

ANEJO Nº9: MEJORA DEL TERRENO

TUTOR:

VICENTE CERDÁ GARCÍA DE LEONARDO

AUTORES:

ROBERTO PONCE NUÉVALOS

FECHA: JUNIO 2015



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	2
2	MÉTODOS DE COMPACTACIÓN DE RELLENOS GRANULARES.....	2
3	PRECARGA	3
3.1	DISPOSICIÓN DE LA PRECARGA	3
3.2	SEGUIMIENTO DEL PROCESO DE PRECARGA	3
3.3	ENSAYOS A REALIZAR ANTES Y DESPUÉS DE LA PRECARGA.....	3
4	COMPACTACIÓN DINÁMICA	3
4.1	INTRODUCCIÓN	3
4.2	DIMENSIONAMIENTO DE LA COMPACTACIÓN DINÁMICA	5
4.3	SEGUIMIENTO DEL PROCESO DE COMPACTACIÓN DINÁMICA.....	5
4.4	ENSAYOS A REALIZAR ANTES Y DESPUÉS	6
5	ELECCIÓN DEL MÉTODO ADECUADO	6

1 INTRODUCCIÓN

La futura terminal de contenedores proyectada se encontrará en una explanada constituida por un relleno de procedencia hidráulica obtenido mediante el vertido del material dragado en los fondos arenosos del puerto de Castellón e impulsado a través de tuberías flotantes, situado en su mayor parte bajo el nivel del mar, por lo que su compactación con medios habituales (compactadores de rodillos o neumáticos) no será posible nada más que en cotas situadas por encima del nivel del mar. Además la compactación convencional tiene una acción en profundidad muy reducida que prácticamente no aumenta con la energía de compactación.

La mayor parte del relleno estará situado bajo el nivel del mar y se encontrará bastante desagregado como consecuencia del procedimiento anteriormente descrito (dragado + impulsión + vertido) por lo que sus características resistentes iniciales serán muy bajas y su deformabilidad relativamente alta.

El relleno se conseguirá a partir de la sedimentación de partículas sólidas contenidas en un efluente que procede del dragado. Las características de los rellenos pueden variar en función del contenido de finos. No obstante en este mismo Puerto con dragados similares se ha obtenido un porcentaje de finos inferior al 10% correspondiendo por tanto a un buen relleno.

A pesar de la bondad inicialmente prevista del relleno, la necesidad de situar en explotación a la terminal de forma inmediata tras su construcción y el hecho de que se prevé la realización de un firme definitivo, hace imprescindible el planteamiento de un tratamiento de consolidación del relleno. Hemos de tener en cuenta que los rellenos hidráulicos normalmente presentan grandes asientos iniciales que requieren de tratamiento para acelerar su consolidación y mejorar su comportamiento geomecánico. Siendo los asientos esperables debidos tanto a la naturaleza de los fondos como a la del propio relleno. En cualquier caso, estos asientos no sólo provocan cuando se producen de manera no uniforme deformaciones inaceptables en los firmes, sino que originan escalonamientos en las juntas en los muelles, los cuales a su vez son causa de problemas en los rellenos.

En nuestro caso, al tratarse de un relleno granular poco o nada cohesivo, un parámetro muy importante a tener en cuenta es la densidad relativa, de la que dependen casi exclusivamente su resistencia, deformabilidad o compresibilidad, y la susceptibilidad a la licuefacción. Lo que se pretende en estos casos es por tanto aumentar la densidad relativa en la medida en que sea necesario.

Entre las técnicas más comunes de mejora de estos materiales se encuentran la precarga, la compactación dinámica y la vibroflotación. Otras técnicas más complejas o costosas desde un punto de vista económico serían tratamientos de inyección como el jet-grouting o de sustitución como las columnas de grava y los pozos de grava, empleadas únicamente en casos en que las técnicas más convencionales resultan insuficientes.

Así en el *Anejo N°2.- Geología y Geotecnia* se muestra la información relativa a los sondeos y ensayos geotécnicos realizados en la campaña llevada a cabo en Octubre de 2.005, de los que los sondeos SM-1, SM-2, SM-3 y SM-4 caracterizan los materiales a dragar y que constituirán el relleno hidráulico que materializa la explanada del muelle. En el *Anexo A* del citado Anejo se muestra la ubicación de los sondeos.

Con los resultados obtenidos del *Anejo N°2.- Geología y Geotecnia* se puede apreciar que hasta la cota de dragado, la cual es -18,5m, se trata de un material arenoso no plástico con un porcentaje de finos variable.

