

CONSOLIDACIÓN DE UNOS FANGOS MUY BLANDOS EN EL PUERTO DE VALENCIA



Marcelo Burgos Teruel¹ y
Francisco Samper Urbano²

INTRODUCCIÓN

En fases anteriores en la Dársena Sur del Puerto de Valencia se ha ganado al mar una superficie del orden de 1.100.000 m², que una vez mejorada mediante precargas (con o sin drenes verticales), se ha puesto en servicio, empleándose para el almacenamiento de contenedores.

Como consecuencia del relleno de esa superficie, en la zona final del muelle se generó una “laguna” artificial de fangos de una consistencia muy baja, con una problemática muy singular.

En el presente documento se describe el proyecto y las obras realizadas para la mejora de esos fangos, y la evolución de las mismas, a partir de los datos obtenidos de la instrumentación.

SITUACIÓN DE PARTIDA

Estructura y características geotécnicas del subsuelo

De acuerdo con la información disponible (Burgos, Samper, 2004), inicialmente en la zona existía un calado natural de unos 12 m. Por debajo de esa profundidad, se localizaban los siguientes materiales:

- Desde la cota -12 a la -24. Arenas finas grises de compacidad media (10<N30 SPT<30)

¹ Autoridad Portuaria de Valencia.

² GEOCISA.



Ilustración 1. Estado de las obras en octubre de 2005.

- Desde la cota -24 hasta al menos la -31 : Arcillas y limos arenosos ocre de consistencia media ($25 \text{ kN/m}^2 < c_u < 125 \text{ kN/m}^2$).

Posteriormente se realizó un relleno hidráulico desde la cota -12 hasta la $+2,0$, generando una "laguna" de fango de muy baja consistencia, con una capa superior desecada de un espesor de unos $0,5$ m. El nivel freático se localiza a cota $+/-0,0$, con pequeñas oscilaciones debidas a las mareas.

Inicialmente, las muestras se tomaron en las orillas de la laguna, debido a la dificultad de acceso de la maquinaria, y también manualmente de las capas más superficiales en las zonas centrales. Con posterioridad, a lo largo de las obras, ya se pudo llevar a cabo sondeos, piezoconos, ensayos de molinete "in situ" y de laboratorio, a fin de verificar las hipótesis de proyecto en relación a las características de los fangos.

Las principales características de estos fangos se han resumido en la Tabla 1.

Materia orgánica (%)	1-2
Contenido en Ca (%)	15-18
Arena (%)	< 10
Limo (%)	40-60
Arcilla (%)	40-60
Límite líquido (%)	20-45
Índice de plasticidad (%)	5-25
Humedad/Moisture (%)	30-60
Densidad seca (kN/m ³)	12-14
Índice de poros (e)	0.9-1.3
Índice de compresión (c _c)	0.20-0.25
Coefficiente de consolidación vertical (c _v) (cm ² /s)	4*10 ⁻⁴
Coefficiente de consolidación horizontal (c _h) (cm ² /s)	8*10 ⁻⁴
Resistencia al corte sin drenaje (c _u) (kN/m ²)	3-25

Tabla 1. Características geotécnicas del fango

En la figura 3, se muestran los resultados de los ensayos de molinete realizados durante las obras, una vez que fue posible el acceso de maquinaria. Estos valores, inferiores a los teóricos, reflejan que los fangos estaban infraconsolidados.

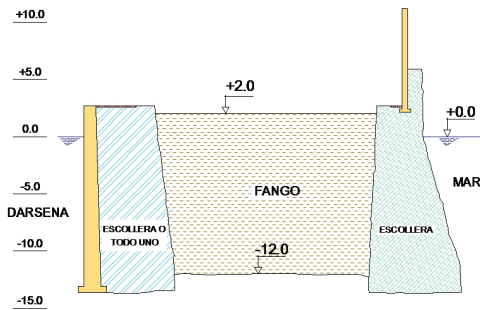


Figura 1. Esquema de estado inicial.

Por otro lado, estos valores son algo superiores a los supuestos en proyecto, dejando del lado de la seguridad las hipótesis realizadas para su elaboración.

También se realizaron varias campañas de piezoconos una vez que fue posible acceder con la maquinaria. La resistencia por punta medida en este ensayo fue de alrededor de 50-100 kN/m², valores tan bajos, que no fue posible deducir a partir de ellos la resistencia al corte sin drenaje (c_u) de los fangos.

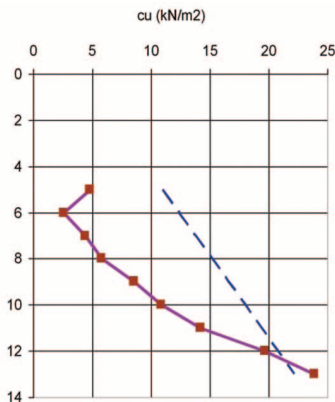


Figura 2. Planta general.



Figura 3. Resultados de los ensayos de molinete in situ.

Necesidades de explotación

La parcela en cuestión forma parte de la Terminal de Contenedores de la ampliación sur del puerto de Valencia, por lo que se destinará al almacenamiento de contenedores, sin restricción alguna de carga con respecto al resto de la Terminal, actualmente en servicio.

De acuerdo con la norma ROM 4.1-94, los contenedores equivalen a una sobrecarga de 60 kN/m^2 , y los asientos a soportar por el firme deben ser inferiores a 10 cm en los 10 años posteriores a su construcción.

El firme definitivo a construir estará constituido, igual que el resto de la Terminal, por 0,30 m de hormigón, 0,25 m de zahorra y 1,00 m de pedraplén, con un peso total de unos 28 kN/m^2 .

ESTUDIO DE SOLUCIONES

Todas las posibles soluciones que se planteaban para la mejora de los fangos tropezaban con dos graves inconvenientes:

- No se conocían con exactitud las características geotécnicas del material a tratar.
- Resultaba imposible la circulación de maquinaria, por ligera que ésta fuera, sobre la superficie del fango en el estado en el que se encontraba.

A fin de estudiar las características geotécnicas de los fangos y las posibilidades de mejora que admitían, en el verano del 2003 se comenzó a realizar un terraplén de prueba con un volumen confinado de estos fangos. Durante el proceso de carga de los mismos, se produjo una rotura frágil de éstos, a pesar de las precauciones tomadas para evitarla.



Ilustración 2. Maquinaria para mezclado con cemento.

Basado en los reconocimientos geotécnicos realizados en la zona, el estudio de la rotura del terraplén de prueba y las lecturas de la instrumentación dispuesta, fue posible realizar un estudio retrospectivo (Back-analysis) de la citada rotura. A partir de sus resultados de la modelización, fue posible acotar con más precisión algunos parámetros geotécnicos de los fangos, con los cuales pudieron estudiarse distintas soluciones para su mejora, tanto por modelos de elementos finitos, como por métodos de equilibrio límite.

En ese mismo verano de 2003 tuvimos ocasión de probar una máquina que era capaz de mezclar el suelo fangoso con cemento, hasta una profundidad de 5 metros. Con estas pruebas, pudimos encontrar un sistema de avanzar sobre los fangos con maquinaria pesada sin que éstos se deformaran irreversiblemente al poco tiempo.

Con los dos elementos enunciados en los párrafos anteriores, nos encontrábamos en disposición de plantear una solución viable para la mejora de los fangos que nos ocupan.

Las soluciones que se plantearon variaban desde la construcción de una capa de fango-cemento del mayor espesor posible, poniendo a continuación en servicio la explanada, hasta la construcción de columnas de suelo-cemento que evitaran los excesivos asentamientos que seguramente iban a producirse por una consolidación natural de los fangos bajo la capa de fango-cemento.

SOLUCIÓN ADOPTADA

Las obras finalmente proyectadas y ejecutadas corresponden a la solución que se consideró más conveniente desde el punto de vista técnico, económico y de explotación. Esta solución está basada en la ejecución de una costra de suelo-cemento en los 4 primeros metros del fango y la mejora de los 10 metros subyacentes mediante la aplicación de una precarga, acelerada con drenes verticales.

Esta precarga tiene los siguientes objetivos:

- Incrementar el coeficiente de seguridad a rotura, debido a que la aplicación de la precarga da lugar a un aumento de la resistencia al corte de los fangos (Ladd, 1991).
- Reducir los asentamientos debidos a la acción de las sobrecargas de explotación a valores admisibles, debido a que una vez que se retire la precarga, los asentamientos serán básicamente de recarga.

El esquema de cálculo del modelo de elementos finitos correspondiente a esta solución se ha reflejado en la Figura 4, en el que se han adoptado para los materiales las características que se aprecian en la Tabla 2.

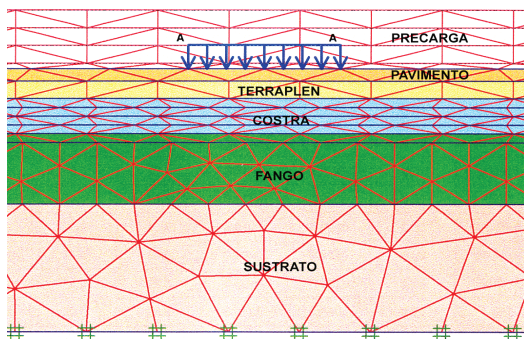


Figura 4. Esquema de cálculo.

Material	E (kN/m ²)	c' o cu (kN/m ²)	φ (°)	Δcu (kN/m ² /m)
Terraplén/Base layer	1E4	0-10	28	0
Pavimento/Pavement	5-15E4	0	36	0
Costra/Soli-cement	1.5E4	(1)	(1)	0
Fango/Mud	750	3	0	0.9
Fango drenes/Mud (drains)	750	3	0	0.9
Fango consolidado/C. muds	5-10E3	7	0	1.2
Arenas/Sands	5*E4	0	32	0

(1) Ver datos en la tabla 3/See data in table 3

Tabla 2. Parámetros geotécnicos más significativos de los materiales

En esta solución, se han estudiado 8 casos que corresponden a 3 posibilidades para el espesor de la costra -3, 4 y 5 m-, su ángulo de rozamiento -25° y 30° - y su cohesión residual $-0, 10$ y 20 kN/m²-.

En la Tabla 3 se resumen las características resistentes de la costra y los principales resultados de los cálculos realizados con el código PLAXIS.

En la figura 5 se incluye un gráfico de puntos con igual desplazamiento, que muestra la forma de una eventual rotura.

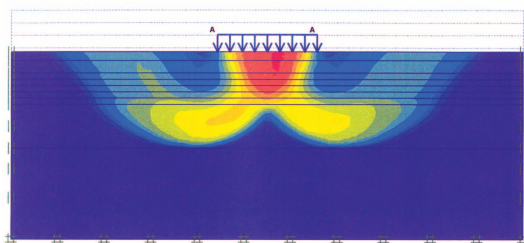


Figura 5. Esquema de puntos con igual desplazamiento.

