la gráfica central se muestra la interpretación de los módulos edométricos acorde a la interpretación de Lunne83 y acorde a la correlación  $M \approx 4 * qt$  establecida en este terreno. En la parte derecha se muestra la correlación a la resistencia al corte no drenada según  $Su = (qt - \sigma) / Nkt$ . En las gráficas se han añadido los resultados de laboratorio obtenidos en las muestras descritas anteriormente en los cuadros 2 y 4.

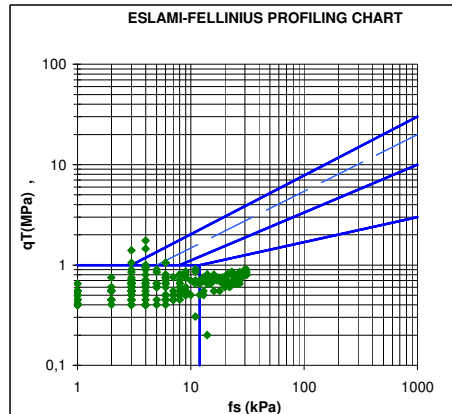
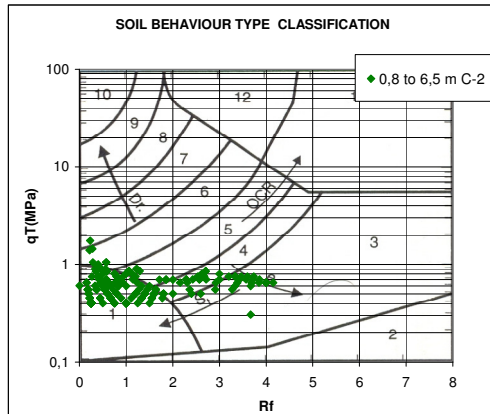
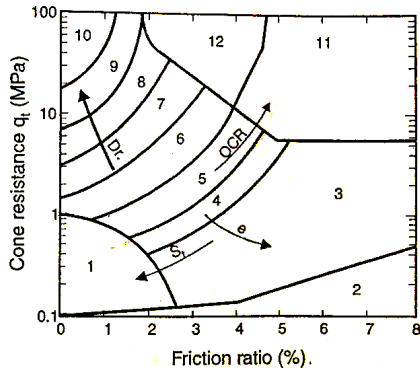


*Figura. 4. Valores de la resistencia de punta y correlaciones con el módulo edométrico y con la resistencia al corte no drenada “Su”.*

La **figura n°5** muestra las clasificaciones de Robertson y Fellenius del tipo de suelos identificados entre 0,8 y 6,5 m. Estos identifican mayoritariamente el terreno como “organic silts” (“sensitive soil” zona 1 de las figuras), así como una pequeña fracción de terreno tipo “clay” (zona 3 de Robertson y 2 de Fellenius).



The Eslami-Fellenius profiling chart (Eslami 1996; Eslami and Fellenius, 1997)



**Figura. 5.** SBT de Robertson y de Fellenius aplicadas al CPTU analizado.

### **3 TIPOLOGIA Y DISPOSICION DE LAS COLUMNAS**

Las columnas fueron ejecutadas por el método de vibrosustitución por vía seca en dos cuadrículas, una de 2,5x2,5 m y otra de 1,7x1,7 m (con un total de 630 columnas). El método consiste en introducir una tubera con vibrador, que desplaza el terreno introduciéndose en éste hasta un nivel resistente donde se empotrarán las columnas cerca de un metro (en este caso han sido terrenos granulares que tienen  $N_{spt} > 20$  y puntas del penetrometro estático  $q_t > 25$  MPa, pero estos valores pueden variar en otros casos y dependen del tipo de terreno, presencia de agua, profundidad, etc). A partir de ahí se abre el tubo y se deja caer el material por su interior mientras se retira la tubera simultáneamente; tras un recorrido variable pero corto se sube y baja la tubera compactando el material. Como se ha descrito para que la columna se forme correctamente es necesario que el terreno circundante haga un cierto “efecto pared” para poder compactar el material aportado en el interior de este agujero, de lo contrario se disemina y mezcla con el material circundante. Este fenómeno ocurre cuando el material circundante es realmente muy blando y/o sensible como el del actual ensayo.



