

Consolidación por voladuras de un relleno hidráulico en el Puerto de Valencia

MANUEL ROMANA RUIZ (*); JAIME RONDA AGUDO (**)

RESUMEN Se presenta la compactación por explosivos de un relleno hidráulico de 50.000 m³ construido por el Puerto Autónomo de Valencia en un recinto adosado al tramo final del Dique del Este, a 2 km de la costa. El relleno tenía un espesor medio de 17 m bajo el agua y de 2,5 m sobre ella y estaba constituido por arena muy limpia y muy uniforme. Sobre el relleno compactado se construyeron tanques de combustible de 14 m de altura y 12 a 20 m de diámetro. El coste total de la compactación fue de 120 pta/m³ y el plazo de diseño y ejecución fue de dos meses.

COMPACTION BY BLASTING OF A HYDRAULIC FILL IN VALENCIA HARBOUR

ABSTRACT This paper presents the compaction by blasting of a 50,000 m³ hydraulic fill built by the Autonomous Port of Valencia besides the last section of the East Breakwater, 2 km away from the coast. The fill had an average thickness of 14 m below the water level and 2.5 m above it and was made with a very clean and uniform sand. On the top of the fill 17 fuel tanks (14 m high and 12-20 m diameter) were built. The total cost of the compacting work was 120 Pta/m³ and the total time for design and execution of the works was two months.

Palabras clave: Compactación; Explosivos; Voladura; Relleno hidráulico.

1. INTRODUCCIÓN

El Puerto Autónomo de Valencia construyó mediante un relleno hidráulico un recinto adosado interiormente al Dique del Este del Puerto en su tramo final, a dos kilómetros de distancia en la línea recta de la línea de costa, con un calado medio de 14 m y un relleno de 2,5 m sobre el nivel medio del mar.

El recinto, protegido por un paramento de escollera, estaba destinado a la construcción de un muelle de inflamables con 17 tanques de 14 m de altura para el almacenamiento de sustancias combustibles. El material dragado y transportado hidráulicamente correspondía a una duna sumergida (situada fuera del puerto y muy lejos de la playa actual) que corresponde a una costa cuaternaria, anterior a la transgresión flandriense.

Tras la construcción del recinto y relleno se realizaron reconocimientos que demostraron la escasísima compacidad del relleno. Los servicios del Puerto Autónomo de Valencia iniciaron entonces un estudio técnico para determinar la manera más rápida y económica para compactar dicho relleno teniendo en cuenta que el plazo disponible era de dos o tres meses.

2. RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS

Las empresas Geocisa y Proyex habían realizado un reconocimiento consistente en dos sondeos mecánicos a rotación y

cuatro penetraciones dinámicas tipo Borros. Los sondeos alcanzaron unas profundidades de 21,30 m y 26,50 m y en los tramos correspondientes al relleno hidráulico se realizaron a destroza sin recuperación de testigo. Las penetraciones alcanzaron una profundidad de 17 m.

El programa de ensayos de laboratorio de las muestras obtenidas en el terreno natural, bajo el relleno hidráulico, consistió en ensayos de identificación (granulometría por tamizado, límites de Atterberg, densidad y humedad natural) y de resistencia a compresión simple.

Se realizaron ensayos de identificación en muestras en origen del material empleado como relleno hidráulico (granulometría por tamizado y límites de Atterberg).

No fue posible la toma de muestras mínimamente fiables en el relleno ya terminado, a causa de su baja compacidad.

3. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES

Se distinguieron 4 diferentes niveles de materiales (nivel 0, I, II, III) a los que se asignaron los siguientes valores representativos medios:

- Nivel 0 Relleno hidráulico (0-14 m)
 - de 0 a 8 m N = 2-3
 - de 8 a 14 m N = 10
- Nivel I Fangos arcillosos con materia orgánica (14-20 m)
 - Resistencia a compresión simple, 45 kPa
 - N = 6
 - Densidad aparente 19 kN/m³

[*] Universidad Politécnica de Valencia. Ingeniero.

[**] Autoridad Portuaria de Valencia.

