

Jornada sobre Mejora del Terreno de Cimentación

Madrid, 16 de Diciembre de 2003

VIBROFLOTACIÓN. COLUMNAS DE GRAVA.

Luis Ortuño Abad

Uriel y Asociados, S.A.

Prof. Asociado. ETSICCP. UPM

ÍNDICE

Pag.

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.	1
2.- VIBROFLOTADOR.	2
3.- PROCEDIMIENTOS DE EJECUCIÓN.	3
3.1.- SUELOS GRANULARES. VIBROCOMPACTACIÓN.	4
3.2.- APLICABILIDAD DE LA VIBROCOMPACTACIÓN. INTRODUCCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA.	7
3.3.- SUELOS FINOS. VIBROSUSTITUCIÓN Y VIBRODESPLAZAMIENTO. ...	8
3.3.1.- Vibrosustitución (Vibroflotación por vía húmeda).	9
3.3.2.- Vibrodesplazamiento. (Vibroflotación por vía “seca”).	13
3.3.3.- Empleo de vibroflotadores especiales.	15
3.3.4.- Otros procedimientos.	17
4.- UTILIZACIÓN DE LOS MÉTODOS DE VIBROFLOTACIÓN. CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS.	19
5.- DISEÑO DE TRATAMIENTOS DE VIBROFLOTACIÓN.	20
5.1.- INTRODUCCIÓN. DEFINICIONES GEOMÉTRICAS BÁSICAS.	20
5.2.- SUELOS GRANULARES. VIBROCOMPACTACIÓN	22
5.2.1.- Consideraciones iniciales.	22
5.2.2.- Diseño mediante zonas de ensayo.	25
5.2.3.- Método “compozer”. Japón.	27
5.3.- SUELOS CON MÁS DEL 15% DE FINOS. COLUMNAS DE GRAVA.	30

5.3.1.- Introducción	30
5.3.2.- Mecanismos de rotura básicos. Columnas aisladas.....	30
5.3.3.- Grupos de columnas. Concentración de tensiones.	33
5.3.4.- Aceleración de asientos.....	37
5.3.5.- Efecto de la instalación de las columnas sobre las características resistentes del suelo original.....	39
5.3.6.- La inclusión de columnas grava en la mejora de la estabilidad al deslizamiento.....	40
5.3.7.- Modelos y métodos de cálculo. Capacidad de carga y asiento. 45	
5.3.8.- Otros modelos.	56
5.4.- CONSIDERACIONES FINALES SOBRE EL DISEÑO.	63
6.- BIBLIOGRAFÍA.....	66

VIBROFLOTACIÓN Y COLUMNAS DE GRAVA

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.

La necesidad de construir en zonas donde hasta hace poco hubiera sido casi impensable debido a la mala calidad de los suelos, ha dado lugar a un gran desarrollo de los llamados métodos de mejora del terreno. Las técnicas de vibroflotación sobre las que versarán estas líneas, consisten básicamente en conseguir dicha mejora mediante la ayuda de un vibrador especial que se introduce en el suelo.

Si bien algunas referencias parecen localizar su origen en Francia allá por 1830, su origen “moderno” y más conocido proviene de Alemania en la década de los años 30, cuando la compañía Jöhan Keller comenzó a realizar tratamientos de **vibrocompactación**, consistentes en la densificación de arenas sueltas mediante dispositivos especiales de vibración que se introducían en el terreno (vibroflotadores).

El desarrollo posterior del método dio lugar a diferentes procedimientos de trabajo, función del tipo de terreno a mejorar y de las condiciones del nivel freático. Así surgieron denominaciones adicionales a la **vibrocompactación**, tales como **vibrosustitución** o **vibrodesplazamiento**.

Los procedimientos de vibroflotación resultan muy versátiles y permiten tratar el terreno hasta unos 30 m bajo la superficie, lo que les puede hacer especialmente interesantes en comparación con otros métodos, como la compactación dinámica o los “puits ballastés”. Tan sólo pueden encontrar alguna dificultad en el caso de existir grandes bolos o restos de demoliciones.

Los objetivos principales que pueden alcanzarse en mayor o menor medida con los tratamientos de mejora mediante vibroflotación son los siguientes:

- Aumento de la capacidad de carga del terreno.
- Reducción de asentos.
- Aceleración del proceso de consolidación (suelos cohesivos).

- Aumento de la estabilidad frente al deslizamiento (terraplenes).
- Disminución del riesgo de licuefacción (arenas flojas).

2.- VIBROFLOTADOR.

En la figura 1 se muestra de forma esquemática un vibroflotador. Se trata de un cilindro metálico de unos 35 a 45 cm de diámetro, de 2 a 4,5 m de longitud y de 2 a 4 t de peso, en cuyo interior se aloja un motor eléctrico o hidráulico. El motor hace girar una serie de masas excéntricas respecto a un eje vertical, induciendo así vibración y fuerza lateral al terreno.

En los laterales del vibrador se disponen unas aletas, cuyo objetivo es evitar el giro del aparato. Por encima del mismo se disponen unos pesados tubos de prolongación, separados del vibrador por medio de un aislador de vibraciones de menor diámetro.

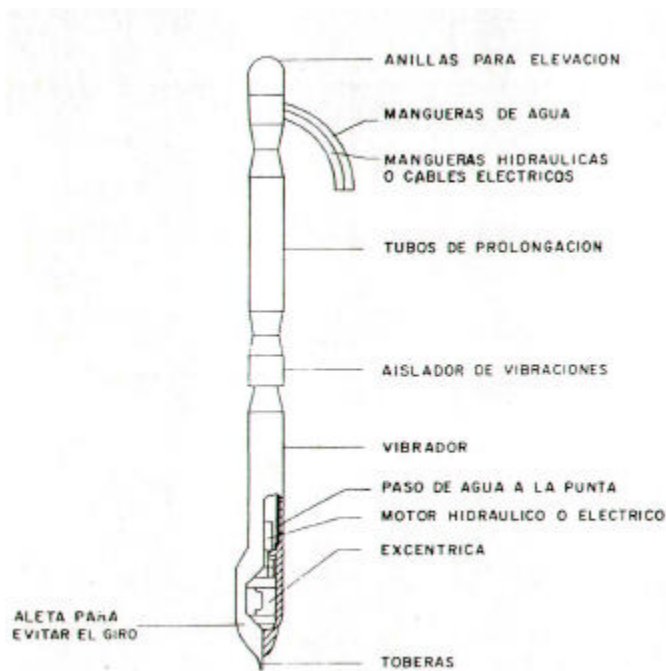


Figura 1: Esquema y partes de un vibroflotador

En la versión más convencional se cuenta finalmente con unas toberas de expulsión de agua, tanto en la punta como en los laterales del vibrador.

En los equipos normales empleados en suelos blandos la potencia oscila entre 35 y 100 Kw. Con dispositivos más potentes, de hasta 160 Kw, se pueden llegar a tratar rellenos de escombros. La frecuencia de vibración empleada depende del tipo de aparato y de la experiencia propia de cada compañía especializada. En general se estima que las frecuencias elevadas (del orden de 3000 rpm) y las amplitudes reducidas (7 a 10 mm) son especialmente adecuadas para el tratamiento de suelos blandos. Las fuerzas laterales de impacto originadas varían de 10 a 30 t.

Desde el punto de vista de la ejecución, el vibrador se suspende libremente de la pluma de una grúa y se introduce en el terreno. A modo de ejemplo, para conjuntos vibrador-tubos de prolongación de unos 10 m de longitud total (elevación en pluma de unos 12 m) , suele ser suficiente el empleo de grúas de 40 toneladas.

La penetración en el terreno se lleva a cabo gracias al peso propio del aparato, ayudado por la vibración y, dependiendo del método, por chorros de agua expulsados desde su punta y sus laterales. Algunos vibradores más modernos van montados sobre maquinaria autónoma que incorpora sistemas de empuje hidráulico y no requieren el empleo de grúa.

3.- PROCEDIMIENTOS DE EJECUCIÓN.

Habida cuenta que las técnicas a emplear dependen directamente de la naturaleza del terreno, se puede efectuar una primera división en dos grandes grupos en función de si el suelo a tratar se considera granular o cohesivo. Como se describe más adelante, a los efectos de la vibroflotación la frontera entre ambos tipos de suelo no es la habitual, estableciéndose en función de un determinado contenido de finos (porcentaje en peso de partículas de diámetro inferior a 0,08 mm).

3.1.- Suelos granulares. Vibrocompactación.

Como se ha señalado, históricamente el primer método basado en introducir un vibrador en el terreno se dirigió a la densificación de suelos granulares flojos, no cohesivos.

Desde un punto de vista operativo (figura 2), el vibrador se introduce en el terreno bajo la acción de su propio peso. Las lanzas de agua, empleadas con baja presión y alto volumen, facilitan la penetración y arrastran y evacúan el suelo suelto por el hueco anular que queda alrededor del vibrador. El flujo de agua permite además mantener estables las paredes del agujero y refrigerar el motor.

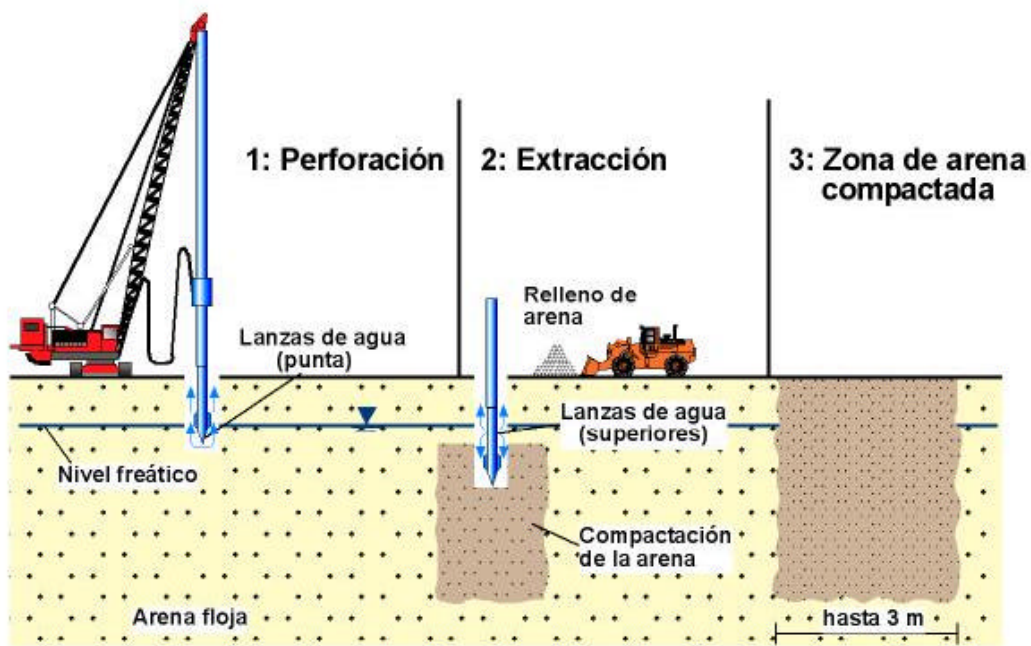


Figura 2: Fases del proceso de vibrocompactación (adaptada de Greenwood & Thomson, 1984)-

Para penetraciones muy profundas puede ser necesaria la inyección de agua a varias alturas en el tubo de prolongación, a fin de facilitar la expulsión de la suspensión de arena en agua. Si no se empleara lanza de agua, la compactación provocada por el vibrador durante su descenso podría ser tan fuerte que la penetración resultase imposible. En suelos secos, el agua reduce la fricción intergranular y favorece grandemente la penetración. La reducción de la fricción intergranular es general y ayuda a la compactación.

La penetración del vibrador es bastante rápida (de algunos a bastantes minutos, dependiendo de la profundidad a tratar, de la naturaleza del suelo y del propio equipo). Con altas frecuencias de vibración se mejora la penetrabilidad; pero se empeora el efecto de compactación.

Cuando se alcanza la profundidad deseada, el vibrador se eleva lentamente en tramos o escalones de unos 60 a 120 cm. Durante el ascenso se cierra la salida de agua por la punta del vibrador y se emplean sólo las lanzas laterales. En esta fase se inyecta poco volumen de agua a alta presión, lo que hace caer la arena de los laterales del hueco practicado. Del mismo modo, durante el ascenso se puede verter arena bien graduada desde la superficie, dejándola caer por el espacio anular entre el vibrador y el hueco. De nuevo, las lanzas laterales de agua ayudan a que esta arena llegue al fondo.

Tras cada escalón de ascenso se introduce de nuevo el vibrador en la arena suelta del fondo, y se mantiene así un cierto tiempo haciéndolo vibrar, sin variar su posición y sin permitir que descienda. De esta forma se consigue una gran densificación de cada tramo y de sus alrededores. El tiempo de vibrado por tramo suele ser del orden de 1 a 2 minutos, si bien se suele establecer en cada momento hasta que el consumo de energía, que crece con la compactación, llega a un valor prefijado. Obviamente es importante no hacer descender el vibrador en exceso penetrando en tramos ya tratados, ya que en los niveles previamente compactados se puede obtener una falsa indicación de consumo de energía.

Como evidencia de densificación conseguida, y de la disminución de volumen lograda, es habitual observar la formación de un cono de depresión en superficie, alrededor del vibrador (Figura 3). Dependiendo de la naturaleza del suelo y del equipo empleado, en materiales granulares se alcanzan diámetros de suelo compactado de hasta 3 m o más.

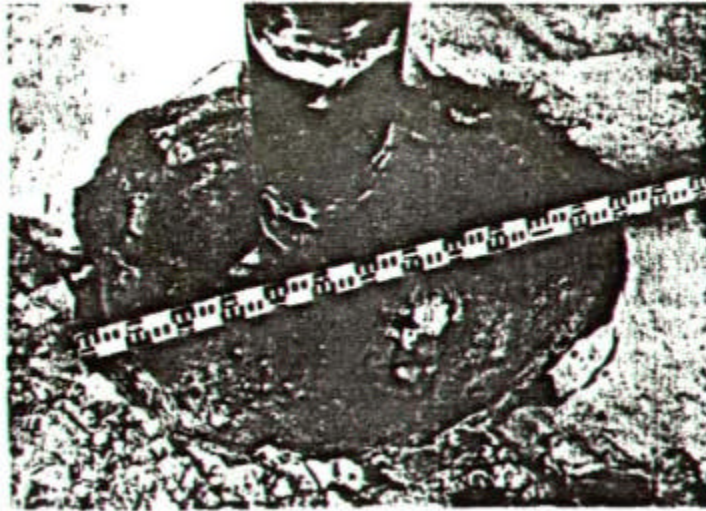


Figura 3: Depresión cónica en superficie causada por la compactación.

La vibroflotación se aplica en puntos de una malla regular, triangular o cuadrada, si bien la más normal es la malla triangular equilátera, con la que se logra la mejor uniformidad de resultados. En este sentido hay que tener en cuenta que el efecto de compactación decrece con la distancia al punto de aplicación y que, para una misma densidad de puntos de tratamiento por unidad de área, la distancia al punto pésimo (centro de los triángulos o cuadrados de la malla) es mínima en la malla triangular equilátera.

La separación entre puntos de tratamiento suele variar entre 1,80, y 3 m. Los factores que influyen en ello son la curva granulométrica, la forma de los granos y la posible cementación (improbable en rellenos). Esta cementación queda rota con las vibraciones y con la lanza de agua, y éste es un inconveniente de los métodos

dinámicos frente a los estáticos. Del mismo modo, la efectividad del procedimiento depende directamente del tipo de vibrador empleado.

Con una buena aplicación del método, se logran siempre densidades relativas del 70 al 80%.

3.2.- Aplicabilidad de la vibrocompactación. Introducción de columnas de grava.

De acuerdo con la experiencia, cuando el contenido de limos y arcillas (expresado como el tanto por ciento en peso de partículas de suelo de diámetro inferior a 0,08 mm) es superior a un 15 a 18%, el procedimiento de vibrocompactación anteriormente descrito no proporciona buenos resultados.

Este efecto es debido a que, a partir del citado contenido de finos, el suelo que circunda el vibrador no es arrastrado por la vibración y las lanzas de agua hacia el hueco, y el agua empleada tampoco drena fácilmente del suelo natural que pueda compactarse en el hueco. En definitiva, no se consigue apenas mejora fuera de los puntos específicos de tratamiento.

Ante este hecho surgió la idea de verter y vibrar (densificar) grava en los huecos practicados con el vibroflotador. Las “columnas de grava” así ejecutadas, embutidas en el terreno e imbricadas con éste, dan lugar a un comportamiento “mixto” del sistema suelo-columnas, aumentando sustancialmente la rigidez y la resistencia del conjunto. Además, las columnas constituyen excelentes drenes para acelerar la consolidación del suelo cohesivo.

En la figura 4 se incluye a modo de ejemplo uno de los criterios habitualmente empleados para distinguir los suelos susceptibles de mejora por medio de técnicas de vibroflotación. Los husos granulométricos A y B serían los especialmente indicados para la vibrocompactación, mientras que el huso C correspondería a un caso límite entre la vibrocompactación y la ejecución de columnas de grava. Los suelos

englobados en la zona D serían finalmente sólo mejorables mediante columnas de grava.

Ahondando algo más en este aspecto, se puede estimar que, en realidad, los mejores suelos para tratar mediante vibrocompactación sería los granulares con menos del 10 % de finos. En este tipo de terrenos la vibración con ayuda de lanzas de agua tiene un efecto muy notable y resulta tremendamente efectiva. Al aumentar el contenido de finos hasta el 15 a 18 %, el procedimiento de vibrocompactación aún resulta aplicable, si bien los consumos de energía y los tiempos de tratamiento suelen ser mayores.

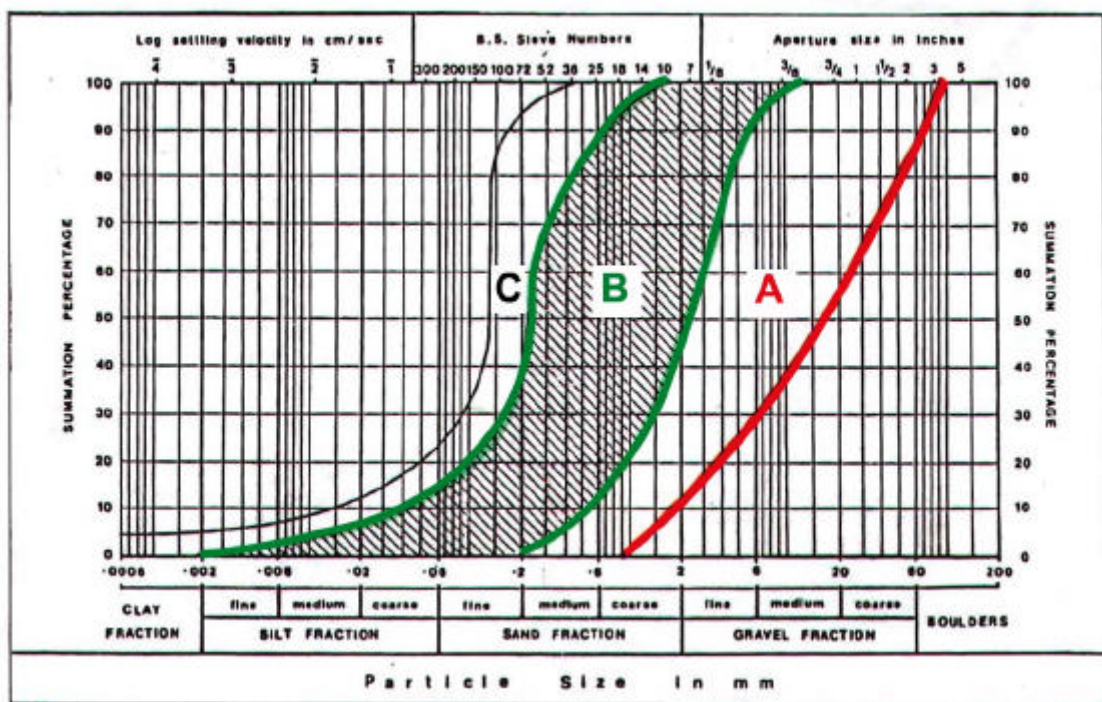


Figura 4: Husos granulométricos para la aplicación de técnicas de vibroflotación (según Glover, 1982).