*Figura. 6. Maquinaria de ejecución de columnas de gravas por el método de vibrosustitución.*

La **figura n°7** muestra, a modo de ejemplo, el análisis pormenorizado del resultado de los CPTU hechos en la columna n°12 en su eje y a distintas distancias de este. Se observa como desde la coronación de la columna y hasta una profundidad de 4 m, el resultado de la resistencia a la penetración estática del cono es óptima (en general  $q_t > 10 \text{ MPa}$ ). La clasificación del tipo de suelo realizada con el índice “Ic” de Robertson identifica hasta esta profundidad gravas y arenas (en la clasificación “gravely sand”) y la densidad relativa que establece la DIN 4049 “Id” es aproximadamente de 0,6 ( $D_r = 60\%$ ). Otros parámetros como la permeabilidad y el Módulo de deformación también son los habituales en este tipo de elementos ( $E > 30 \text{ MPa}$  y  $k > 10^{-3} \text{ m/seg}$ ).

Por debajo de los 4 m de profundidad la formación de las columnas es defectuosa, fallando cada vez en más sección de columna, a medida que nos alejamos del eje. La resistencia a la penetración del cono estático tiene valores típicos de suelos blandos ( $q_t \approx 1$  a  $1,75 \text{ MPa}$ ). La clasificación de suelos acorde al “Ic” muestra que se trata de limos y arcillas (“silt mixtures” y “clay”) y no de las gravas arenosas aportadas a las columnas. Esto se debe a que la columna tiene una forma extraña, o bien a que la contaminación radial es tan importante que se pone de manifiesto en los ensayos.

La permeabilidad se pierde a medida que las penetraciones se alejan del eje de la columna, por lo tanto en este tramo su eficiencia como dren disminuye.

Finalmente los módulos de deformación se reducen a valores de 10-15 MPa por lo que su eficiencia en el momento de disminuir las deformaciones que pueda producir una sobrecarga en el terreno, también disminuirá.

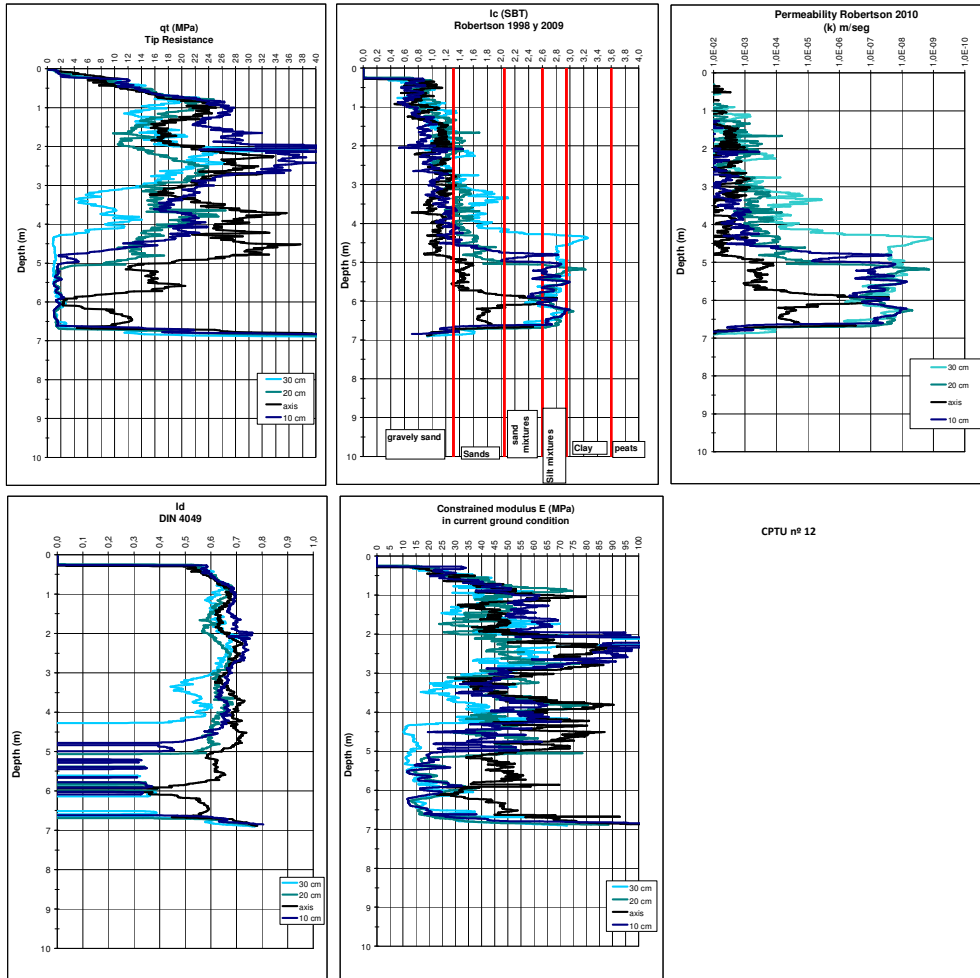
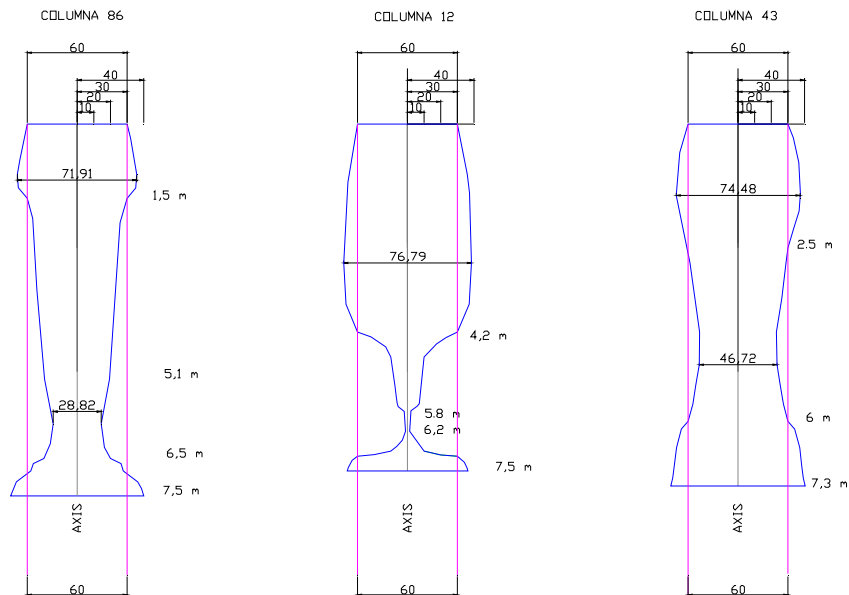