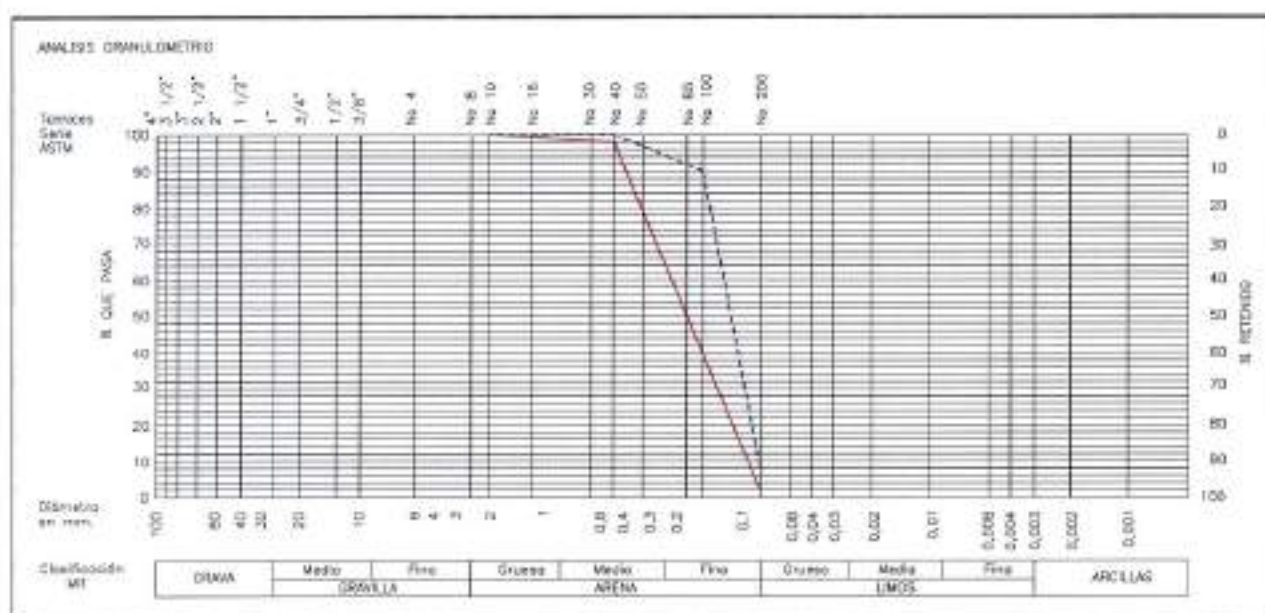


FIGURA 1. Huso granulométrico del relleno hidráulico.

- Nivel II Arcillas limosas (20-23 m)
 - Resistencia a compresión simple 140 kPa
 - $N = 10$
 - Densidad aparente 20 kN/m³
- Nivel III Arena fina limpia (> 23 m)
 - $N = 20$

El material empleado como relleno hidráulico puede definirse como una arena fina mal graduada, prácticamente sin finos. Sus parámetros granulométricos eran los siguientes:

- Coeficiente de uniformidad: $D = D_{60}/D_{10}$
Varía entre 1,56 y 2,11, con un valor medio de 1,79.
- Diámetro eficaz: D_{10}
Varía entre 0,08 mm y 0,10 mm con un valor medio de 0,09 mm.
- Diámetro máximo: D_{60}
Varía entre 0,15 mm y 0,40 mm con un valor medio de 0,33 mm.
- Porcentaje de finos (% tamiz 200)
Varía entre 0,5% y 4,4% con un valor medio de 2,1%

4. APTITUD DEL RELLENO COMO CIMIENTO

A los valores del golpeo del penetrómetro en el relleno hidráulico se aplicó la corrección de SEED para obtener un valor de cálculo de N_1 (SPT), con los siguientes resultados:

- De 0 a 8 m $N_1 = 1,5N = 3-4$ $Dr = 15\%$
- De 8 a 14 m $N_1 = N = 10$ $Dr = 35\%$

Estos datos son más desfavorables que las recomendaciones generalmente aceptadas para este tipo de rellenos. Por ejemplo WHITMAN (1970) en una recopilación de datos sobre rellenos hidráulicos realizados con arenas limpias da va-

lores del coeficiente de uniformidad comprendidos entre 2 y 4 y suele exigir valores mínimos superiores a 3. Los porcentajes de finos suelen oscilar entre el 10 y el 30%.