En el siguiente gráfico se presentan los resultados de 4 ensayos de Penetración Dinámica DPSH realizados en una explanada próxima a la objeto de este proyecto situada en la ampliación norte del Puerto de Castellón, cuyo procedimiento de ejecución fue el mismo que el previsto para el muelle de contenedores.

En la gráfica adjunta se resumen los resultados obtenidos pudiéndose apreciar que en promedio el número de golpes, NDPSH, disminuye en la zona de relleno por encima del nivel freático desde NDPSH = 24 hasta 5; en la zona de relleno sumergido se mantienen valores medios de NDPSH alrededor de 5 (con

variaciones medias entre 3 y 6) hasta una profundidad de -9 metros punto a partir del cual empiezan a crecer monótonamente con una relación de 5,5 golpes por metro hasta alcanzar un valor de NDPSH = 29 a una profundidad de -13 metros (en esa zona el fondo marino tenía una profundidad antes del relleno de unos -11 metros).

Estos valores pueden correlacionarse con los resultados del ensayo Standard Penetration Test (SPT) a partir de la relación: $NSPT = 1,5 \cdot NDPSH$, lo cual significa que en la zona sumergida el relleno presenta valores medios de NSPT=7,5 con variaciones medias entre 4,5 y 9,5.

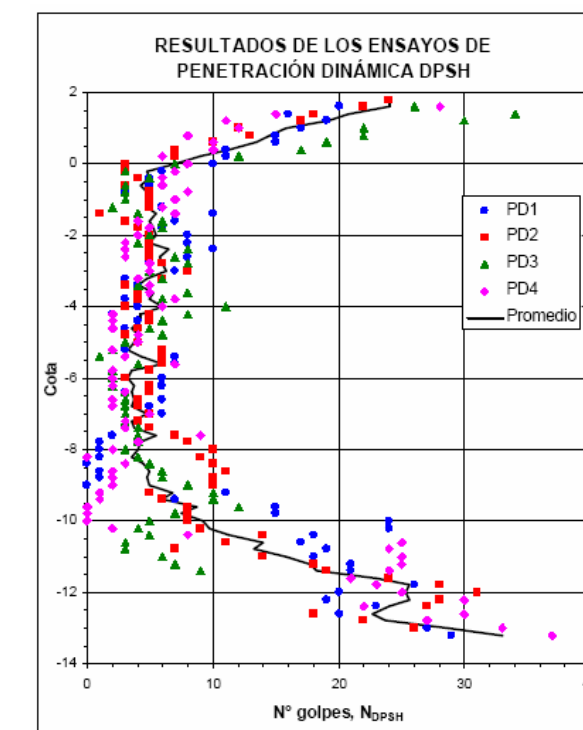


Figura 1: Resultados de los ensayos de Penetración Dinámica DPSH

Según la bibliografía consultada estos valores de NSPT se corresponden con los de arenas sueltas con compacidad floja con unas densidades relativas entre el 20% y 40% y unos módulos de deformación entre 7 y 12,5 MPa (es decir, entre 7000 y 12500 KN/m²).

Para estos módulos de deformación y una carga máxima concentrada de 1524KN asumiendo como hipótesis una altura de apilado máxima de 5 contenedores de 20pies llenos en una superficie de 20 pies de ancho y 8 pies y medio de alto, dando lugar a una tensión admisible de 9,8t/m², se pueden producir asientos medios centimétricos, pero con asientos diferenciales también centimétricos como consecuencia de la alta heterogeneidad del relleno, lo cual presenta una magnitud suficiente para que el pavimento de la terminal sufra daños.

Por todo ello es necesario proceder a realizar un tratamiento de mejora o compactación de dicho terreno.

2 MÉTODOS DE COMPACTACIÓN DE RELLENOS GRANULARES

Los tratamientos que resultan más indicados para rellenos de material granular de gran extensión y potencia son la precarga y la compactación dinámica frente a otros posibles como la vibroflotación, compactación mediante explosivos, columnas de grava, inyecciones de cemento, pilotes hincados, etc.

Por tanto se analizarán dichos dos procesos. De todos modos en las franjas de relleno próximas al muelle de cajones es desaconsejable la compactación dinámica por las consecuencias negativas que podría tener sobre dichas estructuras, por lo que dicho método de mejora será en cualquier caso solamente aplicable a la franja central de relleno.

