



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

OPTIMIZACIÓN DE TRATAMIENTOS DE SUELOS BLANDOS BAJO TERRAPLENES

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Juan Pablo Zamora Beyk

ASESOR: Jorge Zegarra Pellane

Lima, setiembre de 2014

RESUMEN

Para apoyar terraplenes sobre suelos blandos es necesario diseñar un tratamiento de mejora del terreno que permita acelerar los procesos de consolidación, disminuir los asentamientos y por lo tanto, asegurar la estabilidad de los terraplenes frente al deslizamiento.

El objetivo principal de este trabajo es explicar de manera clara los procedimientos para la mejora de los suelos blandos usando los métodos de precarga, drenes verticales y columnas de grava.

El diseño simplificado de un terraplén sobre suelo blando consiste en un análisis sin drenaje de las condiciones de estabilidad durante la construcción o a corto plazo, y un análisis con drenaje a largo plazo luego de la consolidación.

La precarga consiste en aplicar una carga igual o superior, generalmente sobre suelos blandos, la cual producirá la consolidación que se reflejará en un aumento de la resistencia del terreno y una disminución de los asentamientos después de la construcción.

Para acelerar la consolidación y reducir el tiempo de precarga, puede resultar económico mejorar el drenaje del terreno, instalando drenes verticales en el terreno para reducir los caminos del agua hacia zonas más permeables. El objetivo de este método es alcanzar un grado de consolidación suficiente en un periodo aceptable de tiempo.

Otro método para acelerar la consolidación de los suelos blandos son las inclusiones verticales de grava, ya sea mediante zanjas o mediante columnas de grava. Además este método supone un refuerzo adicional para el terreno.

En general, las técnicas descritas para la mejora del terreno son muy costosas y sólo deben utilizarse después de un detallado reconocimiento de las características del suelo de cimentación, así como haber examinado las diversas opciones posibles. Se debe elegir el procedimiento que resume las condiciones adecuadas de plazo, costo y efectividad y no sólo el más económico.

Palabras Clave: precarga, drenes verticales, columnas de grava

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Optimización de tratamientos de suelos blandos bajo terraplenes"
Área : Geotecnia
Asesor : Ing. Jorge Zegarra Pellanne
Alumno : JUAN PABLO ZAMORA BEYK
Código : 2002.0238.0.412
Tema N° : 44
Fecha : Lima, 14 de mayo de 2014



ANTECEDENTES

Los suelos blandos ocasionan problemas principalmente debido a dos factores:

- Su baja resistencia, la cual está relacionada a una baja capacidad portante y a la inestabilidad de los taludes.
- Su alta deformabilidad, la cual ocasiona grandes asentamientos.

El diseño simplificado de un terraplén sobre suelo blando consiste en un análisis sin drenaje de las condiciones de estabilidad durante la construcción o a corto plazo, y un análisis con drenaje a largo plazo luego de la consolidación.

Para apoyar terraplenes sobre suelos blandos es necesario diseñar un tratamiento de mejora del terreno que permita acelerar los procesos de consolidación, disminuir los asentamientos y por lo tanto, asegurar la estabilidad de los terraplenes frente al deslizamiento. Entre estos tratamientos está la precarga, el uso de drenes verticales, las columnas de grava, entre otros.

OBJETIVO

Explicar de manera clara los procedimientos para la mejora de los suelos blandos usando los métodos de precarga, drenes verticales y columnas de grava.

Programa a Realizar

Para el análisis y diseño de un terraplén sobre suelos blandos se deberá seguir la siguiente secuencia:

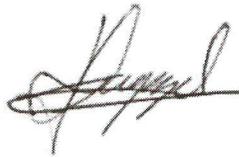
- Analizar la estabilidad del terraplén considerando los parámetros originales del suelo blando.
- En caso de no alcanzar los factores de seguridad exigidos, se analizará la estabilidad considerando la mejora del terreno por consolidación. Luego, se verificará el tiempo de consolidación usando la teoría de Terzaghi.
- Si el tiempo es muy elevado, se deberán instalar drenes verticales, para lo cual se verifica el tiempo de consolidación total, incluyendo el efecto de la consolidación radial. Se procede a tantear una distribución de drenes adecuada para llegar a

alcanzar el tiempo y grado de consolidación requerido.

- En el caso que no se alcancen los factores de seguridad exigidos por la mejora del terreno por consolidación, se procede a analizar la estabilidad del terraplén considerando la inclusión de columnas de grava. Después se verifica el tiempo de consolidación con las columnas de grava.
- Se deberá tantear una distribución de columnas de grava adecuada y un diámetro de columna, para poder alcanzar una mejora de los parámetros resistentes del suelo blando y el tiempo necesario para alcanzar el tiempo y el grado de consolidación requerido.
- Finalmente se calculará el asentamiento.

En general, las técnicas descritas para la mejora del terreno son muy costosas y sólo deben utilizarse después de un detallado reconocimiento de las características del suelo de cimentación, así como haber examinado las diversas opciones posibles. Se debe elegir el procedimiento que resume las condiciones adecuadas de plazo, costo y efectividad y no sólo el más económico.

Se deberá incluir un ejemplo aplicativo de análisis y diseño.



NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



INDICE

	Pág.
1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS DEL TRABAJO	1
2.- SUELOS BLANDOS COMO SOPORTE DE TERRAPLENES	2
3.- TÉCNICAS DE MEJORA DE SUELOS BLANDOS	7
3.1.- Modificación de la Geometría y Cargas del Terraplén	7
3.2.- Compactación Dinámica por Impacto	9
3.3.- Estabilización Profunda con Cal	11
3.4.- Columnas de Mortero	12
4.- PRECARGA	13
4.1.- Descripción Teórica	13
4.2.- Análisis y Diseño	17
4.3.- Métodos de Precarga	20
4.4.- Mejora del Terreno por Consolidación	21
4.5.- Ventajas y Limitaciones	22
5.- DRENES VERTICALES	22
5.1.- Definición	24
5.2.- Antecedentes	24
5.3.- Drenes Prefabricados	26
5.4.- Descripción Teórica	28
5.5.- Instalación	29
5.6.- Análisis y Diseño	33
6.- COLUMNAS DE GRAVA	37
6.1.- Antecedentes	38
6.2.- Descripción Teórica	41
6.3.- Métodos de Ejecución en Tierra y Mar	42
6.4.- Análisis y Diseño	49

INDICE

	Pág.
7.- EJEMPLO APLICATIVO DE ANÁLISIS Y DISEÑO	57
7.1.- Datos del Problema	57
7.2.- Análisis de Estabilidad del Terraplén sin Mejora del Terreno	58
7.3.- Análisis de Estabilidad del Terraplén Considerando la Mejora del Terreno por Consolidación	60
7.4.- Análisis de los Tiempos de Consolidación	62
7.5.- Análisis de Estabilidad del Terraplén y Tiempos de Consolidación con Columnas de Grava	64
7.6.- Cálculo de Asentamientos	68
7.7.- Modelo con Elementos Finitos y Verificación de Asentamientos	70
7.8.- Especificaciones y Recomendaciones para el Proceso Constructivo	75
8.- CONCLUSIONES	78
9.- BIBLIOGRAFÍA	84
ANEXO	
Análisis de Estabilidad del Terraplén del Ejemplo	

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS DEL TRABAJO

Para apoyar terraplenes sobre suelos blandos es necesario diseñar un tratamiento de mejora del terreno que permita acelerar los procesos de consolidación, disminuir los asentamientos y por ende, asegurar la estabilidad de los terraplenes frente al deslizamiento.

Luego del tratamiento, el terreno acaba modificando sus propiedades y su respuesta frente a acciones exteriores. Entre estos tratamientos de mejora tenemos a la precarga, el uso de drenes verticales, las columnas de mortero, la estabilización con cal, la compactación dinámica, las columnas de grava, entre otros.

Hoy en día existen muchas publicaciones referentes al tema de mejora del terreno, las cuales enfocan el planteamiento teórico, el diseño, la ejecución y las experiencias recogidas en obras civiles alrededor del mundo.

Este trabajo pretende enfatizar estos métodos de mejora de suelos blandos en la ejecución de terraplenes con fines de vías de carreteras, ferrocarriles o en todas aquellas obras civiles donde se requieran la ejecución de estos.

Los principales objetivos de este trabajo son:

- Describir teóricamente los principales métodos de mejora de suelos blandos bajo terraplenes. Se enfatizará en los métodos de precarga, drenes verticales y columnas de grava, ya que son los que más se utilizan en la práctica.
- Ser una guía práctica y de fácil entendimiento para el diseño de los principales métodos de mejora del terreno en suelos blandos bajo terraplenes.
- Explicar de manera clara los procedimientos para la mejora de los suelos blandos usando los métodos de precarga, drenes verticales y columnas de grava. Se usarán los métodos convencionales de cálculo y el de los elementos finitos.
- Introducir los métodos de mejora de suelos blandos bajo terraplenes en el territorio peruano, donde aún no se cuenta con la suficiente experiencia

práctica y donde podría desarrollarse en los campos viales para la ejecución de carreteras en los suelos de la selva y ser un aporte en el rubro minero para la construcción de terraplenes sobre relaves.

2.- SUELOS BLANDOS COMO SOPORTE DE TERRAPLENES

Los suelos blandos, en la Ingeniería Civil, plantean problemas de todo tipo en las construcciones, ya sean estas vías de comunicación, como carreteras o ferrocarriles, o en las cimentaciones de edificaciones y obras civiles en general. Estos suelos deben ser analizados y tratados convenientemente, caso contrario, es de esperarse situaciones no deseadas a corto y largo plazo.

Los suelos blandos ocasionan problemas principalmente debido a dos factores:

- **Su baja resistencia**, la cual está relacionada a una baja capacidad portante y a la inestabilidad de taludes.
- **Su alta deformabilidad**, la cual ocasiona grandes asentamientos.

En obras de vías de comunicación la repercusión puede ser muy grande debido a los terraplenes que se encuentran asentados sobre estos suelos, que originan problemas con la estabilidad de los taludes. Además, los asentamientos excesivos llevan a inaceptables deformaciones en las plataformas.

Entre los aspectos geotécnicos que inciden sobre los suelos blandos se señalan:

- **La presión de preconsolidación**, la cual puede representar un cambio en el comportamiento de las arcillas blandas si es que no se estima de una manera precisa.
- **La anisotropía**, la cual incide en la resistencia y deformación sin drenaje,
- **La consolidación secundaria**, que repercute en el fenómeno denominado *creep* (reptación), tanto sin drenaje como con drenaje.

Otro aspecto que influye es el empleo del ensayo de consolidación y de la teoría de Terzaghi para estimar la magnitud y la velocidad del asentamiento, la cual, en la realidad, difiere mucho de ser unidimensional. Sin embargo, es un método simplificado que aún se emplea.

La práctica habitual del diseño de terraplenes sobre arcillas blandas se basa en un modelo simple del comportamiento del terreno arcilloso. Este modelo distingue dos fases:

1. **Durante la construcción del terraplén**, la respuesta del suelo no considera el drenaje, debido a la rápida aplicación de carga y a la baja permeabilidad de las arcillas.
2. **Después de la construcción**, se produce la consolidación de la arcilla, la cual produce variaciones en las presiones intersticiales, tensiones efectivas y deformaciones.

Por lo tanto, el diseño simplificado de un terraplén consiste en un análisis sin drenaje de las condiciones de estabilidad durante la construcción o a corto plazo, y un análisis con drenaje o a largo plazo luego de la construcción y la consiguiente consolidación. La figura 1 muestra el tipo de comportamiento del terreno arcilloso para el diseño simplificado.

Este diseño ha sido facilitado debido a que a cada fase le corresponden ensayos de laboratorio convencionales o ensayos in situ específicos. Es así que para la situación de corto plazo, se emplean ensayos sin drenaje (compresión simple, corte directo o ensayos triaxiales UU) o el ensayo in situ de la veleta. Para el análisis a largo plazo se emplea el ensayo de consolidación unidimensional y ensayos triaxiales con drenaje.

Además, se emplea la teoría de la elasticidad para el análisis de los esfuerzos y deformaciones del suelo, considerando un coeficiente de Poisson ν de 0.5 en la condición sin drenaje y una deformación lateral nula durante la consolidación, como en el ensayo de laboratorio.

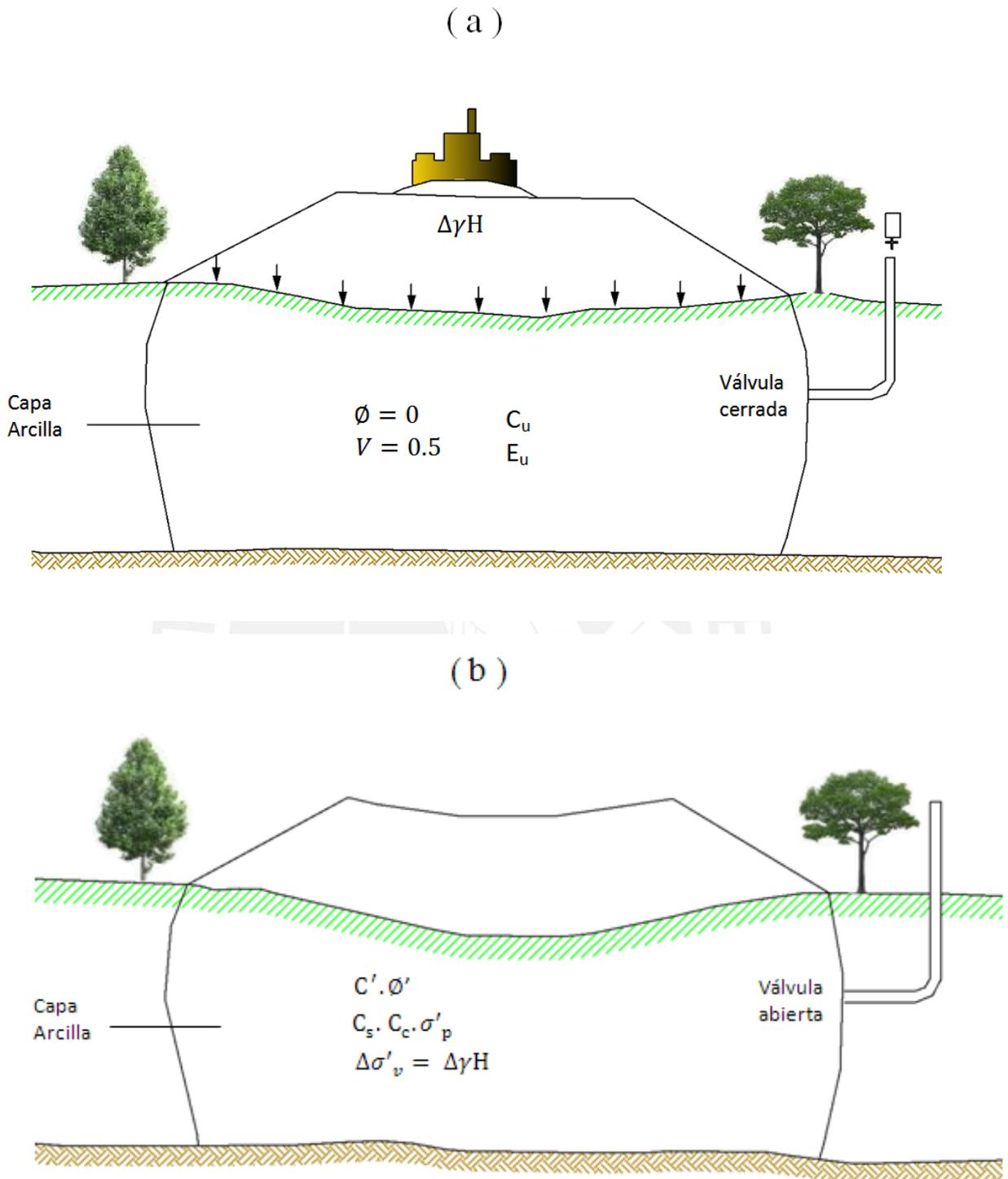


Figura 1 Croquis para representar el tipo de comportamiento del terreno arcilloso. Fase a: Construcción; Fase b: Largo plazo (Sopeña L. 1992)

La teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi es la base en la práctica del cálculo de los asentamientos a largo plazo. Sin embargo, el empleo de esta presenta las siguientes dificultades en la práctica:

- En el desarrollo del cálculo del asentamiento el comportamiento del suelo se caracteriza por el uso del coeficiente de consolidación C_v , que se determina mediante el ensayo de consolidación y se considera como una constante del suelo. Sin embargo, C_v no es un parámetro intrínseco del suelo, ya que depende de la permeabilidad, de la deformabilidad y de la carga aplicada. Por todo esto, la solución de Terzaghi es solamente una aproximación del comportamiento real in situ.
- La otra dificultad está relacionada con las condiciones de contorno del drenaje, ya que las capas delgadas de arena, que pueden actuar como drenaje, no se detectan fácilmente en el campo. Por lo tanto, la estratigrafía seleccionada, puede ser muy subjetiva, ocasionando errores en los cálculos.

La aplicación de las cargas no uniformes del terraplén producen sobrepresiones intersticiales o de poros en la capa de arcilla blanda. Al final de la construcción del terraplén la capa de arcilla tendrá una red de curvas de iguales sobrepresiones intersticiales tal como se muestra en la figura 2. Estas sobrepresiones se disiparán con el tiempo durante el proceso de consolidación, por el cual el flujo de agua se disipará hacia las superficies drenantes o libres y la capa de arcilla se deformará debido al incremento de las tensiones efectivas.

Esta red de flujo se encuentra ligada a la red potencial de presiones del fluido y es, por consiguiente, bidimensional. La importancia del flujo vertical y horizontal depende de la anisotropía de permeabilidad de la arcilla y de la anisotropía del gradiente hidráulico. Por lo tanto, un análisis riguroso del proceso de consolidación debería tomar en cuenta el estado bidimensional de las deformaciones y del flujo sobre el suelo blando. Este análisis solamente se puede efectuar considerando un cálculo con el método de los elementos finitos.

En la práctica, Magnan et al. (1979) recomiendan despreciar el efecto de la segunda dimensión, salvo en los casos de terraplenes de reducidas dimensiones sobre depósitos de suelo blando de gran espesor o en el caso de arcillas de gran anisotropía de permeabilidad.

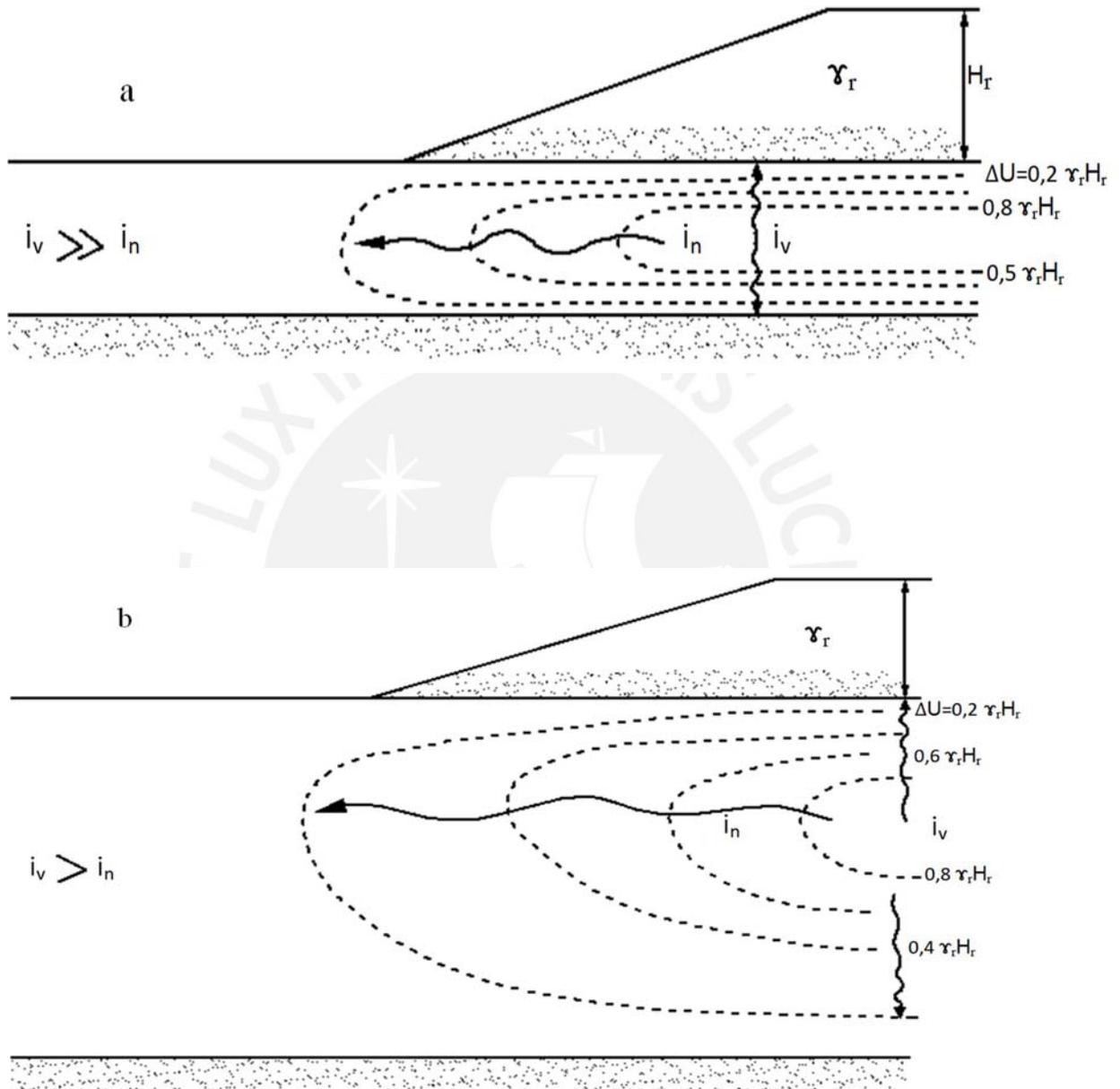


Figura 2 Redes de corriente típicas durante el proceso de consolidación bajo un terraplén
(Sopeña L. 1992)

3.- TÉCNICAS DE MEJORA DE SUELOS BLANDOS

Las técnicas a las que se pueden recurrir se pueden dividir en las siguientes condiciones (Sopeña, 1992):

- Aceptar las propiedades del suelo, modificando otros factores, tales como el ritmo y la intensidad de las cargas aplicadas al terreno, la zona de su aplicación transmitiéndolas a un nivel más resistente, etc.
- Cambiar las calidades del suelo natural existente, por un tratamiento de mejora, tal como compactación dinámica, estabilización, etc.
- Sustituir la totalidad o parte del terreno blando por otro de mejor calidad.

3.1.- Modificación de la Geometría y Cargas del Terraplén

El aumento de la tensión efectiva en el suelo incrementa la resistencia al corte. Es así que esta resistencia puede aumentarse construyendo el terraplén gradualmente por etapas. Para ello debe transcurrir un tiempo suficiente para poder disipar las presiones intersticiales entre cada aumento de la altura del terraplén y permitir que el suelo subyacente adquiera la resistencia al corte necesaria para poder resistir las cargas que se van aplicando.

Este método es aplicable cuando la permeabilidad del suelo subyacente al terraplén es bastante elevada o cuando el espesor de la capa compresible es pequeño. De no cumplirse estas condiciones, este método se puede aplicar junto con los drenes verticales.

Además en suelos poco resistentes se pueden mantener las tensiones efectivas inferiores a la cohesión no drenada, modificando las pendientes de los taludes o empleando materiales ligeros para el terraplén.

También se pueden reducir problemas de estabilidad y reducir asentamientos utilizando materiales ligeros para una parte o totalidad del terraplén. En la tabla 1 se presentan los principales materiales utilizados para la construcción de terraplenes ligeros.

Tabla 1 Materiales de baja densidad utilizados para la construcción de rellenos ligeros
(Sopeña L. 1992)

MATERIAL	DENSIDAD APARENTE APROXIMADA (gr/cm ³)	COMENTARIOS
Cortezas (Pino y Abeto)	0.8 – 1.0	Desecho relativamente poco utilizado ya que es de difícil compactación. El riesgo de contaminación de las aguas subterráneas por las aguas que rezuman de la corteza puede reducirse o eliminarse utilizando un material conservado inicialmente en agua y luego secado al aire durante varios meses. La relación del volumen compactado con el volumen inicial es del orden del 50%. El asentamiento a largo plazo al 10% del espesor después de compactación.
Aserrín (Pino y Abeto)	0.8 – 1.0	Desecho normalmente utilizado debajo de la capa freática, pero que ha sido ya utilizado en terraplenes cuyos taludes han sido sellados con asfalto o con láminas de plástico.
Turba:	0.3 – 0.5	Experiencia especialmente útil en Irlanda para reparar las carreteras en servicio sustituyendo la grava por turba en fardos.
Seca al aire; triturada	0.2	
fardos para horticultura; fardos comprimidos	0.8 – 1.0	
Pizarras o arcilla expandida (grano ligero)	0.5 – 1.0	Las propiedades físicas de este material (densidad, resistencia, compresibilidad) son generalmente excelentes para una utilización como material ligero, aunque varían un tanto según los procedimientos de fabricación. El material es bastante caro, pero puede resultar económico comparado con las demás técnicas de construcción de carreteras de elevada categoría. El espesor mínimo de la calzada por encima de la arcilla es generalmente del orden de 0.6 m.
Poliestireno expandido	0.1	Material extraordinariamente ligero, utilizado bastante en EE.UU. y en Noruega, donde la experiencia adquirida es alentadora y donde su utilización se amplía cada vez más. En Noruega, el material se utiliza en forma de bloques. El espesor de la calzada varía entre 0.5 y 1 m. según la circulación y la carga de los vehículos. Se incorpora en la calzada una placa de concreto armado, vaciada directamente sobre el poliestireno para reducir su deformación y protegerla contra los productos petrolíferos, etc. Este material es muy caro, pero su muy reducida densidad puede hacerle resultar económico en ciertos casos particulares.