El huso granulométrico se presenta en la figura 1 y queda totalmente dentro de los husos correspondientes a arenas susceptibles de licuefacción. De hecho se han producido licuefacciones espontáneas debidas simplemente al paso de vehículos sobre el relleno. Valencia no es una ciudad de sismicidad apreciable ($\alpha = 0,02$ a $0,04$) pero con densidades relativas tan bajas la licuefacción puede aparecer con niveles reducidos de vibración o por cambios bruscos de presión intersticial.

Por otra parte, y dejando aparte el riesgo de licuefacción, el valor de la densidad relativa es inferior al valor recomendado mínimo del 60%, por lo que el relleno resultaba inviable como base de construcción.

5. SELECCIÓN DE TRATAMIENTOS

El análisis de las alternativas de tratamiento más adecuadas condujo a una selección de tres métodos válidos:

VIBROFLOTACIÓN

Dadas las características granulométricas el método se reduce a la vibrocompactación del suelo existente sin necesidad de aporte de materiales en el espesor del relleno hidráulico.

El método se estudió y presupuestó pero se desechó a causa del largo plazo requerido para la movilización y ejecución del tratamiento, que doblaba prácticamente el tiempo disponible. Su coste resultaba relativamente elevado.

PRECARGA

La precarga era también un método válido (como se ha demostrado posteriormente). En este caso, al estar el relleno totalmente terminado y en cota definitiva exigía el aporte de material para la precarga y su retirada posterior, lo que encarecía el tratamiento.

VOLADURAS

Se seleccionó este método a causa de su rapidez y su bajo coste.

6. COMPACTACIÓN POR VOLADURAS

Se trata de una compactación profunda mediante la detonación de cargas explosivas colocadas en profundidad. Es un método rápido y de bajo coste que se realiza mediante las siguientes operaciones:

- Perforación con entubación hasta la profundidad a la cual se han de colocar las cargas.
- Emplazamiento de la carga en el fondo de la entubación.
- Relleno del taladro.
- Detonación de las cargas con orden y velocidad preestablecidos.

Los suelos más apropiados para este tipo de tratamiento son arenas limpias saturadas. El buen funcionamiento del método depende de la capacidad de la onda de choque generada por la explosión de romper la estructura inicial del suelo y crear unas condiciones de licuefacción durante el suficiente tiempo como para permitir a las partículas reagruparse en una estructura más densa. Por consiguiente, cuanto mayor sea la profundidad hasta la que se quiere llevar la compactación, y mayor la densidad relativa inicial, mayor será la energía de explosión requerida.

El método ha sido descrito por numerosos autores (IVANOV, 1983; MITCHELL y KATTI, 1981; QUEYROI, CHAPUT y PILOT, 1985 son las referencias más accesibles aunque existen otras anteriores IVANOV, 1967; MITCHELL, 1976). Sus primeras utilizaciones en Rusia parecen remontarse a 1936. En Europa se han realizado experiencias en áreas portuarias en Francia (PILOT et al, 1981), en Polonia (DEMBICKI y KISIELOWA, 1982), y en Holanda (BA-

RENDSEN y KOK, 1983). Hay otra referencia, a gran profundidad bajo la cimentación de la presa de Jebba en Nigeria (SOLYMAR, 1984).

Aunque es probablemente el método de estabilización más rápido y barato (con costes del orden de 100 pta/m³) tiene como desventajas el riesgo de falta de uniformidad en el terreno tratado, los posibles efectos dañinos sobre los edificios y estructuras próximas y sobre todo los peligros objetivos y/o subjetivos derivados de su uso en áreas de población. En nuestro caso los factores de urgencia, escasez de presupuesto y lejanía relativa de la cota se combinaron para aconsejar el uso de los explosivos, a pesar de la falta total de precedentes en España.