Tabla 3. Características geotécnicas de la costra y resultados de los cálculos

Caso	c' (kN/m ²)	ϕ (°)	$e(1)$ (m)	$Ffe(2)$	$S_{max}(3)$ (cm)
B-1	20	25	3	2.2	7
B-2	20	25	3	2.2	7
B-3	10	25	3	2.1	7
B-4	10	25	3	2.1	10
B-5(4)	10	25	4	2.4	9
B-6	10	25	5	2.8	8
B-7	0	30	3	2.0	10
B-8(4)	0	30	4	2.4	9

- (1) e = espesor de la costra.
 (2) Ffe = coeficiente de seguridad de acuerdo al código de elementos finitos.
 (3) S_{max} = asiento máximo.
 (4) Corresponde a la solución adoptada en proyecto.

Además, se realizaron cálculos por procedimientos clásicos de equilibrio límite con el programa SLOPE/W, según los métodos de Bishop y Morgenstern-Price, empleando materiales de las mismas características, obteniéndose resultados similares.

De los resultados de ambas metodologías de cálculo se deduce que:

- la solución adoptada presenta asientos compatibles con el futuro uso del pavimento, es decir, inferiores a 10 cm en 10 años.
- existe una diferencia de 0,3-0,6 en el coeficiente de seguridad entre los cálculos clásicos y los de elementos finitos.
- el coeficiente de seguridad a rotura para costras de 4 y 5 m de espesor se considera admisible.
- la influencia de la variación, dentro del rango adoptado, de los valores de la resistencia residual de la costra sobre el coeficiente de seguridad es reducida, como máximo de 0,3.

De acuerdo a lo anterior, finalmente se seleccionó una costra de 4 m de espesor.

Las obras proyectadas y ejecutadas, según se ha explicado más arriba, consisten, de forma resumida, en:

- la mejora de los 4 m superficiales del fango, mezclándolos con cemento, creando una costra que, entre otras cosas, permite el paso de la maquinaria, que inicialmente no era posible. Esta costra se ha construido con la técnica de estabilización en masa, desarrollada en los países nórdicos a partir de la del "deep-mixing".

- la hincas de drenes verticales cuyo objetivo es la eliminación del agua de los fangos, lo que produce la disipación de las presiones intersticiales.
- la ejecución de un drenaje horizontal, que incluye un manto drenante, zanjas colectoras, pozos y tuberías desde ellos hacia el exterior, para la evacuación del agua recogida por los drenes verticales.
- la disposición de una precarga de un peso superior a la suma del firme portuario y la sobrecarga de los contenedores, a fin de que los fangos adquieran suficiente resistencia y disminuya su deformabilidad.

Estos trabajos se describen con más detalle a continuación.

Costra de suelo cemento

Los objetivos de la costra de suelo-cemento son dos: la creación de una plataforma que permita la circulación de los equipos y la notable mejora de una parte de los fangos de forma que permitan la construcción futura de un firme portuario y la aplicación de la carga de los contenedores.

Se ha ejecutado una costra de 4 m de espesor con una maquinaria especialmente desarrollada para esta misión, que añade cemento en seco al fango, mezclándolo de la forma más homogénea posible. Añadiendo $90\text{-}110\text{ kg/m}^3$ de cemento tipo II/B-V 42,5 R, se puede pisar sobre la costra al cabo de 3-7 días, lo que ha permitido ir avanzando sobre un suelo ya tratado, dado que de otra manera no era posible la circulación de la maquinaria sobre estos materiales (y era difícil el paso de las personas). La formación de la costra, que tiene un volumen de unos 250.000 m^3 , finalizó en junio de 2006.

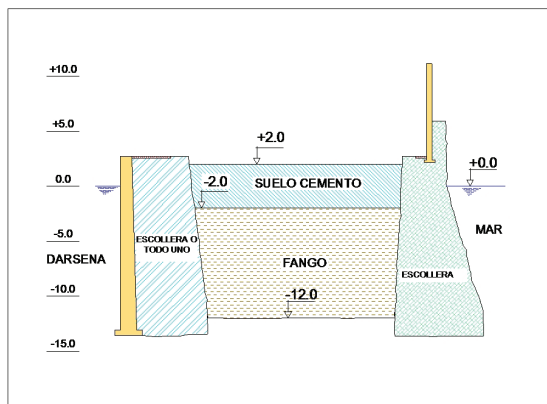


Figura 6. Fase 1. Creación de costra.



Ilustración 3. Ejecución costra suelo-cemento.

Para la redacción del proyecto fue necesario determinar un gran número de parámetros que se desconocían, por la novedad de la técnica a emplear. Cuestiones tales como el tipo de conglomerante a utilizar –cemento y de qué tipo o cal–; la cantidad de conglomerante a utilizar; la resistencia necesaria en la costra para que

fuese compatible el avance de la maquinaria con la posterior hincada de los drenes; el procedimiento para el control de calidad de la costra de suelo-cemento; el rendimiento óptimo de la maquinaria de mezcla del fango con el cemento; las características geotécnicas esperables del suelo-cemento y otras muchas fueron investigadas con anterioridad a la redacción del proyecto mediante la realización de los ensayos necesarios. Se incluyó en el propio proyecto una campaña de reconocimientos que permitiese confirmar todos aquellos parámetros cuya determinación solamente podía haberse hecho en condiciones distintas de las reales de trabajo en obra.

A continuación se describen los ensayos realizados con anterioridad a la redacción del proyecto y durante la ejecución de las obras.

Ensayos de laboratorio previos

Previamente a la ejecución del proyecto se tomaron muestras de fango de las orillas de la laguna a fin de estudiar el conglomerante y la dosificación más adecuados para ese material. Se ensayaron tres tipos de conglomerante:

- Conglomerante A- Cemento comercial del tipo CEM I/42,5 R SR.
- Conglomerante B- Cemento comercial del tipo CEM II/B-V 42,5 R.
- Conglomerante C- Cemento comercial del tipo CEM I/42,5 R, al que se le añadía un 40 % de ceniza volante.

Los conglomerantes A y B daban resistencias similares, claramente superiores a la del C, que se descartó. Finalmente, se eligió el conglomerante B por razones económicas, y se decidió que la dosificación sería de, al menos, 90 kg/m^3 , dado que con ella se cumplían las especificaciones de proyecto.

En proyecto, se especificaba que el suelo cemento debía cumplir las siguientes condiciones:

- La resistencia a compresión simple de las muestras realizadas en laboratorio debería ser superior a 450 kN/m^2 a 28 días.
- La resistencia a compresión simple equivalente en el campo debería superar los 150 kN/m^2 a 28 días. Este aspecto se podría controlar mediante ensayos de compresión simple con muestras tomadas durante la ejecución de sondeos o mediante correlaciones a través de ensayos "in situ" tales como el CPT (lo que como se verá más adelante se reveló como el método más efectivo). Con esta condición se adoptó implícitamente una relación campo/laboratorio de 3, lo cual estaba dentro de lo esperado de acuerdo con el estado actual de la técnica (Euro-SoilStab, 2000).

Así, durante la ejecución de la obra se han realizado ensayos mezclando el cemento elegido con nuevas muestras de fango, que se iban tomando a medida que la obra avanzaba. De estos resultados se deduce que se cumple la condición de resistencia en laboratorio muy holgadamente. También muestran que la resistencia sigue creciendo después de los 90 días, como era previsible.

Mezcla "in situ"

Los datos obtenidos en laboratorio dan una idea del comportamiento del suelo cemento, que luego se han contrastado con el de la mezcla realizada "in situ".

Para ello se han realizado los siguientes trabajos de campo: sondeos, ensayos de penetración dinámica tipo DPSH, ensayos CPT, calicatas y ensayos geofísicos. Con las muestras obtenidas se han realizado los siguientes ensayos de laboratorio: granulometría por tamizado, límites de Atterberg, contenido en calcio, densidad seca, humedad natural, compresión simple y corte directo con medida de resistencias de pico y residual.

La mezcla se ha realizado en celdas de unas dimensiones de unos 4,0 m de profundidad por 4,5 m de longitud por 3,2-3,8 m de ancho, frente a la cual se situaba la mezcladora, descansando en una zona ya estabilizada, y se comenzaba añadiendo cemento y mezclándolo con el fango, en una operación que duraba unos 60 a 90 minutos.

En la primera zona construida se efectuó un área de prueba donde se realizaron celdas con dosificaciones de 70, 90 y 110 kg/m³ y rendimientos de 50 y 70 m³/h. Esta zona se estudió con sondeos, ensayos de penetración dinámica tipo DPSH, ensayos CPT, calicatas y ensayos de laboratorio. Dentro de estos últimos se han realizado: granulometría por tamizado, límites de Atterberg, contenido en calcio, densidad seca, humedad natural, compresión simple, corte directo con medida de resistencia de pico y residual.

Las principales conclusiones de esta primera área de prueba fueron que no se podía trabajar más rápido que 50 m³/h y ni con menos de 90 kg/m³ de cemento. También se concluyó que el mejor procedimiento para el control de la ejecución de la costra era mediante ensayos CPT.

Posteriormente, se realizaron dos líneas de celdas de 180 m x 4,5 m con dosificaciones de 90 y 110 kg/m³, efectuando ensayos CPT y geofísicos de análisis espectral de ondas superficiales en ellas. La principal conclusión fue que el contenido óptimo de cemento se encontraba entre 90 y 110 kg/m³. En el primer caso, la mezcla era más homogénea, y en el segundo, era de esperar una mayor resistencia debido al mayor contenido de cemento.

En consecuencia, se decidió ejecutar la costra con 90 kg/m³ en las zonas en las que se fuese a pisar a los 7 días, y de 110 kg/m³ en las zonas en las que se fuese a pisar a los 3-4 días. Las figuras y tablas que se muestran a continuación corresponden indistintamente a estas dos dosificaciones.

ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras con las que se realizaron estos ensayos proceden básicamente de los testigos de los sondeos realizados en el suelo-cemento. El contenido de finos limo-arcillosos se reduce en relación al del fango sin tratar. Los valores se

INNOVACIÓN EN LA CONSTRUCCIÓN

encuentran entre el 20 y el 90%, con una media del 60%. Esto se atribuye a que el cemento debe haber aglomerado algunas partículas finas dando lugar a partículas de tamaño arena y gravilla, de manera que el comportamiento del suelo-cemento es más "granular" que el del fango. Este aspecto se observa en la práctica imposibilidad de tallar muestras en bloque en las calicatas y que en estas calicatas en el suelo-cemento se detectaba agua, mientras que en las realizadas en el fango no aparece.