3 PRECARGA

Este procedimiento consiste en apilar en el terreno objeto de mejora una carga ligeramente mayor a la que posteriormente va a verse sometido el terreno durante su fase de explotación. Esta carga suele realizarse con tierras o bien elementos disponibles en la obra (bloques de hormigón, etc.).

En este caso se emplearía el material preciso para componer el suelo seleccionado como material de precarga, de tal forma que una vez precargado el terreno se procedería al extendido y compactación de la capa de suelo seleccionado.

Teniendo en cuenta la granulometría del material de relleno, con poca componente limosa-arcillosa el método de la precarga resulta aconsejable en este caso. La precarga permitirá aumentar el grado de compactación del relleno y uniformizarlo alcanzando densidades relativas de al menos el 60 % e incluso del 70 % (*ROM 0.5-94*) y módulos de deformación entorno a 20- 25 MPa, valores similares a los de un terraplén, pudiendo llegar a los 30 MPa (*ROM 0.5-94*). Con estos valores se obtendrán asientos del orden de 1 centímetro y asientos diferenciales milimétricos y admisibles por el pavimento.

Por lo que respecta a la duración del proceso de la precarga no se dispone de información específica que permita su valoración (coeficientes edométricos, etc.). No obstante la baja proporción de elementos finos del relleno permite presuponer que en cualquier caso será un proceso rápido con una duración máxima de 3 ó 4 semanas. Con objeto de acotar la duración exacta del proceso y poder acelerarla en su caso, o por el contrario dilatarla hasta que se haya conseguido la plena compactación del relleno, se deberá efectuar un seguimiento topográfico diario de la evolución de los asientos tal como se detalla posteriormente.

3.1 DISPOSICIÓN DE LA PRECARGA

Tal como se ha comentado anteriormente en este caso la precarga se realizará con material procedente del dragado, que a efectos de cálculo se considerará con una densidad aparente $\gamma=16\text{KN/m}^3=1,6\text{t/m}^3$.

Para conseguir que con la precarga toda la vertical del terreno obtenga como mínimo el mismo nivel tensional al cual estará sometido por la sobrecarga de uso y por tanto conseguir el adecuado nivel de compactación se debe emplear una precarga del mismo valor que la sobrecarga de uso. Al tratarse de cargas variables en el espacio se adoptará una precarga de valor uniforme en toda la superficie, teniendo en cuenta que la aplicación de una carga concentrada, en comparación con una carga distribuida equivalente realizada según la formulación de la teoría del semiespacio elástico infinito de Boussinesq indica que a poca profundidad una carga puntual o en faja provoca un estado tensional superior que la carga uniforme, la cual provoca un estado tensional mayor en profundidad, lo cual implica una mayor compactación de terreno más profundo.

Con la posterior compactación dinámica de las capas más superficiales mediante rodillos vibratorios (que en cualquier caso debería efectuarse antes de la construcción del pavimento) se podrá conseguir incrementar la compactación necesaria en estos metros más superficiales, por lo que sería suficiente emplear una precarga de $9,8\text{t/m}^2$.

Debe comentarse que obviamente el empleo de la teoría del semiespacio elástico infinito de Boussinesq en este caso es muy simplista si bien entendemos que ofrece una visión cualitativa bastante real de lo que en realidad va a suceder y una visión cuantitativa bastante aproximada.

Consideramos que en la futura terminal se prevé la realización de acopios de contenedores sobre el firme, de tal forma que la transmisión de presiones al pavimento no va a ser superior a $0,098\text{MPa}$, es decir unas $9,8$ toneladas fuerza por metro cuadrado ($9,8\text{t/m}^2$) sobre la cota definitiva del pavimento, aproximadamente a la +3.

Si el peso específico seco del material que emplearemos para la precarga es aproximadamente de $1,60\text{t/m}^3$, sería precisa una altura de $6,125$ metros de dicho material sobre la cota +3 para conseguir una sollicitación equivalente a la prevista una vez la terminal se encuentre en explotación, es decir, $9,8\text{t/m}^2$. Como la cota de partida para la realización de la precarga es de +1,50, como mínimo ha de realizarse dicha precarga a la cota +7,6.

Previendo asientos en el propio material que compone la precarga, para garantizar que la presión transmitida al relleno es la estudiada, subiremos la cota de precarga hasta la +8.