3.3.- Suelos finos. Vibrosustitución y vibrodesplazamiento.

Una vez comprobada la naturaleza del terreno y decantado el tipo de tratamiento por la ejecución de columnas de grava, el procedimiento a seguir depende de nuevo del

tipo específico de suelo y de las condiciones del agua subálvea. En este sentido se pueden distinguir dos técnicas principales:

3.3.1.- Vibrosustitución (Vibroflotación por vía húmeda).

Este procedimiento es aplicable en el caso de suelos blandos cohesivos en los que las paredes laterales del hueco practicado por el vibrador no resultarían autoestables, o en el caso de que el nivel freático se encuentre alto y sea preciso penetrar bajo él. El rango habitual de resistencias al corte sin drenaje del terreno para que este tipo de tratamiento sea aplicable oscila entre 20 y 50 kPa, llegando ocasionalmente a 15 kPa. En la figura 5 se muestra el procedimiento operativo de forma esquemática.

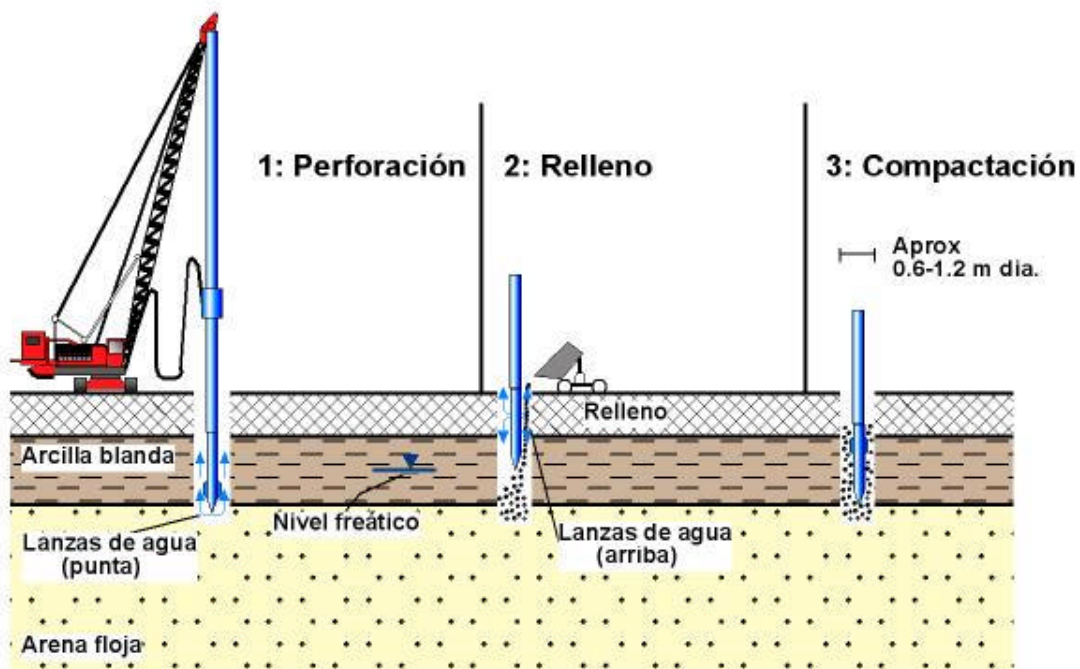


Figura 5: Fases de la vibrosustitución (adaptada de Greenwood & Thomson, 1984).

El vibrador penetra en el suelo por efecto de su peso propio y la vibración, ayudado por unas lanzas de agua situadas en la punta y en la parte superior del aparato. El

flujo continuo de agua facilita el mantenimiento de la estabilidad del hueco practicado en el suelo y el arrastre y evacuación del detritus generado (de ahí el nombre de vibrosustitución). Adicionalmente y como ya se ha indicado, el agua permite refrigerar el motor, lo que puede ser un factor relevante en el caso de motores eléctricos.

Una vez alcanzada la profundidad deseada se procede a subir y bajar el vibrador unas cuantas veces (2 ó 3) inyectando al mismo tiempo con las lanzas de agua. Esto permite limpiar el hueco removiendo y eliminando el detritus, e incluso agrandar ligeramente el agujero. Cuando existen capas de suelos orgánicos suele ser necesario repetir más veces este proceso hasta asegurar su eliminación.

Tras la limpieza del hueco se procede a rellenarlo con la grava. Este proceso se lleva a cabo por tramos o escalones de 30 a 120 cm. Se cierran las lanzas de agua de la punta del vibrador y se mantienen en funcionamiento las laterales, se eleva el aparato la altura del escalón prefijado y se vierte grava en el hueco desde la superficie.

Lógicamente la grava puede tender a acodarse por efecto arco entre las paredes de la perforación y el tubo de prolongación o el propio vibrador, lo que se evita gracias a la vibración, al flujo de agua a presión de las boquillas laterales superiores y subiendo y bajando el vibrador aproximadamente medio metro. La vibración provoca la penetración de la grava en el terreno natural de los lados de la perforación. Si el suelo tiende a colapsar por inestabilidad de las paredes, el flujo de agua y el movimiento de la grava remueven el material fino y permiten a la grava expandirse hasta alcanzar el equilibrio.

La penetración repetida del vibrador en la grava depositada en cada tramo permite densificarla e imbricarla con el terreno circundante. La resistencia encontrada al hacer penetrar el vibrador (medida a través del consumo de energía) indica cuando se llega al fin de cada escalón de ascenso y relleno. La experiencia indica que para que el resultado sea satisfactorio, es muy importante conseguir que la base de las columnas sea muy robusta. Por ello es frecuente emplear más tiempo y energía de vibrado de esta zona.

Debido al desplazamiento lateral de la grava durante el proceso de vibrado, generalmente el diámetro de las columnas es mayor que el del hueco inicial. Además, dicho diámetro también resulta variable en altura, correspondiendo lógicamente los mayores diámetros a las zonas más blandas. Por último, cerca de la superficie las columnas también muestran diámetros mayores debido al escaso confinamiento lateral del suelo circundante, lo que permite a la grava penetrar más en él.

Con todo, los diámetros medios de las columnas construidas suele oscilar entre 0,8 y 1,2 m, dependiendo del tipo de suelo, de su resistencia al corte sin drenaje, del tamaño de la grava, del tipo de vibrador y del proceso constructivo seguido. Esta abundancia de variables hace necesario llevar a cabo un adecuado control de ejecución, debiendo estimarse el diámetro de las columnas conseguidas a partir del consumo de grava y de alguna estimación razonable de la densidad alcanzada.

Por lo que se refiere a las características del relleno a emplear, existen varios criterios al respecto. En general es mejor la grava de granulometría uniforme, con tamaño entre 25 y 50 mm. Existen no obstante criterios algo más elaborados en los que se proporcionan husos granulométricos específicos, como los mostrados en la tabla de la figura 6.

Apertura tamiz (pulgadas)	Apertura tamiz (mm)	Alternativa 1 (% que pasa)	Alternativa 2 (% que pasa)	Alternativa 3 (% que pasa)	Alternativa 4 (% que pasa)
4	101,6			100	
3,5	88,9			90-100	
3	76,2	90-100			
2,5	63,5			25-100	100
2	50,8	40-90	100		65-100
1,5	38,1			0-60	
1	25,4		2		20-100
0,75	19,05	0-10		0-10	10-55
0,5	12,7	0-5		0-5	0-5

Figura 6: Husos granulométricos de la grava a emplear en las columnas (según FHA, 1983).

Con relación a estos husos, en el documento de la FHA se señala que en general las alternativas 1 y 2 son las más habituales. Como puede apreciarse, corresponden a

una grava muy uniforme de tamaño medio del orden de 40 a 50 mm. En el caso de que el suelo contenga suelos orgánicos blandos, se emplearía la alternativa 3 junto con una construcción rápida. Si ello no fuera efectivo, se acudiría a la alternativa 3. Finalmente, las alternativas 2 y 4 sería aplicables en casos en los que no se dispusiera de grava con tamaños suficientemente gruesos.

Como en la vibrocompactación, la disposición en planta de columnas suele ajustarse a una malla triangular equilátera, si bien lógicamente la distribución final dependerá de lo que se vaya a cimentar sobre ellas, de los asientos admisibles, etc. En cualquier caso los espaciamientos normales suelen oscilar entre 1,50 y 3,00 m.

Cuando el suelo blando aflora en superficie o cuando el nivel freático se encuentra muy alto, es frecuente preparar previamente una plataforma de trabajo. Para ello se extiende una capa de material granular (arena, grava, etc), de unos 60 a 100 cm de espesor. Además de facilitar las operaciones y la traficabilidad, esta capa permite reforzar lateralmente las columnas en su parte superior, donde cuentan con menor confinamiento lateral. Por otra parte, también puede servir para repartir las tensiones de las obras a construir sobre el suelo reforzado con columnas, así como para cumplir la función de manto drenante superior en situaciones en las que la disipación de presiones intersticiales sea relevante. De hecho y con estos fines, cuando no es necesario crear una plataforma para trabajar y ejecutar las columnas, ésta se suele construir a posteriori.

Para finalizar con esta descripción se debe indicar que un posible inconveniente de la vibrosustitución deriva del gran volumen de agua necesario para llevar a cabo las columnas. Además, una vez empleada, este agua suele llevar en suspensión cantidades importantes de suelo, lo que puede a su vez dar lugar a inconvenientes en cuanto a las condiciones de vertido en función de las regulaciones medioambientales de cada zona.

3.3.2.- Vibrodesplazamiento. (Vibroflotación por vía “seca”).

Cuando los suelos (cohesivos) a tratar son estables, no sensitivos, y cuando el nivel freático se encuentra suficientemente bajo, se puede emplear el método llamado de vibrodesplazamiento o vibroflotación por vía seca para la formación de columnas de grava compactada. La ventaja fundamental de este procedimiento con respecto al anterior deriva de que el empleo de las lanzas de agua para ayudar en la penetración y estabilización del agujero practicado ya no es necesario.

Para ello es preciso lógicamente que el hueco abierto con el vibrador sea autoestable, lo que a su vez obliga a contar una suficiente resistencia al corte sin drenaje del suelo natural, que ha de situarse al menos entre 30 y 60 kPa. En este mismo sentido, el nivel freático ha de encontrarse suficientemente profundo, por debajo de la máxima profundidad de tratamiento.

Este sistema puede ser especialmente adecuado para mejorar rellenos en zona urbana, donde el empleo de grandes cantidades de agua y su evacuación posterior con suelo en suspensión puede resultar complicada. Del mismo modo puede ser muy apropiado para la mejora de suelos semisaturados. En la figura 7 se muestran las fases principales del procedimiento a seguir.

El vibrador penetra en el terreno, desplazándolo lateralmente por efecto de la vibración y de su peso propio. Durante la penetración se puede además inyectar aire comprimido por la punta del vibrador, lo que ayuda a mantener estable el agujero. El aire comprimido no ayuda a la penetración (de hecho, si la presión de aire es excesiva puede causar daño a la estructura de arcillas normalmente consolidadas). Sirve sobre todo para aliviar la succión causada por el movimiento del propio vibrador en la perforación.

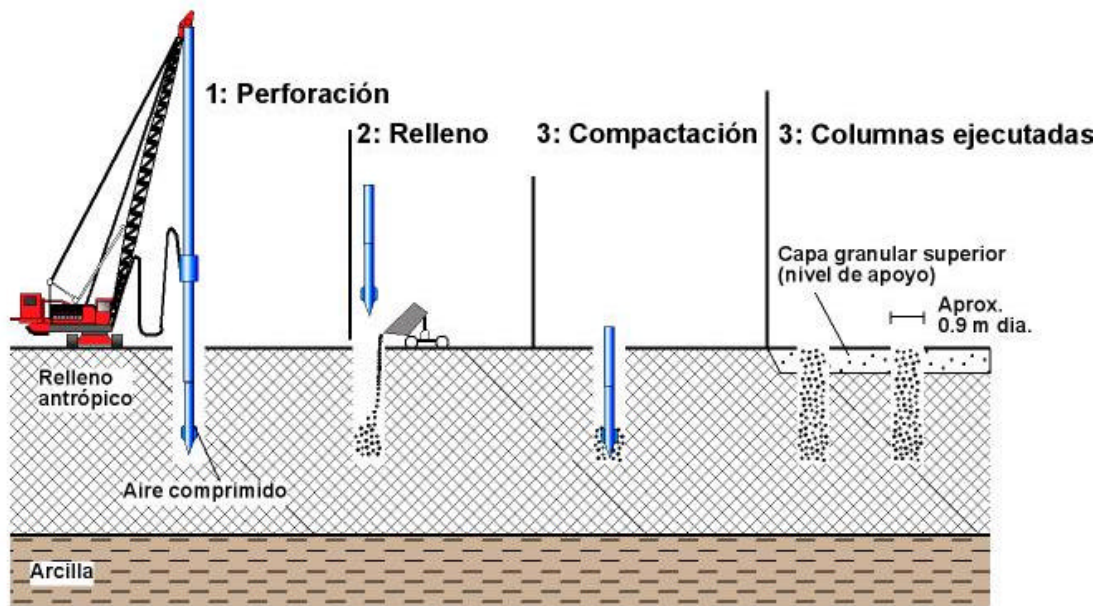


Figura 7: Fases del vibrodesplazamiento (adaptada de Greenwood & Thomson, 1984).

Una vez que se ha alcanzado la profundidad deseada, se extrae el vibrador y se procede a un primer relleno de grava (del orden de medio metro de altura cuando está compactado). Se introduce de nuevo el vibrador y se compacta la grava, como con una maza vibratoria, produciendo un desplazamiento de la misma hacia abajo y lateralmente. Este proceso se repite cuantas veces sea necesario hasta completar la columna. Durante las extracciones, la succión generada por el vibrador en su movimiento ascendente tiende a provocar inestabilidad de las paredes de la perforación en niveles inferiores. La inyección de aire comprimido compensa la succión y ayuda al izado del vibrador.

De acuerdo con los criterios más habituales el material de relleno a emplear debe ser grava bien graduada, angular, con tamaños entre 10 y 100 mm. Puede ser grava natural o piedra partida y, en general, cualquier material duro y limpio (p.e., escoria). Se logra un íntimo contacto entre la grava compactada y el suelo natural de alrededor,

deformado por tensiones cortantes. Tamaños de la grava inferiores a 10 mm., dificultan o evitan la deseable interpenetración grava-arcilla.

Un diámetro ordinario de estas columnas de grava es de 60 cm. Con un mismo vibrador, el diámetro de las columnas resultantes es menor por vía seca que por vía húmeda.

Finalmente, los aspectos relativos a la ejecución de una plataforma previa de trabajo o a la distribución de los puntos de tratamiento resultan análogos a los ya comentados en apartados anteriores.

3.3.3.- Empleo de vibroflotadores especiales.

Con el fin de paliar los inconvenientes asociados al empleo de grandes cantidades de agua, varias empresas especializadas han desarrollado vibroflotadores especiales con los que se pueden ejecutar columnas por “vía seca” (o con muy poca adición de agua) en terrenos muy blandos, no autoestables, o en zonas de nivel freático elevado.

Lo que distingue a este tipo de vibroflotadores especiales es el hecho de poder efectuar el vertido de la grava directamente por la punta del aparato, bien sea a través de un hueco central en el mismo, bien a través de un tubo adicional adosado lateralmente al vibroflotador. En la figura 8 se muestra uno de estos equipos, y en la 9 se recogen esquemáticamente las fases de ejecución.

El proceso a seguir es análogo al vibrodesplazamiento. Así, el vibrador penetra en el terreno por su propio peso, ayudado por la vibración y por lanzas de aire comprimido situadas en la punta. El mismo vibrador, que no se retira, sirve de revestimiento de la perforación, con lo que el hueco practicado se puede mantener estable.

Una vez alcanzada la profundidad deseada se eleva ligeramente el vibrador, en escalones de 30 a 100 cm, dejando caer la grava directamente desde la punta del aparato. Durante dicha elevación se inyecta aire con el fin de evitar que el suelo circundante penetre en el tubo o caiga al agujero.

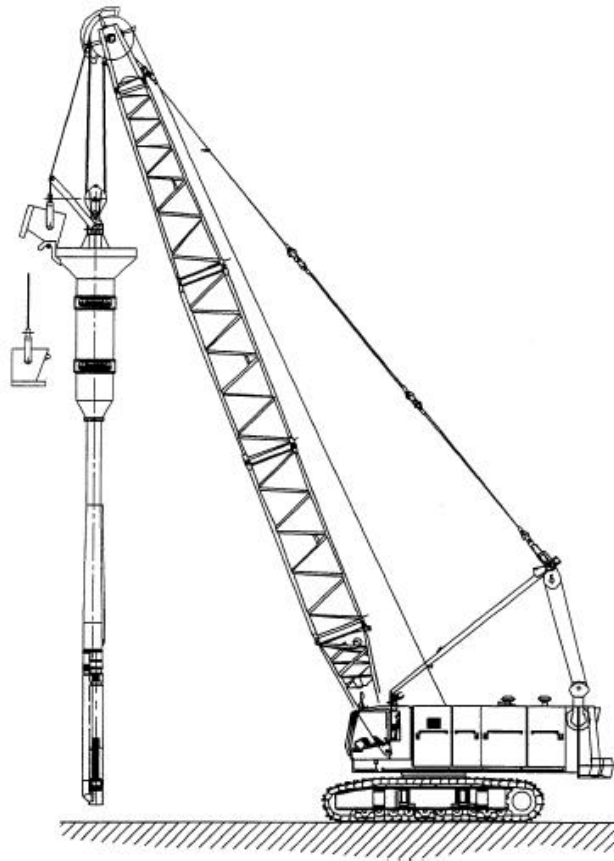


Figura 8: Equipo especial para “alimentación de grava en fondo” (“Dry bottom feed”). Tomado de Vibro Systems Inc.