El límite líquido del suelo-cemento es del 30-50% y el límite plástico del 8-20%, valores algo inferiores a los del fango.

El contenido de calcio de las muestras estudiadas es del 14-21%, algo superior al 15-18% de los fangos, lo que es lógico dado el elevado contenido de calcio (39,5%) del cemento. La práctica habitual en este tipo de tratamiento es controlar su bondad por la uniformidad del contenido de calcio del suelo-cemento (lo que se puede verificar en laboratorio o mejor aún "in situ", ya sea superficialmente o en el testigo de perforación de los sondeos). Esta práctica se basa en los siguientes supuestos:

- el contenido de calcio del suelo a tratar es bajo, lo que no sucede en nuestro caso.
- la cantidad de cemento aportado es importante, normalmente en torno a 200 kg/m^3 , lo que tampoco ocurre en el caso estudiado.
- se puede garantizar un mezclado íntimo de cemento y fango. Esto más fácil en otros fangos donde se aplica esta técnica, que son más fluidos que los estudiados, donde el mezclado es más difícil debido a su "viscosidad". Por lo cual esta práctica se descartó en este caso.

La humedad natural del suelo-cemento se encuentra normalmente entre el 30 y el 40%, inferior a la del fango sin tratar. Esta reducción se atribuye a la adición de cemento que toma agua del fango para su hidratación. Debido a la reducción de la humedad, se produce un aumento del índice de consistencia, que tiene valores que suelen estar entre 0,4 y 0,5, lo que contrasta con los valores cercanos a cero o negativos que presentan los fangos sin tratar.

La densidad seca de los suelos tratados oscila normalmente entre 12 y 14 kN/m^3 , lo que indica que la adición de cemento no da lugar, como era de esperar, a un cambio significativo de ese parámetro.

El índice de poros tampoco experimenta variaciones de entidad como consecuencia de la mezcla con cemento, manteniéndose en valores entorno a 1,0-1,2.

Características	Φ (°)	c (kN/m ²)
Resistencia de pico	44	51
Resistencia residual	31	34

Tabla 4. Valores medios de los ensayos de corte directo realizados con muestras con un contenido de cemento de 90 kg/m^3

Características	Φ (°)	c (kN/m ²)
Resistencia de pico	42	32
Resistencia residual	32	38

Tabla 5. Valores medios de los ensayos de corte directo realizados con muestras con un contenido de cemento de 110 kg/m^3

En laboratorio, las características resistentes se estudiaron mediante ensayos de compresión simple, molinete y penetrómetro de bolsillo. Los resultados de este último ensayo no se consideraron representativos, dado que solían ser muy superiores a los dos anteriores, debido probablemente a la presencia de elementos gruesos formados por cemento puro o lentejones con un alto contenido del mismo. Así, descartando esos ensayos y unificando los resultados de los dos primeros se obtienen los resultados. De estos resultados se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- la gran heterogeneidad de los resultados obtenidos, que hace que en contra de lo que debe suceder en el campo, la resistencia de las muestras en algunos casos sea inferior a 28 que a 7 días en dos celdas ejecutadas con la misma dosificación. Esto se puede atribuir a diferencias en el contenido de cemento, la dificultad de la mezcla o bien que la presencia de elementos gruesos hayan falseado los resultados.
- la dificultad de basar un procedimiento de control de la costra en este tipo de ensayos, dada su variabilidad.

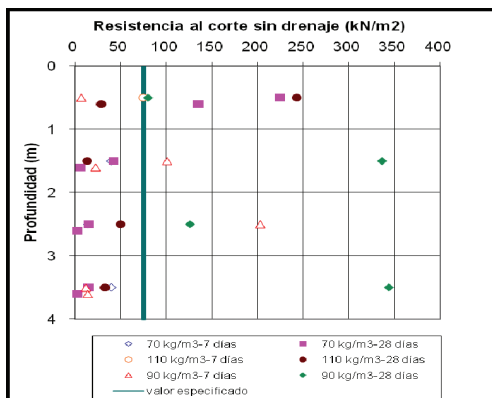


Figura 7. Resultados de los ensayos de compresión simple y molinete en laboratorio de suelo

También se intentó tomar probetas de suelo cemento recién mezclado "in situ", pero se ha demostrado que no es un procedimiento adecuado para el estudio de este material debido a la dificultad de introducir la mezcla en los tubos por su "viscosidad" y a lo complicado de tomar muestras en la parte inferior de la costra.

Por otro lado, durante la precarga se puede fracturar la costra, de manera que a la hora de soportar la carga descompensada de los contenedores sólo se pueda contar con su resistencia residual. Si no sucediese eso y la costra no estuviese fracturada, debido a su mayor rigidez en relación a los fangos,

en el momento de colocar los contenedores podría iniciarse un fenómeno de rotura progresiva en el conjunto costra-fangos, de forma que sólo se pueda contar con la resistencia residual de la primera.

Debido a ello, en los cálculos realizados en proyecto se contó exclusivamente con la resistencia residual de la costra en el momento de aplicar la carga de los contenedores. A fin de estudiar la resistencia residual de la costra de suelo-cemento, se realizaron ensayos de corte directo (se efectuaron dos pasadas una vez rota la muestra) con muestras tomadas durante la ejecución de sondeos, en celdas realizadas con 90 y 110 kg/m³.

El resultado de estos ensayos fue que no se observaban diferencias de entidad entre las muestras realizadas con 90 y 110 kg/m³, y que en ambos casos estos resultados estaban por encima de las hipótesis de partida de los cálculos de proyecto, en los que se consideraban ángulos de rozamiento residuales de 25-30° y cohesiones residuales de 0-10 kN/m².

ENSAYOS DE CAMPO

Los ensayos de penetración dinámica DPSH, muy extendidos en nuestro país, mostraron que no tenían suficiente sensibilidad para el estudio del suelo cemento, debido a la elevada energía que le aplicaban. Los sondeos permitían un análisis cualitativo de la costra, pero a la hora de cuantificar la resistencia de la misma era necesario recurrir a ensayos de compresión simple que presentaban una importante variabilidad, como se ha expresado en el apartado anterior.

Igualmente, en las calicatas fue posible observar el aspecto de la costra, dando una buena idea cualitativa de la misma, pero no permitieron obtener datos cuantitativos concluyentes.

Los ensayos de análisis espectral de ondas superficiales dieron una buena idea de la mayor o menor heterogeneidad de las celdas estudiadas, pero también se descartaron como método de control, dado que aún se encuentran en fase experimental.

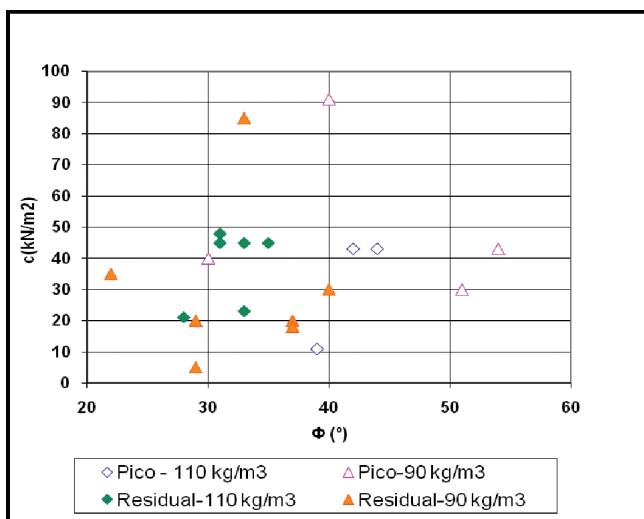


Figura 8. Ensayos de corte directo del suelo-cemento.

Así, de los ensayos de campo realizados el más efectivo para el control de la costra resultó el CPT. Debido a la heterogeneidad de la costra fue necesario realizar un número elevado de ensayos este tipo y analizarlos con procedimientos estadísticos.

De acuerdo a la experiencia (EuroSoilStab, 2000), se puede deducir la resistencia al corte sin drenaje (c_u) a partir de la resistencia por punta (r_p) de este ensayo, de acuerdo a la ecuación 1.

$$r_p = N_c \cdot c_u \quad (1)$$

N_c es un factor adimensional que suele oscilar entre 10 y 13. En este caso, se adoptó $N_c=12$.

Por otro lado, en el proyecto se pedía que la costra tuviese una resistencia al corte sin drenaje (c_u) a los 28 días de 75 kN/m^2 , que corresponde a una resistencia por punta de 900 kN/m^2 .

Se consideraron dos criterios para verificar que una determinada zona cumplía la condición de proyecto: que la media de los valores a cada profundidad lo hiciese o que lo verificase el percentil 50 de esos valores. Dada la heterogeneidad de los resultados obtenidos, este segundo criterio parecía más acertado.

Drenaje vertical

Una vez realizada la costra, se dispusieron drenes verticales para la eliminación del agua en exceso de los fangos y el alivio de las presiones intersticiales en los 10-11 m inferiores de los fangos no mezclados con cemento, de manera que la longitud de estos drenes ha sido de unos 15 m.

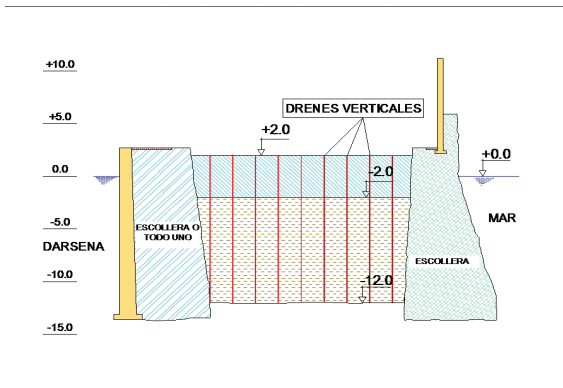


Figura 9. Fase 2. Hincado de drenes verticales.

Para ello se hincaron estos elementos con una densidad de 1 dren cada 2 m². Se emplearon unos drenes muy flexibles, que permitían garantizar un porcentaje elevado de su capacidad de descarga a pesar de la magnitud de los asentamientos previstos, de hasta 3 m, y con un geotextil exterior con una porometría (O90) menor o igual a 80 µm. Con un tamaño de poro reducido se rebaja el riesgo de obturación del canal interior entre el filtro y el núcleo por la entrada de las partículas más finas en el mismo. En este caso, este aspecto es especialmente importante, dado el elevado contenido de arcilla de los fangos. En ese sentido, se efectuaron una serie de ensayos de laboratorio, que permitieron verificar la compatibilidad entre el geotextil exterior de los drenes y los fangos.



Ilustración 4. Máquina hincando drenes.