En cualquier caso los ensayos a realizar una vez finalizada la precarga (SPT's fundamentalmente) permitirán obtener los módulos de deformación finales del relleno a partir de los cuales corroborar el diseño de los pavimentos y de la viga flotante para garantizar la ausencia de asientos excesivos que pongan en peligro su integridad estructural.

3.2 SEGUIMIENTO DEL PROCESO DE PRECARGA

Con objeto de conocer en todo momento cómo evoluciona la precarga y en particular saber el momento en que la compactación máxima ha sido conseguida y por tanto puede darse por finalizado el proceso de precarga es necesario efectuar un seguimiento de la misma.

Para ello se propone efectuar un seguimiento topográfico diario de unos puntos de control. La tipología de los puntos de control propuesta es la de tubos formados por un tubo de hormigón vibropresado de altura $0,50$ m superior a la precarga, sobre una base de hormigón de $1,5 \times 1,5 \times 0,6$ metros, conteniendo en su interior un tubo de acero de 60 mm de diámetro empotrado en un contrapeso cilíndrico de hormigón en masa HM-20 de $0,3$ metros de diámetro y con una chapa metálica soldada al tubo con las marcas topográficas para su control.

3.3 ENSAYOS A REALIZAR ANTES Y DESPUÉS DE LA PRECARGA

Con objeto de verificar la efectividad del proceso de precarga se propone realizar los siguientes ensayos 'in situ':

- Una vez efectuado el relleno a la cota +1,5 (el metro y medio restante hasta la cota de explanada corresponde al paquete de firme) y antes del inicio de la precarga se efectuarán ensayos SPT (Standard Penetration Test) o en su defecto ensayos de Penetración Dinámica DPSH.
- Una vez finalizado el proceso de precarga se efectuarán de nuevo ensayos SPT (Standard Penetration Test) o bien ensayos de Penetración Dinámica DPSH en los puntos en los que fueron realizados previamente, con objeto de comprobar la evolución del número de golpes N y a partir de él la variación de diversos parámetros relacionados por fórmulas empíricas con el valor de N.
- Finalmente con objeto de determinar la categoría de la explanada para el posterior dimensionamiento de los pavimentos será necesario efectuar tras la precarga una serie de ensayos de placa de carga con objeto de determinar los módulos de compresibilidad E tanto en el primer ciclo de carga (E1) como en el segundo ciclo de carga (E2), ya que de acuerdo con *la ROM 4.1-94* la categoría de explanada depende de los valores de E2 y E2/E1. Se estima necesario realizar estos ensayos en una matriz de aproximadamente 100×100 metros.

4 COMPACTACIÓN DINÁMICA

4.1 INTRODUCCIÓN

La compactación dinámica consiste en mejorar la capacidad portante de un terreno mediante la aplicación de esfuerzos dinámicos en superficie que se generan por la caída repetida desde una cierta altura de una maza con un

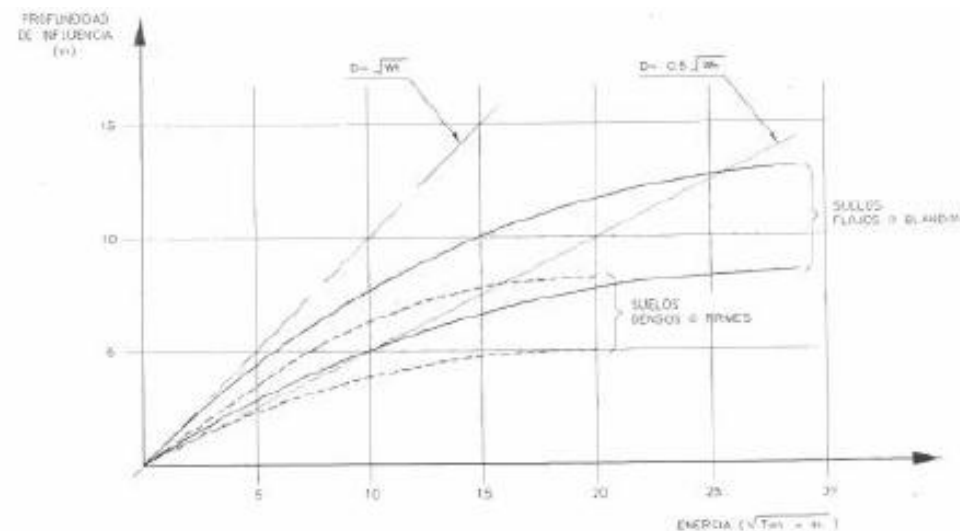
peso de varias toneladas. Esta técnica fue desarrollada teóricamente por Ménard a principio de los años 70 si bien ya se comenzó a emplear en los años 40.