Tabla 1 Materiales de baja densidad utilizados para la construcción de rellenos ligeros
(Sopeña L. 1992)

MATERIAL	DENSIDAD APARENTE APROXIMADA (gr/cm ³)	COMENTARIOS
Cenizas Volantes, escorias, cenizas, etc.	1.0 – 1.4	Los desechos tales como cenizas volantes (“fly ash”) se colocan generalmente como mínimo a 0.3 m encima del nivel máximo de las crecidas. Esos materiales pueden en ocasiones fraguar, lo que provoca un incremento notable del coeficiente de seguridad en el curso del tiempo. En ciertos casos (el de las escorias de altos hornos, por ejemplo) los materiales absorben agua en el curso del tiempo, lo que aumenta su densidad.
Desechos de Concreto celular	1.0	El volumen de este material disminuye considerablemente durante la compactación. Si ésta es demasiada intensa, se transforma en polvo.
Concreto celular de baja densidad	0.6	Es un nuevo material experimental ligero, fabricado a partir de cemento Portland, de agua y de un agente espumante.

3.2.- Compactación Dinámica por Impacto

El principio de este método consiste en golpear el suelo con la ayuda de una masa en caída libre. Las masas utilizadas pueden llegar a alcanzar 40 Ton y caer a una altura de hasta 40 metros.

Los constantes impactos en el suelo provocan una disminución del volumen de vacíos y consiguientemente del potencial de licuefacción del suelo, además crean vías de drenaje. El peso de la masa y la altura de la caída dependen del espesor de la capa de suelo a compactar.

Antes del apisonamiento, el suelo deberá ser recubierto por una capa de material granular drenante de 0.5 a 1.0 m. de espesor (Sopeña, 1992) para:

- Asegurar la estabilidad de la maquinaria.
- Evitar un excesivo hundimiento de la masa.
- Servir de drenaje al agua expulsada.

Para levantar y soltar la masa se usa frecuentemente una grúa clásica, aunque muchas veces se emplea una maquinaria diseñada exclusivamente para la compactación dinámica. Ver Figura 3

El golpeo con la masa se efectúa en una serie de pasadas con plazos de 2 días a varias semanas incluso para poder disipar las presiones intersticiales. La utilización de esta técnica puede reducir considerablemente la compresibilidad del suelo y mejorar su resistencia, de tal forma que los asentamientos producidos por el terraplén sean reducidos.



Figura 3 Equipo de compactación dinámica (Simic D. 2011)

3.3.- Estabilización Profunda con Cal

El principio de este método consiste en introducir cal viva en el suelo por amasado in situ para formar columnas. Esta mezcla proporciona una mayor resistencia al corte y una menor compresibilidad como consecuencia de los intercambios de iones y de una reducción del contenido de agua libre.

Este método es apropiado para el tratamiento de las arcillas blandas que tienen un contenido bajo de materia orgánica y un índice de plasticidad poco elevado.

Durante el tratamiento las columnas se pueden colocar poco espaciadas, en bloques o más espaciadas según el incremento deseado de resistencia al corte, que por lo general aumenta de 0.05 a 0.10 kg/cm² o incluso hasta de 0.60 a 0.70 kg/cm². Además, debido a que las columnas estabilizadas tienen una permeabilidad más elevada que el suelo natural, actúan como drenes acelerando la consolidación.

La cal viva se mezcla con el suelo con la ayuda de una herramienta en forma de barreno que se hunde girando hasta la profundidad deseada. La cal viva se inyecta y se mezcla con el suelo cuando se retira la herramienta girando en sentido contrario.

En la figura 4 se muestra una distribución típica de las columnas de cal.



Figura 4 Distribución de columnas de cal-cemento en fila o panel (Vukotic G. 2006)

3.4.- Columnas de Mortero

Las columnas de mortero consiguen modificar el funcionamiento tenso - deformacional de un material geotécnico mediante un doble mecanismo:

- El propio sistema de generación de la columna implica el desplazamiento del suelo situado donde se realiza la columna. Este material se desplaza radialmente y se compacta al perímetro de la columna.
- La inserción de un elemento estructural de características tenso - deformacionales totalmente diferentes al del suelo, consigue que el conjunto terreno – columna tenga un comportamiento totalmente diferente.

La mejora conseguida en el terreno colindante a la columna es importante para lograr un adecuado comportamiento del conjunto suelo-columna. El resultado final será un terreno equivalente con mayor rigidez, fruto del resultado de combinar las rigideces de las columnas, el terreno compactado colindante a las columnas y los parámetros resistentes del suelo existente.

Además, la inclusión de las columnas eleva la resistencia al corte del conjunto que permitirá obtener menores asentamientos y aumentar el coeficiente de seguridad de taludes.

Se ejecuta la perforación mediante una máquina que hace penetrar un barreno con cabeza helicoidal que al final tiene una hélice, produciendo un desplazamiento lateral del terreno. La perforación se basa en el sistema de aplicación de un torque y empuje y extracción por torque y tiro. Una vez alcanzada la profundidad necesaria, el barreno es extraído mientras el mortero es inyectado a través de la varilla del tubo central. Ver figura 5

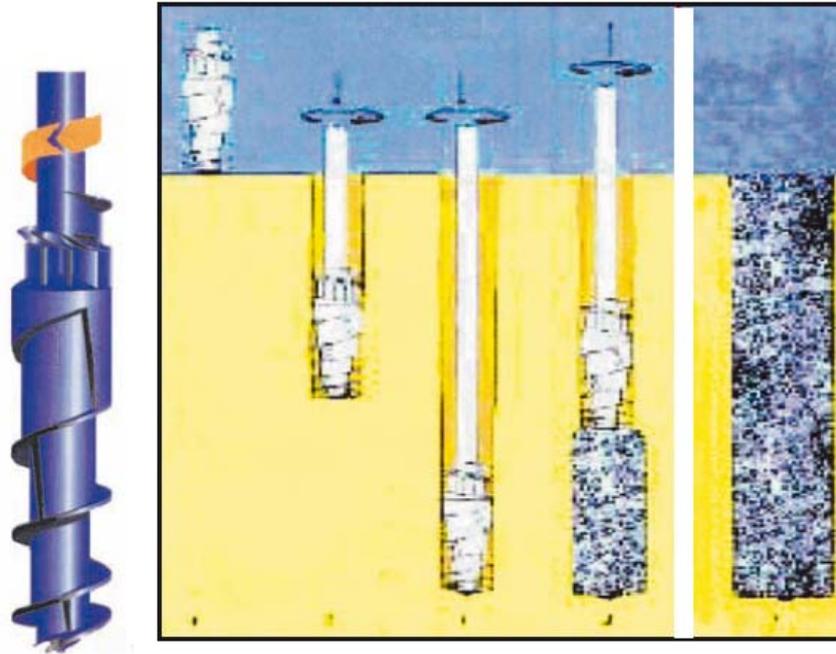


Figura 5 Ejecución de Columnas de Mortero (Rosas J.J. 2006)

4.- PRECARGA

Este método consiste en aplicar una carga igual o superior al del terraplén generalmente sobre suelos blandos, la cual producirá la consolidación que se reflejará en un aumento de la resistencia del terreno y una disminución de los asentamientos después de la construcción.

4.1.- Descripción teórica

Las labores de precarga no tratan de eliminar los asentamientos sino de inducirlos con anterioridad, cambiando la estructura inicial del terreno y pasando a otra que responda mejor ante nuevos incrementos de tensiones con menores deformaciones.

La acción de carga y descarga en un suelo blando induce deformaciones plásticas mucho mayores que las elásticas o recuperables, por lo que esta acción repetida prepara al terreno frente a un comportamiento similar de tensiones. Sin embargo, en la precarga real en campo, este proceso no puede repetirse más de una vez, ya que implica un gran costo. Sin embargo se pueden manejar dos factores: la magnitud de la carga y el tiempo.

En la figura 6 se muestra una gráfica de carga – asentamiento - tiempo para una precarga con remoción total.

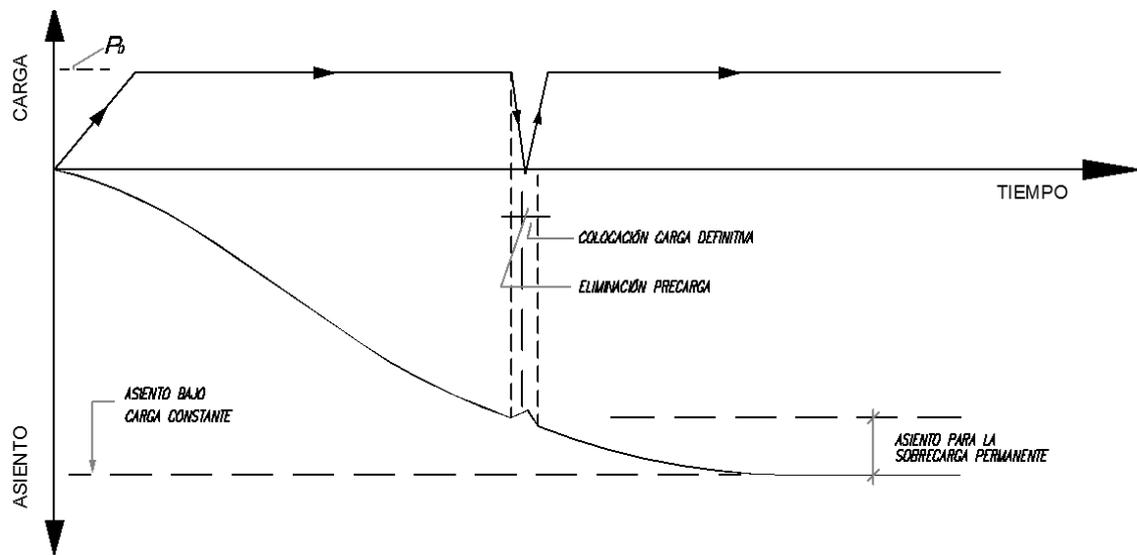


Figura 6 Precarga con remoción total (Oteo C. 2011)

La figura 7 representa la curva de un suelo cargado por un terraplén. Durante la precarga el suelo se asienta hasta el punto 1. Luego, una vez retirada la carga se llega hasta el punto 2. Se puede apreciar que los asentamientos remanentes son casi iguales a los producidos por la carga del terraplén.

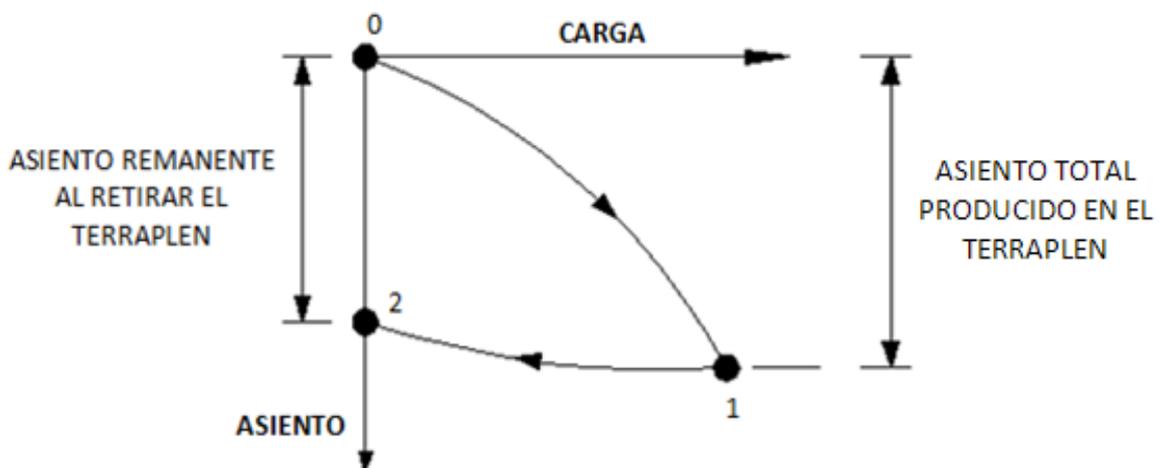


Figura 7 Curva carga-asiento de un suelo precargado bajo un terraplén (Bielza A. 1999)

Si se recarga el suelo con una carga igual a la del terraplén (punto 3 de la figura 8) el suelo describe un comportamiento similar al de la descarga con sentido contrario. En la figura 8 se puede apreciar este comportamiento y además se puede ver que los asentamientos por la recarga son muy pequeños.

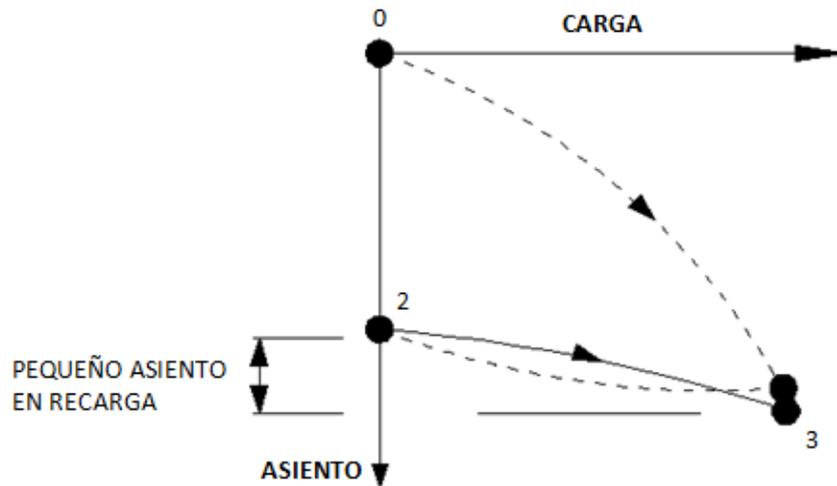


Figura 8 Curva carga-asiento tras la retirada del terraplén y con una carga equivalente a la anterior (Bielza A. 1999)

Por lo tanto, la finalidad de la precarga es preconsolidar un suelo blando aumentando su resistencia y disminuyendo los asentamientos para cuando vuelva a ser cargado. Ver la figura 9

Durante el proceso de consolidación se disminuye el contenido de agua, la relación de vacíos y el coeficiente de permeabilidad, y a su vez, se incrementa la resistencia al corte, el módulo de compresibilidad y la resistencia a la penetración.

Este método es aplicable en casi todos los tipos de suelos, secos o saturados. En el caso de los suelos blandos, la presencia de fracción fina desacelera el proceso de consolidación, debido fundamentalmente a su baja permeabilidad y a su menor coeficiente C_v . En la figura 10 se presenta el huso granulométrico para la aplicabilidad de este método.

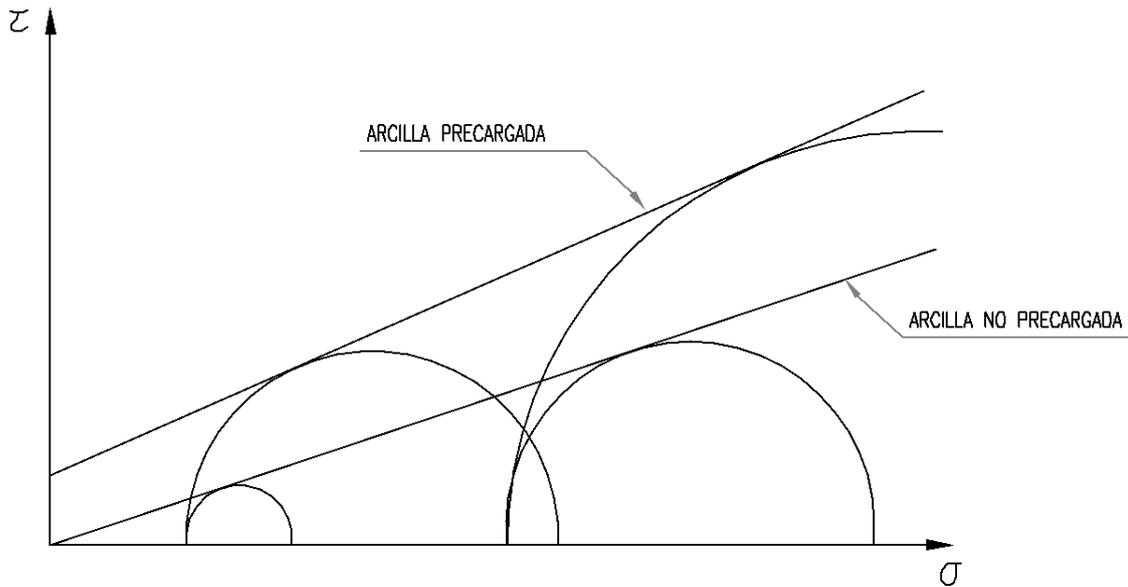


Figura 9 Círculos de Mohr y líneas de resistencia intrínseca para los casos de una arcilla precargada y de una arcilla sin precarga (Bielza A. 1999)

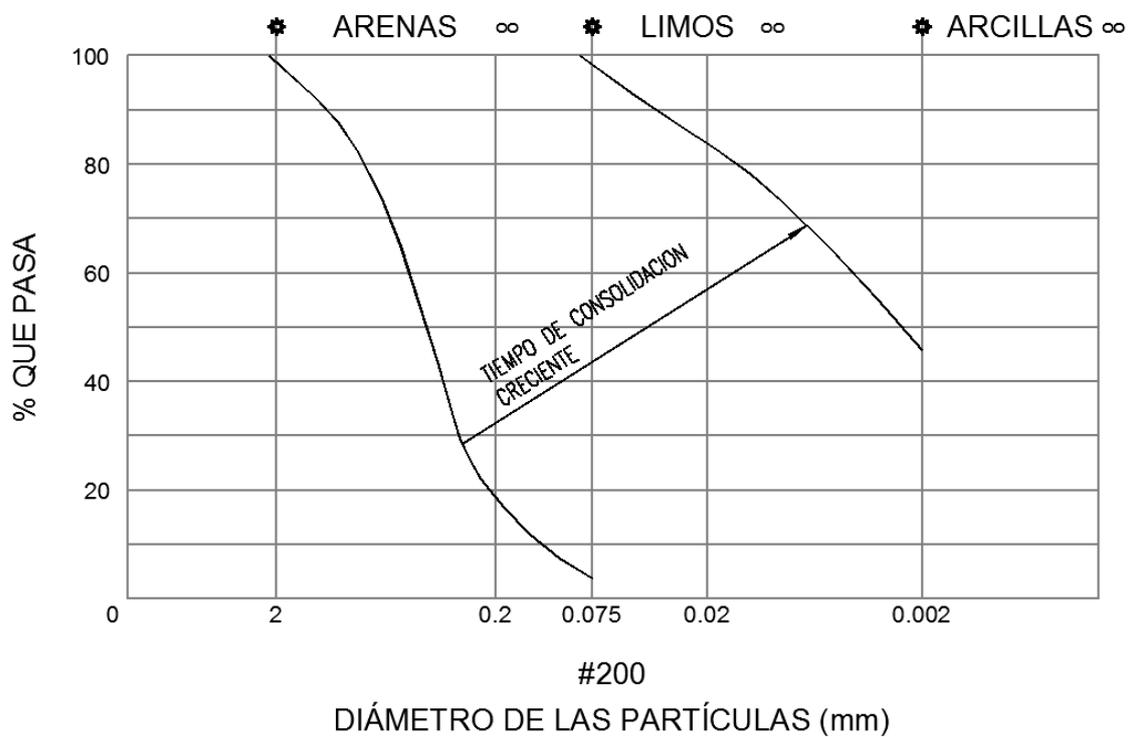


Figura 10 Huso granulométrico con el tiempo de consolidación creciente (Bielza A. 1999)

4.2.- Análisis y Diseño

Para el análisis y diseño de la precarga se requiere obtener los siguientes parámetros geotécnicos del suelo:

- **Resistencia al corte sin drenaje** (cohesión y ángulo de rozamiento) tanto en la fase inicial como en cada fase de carga.

Para estimar la resistencia al corte sin drenaje suelen usarse los ensayos de compresión simple, los cuales producen valores muy bajos debido a la falta de confinamiento en el ensayo y a la mala toma de muestras en el campo. Se recomienda utilizar los ensayos triaxiales no consolidados no drenados (UU). Además es preferible hacer ensayos de campo como el de la veleta o mejor aún, ejecutar ensayos con penetrómetros estáticos (CPT o CPTU).

En este último ensayo se puede estimar el valor de C_u con la siguiente fórmula:

$$C_u = \frac{q_c - \sigma'_o}{N_c}$$

Donde:

- c_u = cohesión no drenada
- q_c = resistencia por punta
- σ'_o = presión efectiva
- N_c = factor de cono (16 para suelos blandos)

En la tabla 2 se presenta un resumen de los valores de N_c para el penetrómetro estático en arcilla, según Baligh.

- **Módulos de deformación medios, E** , en cada fase de carga. Se deberá obtener el módulo sin drenaje E_u y con drenaje E' (normalmente la relación E_u/E' es del orden de 5 a 10). También se podrá obtener índices de compresión C_c y módulos edométricos E_m .

Estos módulos se pueden estimar con ensayos de consolidación a partir de buenas muestras inalteradas tomadas en campo (con tubos de pared delgada tipo Shelby o de triple tubo).

También se puede estimar a partir de los resultados del penetrómetro estático, donde:

$$E' = \alpha \cdot q_c \quad (\alpha \text{ varía entre } 1.5 \text{ a } 3)$$

$$E' / c_u = 200 \text{ a } 300$$

$$E_u / c_u = 1000 \text{ a } 1200$$

- **Coefficiente de consolidación C_v .** En el laboratorio se obtienen valores del orden de 50 a 100 veces menores que la realidad, debido fundamentalmente a la permeabilidad de las piedras porosas.

Actualmente se determina este coeficiente con los ensayos de piezocono CPTU, los cuales permiten detener el avance del aparato y medir la disipación del incremento de presión intersticial inducido. Así podemos obtener una curva de consolidación y hallar C_v y el coeficiente de permeabilidad k .

Según Oteo, C. (2003) se puede deducir el coeficiente real de la siguiente expresión:

$$C_{VR} = \xi \cdot C_{VP}$$

Donde:

C_{VR} = coeficiente de consolidación real

C_{VP} = coeficiente de consolidación deducido del piezocono

ξ = oscila entre 0.5 y 1.0

Podemos observar que los ensayos in situ CPT y CPTU (penetración estática y piezocono respectivamente) son una gran herramienta para el cálculo de consolidación, asentamientos y el diseño de precarga sobre suelos blandos.

Además se tiene que recordar que esta solución sobre suelos blandos debe de tener un coeficiente de seguridad admisible en cualquier fase de carga. En la mayoría de ocasiones, la precarga no se aplica en una sola etapa y el terraplén definitivo es

construido por etapas, con el fin de que acabada cada una de ellas, se haya ganado una resistencia que permita aplicar la carga de la siguiente etapa.

Tabla 2 Resumen de teorías sobre el penetrómetro estático en arcillas (Baligh, 1975)

Tipo de Enfoque	Referencia	$q_c = N_c c_u + \sigma_o$	Nc for $2 \delta = 60^\circ$		σ_o
			$G/c_u = 100$	$G/c_u = 400$	σ_{vo}
Capacidad de Carga	Terzaghi (1943) Meyerhof (1951)	(factor de forma) x (factor de profundidad) x 5.14	9.25	same	σ_{vo}
Capacidad de Carga	Mitchell and Dorgunoglu (1953)	(factor de forma) x (factor de profundidad) x $(2.57 + 2 \delta + \cot \delta)$	9.63	same	σ_{vo}
Capacidad de Carga	Meyerhof (1961)	$(1.09 \text{ to } 1.15) \times (6.28 + 2 \delta + \cot \delta)$	10.2	same	σ_{vo}
Capacidad de Carga	Begemann (1965)	(factor de forma) x (2) x 5.14	13.4	same	σ_{vo}
Capacidad de Carga	Anagnostopolous (1974)	(factor de forma) x 14.88	17	same	σ_{vo}
Expansión de Cavidad	Bishop et al. (1945)	$1.33 \times (1 + \ln G/c_u)$	7.47	9.30	No especificado
Expansión de Cavidad	Gibson (1950)	$1.33 \times (1 + \ln G/c_u) + \cot \delta$	9.21	11.03	σ_{vo}
Expansión de Cavidad	Vesic (1975, 1977)	$1.33 \times (1 + \ln G/c_u) + 2.57$	10.04	11.87	C_{oct}
Expansión de Cavidad	Al Awkati (1975)	(factor de corrección) x $(1 + \ln G/c_u)$	10.63	13.28	σ_{oct}
Penetración Continua	Baligh (1975)	$1.2 \times (5.71 + 3.33 \delta + \cot \delta) + (1 + \ln G/c_u)$	11.02 + 5.61 = 16.63	11.02 + 6.99 = 18.01	σ_{ho}

4.3.- Métodos de Precarga

El método más usual de precarga es apilar el material de relleno sobre el terreno y dejarlo un cierto tiempo. Luego, el relleno se retira, procediendo a la construcción de la nueva obra. Este método se conoce como precompresión del terreno (Jamiolkowski et al, 1983).

En el caso específico de terraplenes, se deja una parte parcial del relleno sin retirarlo o se coloca el relleno total. Luego, al material que se retira se le llama sobrecarga, que es una sobre-elevación del terraplén de aproximadamente 10 al 20 % de la altura final. Así una carretera puede construirse con un exceso en altura para producir mayores asentamientos, después de un tiempo se retira la sobrecarga y se construye el pavimento.

Según la figura 11 es habitual que la sobrecarga p_s más la carga permanente p_f actúen durante un tiempo t_{sr} , y así producir el asentamiento ΔH_f que produciría p_f por consolidación primaria, con lo que se consigue eliminar los asentamientos de consolidación primaria bajo carga permanente.