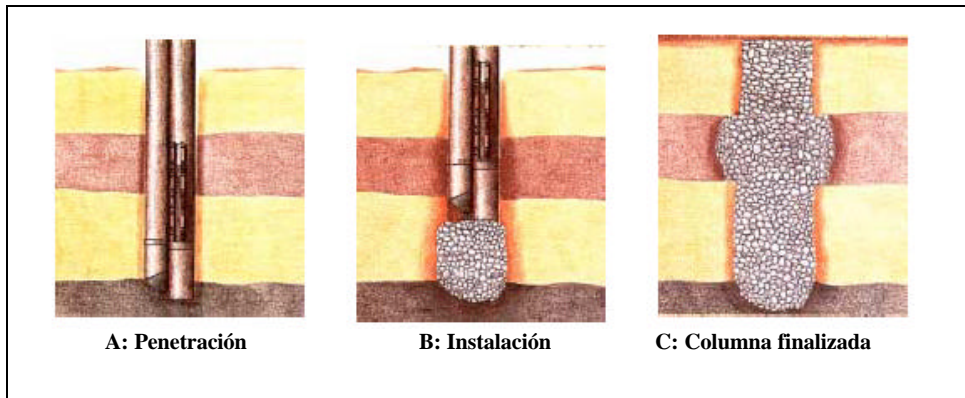


Figura 9: Fases de ejecución de las columnas con “alimentación de grava en fondo”. Tomado de Vibro Systems Inc.

Cada tramo relleno con grava se compacta introduciendo en él el vibrador. Dependiendo del diámetro de columna deseado, del tipo de suelo, etc., esta operación se repite algunas veces con el fin de densificar la grava y desplazar lateralmente el terreno circundante. Como en los procedimientos anteriores, el consumo de energía necesario sirve de indicador del grado de compactación alcanzado.

Basado en este procedimiento de alimentación de grava en fondo se han desarrollado últimamente algunas patentes para la ejecución de columnas de grava bajo lámina agua, en lecho marino por ejemplo, lo que permite ampliar sustancialmente el alcance de estos procedimientos.

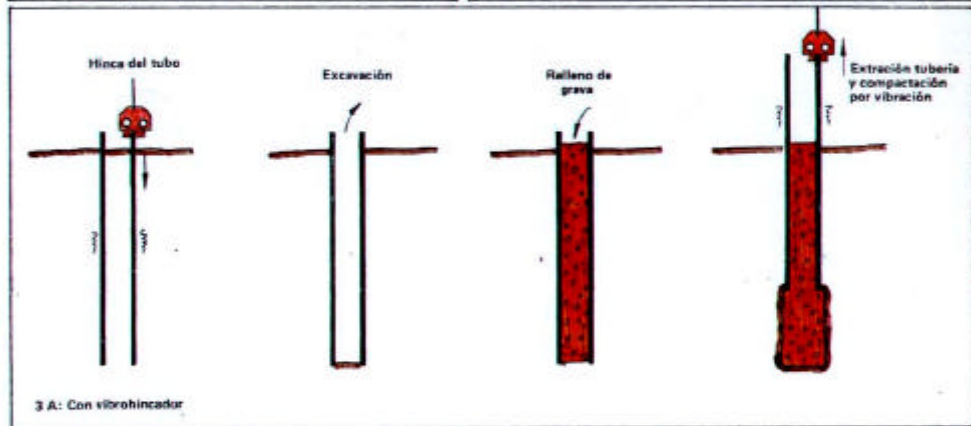
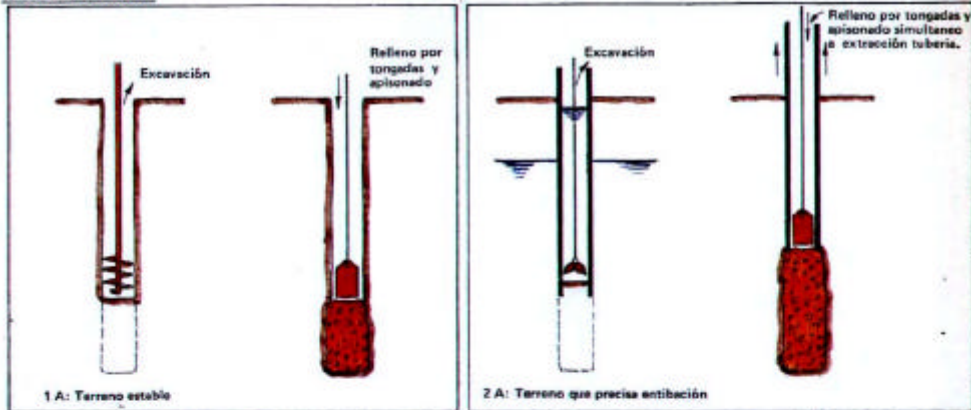
3.3.4.- Otros procedimientos.

Si bien las técnicas específicas de vibroflotación hacen uso de vibradores o vibroflotadores especiales como los descritos, obviamente es posible construir columnas de grava (o de arena) mediante otros procedimientos más o menos convencionales.

En la figura 10 se muestran algunos de las posibilidades existentes en este sentido. Dado que resulta por sí misma suficientemente ilustrativa, no se insistirá sobre ella. Resulta interesante destacar en cualquier caso que en Japón se ha desarrollado y empleado con enorme profusión el procedimiento basado en la hincada de una tubería mediante un vibrador pesado en cabeza. En este caso el relleno por el interior del tubo se efectúa empleando arena en lugar de grava, que se densifica y se imbrica con el terreno natural mediante sucesivos descensos y elevaciones de la tubería re revestimiento manteniendo la vibración.

EJECUCION DE COLUMNAS DE GRAVA CON MEDIOS CONVENCIONALES DE PILOTAJE

1. SUSTITUCION



2. DESPLAZAMIENTO

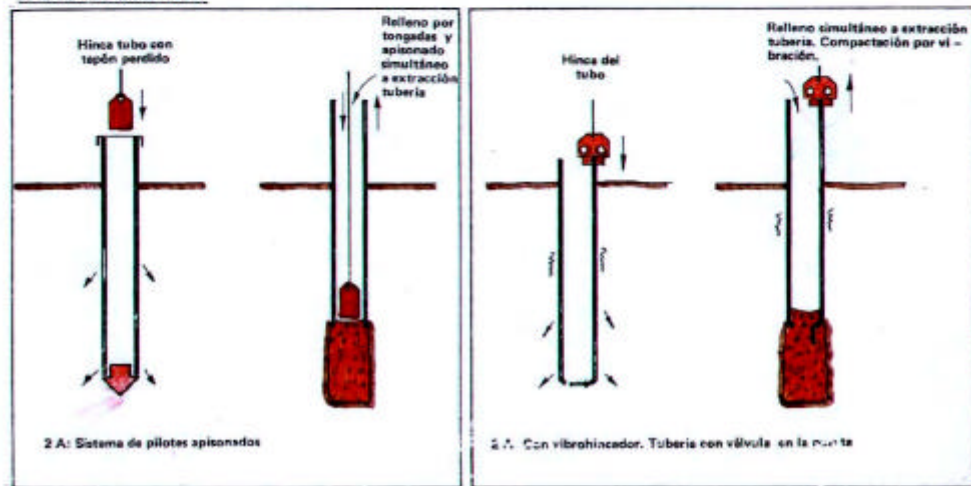


Figura 10: Procedimientos alternativos (tomado de Uriel, A., 1985).

4.- UTILIZACIÓN DE LOS MÉTODOS DE VIBROFLOTACIÓN. CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS.

De acuerdo con la experiencia acumulada, las principales aplicaciones y las limitaciones fundamentales de los procedimientos descritos anteriormente pueden resumirse de la siguiente forma (según FHA, 1983):

1. Las principales aplicaciones de los métodos de vibroflotación y ejecución de columnas de grava se centran en el tratamiento del suelo bajo áreas extensas de carga, tales como terraplenes, tanques y depósitos, si bien de forma más puntual pueden asimismo emplearse bajo cargas más limitadas como zapatas.
2. Las cargas de diseño sobre columnas de grava suelen situarse en torno a 200 a 500 kN por columna.
3. Los mejores resultados para las columnas de grava pueden obtenerse en el caso de tratamiento de suelos cohesivos blandos con resistencias al corte sin drenaje situadas entre 15 y 50 kPa. Del mismo modo, la mayores ventajas económicas de estos métodos suelen darse cuando la profundidad a tratar se encuentra entre 6 y 10 m.
4. El límite inferior de resistencia al corte del terreno para la ejecución de columnas suele situarse en unos 15 kPa (Se han construido no obstante columnas en zonas en donde, puntualmente, las resistencias mínimas, no medias, eran de tan sólo 7 kPa).
5. El límite superior de resistencia al corte sin drenaje para la ejecución de columnas de grava podría situarse en unos 50 a 100 kPa. En cualquier caso los suelos con mayor resistencia no suelen presentar problemas especiales de capacidad de carga que los hagan objeto de tratamientos de mejora del tipo indicado.
6. En suelos que contengan cantidades importantes de materia orgánica o fangos, el acudir a la ejecución de columnas puede ser problemático. Ello es debido a la

elevada compresibilidad de este tipo de terrenos y al escaso grado de confinamiento lateral que proporcionan a las columnas, lo que puede dar lugar a asentamientos importantes del suelo tratado. De hecho, cuando el espesor de estas capas resulta mayor que uno o dos diámetros de columna, algunos autores estiman que no debería acudir a la vibrosustitución. Algunas empresas acuden en estos casos a adosar dos (y hasta 4) vibradores con el fin de aumentar el diámetro final de la columna y conseguir una relación adecuada entre el espesor de capa orgánica (o fango) y el diámetro de la columna construida.

7. Los suelos sensitivos (suelos que experimentan reducciones significativas de su resistencia al corte por remoldeo) también pueden presentar problemas con relación a la efectividad de las columnas de grava. Ello es debido a la disminución de su resistencia originada por la vibración y a la consiguiente reducción del confinamiento de las columnas. En estos casos algunos especialistas estiman que debe emplearse el método húmedo y la mayor rapidez posible de ejecución. El mantenimiento excesivo de la vibración para compactar la grava puede dar lugar a una columna de diámetro grande, pero defectuosamente compactada y rodeada de un suelo de peores características, con pérdida de resistencia y confinamiento lateral.

5.- DISEÑO DE TRATAMIENTOS DE VIBROFLOTACIÓN.

5.1.- INTRODUCCIÓN. DEFINICIONES GEOMÉTRICAS BÁSICAS.

Como se ha mencionado anteriormente, los puntos de tratamiento suelen distribuirse en malla triangular equilátera. Esta disposición resulta óptima, toda vez que da lugar a que la distancia entre un punto de tratamiento y el más alejado o desfavorable (el centro del triángulo), sea mínima. A partir de esta disposición geométrica se pueden definir algunos parámetros de interés, ampliamente utilizados en la bibliografía especializada, que permiten describir la intensidad de cualquier tratamiento.

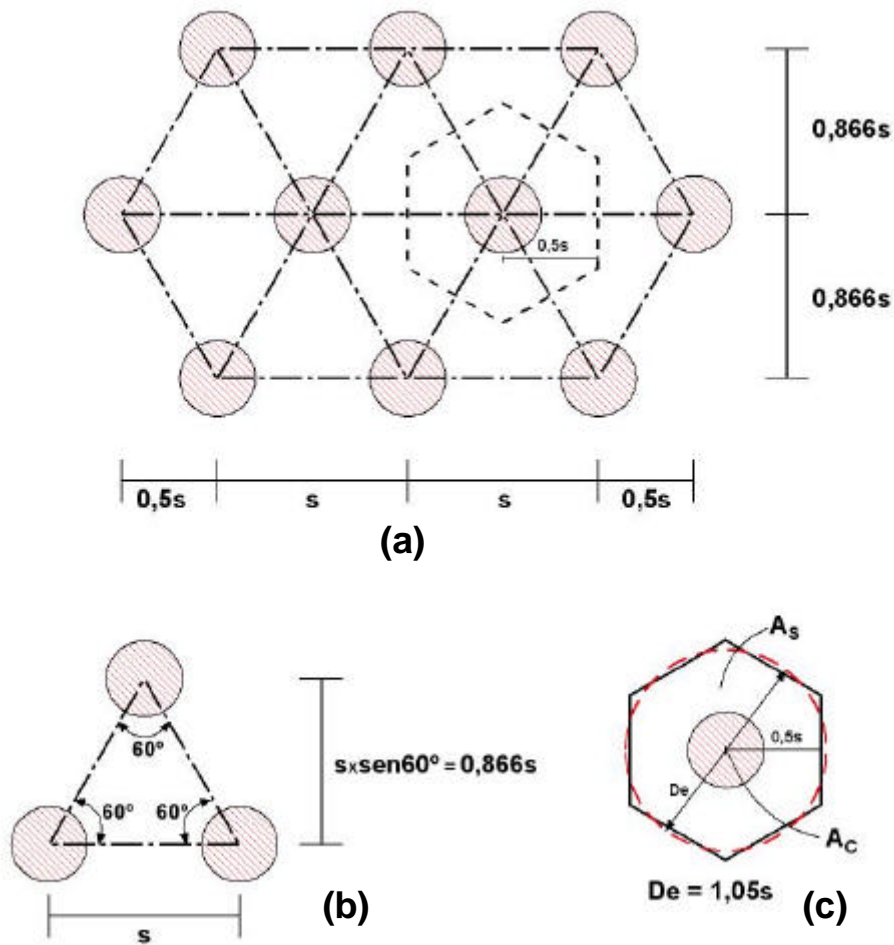


Figura 11: Definiciones geométricas básicas

En la figura 11(a) se ha representado una malla equilátera de tratamiento. Los círculos sombreados corresponden a las columnas de grava o arena, cuya distancia entre ejes es (s). El área de cada columna se representa como (A_c), siendo su diámetro (D_c).

Aunque en realidad el área tributaria de cada columna es un hexágono (dibujado a trazos en la figura superior), éste se puede representar con suficiente aproximación como un círculo de igual área (A), dibujado a trazos en la figura 11c.

Un cálculo elemental proporciona de forma inmediata el “diámetro equivalente” de este círculo, que resulta igual a $D_e = 1,05 \cdot s$. El área (A) del mismo será la suma de las áreas de suelo (A_s) y columna (A_c) en él contenidas.

$$A = \frac{\pi \cdot D_e^2}{4} = A_s + A_c$$

Una vez establecidas estas variables básicas, se puede definir “la relación de sustitución (a_s), que sirve para definir la intensidad del tratamiento:

$$a_s = \frac{A_c}{A} = \frac{A_c}{A_c + A_s}$$

Este parámetro representa la proporción de suelo original ocupado o sustituido por columnas.

Alternativamente, algunos autores emplean la inversa de la relación de sustitución, definida por:

$$A_r = \frac{A}{A_c} = \frac{A_s + A_c}{A_c}$$

5.2.- SUELOS GRANULARES. VIBROCOMPACTACIÓN

5.2.1.- Consideraciones iniciales.

Como es bien sabido, a igualdad del resto de circunstancias (granulometría, angulosidad, tamaño, etc), la densidad relativa (D_r) es el parámetro fundamental que rige la resistencia y deformabilidad de un suelo granular. Representa el grado de “estibación” o imbricación de las partículas de un determinado suelo granular, y viene dada por la siguiente expresión:

$$D_r = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{min}}} \cdot 100 \quad , \text{ donde:}$$

$e_{\text{máx}}$ es el índice de poros máximo del suelo. Medido según un ensayo normalizado, representa su estado “más suelto” o menos denso.

e_{min} es el índice de poros mínimo del suelo. Medido según un ensayo normalizado, representa su estado más denso.

e es el índice de poros real del suelo.

Se expresa habitualmente en tanto por ciento, y da lugar a una clasificación cualitativa de la compacidad de un suelo granular (tabla de la figura 12):

COMPACIDAD	D_R (%)
Muy floja (o suelta)	0 - 15
Floja (o suelta)	15 - 35
Medianamente densa	35 - 65
Densa	65 - 85
Muy densa	85 - 100

Figura 12: Densidad relativa y compacidad de un suelo granular.

Con la vibrocompactación se persigue precisamente una densificación del suelo original, o lo que es lo mismo, un aumento de su densidad relativa. Es por tanto este parámetro el que suele ser objeto de control con el fin de evaluar el grado de mejora conseguido.

La forma más común de estimar la densidad relativa o la compacidad de un suelo granular consiste ejecutar ensayos de penetración tanto estática como dinámica. A

modo de ejemplo, en la tabla de la figura 13 se muestra una correlación de uso habitual entre densidad relativa y la resistencia a la penetración dinámica, expresada en términos del ensayo SPT. En la figura 14 por su parte se recoge otra conocida correlación entre densidad relativa y resistencia por la punta del penetrómetro estático, en esta ocasión teniendo en cuenta el efecto de la tensión vertical efectiva existente.

Compacidad	Densidad relativa (%)	N (SPT)
Muy suelta	<15	<4
Suelta	15-35	4-10
Medianamente densa	35-65	10-30
Densa	65-85	30-50
Muy densa	>85	>50

Figura 13: Correlación entre densidad relativa y golpeo SPT en suelos granulares (tomado del Manual del Taludes del IGME, 1987).

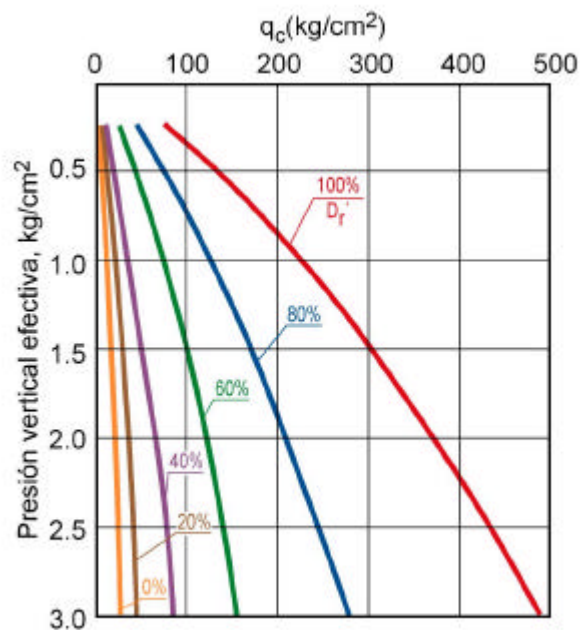


Figura 14: Correlación entre la densidad relativa y la resistencia por la punta del penetrómetro estático en suelos granulares (tomado del Manual del Taludes del IGME, 1987).

En consecuencia, resulta bastante intuitivo que una forma de controlar la efectividad de un determinado tratamiento de vibrocompactación consistirá en analizar la ganancia experimentada en la resistencia a la penetración dinámica o estática.

5.2.2.- Diseño mediante zonas de ensayo.

Desde el punto de vista del diseño, el elevado grado de empirismo existente se traduce en que, en realidad, la forma más práctica de proyectar un tratamiento de vibrocompactación consista en llevar a cabo una serie de mallas de prueba en una zona de ensayo y comprobar la mejora experimentada.