En el caso de suelos o rellenos granulares (como es el caso) que estén por encima del nivel freático la compactación dinámica actúa reduciendo el índice de huecos y aumentando por tanto la densidad relativa, lo cual mejora sus características resistentes y reduce su deformabilidad. Cuando los materiales granulares están saturados parte de la energía del impacto de los impactos se transmiten al agua intersticial aumentando la presión de los poros hasta poder provocar la rotura al esfuerzo cortante del terreno por licuefacción. En cualquier caso en terrenos saturados se reduce la eficacia del tratamiento, si bien en suelos granulares esta reducción es pequeña especialmente si se realizan varias pasadas (2 a 3) con un cierto intervalo de tiempo entre las mismas para permitir la disipación de la presión intersticial (desde 1 ó 2 días en gravas bien graduadas hasta 1 a 2 semanas en arenas limosas).

Los impactos se realizan en varias pasadas siguiendo una malla en planta predefinida en cada caso. Cada golpe aporta una energía de impacto igual al producto del peso de la maza (t) por la altura de caída (m), de modo que la energía total se calcula como el sumatorio de la energía de impacto de todas las pasadas dividida por las respectivas áreas de influencia del nudo de cada malla. Como orden de magnitud suele aplicarse una energía de impacto total de 200 t.m/m². La energía por golpe en pasadas normales debería superar las 100 t.m en arenas limosas y las 300 t.m en suelos arcillosos. En las fases iniciales se suelen aplicar mayores energías con mayores alturas de caída de la maza para elevar la velocidad de impacto y afectar profundidades mayores.

La profundidad efectiva de influencia del tratamiento se obtiene a partir de la expresión:

$h = K \cdot (M \cdot H)^{0,5}$; donde M es la masa en toneladas de la maza, H la altura de caída de la maza en metros y K un coeficiente que depende de la naturaleza del terreno a tratar. Según Mitchell este coeficiente oscila entre 0,375 y 0,7 según el terreno sea limoso o granular, mientras que Leonards propone un valor de 0,5 para suelos granulares. Slocombe relaciona dicha profundidad con otros factores, como el estado inicial del suelo o la granulometría, tal y como se muestra en la figura siguiente.



Comúnmente los equipos empleados consisten en mazas de 10 a 20 toneladas soltadas desde alturas de hasta 20 metros (pudiéndose llegar a las 200 t y a los 40 m). Cuando las energías de impacto son del orden de 225 t.m (15 t x 15 m) se habla de tratamiento a gran escala, mientras que en los tratamientos a pequeña escala las mazas suelen oscilar entre 6 y 10 t. Las mazas suelen ser piezas de hormigón armado o una serie de chapas metálicas gruesas unidas, con esquinas achaflanadas y unas dimensiones en planta tales que la masa por unidad de área esté entre 4 y 5 t/m².

Cuando se trata de profundidades de mejora elevadas debe aplicarse el método en una malla de considerable anchura en la primera pasada realizando los impactos de mayor energía, empleando en las posteriores pasadas impactos de menor energía con el fin de tratar las capas más superficiales. Como recomendación general los puntos de golpeo se establecen según mallas cuadradas o triangulares con lados de 5 a 10 metros aplicando de 5 a 10 golpes sucesivos por punto en la primera pasada y disminuyendo el número de impactos según se ejecutan las siguientes pasadas.

Durante la ejecución de las diferentes pasadas de golpes o fases (cuyo número de impactos ha sido previamente calculado) se debe efectuar una observación de la profundidad de los cráteres creados en los puntos de impacto, que en el caso de suelos granulares consisten en un hundimiento de la superficie del terreno alrededor del cráter. El número definido de impactos de cada pasada quedará fijado por el umbral de energía en el que el incremento neto del volumen de huella es nulo.

Tal como se ha dicho en la primera pasada o fase se aplica la mayor energía mientras que las pasadas posteriores, con menor energía de impacto (esto es, menores alturas de caída), se realizan desde los mismos puntos de la primera pasada si se trata de terrenos sueltos de gran espesor con una profundidad de tratamiento importante o bien se emplea una retícula intermedia si hay un estrato duro a una profundidad no muy grande para lograr una mayor uniformidad.