Figura. 7. CPTU's realizados en la columna 12 de la cuadrícula 2,5x2,5 m.

La **figura n°8** muestra la forma de tres de las columnas interpretadas con los diferentes ensayos hechos. Resulta evidente que la forma de los elementos es irregular respecto al teórico de 60-80 cm que se obtendría en un terreno menos blando que el de la zona donde se hizo esta prueba.



*Figura. 8. Forma interpretada de las columnas en función a los CPTU hechos.*



*Figura. 9. Sondeos de rotación (y SPT), DPSH y CPTU realizados en las columnas.*

Debido a que el ensayo se realizó en Polonia, las granulometrías de las columnas de gravas difieren drásticamente de las que usualmente utilizamos en España (que suelen ser materiales exentos de finos y de tamaño de partículas comprendidos usualmente entre 5-40 mm). Las columnas en esta ocasión se han hecho con material natural sin cribar que en diámetros máximo y mínimo es muy similar (en este caso contenía entre el 2,4 y el 4,3% de finos y el árido máximo fue de 40-60 mm), pero que tiene un diámetro medio de solamente unos 5 mm. El **cuadro n°6** muestra las granulometrías del material en acopio, así como las granulometrías de las cajas de los sondeos realizados en el eje de las columnas. Hay que mencionar que la tecnología de sondeos puede alterar algo los valores de granulometrías ya que es necesario entubarlos y eso puede generar cierta alteración al material sondeado.