Independientemente de que se haya realizado una investigación previa del terreno, lo que habrá llevado a decidir la conveniencia del tratamiento, para la realización de las pruebas resultará especialmente interesante contar con una amplia serie de ensayos de penetración dinámica o estática sobre el terreno natural. En principio y puestos a elegir, se estima más interesante llevar a cabo ensayos de penetración estática con aparatos dotados de manguito de fricción ya que, como es bien sabido, la relación entre la resistencias a la penetración medidas en el manguito y en la punta permite establecer con cierta aproximación la granulometría del suelo atravesado. De esta forma es posible comprobar la ausencia de lentejones u horizontes de suelos “cohesivos” (con más del 15% de finos), que podrían decantar el tratamiento por la ejecución de columnas de grava.

En lo que respecta al diseño de la zona de ensayo, de lo que se trata básicamente es de llevar a cabo varias mallas de prueba variando el espaciamiento entre puntos de tratamiento.

Una vez ejecutadas las diversas mallas, se vuelven a realizar pruebas de penetración análogas a las iniciales en los puntos más desfavorables (en los centros de los triángulos). Comparando los resultados obtenidos antes y después de la mejora es posible valorar la mejora conseguida con cada malla de prueba y decidir en consecuencia el espaciamiento final a adoptar en la obra.

Aunque el planteamiento anterior resulta claramente intuitivo y sencillo, para llevarlo a la práctica y diseñar la zona de pruebas es preciso tener en cuenta que en este tipo de tratamientos las áreas a mejorar suelen ser sustancialmente extensas. Esto quiere decir que, al final, cada punto de la superficie del terreno se encontrará rodeado de muchos puntos de tratamiento en todas las direcciones.

Sin embargo, las diferentes mallas de prueba no pueden ser muy extensas por simples motivos económicos, de manera que hay que buscar una solución de compromiso y decidir cuáles han de ser sus dimensiones mínimas con el fin de que resulten realmente representativas.

Un criterio razonable, empleado por ejemplo por Vibro Systems Inc., es el mostrado en la figura 15. Consiste en disponer en paralelo varias mallas de espaciamiento creciente, de tal forma que la distancia entre dos de ellas sea igual a la media aritmética de las alturas de los triángulos definidos por cada una de ellas.

Por otra parte, los puntos de control (antes y después de la mejora), han de ser siempre “interiores”, entendiéndose como tales aquéllos que se encuentran rodeados en cualquier dirección por al menos dos filas de puntos de tratamiento.

Siguiendo estos criterios en la figura 15 se muestra un ejemplo con 5 mallas de prueba, de espaciamientos 3.10, 3.40, 3.70, 4.00 y 4.30 m. Los puntos de control (A_1 , A_2 , ..., E_3) se sitúan en los centros de los triángulos equiláteros de cada malla (los más desfavorables), de tal forma que además cumplen la condición de “punto interior”.

En este sentido y como puede apreciarse, la primera y última mallas de prueba (A y E) son más extensas con el fin de que sus puntos de control cuenten con dos filas de tratamiento hacia el exterior de la zona de prueba. En las zonas interiores, las dos filas que rodean a cada punto de control pueden pertenecer sucesivamente a la malla analizada y a la primera fila de la siguiente, con lo que en realidad el espaciamiento en cualquier dirección desde el punto de control no es exactamente el de la malla analizada, pero el error cometido puede considerarse razonablemente pequeño.

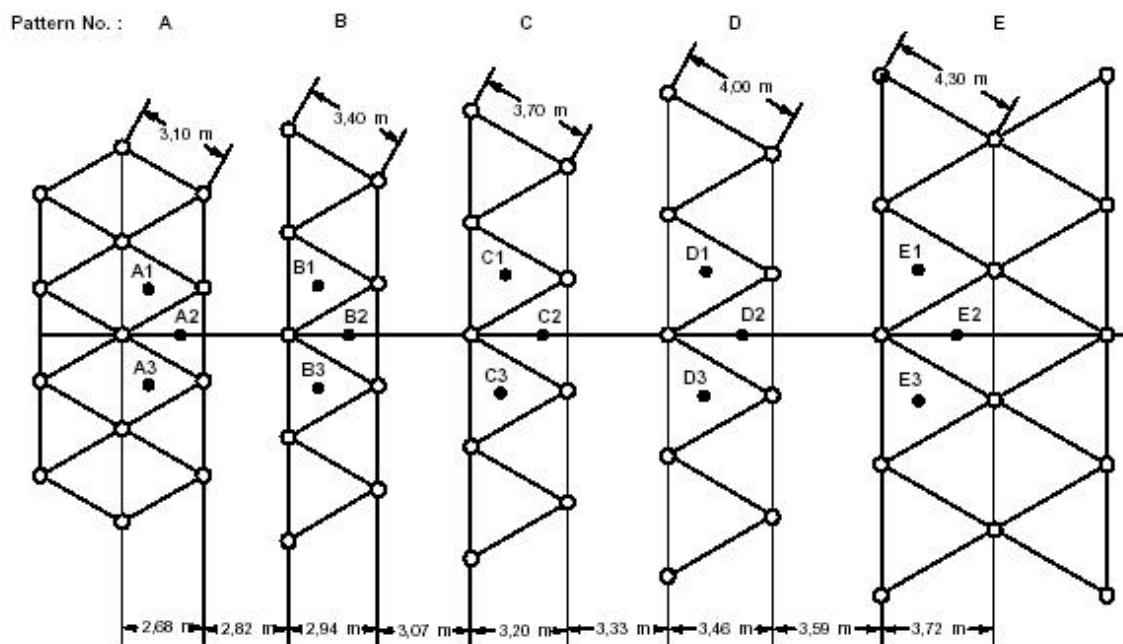


Figura 15: Mallas de prueba y puntos de control (según Vibro Systems Inc.).

El acudir a diseños de este tipo para las zonas de prueba, aunque parezcan algo complicados, puede ser relevante toda vez que las resistencias a la penetración medidas en “puntos interiores” (rodeados de dos filas de tratamiento) y “puntos exteriores” (rodeados por una sola fila), pueden alcanzar fácilmente diferencias del 20%. Obviamente de manera alternativa se puede acudir a mallas de prueba más extensas de forma que el concepto de “punto interior” se cumpla de forma aislada en cada una de ellas, sin necesidad de contar con la siguiente, pero evidentemente esta posibilidad da lugar a un número mucho mayor de puntos de tratamiento en la fase de prueba.

5.2.3.- Método “compozer”. Japón.

Desde finales de los años cincuenta, Japón ha destacado en la utilización de métodos de mejora del terreno. En dicho país ha alcanzado un gran desarrollo una técnica de

compactación denominada “compozer” que ha sido empleada con éxito para mejorar varios miles de hectáreas de terrenos tanto granulares como cohesivos.

El procedimiento operativo, perteneciente al grupo de los de desplazamiento, es muy sencillo y ya ha sido someramente descrito en el apartado 3.3.4, así como mostrado en la figura 10.

Consiste básicamente (figura 16) en hincar una tubería de acero mediante un vibrador pesado en cabeza. Durante la hincada el suelo natural es desplazado por la tubería y por un tapón de arena vertido en su punta hueca.

Una vez alcanzada la profundidad deseada, se va elevando y descendiendo el vibrador en escalones sucesivos, al mismo tiempo que se va aportando más arena al interior de la tubería. Este movimiento ascendente y descendente, unido a la vibración, permite compactar y densificar el material aportado a la columna y, en el caso de tratar suelos granulares flojos, el terreno circundante.

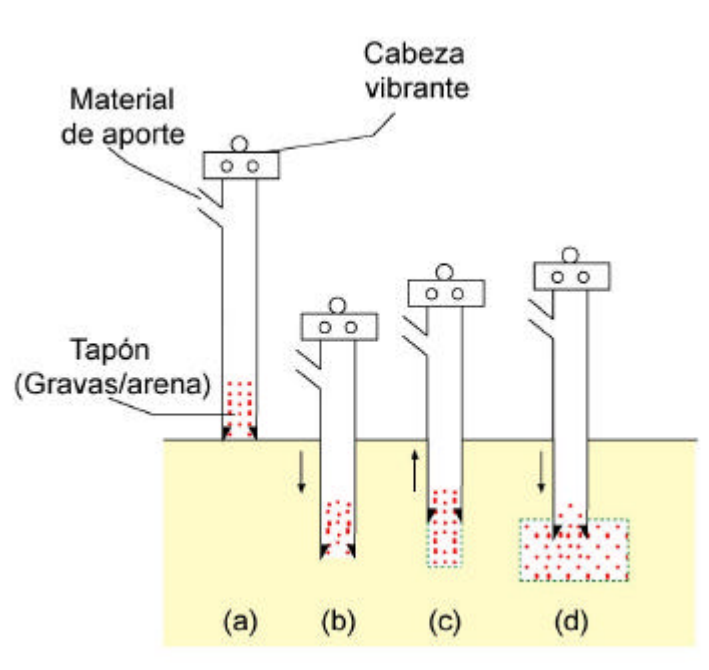


Figura 16: Compactación mediante tubería y vibración (método “compozer”)

Como parámetros de diseño usuales empleados en Japón, la relación de sustitución (a_s) suele estar comprendida entre 0,15 y 0,50, siendo los diámetros de tubería de 60 a 150 cm, si bien una vez ejecutada la compactación los controles de ejecución revelan usualmente diámetros medios finales de 70 a 200 cm.

Gracias al gran número de obras realizadas mediante éste procedimiento, en Japón se han llegado a desarrollar tablas y ábacos empíricos para facilitar el diseño a nivel de anteproyecto. En la figura 17 se recoge un ábaco de la compañía Fudo, en donde se relacionan las densidades relativas (en términos del SPT) antes y después de la aplicación de la mejora en función de la relación de sustitución (a_s).

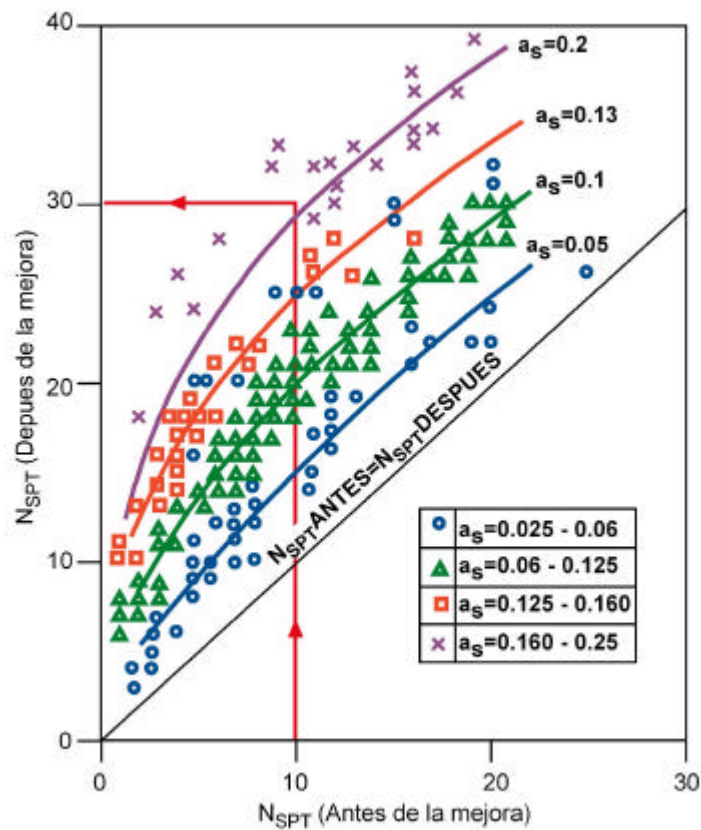


Figura 17: Relación empírica a_s - N_{SPT} (Fudo Construction Co.)

5.3.- SUELOS CON MÁS DEL 15% DE FINOS. COLUMNAS DE GRAVA.

5.3.1.- Introducción

Como se ha indicado, cuando los suelos contienen más de un 15 a un 18% de finos la simple vibrocompactación con aporte de arenas no proporcionan buenos resultados, ya que el efecto del vibrado no se hace sentir más allá de los puntos de tratamiento y el suelo circundante no mejora. En estos casos la inclusión de grava compactada formando columnas permite contar con elementos de rigidez y resistencia mucho mayores que la del suelo original.

Desde el punto de vista del diseño, los factores fundamentales a tener en cuenta son los siguientes:

- Naturaleza y granulometría del terreno natural.
- Resistencia al corte del suelo original, expresada habitualmente en condiciones de carga sin drenaje (S_u).
- Módulo de deformación y coeficiente de Poisson del suelo natural (E_s, ν_s)
- Granulometría de la grava
- Angulo de rozamiento de la grava compactada (ϕ'_c).
- Módulo de deformación y coeficiente de Poisson de la grava compactada en las columnas (E_c, ν_c).
- Técnica específica empleada.

5.3.2.- Mecanismos de rotura básicos. Columnas aisladas.

Está generalmente aceptado que la rotura de una columna de grava aislada puede producirse de tres formas distintas (figura 18).

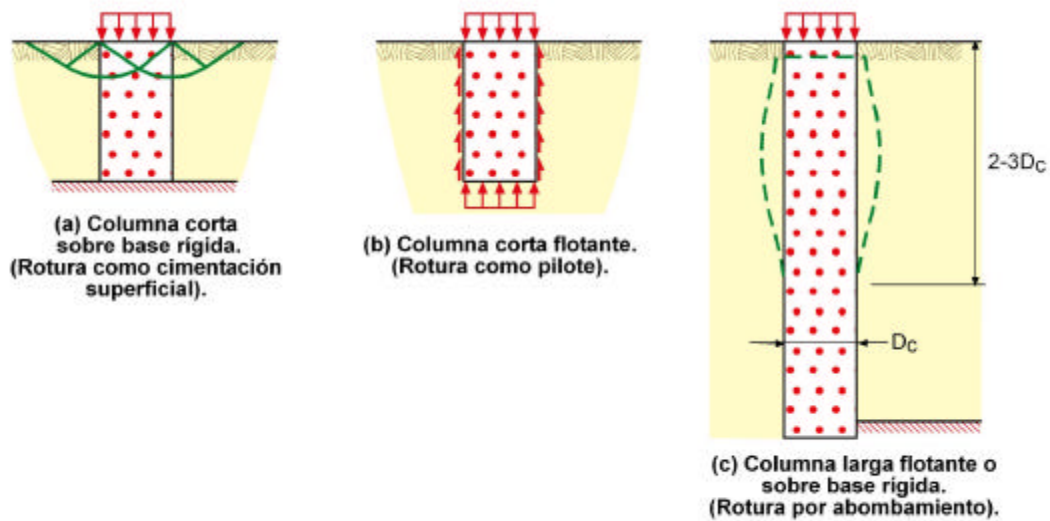


Figura 18: Mecanismos de rotura en columnas aisladas.

El tipo (a) corresponde a un modo de rotura local o generalizada, como si de una cimentación directa se tratara. Sería aplicable al caso de una columna muy corta apoyada en un substrato resistente.

Este modo de rotura puede provenir del escaso confinamiento lateral que proporciona el suelo en la zona más superficial, lo que a su vez da lugar a que la columna quede mal compactada y sea poco resistente en sus niveles superiores. Para evitar esta forma de fallo resulta muy efectiva la colocación de una capa granular bien compactada en superficie, de 60 a 100 cm de espesor.

Cuando se trata realmente de columnas aisladas, el colchón granular debe cubrir completamente la zona de desarrollo de las posibles cuñas plásticas de la figura 18 (a), resultando recomendable que éste rodee completamente a la columna cargada en un área de unas 5 veces su diámetro.

El segundo tipo de fallo (b) correspondería a la rotura de la columna como si de un pilote se tratara. Las observaciones disponibles indican que este tipo de rotura se podría producir fundamentalmente en columnas muy cortas (de longitud inferior a 2 ó 3

diámetros) que no alcancen un substrato resistente. No obstante, la situación anterior no es habitual, y de hecho el mecanismo de rotura descrito deja de ser probable adecuando simplemente la longitud y diámetro de la columna a la carga que ha de soportar, algo que comúnmente se cumple en la práctica habitual.

El tercer modo de fallo (c) es el más habitual en columnas de grava cuya longitud supera los 3 diámetros, independientemente de si alcanzan o no un substrato firme y resistente. Habida cuenta que la relación longitud/diámetro es comúnmente superior a 3, ésta es la forma de fallo más probable. Corresponde a una rotura por abombamiento excesivo de la columna.

Se ha comprobado que la deformación lateral máxima en una columna de grava se produce precisamente entre 2 y 4 diámetros de profundidad (figura 19), zona en la que el confinamiento lateral es menor. Dado que es precisamente el suelo circundante el que ha de proporcionar el confinamiento necesario a la columna, la mayoría de las teorías o modelos de cálculo existentes analizan precisamente este efecto, e intentan estimar las presiones límite de confinamiento que puede proporcionar el suelo.

Un factor a tener en cuenta en el análisis básico de la carga máxima de rotura es la forma en que ésta se aplica. Así, resulta bastante intuitivo comprender que si la carga se transmite al conjunto suelo-columna mediante un cimiento rígido de área superior a la propia columna, aumentarán las tensiones verticales y horizontales en el suelo circundante, y por lo tanto aumentará también el confinamiento lateral que puede proporcionar el terreno, elevando la carga que puede soportar la columna aislada.

A modo de ejemplo, ensayos en modelo reducido publicados muestran que la capacidad de carga de un cimiento cuadrado, de área cuatro veces mayor que la columna construida bajo él, resulta del orden de 1,7 veces superior a la capacidad de carga de un cimiento que ocupe exclusivamente el área de la columna.

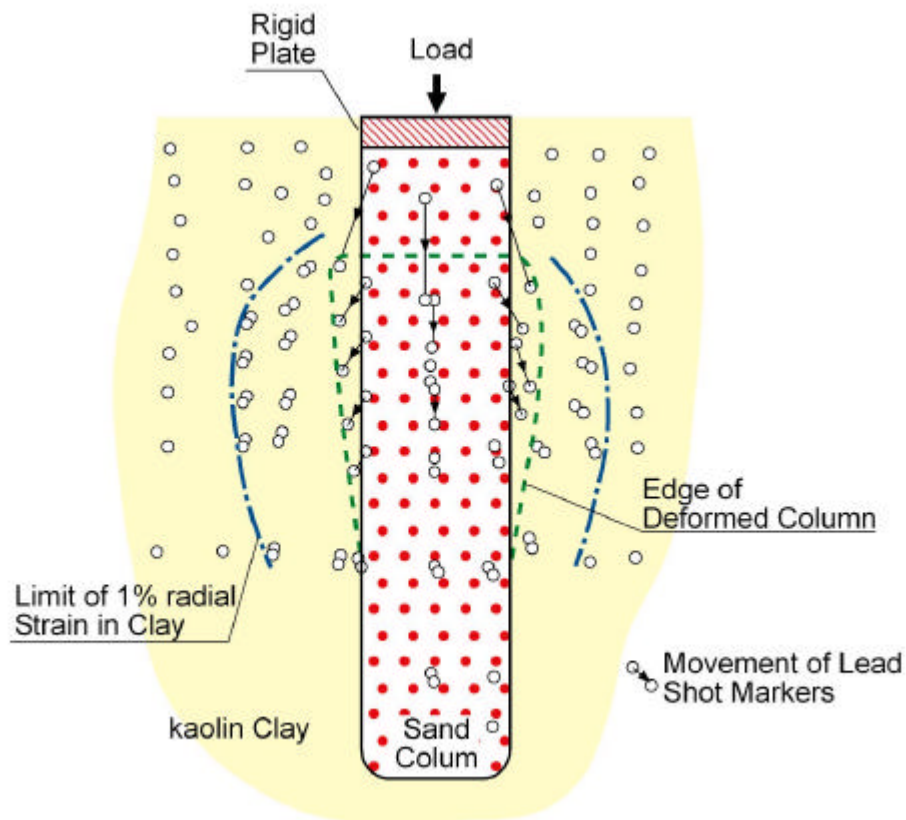


Figura 19: Rotura por abombamiento en modelo reducido. Carga rígida aplicada sobre la columna (tomado de Hughes & Whithers, 1974)

Además, una columna de grava que recibe una carga determinada a través de una cimentación rígida y extensa asienta menos que cuando se carga exclusivamente la columna, dado que parte de la carga se transmite al suelo original, reduciendo la de la columna, lo que además aumenta el confinamiento de ésta.