Al final de cada pasada se medirá el volumen total de los cráteres y el asiento medio total con objeto de poder valorar el aumento de densidad producido. Asimismo los cráteres formados debe ser rellenados nuevamente con material granular, nivelando la superficie y determinando el asiento inducido.

Entre las diferentes pasadas debe dejarse el intervalo de tiempo necesario para la disipación de los excesos de presión intersticial, por lo cual suele realizarse un seguimiento de la evolución de dichas presiones mediante piezómetros.

La última fase o pasada corresponde al tratamiento más superficial (denominada “de planchado”) en el que la maza se deja caer desde 2 ó 3 metros dando golpes contiguos o solapados. También se suele recurrir a una compactación superficial por medio de rodillos vibratorios rellenando las huellas con el propio material granular de la plataforma de trabajo y dejándola llana de nuevo.

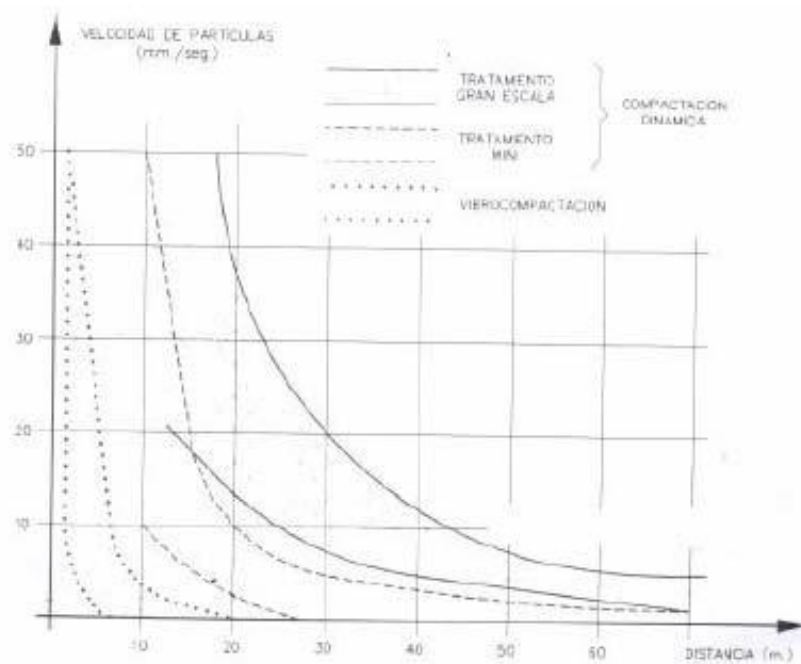
El proceso se repite hasta lograr la compactación exigida, lo cual puede comprobarse mediante la medida del aumento de la densidad a través de la estimación de los volúmenes de los cráteres, la medición topográfica de los asientos medios totales tras cada pasada y acumulados o bien la realización de ensayos ‘in situ’ como SPT, penetrómetros estáticos o dinámicos, presiómetros, etc.

Según Slocombe los asientos inducidos en el caso de suelos arenosos oscilan entre el 3 y el 10 % de la profundidad tratada y en el caso de rellenos arenosos entre el 5 y el 15 %.

La compactación dinámica sólo puede emplearse cuando no hay estructuras cercanas que puedan resultar dañadas por las vibraciones transmitidas al terreno por los impactos. En este sentido habitualmente se consideran los siguientes tres umbrales de afección en función de las velocidades de vibración:

- Daños estructurales: 50 mm/s
- Daños ligeros en acabados: 10 mm/s
- Límite para la sensibilidad de las personas: 2,5 mm/s

En la figura siguiente se muestra un criterio de transmisión orientativo de la velocidad de las partículas propuesto por Slocombe a partir de medidas en campo. Los límites superiores de cada franja suelen presentarse en suelos granulares y nivel freático alto.



En nuestro caso al tratarse de tratamiento a gran escala, (la energía de impacto será alta, tal y como se verá a continuación) para evitar daños estructurales, la zona a compactar dinámicamente debe estar situada al menos a 20 metros de las estructuras (en este caso los cajones del muelle), mientras que si se quieren evitar daños en acabados esta distancia de seguridad debe aumentarse hasta los 45 - 50 metros.

4.2 DIMENSIONAMIENTO DE LA COMPACTACIÓN DINÁMICA

En primer lugar se determinará la profundidad de tratamiento. El calado medio en la zona de tratamiento es aproximadamente de -5,5 metros, mientras que el relleno en la situación final deberá coronar aproximadamente a la cota +1,50 (el resto corresponderá al paquete del firme), lo que significa una profundidad de 7 metros.