El proyecto de una compactación por voladura suele basarse en ensayos de campo "in situ". IVANOV (1967) proporciona los siguientes intervalos usuales de valores:

- Carga explosiva por taladro: 1 a 12 kg (puede usarse dinamita, TNT y/o amonita).
- Profundidad de la carga: mayor que 1/4 de la profundidad de tratamiento; generalmente de 1/2 a 3/4 de dicha profundidad.
- Espaciado de las cargas en planta: 5-15 m.
- Número de detonaciones: entre 1 y 5, siendo frecuente 2 ó 3. Las sucesivas detonaciones se realizan con intervalos de horas o días.
- Cantidad total de explosivo: entre 8 y 150 g/m³. Son valores típicos entre 10 y 30 g/m³.
- Asiento superficial: entre el 2 y el 10% del espesor de la capa a compactar.

No se conoce la profundidad máxima de terreno que es posible compactar con éxito mediante explosivos. Se han llegado a explotar cargas de más de 30 kg a profundidades de más de 40 m. Hay relaciones empíricas entre la presión de la onda de choque, la carga explosiva y la distancia al foco

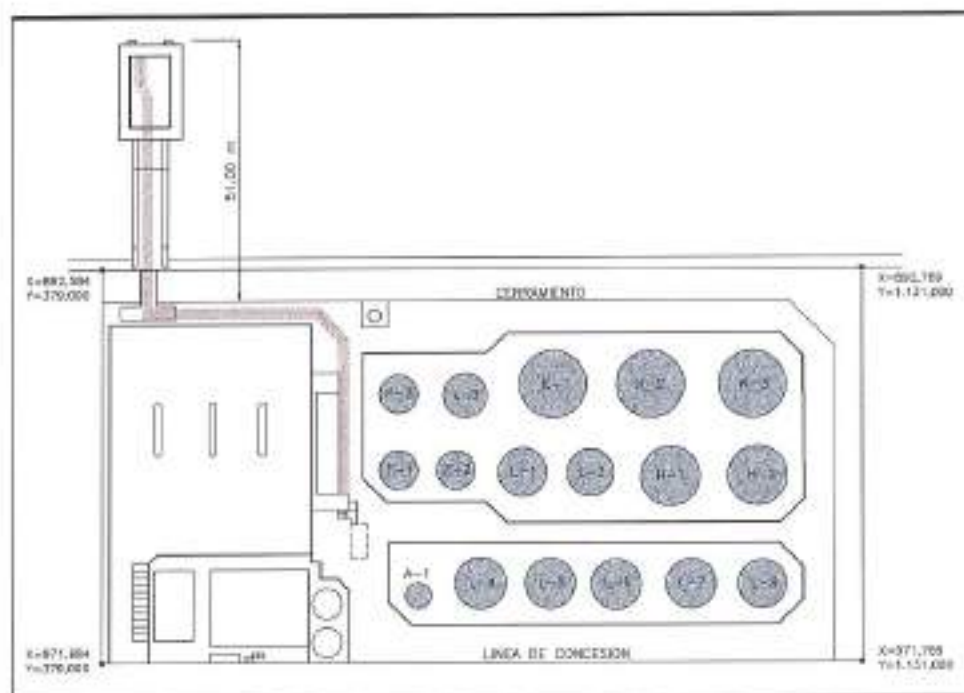


FIGURA 2. Plano de la instalación.