Ilustración 5. Drenes hincados.

En septiembre de 2006 se completó la instalación de los drenes verticales, con una medición total de unos 500.000 m.

Drenaje horizontal

A fin de recoger el agua evacuada por el drenaje vertical se realizó un manto drenante, constituido por una capa de grava de 0,5 m de espesor, protegida en sus caras inferior y superior por sendas láminas geotextiles. Estas láminas evitan que se contaminen las gravas por el material de la costra y el del terraplén.

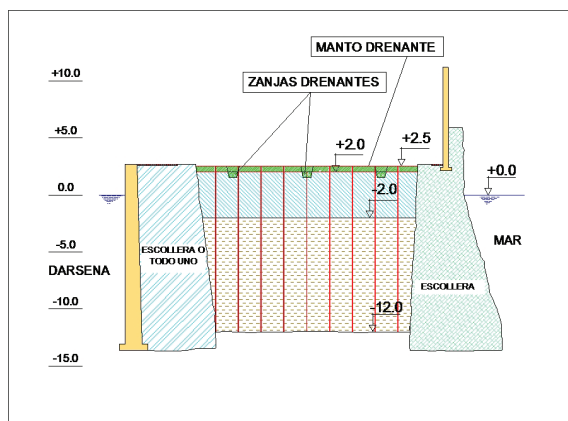


Figura 10. Construcción de drenaje horizontal.

Dadas las elevadas dimensiones en planta de este manto, de 250 m en el lugar de mayor anchura y de 290 m en el de mayor longitud, y que “la laguna” quedaba rodeada por zonas menos deformables, de manera que constituía un área baja una vez aplicada la precarga, se construyeron unas zanjas drenantes que recogieran el agua contenida en el manto y la dirigieran a unos pozos, de donde se evacuarían al exterior.



Ilustración 6. Zanjas y pozos drenantes.



Ilustración 7. Manto drenante.

Las zanjas drenantes están provistas de dos tubos drenantes de polietileno de alta densidad de 250 mm de diámetro, y se rellenaron de unas gravas idénticas a las empleadas en el manto drenante.

Estas zanjas vierten a 9 pozos de 1,0 m de diámetro inicialmente provistos de bombas capaces de bombear 5 l/s. Estos pozos se recrecieron a medida que crecía el terraplén de la precarga. El agua evacuada era conducida al exterior mediante una red de mangueras flexibles. Al comienzo de cada manguera se instaló un caudalímetro para el control del agua bombeada.

En las últimas fases del tiempo de precarga fue posible concentrar el bombeo únicamente en dos pozos, dado el buen comportamiento del manto drenante.

En septiembre de 2006 finalizó la ejecución del drenaje horizontal, a excepción del recrecimiento de los pozos de bombeo, que se realizó a la vez que la construcción del terraplén de la precarga.

Aplicación de la precarga

Una vez terminado el drenaje horizontal se fue construyendo el terraplén de la precarga, que tiene un volumen de unos 1.100.000 m³. En la zona de "la laguna", donde se esperaban asientos del orden de 2,5 m, la altura de la precarga era de 9,5 m, de forma que al final de su periodo de aplicación quedase una altura efectiva de 7 m, que es un 30% superior a la carga que se aplicará en situación de servicio. En el resto de la parcela, donde los asientos esperables son de unos 50 cm, la altura de la precarga era de 6 m.



Ilustración 8. Precarga en sus últimas fases.

Esta precarga se construyó con materiales procedentes de excavaciones realizadas en el entorno de la ciudad de Valencia, y en tongadas de un espesor no mayor que 1 m, de tal manera que existiera una distribución uniforme de la carga sobre la costra que evitara su rotura. Dado el elevado volumen de material a aportar, se emplearon 11 meses en su construcción. La finalización del terraplén se produjo en julio de 2007. Lógicamente, durante ese periodo de construcción se fue produciendo la consolidación parcial de los fangos.

Como consecuencia de esa consolidación, se fue registrando un asiento en los fangos, que provocaba la salida del agua por los drenes y su acumulación en zanjas y pozos, y desde ellos se evacuaba al exterior mediante bombeo. Cada cierto tiempo, y a medida que el terraplén iba ganando altura, era necesario recrecer los pozos y reinstalar la red de tuberías flexibles.

Actuación de la precarga

Durante los meses que siguieron a la terminación del terraplén de precarga solamente quedaba esperar y observar qué ocurría con las diferentes magnitudes cuyo control se había establecido.

Se realizó un seguimiento periódico de los asientos registrados tanto por las placas de carga como por las líneas continuas de asiento, analizando las velocidades de asiento en cada momento, puesto que este parámetro es el que debería definir en qué momento puede darse por terminada la actuación de la precarga.

En las figuras 11 a 28 puede observarse la evolución a lo largo del tiempo de estos dos parámetros, así como la evolución de la construcción del terraplén de precarga. Se han representado gráficos cada 3 meses, aunque las lecturas se hacían semanalmente.

Puede verse que los asientos comienzan mucho antes de comenzar a extender tierras, por la acción de los drenes de mecha que, una vez hincados, comienzan a evacuar el agua sometida a unas presiones intersticiales mayores que las hidrostáticas.

La actuación de la precarga se dio por concluida cuando la velocidad de asiento era menor que 1 mm/día durante un tiempo suficiente, circunstancia que ocurrió alrededor del mes de marzo de 2008, dentro del plazo de entre 9 y 12 meses que se había estimado como necesario en el proyecto.

Durante todo este período se continuó midiendo el agua que se bombeaba desde los pozos de bombeo, analizando el efecto de la cota del agua en los mismos sobre la velocidad de asiento. Procuró mantenerse en todo momento el mismo por encima de la cota 0,50 para evitar la posible entrada de agua del mar por filtración. Pudo comprobarse igualmente que esta circunstancia no se producía aunque se descendiese la cota por debajo de la $\pm 0,00$.

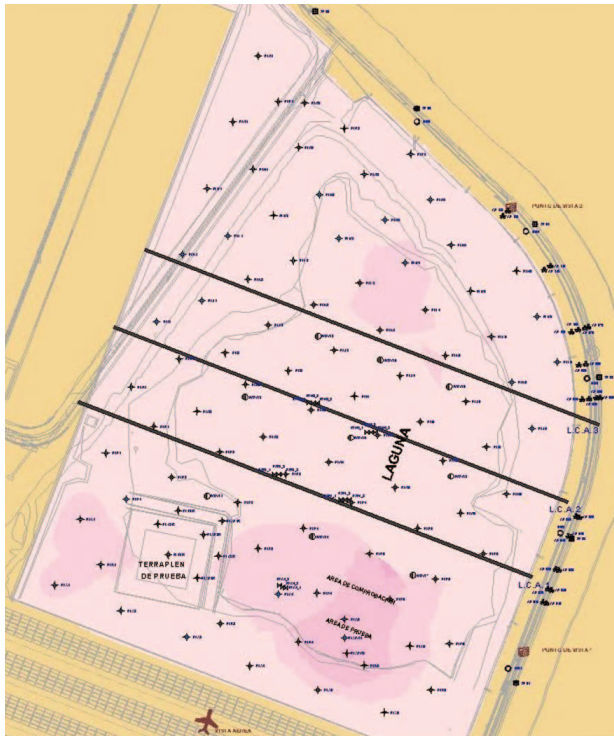


Figura 11. Asientos registrados hasta el 26-5-2006

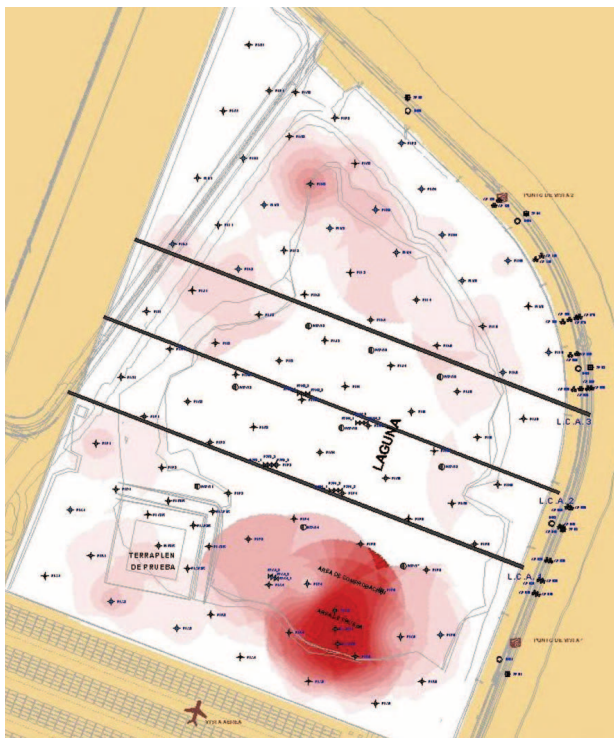
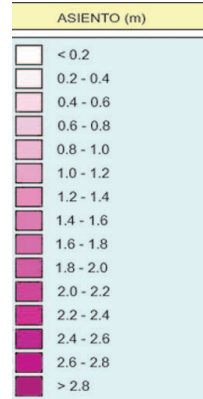
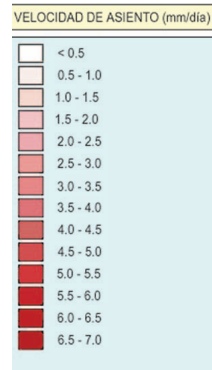