Suponiendo un asiento medio del 10 % esto significará que el relleno se coronará antes del tratamiento a la cota +1,5 + 0,70 = +2,25, de manera que la profundidad total será de 7,75 metros.

Aplicando la fórmula: $h = 0,5 \cdot (M \cdot H)^{0,5}$, se obtiene que la energía de impacto deberá ser:

$$E = M \cdot H = (h/0,5)^2 = (7,70/0,5)^2 = 237,16 \text{ t.m}$$

Esto significa emplear una maza de 18 toneladas de peso con una altura de caída de 14 metros.

La superficie de contacto de la maza será de 2,0 x 2,0 m, lo cual da una relación de 4,50 t/m². En el caso que la maza fuera un bloque de hormigón reforzado su altura estaría entorno a los 1,8 metros (en función de la densidad final del hormigón y los refuerzos metálicos de la base).

Con el tratamiento se pretende superar una energía específica de 150 t/m², para lo cual se dispondrán tres pasadas con las siguientes características:

Primera pasada

- Peso de la maza: 18 t
- Altura de caída: 14 m
- Profundidad tratada: $0,5 \times (14 \times 18)^{0,5} = 7,94 \text{ m}$
- Número de impactos: 7
- Energía total: $7 \times 18 \text{ t} \times 14 \text{ m} = 1.764 \text{ t.m}$
- Distancia entre puntos de aplicación: 5 x 5 m²
- Energía media: $1.764 \text{ t.m} / 25 \text{ m}^2 = 70,56 \text{ t.m/m}^2$

Segunda pasada

- Peso de la maza: 18 t
- Altura de caída: 14 m
- Profundidad tratada: $0,5 \times (14 \times 18)^{0,5} = 7,94 \text{ m}$
- Número de impactos: 6
- Energía total: $6 \times 18 \text{ t} \times 14 \text{ m} = 1.512 \text{ t.m}$
- Distancia entre puntos de aplicación: 5 x 5 m² (en este caso los puntos de la malla de 5 x 5 m² estarán situados en el centro de la malla de la primera pasada).
- Energía media: $1.512 \text{ t.m} / 25 \text{ m}^2 = 60,48 \text{ t.m/m}^2$

Tercera pasada (de planchado)

- Peso de la maza: 18 t
- Altura de caída: 2 m
- Profundidad tratada: $0,5 \times (2 \times 18)^{0,5} = 3 \text{ m}$
- Número de impactos: 5
- Energía total: $5 \times 18 \text{ t} \times 2 \text{ m} = 180 \text{ t.m}$
- Distancia entre puntos de aplicación: 2,5 x 2,5 m²
- Energía media: $180 \text{ t.m} / 6,25 \text{ m}^2 = 28,8 \text{ t.m/m}^2$

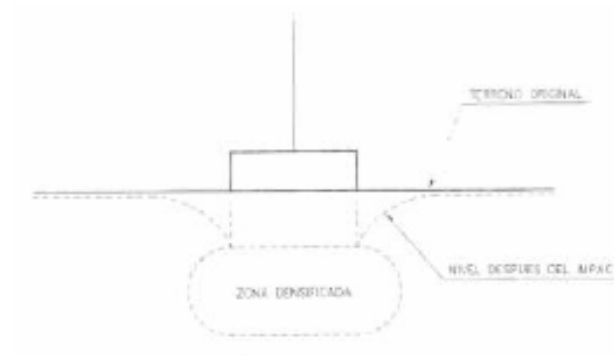
Energía media total: $70,56 + 60,48 + 28,8 = 159,84 \text{ t.m/m}^2$

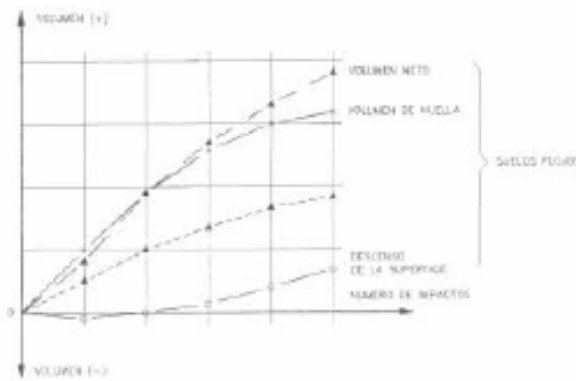
La zona objeto de compactación dinámica deberá estar situada a una distancia de 40 metros de la línea de cajones (20 metros para evitar daños estructurales más un margen de seguridad de 2).