5.3.3.- Grupos de columnas. Concentración de tensiones.

La capacidad de carga de una columna aislada bajo una cimentación rígida resulta inferior a la de una columna contenida en un grupo. Este efecto resulta bastante intuitivo a partir de los razonamientos anteriores y deriva de nuevo del grado de

confinamiento lateral, que resulta mayor en una columna interior del grupo.

Evidentemente cuando la cimentación es rígida y el área de carga ocupa varias columnas, o es mayor que una columna aislada, la propia rigidez del cimiento da lugar a que el asiento del suelo y las columnas sea uniforme. Habida cuenta de la sustancial diferencia de rigidez de ambos materiales, las tensiones transmitidas por la cimentación se han de concentrar en las columnas de grava, aliviando así la sollicitación del terreno natural circundante.

Esta respuesta se observa también en el caso de cargas extensas y flexibles (terraplenes, tanques, etc) colocadas sobre terrenos mejorados mediante columnas de grava. Es decir, también en estas circunstancias se produce una concentración de tensiones en las columnas y una menor sollicitación del suelo circundante (figura 20). Este efecto da lugar además a una reducción de los asientos finales, dado que la tensión vertical absorbida por el suelo se reduce a una fracción de la total aplicada.

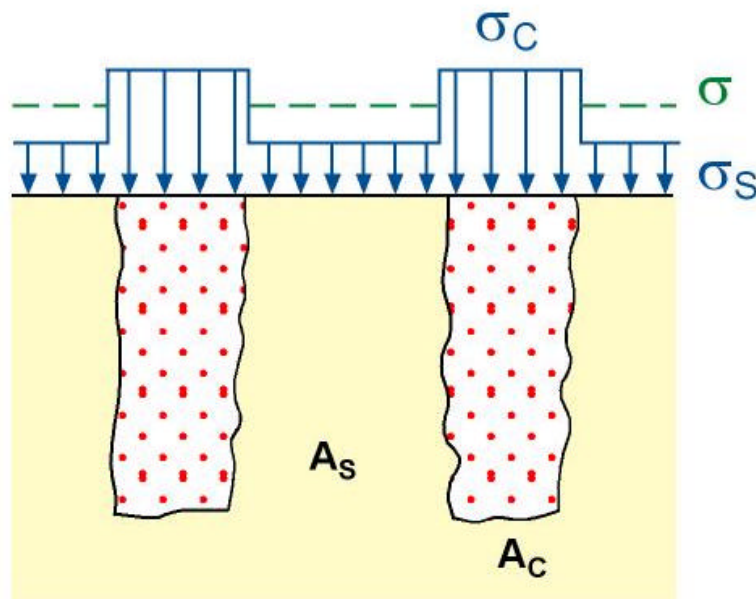


Figura 20: Concentración de tensiones en las columnas

Llamando σ a la tensión media transmitida por la carga, σ_c a la tensión recibida por las columnas y σ_s a la recibida por el suelo, se puede definir un “factor de concentración de tensiones” (n), que represente la distribución o reparto tensional correspondiente.

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$$

Recordando las definiciones geométricas básicas del apartado 5.1, el equilibrio de las cargas verticales vendrá dado por la siguiente expresión:

$$(A_s + A_c) \cdot \sigma = A_s \cdot \sigma_s + A_c \cdot \sigma_c$$

y recordando la definición de la relación de sustitución a_s se pueden obtener las siguientes expresiones:

$$\sigma_c = \frac{n \cdot \sigma}{1 + (n - 1) \cdot a_s} = \mu_c \cdot \sigma$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma}{1 + (n - 1) \cdot a_s} = \mu_s \cdot \sigma$$

El factor de concentración de tensiones (n) ha sido evaluado en bastantes ocasiones en Japón (método compozer) con relaciones de sustitución a_s oscilando entre 0,1 y 0,6. Según estas experiencias, (n) suele variar entre 4 y 6, si bien su dispersión es muy importante y en ocasiones ha llegado a alcanzar valores del orden de 50.

En la tabla de la figura 21 se recogen un buen número de mediciones efectuadas en obras reales. Muestra la tensión media (σ) transmitida al conjunto suelo-columnas, la profundidad (z) a la que fueron efectuadas las medidas (0,00 m corresponde a la superficie del terreno) y el factor de concentración de tensiones (n) observado.

Caso nº	s (kPa)	z(m)	a _s	n
1	198	0,40	0,10	5,00
		5,20		3,50
2	63	0,00	0,10	2,50
3	325	0,00	0,13	2,10
4	133	0,00	0,10	2,70
5	588	0,40	0,33	11,00
6	153	0,00	0,14	1,60
		0,90		8,50
7	99	1,50	0,17	3,30
8	63	1,2	0,17	6,00
			0,10	4,00
9	72	4,80	0,16	7,20
		6,00		5,30
		7,40		3,20
10	72	6,00	0,16	4,20
		10,00		4,30
		14,00		4,50
11	68	0,00	0,16	11,50
		2,70		6,50
		7,90		4,80
12	99 a 117	0,00	0,16	5,50
		4,00		6,50
		8,00		4,50
		12,00		6,50

Figura 21: Factor de concentración de tensiones medido en obras reales (tomado de Aboshi et al., 1979)

Un último ejemplo, correspondiente también a un caso a escala real, se recoge en la figura 22. En ella se muestra una comparación entre los asientos medidos y los asientos calculados para diferentes factores de concentración de tensiones. Como puede observarse, el factor n que parece ajustarse mejor a las observaciones y mediciones realizadas se sitúa en el entorno de n=4.

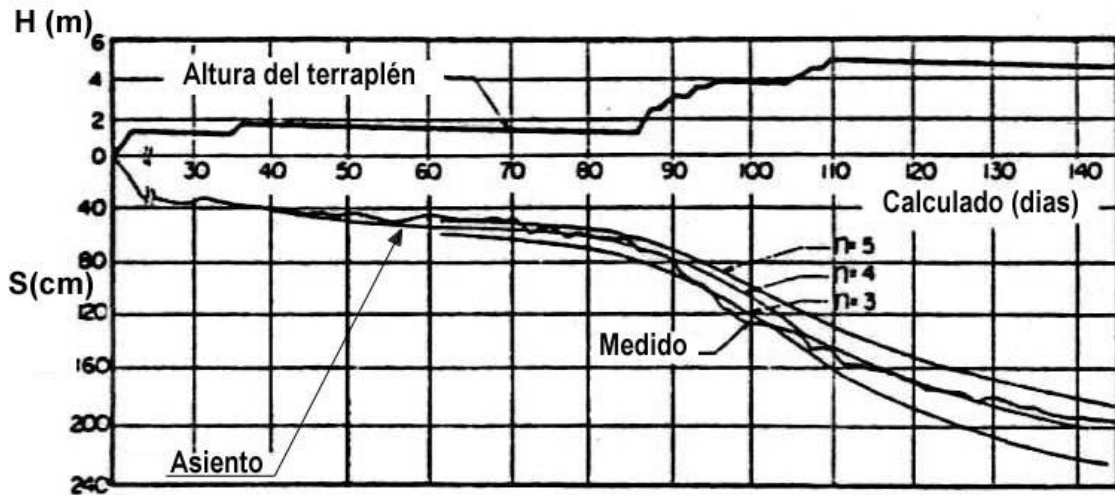


Figura 22: Comparación entre asentamientos medidos y calculados en función del factor de concentración de tensiones. (según Aboshi et al., 1979).

5.3.4.- Aceleración de asentamientos.

La inclusión de columnas granulares, además de reducir los asentamientos finales, acelera el proceso de consolidación. Este efecto es debido a que las columnas sirven de potentes drenes verticales.

A modo de ejemplo, en la figura 23 se representa la relación asiento-tiempo calculada y medida para un caso concreto siguiendo el procedimiento japonés "compozer. También se representan los asentamientos calculados para el caso de emplear drenes verticales de arena (este tipo de drenes se encuentra ya en desuso, pero resultan interesantes en la comparación de la figura, toda vez que las columnas en el procedimiento japonés se rellenan también de arena).

Como puede apreciarse, las mediciones efectuadas se ajustan con precisión a las calculadas, lo que indica la bondad del modelo empleado.

El segundo factor de interés mostrado en la figura es que en ambos casos se alcanza la estabilización transcurrido un tiempo similar, lo que vendría a indicar que el efecto

acelerador de las columnas resulta similar al de los drenes (aunque se desconocen para este caso particular los diámetros y los espaciamentos de unas y otros).

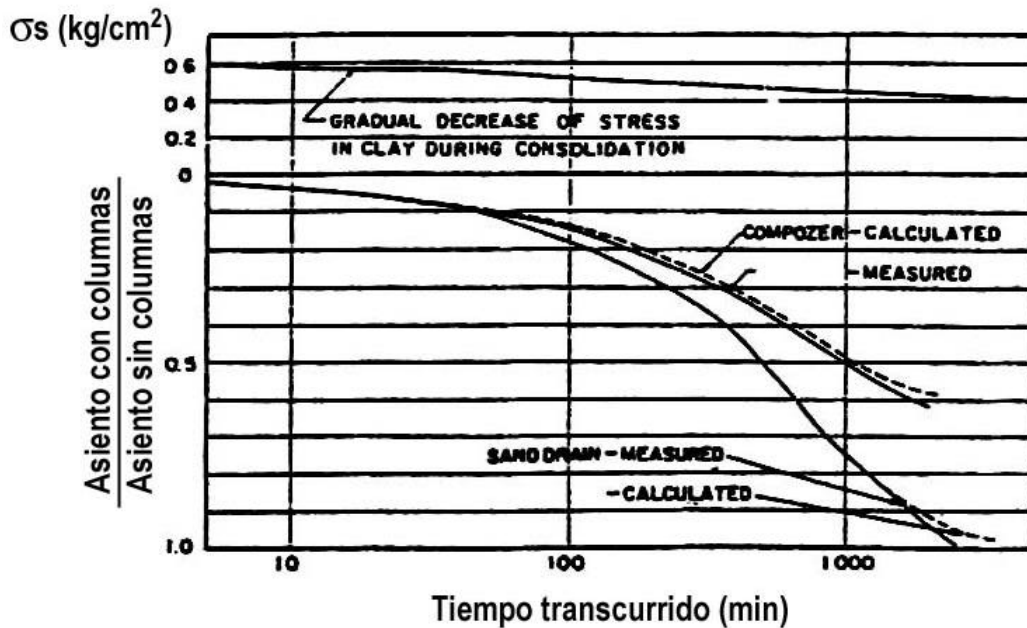


Figura 23: Relación asiento-tiempo medido y calculado. (método "compozer". Aboshi et al., 1979).

Por último, la diferencia principal entre ambas soluciones proviene de la magnitud del asiento total, sustancialmente menor en el caso de las columnas merced a la rigidización que éstas supone y a la consecuente reducción de tensiones conseguida en el terreno que las circunda.

Para finalizar con la descripción de la figura, en su parte superior se representa el efecto de cómo la tensión vertical en la arcilla que circunda las columnas va disminuyendo a medida que progresa la consolidación y se transfiere más carga a las columnas.

5.3.5.- Efecto de la instalación de las columnas sobre las características resistentes del suelo original.

Además de que la inclusión de columnas de grava en suelos con más de un 15 a un 18% de finos no produce mejora alguna en el terreno que las rodea, un efecto adicional que siempre ha preocupado es si el propio proceso constructivo empeora por remoldeo las características del terreno situado en sus inmediaciones.

Aunque la información disponible en este sentido no es muy abundante, en Japón se han llevado a cabo bastantes medidas de la resistencia al corte sin drenaje en distintos momentos a partir de la construcción de las columnas. Las conclusiones alcanzadas indican que, efectivamente, tras la instalación se verifica una disminución importante de la resistencia al corte original. Sin embargo, los datos disponibles indican que dicha resistencia se recupera y que incluso puede llegar a superar a la inicial en un breve plazo de tiempo. La figura 24 recoge el proceso de reducción y posterior recuperación de resistencia medido en varias obras reales. En abscisas se representa el tiempo transcurrido desde la instalación de las columnas, y en ordenadas la relación entre la resistencia al corte sin drenaje (S_u^t) medida en un tiempo (t) dado, y la resistencia al corte sin drenaje inicial del suelo (S_u^0).

Como puede apreciarse, la recuperación de resistencia se produce, al menos en los casos expuestos, en un intervalo de tiempo muy corto (unos 30 días). Teniendo en cuenta que en las obras habituales en las que se emplea este tipo de tratamiento el crecimiento de la carga es sustancialmente lento (caso de los terraplenes), o su aplicación rápida se encuentra bastante alejada del instante de la construcción de las columnas (caso de las pruebas de agua en tanques), los datos anteriores indican que a efectos de diseño puede contarse como mínimo con las condiciones resistentes iniciales del terreno natural en la zona de contacto con la columna.

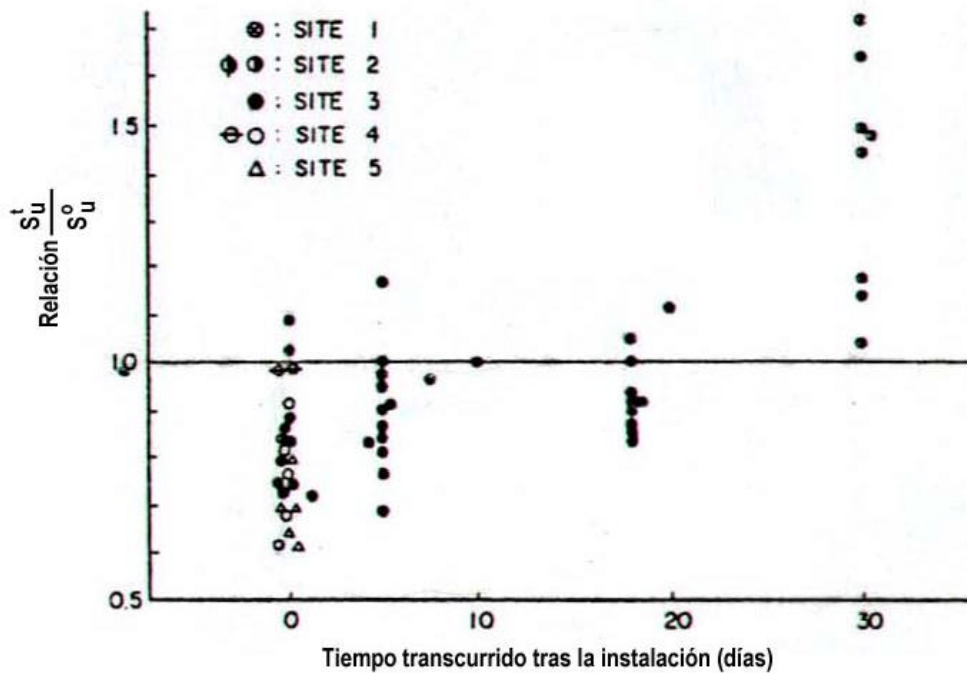


Figura 24: Evolución con el tiempo de la resistencia al corte sin drenaje del suelo original (según Aboshi et al., 1979).

5.3.6.- La inclusión de columnas grava en la mejora de la estabilidad al deslizamiento.

Como se ha indicado, la cimentación de terraplenes y tanques constituye un campo de aplicación habitual de las columnas de grava. Con ellas se consigue no sólo reducir el asiento y mejorar la capacidad de carga del terreno, sino también aumentar el coeficiente de seguridad al deslizamiento (figura 25).

El efecto beneficioso de las columnas desde este punto de vista deriva en primer lugar de sus buenas características friccionales (su elevada resistencia al corte). Así, es evidente que cualquier superficie de deslizamiento potencial como la mostrada en la figura 26 habrá de "atravesar" no sólo el terreno original de baja resistencia, sino también y de forma sistemática todas las columnas que encuentre a su paso.

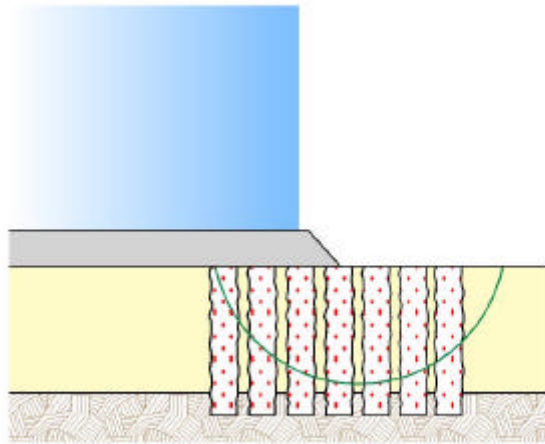


Figura 25: Mejora de las condiciones de estabilidad mediante la inclusión columnas de grava

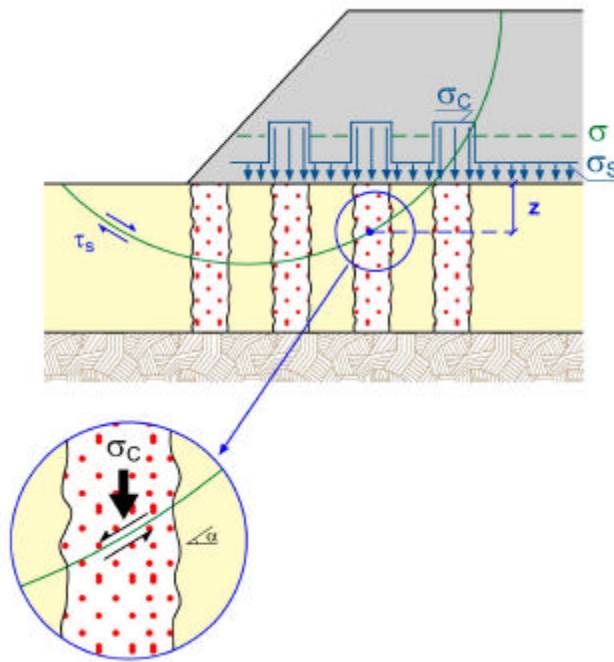


Figura 26: Mejora de las condiciones de estabilidad mediante la inclusión columnas de grava (adaptada de Aboshi et al. 1979).