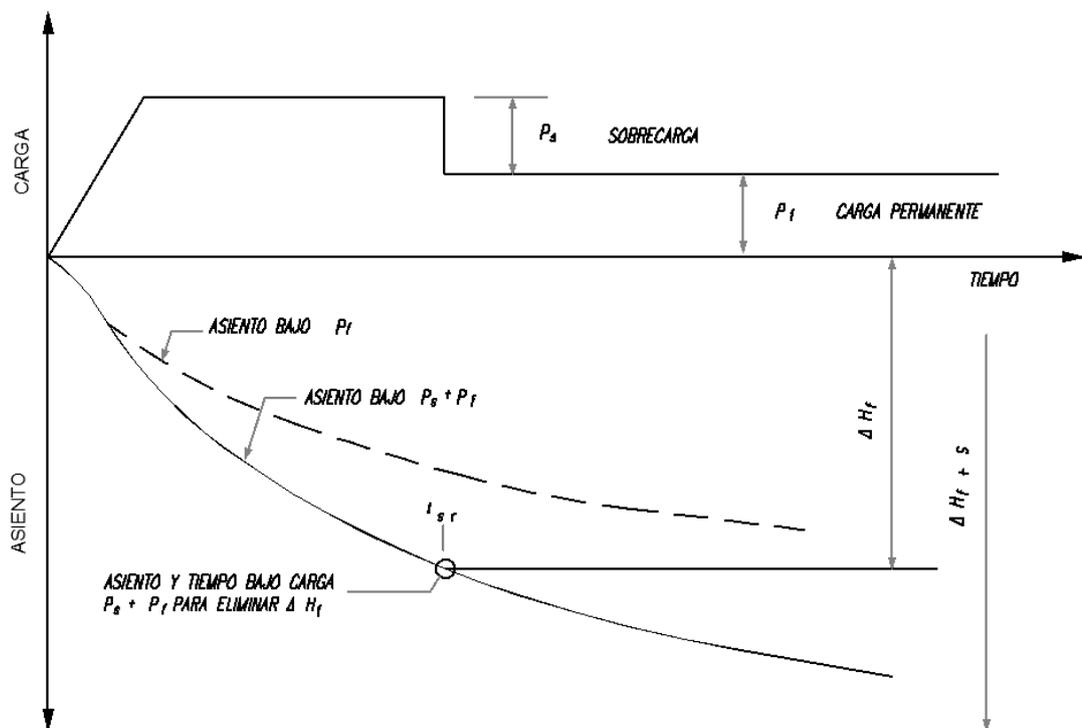


Figura 11 Concepto del uso de una sobrecarga temporal (Jimenez Salas J.A., Faraco C. et al, 1980)

Al usar esta técnica es frecuente intentar eliminar los asentamientos correspondientes a la consolidación primaria, de esta forma al aplicar la carga real se producirán asentamientos debido a la consolidación secundaria que prácticamente son despreciables, aunque hay que tenerlos en cuenta en el caso de suelos orgánicos.

La amplitud de la sobrecarga y la duración de su aplicación se determinan mediante los métodos clásicos del cálculo de asentamientos. Cabe resaltar que no se deberá dejar la sobrecarga más tiempo del necesario para no provocar el levantamiento del suelo cuando se retire la sobrecarga, que podría ocasionar daños en la estructura del pavimento.

4.4.- Mejora del Terreno por Consolidación

La resistencia al corte sin drenaje de un suelo blando arcilloso se incrementa a medida que el terreno va consolidando durante el proceso de disipación de las presiones intersticiales generadas por la carga del terraplén.

Este incremento se puede cuantificar como un porcentaje de la tensión efectiva que soporta el terreno producto del peso del material que se coloca sobre él.

Ladd (1991) ha analizado este fenómeno llegando a la conclusión que el porcentaje de incremento de tensión efectiva que produce el aumento de la resistencia al corte sin drenaje está comprendido entre un 20 y 25 %. En la práctica habitual se considera un valor intermedio de 22.5%.

Hay que tener en cuenta que el incremento de tensión efectiva a lo largo del tiempo es función del grado de consolidación alcanzado a dicho tiempo (U_t).

En los cálculos se debe utilizar la siguiente expresión para determinar el incremento de resistencia al corte sin drenaje:

$$\Delta S_u = 0.225 \Delta \sigma_v' = 0.225 \cdot U_t \cdot H \cdot \gamma$$

Donde:

H : altura del terraplén

γ : densidad del material del terraplén

4.5.- Ventajas y Limitaciones

Entre las principales ventajas se puede señalar:

- **Bajo costo.** Se encuentra en el orden del 10 al 20% del costo de otros métodos. (Bielsa, 1999).
- **Uso de equipos de movimiento de tierra convencionales.**
- **Reducción del riesgo de licuefacción.** Esto en el caso de que el suelo sea arena fina saturada de baja densidad relativa.

El principal factor limitante es el tiempo para producir la consolidación del suelo, y por tanto, la mejora del terreno. Esto se puede evitar con una buena previsión del diseño, antes de ejecutar las obras.

En muchos casos, otra limitante puede ser el material de relleno que sirve como sobrecarga, ya que debe transportarse largas distancias, por lo que los costos pueden ser muy elevados.

Es así que se trata de manejar las variables del valor de la sobrecarga y el tiempo para llegar a una solución óptima desde el punto de vista de plazos y costos.

5.- DRENES VERTICALES

Como se había mencionado, en las arcillas saturadas con coeficientes de consolidación C_v muy bajos se debe esperar mucho tiempo para producir la consolidación bajo una precarga.

Así para acelerar esta consolidación y reducir el tiempo de precarga, puede resultar económico mejorar el drenaje del terreno, instalando drenes verticales en el terreno para reducir los caminos del agua hacia zonas más permeables.

El objetivo de este método es alcanzar un grado de consolidación suficiente en un periodo aceptable de tiempo. En la figura 12 se muestra la consolidación de un terreno bajo un terraplén usando drenes verticales.

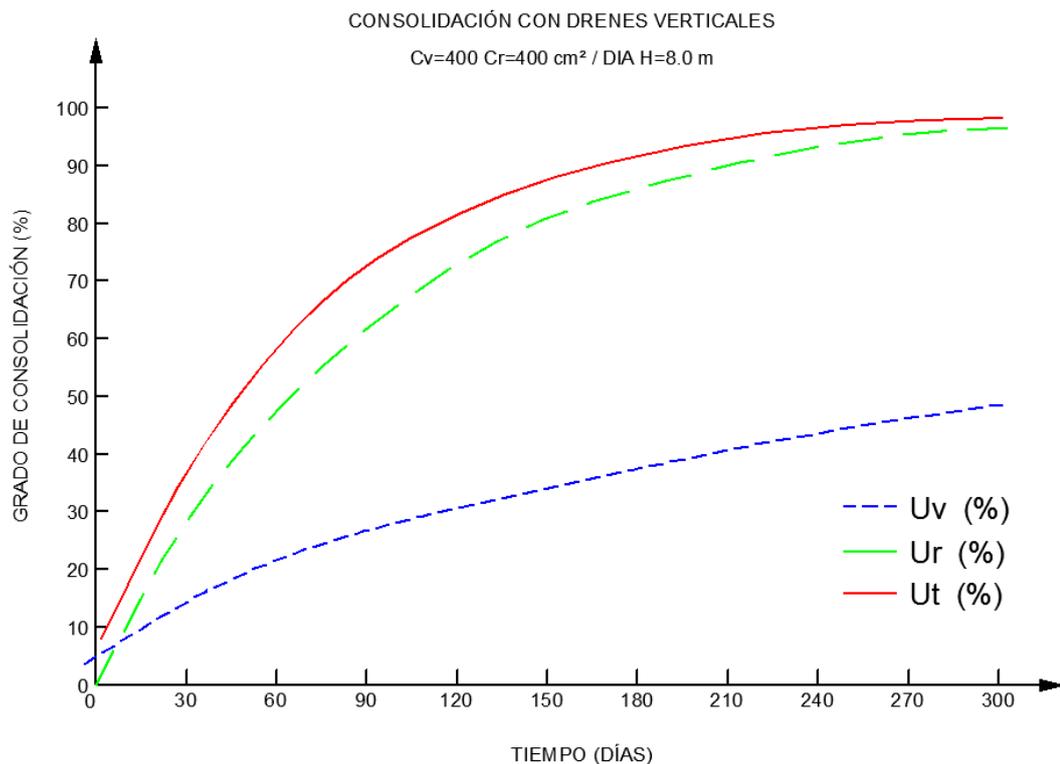


Figura 12 Consolidación de un suelo bajo un terraplén con ayuda de drenes verticales
(Bielza A. 1999)

Si bien el uso de drenes acelera el tiempo de consolidación, es un procedimiento costoso y requiere un tiempo mínimo de algunos meses, por lo que es necesario prever con antelación a la construcción del proyecto aquellas zonas que requieran precarga y estudiarlas con sondeos para determinar el uso de drenes cuando sea necesario.

5.1.- Definición

Según Stamatopoulos y Kotzias (1990) los drenes verticales son columnas verticales de material permeable instalados en suelos arcillosos compresibles con el fin de drenarlos, recogiendo y evacuando el agua expulsada durante la consolidación.

Estos drenes se usan en conjunto a la precarga, y el drenaje natural se suma al drenaje horizontal o radial producido por los drenes verticales y se crean más direcciones para el flujo del agua.

La figura 13 muestra la aplicación de los drenes verticales en terraplenes. En la parte izquierda aparece un terraplén construido sobre un suelo blando cohesivo saturado y en su parte inferior se ha representado la evolución de asentamientos con el tiempo, la cual es muy lenta y puede que transcurran años para que se produzca una parte del asentamiento total. En la parte derecha se ha representado el mismo terraplén con la utilización de drenes verticales y como se aprecia el tiempo de consolidación es mucho menor.

La instalación de drenes verticales modifica la permeabilidad de un depósito de suelo blando y de su anisotropía, ya que aumenta la permeabilidad en dirección vertical y sobre todo la de sentido horizontal.

5.2.- Antecedentes

Los primeros drenes verticales consistían en tubos metálicos de punta perdida rellenos de arena. Una vez instalados se retiraban los tubos. Estos drenes de arena tenían un diámetro de 20 a 25 cm y se instalaron por primera vez en 1926 en EEUU.

En 1937 se crearon los primeros drenes prefabricados que eran enteramente de cartón. Sin embargo, estos drenes daban muchos problemas de resistencia durante la instalación y se deterioraban.

En 1971 se creó en Suecia el Geodrain, el cual era fabricado de polietileno. Así en los sucesivos años y hasta la fecha, se vienen utilizando los drenes prefabricados constituidos de alma de plástico con acanaladuras, envueltos por lo general en

geotextil. Este geosintético recibe un tratamiento químico que le asegura resistencia ante los ataques biológicos y una larga vida de servicio.

La figura 14 muestra la efectividad de los principales tipos de drenes para distintos espaciamientos.

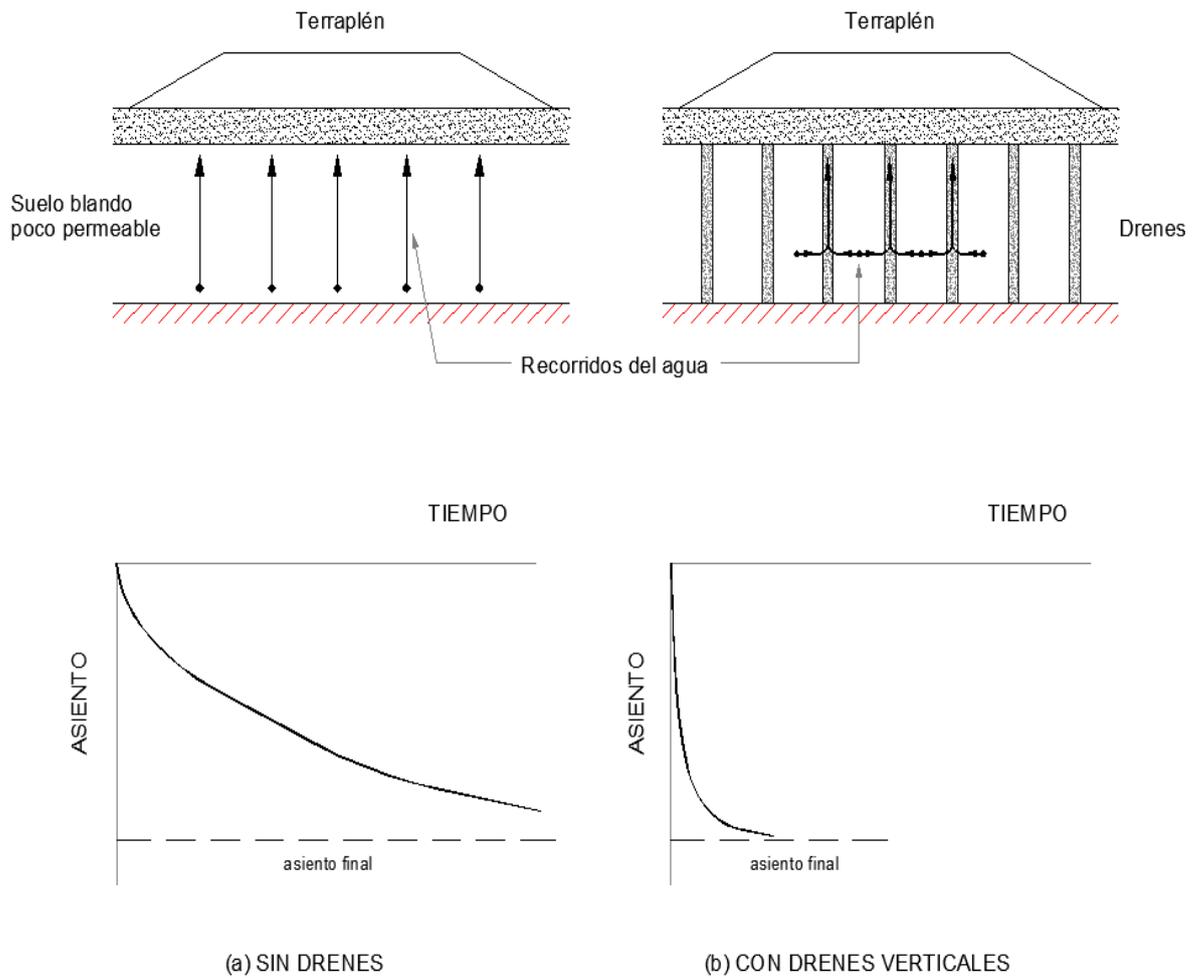


Figura 13 Terraplén sobre suelo blando poco permeable, sin drenes y con drenes verticales (Uriel A. 1991)

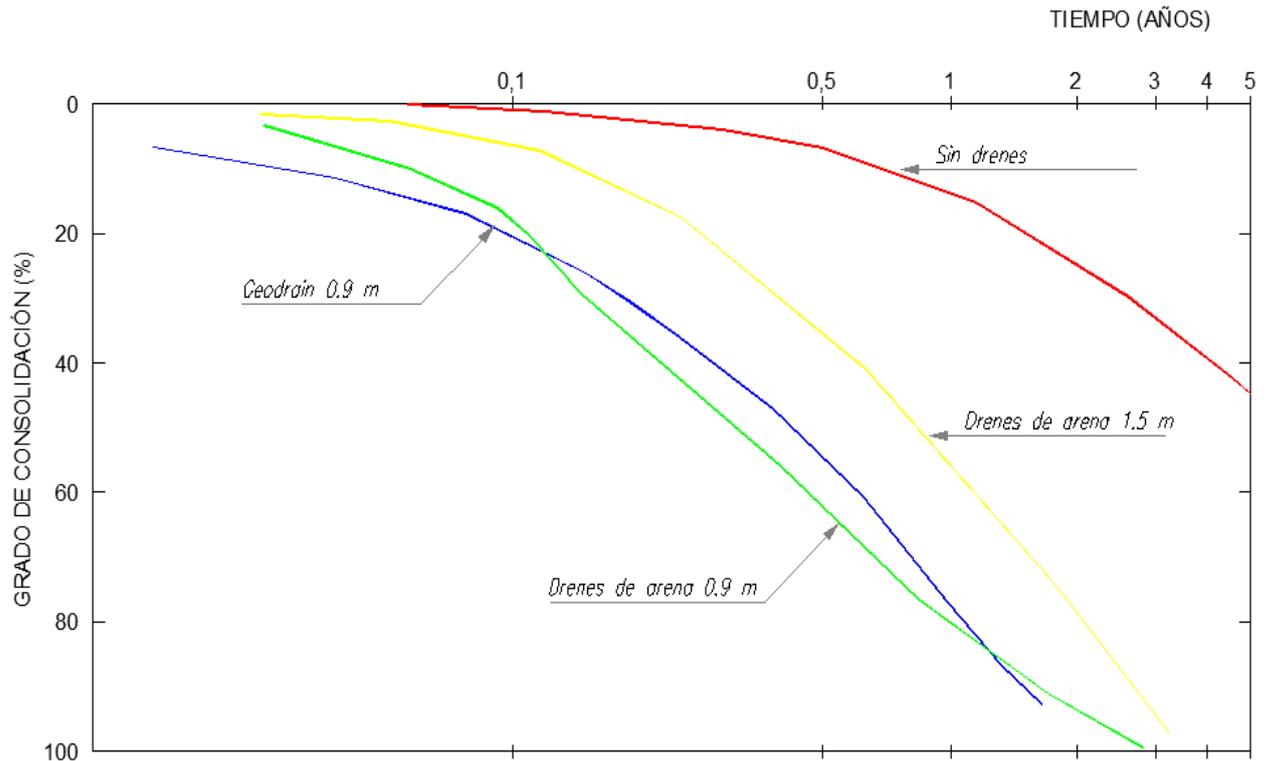


Figura 14 Ensayos comparativos entre la efectividad de drenes de arena y cintas de plástico y cartón “Geodrain” (Jimenez Salas J.A., Faraco C. et al, 1980)

5.3.- Drenes Prefabricados

Los drenes prefabricados también son conocidos como drenes de mecha o mechas drenantes.

En la figura 15 se aprecia la sección de un dren prefabricado y del mandril para la instalación. La longitud de la sección transversal es de 10 cm y su ancho de 4 mm. La sección total de los canales de evacuación del agua es de 220 mm². Generalmente los drenes son similares al descrito y difieren unos de otros en el diseño del alma de plástico y del material de envoltorio.

Las acanaladuras de estos drenes sirven para el transporte del agua y permiten el filtro para que las partículas finas de la arcilla pasen al interior del dren y sean arrastradas por el caudal de descarga. Esta migración es favorable ya que aumenta la permeabilidad alrededor del dren.

Estos drenes se pueden aplicar en los mismos terrenos que la precarga, excepto en los casos de turbas o suelos orgánicos.

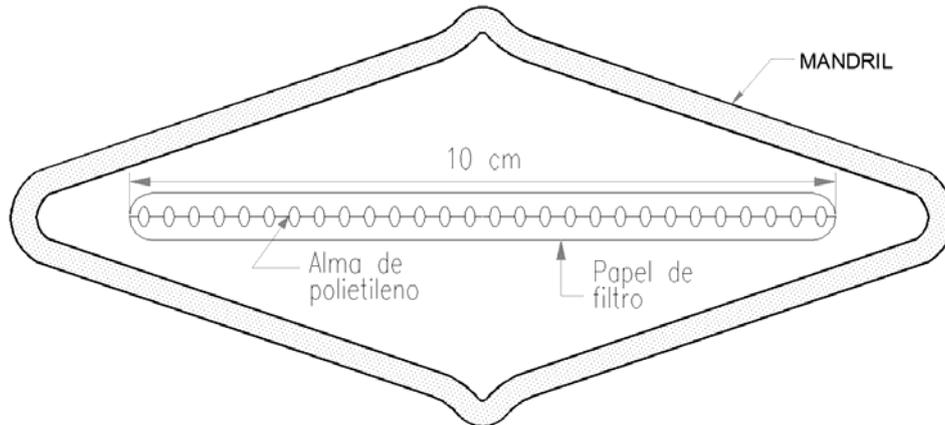


Figura 15 Sección de un dren de plástico y papel de filtro y del mandril (Uriel A. 1991)

Las ventajas de estos drenes prefabricados son, según Bielsa (1999):

- Bajo costo.
- Mayor capacidad de descarga del agua.
- Instalación rápida.
- Equipos ligeros y sencillos.
- Proceso mecanizado con supervisión elemental.
- Continuidad del dren asegurada.
- Calidad constante y garantizada.
- Limpieza del emplazamiento.
- Alteración mínima del terreno.
- Transporte y acopio insignificante.

El drenaje no se inicia hasta aplicar la precarga. Los drenes prefabricados acortarán el tiempo de consolidación, pero no cambiarán el factor de seguridad de las etapas de precarga a corto plazo.

5.4.- Descripción Teórica

Los drenes verticales son instalados para añadir un drenaje radial al terreno. Este drenaje radial es el que domina en el proceso de consolidación debido a que la separación entre drenes es menor que la distancia del drenaje vertical. Además el coeficiente de consolidación horizontal C_r es mucho mayor que el coeficiente de consolidación vertical C_v . Como órdenes de magnitud se puede considerar a C_r como de dos a diez veces mayor que C_v .

Según Holtz et al. (1991) el análisis con drenes verticales considera un cilindro de suelo de diámetro d_e o diámetro de influencia del dren, y considera que el suelo que rodea al dren es impermeable y tiene un dren cilíndrico en su interior de diámetro d_w . Ver figura 16

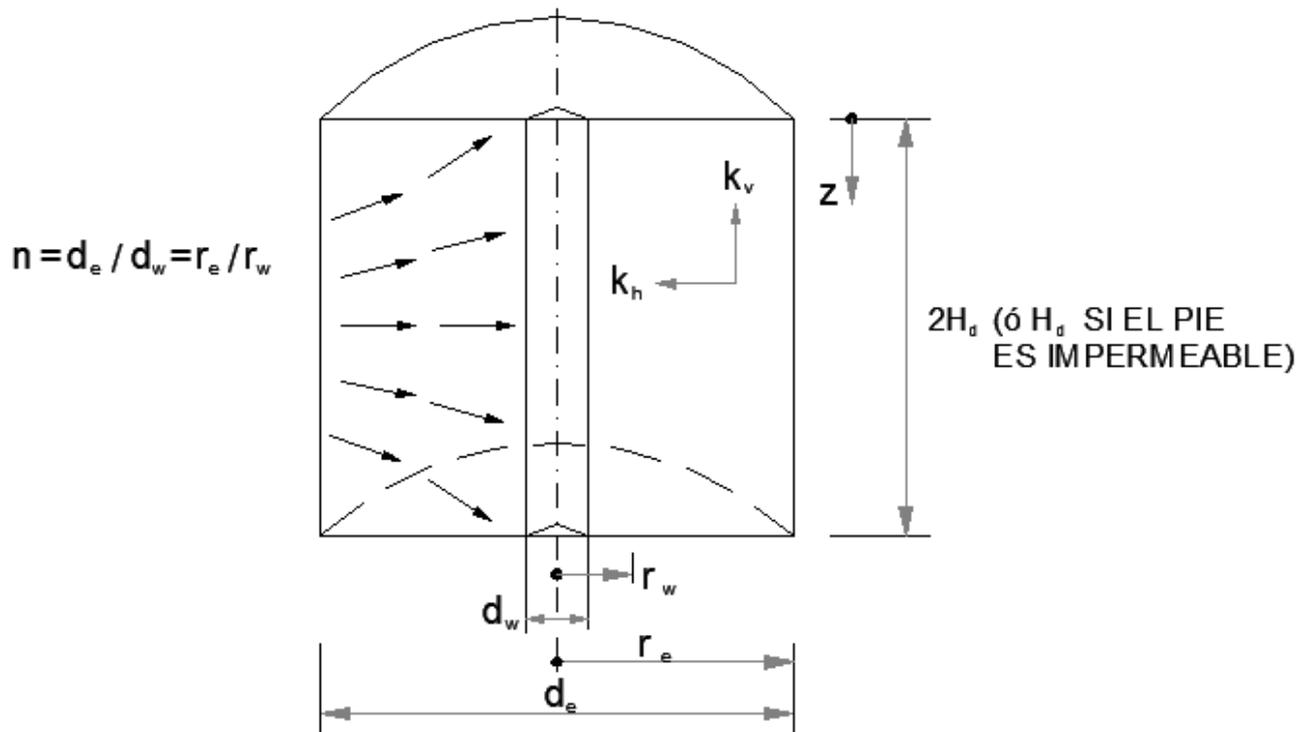


Figura 16 Sección del cilindro equivalente (Holtz et al, 1991)

Se deberá considerar un d_{weq} de 0.9 a 1.0 veces el ancho del dren. Esta fue la conclusión a la que llegó Jiménez Salas en 1986.

La solución del diseño con drenes verticales considera todas las hipótesis de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, es decir:

- El suelo es homogéneo y saturado.
- La arcilla está confinada lateralmente.
- La compresibilidad del agua y la de los granos del suelo es despreciable.
- Se cumple la Ley de Darcy para el flujo de agua.
- El coeficiente de permeabilidad k es constante en todos los puntos y no varía con el tiempo.

5.5.- Instalación

El equipo más común es una lanza de unos 140 mm de sección transversal. La perforación se realiza con un mandril abierto o cerrado, y se ejercen fuerzas de hasta 20 toneladas y se pueden hincar varias mechas a la vez.

Estos drenes vienen en rollos de 1.5 a 2.0 m de diámetro con el fin de hincarlos de forma continua. El promedio de rendimiento en la instalación puede ser de hasta 4,000 m/día.

En la figura 17 se puede apreciar la hincada de los drenes verticales.



Figura 17 Hincada de drenes para apoyo de terraplenes (Oteo C. 2011)

Lo primero que hay que hacer, es colocar una capa de material drenante sobre la obra, lo que facilitará la instalación del material y a su vez se convertirá en una capa drenante bajo el terraplén para disipar las presiones intersticiales.

Para la instalación de los drenes prefabricados se emplea un tubo metálico o mandril (Ver figura 18). De una grúa con pluma de longitud cuelga una guiadera por la que desliza el equipo de hinca. Rápidamente se hinca en cada punto de la malla de drenes un tubo metálico de tanta longitud como los drenes a colocar. En el interior se coloca el dren, el cual se introduce por el extremo superior. El extremo inferior del dren se sujeta al del tubo, de manera que el tubo arrastra al dren durante la hinca. Una vez alcanzada la profundidad requerida, se extrae el tubo y el dren queda instalado. Se corta el dren dejándolo sobresalir unos decímetros por encima de la superficie del terreno y se pasa a otro punto.