Figura 12. Velocidades de asiento el 26-5-2006



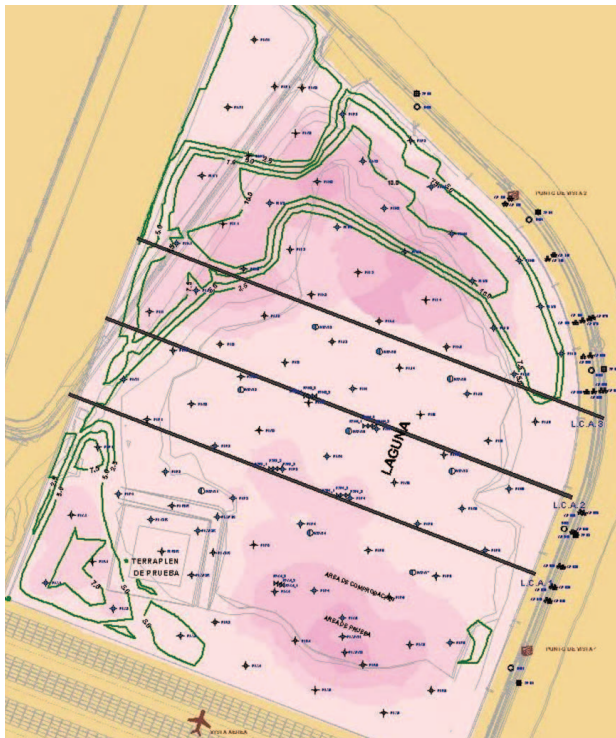


Figura 13. Asientos registrados hasta el 26-8-2006

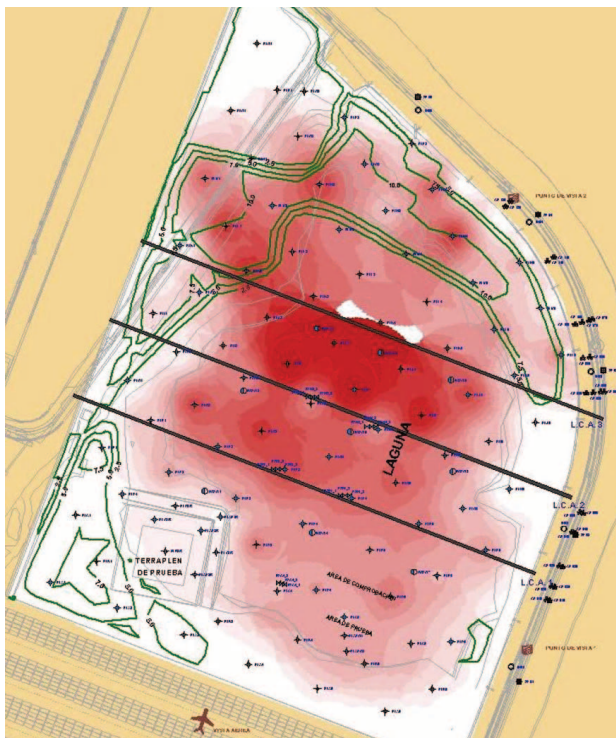
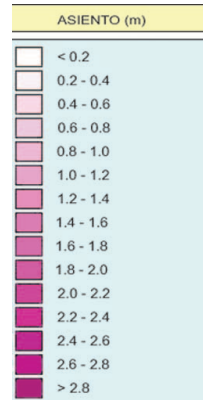
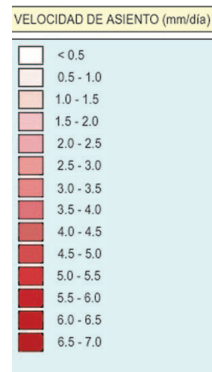


Figura 14. Velocidades de asiento el 26-8-2006



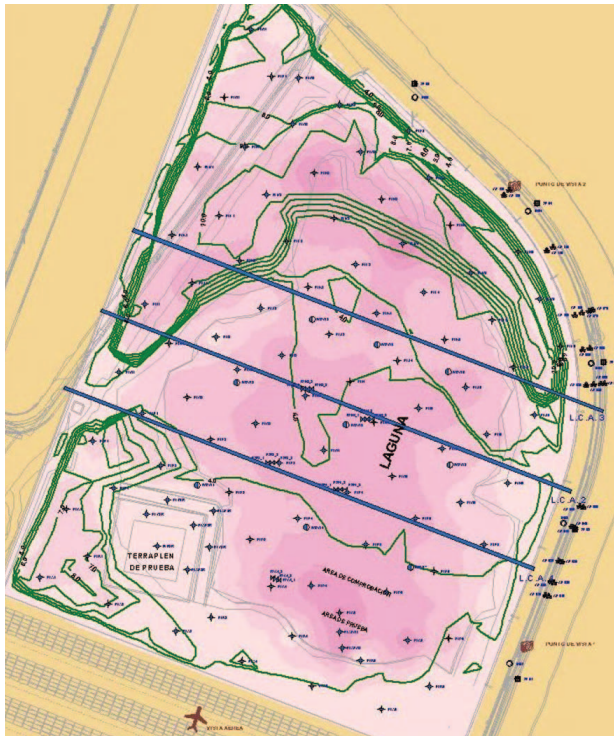


Figura 15. Asientos registrados hasta el 26-11-2006

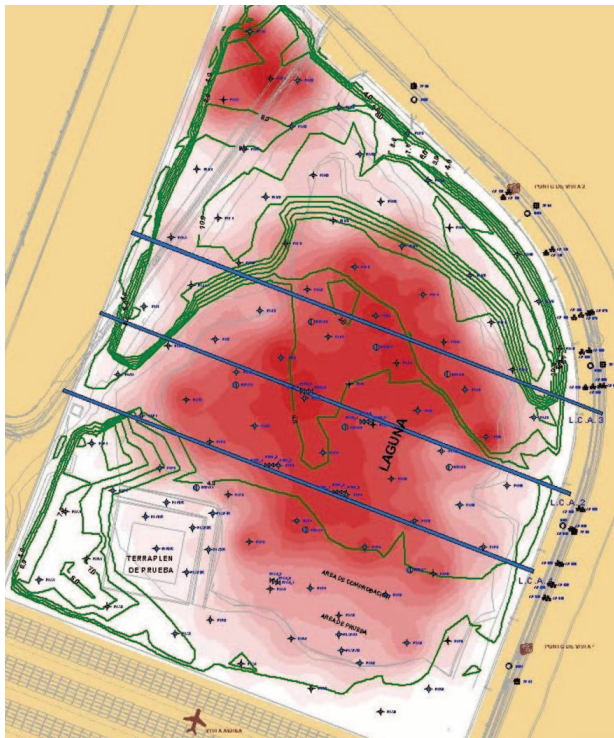
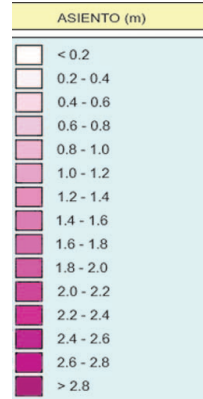
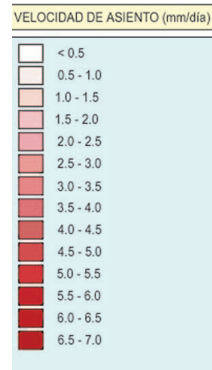


Figura 16. Velocidades de asiento el 26-11-2006



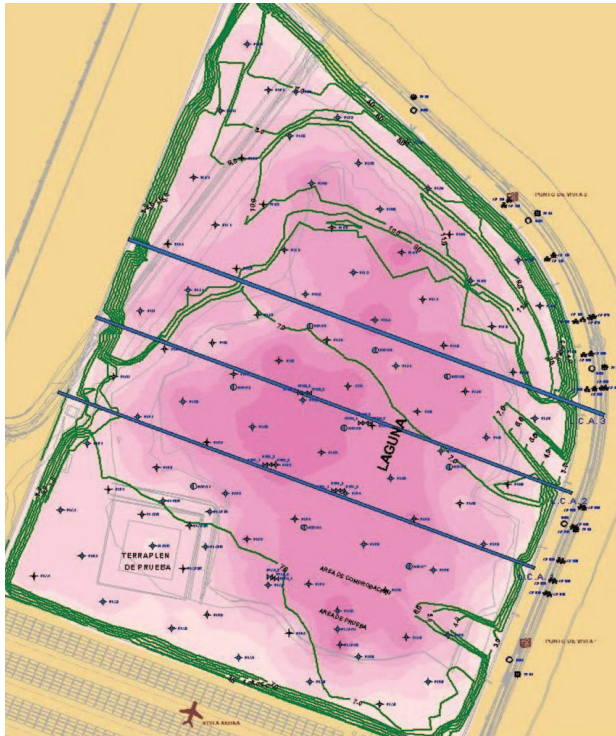


Figura 17. Asientos registrados hasta el 26-2-2007

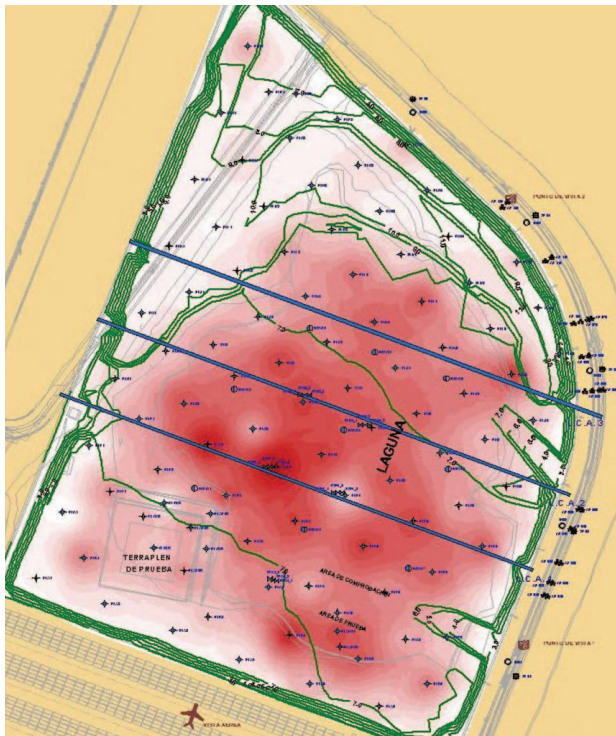
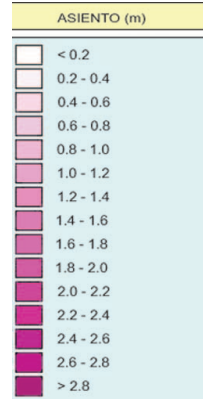
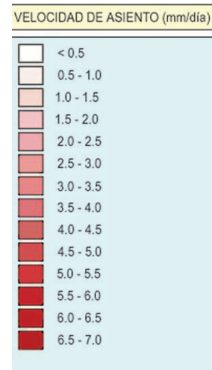