A esta primera mejora, derivada de la simple sustitución de un terreno de baja resistencia (el suelo) por otro de resistencia mayor (las columnas), hay que añadir además el efecto de la concentración de tensiones en las columnas (figura 26). Así, como en el caso del asiento, el suelo situado entre las columnas se “descarga”, en el sentido ya conocido de no recibir la tensión total media que actúa en superficie, sino sólo una fracción, mientras que las columnas se sobrecargan. Dicha sobrecarga se traduce en un aumento de la tensión normal que actúa en el plano de deslizamiento en las columnas, y en un aumento de la tensión tangencial movilizable.

Desde el punto de vista del análisis cuantitativo, la implementación de las columnas en los programas de cálculo habituales (métodos de rebanadas por ejemplo), resulta relativamente sencilla. Para ello es habitual modelizar las columnas como “pantallas continuas”, con lo que el análisis puede ser realizado en condiciones de deformación plana. El espesor de cálculo de las pantallas se determina de manera que la relación de sustitución (a_s) sea igual a la de la malla real de columnas. La introducción del efecto de concentración de tensiones puede llevarse a cabo asumiendo un valor del factor de concentración de tensiones (n) y variando apropiadamente la densidad del terraplén de sobrecarga.

Alternativamente también es posible adoptar una resistencia al corte media en la zona mejorada. Así, llamando (τ_c) a la resistencia al corte aportada por las columnas y (τ_s) a la aportada por el suelo original (esta última suele considerarse en condiciones sin drenaje, es decir, $\tau_s=S_u$), resulta:

$$\tau_{med} = (1 - a_s) \cdot S_u + a_s \cdot \tau_c \cdot \cos\alpha$$

donde (α) es el ángulo que forma la superficie de deslizamiento con la horizontal al atravesar cada columna.

Por otra parte, por tratarse de un material friccional (τ_c) puede expresarse de la siguiente forma:

$$\tau_c = \sigma_v'^z \cdot \tan\phi'_c \cdot \cos \alpha$$

donde $\sigma_v'^z$ es la tensión efectiva vertical que actúa en la intersección entre la superficie de deslizamiento y la columna (a profundidad z en la figura 26), que resulta ser a su vez la suma de la presión vertical debida al peso propio de la columna más la tensión vertical que recibe de la superficie cargada:

$$\sigma_v'^z = \gamma_c \cdot z + \sigma_c = \gamma_c \cdot z + \mu_c \cdot \sigma$$

Aplicando uno u otro método es posible analizar las condiciones de estabilidad, y diseñar el tratamiento de columnas para cumplir los requisitos que se establezcan en cuanto al factor de seguridad al deslizamiento a conseguir.

Obviamente en este proceso es necesario tener en cuenta que las superficies de deslizamiento más probables podrán extenderse más allá del área de carga (el pie del terraplén en la figura 26), por lo que habitualmente es preciso columnas más allá de los límites del área cargada (figura 25).

Lógicamente esta disposición da lugar a su vez a unas condiciones de trabajo más desfavorables en las columnas externas, dado que al no existir ya sobrecarga en superficie, su grado de confinamiento lateral resulta menor, lo que evidentemente también debe ser tenido en cuenta.

Estas consideraciones suelen dar lugar a distribuciones de columnas con menor espaciamiento en una franja situada en el entorno de los bordes de las superficies de carga. Un ejemplo esquemático de este tipo de disposiciones se muestra en la figura 27.

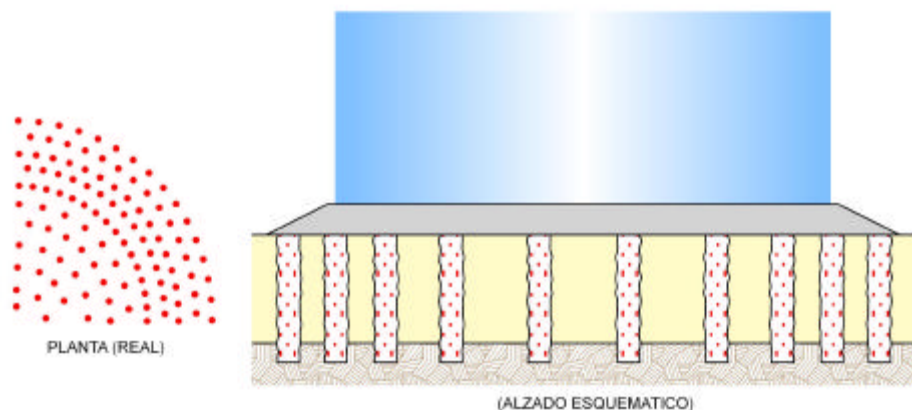


Figura 27: Concentración de columnas en los bordes del área cargada con el fin de mejorar la estabilidad frente al deslizamiento.

Finalmente, con el fin de proporcionar una idea cuantitativa de la influencia potencial de las columnas en la mejora de la estabilidad al deslizamiento, en la figura 28 se muestran datos procedentes de varios terraplenes ejecutados en Japón (Aboshi et al, 1979). En la tabla de la figura se recogen los siguientes parámetros:

- Sobrecarga media originada por el terraplén (σ), en kPa.
- Tipo de suelo (P: fango, C: Arcilla)
- Espesor del estrato compresible (H), en metros.
- Resistencia al corte sin drenaje del suelo original (S_u), en kPa.
- Relación de sustitución (a_s).
- Coeficientes de seguridad para:
 - Suelo mejorado con las columnas (de arena), (F_1)
 - Suelo natural sin mejorar para condiciones sin drenaje (corto plazo), (F_2).

- Suelo natural sin mejorar para condiciones con drenaje (largo plazo), (F_3).

Caso	σ (kPa)	Suelo	H (m)	Su (kPa)	a_s	F_1	F_2	F_3
1	76	P-C	11.0	6 a 10	0.200	1.00	0.43	0.92
2	109	C	15.0	25	0.184	1.59	1.23	1.23
3	75	C	14.0	93	0.133	1.48	0.85	1.16
4	87	P-C	10.0	6 a 10	0.180	1.20	0.56	1.04
5	97	P-C	8.0	10	0.169	1.47	0.73	1.30
6	107	C	16.0	19	0.171	1.07	0.74	0.74
7	186	C	7.0	8	0.178	0.99	0.31	0.89
8	118	P-C	10.0	12 a 20	0.205	1.54	0.95	1.38
9	154	C	5.0	12	0.178	1.13	0.45	0.91
10	180	C	4.5	30	0.202	1.01	0.88	0.96
11	260	P	7.0	9	0.205	1.15	0.47	0.81
12	350	C	9.0	30	0.175	1.12	0.72	0.84
13	270	P	3.5	10	0.160	1.05	0.56	0.91
14	210	P	7.0	7	0.178	0.99	0.44	0.89
15	320	C	11.4	20 a 40	0.178	1.01	0.46	0.86

Figura 28: Estabilidad de terraplenes. Recopilación de datos (tomado de Aboshi et al. 1979).

Como señalan Aboshi et al., es interesante destacar que, incluso en los casos en que el coeficiente de seguridad con mejora se situó en torno a la unidad, no se produjo la rotura, lo que indica que el procedimiento de cálculo es conservador.

Por otra parte, en la relación anterior puede apreciarse que se trataron con aparente éxito suelos naturales con resistencias sustancialmente bajas, de tan sólo 7 kPa.

5.3.7.- Modelos y métodos de cálculo. Capacidad de carga y asiento.

Como se ha indicado anteriormente, dado que la capacidad de carga de las columnas de grava depende directamente del grado del confinamiento proporcionado por el suelo circundante, la mayoría de los modelos de cálculo disponibles se centran precisamente en analizar dicho efecto.

En los apartados siguientes se describen someramente algunos de los procedimientos más empleados en la práctica habitual, se indican las hipótesis que conllevan y se recogen sus resultados más prácticos (fórmulas simples y ábacos de uso sencillo). Su

desarrollo matemático, aunque en general sencillo y de fácil seguimiento, no ha sido siempre incluido por no extender en exceso el presente texto. Para un mayor detalle el lector interesado puede acudir a la bibliografía recogida en el capítulo final.

5.3.7.1.- *Columnas y suelo con comportamiento rígido-perfectamente plástico (Besançon & Pertusier, 1982).*

Este es quizás el modelo analítico más clásico y sencillo, empleado profusamente en algunos países como Japón. Asume que las columnas se encuentran en un estado de carga triaxial, y que tanto ellas como el suelo circundante presentan un comportamiento rígido-perfectamente plástico.

Adoptando el criterio de Mohr-Coulomb, la plastificación de la columna se producirá cuando (figura 28):

$$\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \cdot \text{sen } \phi'_c$$

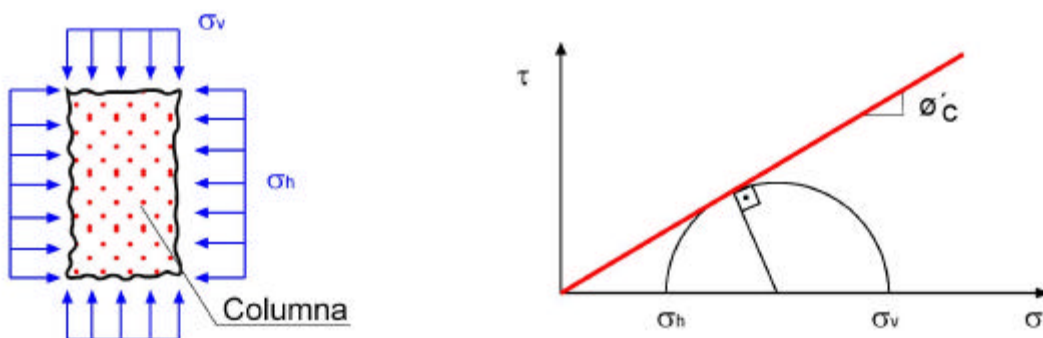


Figura 28: Criterio de rotura para las columnas.

Reordenando los términos de la ecuación anterior, la tensión vertical máxima que puede soportar la columna vendrá dada por:

$$\sigma_v \leq \frac{1 + \operatorname{sen} \phi'_c}{1 - \operatorname{sen} \phi'_c} \cdot \sigma_h \leq k_{pc} \cdot \sigma_h,$$

donde k_{pc} es el coeficiente de empuje pasivo de Rankine.

Como es evidente, σ_h será la máxima presión de confinamiento lateral que puede aportar el terreno que circunda a la columna. Siguiendo las recomendaciones de Besançon y Pertusier, dicha “presión límite” puede determinarse mediante la realización de ensayos presiométricos.

De acuerdo con los mismos autores, el ángulo de rozamiento interno del material de las columnas puede oscilar entre 40 y 45°, si bien a efectos de predimensionamiento sugieren el empleo de un valor conservador de 38°. Con ello la tensión vertical máxima que las columnas pueden soportar se reduce a:

$$\sigma_v = 4\sigma_h$$

Finalmente y con relación a la estimación de asientos, Besançon y Pertusier asumen que tanto las columnas como el suelo asientan por igual, recomiendan emplear una relación de módulos $E_c/E_s = 10$ y proponen finalmente un módulo medio de deformación del conjunto suelo-columnas dado por la expresión:

$$E_{\text{med}} = \frac{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s}{A_c + A_s},$$

que expresado en términos de la relación de sustitución (a_s) para la relación de módulos indicada resulta ser:

$$E_{\text{med}} = E_s \cdot [9a_s + 1]$$

5.3.7.2.- Columnas y suelo con comportamiento rígido-perfectamente plástico (Método compozer. Aboshi et al, 1979).

Este método es análogo al anterior en lo que respecta a la columna, de manera que la tensión vertical máxima que puede soportar también viene dada por:

$$\sigma_v \leq \frac{1 + \text{sen } \phi'_c}{1 - \text{sen } \phi'_c} \cdot \sigma_h \leq k_{pc} \cdot \sigma_h$$

La diferencia con el procedimiento anterior radica en la forma de estimar tensión de confinamiento horizontal proporcionada por el terreno, que en lugar de ser determinada mediante ensayos de tipo presiométrico, se estima de forma analítica. Para ello se suponen condiciones no drenadas en la arcilla que circunda a las columnas.

Así, bajo la tensión vertical (σ_s) que recibe el suelo, la tensión horizontal podrá aumentar progresivamente a medida que las columnas se deforman lateralmente buscando el confinamiento hasta llegar a la plastificación del suelo. En estas circunstancias y adoptando de nuevo el criterio de Mohr-Coulomb, la máxima tensión horizontal (σ_h) absorbible por el suelo vendrá dada por (figura 29):

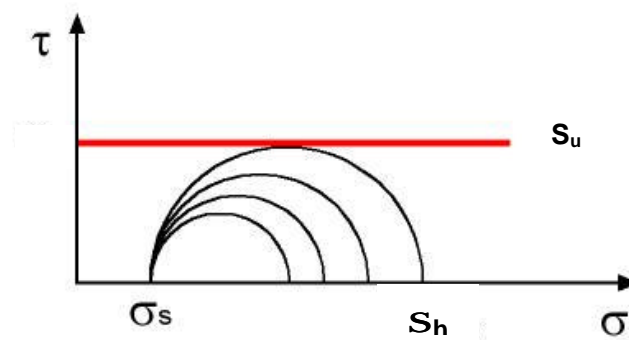


Figura 29: Tensión horizontal máxima en el suelo (Rotura sin drenaje).

$$\frac{\sigma_h - \sigma_s}{2} = S_u \Rightarrow \sigma_h = 2S_u + \sigma_s$$

Las expresiones anteriores fijan una limitación analítica o teórica al factor de concentración de tensiones (n) a corto plazo. Así, resulta que:

$$\sigma_{v_{columna}} = \sigma_c \leq k_{pc} \cdot \sigma_{h_{arcilla}} = k_{pc} \cdot [2 \cdot S_u + \sigma_s]$$

y por lo tanto:

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \leq k_{pc} \cdot \left[\frac{2 \cdot S_u}{\sigma_s} + 1 \right]$$

Si se considerara ahora el equilibrio de la arcilla en condiciones drenadas (largo plazo), la relación tensional del suelo original al alcanzar la plastificación tendrá una expresión similar a la ya deducida para las columnas. Suponiendo que la cohesión efectiva es nula, ($c'=0$), lo que es habitual para los suelos normalmente consolidados sobre los que se aplica este tipo de tratamientos, se tendrá:

$$\sigma_h \leq \frac{1 + \text{sen } \phi'_s}{1 - \text{sen } \phi'_s} \cdot \sigma_s \leq k_{ps} \cdot \sigma_s,$$

lo que a su vez establece unos límites teóricos para el factor de concentración de tensiones a largo plazo:

$$k_{ps} \leq n \leq k_{pc} \cdot k_{ps}$$

En lo que respecta al ángulo de rozamiento interno a adoptar, Aboshi et al. (op. ci.) recomiendan emplear el de estado crítico (o residual) con el fin de tener en cuenta el elevado grado de deformaciones (asientos) que suele producirse en este tipo de aplicaciones.

Finalmente, para la estimación de asientos este procedimiento de diseño emplea el método edométrico. Así, llamando (m_v) al coeficiente de compresibilidad de la arcilla original (la inversa del módulo edométrico) y suponiendo que su espesor es (H), la teoría de la consolidación unidimensional proporcionaría un asiento de consolidación para el suelo sin mejorar:

$$S = m_v \cdot \sigma \cdot H$$

Como ya se ha descrito, al introducir las columnas la presión vertical se concentra en ellas, disminuyendo la tensión media que ha de soportar el suelo original. En estas circunstancias el asiento del suelo mejorado resulta ser:

$$S' = m_v \cdot \sigma_s \cdot H = m_v \cdot \mu_s \cdot \sigma \cdot H$$

donde:

$$\sigma_s = \frac{\sigma}{1 + (n - 1) \cdot a_s} = \mu_s \cdot \sigma$$

Definiendo el “coeficiente de mejora” (β) como la relación de asientos del suelo con y sin columnas:

$$\beta = \frac{\text{Asiento con columnas}}{\text{Asiento sin columnas}}$$

se obtiene finalmente la siguiente expresión para la reducción teórica de asientos:

$$\beta = \frac{m_v \cdot \mu_s \cdot \sigma \cdot H}{m_v \cdot \sigma \cdot H} = \mu_s \Rightarrow \beta = \frac{1}{1 + (n - 1) \cdot a_s}$$

En la figura 30 se muestran los coeficientes de mejora (β) obtenidos con la expresión anterior en función de la relación de sustitución (a_s) para diversos valores del factor de

concentración de tensiones (n).

Como puede apreciarse, para factores de concentración de tensiones de 4 a 6, deducidos de los ensayos a escala reducida, para reducir a la mitad el asiento previsible sin mejora sería necesario acudir a relaciones de sustitución del orden de 0,2 a 0,3, es decir, las columnas habrían de cubrir al menos del 20 al 30% del área total a tratar.

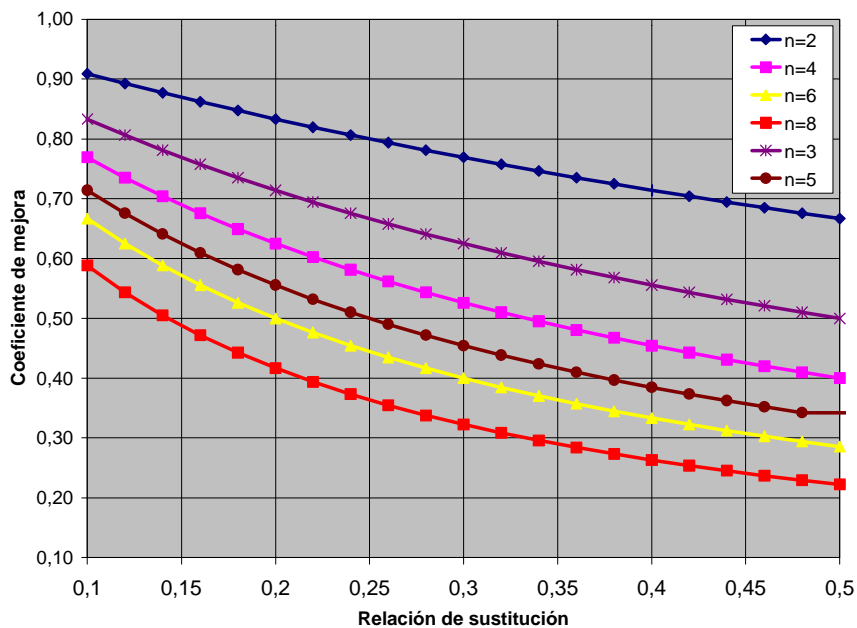


Figura 30: Relación b-a_s en función de n (resultado teórico).

5.3.7.3.- Teorías basadas en la expansión de una cavidad cilíndrica. Hughes y Whithers (1974).

La sollicitación lateral del suelo causada por las columnas ha sido muy estudiada acudiendo a las teorías de expansión de un cilindro indefinido (la columna) embutido en un semiespacio elástico o elasto-plástico (el suelo).

La expansión del cilindro simula así el efecto de abombamiento, que aunque limitado en la realidad a una longitud comprendida entre 2 y 3 diámetros, parece ajustarse

razonablemente bien con este tipo de modelos en los que el cilindro expande en toda su longitud.