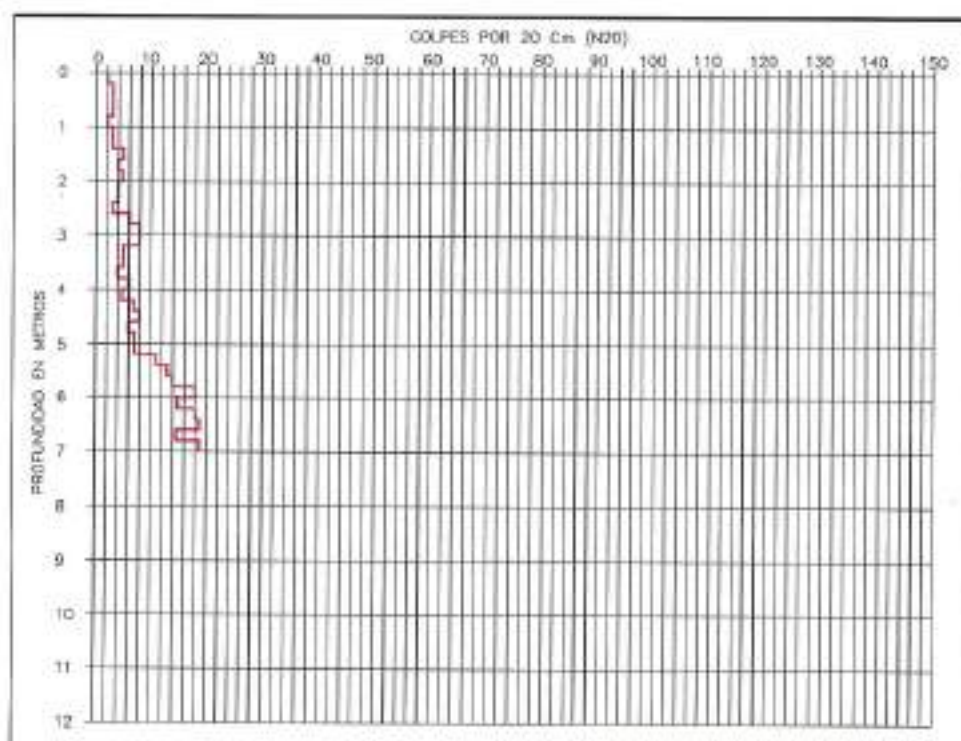


FIGURA 3. Curva típica de penetración. Barras en los metros superiores del relleno después del tratamiento. El nivel freático está a 2,50 m de profundidad.

de la explosión, lo que permiten realizar estudios comparativos entre diferentes casos:

MITCHELL (1976) recomienda los siguientes valores:

- Carga explosiva por taladro: 2 a 30 kg
- Profundidad de la carga: 2/3 de la profundidad de tratamiento.
- Espaciado de las cargas en planta: 3-8 m.
- Detonación: sucesivamente taladro por taladro.
- Asiento superficial: 0,15 m.

Pero subsisten muchas ambigüedades que, a nuestro juicio, impiden que pueda hablarse de reglas generales, y se refieren al tamaño de cada carga, su concentración en el taladro, el orden de detonación y la forma de la malla de perforaciones, y el intervalo entre detonaciones sucesivas.

Desde el punto de vista teórico BARENDSEN y KOK (1983) realizaron un análisis dimensional y propusieron que el llamado "número de HOPKINSON" que vale

$$\frac{\sqrt{W}}{R}$$

(W peso equivalente de explosivo, R distancia al foco) se utilice como parámetro determinante y en función de él se estudie el coeficiente de movilidad cíclica (que vale 1 para la licuefacción) y el asiento relativo. Este enfoque parece interesante pero por ahora se ha aplicado solo en un caso.

FRAGASZY y VOSS (1984) estudiaron, en una investigación militar, la licuefacción inducida por explosivos. En ese contexto realizaron 16 series de ensayos de licuefacción inducida en muestras de arena contenidas en células triaxiales de alta presión. La explosión se simulaba con un ciclo de carga (desde 1,72 hasta 34,5 MPa) sin drenaje con una duración de 1 a 2 m (incluyendo descarga casi instantánea al ni-

vel bajo de presiones de confinamiento iniciales). Ensayaron varias arenas con pesos específicos secos iniciales entre 15 y 16,98 kN/m³. Aunque las conclusiones aportadas son de carácter muy general, del estudio de los datos experimentales pueden deducirse conclusiones a veces contrarias a la práctica propuesta.

7. TÉCNICA EMPLEADA

El volumen total a tratar era reducido, del orden de 50.000 m³.

Se prescribió un tratamiento básico en una primera pasada con los siguientes parámetros:

- Malla cuadrada de 5 m de lado.
- Carga de 7,5 kg de dinamita goma 2 por perforación (densidad de carga 30 g/m³).
- Explosión sucesiva por filas de taladros y avance lateral dejando siempre un lado "libre".