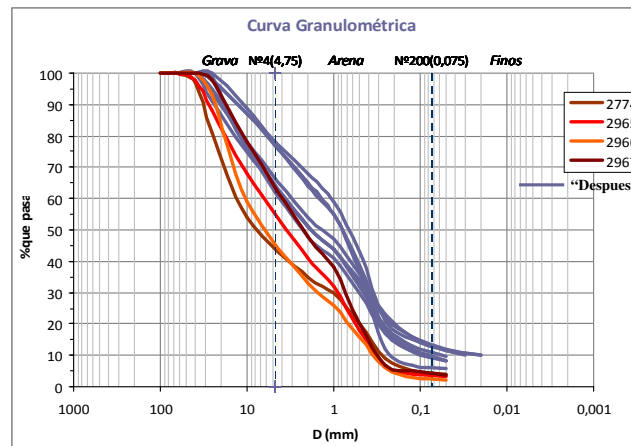
	muestra	clasificación	diámetro máximo	diámetro medio	% partículas <0,075 mm	Coefficiente uniformidad	Coefficiente de curvatura
	n°	ASTM	Dmax (mm)	D50 (mm)	% 0,075 mm	Cu	Cc
material en acopio	2774	GP	63	8	4,27	46	0,31
	2965	GP	63	3,5	3,53	19,7	0,4
	2966	GP	40	6	2,4	31	0,65
	2967	SP	40	2	4	13	0,48
	MEDIA	GP	51,5	4,9	3,6	27,4	0,46
material en el eje de las columnas	2	SW-SM	25	0,8	9,27	16,7	1
	38	SP-SM	40	2	9,6	47,5	0,76
	46	SM	40	2	13,1	180	2
	8	SP-SM	40	0,8	6,13	7,5	0,63
	1B	SM	40	1,25	13	150	2,2
	4b	SP-SM	40	2	9,1	43,7	0,7
	15	SP-SM	40	2	10,8	64	1
	9	SM	40	0,7	12,6	36	3,4
	MEDIA	SP-SM	38,1	1,4	10,5	68,2	1,5

**Cuadro 6.** Datos de las granulometrías del material antes y después de ejecutar las columnas.

La **figura n°10** muestra las curvas granulométricas de los materiales ensayados. Los materiales previos ensayados en los acopios se han diferenciado en cuatro colores y las granulometrías posteriores se han dibujado todas de color azul. Resulta evidente que los diámetros medios se desplazan y que el contenido de finos crece. Por lo tanto en el eje



de las columnas el material se ha contaminado aunque no de la forma tan drástica como mostraban los CPTU que sucede hacia pared.

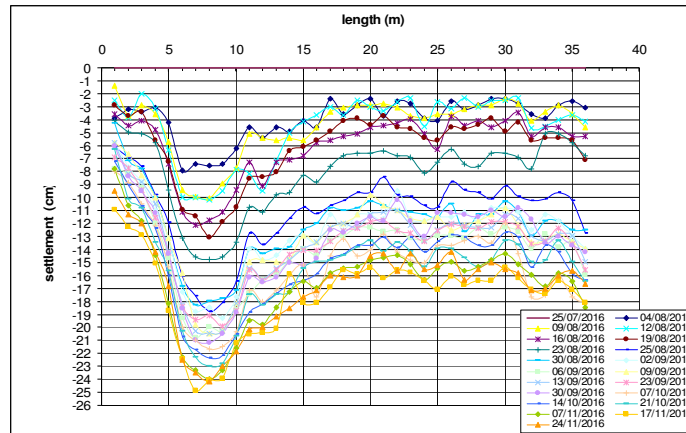


*Figura. 10. Granulometrías del material antes y después de ejecutar las columnas.*



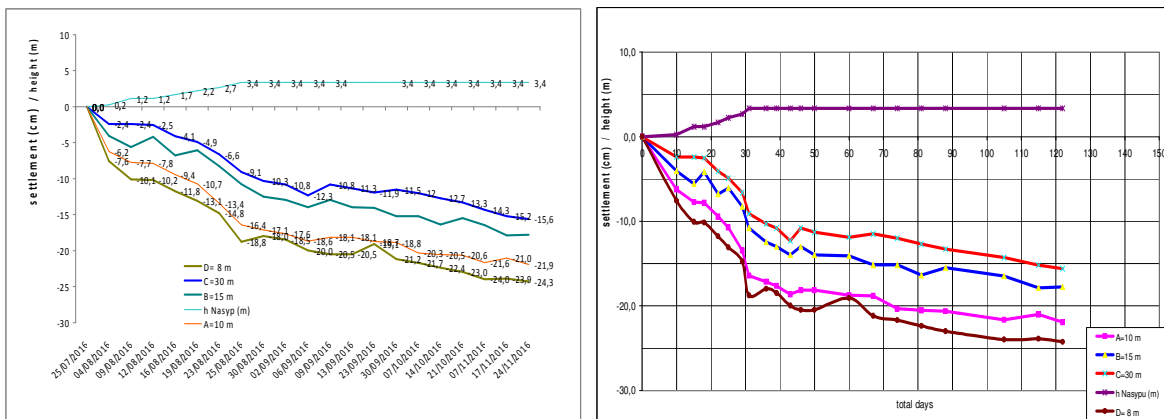
- Línea Continua de Asientos

La **figura n° 13** muestra los asentamientos en una de las líneas (las cuatro se comportaron de manera muy similar). La acentuación de las deformaciones entre los 5-10 m del inicio de la línea se debe a la existencia de una zona localizada donde el terreno es aún más blando que en el resto del área de estudio.