Para lograr que el dren sea arrastrado por el tubo durante la hinca y se quede instalado, se emplean unas placas de chapa en forma de U invertida. Así, antes de iniciar el proceso de hinca, el extremo del dren se pasa por dentro de la U invertida y se dobla hacia arriba y se sujeta con grapas. Se baja el mandril sin que se mueva el dren hasta que la chapa quede a tope con la base del tubo. Luego, se baja el conjunto hasta que la chapa quede en contacto con el suelo y se inicia la hinca. Al extraer el tubo, la chapa impide que este se vea arrastrado hacia arriba quedando instalado. Obviamente la chapa queda perdida dentro del terreno sujetando al dren. Ver figura 19.

Hay que resaltar que los drenes después de ser hincados pueden terminar con repliegues, debido a las deformaciones que se producen durante la consolidación del suelo. En todo este proceso, debe quedar garantizado, que los drenes mantendrán su eficacia aún en situaciones de fuerte plegamiento.

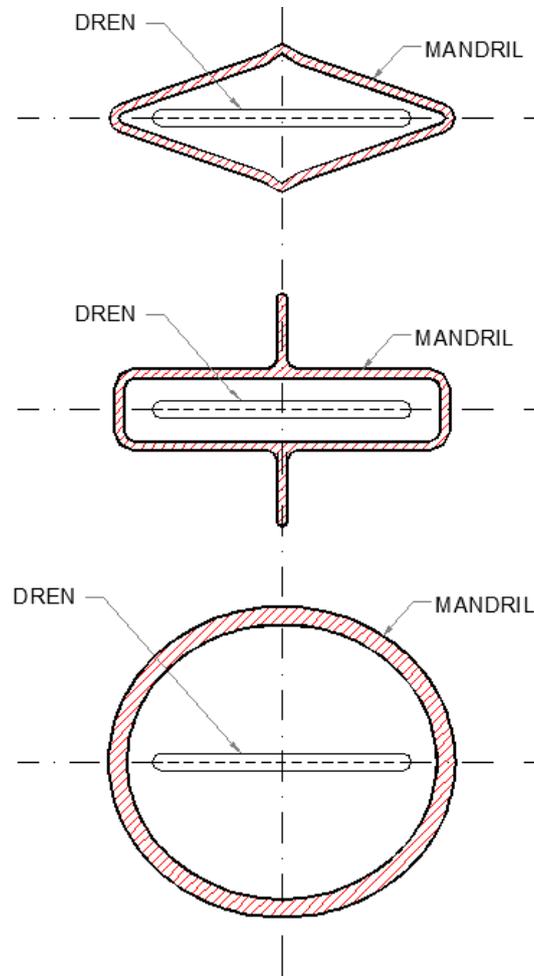


Figura 18 Mandriles típicos para drenes de banda (Holtz et al, 1991)

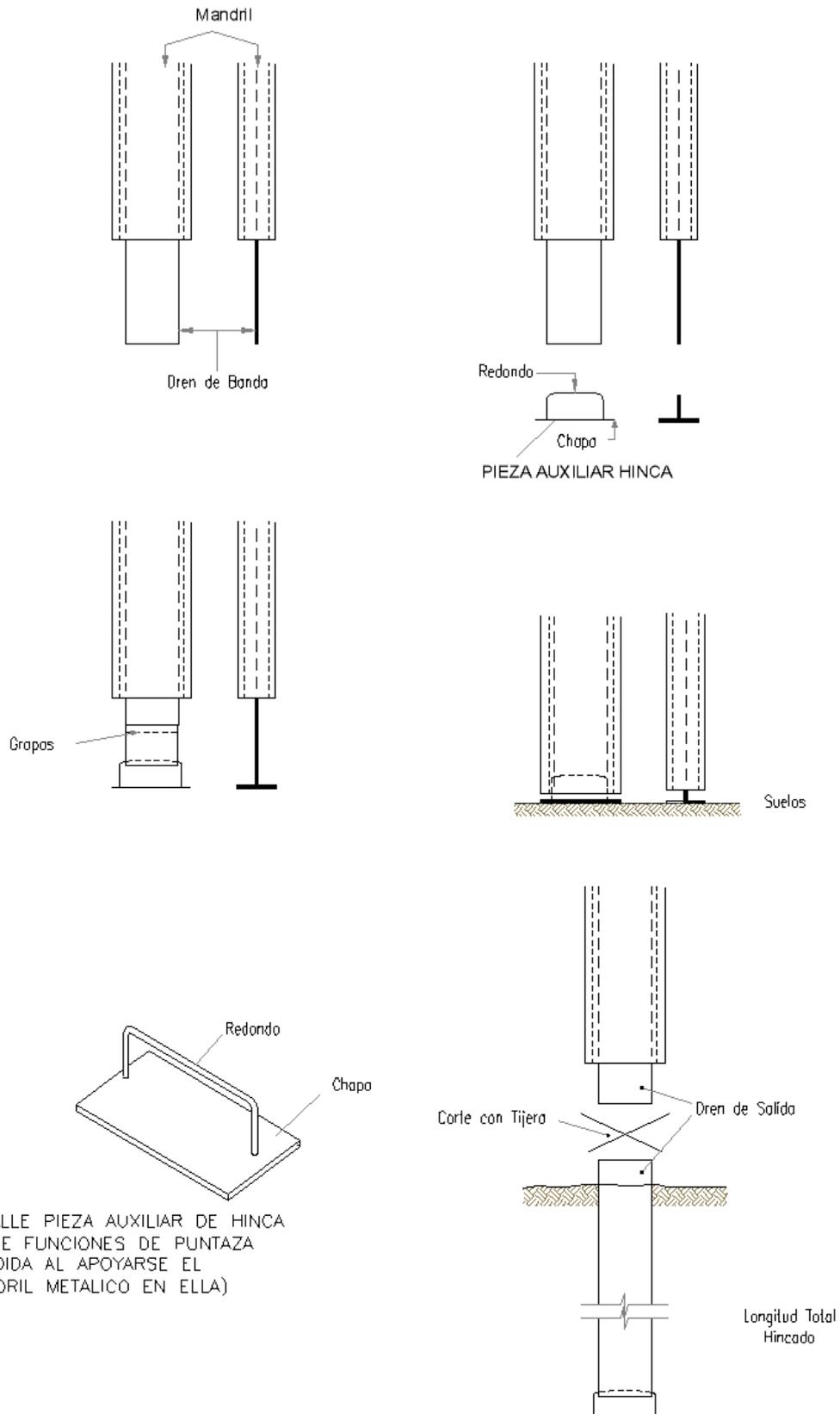


Figura 19 Detalle de la hincada de un dren de plástico (Oteo C. 2011)

5.6.- Análisis y Diseño

Los datos iniciales son el coeficiente de consolidación vertical C_v y las condiciones de contorno del suelo, es decir la distancia que tendrá que recorrer el agua. En la figura 20 se observa que la distancia H es igual a la altura del estrato de suelo blando si por debajo de este existe una capa impermeable, y corresponde a la mitad si es que el drenaje se produce por dos capas permeables.

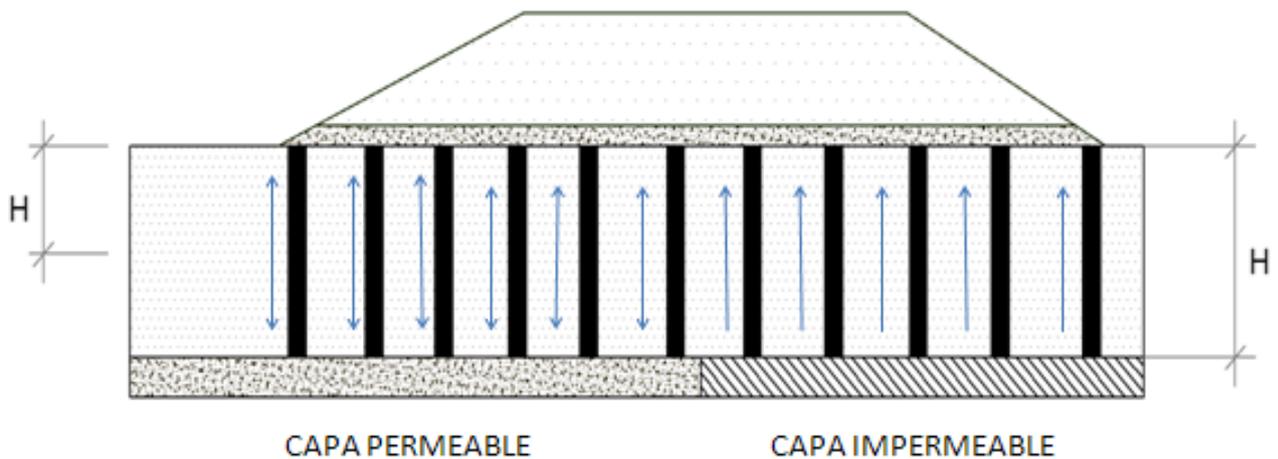


Figura 20 Caminos drenantes del agua bajo un terraplén con drenes verticales, según la permeabilidad del sustrato del terreno compresible (Bielza A. 1999)

Debido a los drenes se produce el grado de consolidación radial, o también se puede expresar como el grado de consolidación total, ya que podemos despreciar la consolidación vertical puesto que no afecta mucho al cálculo.

Se sigue habitualmente un procedimiento básico de diseño, la cual combina la teoría de Carrillo (1942), la solución de Barron (1948) para consolidación radial y la de Terzaghi para consolidación vertical.

Partiendo de la expresión de Carrillo, la cual considera los grados de consolidación total, radial y vertical, tenemos:

$$(1 - U) = (1 - U_r)(1 - U_z)$$

Este problema se resuelve considerando por separado ambos grados de consolidación. La expresión que considera el grado de consolidación vertical en función del tiempo es la teoría de Terzaghi, la cual es conocida. Como se mencionó, esta consolidación se puede despreciar debido a su poca influencia en el cálculo.

El grado de consolidación radial, se puede hallar con la siguiente expresión obtenida por Barron:

$$U_r = 1 - \exp(-8Tr / F(n))$$

Donde:

$$F(n) = \left[\frac{n^2}{n^2 - 1} \right] \ln n - \left[\frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right]$$

$$n = r_e / r_w$$

$$Tr = Cr \cdot t / de^2$$

La distribución más eficaz es la triangular o en tresbolillo, diseñada por Barron (1948). Aunque en la mayoría de casos por razones de instalación se utiliza la distribución en cuadrícula, tal como se muestra en la figura 21

a) Distribución triangular:

$$A = \frac{\sqrt{3}}{2} S^2 \quad \text{Área de Influencia}$$

$$De = \sqrt{\frac{2\sqrt{3}}{\pi}} S \cong 1.05 \cdot S \quad \text{Diámetro de Influencia}$$

b) Distribución en cuadrícula:

$$A = S^2 \quad \text{Área de Influencia}$$

$$De = \sqrt{\frac{4}{\pi}} S \cong 1,128 \cdot S \quad \text{Diámetro de Influencia}$$

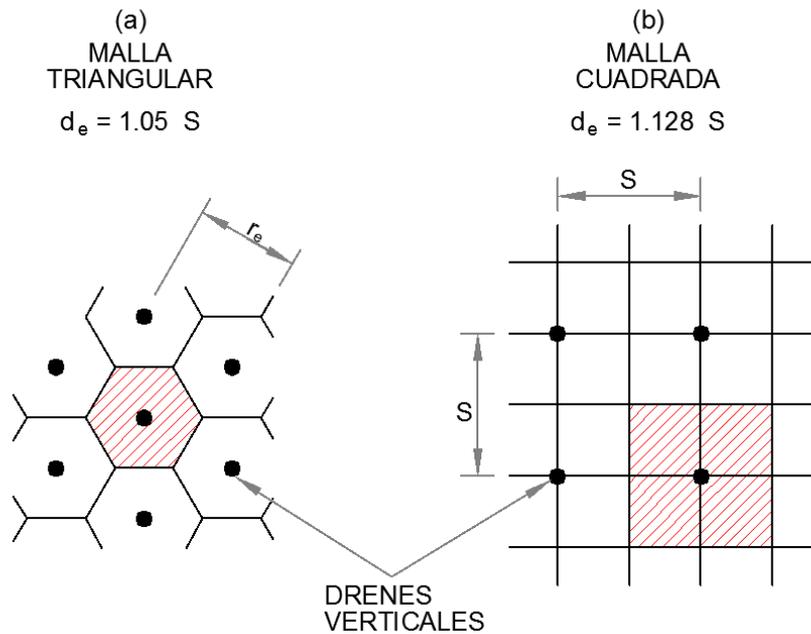


Figura 21 Tipos de distribución en planta de los drenes verticales (Holtz et al, 1991)

En resumen, el cálculo consiste en tantear una distribución de los drenes para lograr un grado de consolidación determinado, o a la inversa, a partir de un grado de consolidación deseado, se halla una separación entre drenes.

En la práctica la distancia entre drenes suele ser de 1.5 a 3 metros. Aunque se sugiere para resultados óptimos utilizar una densidad de un dren por cada 1.5 a 2.5 m² (Oteo, 2003).

También se dispone del nomograma de Bru (1981), presentado en la figura 22, el cual facilita el diseño de los drenes verticales. Se usa de la siguiente manera:

- A partir del valor del coeficiente de consolidación radial C_r y del tiempo de consolidación especificado o disponible para la precarga t , se determina el punto A.
- Por el punto A se traza una línea vertical, hasta intersectar en el punto B a la línea correspondiente al grado de consolidación pretendido U en el tiempo disponible t .

- Por el punto B se traza una línea horizontal, hasta intersectar en el punto C a la curva correspondiente al diámetro del dren d_w .
- Por el punto C se traza una línea vertical, que proporciona directamente el diámetro de influencia del dren d_e .

El espaciamiento entre drenes será del 95% de d_e , si la malla es triangular equilátera, y el 88% de d_e , si la malla es cuadrada (Uriel, 1991).

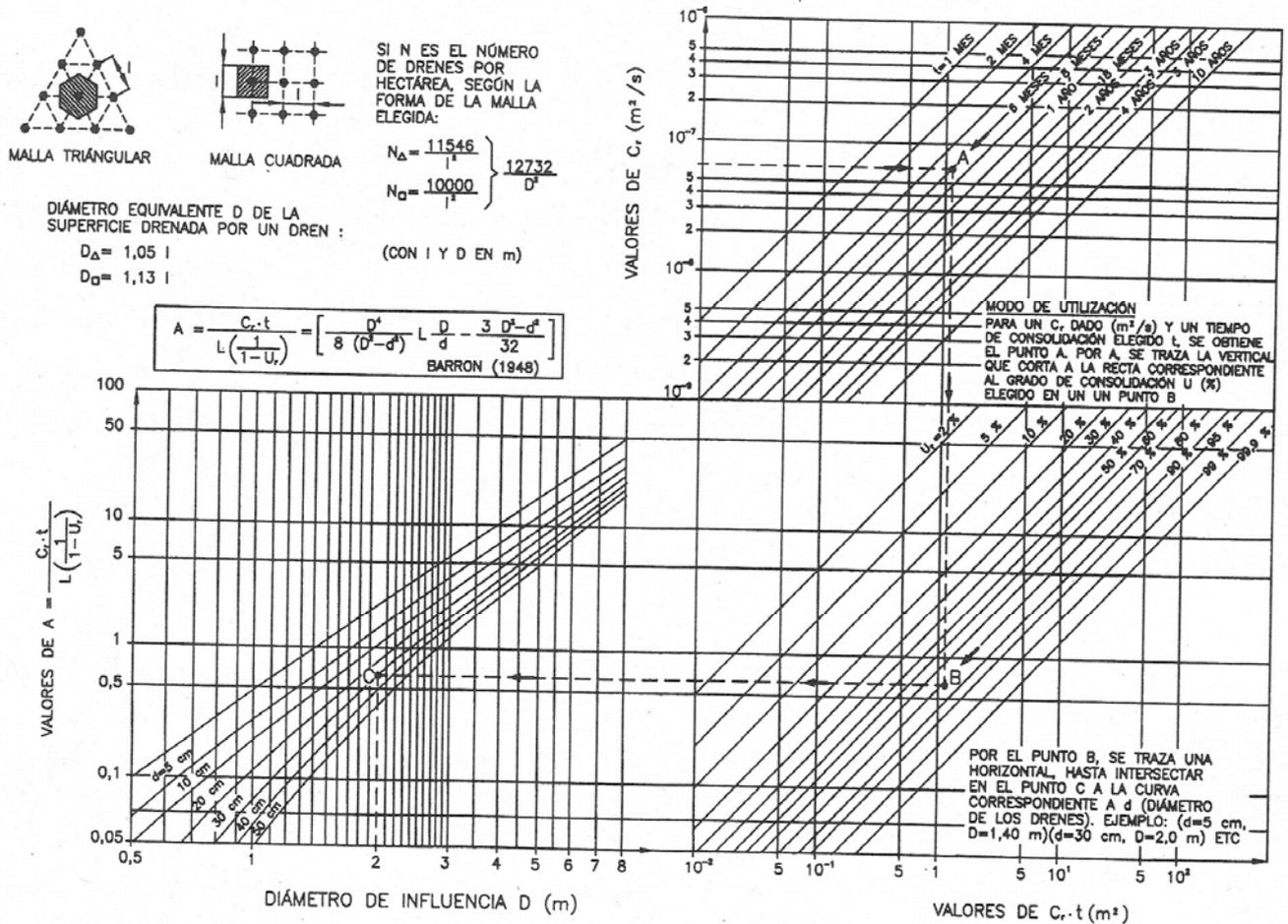


Figura 22 Ábaco para la consolidación radial (Bru, 1981)

6.- COLUMNAS DE GRAVA

Otro método para acelerar la consolidación de los suelos blandos son las inclusiones verticales de grava, ya sea mediante zanjas o mediante columnas de grava, ejecutadas con técnicas de vibroflotación, con aportación de grava y sustitución parcial del terreno. Además este método supone un refuerzo adicional para el terreno. Ver figura 23

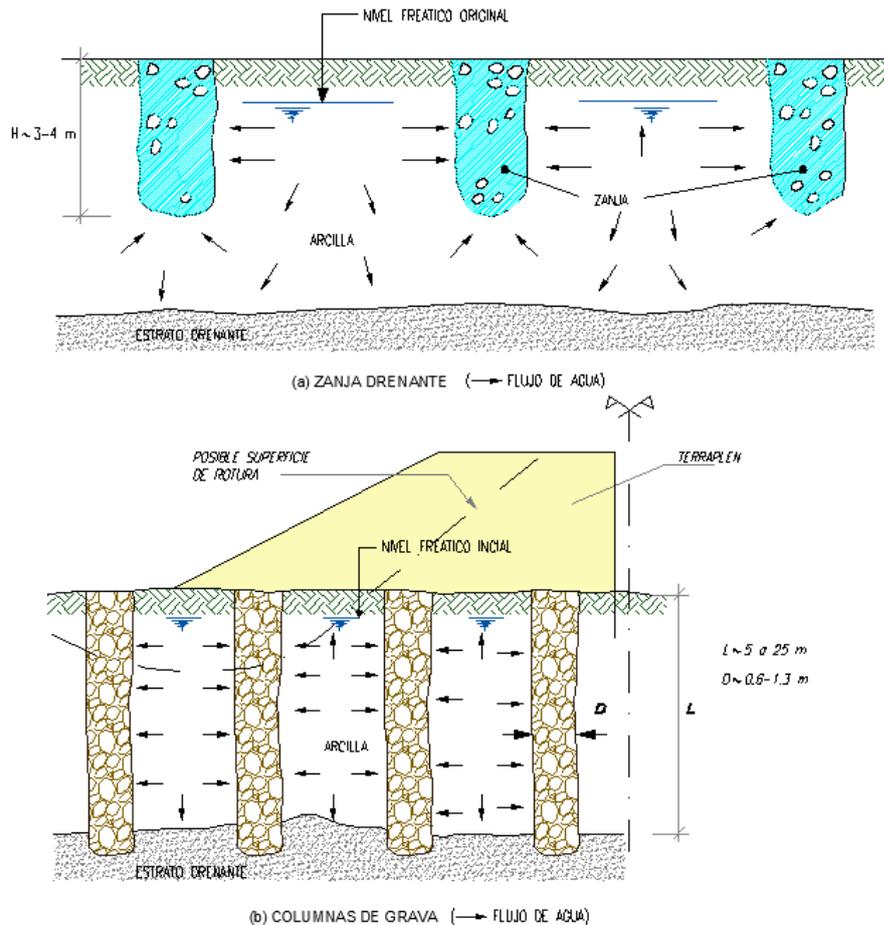


Figura 23 Utilización de zanjas drenantes y columnas de grava (Oteo C. 2011)

En el caso de terraplenes elevados sobre suelos blandos, se requieren terrenos de mayor resistencia y la introducción de columnas de grava es una de las mejores opciones de mejora del terreno, debido a la rigidización que produce y a la aceleración de la consolidación.

Los principales métodos de ejecución de las columnas de grava son los siguientes:

- Vibrodesplazamiento o vibrocompactación por vía seca.
- Vibrosustitución o vibrocompactación por vía húmeda.

La vibrosustitución es aplicable a suelos blandos cohesivos, relativamente impermeables, con una resistencia al corte sin drenaje de 0.02 a 0.05 Kg/cm². Cuando el nivel freático es alto o las paredes de la perforación son inestables, estos suelos son más fáciles de atravesar con el chorro de agua que se inyecta a presión. Por otro lado, el método del vibrodesplazamiento se aplica a suelos cohesivos estables y no sensitivos con resistencia al corte sin drenaje de 0.03 a 0.06 Kg/cm².

Ambas técnicas se explicarán con detalle en el apartado 6.3

Los objetivos del tratamiento con columnas de grava (Bielsa, 1999), son:

- Aumentar la capacidad portante del suelo.
- Reducir asentamientos.
- Acelerar el proceso de consolidación.
- Aumentar la estabilidad al deslizamiento de terraplenes.

6.1.- Antecedentes

Previo al método de mejora del terreno con columnas de grava se empleaba el método de vibroflotación, el cual consiste en densificar el suelo a una determinada profundidad, mediante la aportación de desplazamientos del suelo por la introducción de un vibrador y su posterior compactación mediante la energía del propio vibrador.

El procedimiento del tratamiento con vibroflotación (Figura 24), es el siguiente:

- El vibrador, colgado de una grúa, penetra en el terreno, ayudado por la vibración inducida y por la presión del fluido que se aporta en punta hasta alcanzar la profundidad deseada.
- Se mantiene la vibración con la potencia deseada y se induce el movimiento complementario del terreno hasta conseguir densificar alrededor del vibrador.

- El vibrador se va elevando, manteniendo su energía hasta densificar el espesor del terreno deseado.
- El cráter inducido en la cabeza de la perforación se rellena con un material similar al del terreno mejorado.

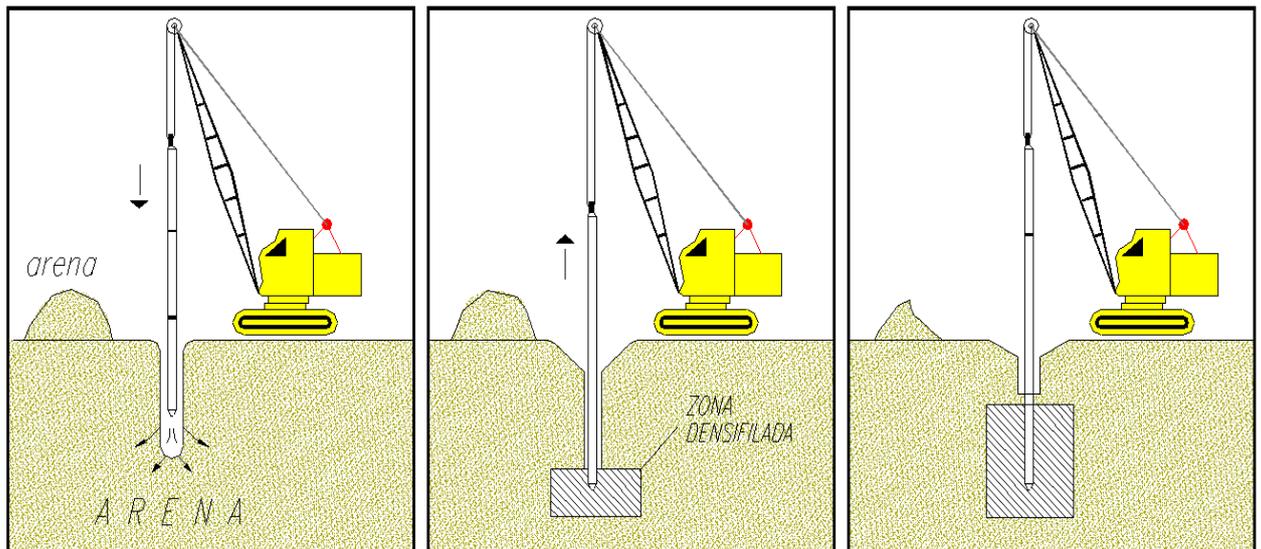


Figura 24 Esquema del tratamiento con vibroflotación (Oteo C. 2011)

El terreno indicado para la vibroflotación debe de tener una granulometría como la indicada en la figura 25, debe ser sensible a las vibraciones y puede estar sumergido.