Se adoptó una recomendación de MITCHELL que proporcionaba un radio de influencia entre 4 y 5,6 m. Para el caso de que el radio real resultase inferior se prescribió una segunda pasada eventual con otra malla cuadrada de 5 m de lado intercalada con la anterior de forma que la malla compuesta resultante fuese de 2,5 m de lado. La densidad de carga de la 2ª pasada sería de 10 g/m³.

Estas densidades previstas caen dentro de las recomendaciones citadas anteriormente, en los diferentes ensayos en puertos europeos.

Se prescribió una instrumentación completa en superficie con placas de asiento y un control posterior a base de penetrometros.

La primera voladura, de prueba, tuvo resultados espectaculares. Se produjeron, al cabo de algunos minutos, erupciones de chorros de agua verticales con flujo durante una

hora. Cada chorro de agua dió origen a un pequeño cono de arena con un cráter central. El asiento de la superficie del terreno fue del orden de 70 cm (5%) del espesor de arena. Las placas de asiento quedaron bastante desorganizadas.

Los penetrómetros mostraron un aumento de la compacidad muy apreciable a partir de la cota superior de la carga, mientras que la mejora por encima, de dicha cota fue muy reducida y por encima, del nivel freático la arena se descompactó.

A partir de estos resultados se completó el tratamiento previsto con malla cuadrada de 5 m y densidad de carga de 30 g/m². El asiento fue variable entre 60 cm y 1 m. En toda la superficie surgieron conos de arena y chorros de agua y en las cercanías de los recintos de escollera se detectaron algunas fugas de arena al exterior.

Para el tratamiento de la capa superior se realizaron ensayos de vibrocompactación con vibradores convencionales de 50 kg de peso y alta frecuencia (108-125 Hz) sin resultado. Se optó por compactar, a partir de la cota 0, con rodillos vibrantes de 12 Tn de peso y media frecuencia (25-30 Hz) lo que produjo un buen resultado en la zona superior del relleno.

Las voladuras, filtradas por los suelos blandos, fueron registradas por los sísmógrafos de la zona y, debido a su baja frecuencia, fueron sentidas físicamente por algunas personas en el barrio de El Grao. Hubo algunas peticiones de información al Puerto y se especuló con un posible sismo muy atípico y de baja intensidad. No hubo prácticamente ni proyección ni sonido en la atmósfera.

El tratamiento tuvo un coste total de 120 pta/m³, con una incidencia importante de los costes fijos de ensayo hasta conseguir un método eficaz de perforación e introducción de la carga en los taladros en arena, retirando después la entubación provisional de dichos taladros y recebándolos con arena, labor que resultó muy penosa hasta que se construyó una lanza vibratoria específica para este objeto.

En los dos metros superiores se realizó un relleno convencional compactado con rodillo vibratorio.

8. ASIENTOS DE LOS TANQUES

Para el cálculo de asientos de los tanques se adoptó la siguiente variación del N_1 (SPT) con la profundidad (deducida de los penetrómetros posteriores y aplicadas las correcciones bajo el nivel freático).

PROF. (M)	N
0-2	30
2-6	7
6-7	12
7-9	17
9-12	23
12-15	25
>15	>30

El cálculo se realizó según el método de SCHMERTMAN (donde influye mucho la compacidad de las capas superiores y resulta más conservador) y el de BURLAND y BURBIDGE. Los valores de los asientos calculados en milímetros fueron los siguientes:

ASIENTOS CALCULADOS EN LA CAPA DE ARENA (mm)		
MÉTODO	D = 12 m	D = 20 m
B-B	33	43
S	98	115

y las distorsiones angulares supuesta una relación de asientos entre centro y borde de $\pi/2$ (valor teórico para una cimentación circular flexible) fueron

DISTORSIONES ESTIMADAS EN LA CAPA DE ARENA (%)		
MÉTODO	D = 12 m	D = 20 m
B-B	0,20	0,16
S	0,59	0,42

Los tanques se cimentaron de forma convencional, con un anillo perimetral de 1 m de profundidad y fueron mantenidos llenos de agua durante tiempos que oscilaron entre 3 y 5 meses. Los asientos fueron controlados directamente por la empresa concesionaria "Terminales Portuarias S.A." y según los datos aportados fueron los siguientes:

ASIENTOS DE TANQUES			
DIÁMETRO (m)	ASIENTO MEDIO (mm)	ASIENTO DIFERENCIAL (mm)	DISTORSIÓN ANGULAR (%)
20	50-143	10-17	0,10-0,17
16	36-123	10-24	0,12-0,30
14	11-69	9-31	0,13-0,44
12	80-98	18-24	0,30-0,40

Tanto las distorsiones angulares como los asientos medios fueron totalmente admisibles y la instalación funciona sin problemas. Pueden hacerse tres observaciones:

- 1) Los asientos medidos son muy variables, lo que indica que el tratamiento, aunque admisible globalmente en todos los puntos, varía mucho de uno a otro.
- 2) Las distorsiones angulares varían inversamente con el diámetro del tanque lo que indica que la variabilidad es relativamente mayor en las capas superiores.
- 3) Los asientos medidos se sitúan entre los calculados por el método de SCHMERTMAN (generalmente conservador) y el de BURLAND y BURBIDGE (generalmente atrevido).

9. OBSERVACIÓN FINAL

La consolidación por voladura resolvió el problema del tratamiento del relleno hidráulico en un plazo muy breve (menos de dos meses en total para diseño y ejecución) y con un coste inferior al de otros métodos alternativos. Desde estos puntos de vista tuvo éxito.

Sin embargo ni se ha vuelto a utilizar en el Puerto de Valencia ni, presumiblemente, volverá a utilizarse. ¿La razón?

La proximidad de las instalaciones ya construidas y los problemas derivados de las posibles protestas y recelos ciudadanos.

10. AGRADECIMIENTO

Los autores agradecen a la Autoridad Portuaria de Valencia su apoyo para la realización de este desusado tratamiento del terreno y su permiso para la publicación de esta comunicación.

Debe agradecerse también a la empresa constructora CYES su agilidad e inventiva para la ejecución material del tratamiento.

11. BIBLIOGRAFÍA

- BARENDSEN, D. A. y L. KOK 1983 "Prevention and repair of flow-slides by explosion densification". En H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 1983*, Vol. 1 Pp 205-208 Balkema Rotterdam.
- DEMBICKI, E. y N. KISIELOWA (1982) "Field tests of marine subsoil improved with explosion method". En A. Verrijdt et al (eds), *Penetration testing; Proc. 2nd European symposium on penetration testing, Amsterdam, 1982*; Pp 535-540. Balkema, Rotterdam.
- FRAGASZY R. J. y VOSS, M. E. (1986) "Undrained compression behaviour of sand" *Journ. Geot. Eng. Div. ASCE* Vol. 112 N° 3. Marzo 1986. Pp. 334-347.

IVANOV, P. K. (1967). "Compaction of non-cohesive soils by explosions". (En ruso). Hay traducción en inglés en U.S. Department of Commerce, National Technical Information Service, Springfield. Pp 4-8.

IVANOV, P. K. (1983). "Prediction and control techniques to compact loose soils by explosions". H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 1983*, Vol. 1. Pp 253-254, Balkema, Rotterdam.

MITCHELL, J. K. (1976) "Stabilization of soil for foundations of structures". Univ. of California, Berkeley. Pp. 5-8.

MITCHELL y KATTI (1981). "Ponencia General y Estado del Arte sobre Mejora de Suelos". *Proc. Xth. Int. Congress on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm 1981*. Pp. 261-326.

PILOT, G.; COLAS DES FRANCS, E.; PUNTOUS, R. y QUEYROI, D. (1981). "Compaction par explosif d'un remblai hydraulique". *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris*, n° especial XI F. Pp. 66-69.

QUEYROI, CHAPUT y PILOT (1985). "Amélioration des sols de fondation". L.C.P.C. Paris. Pp. 28-32.