*Figura. 13. Asentamientos registrados en una de las líneas continuas.*

La **figura n°14** muestra el análisis de 4 puntos de la línea de asentamientos con el tiempo, son los puntos situados en los metros A=10 m, B=15, C=30 m y D=8 m de la **figura n°13**. Del mismo modo se muestra la altura media del terraplén ejecutado. Parece que la estabilización está llegando justo al final de las lecturas, sobre los 120 días.



*Figura. 14. Asentamientos registrados en la línea continua.*

Los asentamientos producidos simultáneamente a la construcción del terraplén son aproximadamente el 60% de los totales, pero esta se hizo a un ritmo muy bajo (30 días).

El **cuadro n°7** recoge las medidas finales de las deformaciones en las cuatro secciones de control.

	asiento máximo	asiento mínimo prolongado mas de 10 m	asiento en zona del inclinometro "L"	asiento cajas	días hasta estabilización desde terminacion construccion	mov max inclinometro "R"	mov max inclinometr o "L"
secciones	$\delta_{\downarrow}$ (cm)	$\delta_{\downarrow}$ (cm)	$\delta_{\downarrow}$ (cm)	$\delta_{\downarrow}$ (cm)		$\delta_{\rightarrow}$ (cm)	$\delta_{\rightarrow}$ (cm)
0+104	26	17,5	19,5	3,5	90	2,25	4,5
0+117	25	16	18	3,6	120	2,07	2,4
0+127	26,2	17	16	3,6	no conseguida	1,8	obturado
0+137	26	17	15	3,6	90 o más	1,9	1,77

*Cuadro 7. Resultados de las secciones de control.*

## **5 EMPEORAMIENTO DEL TERRENO CON LA EJECUCION DE LAS COLUMNAS DE GRAVAS Y MEJORA DEL TERRENO DURANTE LA CONSOLIDACIÓN**

Se ha de comprender que el proceso realizado no es una precarga convencional en la que el terreno tiene un índice de poros inicial y por consolidación se produce una disminución de éste con el consiguiente aumento de la resistencia al corte no drenada y del módulo de deformación de manera proporcional.

En este suelo ensayado, la ejecución de las columnas significa una agitación tan importante, que éste plastifica empeorando de manera drástica los parámetros geotécnicos iniciales. Posteriormente se hace la precarga, pero ya es sobre este nuevo terreno de características más deficientes que el suelo virgen. Por este motivo se han establecido varias zonas de análisis para observar la evolución al menos de los resultados que ofrecen los ensayos tipo CPTU tras cada fase de ejecución.

A modo de ejemplo se muestra una de las mini-parcelas analizadas con un conjunto de ensayos realizado a distancia aproximada de 1 m entre ellos.

- a) Ensayos realizados antes de la ejecución de las columnas de gravas fecha (01/04/2016)

CPTU 11 y 13

- b) Ensayos realizados tras la ejecución de las columnas de gravas (14/05/2016)