4.3 SEGUIMIENTO DEL PROCESO DE COMPACTACIÓN DINÁMICA

Con objeto de efectuar el seguimiento del proceso de compactación dinámica y en su caso modificar los parámetros de diseño (en especial el número de impactos de la primera pasada) se efectuarán las siguientes operaciones:

- Control geométrico de la profundidad de las huellas con objeto de analizar su evolución con el número de impactos y su ajuste a una curva del tipo de la de la figura siguiente en la que se muestra la respuesta volumétrica de los suelos granulares.





realización de la compactación dinámica, hace más indicado el método de precarga como sistema adecuado para la consolidación de la terminal.

No perdemos de vista el hecho de que si el periodo de consolidación de los rellenos en cada etapa de precarga fuera excesivo (mayor de un mes y medio) habría que cambiar en ciertas áreas, la precarga prevista por el tratamiento de compactación dinámica, puesto que podría quedar comprometido el plazo final de la obra, de no proceder de esta forma.

Además la naturaleza granular de los rellenos hace perfectamente viable el empleo de la compactación dinámica como método de consolidación. Si fueran de naturaleza cohesiva la bondad de este método estaría seriamente comprometida.

Por tanto se considera la mejora del terreno mediante precarga hasta la cota +8,00m mediante empleo de material granular de peso específico seco igual o superior a 1,60 t/m³.

- Este control se realizará especialmente en las primeras diez huellas de cada pasada con objeto de ajustar el número de impactos realmente necesario de cada pasada de manera que éste se fijará finalmente como aquél en el que el incremento de la profundidad o del volumen de huella sea despreciable (< 5 %). Asimismo se realizará en un 10 % del resto de las huellas.
- Comprobación del aumento de la densidad del terreno, a partir del control geométrico anterior.
- Medición topográfica de los asientos logrados en cada pasada y del asiento medio total de la superficie después de finalizar el tratamiento. Según Slocombe (1.993) en rellenos arenosos el asiento inducido por este proceso debería estar entre el 5 y el 15 % de la altura de relleno.

4.4 ENSAYOS A REALIZAR ANTES Y DESPUÉS

Con objeto de verificar la efectividad del proceso de compactación dinámica se propone realizar los mismos ensayos 'in situ' que para el proceso de precarga:

- Una vez efectuado el relleno a la cota +1,5 (el metro restante hasta la cota de explanada corresponde al paquete de firme) y antes del inicio de la compactación dinámica se efectuarán ensayos SPT (Standard Penetration Test) o en su defecto ensayos de Penetración Dinámica DPSH.
- Una vez finalizado el proceso de compactación dinámica se efectuarán de nuevo ensayos SPT (Standard Penetration Test) o bien ensayos de Penetración Dinámica DPSH en los puntos en los que fueron realizados previamente, con objeto de comprobar la evolución del número de golpes N y a partir de él la variación de diversos parámetros relacionados por fórmulas empíricas con el valor de N.
- Finalmente con objeto de determinar la categoría de la explanada para el posterior dimensionamiento de los pavimentos será necesario efectuar tras la precarga una serie de ensayos de placa de carga con objeto de determinar los módulos de compresibilidad E tanto en el primer ciclo de carga (E1) como en el segundo ciclo de carga (E2), ya que de acuerdo con la ROM 4.1-94 la categoría de explanada depende de los valores de E2 y E2/E1. Se estima necesario realizar estos ensayos en una matriz de aproximadamente 100 x 100 metros.

5 ELECCIÓN DEL MÉTODO ADECUADO

La elección de un método de mejora del terreno se realiza en función de diversos criterios técnicos y económicos.

La granulometría final del material de relleno será condicionante para la elección del tipo de tratamiento adecuado a emplear. No obstante se dispone de la experiencia previa en la terminal de contenedores de la Ampliación Norte del Puerto de Castellón, donde se empleó como método de consolidación del relleno hidráulico el de precarga, con buenos resultados.

Ello unido a que en la zona de al menos 40 m desde la línea de cantil hacia el interior de la explanada es inviable la

Valencia, Junio 2.015
AUTOR DEL PROYECTO

Fdo. F. Roberto Ponce Nuévalos