SOLYMAR, A. V. (1984). "Compaction of alluvial sands by deep blasting". *Canadian Geot. Journal*, Vol. 21. N° 2-1984. Pp 306-321.

WHITMAN, R. V. (1970) "Hydraulic fills to support structural bads" *Journ. Soil Mech. and Found. Div. ASCE*. SMI. Enero 1970. Pp. 23-47.

CON UN IMPORTE
DE 34.000 MILLONES DE
PESETAS Y 25 AÑOS
DE CONCESION

Ferrovial-Agromán Internacional construirá y explotará su tercera autopista en Chile

Con esta, el Grupo eleva a diez el número de concesiones de transporte en el mundo.

Ferrovial-Agromán Internacional ha conseguido la adjudicación para el diseño, construcción, financiación, mantenimiento y explotación de los 171,3 km de la autopista Temuco-Río Bueno, en la Ruta 5 de la carretera Panamericana, en Chile. El importe del proyecto asciende a 34.000 millones de pesetas y su plazo de concesión se prolongará durante veinticinco años.

Con esta adjudicación, el Grupo suma ya diez concesiones de transporte en el mundo —tres de ellas se encuentran en Chile— y se consolida como uno de los líderes mundiales en la promoción de grandes proyectos de infraestructura.

El proyecto consiste en la construcción de 171 km de nueva calzada e incluye, entre otras, la construcción de 25 estructuras, 18 intersecciones a desnivel, 65 km de calles de servicio, 20 pasarelas peatonales, la rehabilitación de la calzada existente en una longitud de 124 km y el mantenimiento de otras 23 estructuras.

La concesión de la autopista Temuco-Río Bueno es la tercera que logra Ferrovial-Agromán Internacional en Chile y se suma a las nueve concesiones de transporte que el Grupo posee en todo el mundo: cuatro en España (Europistas, Eurovías, Autema y Autopista del Sol), tres en Colombia y, con ésta, otras tres en Chile (la autopista Talca-Chillán y el Túnel de peaje El Melón). De esta forma, el Grupo, que posee una experiencia de más de treinta años en este campo, se consolida como uno de los grupos líderes en el mercado internacional en la promoción de grandes proyectos de infraestructura. Por su parte, Ferrovial-Agromán Internacional, que prevé cerrar 1997 con una facturación superior a los 32.000 millones de pesetas, eleva su cartera con este último contrato a 90.000 millones de pesetas.



KA-TE

Número uno en el mundo en reparación de tuberías de saneamiento. **SIN APERTURA DE ZANJA**

L A S V E N T A J A S D E L L I D E R

Versatilidad

Además de fresar juntas y fisuras, se puede utilizar como el más eficaz cortaraíces.



Precisión

Con la fresadora de diamante pueden cortarse con precisión las acometidas que sobresalen, ajustándolas a la pared interior del tubo.



Potencia

Gracias al potente motor de la fresadora (4'5 c.v.), el robot elimina sedimentos duros, como lechada de hormigón.



Adherencia

Para conseguir una adherencia óptima del epoxi al tubo, así como un relleno perfecto, se fresan las fisuras, las juntas y los bordes de las roturas (de 25 a 30 mm).



INGENIERIA CIVIL

- Agronomía
- Obras Hidráulicas
- Ingeniería Sanitaria
- Estudios y Proyectos Medioambientales
- Ingeniería de Costas
- Ordenación del Territorio y Desarrollo Regional
- Geología y Minería
- Ingeniería del Transporte



INFORMES Y PROYECTOS, S.A.,
es una empresa de Ingeniería y Consultoría con más de 25 años
de experiencia en los campos de la Ingeniería Civil, Industrial,
de Recursos Naturales y de Tratamiento de Residuos.



EN 9001 CERTIFIED SYSTEM

General Díaz Porlier, 49 - 28001 MADRID Tel. (91) 402 55 04 - 402 55 12 Fax (91) 402 13 91
Plaza Fernando Lesseps, 33 - 08023 BARCELONA Tel. (93) 415 00 17 Fax (93) 218 65 35
DELEGACIONES EN: SEVILLA, ZARAGOZA, GIJÓN, GALICIA, MURCIA Y VALENCIA