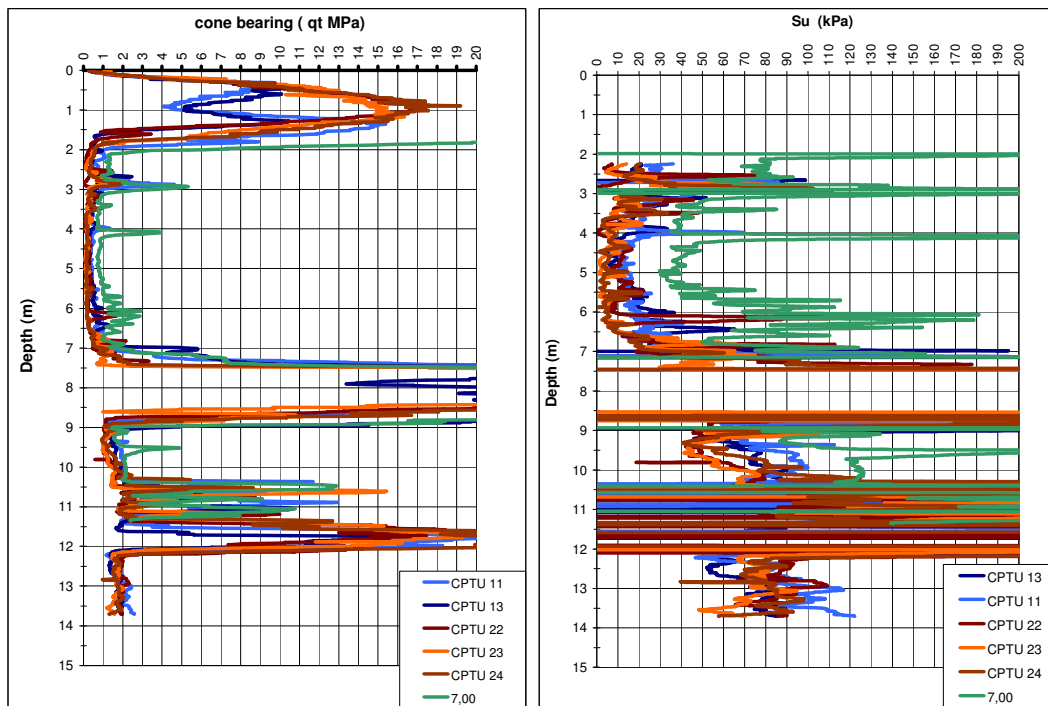
CPTU 22, 23 y 24

- c) Ensayo hecho desde encima del terraplén de unos 3,3 m de altura (27/10/2016)

## CPTU 7

Las columnas se ejecutaron entre los días 12 y 18 de mayo 2016.

La **figura n°15** muestra la superposición de las resistencias a la punta y la interpretación de las resistencias al corte no drenadas ( $S_u$ ) de los ensayos hechos. Se muestra en color azul los ensayos previos a la ejecución de las columnas, en marrón y naranja los hechos inmediatamente después de ejecutar las columnas y en verde el hecho desde la superficie del terraplén. Resulta evidente como las resistencias bajan haciéndose casi 0 en los ensayos realizados inmediatamente después de la ejecución de las columnas, y como sube drásticamente tras la consolidación producida por el peso de tierras.

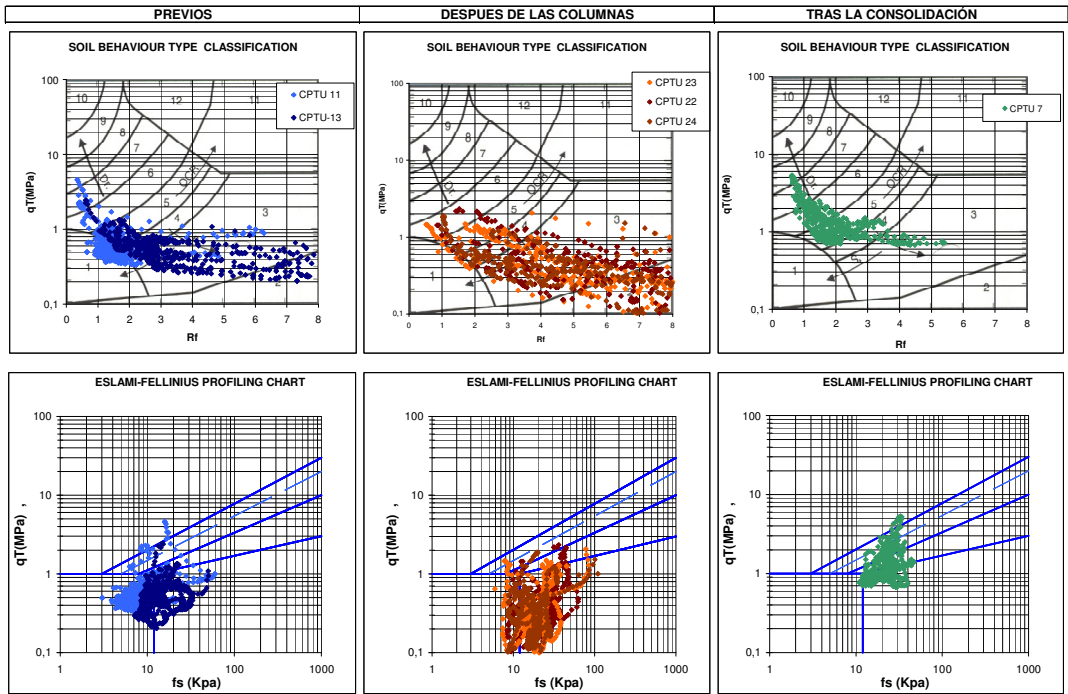


*Figura. 15. Superposición de los ensayos CPTU e interpretación de las resistencias al corte no drenadas.*

Si se mantiene la misma  $N_{kt}$ , las resistencias iniciales al corte no drenado “ $S_u$ ” eran de  $S_u=10-20$  kPa. Tras la ejecución de las columnas los valores disminuyeron a  $S_u=5-15$  kPa (e incluso inferiores). Finalmente, tras la consolidación, el valor se sitúa en el entorno de  $S_u=40$  (30 kPa en otros ensayos hechos desde la coronación del terraplén en otras “mini-parcelas”).