Figura 18. Velocidades de asiento el 26-2-2007



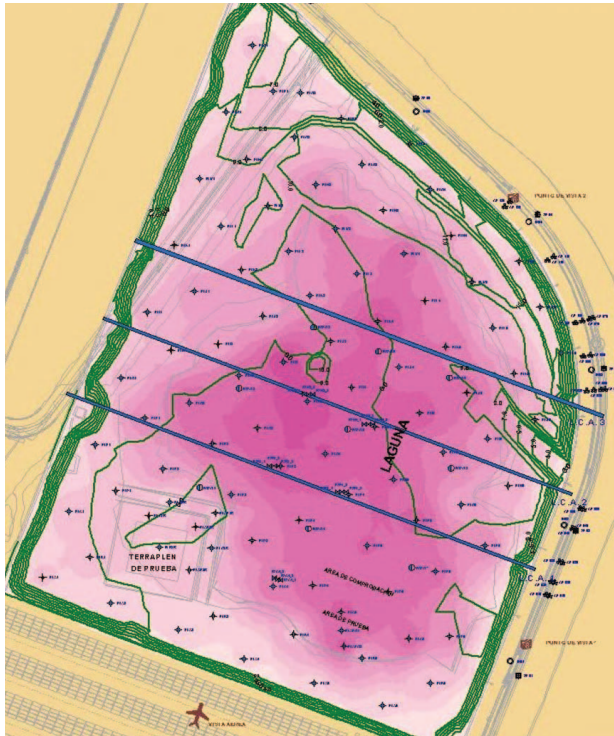


Figura 19. Asientos registrados hasta el 26-5-2007

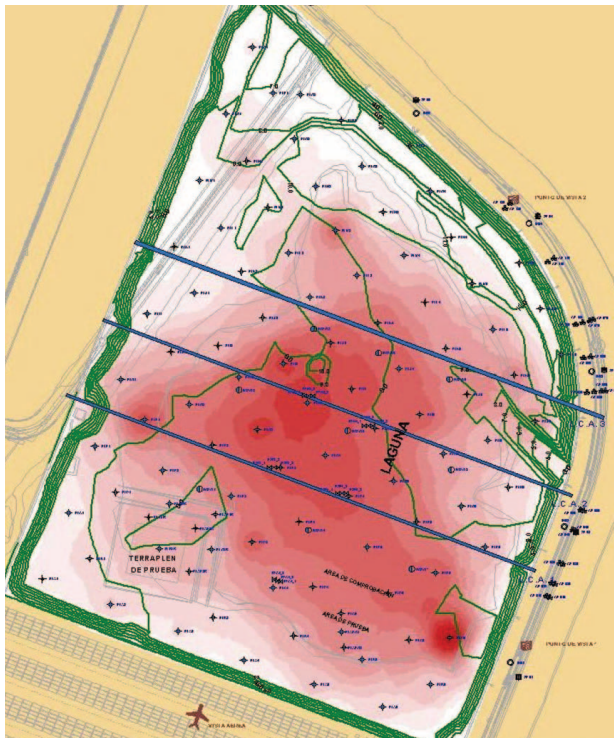
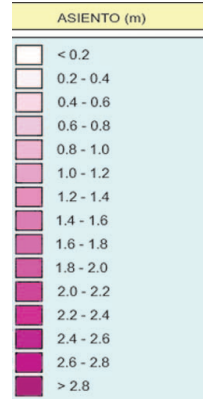
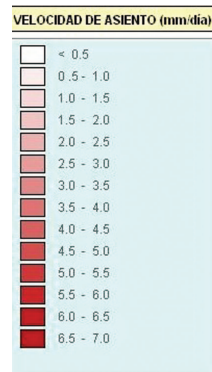


Figura 20. Velocidades de asiento el 26-5-2007



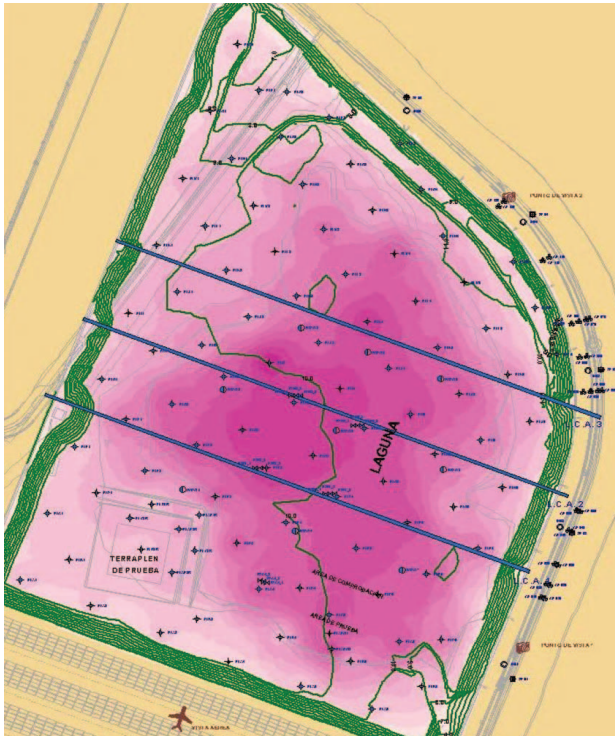


Figura 21. Asientos registrados hasta el 26-8-2007

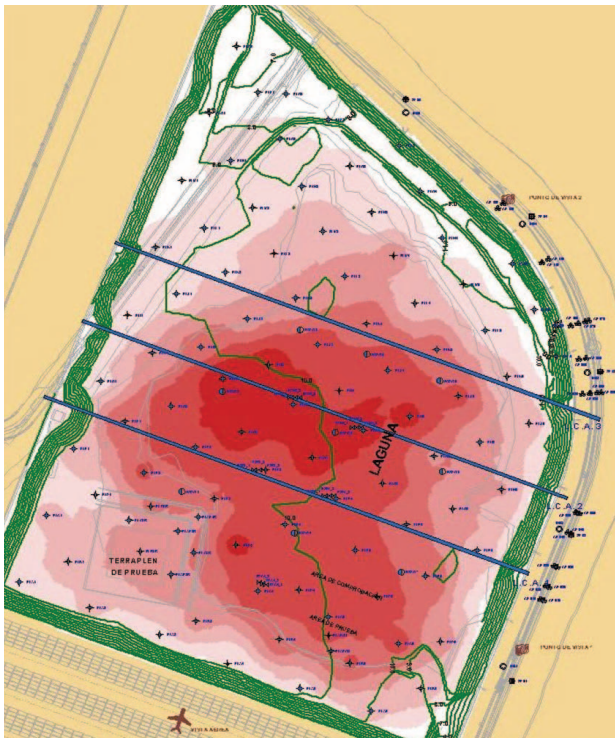
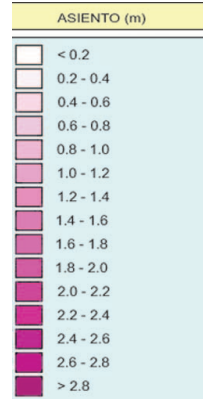
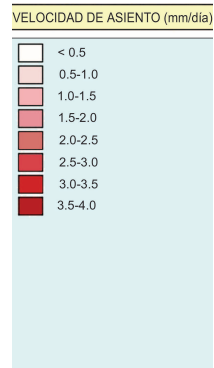


Figura 22. Velocidades de asiento el 26-8-2007



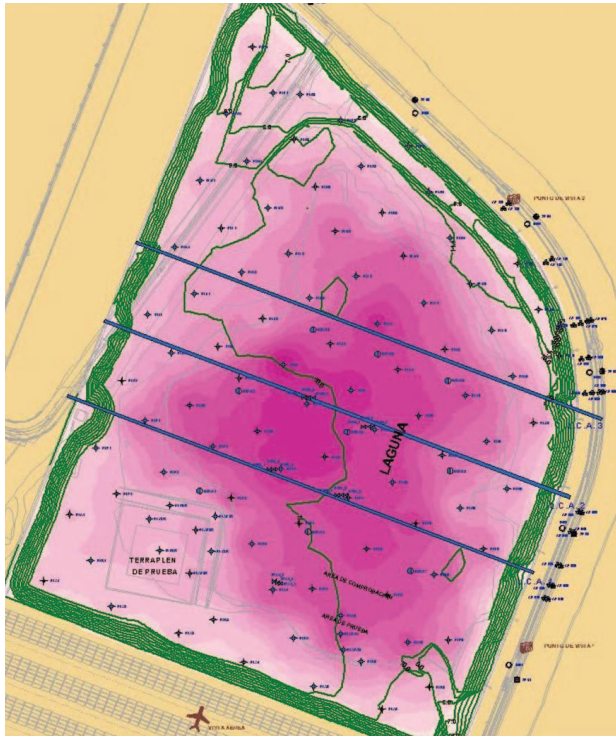


Figura 23. Asientos registrados hasta el 26-11-2007

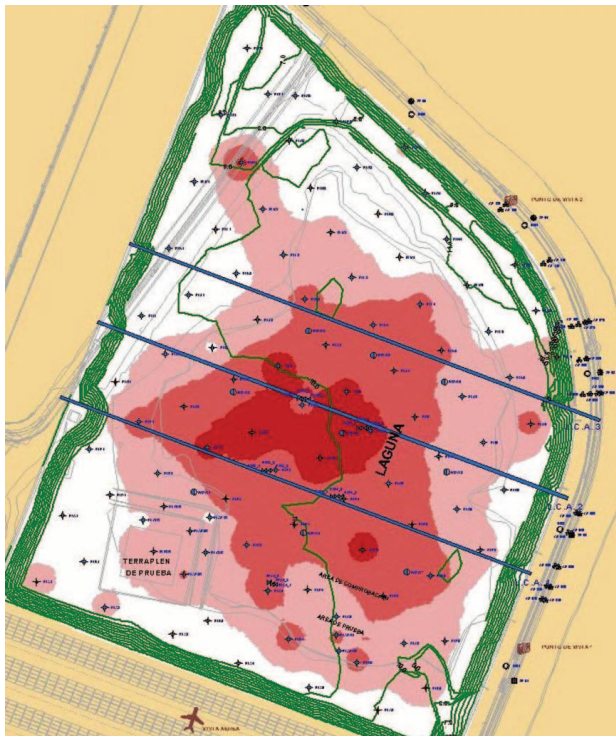
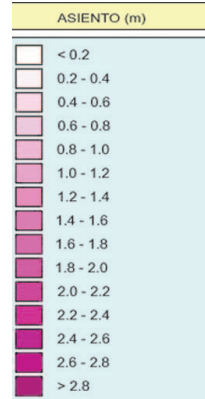
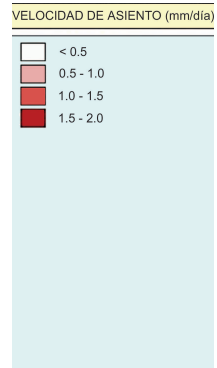