En el proceso de vibroflotación, el contenido de finos influye extraordinariamente, hasta tal punto que puede considerarse como el parámetro más importante para determinar el uso de este método. Ver figura 26

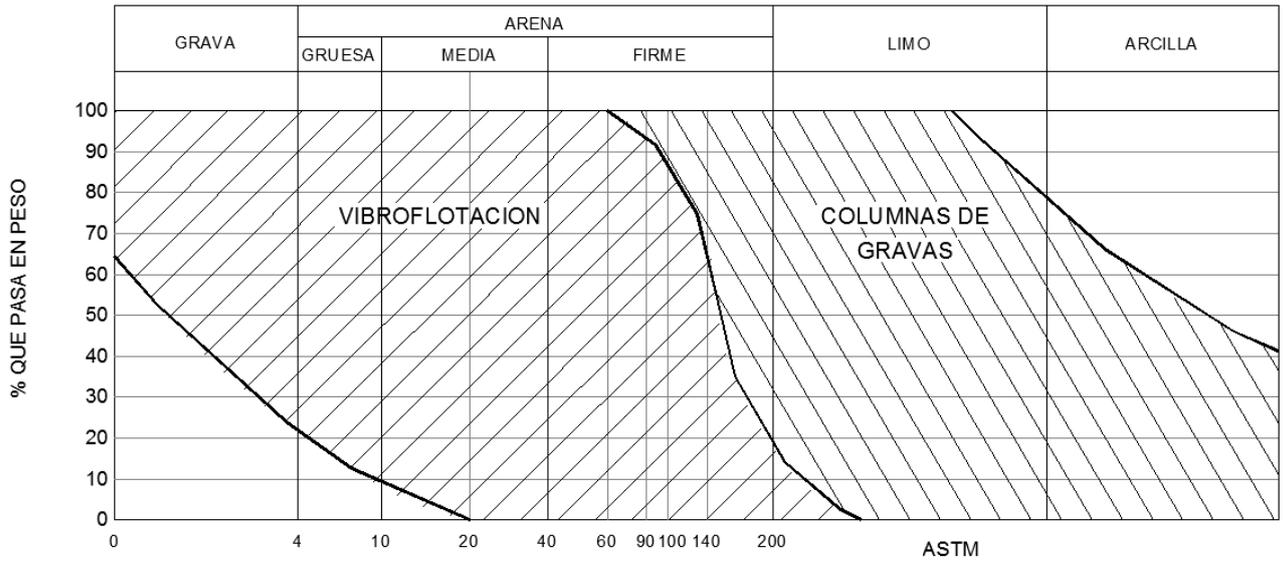


Figura 25 Tipos de suelos aptos para el tratamiento por vibroflotación (Jiménez Salas J.A., Faraco C. et al, 1980)

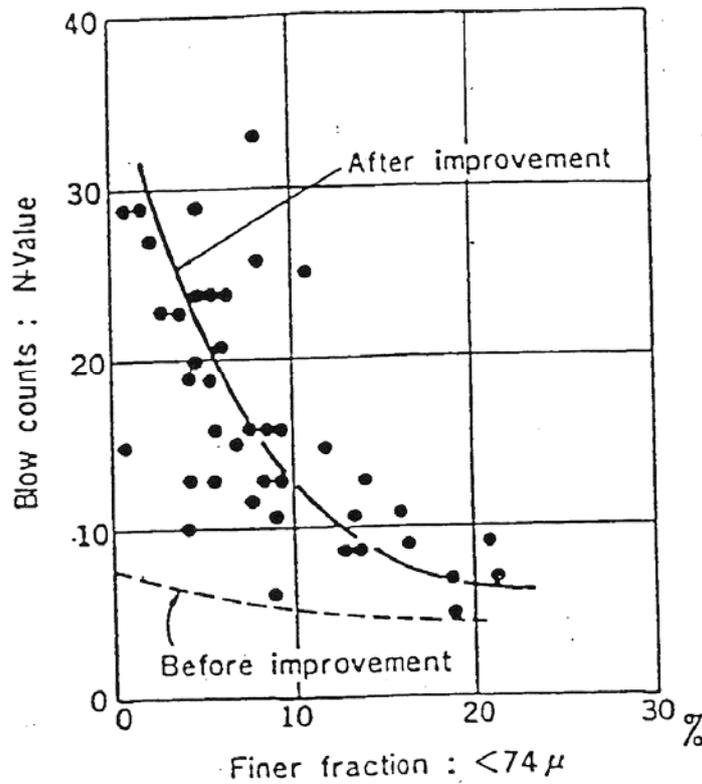


Figura 26 Influencia del criterio de finos en el efecto de vibroflotación (Saito, 1977)

Como se puede apreciar a partir de un 15% de finos los efectos de mejora son muy pequeños, lo que conduce a la ejecución de columnas de grava. Los suelos con finos no responden al efecto de la vibración y hay que proceder a la sustitución del terreno.

6.2.- Descripción Teórica

El tratamiento consiste en la introducción de un relleno granular para formar columnas densas de grava, las cuales conjuntamente con el suelo natural crean un sistema integrado, en el cual la diferencia de rigideces provoca una redistribución de las tensiones aplicadas y una concentración de estas sobre las columnas. Por lo tanto, se aumenta la resistencia en conjunto disminuyendo los asentamientos y haciéndolos más uniformes. Ver figura 27

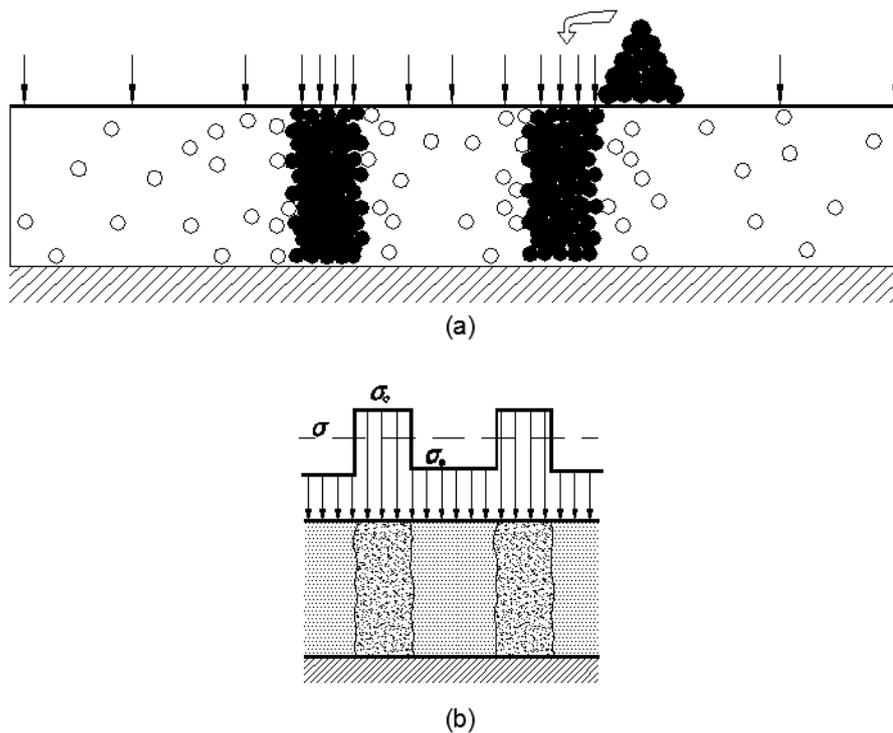


Figura 27 Redistribución de las tensiones aplicadas sobre columnas de grava por la diferencia de rigidez entre las columnas y el suelo original (Bielza A. 1999)

Estas columnas constituyen excelentes drenes verticales que aceleran la consolidación bajo la sobrecarga, ya que favorecen la disipación de las presiones intersticiales en el suelo blando.

Los factores que se deben tener en cuenta para el diseño de las columnas de grava son los siguientes:

- Naturaleza y granulometría del suelo.
- Resistencia al corte sin drenaje (S_u) para el estudio en condiciones no drenadas, y cohesión y ángulo de rozamiento efectivos (c' , ϕ') para el cálculo a largo plazo.
- Módulo de deformación y coeficiente de Poisson, tanto del suelo natural como el de material de la columna.
- Granulometría de la grava.
- Ángulo de rozamiento interno del material de aporte (ϕ_c).
- Técnica especificada a emplear.

6.3.- Métodos de Ejecución en Tierra y Mar

Vibrosustitución o vibrocompactación por vía húmeda

Las fases de ejecución son las siguientes:

- **Perforación:** Con la ayuda de la inyección de agua el vibrador penetra por su propio peso hasta la profundidad deseada. El agua provoca un flujo hacia el exterior, arrastrando el material y creando un espacio alrededor del vibrador.
- **Sustitución:** Alcanzada la profundidad deseada, se procede a rellenar de grava el orificio por capas de 50 cm, y a la vez compactadas por la vibración.

- **Terminado:** El fin de la compactación de cada capa se ve finalizado por la resistencia a bajar del vibrador. Este proceso se repite hasta alcanzar la superficie del terreno.

El procedimiento se aprecia en la figura 28

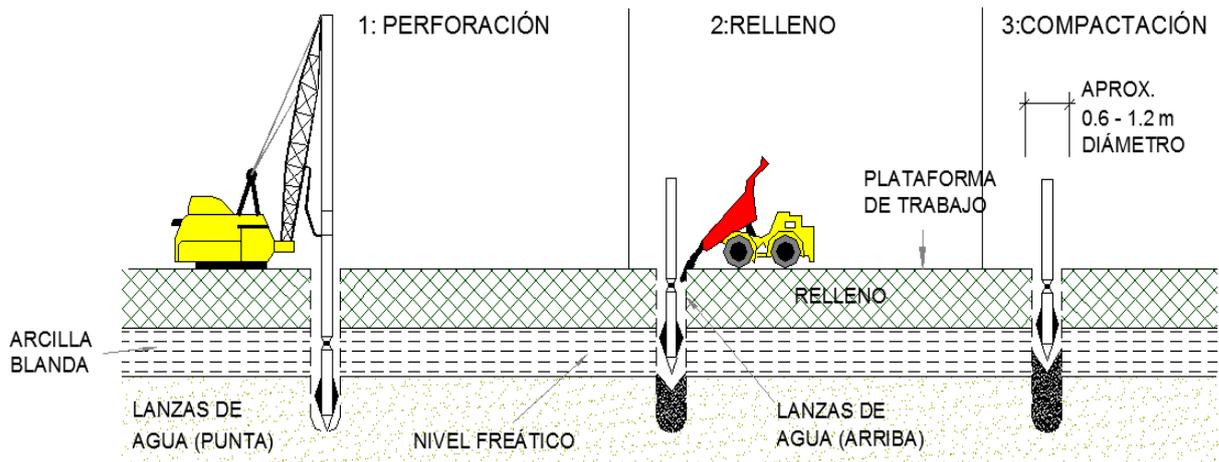


Figura 28 Fases de ejecución en la vibrosustitución (Bielza A. 1999)

Vibrodesplazamiento o vibrocompactación por vía seca

Se lleva a cabo el siguiente proceso:

- **Perforación:** El vibrador penetra en el terreno por el efecto de los impactos de vibración y del peso propio. El terreno se desplaza lateralmente y se crea un orificio de paredes estables ayudado por la inyección de aire comprimido por la punta del vibrador.
- **Sustitución:** Al alcanzar la profundidad requerida se extrae el vibrador y se realiza el primer relleno de grava hasta 50 cm de espesor. Para compactarlo se introduce el vibrador desplazándolo hacia abajo y lateralmente.
- **Terminado:** El proceso de relleno se repite hasta culminar con la columna.

El proceso se puede ver en la figura 29

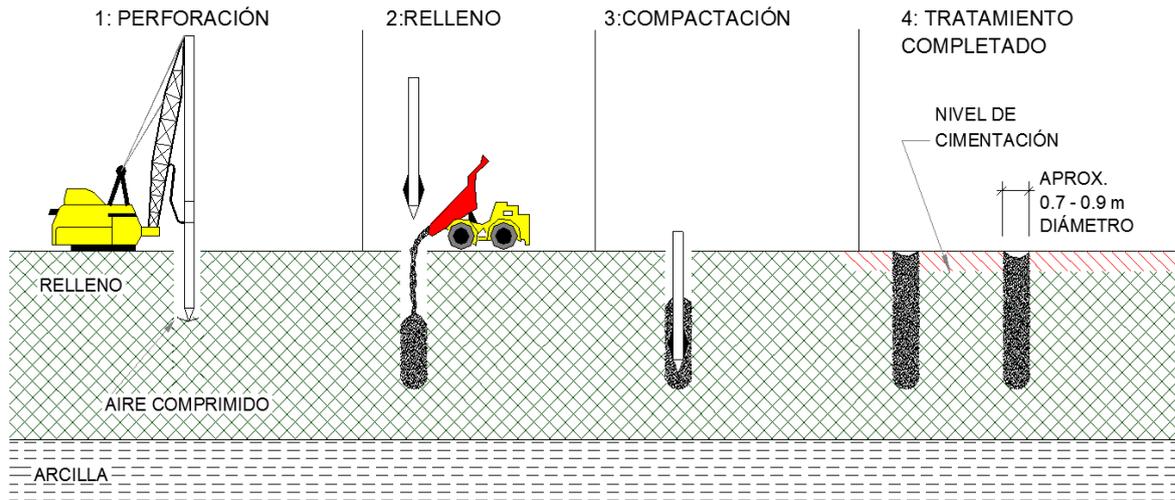


Figura 29 Fases de ejecución en el vibrodesplazamiento (Bielza A.1999)

Un equipo completo para la ejecución de columnas de grava consiste en una máquina con mástil, un vibrador, un compresor (si es por vía seca), una bomba de presión (si es por vía húmeda), y un generador. Se muestra el detalle de una máquina con mástil en la figura 30

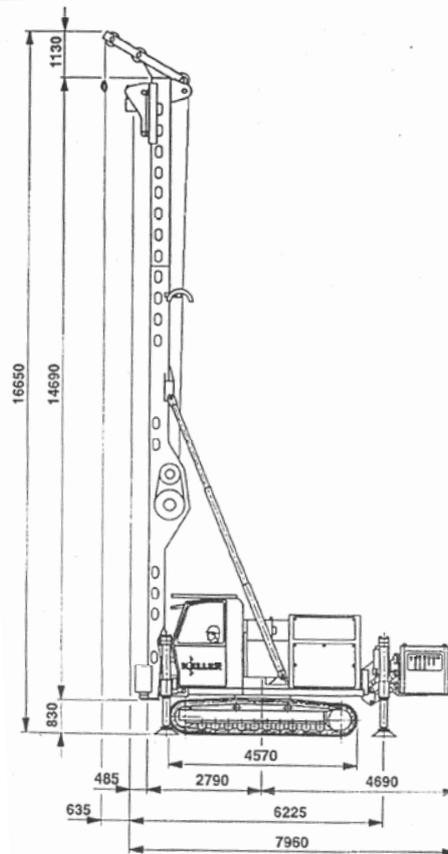


Figura 30 Detalle de Vibrocat o máquina de orugas con mástil para la ejecución de columnas de grava (García-Mina J. 2003)

En los últimos años, para el método de vibrodesplazamiento, se están introduciendo vibradores que permiten la introducción de grava por su punta inferior, el cual presenta la ventaja de no extraerlo en toda su longitud mientras se introduce grava. Por lo tanto, se puede asegurar la continuidad de las columnas y mejorar las compactaciones para cada capa dentro de la perforación.

En la tabla 3 se adjuntan algunos detalles de las diferencias de los métodos de ejecución de columnas de grava: vibrosustitución o por vía húmeda, y vibrodesplazamiento o por vía seca (con alimentación inferior o desde superficie).

Tabla 3 Comparativo entre sistemas de ejecución de columnas de grava (García-Mina J. 2003)

	Vía Seca Descarga Inferior	Vía seca Relleno desde Superficie	Vía Húmeda
Máquina de Apoyo	Vibrocat con mástil Grúa	Vibrocat con mástil Grúa	Grúa
Profundidad Máxima	20 m con mástil 35 m con grúa	20 m con mástil 35 m con grúa	35 m con grúa
Fluido de Perforación	Aire	Aire	Agua
Gestión de Agua y Lodos	NO	NO	SI
Alimentación Grava	Interior	Exterior	Exterior
Granulometría de la Grava	Controlada entre 10-80 mm	NO Controlada	NO Controlada
Continuidad de la Columna	Asegurada	NO Asegurada	NO Asegurada

Según Oteo (1997) con estos métodos se pueden obtener diámetros de columna entre 0.8 y 1.2 metros, en suelos limo-arcillosos blandos.

Las gravas a emplear deben de ser subangulares a angulares, con diámetros entre 20 y 100 mm. Un óptimo puede estar entre 25 y 60 mm.

Cabe resaltar que es necesario compactar una capa superficial de grava o arena de 30-50 cm de espesor que encape las columnas ejecutadas.

Ejecución de Columnas de Grava en el Mar

Finalmente, en el caso de proyectarse la mejora de suelos marinos por medio de columnas de grava, se describen los tres métodos de ejecución habituales:

- a) **Método de la Banqueta de Grava:** Se requiere la ejecución previa de una banquetta de grava sobre el estrato blando. El espesor de la banquetta es variable en función de las necesidades del tratamiento (longitud, diámetro y separación de las columnas) y hay que tener en cuenta que parte de la grava se quedará entre las columnas. Los espesores habituales de las mantas de grava están entre los 3 y 5 metros sobre el lecho marino.

Las columnas se construyen mediante la introducción del vibrador a través de la banquetta y el estrato de suelo blando hasta alcanzar el terreno resistente. Luego el vibrador se levanta en intervalos de 0.5 a 1 metro y se compacta la grava que cae por el espacio dejado por la perforación. Con este método se pueden ejecutar columnas de 10 a 15 metros de longitud. Ver figura 31

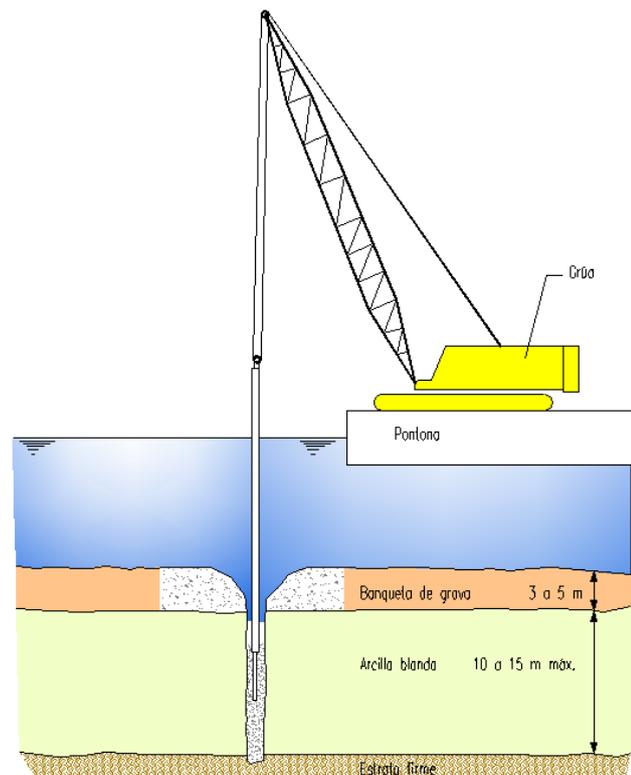


Figura 31 Método de la banquetta de grava (Viñas R. 2006)

- b) **Método del Tanque Superior de Grava:** La alimentación se realiza por el fondo, por medio de un tubo adosado al vibrador y conectado en su parte superior a un depósito de grava con una compuerta hidráulica. El vibrador penetra en el terreno hasta llegar a la profundidad del estrato resistente. Alcanzada la profundidad, se abre la compuerta hidráulica del depósito superior y la grava se desplaza a través del tubo de alimentación hasta salir por la punta inferior del vibrador.

El vibrador se eleva en intervalos de 0.5 a 1 metro y se compacta, hasta completar la columna. Con este método se puede garantizar columnas de 20 a 25 metros de profundidad. Ver figura 32

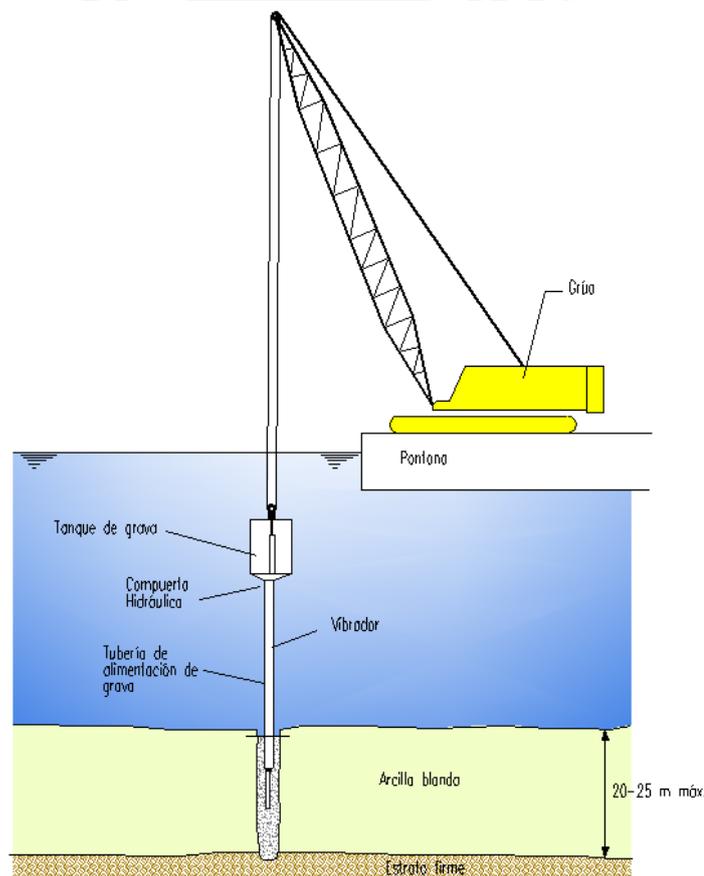


Figura 32 Método con tanque superior de grava y alimentación por el fondo (Viñas R. 2006)

- c) **Método de la Bomba de Grava:** Este método también es de alimentación por el fondo. En este caso el vibrador lleva acoplado en la parte superior un depósito de grava de doble compuerta que a su vez está conectado a un sistema de bombeo de grava por medio de aire comprimido. El procedimiento de ejecución es similar al método del tanque superior, con la diferencia que al llegar a la profundidad establecida, la grava se bombea desde el tanque acoplado al vibrador a través de la tubería de alimentación hasta salir por la punta inferior.

En este método, el vibrador también se eleva en intervalos de 0.5 a 1 metro y se compacta, hasta completar la columna. Con este método se puede garantizar columnas de 50 a 55 metros de profundidad. Ver figura 33

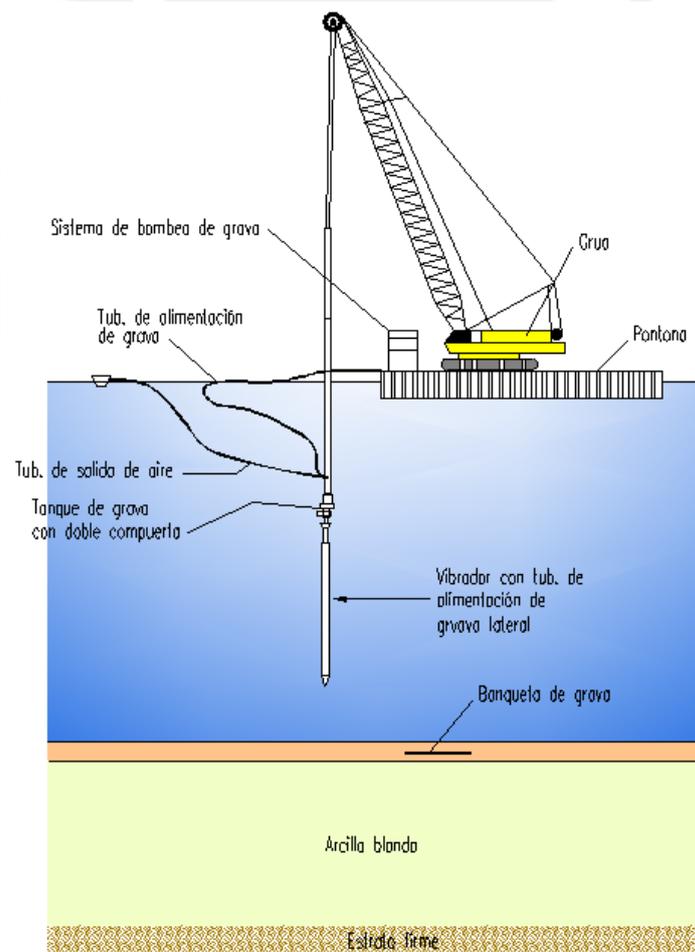


Figura 33 Método con bomba de grava y alimentación por el fondo (Viñas R. 2006)

6.4.- Análisis y Diseño

El concepto del tratamiento se basa en tomar el terreno original y sus características fundamentales (es decir, su ángulo de fricción interna ϕ_s , su cohesión c_s y su módulo de deformación E_s) e incorporarle las columnas de grava (de características conocidas y controladas ϕ_{col} , c_{col} y E_{col}), de manera que se obtenga un suelo mejorado con sus propias características equivalentes ϕ^* , c^* y E^* .

Los métodos de diseño de columna de gravas son muy complejos, ya que los criterios utilizados son empíricos. Se trata de estudiar el comportamiento de un suelo compuesto por dos materiales totalmente distintos. Las teorías de cálculo varían desde simples reglas experimentales hasta complicados modelos matemáticos.

Para estimar el “factor de mejora del suelo”, n_0 , o relación de asentamientos antes y después de la mejora del terreno, se puede utilizar el ábaco de Priebe, que relaciona n_0 y A/A_c .

Priebe supone que la columna y el suelo tiene el mismo asentamiento, que no hay cambio de volumen en la columna, que esta se apoya sobre una estrato duro y que las presiones son uniformes en toda la altura de la columna.