Es decir la reducción de la resistencia al corte no drenada sería de entre el 25 y el 50% siendo muy superior a la predicción de Castro y Karstunen 2010.

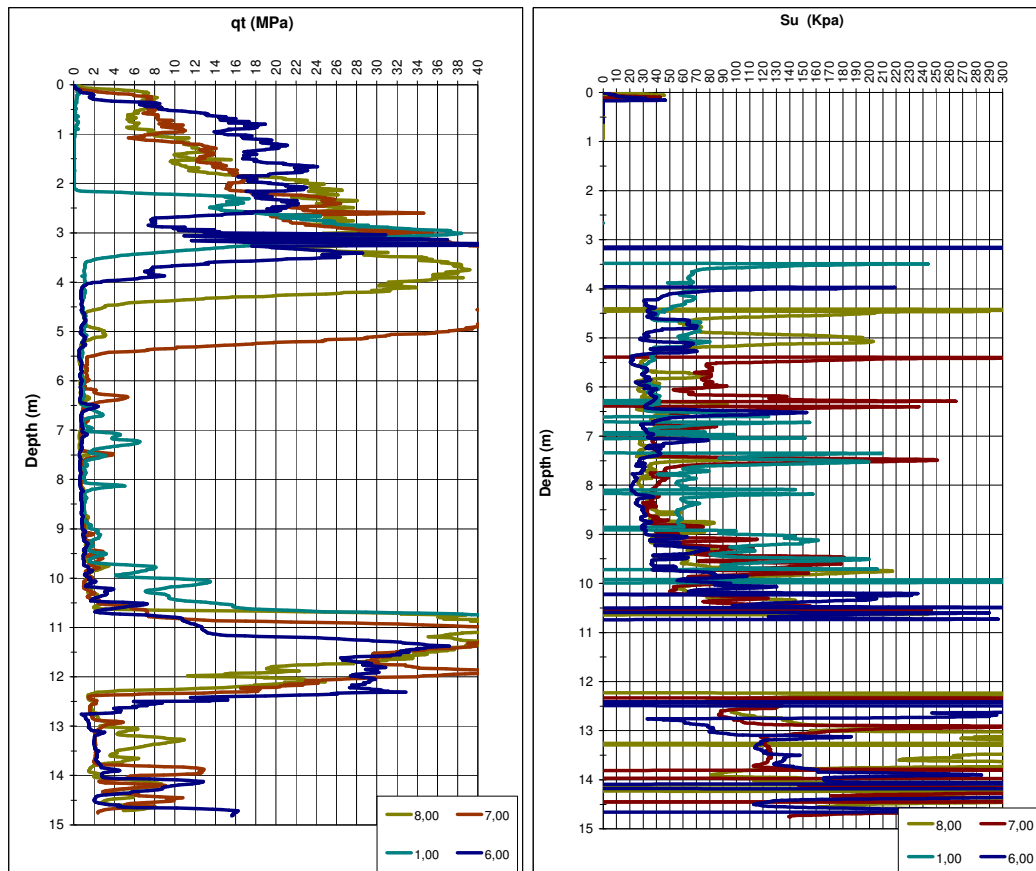
La **figura n°16** muestra la evolución del suelo en las cartas de clasificación de Robertson y de Fellinius. La valoración de la resistencia a la punta resulta muy fácil en este tipo de gráfica y se ve como parte de valores por encima de 0,2 MPa y de 0,3 MPa y por debajo usualmente de 1,5 MPa, situándose en la zona 1, 3 e incluso 2 de la clasificación SBT, es decir que se trata de limos orgánicos, arcillas muy blandas y arcillas orgánicas (valor promedio  $\approx 0,5-0,6$  MPa). Puede observarse como tras la ejecución de las columnas la parte baja de la nube de puntos (la resistencia) cae a 0,1 MPa e incluso menos saliéndose de las gráficas y los valores máximos se mantienen en torno a 1,5 MPa (valor promedio  $\approx 0,3-0,4$  MPa). Finalmente tras la consolidación la nube de puntos se desplaza fuertemente hacia arriba y a la izquierda, situándose con valores a partir de 0,7 MPa (valor promedio  $\approx 1$  MPa).