Figura 24. Velocidades de asiento el 26-11-2007



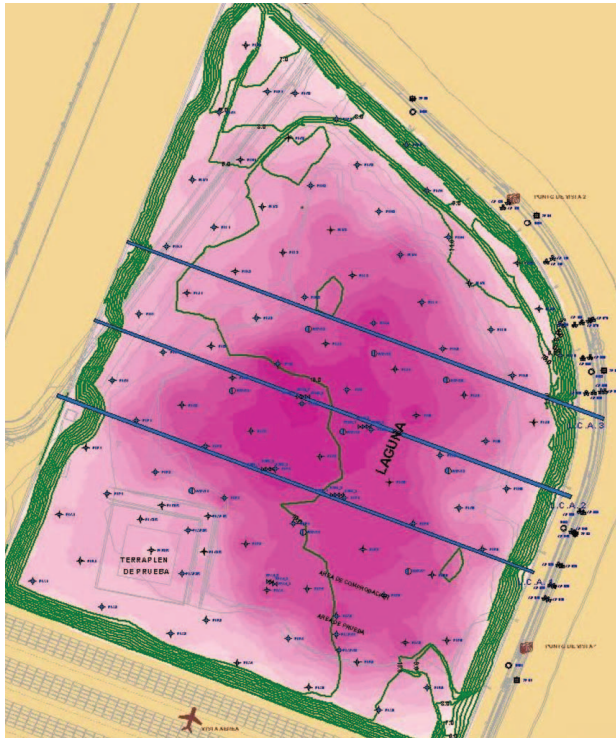


Figura 25. Asientos registrados hasta el 26-2-2008

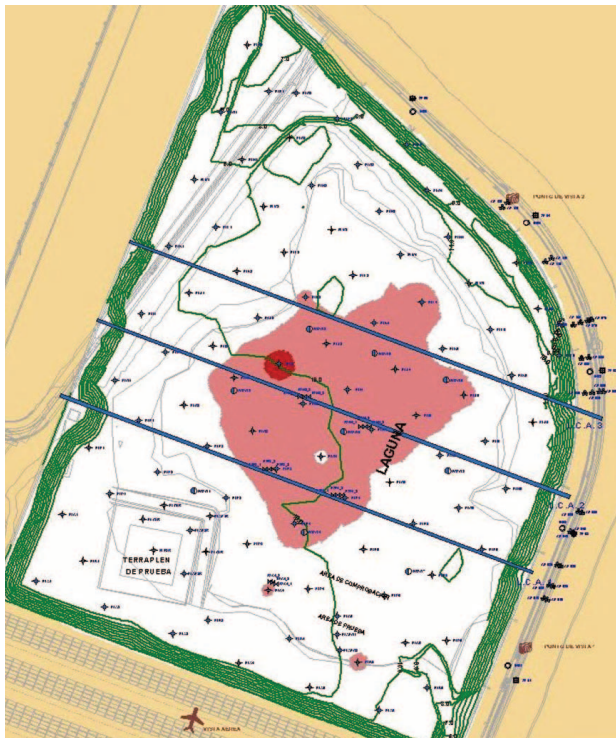
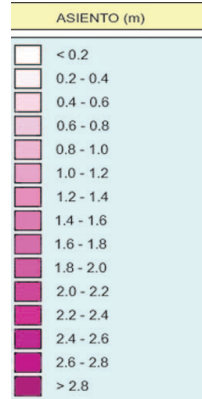
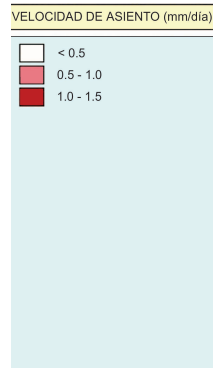


Figura 26. Velocidades de asiento el 26-2-2008



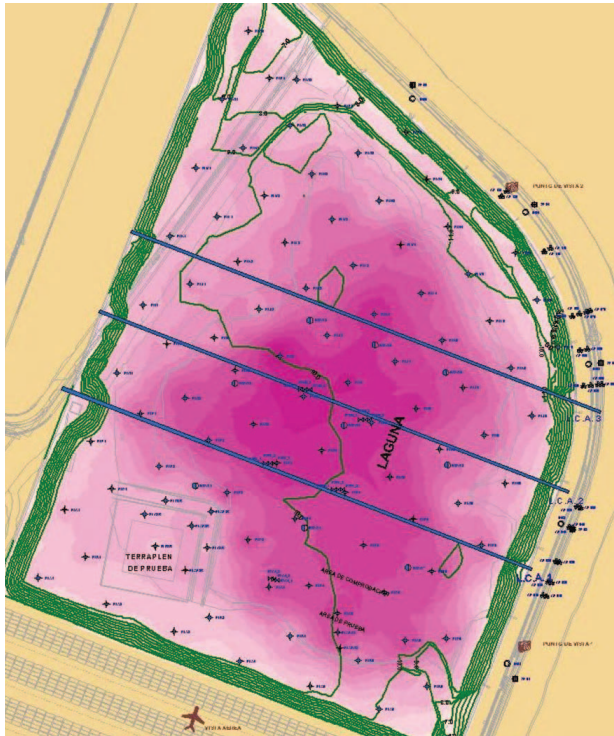


Figura 27. Asientos registrados hasta el 26-5-2008

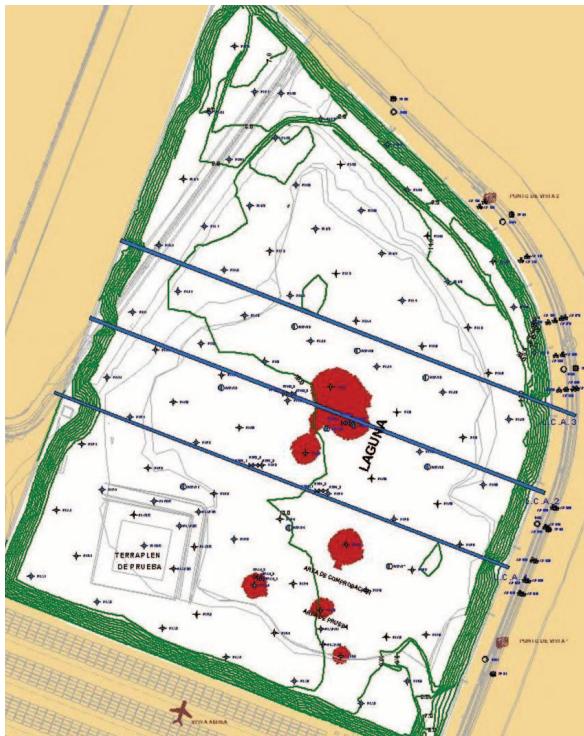
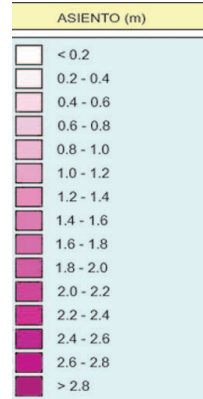
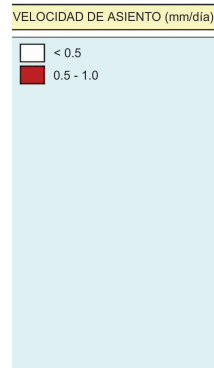


Figura 28. Velocidades de asiento el 26-5-2008



Instrumentación

Una obra de estas características requiere de una instrumentación intensa. En este caso, se han colocado los siguientes elementos:

- Una red de 92 placas de asiento, situadas cada 25 x 50 m, apoyadas en la costra, que se nivelan con referencia a puntos fijos, instalados fuera de la zona de influencia de los trabajos a realizar. A medida que aumentaba la altura de la precarga ha sido necesario recrecer las varillas de estas placas.
- 3 líneas continuas de asiento con longitudes de hasta 350 m.
- 6 hitos para controlar mediante GPS los movimientos del dique de abrigo como consecuencia de la aplicación de la precarga.
- 5 inclinómetros de 45 m de longitud para controlar la influencia de la precarga en el dique de abrigo.
- 13 ternas de clavos para el control de las juntas entre los bloques del espaldón
- 15 piezómetros de cuerda vibrante para el control de la presión intersticial en los fangos. Estos piezómetros se han diseñado a fin de que se comporten adecuadamente en unos fangos tan blandos como los presentes en el subsuelo.
- Control del nivel del agua en los 9 pozos.
- Caudalímetros en las tuberías para el control del agua evacuada.

Esta instrumentación se ha ido leyendo al menos una vez a la semana desde su instalación hasta finales de marzo de 2008, cuando se ya observaba la estabilización de la obra.

A la vista de que en esa fecha ya se había verificado la estabilidad del dique de abrigo, se dejó de leer los sensores empleados para su control: inclinómetros, ternas e hitos GPS. También desde esa fecha se redujo el ritmo de lecturas de placas, líneas de asiento, piezómetros y control de agua en los pozos a una cadencia quincenal, dado que también evolucionaba más lentamente la consolidación de los fangos.

Posteriormente, a finales de mayo de 2008, se dejó de bombear desde los pozos, y la lectura de la instrumentación se ha reducido a una toma de datos mensual de placas, piezómetros y control de agua en los pozos.

Con los resultados de la instrumentación se ha regulado el ritmo de aportación de tierras, de manera que no afectase al dique de abrigo. Igualmente, ha podido determinarse el momento en que la precarga podía ser retirada.

COMPORTAMIENTO DE LA OBRA

Hasta finales de septiembre de 2008, el comportamiento de la obra ha sido:

Asientos

Del análisis de las lecturas de las placas y las líneas de asientos, se deducen los siguientes asientos:

- En el interior de la laguna están en torno a 150-270 cm, con la precarga alrededor de la cota + 9,5 al final del periodo considerado.
- En la zona exterior, son de 40-80 cm, con la precarga a alturas comprendidas entre la +8,0 y +10,0.

Estos valores, que están dentro del orden de lo esperado, reflejan, como era previsible, una mayor deformabilidad de los fangos en relación al relleno de la zona exterior de la laguna.

En la figura inferior puede verse un ejemplo del comportamiento de los asientos registrados por una de las placas de asiento a lo largo de toda la obra, con un asiento final total de 2,70 m.

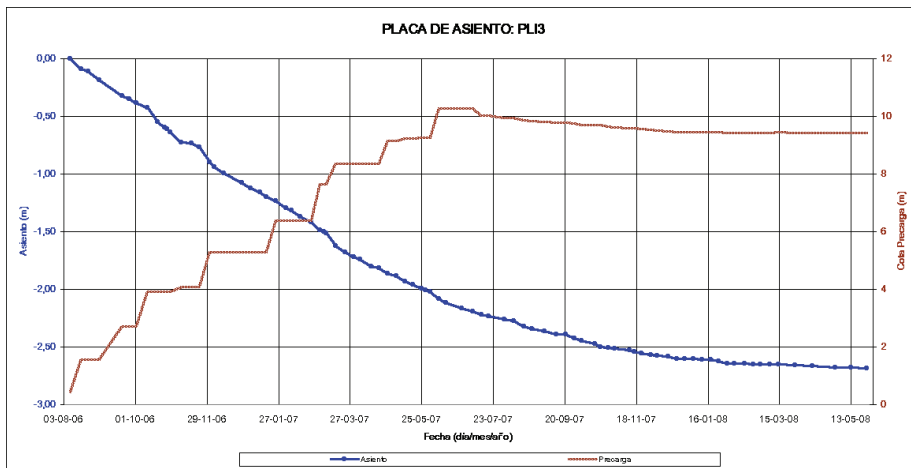


Figura 29. Placa de asiento.