De acuerdo con este factor de mejora el módulo de deformación del sistema aumenta, y en la misma proporción, los asentamientos se reducen. El resultado del cálculo se expresa como el factor de mejora, que se expresa como:

$$n_0 = \frac{\text{asentamiento sin mejora}}{\text{asentamiento con mejora}}$$

La relación entre el factor de mejora n_0 , el índice de área recíproca A/A_c y el ángulo de fricción interna de la grava ϕ_c , se refleja en el siguiente ábaco de Priebe (Figura 34)

Donde:

A/A_c = área de influencia de la columna / área de la columna de grava

ν_s = coeficiente de Poisson del suelo igual a 1/3 para todos los casos

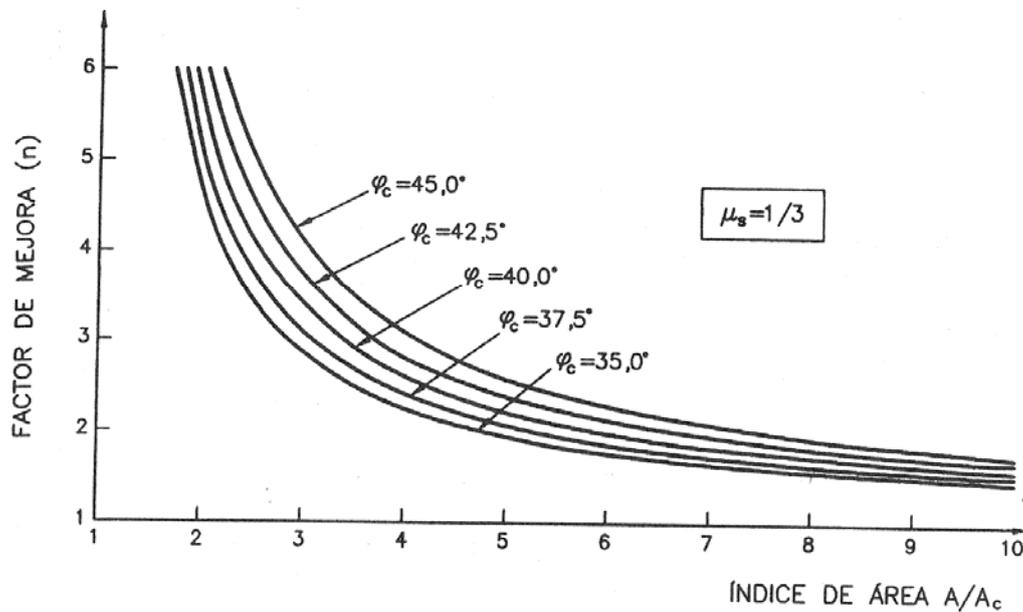


Figura 34 Ábaco para el diseño de columnas de grava (Priebe, 1995)

Van Impe y de Beer (1983) habían propuesto un método parecido al de Priebe, considerando dos casos:

- Columnas rígido-plásticas incomprensibles, sustituyendo las filas de columnas por paredes de grava con equivalente sección.
- Columnas elásticas lineales, lo cual no es muy generalizable.

La solución que corresponde a la primera hipótesis puede verse en las figuras 35 y 36. En la primera se relaciona la presión que llega a cada columna, σ_c , en función de la que se aplica sobre el suelo; en la segunda se da el asentamiento del suelo reforzado como un porcentaje del asentamiento sin refuerzo.

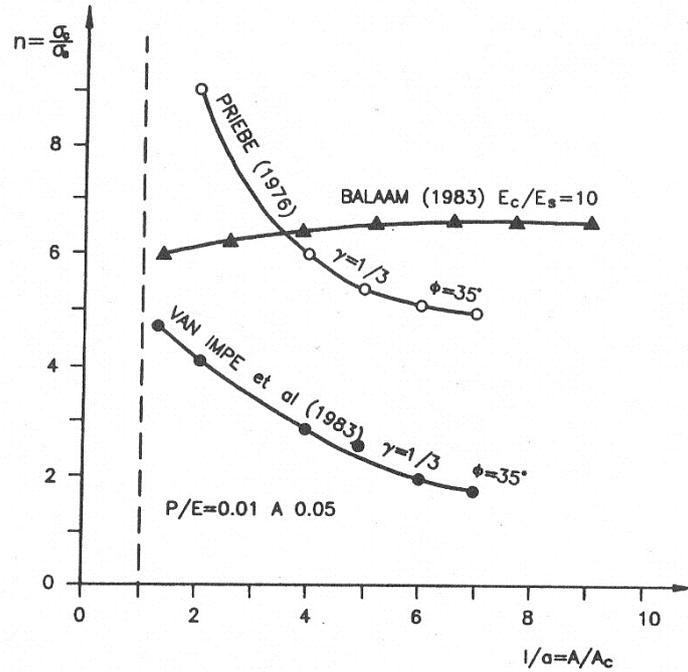


Figura 35 Presión sobre las columnas referida a la media aplicada (Van Impe W.F. y De Beer E. 1983)

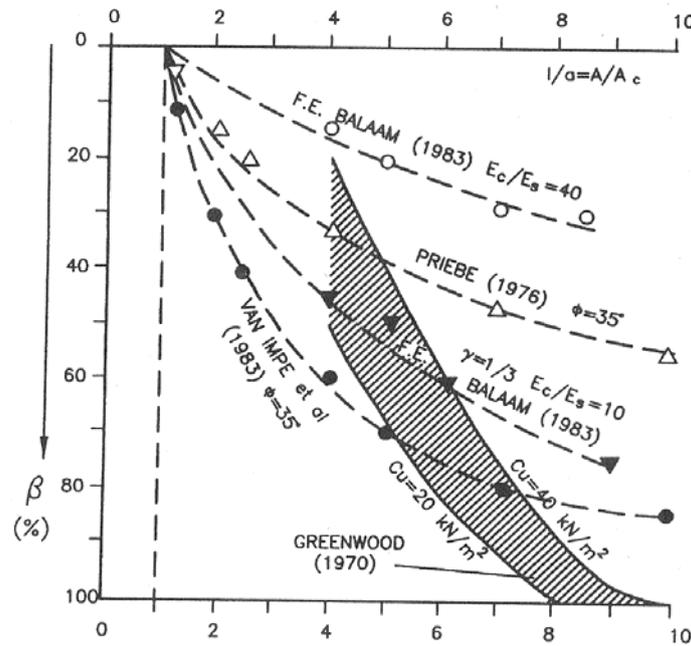


Figura 36 Asentamiento del terreno referido al del terreno sin tratar (Van Impe W.F. y De Beer E. 1983)

En la figura 37 se muestra el método resumen de Greenwood y Kirsch (1984), el cual reúne diversas teorías que permiten calcular el factor de mejora del suelo.

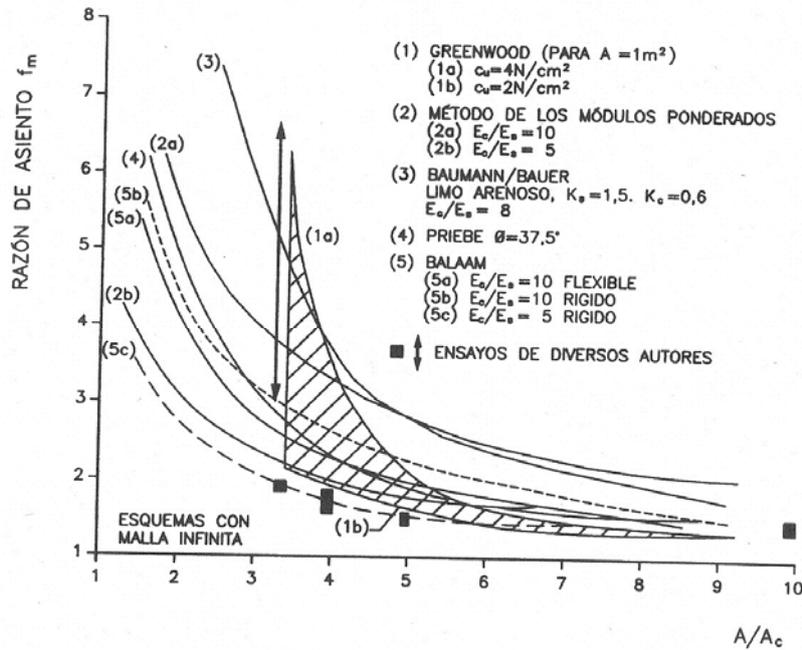


Figura 37 Teorías usadas para predicción de asentamientos en columnas de grava (Greenwood y Kirsch 1984)

Para este caso particular de las columnas de grava se debe estimar el asentamiento del terreno tratado, así como la capacidad portante de las columnas, debido a la escasa restricción lateral que suelen tener.

Por lo general, se suele considerar la capacidad portante de una sola columna e ignorar el posible efecto de grupo. Por lo tanto para calcular la presión admisible de la columna se puede utilizar la siguiente expresión:

$$\sigma_v = N_{SC} \times c_u / F$$

Donde:

c_u = resistencia al corte sin drenaje del suelo

F = factor de seguridad entre 2.5 y 3

N_{SC} = coeficiente de capacidad portante (25 para columnas con vibrosustitución y de 18 a 22 según la rigidez del suelo)

De diversos ensayos, Oteo (1993), se deduce que la presión admisible está en el orden de 4 a 6 kg/cm², lo que suele implicar cargas de 20 a 40 Ton sobre cada columna. Estos valores se deberían de tomar sólo de forma orientativa.

En el caso de los terraplenes apoyados sobre suelos blandos mejorados con columnas de grava nos interesa verificar el factor de seguridad frente al deslizamiento.

Para analizar la estabilidad del conjunto formado por el terraplén y suelo mejorado con columnas de grava, se utiliza el método de Priebe (1978) y comentado por Mitchell (1981). En este método el suelo mejorado se caracteriza por unos parámetros de resistencia únicos y comunes para el suelo blando y las columnas de grava.

La resistencia de los suelos blandos tratados con columnas de grava se calcula a partir de la resistencia no drenada del suelo blando, la resistencia transversal de las columnas de grava y la relación entre áreas tratadas y no tratadas. Se utilizan las siguientes expresiones:

$$\tan \phi^* = m \tan \phi_c + (1 - m) \tan \phi_s$$

$$c^* = (1 - m)c_s$$

Donde:

c^* y ϕ^* : parámetros de resistencia del suelo mejorado

c_s y ϕ_s : parámetros de resistencia del suelo sin mejorar

ϕ_c : ángulo de rozamiento de la columna de grava

El parámetro m es un índice de la distribución relativa de tensiones entre el suelo blando y la columna, y se obtiene:

$$m = \frac{A_c \cdot \sigma_c}{A \cdot \sigma} \dots (1)$$

La tensión actuante sobre la columna σ_c , se calcula teniendo en cuenta la relación de rigideces del suelo blando y la columna de grava. Así σ_c se determina en función de la

tensión vertical total σ , la sección transversal de la columna de grava A_c , la superficie de influencia de cada columna A y de un factor n .

Se parte de la siguiente expresión:

$$\sigma \cdot A = \sigma_c \cdot A_c + \sigma(A - A_c)$$

Luego, se obtiene la tensión actuante sobre la columna:

$$\sigma_c = \frac{n \cdot \sigma}{1 + (n-1)A_c / A} \dots\dots (2)$$

El parámetro n se llama factor de concentración de tensiones y se define como la relación entre la tensión actuante sobre la columna σ_c y la tensión actuante sobre el terreno blando σ . Este parámetro tiene en cuenta la descarga que ocurre en el terreno por concentración en las columnas de grava de parte del peso del terraplén. Este factor oscila entre 4 y 6, estando los más comunes alrededor de 5. Para esta metodología se ha usado la teoría de Van Impe (1983).

Finalmente se sustituye la expresión (2) en (1) y se obtiene la ecuación para determinar el parámetro m :

$$m = \frac{A_c}{A} \cdot \frac{n}{1 + (n-1)A_c / A}$$

Se fija el diámetro de columna a ejecutar, su distribución y el parámetro n y se puede calcular m . Luego se reemplaza m en las expresiones para determinar los parámetros resistentes del suelo mejorado en conjunto.

Como se ha mencionado, una de las finalidades del empleo de columnas de grava es acelerar la consolidación. Para este fin se puede utilizar el mismo procedimiento descrito para los drenes verticales, con la salvedad de que el diámetro equivalente de las mechas drenantes será igual al diámetro de las columnas de grava.

La distribución en planta de las columnas de grava es la triangular o de tresbolillo con una distribución de una columna por cada $6 - 8 \text{ m}^2$ que corresponde a espaciamientos entre columnas D de 2.5 a 3 metros. Ver figura 38

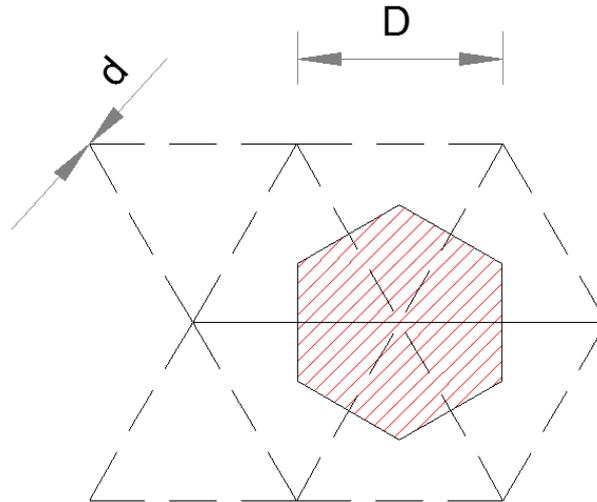


Figura 38 Distribución triangular o al tresbolillo de los puntos de aplicación del tratamiento
(Bielza A. 1999)

Donde:

d : diámetro de la columna (entre 0.8 a 1.2 metros)

A : área de influencia $A = \frac{\sqrt{3}}{2} D^2$

D_e : diámetro de influencia $D_e = \sqrt{\frac{2\sqrt{3}}{\pi}} D \cong 1.05D$

A continuación, en la figura 39 se compara la relación asentamiento – tiempo para terraplenes utilizando el método de precarga, drenes prefabricados y columnas de grava.

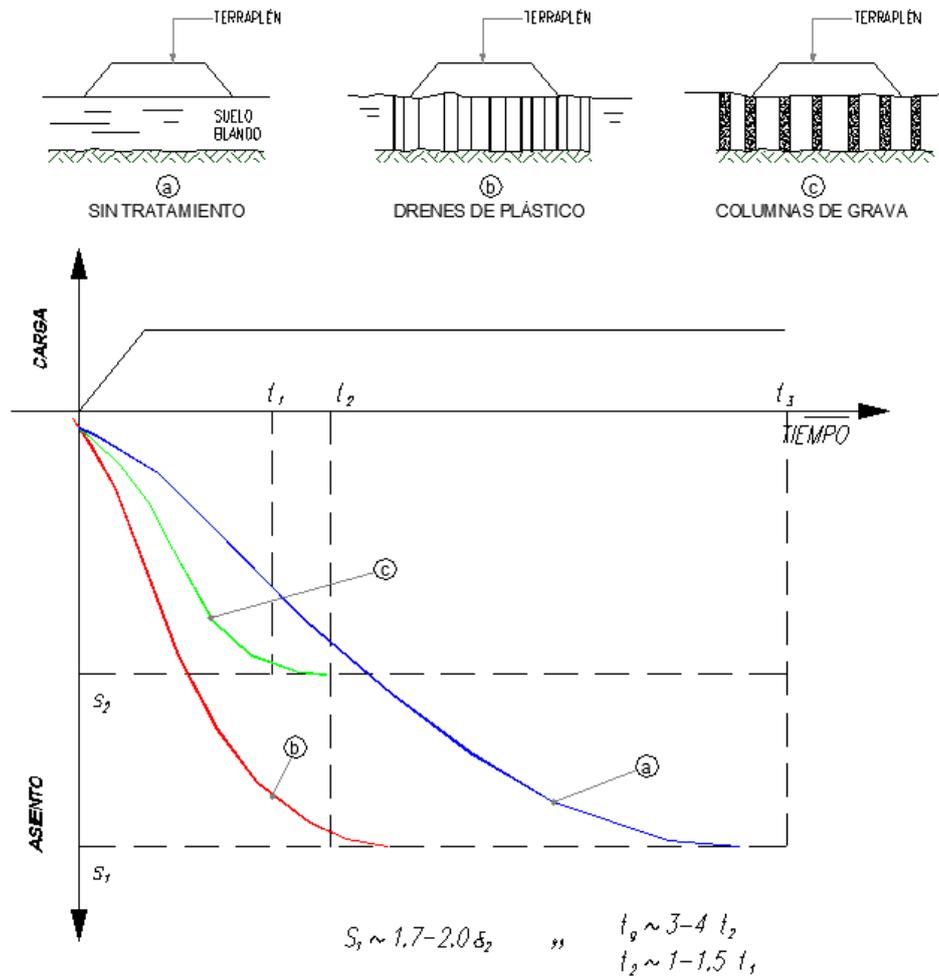


Figura 39 Comparación de relaciones asentamiento-tiempo en terraplenes con diferentes tratamientos (Oteo C. 2011)

Es fundamental tener en cuenta que siempre que la densidad de las columnas de grava sea inferior o igual a una columna cada 10 m², se puede considerar que el conjunto suelo-columna presenta las características equivalentes ϕ^* y c^* ; pero en ningún caso se entiende que cada punto del suelo mejorado tenga esas características. El terreno que circunda a las columnas de grava tiene prácticamente las mismas características que el terreno original (algo mejores por la compactación lateral) y la mejora reside en hacer trabajar de forma conjunta y homogénea a los dos suelos presentes distribuyendo la carga uniformemente repartida en superficie sea con una zapata, losa o terraplén (De Santiago, 2001).

7.- EJEMPLO APLICATIVO DE ANÁLISIS Y DISEÑO

7.1.- Datos del Problema

Se pretende construir un terraplén de 9 metros de altura con una inclinación 2H:1V y una coronación de 20 metros de ancho, sobre un terreno que tiene la siguiente estratigrafía:

0 – 15 metros: Depósito de suelo blando conformado por arcilla blanda saturada (marisma).

15 - ¿? metros: Material resistente y poco deformable, conformado por arenas silíceas carbonatadas, densas a muy densas.

El nivel freático se encuentra en la superficie

Se puede apreciar el terraplén y la estratigrafía del suelo en la figura 40

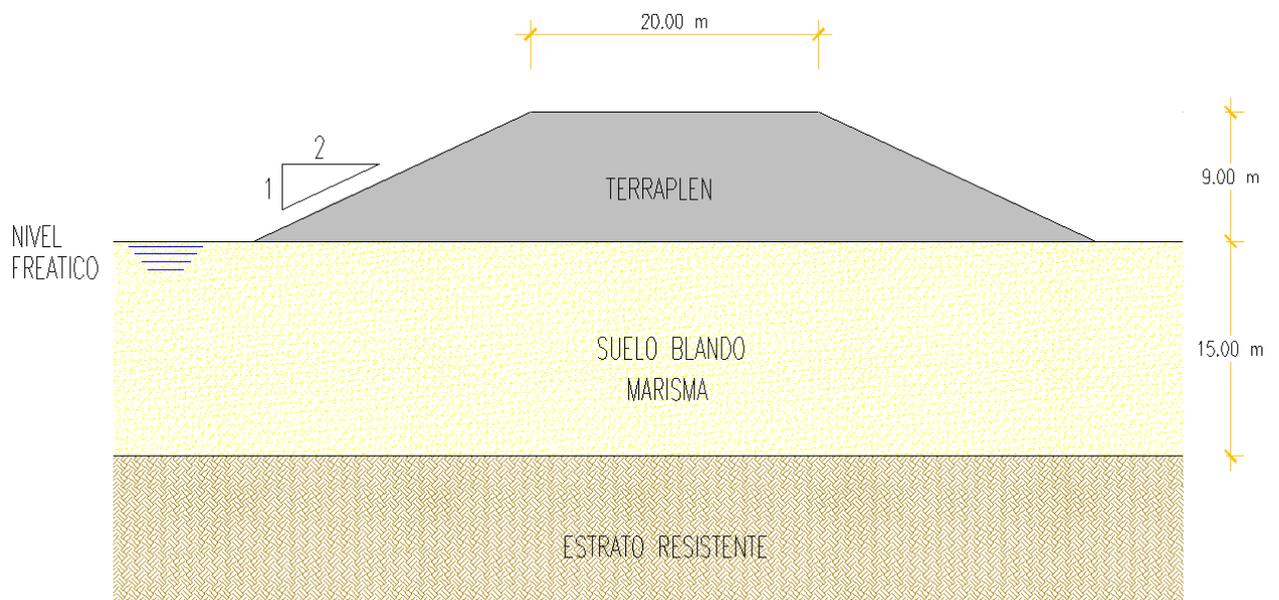


Figura 40 Sección del terraplén

Las características geotécnicas de la arcilla y del terraplén se presentan en la tabla 4

Tabla 4
Características Geotécnicas de los Materiales

	Arcilla Blanda	Terraplén
Resistencia al Corte sin Drenaje S_u	0.25 Kg/cm ² (25 kPa)	-
Cohesión Efectiva c	0.08 Kg/cm ² (8 kPa)	0.10 Kg/cm ² (10 kPa)
Ángulo de Rozamiento Efectivo ϕ	23°	30°
Densidad Aparente γ	1.9 gr/cm ³ (19 kN/m ³)	2.0 gr/cm ³ (20 kN/m ³)
Coefficiente de Consolidación Vertical C_v	5x10 ⁻⁴ cm ² /s	-
Coefficiente de Compresibilidad C_c	0.33	-
Relación de Vacíos e_0	0.80	-

El factor de seguridad para asegurar la estabilidad frente al deslizamiento será de 1.35 como mínimo

7.2.- Análisis de Estabilidad del Terraplén sin Mejora del Terreno

Con este análisis se determina la altura máxima del terraplén para la cual se puede construir de una sola vez sin realizar ningún tratamiento al terreno de cimentación, es decir no se considera la mejora del terreno por consolidación debido a la carga del terraplén.

Algunas publicaciones sugieren que los parámetros resistentes del terraplén para el análisis de la estabilidad del conjunto deberán ser reducidos a la mitad o a una tercera parte, debido a que antes de producirse la rotura, se forman fisuras y grietas en el terraplén, las cuales no ofrecen resistencia al corte y se convierten en superficies potenciales de deslizamiento.

Para resolver el problema planteado se omitirá esta sugerencia debido a que se considera que la estimación de los parámetros en las grietas es muy subjetiva y que al

reducirlos se estaría analizando el terraplén de una manera muy conservadora. Por lo tanto, se mantendrán los parámetros iniciales del terraplén.

De todas formas, a manera de verificación, se hallarán los factores de seguridad con los parámetros reducidos del terraplén a una tercera parte para verificar la influencia de estos.

Los cálculos de estabilidad se ejecutarán utilizando el programa Slope/W, el cual pertenece al programa GeoStudio 2007, usando el método de Morgenstern-Price.

Se pretende construir el terraplén de una sola vez. Se iniciará con una altura de 3 metros y luego se irá aumentando la altura en intervalos de 0.5 metros. Los resultados de los análisis de estabilidad se muestran en la tabla 5

Tabla 5
Análisis del Terraplén sin Mejora del Terreno

Altura del Terraplén	Factor de Seguridad con Parámetros Reales	Factor de Seguridad con Parámetros Reducidos	Diferencia
3.0 m	2.473	2.397	3.17%
3.5 m	2.119	2.036	4.08%
4.0 m	1.853	1.766	4.93%
4.5 m	1.645	1.547	6.33%
5.0 m	1.478	1.374	7.56%
5.5 m	1.348	1.243	8.45%

El factor de seguridad para el terraplén con sus parámetros originales, con una altura de 5.5 metros es de 1.348 por lo que en una primera etapa solamente se construirá hasta una altura de 5.0 metros sin necesidad de esperar a que el suelo de cimentación mejore sus parámetros resistentes por el efecto de la consolidación.

Además se puede verificar que la diferencia de factores máxima es de 8.45% lo cual demuestra la poca influencia de reducir los parámetros resistentes del terraplén.

En la figura 41 se muestra la sección del terraplén analizado con 5.5 metros de altura.

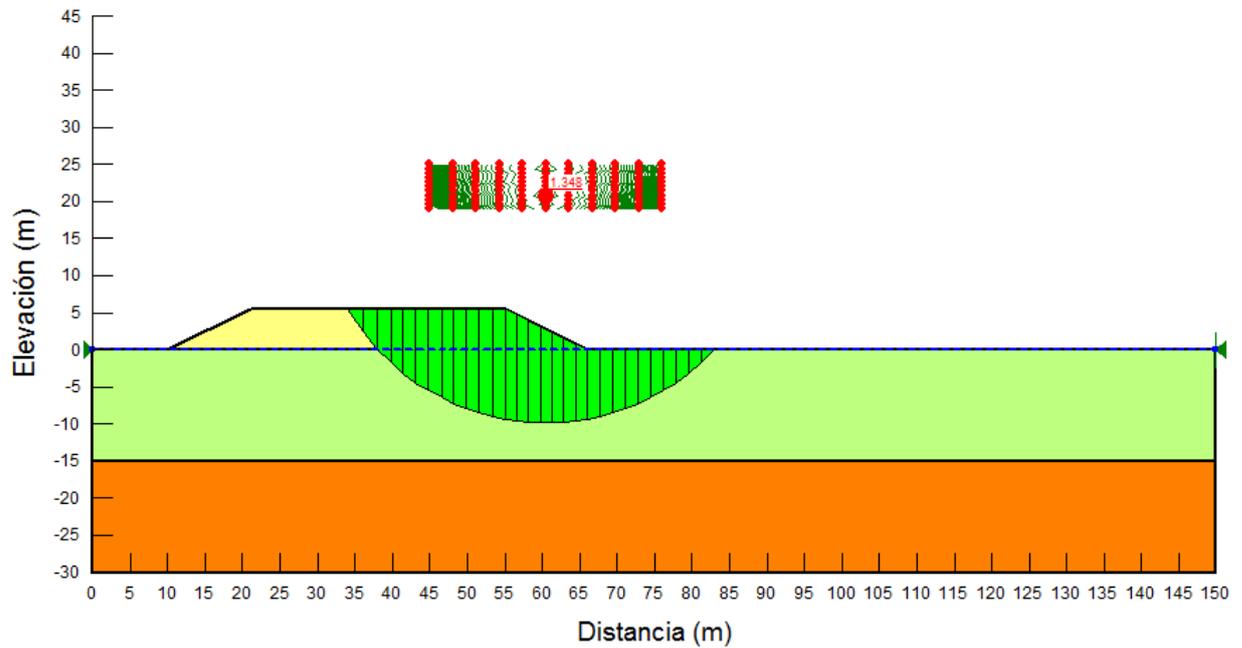


Figura 41 Análisis del terraplén sin mejora del terreno para 5.5 metros de altura

Se presentan las láminas de los análisis de estabilidad en los anexos.