Estos autores se basaron en la formulación desarrollada por Gibson & Anderson (1961) para la expansión de una cavidad cilíndrica en un suelo elasto-plástico. Según dicha formulación, la tensión radial (horizontal) máxima absorbible por el terreno alrededor de las columnas viene dada por la expresión:

$$\sigma_h = \sigma_{r0} + S_u \cdot \left[1 + \ln \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s) \cdot S_u} \right],$$

donde σ_{r0} es la tensión radial (horizontal) inicial del suelo.

En lo que respecta a la columna en sí, la hipótesis empleada vuelve a ser la de un material rígido-perfectamente plástico, con lo que la tensión vertical máxima en las columnas resulta:

$$\sigma_c = \sigma_v = k_{pc} \left[\sigma_{r0} + S_u \cdot \left(1 + \ln \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s) \cdot S_u} \right) \right].$$

Para simplificar el empleo de la ecuación anterior, los autores señalados sugirieron de forma complementaria que, para los rangos usuales de la relación E_s/S_u y del coeficiente ν_s , resultaba suficientemente aproximado adoptar para la expresión contenida en el paréntesis un valor del orden de 4. En estas condiciones la fórmula anterior queda reducida a:

$$\sigma_c = k_{pc} [\sigma_{r0} + 4 \cdot S_u]$$

Finalmente, con respecto a la tensión radial inicial σ_{r0} , la recomendación de Hughes & Whiters es que puede calcularse a partir del coeficiente de empuje al reposo del suelo (k_0) para una profundidad del orden de 3 diámetros de columna, lugar donde el abombamiento suele resultar máximo.

5.3.7.4.- Teorías basadas en la expansión de una cavidad cilíndrica. Priebe (1976)

Este método de cálculo ha dado lugar a uno de los ábacos de estimación de asientos más utilizados en la práctica.

Básicamente el procedimiento considera las siguientes hipótesis:

- Las columnas son rígidas-perfectamente plásticas e incompresibles,
- El suelo circundante es elástico.
- Los incrementos de presión en el terreno obedecen a una distribución hidrostática, o lo que es lo mismo, un incremento de tensión vertical da lugar al mismo incremento de tensión horizontal ($\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_h$).
- El asiento del suelo es edométrico (unidimensional).
- El abombamiento de las columnas de grava por efecto de la carga puede suponerse que se extiende a la longitud total de la columna, y que puede estimarse a partir de las teorías de expansión de una cavidad cilíndrica (las columnas) en un semiespacio elástico (el suelo).

A partir de las hipótesis anteriores es posible deducir:

- El factor de concentración de tensiones (n), que viene dado por la expresión:

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{1/2 + f(v, a_s)}{k_{ac} \cdot f(v, a_s)}, \text{ donde:}$$

- k_{ac} es el coeficiente de empuje activo de Rankine para el material constitutivo de las columnas:

$$k_{ac} = \frac{1 - \text{sen } \phi'_c}{1 + \text{sen } \phi'_c}$$

- $f(v_s, a_s)$ es una función del coeficiente de Poisson (v_s) del suelo original y de la relación de sustitución (a_s):

$$f(v_s, a_s) = \frac{1 - v_s^2}{1 - v_s - 2 \cdot v_s^2} \cdot \frac{(1 - 2 \cdot v_s) \cdot (1 - a_s)}{1 - 2 \cdot v_s + a_s}$$

- La relación (K) entre el asiento esperable sin y con columnas, es decir, la inversa del coeficiente de mejora (β) antes definido:

$$K = 1 + a_s \cdot \left[\frac{1/2 + f(v, a_s)}{k_{ac} \cdot f(v, a_s)} \right]$$

Para el caso de una malla indefinida de columnas Priebe presenta la ecuación anterior como una familia de curvas. Para ello adopta un valor único del coeficiente de Poisson ($v=1/3$), dando lugar al “ábaco de diseño” quizás más difundido y citado en la bibliografía.

La figura 31 recoge dicho ábaco. En abscisas se representa el factor (A_r), la inversa de la relación de sustitución (a_s) y en ordenadas se representa el factor K definido en la fórmula anterior. Complementariamente y con el fin de evitar la duplicidad de parámetros, en la figura 32 se ha representado de nuevo el mismo ábaco, empleando en esta ocasión como ejes los parámetros empleados sistemáticamente a lo largo de estas líneas, (a_s) y (β).

Como puede apreciarse, para emplear el ábaco y estimar el efecto de las columnas en la reducción de asientos no resulta necesario introducir característica alguna del suelo natural, lo que quizás sea uno de los motivos de su gran difusión (aunque lógicamente induce a plantearse dudas sobre su fiabilidad).

Por último, aparte de mallas indefinidas de columnas, en la referencia recogida en la bibliografía Priebe analiza con la misma metodología situaciones adicionales de grupos limitados de columnas situadas bajo zapatas.

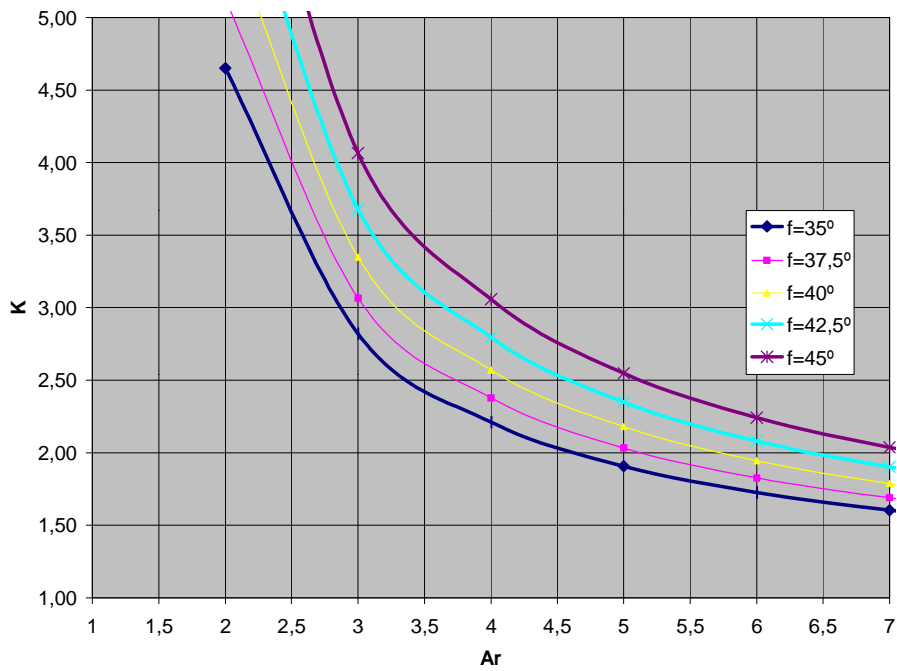


Figura 31: Abaco de diseño de Priebe (1976)

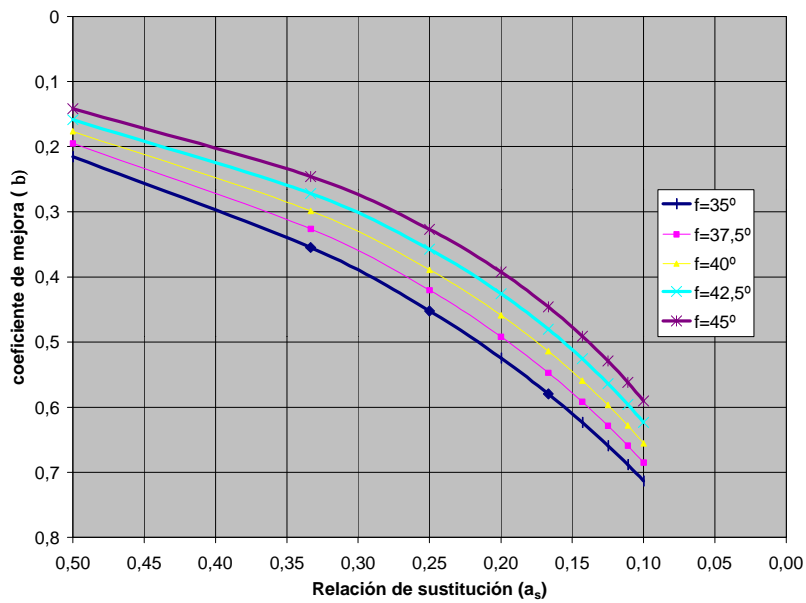


Figura 32: Abaco adaptado del de Priebe (1976), expresado en ejes a_s y b .

5.3.8.- Otros modelos.

5.3.8.1.- *Van Impe & De Beer (1983).*

Este es un método de cálculo rápido y sencillo que considera las siguientes hipótesis básicas:

- Las columnas alcanzan el equilibrio límite (Mohr-Coulomb) deformándose a volumen constante (son incompresibles).
- El comportamiento del suelo se considera elástico.
- Las columnas se modelizan como “pantallas continuas de grava”, con lo que el análisis puede ser realizado en condiciones de deformación plana. El espesor de cálculo de las pantallas se determina de manera que la relación de sustitución (a_s) sea igual a la de la malla real de columnas. Para que esta transformación resulte sencilla, se supone además que el tratamiento se aplica en malla rectangular en lugar de en malla triangular equilátera.
- Se desprecia el rozamiento en la interfaz suelo – columnas (pantallas), lo que también se asume en los métodos anteriores (aunque no ha sido explícitamente indicado).
- Se desprecia el peso propio tanto del material de las columnas como del suelo (tan sólo se considera la sobrecarga a aplicar).
- Se supone que las columnas apoyan sobre un substrato rígido e indeformable.
- El suelo y las pantallas asientan por igual.

Con estas premisas, los parámetros y variables de cálculo necesarios son:

- D_c : Diámetro inicial de las columnas de grava
- a, b: Distancias entre ejes de columnas que definen la malla rectangular de origen

- $\alpha = a_s$ (relación de sustitución)
- d_f : espesor de las pantallas de grava sin deformar.
- L : distancia entre pantallas de grava sin deformar (paredes laterales)
- b : distancia entre pantallas (ejes)
- σ : Presión vertical uniforme aplicada sobre suelo y columnas
- σ_c : Presión vertical absorbida por las pantallas de grava.
- σ_s : Presión vertical absorbida por el suelo.
- σ_h : Presión horizontal en el contacto suelo-pantallas
- H : espesor del estrato compresible (altura inicial de las pantallas)
- S_v : Asiento producido por la sobrecarga (σ), igual en el suelo que en las pantallas.
- S_h : desplazamiento horizontal de las paredes de las pantallas (abombamiento), considerado constante en toda su longitud.
- E_s, ν_s : Módulo de deformación y coeficiente de Poisson del suelo.
- E_c, ν_c : Módulo de deformación y coeficiente de Poisson de las pantallas.
- ϕ'_c : Angulo de rozamiento interno del material de las pantallas.

En la figura 33 se representan las relaciones geométricas básicas para la transformación de las columnas en pantallas.

En la figura 34 se muestran el resto de parámetros y variables de la relación anterior.

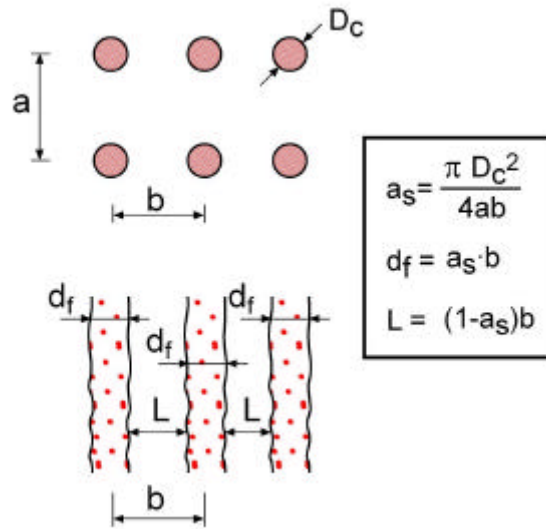


Figura 33: Relaciones geométricas básicas para la transformación de malla rectangular de columnas a pantallas continuas de grava.

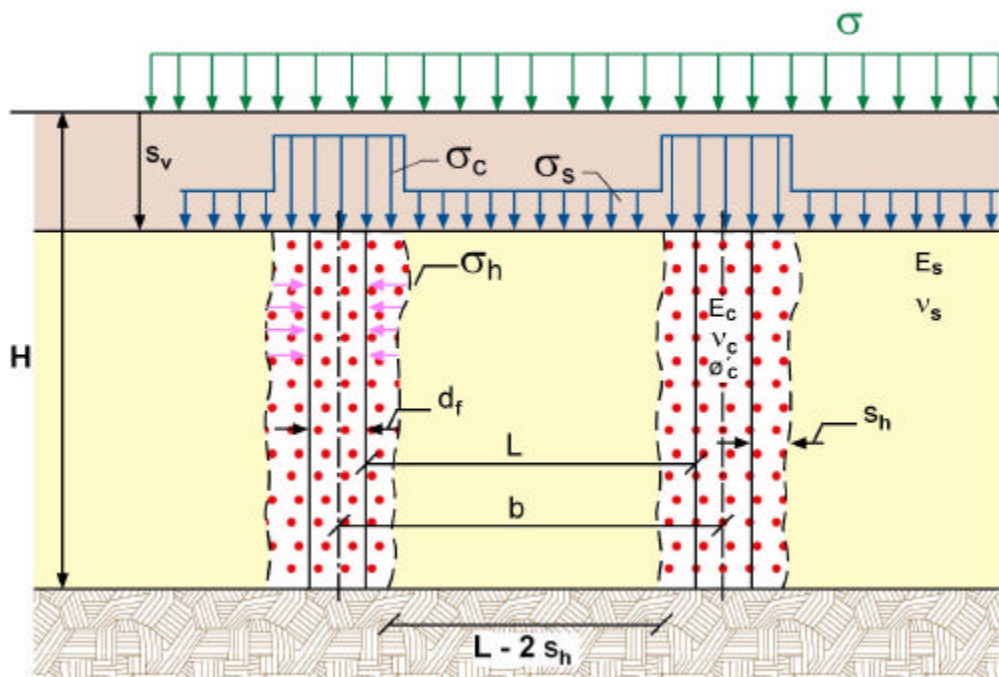


Figura 34: Variables y parámetros principales.

Como en el método anterior, aunque las relaciones matemáticas fundamentales son fácilmente calculables, Van Impe & De Beer proporcionan una serie de ábacos para facilitar su uso. Estos ábacos se presentan para diversos valores de ángulo de rozamiento interno del material de las columnas, para un valor tipo del coeficiente de Poisson del suelo $\nu=1/3$, y para dos valores específicos de la relación σ/E_s , de 0,05 y 0,01 respectivamente.

En la figura 35 se recoge el primero de ellos, que muestra la relación entre un coeficiente (m), definido como el cociente entre la carga absorbida por las columnas y la carga total ($m=a_s \cdot \mu_c$, donde $\mu_c=\sigma_c/\sigma$, definido en 5.3.3), y la relación de sustitución (a_s).

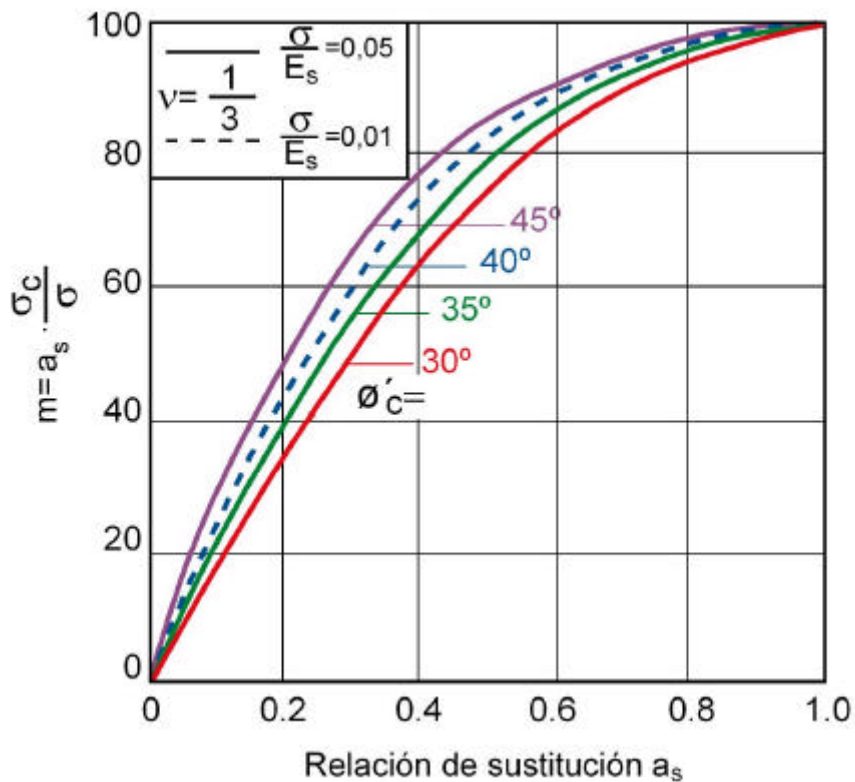


Figura 35: Relación (m) – (a_s). (Tomado de Van Impe & De Beer, 1983).

En la figura 36 se representa la relación entre el factor de mejora (β), expresado en esta ocasión en %, y la relación de sustitución (a_s)

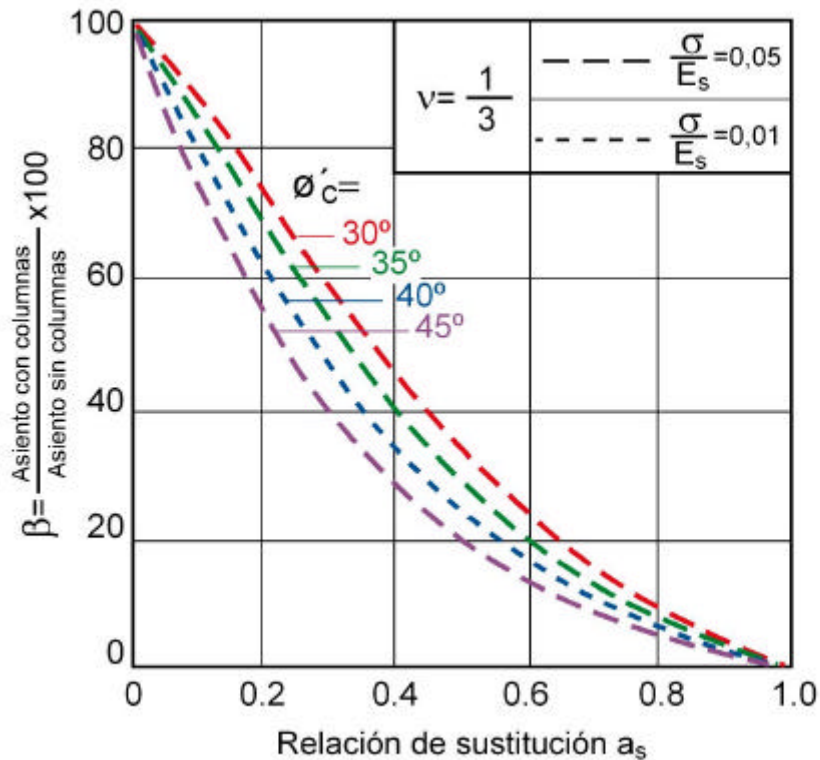


Figura 36: Relación (β) – (a_s). (Tomado de Van Impe & De Beer, 1983).