*Figura. 16. Superposición de los ensayos CPTU e interpretación de las resistencias al corte no drenadas.*



La **figura n° 17** muestra conjuntamente un total de cuatro ensayos realizados desde la superficie del terraplén. Se observa que los resultados son muy similares y que las resistencias al corte no drenadas han pasado en todos ellos a ser de  $S_u > 30$  kPa. No se añade todos los ensayos previos por claridad, pero son en general muy similares a los analizados en la **figura n°15**.



*Figura. 17. Superposición de los ensayos CPTU e interpretación de las resistencias al corte no drenadas.*

Así pues el empeoramiento del terreno al ejecutar las columnas y la posterior mejora tras la consolidación se ponen de manifiesto muy claramente en los ensayos realizados.

## **6 CONCLUSIONES**

En terrenos no extremadamente blandos o sin presencia de nivel freático la perforación por el método de vibrosustitución, puede significar una mejora del terreno natural circundante debido a la compactación radial.

En terrenos blandos el aumento de la presión de poros durante la perforación puede significar una cierta disminución de la resistencia al corte no drenada del terreno natural (15-20 % Castro y Karstunene 2010).

El ensayo analizado en el presente artículo se ha realizado en terrenos muy blandos ( $S_u \approx 15-25$  kPa,  $M=2$  MPa), de naturaleza arcillas sensibles y limos orgánicos de índice de fluidez 1, con presencia de nivel freático. La ejecución de las columnas de gravas ha significado una pérdida de resistencia en el terreno de hasta el 50% y la posterior dificultad para formar correctamente los elementos columna por la falta de efecto pared. Se observa también la contaminación del material aportado a las columnas por parte de los suelos blandos circundantes. Aún así se forman núcleos de columnas en la mayoría de estas, por lo que la eficacia disminuye pero puede no desaparecer por completo. Lo que sí sucede es que solamente parte del efecto drenante actúa y las columnas resultantes no podrán homogeneizar las deformaciones ni disminuirlas de forma eficaz.

En suelos de este tipo parece más razonable optar por otros tipos de soluciones de tratamientos del terreno como pueden ser los drenes prefabricados si no se pretende reducir la magnitud final de los asentamientos (y con cuadrículas más cerradas) o bien por las columnas ensacadas si se quiere homogeneizar y reducir la magnitud final del

asentamiento. Incluso se podría optar por otros métodos que no fueran de consolidación, como las inclusiones rígidas.

### AGRADECIMIENTOS

Se agradece a DRAGADOS SA la oportunidad de realizar el diseño y seguimiento de estos trabajos y especialmente a Aitor Arbesu Iglesias y Rafael Zamora; así como a los SSTT de Madrid.

## BIBLIOGRAFIA

Castro, J. & Karstunen, M. 2010. *Numerical simulations of stone column installation*. Canadian Geotechnical Journal 47(10): 1127-1138.

Fellenius B.H. *Basics of Foundation Design Electronic Edition*, January 2017. Web site: [www.Fellenius.net](http://www.Fellenius.net)

FHWA/RD-83/026. (1983). *Desing and construction of Stone columns*. Us departament of Transportation.

Greenwood D. A. *Load test on stone columns. In deep foundations and improvements: Desing, construction and Testing*. American Society for Testing and Materials. Philadelphia, PA, 1991. ASTMSTP 1089, pp. 148-171.

GGDK. *Wytyczne wzmacniania podloza gruntowego*. Poland guides. 1998.

Janbu N. (1963) *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test*. European conference on soil mechanics and foundation engineering, vol 1, Pág 1-25, weisbaden, Alemania.

Killeen, M.M. and McCabe, B.A. (2010) *A numerical study of factors affecting the performance of stone columns supporting rigid footings on soft clay*. 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering

Lunne T. *Offshore Technology Conference*. Source Offshore Technology Conference, 2-5 May, Houston, Texas. 1983

McCabe, B. A., Nimmons, G. J. & Egan, D. 2009. *A review of field performance of stone columns in soft soils*. Proceedings of ICE Geotechnical Engineering, accepted for publication, May 2009.

Robertson P. K., Cabal K.L. *Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering*. Gregg Drilling&Testing, INC corporate headquarters, california 90755. 6 edition (December 2014)