7.3.- Análisis de Estabilidad del Terraplén Considerando la Mejora del Terreno por Consolidación

A continuación se analizará la estabilidad del terraplén cuando el terreno ha mejorado sus parámetros resistentes debido a la consolidación. Para ello se considerará un 90% de grado de consolidación, lo que requerirá un tiempo considerable que será hallado posteriormente.

Del apartado 4.4 se recuerda el uso de la siguiente expresión:

$$\Delta Su = 0.225 \Delta \sigma_v' = 0.225 \cdot Ut \cdot H \cdot \gamma$$

Hallamos el incremento de la resistencia al corte sin drenaje del suelo blando considerando los 5 metros de altura de terraplén ya construidos, por lo que la nueva resistencia al corte sin drenaje será:

$$Su = 25kPa + \Delta Su = 25 + 0.225 \cdot Ut \cdot H \cdot \gamma = 25 + 0.225 \cdot 0.9 \cdot 5 \cdot 20$$

$$Su = 45.25kPa = 0.45kg / cm^2$$

Con esta nueva resistencia al corte sin drenaje de suelo blando se pretende hallar una nueva altura de terraplén para la cual se alcance el factor de seguridad exigido en el análisis de estabilidad. Los resultados de los análisis se presentan en la tabla 6

Tabla 6
Análisis del Terraplén con Mejora del Terreno por Consolidación

Altura del Terraplén	Factor de Seguridad
5.5 m	2.330
6.0 m	2.130
6.5 m	1.965
7.0 m	1.840
7.5 m	1.723
8.0 m	1.622
8.5 m	1.536
9.0 m	1.463

De los resultados se aprecia que se podría alcanzar la altura total del terraplén con el incremento de resistencia al corte no drenado por el efecto de la consolidación.

En la figura 42 se muestra la sección del terraplén analizado con 9.0 metros de altura.

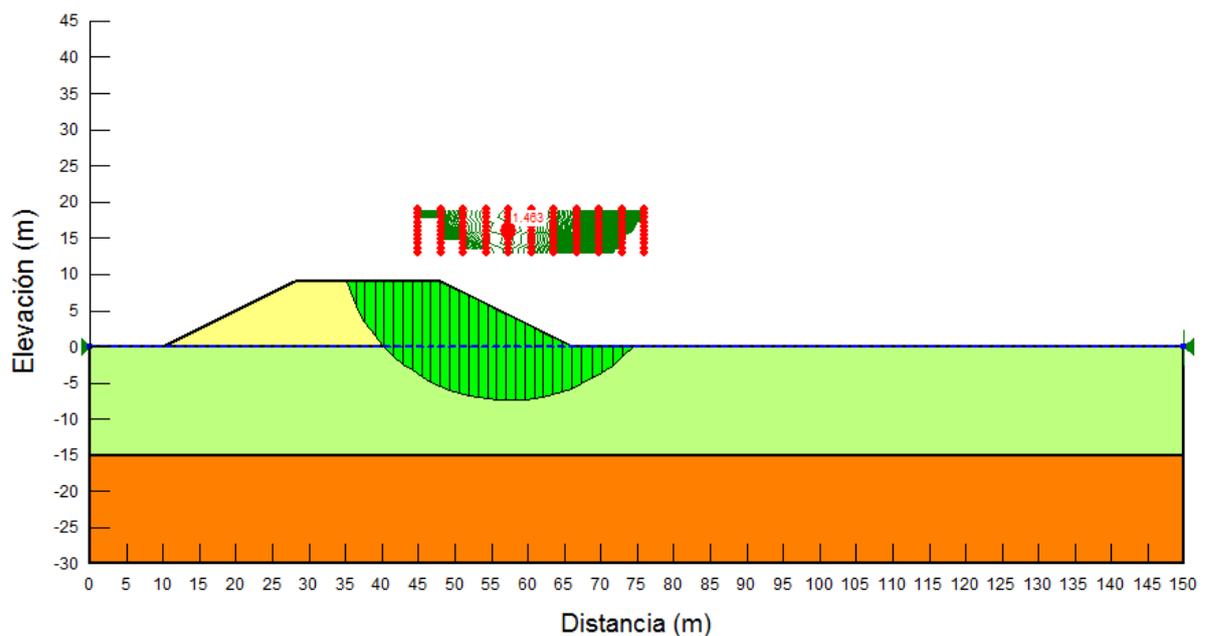


Figura 42 Análisis del terraplén con mejora del terreno para 9.0 metros de altura

Se presentan las láminas de los análisis de estabilidad en los anexos.

Para este problema se concluye que se puede construir el terraplén considerando solamente los efectos de mejora del terreno debido a la consolidación, es decir no será necesario un refuerzo adicional en el suelo blando, por lo que queda descartada la inclusión de columnas de grava. Sin embargo, se deberá verificar los tiempos de consolidación para prever el uso de drenes verticales.

En el caso práctico que no se alcancen los factores de seguridad exigidos para la estabilidad del terraplén considerando solamente la mejora del terreno por consolidación se deberá analizar el uso de columnas de grava ya que estas inclusiones mejoran los parámetros resistentes del suelo y reducen los asentamientos.

7.4.- Análisis de los Tiempos de Consolidación

Se deberá verificar el tiempo de consolidación del suelo blando. Para este caso se aplica directamente la teoría de Terzaghi de consolidación vertical, la cual se expresa con la siguiente expresión:

$$t = \frac{T_v \times H_d^2}{C_v}$$

Del apartado anterior, se está considerando un grado de consolidación de $U_t=90\%$, y a la cual le corresponde un $T_v=0.848$

El espesor del suelo blando es de 15 metros y por debajo tiene una capa de arena por lo que la altura drenante " H_d " será igual a 7.50 metros. El coeficiente de consolidación vertical es de $5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$

Entonces, el tiempo necesario para alcanzar el 90% de consolidación será de:

$$t = \frac{T_v \times H_d^2}{C_v} = \frac{0.848 \times 750^2}{5 \times 10^{-4}} = 954 \times 10^6 \text{ seg}$$

$$t = 30.67 \text{ años}$$

Observamos que el tiempo de consolidación resulta de 30.67 años. Es decir, que si quisiéramos construir el terraplén y verificar su estabilidad, tendríamos que esperar todo este tiempo para garantizar una consolidación del 90%, lo cual definitivamente es inviable.

Por lo tanto, es totalmente necesario y justificado el uso de drenes verticales.

Para hallar el tiempo de consolidación usando drenes verticales utilizamos las expresiones del apartado 5.6, las cuales son las siguientes:

$$(1 - U) = (1 - U_r)(1 - U_z)$$

Donde:

$$U_r = 1 - \exp(-8Tr / F(n))$$

y:

$$n = r_e / r_w \quad Tr = Cr \cdot t / de^2$$

$$F(n) = \left[n^2 / (n^2 - 1) \right] \ln n - \left[(3n^2 - 1) / 4n^2 \right]$$

El coeficiente de consolidación radial **Cr** se puede considerar entre 2 a 10 veces el valor de **Cv**. En este ejemplo se considera:

$$Cr = 10Cv = 10 * 5 \times 10^{-4} = 5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{s}$$

Por lo general en la práctica, para obtener un resultado óptimo, se coloca un dren cada 1.5 – 2.5 m², el ancho del dren es de 10 cm y la mejor distribución es la de tresbolillo.

En la tabla 7 se muestra los distintos grados de consolidación para las configuraciones de drenes señaladas:

Tabla 7
Grados de Consolidación Utilizando Drenes Verticales

Parámetros para el Diseño de Drenes Verticales		Área Influencia (m ²)	1,5	2,0	2,5
		Separación (m)	1,32	1,52	1,70
		d_e (m)	1,38	1,60	1,78
		d_w (m)	0,1	0,1	0,1
		n	13,82	15,96	17,84
		$F(n)$	1,89	2,03	2,14
Tiempo en Días	15	U_r %	76,2	63,3	53,3
		U_v %	3,83	3,83	3,83
		U_t %	77,1	64,7	55,1
	30	U_r %	94,3	86,5	78,2
		U_v %	5,42	5,42	5,42
		U_t %	94,6	87,3	79,3
	45	U_r %	98,7	95,1	89,8
		U_v %	6,63	6,63	6,63
		U_t %	98,7	95,4	90,5
	60	U_r %	99,7	98,2	95,2
		U_v %	7,66	7,66	7,66
		U_t %	99,7	98,3	95,6
	90	U_r %	100,0	99,8	99,0
		U_v %	9,38	9,38	9,38
		U_t %	100,0	99,8	99,1

Se puede apreciar que con una distribución triangular equilátera de 1 dren por cada 2.5 m² se obtiene un grado de consolidación total de 90% para 45 días. Este tiempo se considera adecuado en obra y además sería más económico. Por lo tanto, este será el diseño elegido para la distribución de los drenes en planta.

7.5.- Análisis de Estabilidad del Terraplén y Tiempos de Consolidación con Columnas de Grava

Si bien para el ejemplo no es necesario utilizar columnas de grava, las emplearemos para ver el procedimiento de diseño y el posterior análisis de estabilidad con el suelo mejorado.

Utilizaremos las columnas de grava para las secciones del terraplén con alturas comprendidas entre 8 y 9 metros. Además previamente se había dejado consolidar el terraplén hasta 5 metros, por lo que la resistencia al corte no drenado para el 90% de consolidación es $S_u = 45.25 \text{ kPa} = 0.45 \text{ Kg/cm}^2$

Como se había explicado en el apartado 6.4 los parámetros del suelo mejorado se pueden hallar con las siguientes expresiones:

$$\tan \phi = m \tan \phi_c + (1 - m) \tan \phi_s$$

$$c = (1 - m)c_s$$

Donde:

$$m = \frac{A_c}{A} \cdot \frac{n}{1 + (n-1)A_c / A}$$

Se tomará un valor para el ángulo de rozamiento de las gravas de 40° (ϕ_c) y se seguirá la recomendación de Van Impe para el factor n , el cual tendrá un valor de 5.

Por lo general, bajo terraplenes se suele colocar una columna cada 6 a 8 m^2 . Debido a que para este análisis no es necesario el uso de columnas, utilizaremos una distribución de una columna por cada 8 m^2 . Sin embargo, en una situación donde sí se necesiten las inclusiones de columnas de grava, se deberá hacer una comparación de los parámetros de resistencia y de los factores de seguridad considerando diferentes distribuciones de columnas y diferentes diámetros de columna; luego se deberá elegir la más adecuada.

La distribución será de forma triangular o de tresbolillo. El diámetro de las columnas considerado será de 80 cm. Por lo tanto, tenemos los siguientes parámetros:

$$\text{Área de Columna de Grava } A_c = \frac{\pi \times 0.8^2}{4} = 0.50 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de Influencia } A = 8.00 \text{ m}^2$$

Luego:

$$m = \frac{0.50}{8.00} \cdot \frac{5}{1 + (5-1)0.5 / 8.00} = 0.251$$

Finalmente:

$$\tan \phi^* = 0.251 \tan 40^\circ = 0.211$$

$$c^* = (1 - 0.251)45,25 = 33.89kPa = 0.34kg / cm^2$$

El ángulo de rozamiento del suelo mejorado será de 12° y la resistencia al corte no drenado será de 0.34 kg/cm².

A continuación se presentan en la tabla 8 los factores de seguridad para el terraplén considerando la mejora por la inclusión de columnas de grava.

Tabla 8
Análisis del Terraplén con Mejora del Terreno por Columnas de Grava

Altura del Terraplén	Factor de Seguridad
8.5 m	1.913
9.0 m	1.867

Como se puede apreciar los factores de seguridad aumentan con este método de mejora del terreno.

En la figura 43 se muestra la sección del terraplén analizado con 9.0 metros de altura.

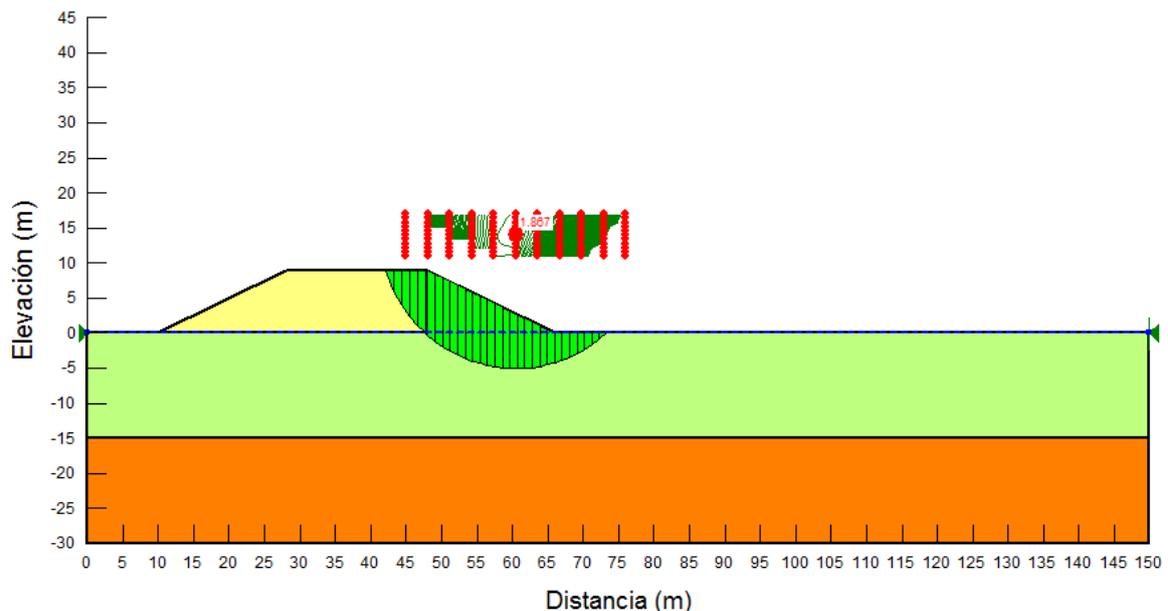


Figura 43 Análisis del terraplén con mejora del terreno mediante columnas de grava para 9.0 metros de altura

Se presentan las láminas de los análisis de estabilidad en los anexos.

A continuación se verificarán los tiempos de consolidación para el caso de columnas de grava utilizando la configuración de una columna por cada 8 m². Los resultados se muestran en la tabla 9

Tabla 9
Grados de Consolidación Utilizando Columnas de Grava

Parámetros para el Diseño de Columnas de Grava		Área Influencia (m²)	8,0
		Separación (m)	3,04
		d_e (m)	3,19
		d_w (m)	0,8
		n	3,99
		F(n)	0,74
Tiempo en Días	15	U_r %	49,6
		U_v %	3,8
		U_t %	51,6
	30	U_r %	74,6
		U_v %	5,4
		U_t %	76,0
	45	U_r %	87,2
		U_v %	6,6
		U_t %	88,1
	60	U_r %	93,6
		U_v %	7,7
		U_t %	94,1
90	U_r %	98,4	
	U_v %	9,4	
	U_t %	98,5	

Como se puede apreciar las columnas de grava son también efectivas para disipar las presiones intersticiales, ya que a los 45 días obtenemos un grado de consolidación de casi el 90% por lo que se comprueba que es un tratamiento adecuado para la consolidación.

En la figura 44 se muestra el resumen de los factores de seguridad hallados en el análisis de estabilidad del terraplén.

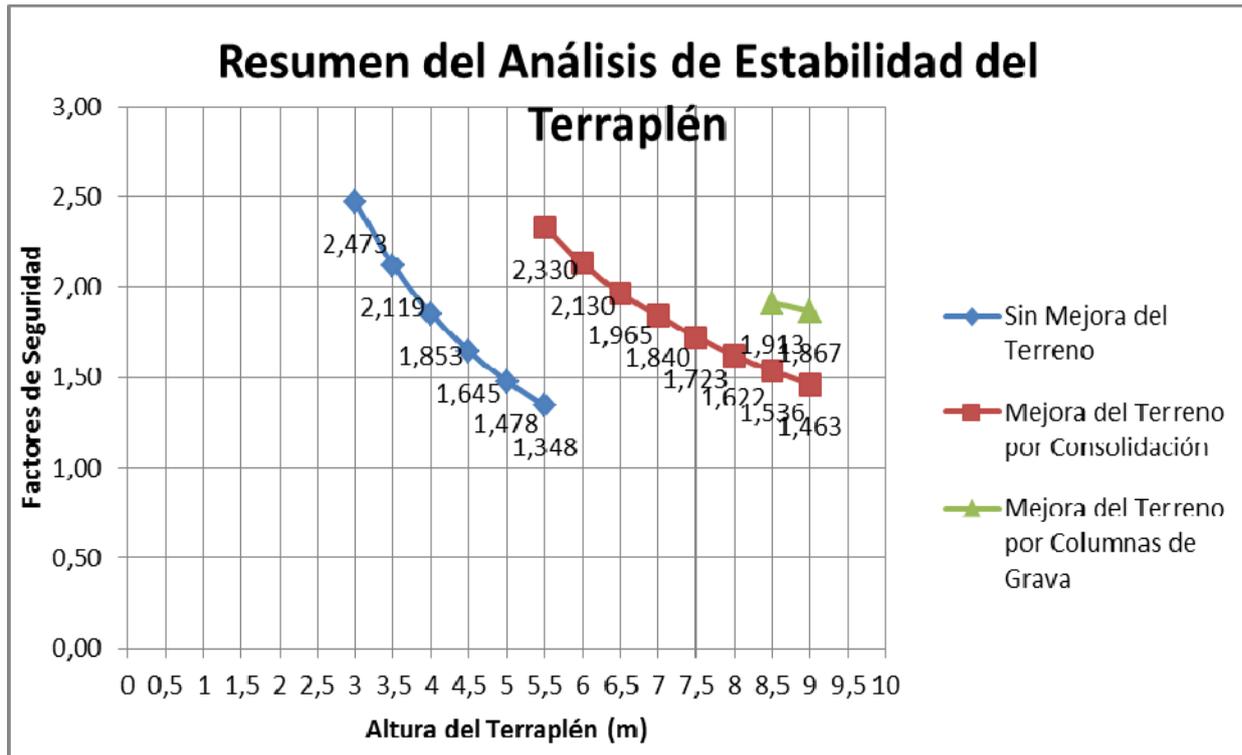


Figura 44 Análisis de estabilidad del terraplén del ejemplo

7.6.- Cálculo de Asentamientos

El asentamiento se podrá estimar asumiendo condiciones edométricas para un suelo blando normalmente consolidado. Se utiliza la siguiente expresión:

$$s = \frac{Cc}{1 + e_0} \times H_0 \times \log\left(\frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'}{\sigma'_v}\right)$$

Donde:

- s:** asentamiento
- Cc:** coeficiente de compresibilidad
- e₀:** índice de huecos inicial
- H₀:** altura del terraplén
- σ'v:** tensión efectiva en el terreno
- Δσ':** carga del terraplén

En la tabla 10 se muestran los asentamientos producidos para diferentes alturas del terraplén sin considerar el efecto de las columnas de grava.

Tabla 10
Asentamientos Producidos para Diferentes Alturas del Terraplén

Altura del Terraplén (m)	Asentamiento (cm)
3,0	43,92
3,5	49,89
4,0	55,58
4,5	61,01
5,0	66,20
5,5	71,18
6,0	75,96
6,5	80,55
7,0	84,97
7,5	89,24
8,0	93,36
8,5	97,34
9,0	101,19

En el caso de haber utilizado columnas de grava, los asentamientos se ven reducidos debido al efecto rigidizador que se produce en el suelo. Si utilizamos la teoría de Van Impe (apartado 6.4, figura 36), para columnas de diámetro de 80 cm y una distribución de una columna cada 8 m², el efecto de mejora está en el orden de 15% (factor $\beta \approx 85\%$).

Por lo tanto para las zonas tratadas con grava (apartado 7.5) los nuevos asentamientos son (tabla 11):

Tabla 11
Asentamientos Producidos para Diferentes Alturas del Terraplén con la Inclusión de Columnas de Grava

Altura del Terraplén (m)	Asentamiento (cm)
8,0	79.36
8,5	82.74
9,0	86.01

Es importante aclarar que para que exista una mayor uniformidad en los asentamientos en el terreno, debería existir una zona de transición entre el terreno con drenes verticales y las columnas de grava. Esto se puede lograr incluyendo en el diseño columnas de grava con un espaciamiento mayor en una sección de 0.5 a 1 metro de altura del terraplén. Para este ejemplo se podría incluir columnas de grava con una separación de 4 metros y de 0.80 cm de diámetro entre las zonas comprendidas entre 7.5 y 8.0 metros de altura del terraplén.

7.7.- Modelo con Elementos Finitos y Verificación de Asentamientos

La introducción del método de los elementos finitos en la ingeniería geotécnica ha producido un gran desarrollo en el análisis de los asentamientos durante la construcción de los terraplenes. Esto es posible debido a que este método toma en cuenta la verdadera geometría del problema, la estratificación del terreno, la interacción entre el terraplén y el suelo blando, y el comportamiento anisotrópico de la arcilla.

A continuación se presenta un modelo para estudiar el comportamiento resistente y deformacional de un suelo blando reforzado con columnas de grava.

Modelo de Material Compuesto:

En este método se trata el suelo blando reforzado con columnas de grava como un material compuesto, caracterizado por un único grupo de parámetros que definen su comportamiento tensional y deformacional.

Los parámetros de resistencia del material compuesto se hallarán de la misma manera que en el apartado 7.5, sólo que esta vez se usarán los parámetros resistentes del suelo a largo plazo, es decir:

$$c' = 8 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 23^\circ$$

Previamente se había hallado el factor “*m*”, el cual era de 0.251, por lo que los nuevos parámetros resistentes del conjunto suelo blando - columnas de grava, será:

$$\tan \phi^* = 0.251 \tan 40^\circ + (1 - 0.251) \tan 23^\circ = 0.529$$

$$c^* = (1 - 0.251)8 = 5.992 \text{ kPa}$$

El ángulo de rozamiento del suelo mejorado será de 28° y la resistencia al corte no drenado será de 6 kPa.

Luego, hallamos el resto de parámetros del suelo que se tienen que introducir al programa de elementos finitos, en este caso, se usará el Plaxis 8.2.

Sabiendo que el suelo está saturado, tiene un índice de vacíos de 0.8 y una densidad de 19 kN/m^3 ; y resolviendo un diagrama de fases podemos hallar la densidad seca, la cual es de 14.5 kN/m^3 .

El asentamiento hallado en el apartado anterior, sin incluir columnas de grava, para una altura del terraplén de 9 metros es de 101.19 cm. Utilizamos la teoría de consolidación, para poder hallar el módulo de elasticidad edométrico E_m del suelo blando.

$$s = \frac{H \times \Delta \sigma'}{E_m}$$

Se sabe que:

- $H = 15$ metros
- $\Delta \sigma' = 20 \times 9 = 180$ kPa
- $S = 101.19$ cm

Por lo tanto: $E_m \approx 2700 \text{ kPa} = 27 \text{ kg/cm}^2$

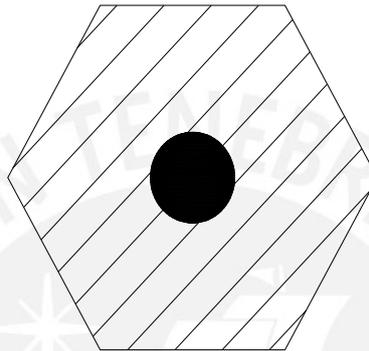
Si el módulo de Poisson $\nu = 1/3$. Luego, se aplica la siguiente expresión para hallar el módulo de deformación del suelo blando.

$$E_m = E \left(\frac{1 - \nu}{1 - \nu - 2\nu^2} \right)$$

Reemplazando: $E = 1800 \text{ kPa} = 18 \text{ kg/cm}^2$

Para poder hallar el módulo de deformación del material compuesto E^* hacemos lo siguiente:

- Consideramos un módulo de deformación de la columna de grava de $E_c = 30,000 \text{ kPa} = 300 \text{ kg/cm}^2$
- El área de influencia total es de 8 m^2 y el área de la columna es de 0.5 m^2 , por lo tanto el área del suelo blando considerando la inclusión de la columna será de 7.5 m^2 , tal como se ve en la figura 45



$$A_t = 8.0 \text{ m}^2$$

$$A_c = 0.5 \text{ m}^2$$

$$A_s = 7.5 \text{ m}^2$$

Figura 45 Área de influencia total para el suelo compuesto

- Luego, hallamos el módulo de deformación del material ponderando las áreas con sus correspondientes módulos de deformación, de la siguiente manera:

$$E^* = \frac{E_s \times A_s + E_c \times A_c}{A_t} = \frac{1800 \times 7.5 + 30000 \times 0.5}{8.0} = 3,562.5 \text{ kPa}$$

- Entonces: $E^* \approx 3500 \text{ kPa} = 35 \text{ kg/cm}^2$

Por último las permeabilidades del material compuesto (K^*) deberían estar en el orden de 10^{-4} a 10^{-3} m/s

Por lo tanto, las características geotécnicas del material compuesto que se introducirán al programa de elementos finitos serán:

- $c' = 6 \text{ kPa}$
- $\phi' = 28^\circ$
- $\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$

- $\gamma_d = 14.5 \text{ kN/m}^3$
- $E = 3500 \text{ kPa}$
- $\nu = 1/3$
- $k = 5 \times 10^{-3} \text{ m/s}$

En las figuras 46 y 47 se muestran los resultados de las deformaciones producidas por debajo del terraplén.

Como se puede apreciar, el asentamiento bajo el punto medio del terraplén es de 83.75 cm. En el apartado anterior utilizando el factor de mejora β de Van Impe se obtuvo un asentamiento de 86.01 cm.

La diferencia de resultados es de 2.69%, por lo que podemos concluir que ambos métodos son confiables para la estimación de asentamientos cuando el terreno ha sido mejorado con columnas de grava.