5.3.8.2.- Balaam & Poulos (1983)

Evidentemente la complejidad intrínseca del fenómeno de interacción suelo-columnas permite acudir a modelos de cálculo progresivamente más complicados. Este sería el caso del procedimiento desarrollado por Balaam & Poulos, que requiere para su aplicación el empleo de técnicas de elementos finitos. Las hipótesis principales son similares a las ya empleadas anteriormente:

- Se considera que suelo y columnas muestran un comportamiento elasto-plástico, con criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

- Las columnas se caracterizan por su ángulo de rozamiento interno (ϕ'_c), módulo de deformación (E_c) y coeficiente de Poisson (ν_c).
- El suelo natural se caracteriza por su resistencia al corte sin drenaje (S_u), módulo de deformación (E_s) y coeficiente de Poisson (ν_s).
- Las deformaciones plásticas en las columnas se caracterizan por una ley de fluencia dependiente de un ángulo de dilatación (ψ).
- Se supone que las columnas apoyan en un substrato rígido e indeformable (y liso a efectos de cálculo).

En lo que respecta al modelo en sí, permite analizar tres tipos de fallo:

- Agotamiento de la resistencia en el contacto suelo-columna.
- Agotamiento de la resistencia de la arcilla
- Agotamiento de la resistencia en las columnas

Finalmente, el modelo permite tres formas de contribución a la resistencia “por fuste” de las columnas: adherencia, fricción y una combinación de ambas.

El desarrollo conceptual del modelo requiere el uso del concepto de “unidad celular”, que deriva de admitir que la carga aplicada en superficie es uniforme y que el tratamiento es lo suficientemente extenso como para poder suponerlo indefinido.

En estas circunstancias, por simetría cualquier columna junto con su área tributaria (figura 11 (c)) puede considerarse como una “célula independiente” en cuyas paredes la deformación lateral y las tensiones de corte han de resultar nulas. Por el mismo motivo, las cargas aplicadas en superficie sobre cada célula han de mantenerse en el interior de ésta, aunque el reparto de tensiones no sea uniforme en el suelo y las columnas, o varíe en profundidad. Como puede apreciarse, en realidad esta hipótesis se ha venido realizando de forma implícita en los diversos métodos descritos.

A partir de las hipótesis anteriores, Balaam & Poulos analizan el caso de una cimentación rígida, indicando no obstante la validez de sus resultados para cimentaciones flexibles en las que la relación entre el espesor del estrato compresible y el diámetro de las columnas (H/D_c) sea superior a 10.

Como en casos anteriores, los principales resultados para algunas situaciones particulares se recogen en ábacos de entrada directa. Así, la figura 37 proporciona la relación obtenida entre el coeficiente o factor de mejora (β) y la raíz de la relación de sustitución ($\sqrt{a_s}$), esto es, el cociente de los diámetros de la columna y de su área tributaria (D_c/D_e). Las curvas mostradas corresponden a diversos valores de la razón de módulos de deformación de la columna y el suelo (E_c/E_s).

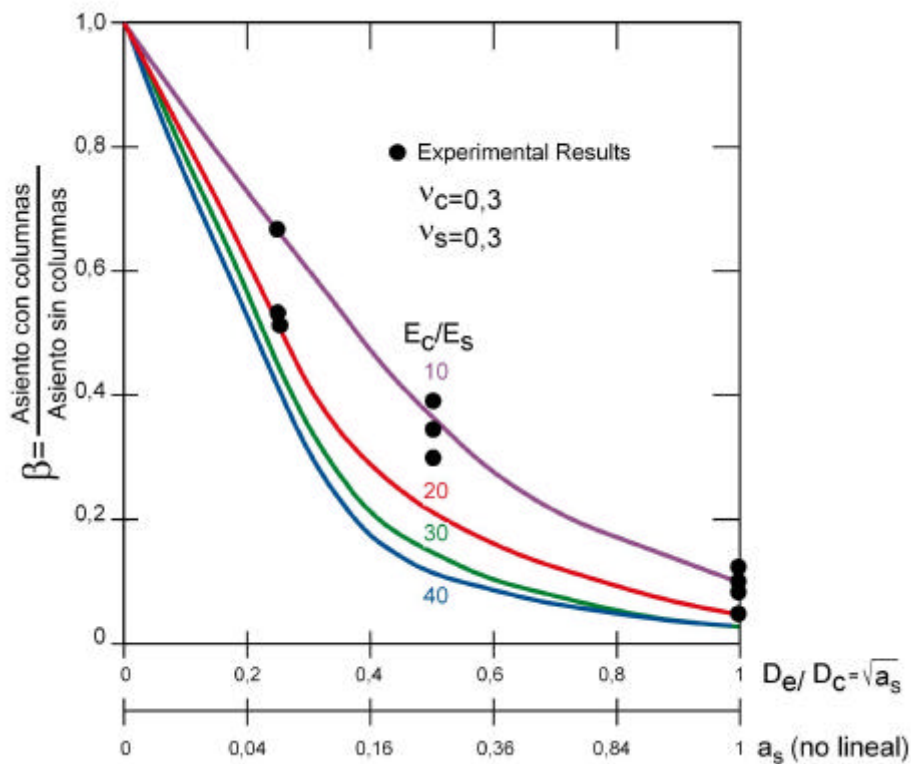


Figura 37: Relación (D_c/D_e) – (b). (Tomado de Balaam & Poulos, 1983).

En la figura 38 se recoge la relación entre el factor $\mu_c = \sigma_c / \sigma$ definido en 5.3.3, y la razón de diámetros D_e / D_c ($1/\sqrt{a_s}$).

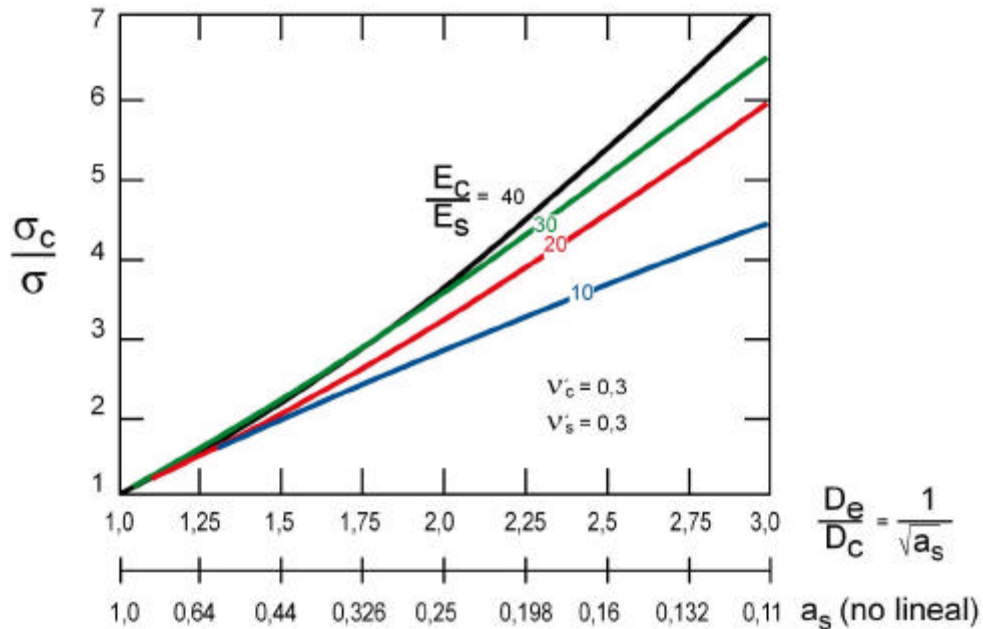


Figura 38: Relación $(D_e/D_c) - (\sigma_c/\sigma)$. (Tomado de Balaam & Poulos, 1983).

5.4.- CONSIDERACIONES FINALES SOBRE EL DISEÑO.

En los apartados anteriores se han descrito algunos de los métodos de cálculo más habituales para el diseño de cimentaciones sobre terrenos mejorados mediante vibroflotación o técnicas similares.

En el caso de terrenos granulares flojos el diseño es eminentemente empírico. No obstante, actualmente se dispone de correlaciones experimentales bastante contrastadas que permiten evaluar de forma previa las posibilidades de aplicación del sistema y obtener un orden de magnitud razonable de la mejora a conseguir.

En cualquier caso resulta necesario realizar unas mallas de prueba con el fin de establecer el tratamiento definitivo.

Con respecto al tratamiento de suelos cohesivos (o mejor dicho, de suelos con más de un 15 a 18% de finos), la aproximación analítica al problema es más habitual, si bien la complejidad del fenómeno de interacción suelo-columnas da lugar a simplificaciones sustanciales en los métodos de cálculo, en ocasiones bastante drásticas.

A modo de ejemplo, en las figuras 39 y 40 se muestran de forma conjunta los resultados de varios de los métodos descritos.

En la primera de ellas, tomada de Balaam & Poulos, op. cit. se muestra el rango obtenido por los autores para el factor de mejora (β), y se compara con los resultados de Priebe. Se incluye además un criterio clásico y empírico propuesto por Greenwood en 1970.

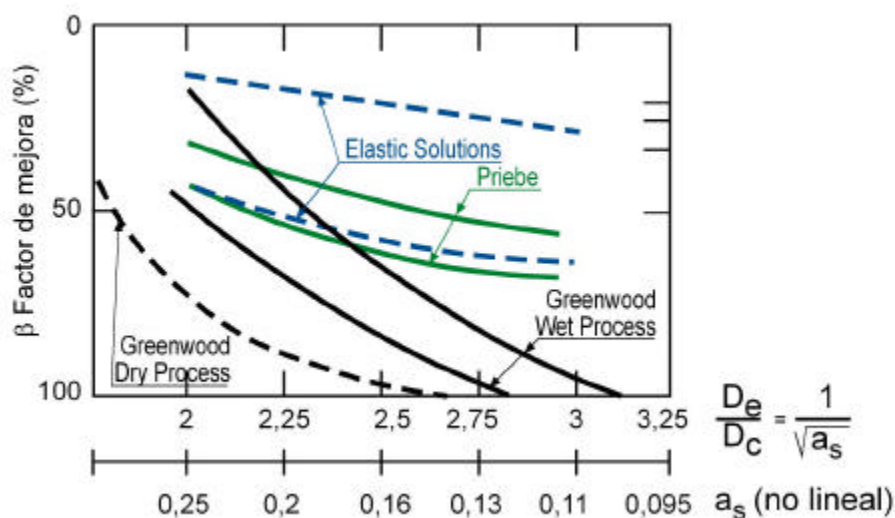


Figura 39: Comparación de los resultados de diferentes métodos de cálculo en la reducción de asentamientos. (Tomado de Balaam & Poulos, 1983).

En la segunda figura se muestran las predicciones de un buen número de métodos, incluyendo asimismo datos de obras reales.

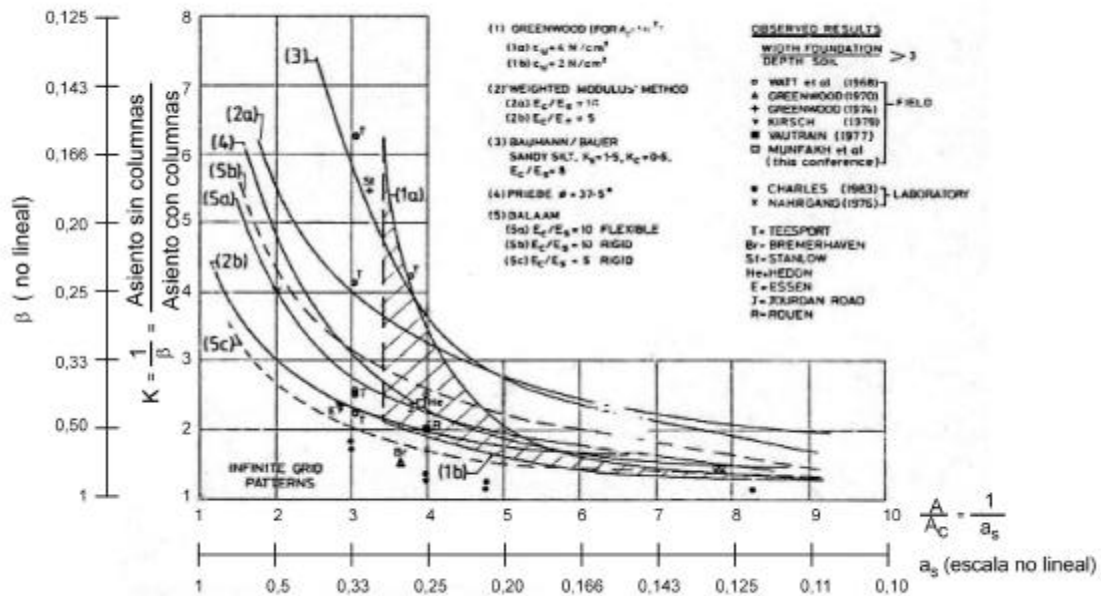


Figura 40: Comparación de los resultados de diferentes métodos de cálculo en la reducción de asentamientos.

Como puede apreciarse, tanto las predicciones de los diferentes métodos como los resultados reales muestran bastante dispersión, sobre todo para relaciones de sustitución muy elevadas. No obstante, en el rango de relaciones de sustitución situadas entre 0.1 y 0.25, quizás las más habituales, las predicciones de los diferentes métodos se aproximan más, aunque parecen resultar optimistas. En definitiva, quizás un planteamiento razonable sea acudir a varios de estos métodos y comparar sus resultados.

Por otra parte, habida cuenta del grado de incertidumbre aún existente en este tipo de diseño, es evidente que la ejecución de pruebas de carga en una zona de ensayo

puede ser muy efectiva. Así, en función del problema planteado pueden efectuarse dichas pruebas sobre una o varias columnas, lo que permite determinar de forma directa el grado de mejora conseguido. Este planteamiento parece especialmente necesario en el caso de plantear tratamientos locales bajo zapatas.

Para finalizar, se ha de indicar que obviamente no se han cubierto todos los métodos de cálculo disponibles. Para un mayor detalle, a continuación se recogen algunas referencias de interés.

6.- BIBLIOGRAFÍA.

- ABOSHI, H. ET AL, "The "Compozer". A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns". Colloque Int. Sur le Renforcement des Sols. París, 1979.
- BALAAM, N.P., POULOS, H-G. "The behaviour of foundations supported by clay stabilised by stone columns". ProcEedings VIII th Conference on S.M. and F.E. Helsinki, 1983, 199-204.
- BASORE, C.E., BOITANO, J.D. "SAND DENSIFICATION BY PILES AND VIBROFLOTATION". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol 95. Noviembre, 1969, 1303-1323.
- BESANÇON, G., PERTUSIER, E. "Soil improvement by deep vibration". Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques. Bangkok, 1982, 31-38.
- BROWN, R.E., 1977. "Vibroflotation compaction of cohesion less soils". Journal of Geotechnical Eng. Div., ASCE, 103, GT 12, December, 1437-1451.
- D'APPOLONIA, E. ET AL. "Sand Compaction by Vibroflotation". Proccedings, ASCE. Vol 79, Separate No. 200, July, 1953.

- FARACO, C., 1974. "Compactación en profundidad mediante vibroflotación". Revista de Obras Públicas – Julio, 481-488.
- FARACO, C., 1980. "Mejora del terreno de cimentación". Capítulo 4 de "Geotecnia y Cimientos, III. Cimentaciones, Excavaciones y Aplicaciones de la Geotécnia", Primera Parte. J.A. Jiménez Salas y otros. Ed. Rueda. Madrid.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHA), (1983): Design and Construction of Stone Columns. Vol I. US Department of Transportation. Report FHWA/RD-83/026.
- GOUGHNOUR, R.R. et BAYUK A.A. "Analysis of stone column Soil matrix interaction under vertical load". Colloque Int sur le Renforcement des Sols. Paris, 1979.
- GREENWOOD, D.A. and THOMSON, G.H., 1984. "Ground stabilization. Deep compaction and grouting". ICE Works Constructoion Guides. Thomas Telford Ltd., London.
- HUGHES, J.M.O., WITHERS, N.J. (1974). "Reinforcing of soft cohesive soils with Stone Columns". Ground. Engrg. PP.42-49.
- IN SITU SOIL AND ROCK REINFORCEMENT. Proceedings of the International Conference, Presses de L'Ecole National des Ponts et Chaussées, París, 1984.
- INSTITUTO GEOLÓGICO Y MINERO DE ESPAÑA (IGME), (1987): "Manual de Taludes". Madrid.
- MADHAV, M.R. "Recent Developments in the use and analysis of granular piles". S.r.d.g.i.t. Bangkok, 1982, 117-129.
- MITCHELL, J.K. and KATTI, R.K., 1981. "Soil Improvement. State-of-the-Art Report". Proceedings Xth Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 1981.
- MURAYAMA, S. ET AL. 1972. "Analysis of Composite Ground, Applying Stress-strain

Behaviour of Soils". Abstracts of Annual Meeting of JSSMFE, PP. 399-402 (in Japanese).

- ORTUÑO, L. (1986): "Diseño y Cálculo de Columnas de Grava". Curso sobre Métodos Modernos de Mejora del Terreno y Refuerzo de Suelos. Instituto Agustín de Bethencourt. Madrid.

- PILING AND GROUND TREATMENT. Proceedings of the Int. Conf. On Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations, ICE (London, March, 1983). Thomas Telford Ltd., London 1984.

- PRIEBE, H., 1976. "An evaluation of settlement reduction in soil improved by vibroreplacement" (in German). Bautechnik, 53, 160-162.

- PRIEBE, H. 1978. "Abschätzung des Scherwiderstandes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes". BAUTECHNIK, 8, 281-284.

- PROCEEDINGS VIII th EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, "Improvement of Ground", Helsinki, 1983.

- RECENT DEVELOPMENTS IN GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES. Proceedings of the Int. Symposium, (Bangkok, 1982). A.A. Balkema. Rotterdam, 1985.

- URIEL, A. (1985): "Mejora del terreno por medios dinámicos". Curso sobre pavimentos y rellenos portuarios. Puerto Autónomo de Valencia.

- VAN IMPE, W., DE BEER, E. "Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns", Proceedings VIII th Conference on Soil Mechanics en Foundation Engineering. Helsinki, 1983, 309-312.

- VESIC, A.S. (1972) "Expansion of cavities in infinite soil mass". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, 265-290.

- VIBRO SYSTEMS INC.: "Vibratory Ground Improvement Manual"

- WALLAYS, M. ET AL. "load transfer mechanisms in soils reinforced by stone or sand columns". Proceedings VIII th Conference on S.M. and F.E. Helsinki, 1983, 313-318.
- WALLAYS, M. "Deep Compaction by Casing driving". S.R.D.G.I.T. Bangkok, 1982, 39-51.
- WALLAYS, M. "Deep Compaction by vertical and horizontal vibration". S.R.D.G.I.T. Bangkok, 1982, 53-70.
- WEBB, D., HALL, R.I. "Effects of Vibroflotation on clayey sand". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE Vol. 95. Noviembre, 1969, 1365 1378.