Movimientos horizontales

Los movimientos horizontales registrados por los inclinómetros son:

- De hasta 45-50 mm hacia el interior de la parcela en el sentido perpendicular al dique de abrigo.
- Inferiores o iguales a 20 mm en el sentido paralelo al dique.

Estos movimientos hacia el interior de la parcela no indican inestabilidades del dique, sino un leve basculamiento del mismo hacia el interior, debido a la compresión de los materiales en que se apoya el citado dique por el peso de la precarga.

Desde su colocación, a comienzos de diciembre de 2006, las señales de puntería han puesto de manifiesto movimientos horizontales de escasa entidad, normalmente inferiores a 30 mm, lo que concuerda con las lecturas de los inclinómetros.

Apertura de fisuras

Las ternas han mostrado movimientos de escasa entidad, no superiores a 2 mm, desde su colocación en marzo-abril de 2007, lo que muestra la estabilidad del espaldón desde entonces.

Presiones intersticiales

En primer lugar, en el momento de instalar los piezómetros de cuerda vibrante se midió una sobrepresión sobre la hidrostática de unos 4-6 m de columna de agua, lo que se atribuye a la infraconsolidación de los fangos.

También se ha verificado la respuesta inmediata de los piezómetros a la aplicación de las tongadas de la precarga, de un espesor del orden de 1m, que corresponde a una presión del orden de 17 kPa y una altura de columna de agua de aproximadamente 1,7 m por cada capa extendida. Posteriormente, se registra un lento y progresivo descenso de la cota piezométrica mientras no se aporta tierra, por la disipación de presiones intersticiales debida al drenaje.

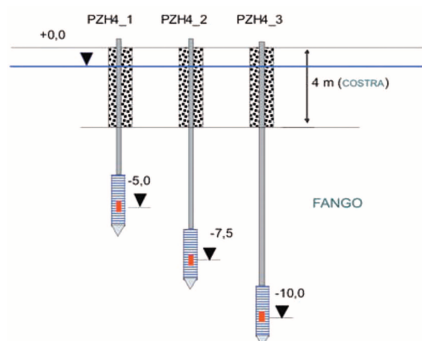


Figura 30. Esquema instalación de piezómetros.

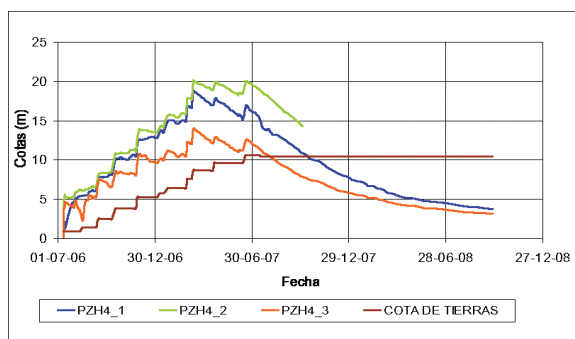


Figura 31. Cota piezométrica en los piezómetros y de tierras en la precarga.

Así, los piezómetros han medido cotas piezométricas máximas del orden de +15 a +20 mca al final del periodo de construcción del terraplén de precarga. A lo largo del periodo de actuación de la precarga se ha ido verificando una reducción de esa cota piezométrica, a una velocidad que también se reducía en el tiempo, de manera que al final del periodo estudiado se encontraba normalmente entre la +2 y la +4, habiéndose disipado la práctica totalidad de las presiones intersticiales, si tenemos en cuenta también el descenso sufrido por los piezómetros como consecuencia del asiento general.

Caudales drenados y cota de agua en los pozos

Hasta finales de mayo de 2008, fecha en que se ha dejado de bombear definitivamente de los pozos, se habían evacuado unos 72.000 m³ de agua al exterior, que

debe proceder en su mayor parte del agua desalojada de los fangos debido a su consolidación.

El caudal evacuado desde los pozos se ha ido controlando, de manera que el nivel de agua en los mismos se encontrara normalmente entre las cotas absolutas $-0,2$ y $+0,8$ m.

TRABAJOS POSTERIORES

Una vez llegados a la conclusión de que el tiempo de actuación de la precarga ha llegado a su fin, se ha conseguido uno de los dos objetivos marcados para las obras descritas hasta aquí: la limitación de los asentamientos en la fase de servicio a menos de 10 cm en los siguientes 10 años.

Queda por comprobar si los fangos han mejorado con la acción de la precarga hasta alcanzar los valores de resistencia previstos en el proyecto, sin los cuales no sería posible entregar al concesionario los terrenos para su pavimentación y utilización sin restricciones.

Investigación geotécnica posterior a la consolidación

En marzo de 2008 se ha realizado una campaña de reconocimientos cuyo objetivo era determinar los parámetros geotécnicos tanto de la costra de suelo-cemento como de los fangos bajo ella y compararlos por un lado con los valores iniciales antes de la consolidación y por otro con los valores objetivo a partir de los cuales se realizaron los cálculos geotécnicos de estabilidad.

En esta campaña se han llevado a cabo:

- 5 sondeos mecánicos.
- 20 ensayos de penetración estática CPT para el estudio de la costra.
- 5 piezoconos para el reconocimiento de la costra, fangos y terrenos subyacentes.
- 10 columnas de ensayos vane-test para la determinación de la resistencia al corte sin drenaje de los fangos.
- Ensayos de laboratorio para la determinación de densidades, contenido de Ca, corte directo, granulometría, plasticidad, etc.

Costra de suelo-cemento

El valor de la resistencia a compresión simple q_u adoptado en el proyecto fue de $1,5 \text{ kg/cm}^2$. Los valores de este parámetro obtenidos a partir de la resistencia por punta en los ensayos CPT resultan muy heterogéneos, aunque superiores a los $2,0 \text{ kg/cm}^2$.

De los ensayos de corte directo se obtienen como valores de pico de la resistencia unos ángulos de rozamiento entre 30 y 45° con unos valores de la cohesión de entre

INNOVACIÓN EN LA CONSTRUCCIÓN

2 y 5 t/m². De estos mismos ensayos se obtiene la resistencia residual, con unos ángulos de rozamiento entre 30 y 35° y una cohesión de entre 2 y 3 t/m².

Los valores atribuidos a la costra en el proyecto fueron ángulos de rozamiento residuales entre 28 y 30° y cohesiones residuales entre 0 y 1 t/m², valores inferiores ambos a los obtenidos en obra.

Fangos

La mejora de los fangos por la acción de la precarga se refleja en una disminución de la humedad, que ha pasado de valores del 40-60% a valores del 30-40%, ya por debajo del límite líquido.

La densidad seca ha pasado de valores de 1,1-1,3 t/m³ a valores de 1,3-1,6 t/m³. La densidad saturada se ha incrementado en proporción similar, pasando de 1,6-1,8 t/m³ a 1,8-2,0 t/m³.

El índice de poros se ha reducido de 1,1-1,7 a 0,7-1,1.

Como se observa en la figura 33, la resistencia al corte sin drenaje de los fangos iba desde 3-5 kPa en los primeros metros hasta unos 20-25 kPa en el fondo. La medida en la campaña actual varía desde los 30-35 kPa en los primeros metros y los 65-85 kPa en el fondo valores que superan ampliamente tanto los anteriores como los adoptados en el proyecto.

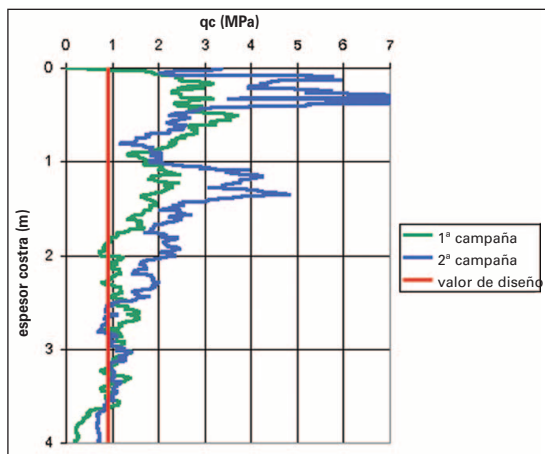


Figura 32.

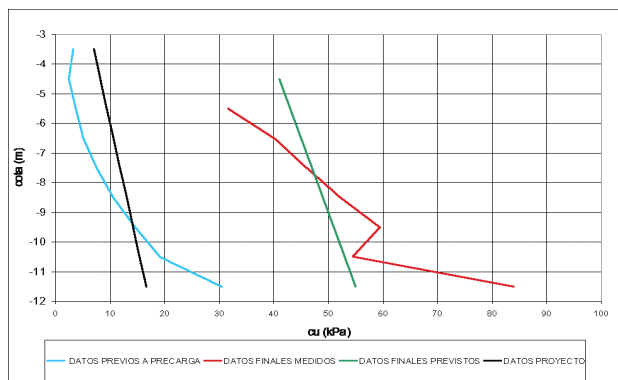


Figura 33.

Retirada del terraplén de precarga

La retirada del terraplén de precarga supone someter al conjunto costra-fangos mejorados a unos esfuerzos que pueden superar a los de utilización, ya que el peso de las tierras equivale al del pavimento más el de los contenedores.

Es por ello que la retirada de las tierras no puede ni debe hacerse sin una cierta disciplina de abancalamiento, manteniendo entre frentes consecutivos una cierta distancia que permita mantener los coeficientes de seguridad en unos rangos razonables.



Ilustración 9. Retira de la precarga en dos escalones.

Se ha estudiado la retirada en dos escalones, llegando a la conclusión de que para que el coeficiente de seguridad se mantenga en torno a 2 es necesario separar los dos frentes de excavación al menos 60 m.

Con este criterio, en agosto de 2008, se ha comenzado a retirar las tierras, de las que en el momento de redactar el presente trabajo se llevan retirados unos 200.000 m³, del total de 800.000 m³ que sobran.

Una vez sea retirada la totalidad de las tierras sobrantes, podrá procederse a la pavimentación de la explanada, poniendo en servicio unos 140.000 m² adicionales en la Terminal Pública de Contenedores de la Ampliación Sur del puerto de Valencia, comenzada a principios de los años 90.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer especialmente la colaboración de D. Vicente Cotino Ferrer, “descubridor” de la maquinaria para la formación de la costra de suelocemento, de D. José Manuel Moncada González de la Autoridad Portuaria de Valencia, al personal de la UTE SEDESA-GEOCISA, a pie de obra y al personal técnico de GEOCISA por su inestimable aportación, cada uno en su ámbito de trabajo.