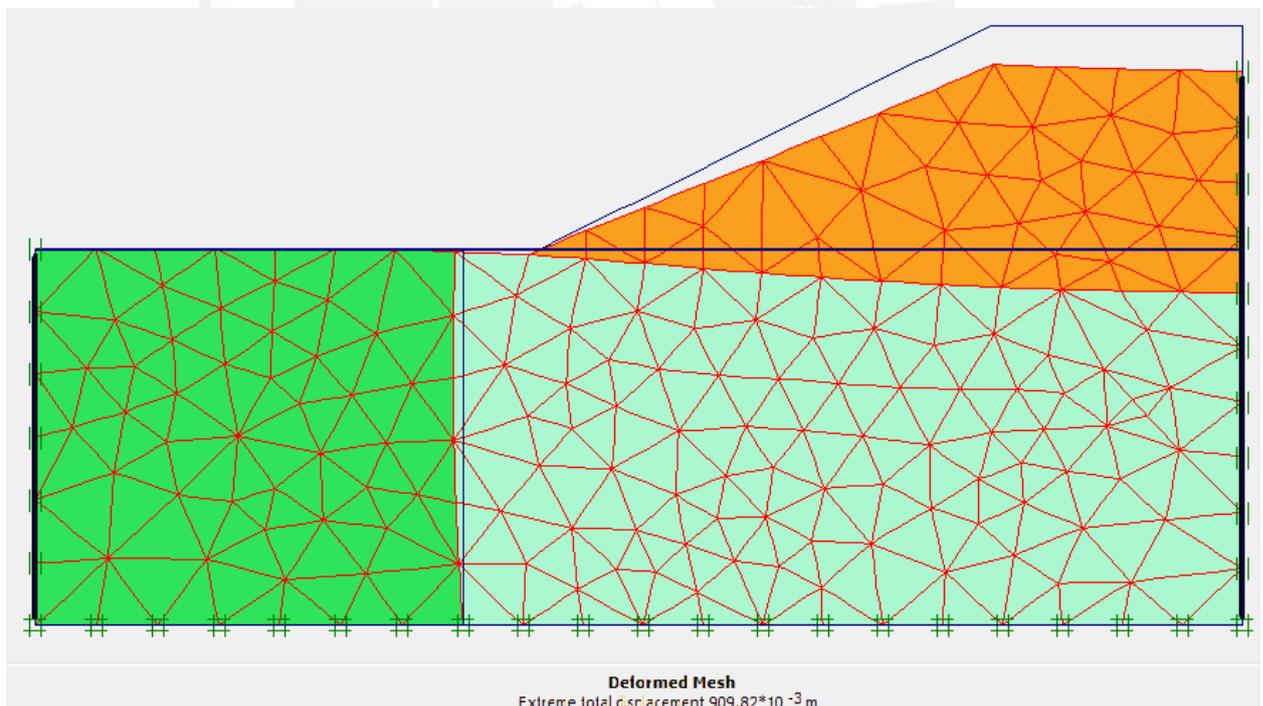


Figura 46 Deformada de la malla después de la construcción del terraplén



Figura 47 Diagrama de desplazamientos verticales bajo el terraplén

La principal desventaja de este método es la necesidad de realizar cálculos previos de todos los parámetros del material compuesto. Además con este método no podemos analizar de manera individual el comportamiento de las columnas de grava.

Cabe resaltar que también se podría haber modelado las columnas de grava individualmente en una malla bidimensional con sus propios parámetros, diferentes al del suelo blando. Sin embargo, el problema de este método es dibujar la malla, ya que el problema es claramente tridimensional. Además, la aplicación directa de este método produce una situación más rígida que la realidad (Sopeña, 2001). Es recomendable usar un programa de elementos finitos en 3-D para resolver este tipo de modelo. Ver figura 48

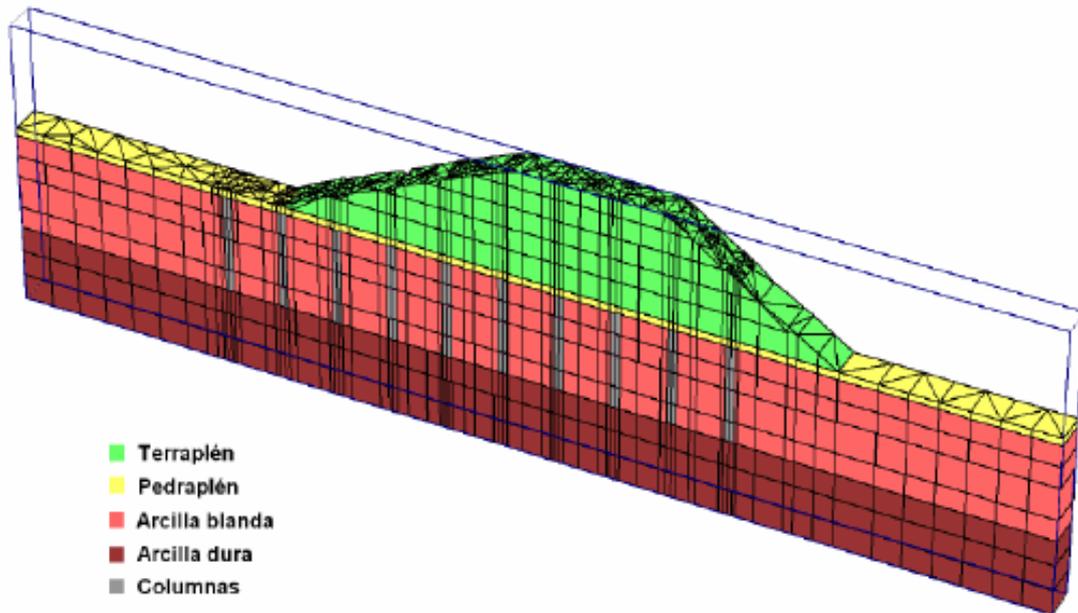


Figura 48 Malla FEM 3D de rebanada de mejora con columnas para apoyo de terraplén
 (Castro, 2008)

7.8.- Especificaciones y Recomendaciones para el Proceso Constructivo

En primer lugar, en la plataforma de trabajo se deberán marcar los puntos de hinca de los drenes verticales o columnas de grava de acuerdo con el diseño. Se usará pintura de colores vivos o estaquillas de madera o metálicas.

Para el presente ejemplo el terraplén se deberá construir en dos etapas, en la cual se debe llegar a 5 y 8 metros hasta la altura final del terraplén. En ambas etapas se deberá esperar 45 días para alcanzar el 90% de consolidación.

Es recomendable ejecutar controles topográficos periódicos para poder verificar los asentamientos producidos a lo largo del tiempo de espera y compararlos con los calculados teóricamente, así se pueden ajustar los tiempos de consolidación.

Antes de iniciar la construcción del terraplén se instalarán los drenes verticales para las zonas entre los 5 y 7.5 metros de altura del terraplén. Estos drenes alcanzarán una profundidad mínima de 15 metros y deberán penetrar unos 50 cm dentro del estrato subyacente resistente. Los drenes verticales tendrán una separación en planta de 1.70

metros lo cual supone una distribución de un dren cada 2.5 m^2 , el ancho del dren será de 10 cm y la distribución será la de tresbolillo.

Para alturas superiores de 7.5 metros del terraplén se colocará columnas de grava.. En las zonas entre los 7.5 y 8 metros las columnas tendrán un diámetro de 80 cm, una separación en planta de 4 metros y se distribuirán en una malla triangular o de tresbolillo. Después de los 8 metros y hasta la altura final del terraplén la separación será de 3 metros lo que supone una columna cada 8 m^2 , manteniéndose el mismo diámetro y la misma distribución en planta. Estas columnas de grava deberán alcanzar una profundidad mínima de 15 metros y penetrar 80 cm en el estrato resistente subyacente.

El tratamiento con drenes verticales y columnas de grava se deberá extender transversalmente al terraplén una distancia aproximada igual al tercio de la altura del terraplén, tal como se muestra en la figura 49

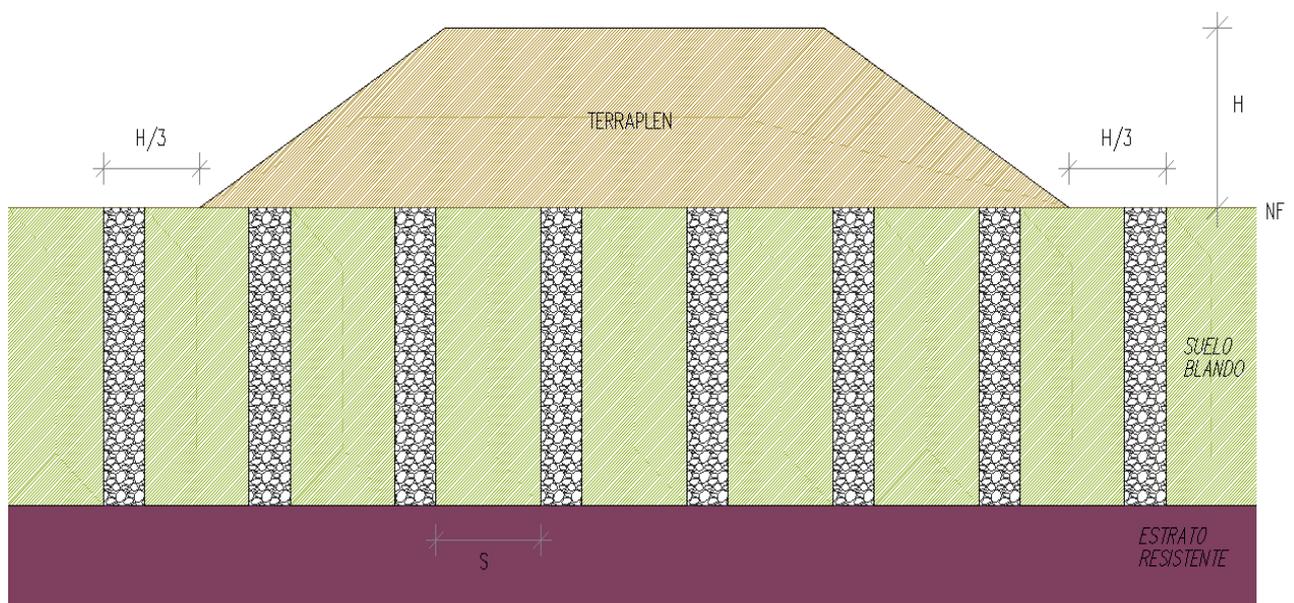


Figura 49 Sección Transversal del Terraplén

Antes de construir el terraplén y culminada la instalación de los drenes verticales y de las columnas de grava, es imprescindible compactar una capa superficial de grava o arena de 30 - 50 cm de espesor que encape las columnas ejecutadas y que facilitará la disipación de las presiones intersticiales.

Por último se recomienda colocar un geotextil tejido o una geomalla biaxial sobre la capa superficial de grava para conseguir un mejor reparto de las cargas, tener asentamientos más uniformes y a la vez aumentar la estabilidad lateral del terraplén.

Es obligatorio presentar los planos con la distribución en planta y perfil de los drenes verticales y de las columnas de grava. En la figura 50 se aprecia una distribución en perfil para un caso de mejora del terreno en la ciudad de Cádiz, España.

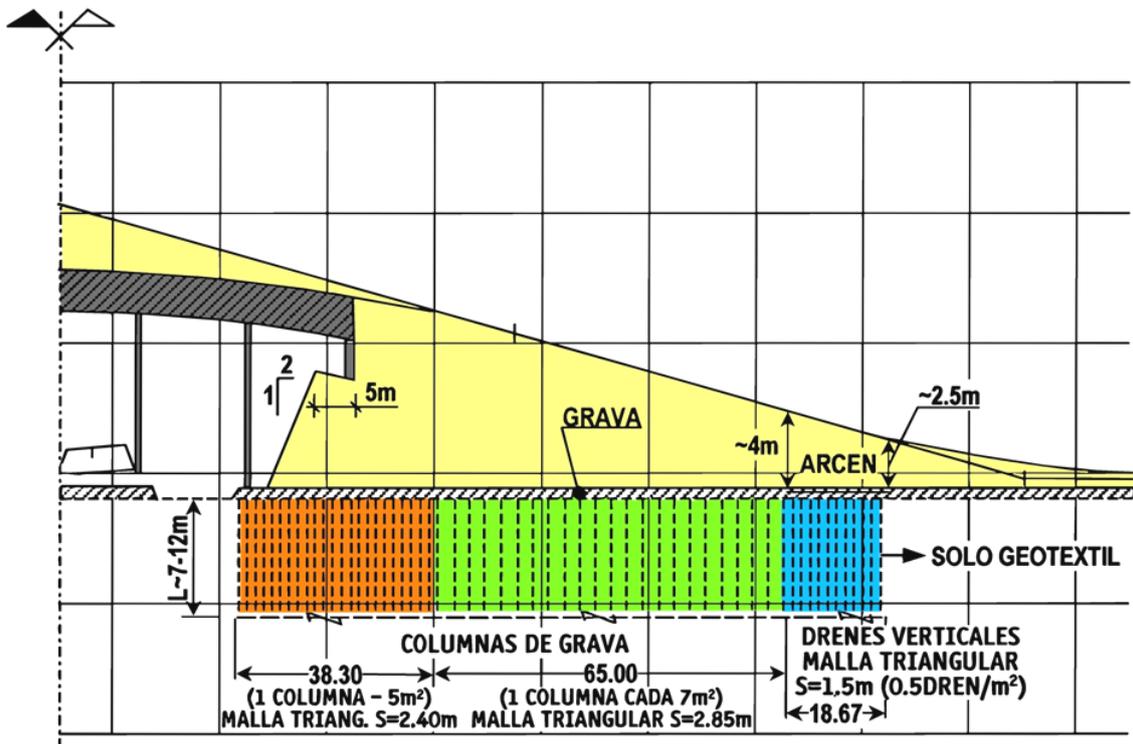


Figura 50 Solución adoptada en las marisma de Cádiz, Río Guadalete (Oteo C. 2004)

8.- CONCLUSIONES

Acerca de los suelos blandos:

- El diseño simplificado de un terraplén consiste en un análisis sin drenaje de las condiciones de estabilidad durante la construcción o a corto plazo, y un análisis con drenaje a largo plazo luego de la consolidación.
- Los dos grandes aspectos que desde el punto de vista particular geotécnico deben ser considerados como básicos, son los referentes a la resistencia y a la deformabilidad.
- Desde el punto de vista de la resistencia de los suelos blandos, el parámetro más importante es la resistencia al corte no drenada **S_u** , pues interesa saber el análisis de estabilidad a corto plazo, durante o al final de la construcción. La resistencia al corte del terreno aumenta con el paso del tiempo, por lo que las condiciones de estabilidad a largo plazo deben mejorar.
- Para la caracterización de suelos blandos, en lo que se refiere a los ensayos de campo, se debe destacar el uso del ensayo de molinete o de veleta (vane test), el ensayo de penetración estática CPT y el ensayo de piezocono CPTU, ya que constituyen una gran herramienta para el cálculo de las características geotécnicas de los suelos blandos.
- En lo que a ensayos de laboratorio se refiere, los ensayos que más interesan son los de consolidación unidimensional y los de resistencia al corte, sean triaxiales o de corte directo o de compresión simple. Estos deberán complementarse con los ensayos de identificación para la caracterización de los suelos.
- Los ensayos de consolidación unidimensional deben ser ejecutados de la manera más cuidadosa posible, procurando no alterar la muestra, para así determinar con la mayor exactitud el módulo de consolidación, los índices de compresión y la presión de preconsolidación. Además, el coeficiente de consolidación **C_v** hallado con este ensayo es del orden de 50 a 100 veces menores que la realidad, debido fundamentalmente a la permeabilidad de las piedras porosas.

Acerca de la precarga:

- La finalidad de la precarga es preconsolidar un suelo blando aumentando su resistencia y disminuyendo los asentamientos para cuando vuelva a ser cargado. Durante el proceso de consolidación se disminuye el contenido de agua, la relación de vacíos y el coeficiente de permeabilidad, y a su vez, se incrementa la resistencia al corte, el módulo de compresibilidad y la resistencia a la penetración.
- La resistencia al corte sin drenaje de un suelo blando arcilloso se incrementa a medida que el terreno va consolidando durante el proceso de disipación de las presiones intersticiales generadas por la carga del terraplén. Este incremento se puede cuantificar como un porcentaje de la tensión efectiva que soporta el terreno producto del peso del material que se coloca sobre él y que será función del grado de consolidación requerido (Ut).
- En los cálculos se debe utilizar la siguiente expresión para determinar el incremento de resistencia al corte sin drenaje:

$$\Delta Su = 0.225 \Delta \sigma_v' = 0.225 \cdot Ut \cdot H \cdot \gamma$$

- La técnica de precarga puede evitar la consolidación primaria y reducir la consolidación secundaria durante el proceso de construcción de los terraplenes.
- La precarga es efectiva y es el método más económico para la mejora del terreno, sin embargo el proceso generalmente toma mucho tiempo.

Acerca de los drenes verticales:

- Los drenes verticales reducen los caminos del agua hacia zonas más permeables, aceleran la consolidación y reducen el tiempo de precarga
- La instalación de drenes verticales modifica la permeabilidad de un depósito de suelo blando y de su anisotropía, ya que aumenta la permeabilidad en dirección vertical y sobre todo la de sentido horizontal.

- El drenaje radial es el que domina en el proceso de consolidación debido a que la separación entre drenes es menor que la distancia del drenaje vertical. Además el coeficiente de consolidación horizontal C_r es mucho mayor que el coeficiente de consolidación vertical C_v . Como órdenes de magnitud se puede considerar a C_r como de dos a diez veces mayor que C_v .
- El grado de consolidación radial también se puede expresar como el radio de consolidación total, ya que se puede despreciar la consolidación vertical puesto que no afecta mucho al cálculo. El grado de consolidación total se puede expresar como:

$$(1 - U) = (1 - U_r)(1 - U_z)$$

- El cálculo consiste en tantear una distribución de los drenes para lograr un grado de consolidación determinado, o a la inversa, a partir de un grado de consolidación deseado, se halla una separación entre drenes.
- Para obtener resultados óptimos se debe utilizar una densidad de un dren por cada 1.5 a 2.5 m² en una malla triangular o al tresbolillo.

Acerca de las columnas de grava:

- El tratamiento con columnas de grava permite: aumentar la capacidad portante del suelo, reducir asentamientos, acelerar el proceso de consolidación y aumentar la estabilidad al deslizamiento de terraplenes.
- Los efectos de mejora con columnas de grava son apreciables cuando el suelo tiene más de 15% de finos. Los suelos con finos no responden al efecto de la vibración y hay que proceder a la sustitución del terreno.
- El tratamiento se basa en tomar el terreno original y sus características fundamentales (es decir, su ángulo de rozamiento ϕ_s , su cohesión c_s y su módulo de deformación E_s) e incorporarle las columnas de grava (de características conocidas y controladas ϕ_{col} , c_{col} y E_{col}), de manera que se obtenga un suelo mejorado con sus propias características equivalentes ϕ^* , c^* y E^* .

- La resistencia de los suelos blandos tratados con columnas de grava se calcula a partir de la resistencia no drenada del suelo blando, la resistencia transversal de las columnas de grava y la relación entre áreas tratadas y no tratadas. Se utilizan las siguientes expresiones:

$$\tan \phi^* = m \tan \phi_c + (1 - m) \tan \phi_s$$

$$c^* = (1 - m)c_s$$

- La distribución en planta de las columnas de grava es la triangular o de tresbolillo con una distribución de una columna por cada 6 – 8 m²
- Acerca de los métodos de ejecución de las columnas, la de vibrodesplazamiento con alimentación por el fondo constituye un avance muy importante, ya que permite la construcción de columnas de grava compactada sin cortes o interrupciones.

Acerca del análisis y diseño:

- Para el análisis y diseño se deberá seguir la siguiente secuencia:
 - o Analizar la estabilidad del terraplén considerando los parámetros originales del suelo blando.
 - o En caso de no alcanzar los factores de seguridad exigidos, se analizará la estabilidad considerando la mejora del terreno por consolidación.
 - o Luego, se verificará el tiempo de consolidación usando la teoría de Terzaghi.
 - o Si el tiempo es muy elevado, se deberán instalar drenes verticales, para lo cual se verifica el tiempo de consolidación total, incluyendo el efecto de la consolidación radial.
 - o Se procede a tantear una distribución de drenes adecuada para llegar a alcanzar el tiempo y grado de consolidación requerido.
 - o En el caso que no se alcancen los factores de seguridad exigidos por la mejora del terreno por consolidación, se procede a analizar la estabilidad del terraplén considerando la inclusión de columnas de grava.

- Después se verifica el tiempo de consolidación con las columnas de grava.
 - Se deberá tantear una distribución de columnas de grava adecuada y un diámetro de columna, para poder alcanzar una mejora de los parámetros resistentes del suelo blando y el tiempo necesario para alcanzar el tiempo y el grado de consolidación requerido.
 - Finalmente se calculará el asentamiento usando la teoría de consolidación o el método de los elementos finitos.
-
- El tratamiento con drenes verticales y columnas de grava se deberá extender transversalmente al terraplén una distancia aproximada igual al tercio de la altura del terraplén.
 - Es imprescindible compactar una capa superficial de grava o arena de 30 - 50 cm de espesor que encape las columnas ejecutadas y que facilitará la disipación de las presiones intersticiales. Además se recomienda colocar un geotextil tejido o una geomalla biaxial sobre la capa superficial de grava para conseguir un mejor reparto de las cargas, tener asentamientos más uniformes y a la vez aumentar la estabilidad lateral del terraplén.

A manera de resumen, se incluye una tabla con los principales métodos expuestos en el presente trabajo. Ver Tabla 12

Tabla 12 Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora del terreno bajo terraplenes (Adaptación de tabla de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera de España, 2002)

Técnica o Tratamiento	Terreno		Mejora			Profundidad Eficaz de Tratamiento
	Granular	Cohesivo	Resistencia	Deformabilidad	Permeabilidad	
Sustitución del Terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		SI	SI	SI	Moderada (normalmente menos de 3 m)
Precarga	SI	SI	SI	SI	NO	Hasta varias decenas de metros
Mechas Drenantes	NO	SI	NO	NO	SI	Hasta varias decenas de metros
Vibración Profunda	SI Vibroflotación	SI Vibrosustitución	SI	SI	NO	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación Dinámica	Cualquier tipo		SI	SI	NO	Normalmente menos de 10 m
Columnas de Grava	Cualquier tipo de suelo blando		SI	SI	SI	Normalmente menos de 20 m
Columnas de Mortero	Cualquier tipo de suelo blando		SI	SI	NO	Normalmente menos de 20 m
Estabilización con Cal	Cualquier tipo de suelo blando		SI	SI	NO	Normalmente menos de 20 m

En general, la mayoría de las técnicas descritas para la mejora del terreno son muy costosas y sólo deben utilizarse después de un detallado reconocimiento de las características del suelo de cimentación, así como haber examinado las diversas opciones posibles.

Se debe elegir el procedimiento que resume las condiciones adecuadas de plazo, costo y efectividad y no sólo el más económico.

9.- BIBLIOGRAFÍA

BALDERAS J. (2010) "Mejora del terreno mediante columnas de grava y mechas drenantes. Cimentación de tanques de petróleo en Chiriquí Grande (Panamá)". Jornada sobre Obras de Interés Geotécnico ejecutadas por los Constructores Españoles, pp. 1-19

BIELZA A. (1999) "Manual de técnicas de mejora del terreno". U.D. Proyectos. E.T.S.I.M. Madrid.

BRU J.P. (1981) "Abaques pour le dimensionnement des drains verticaux et les calculs de consolidation unidimensionnelle". Bull. Lab. Ponts et Chaussées, No 116 pp. 110 - 113

CAÑIZAL J., CASTRO J. ET AL (2009) "Consolidación alrededor de columnas de grava en la cimentación de terraplenes". III Jornada Hispano-Portuguesa sobre Geotecnia en las Infraestructuras Ferroviarias, pp. 20–27

CARRILLO N. (1942) "Simple two- and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils". Journal of Mathematical and Physics, Vol. 21 pp. 1–5.

CHEN B. y BAILEY M. (2004) "Lessons learned from a stone column test program in glacial deposits". Geo Support Conference, pp.508-519, Orlando.

COLBOND (2008) "Colbond Drain". Dirección URL: www.colbond.com

DE SANTIAGO R. (2006) "Mejora de suelo con columnas de grava en vía seca". Jornadas Técnicas SEMSIG - AETESS, pp. 79-93

ESTAIRES J. "Cimentación de terraplenes sobre suelos blandos". Laboratorio de Geotecnia. CEDEX.

GAMA P. (2010) "Cimentaciones especiales de los cajones del Muelle Este. Puerto de Valencia". Revista Ingeniería Civil Num. 159/2010, pp. 3-17

GARCÍA-MINA J. (2003) "Ejecución de columnas de grava mediante técnicas de vibración profunda vía seca con descarga inferior. Caso de obra: enlace M-50 con la M-511 en Boadilla del Monte (Madrid)". Curso sobre Técnicas Generales de Refuerzo y Mejora del Terreno, CEDEX.

GREENWOOD D.A. y THOMPSON, G.H. (1984). "Ground stabilization – Deep compaction & grouting". ICE Works construction guides.

JIMENEZ SALAS J.A., FARACO C. ET AL (1980). "Geotecnia y Cimientos III Primera Parte". Ed. Rueda, pp. 487-531

LANDUCCI F. (2009) "Análisis comparativo de metodologías de cálculo de columnas de grava". Laboratorio de Geotecnia, CEDEX.

MINISTERIO DE FOMENTO (2002) Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera. Dirección General de Carreteras. Serie Monografías.

MITCHELL K. (1981) "Soil Improvement – State of the Art Report". International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Estocolmo, pp. 509-559.

OTEO C. (2004) "Reflexiones sobre la aplicabilidad de los diferentes sistemas de tratamiento de los suelos flojos y blandos bajo terraplenes". Simposio sobre Geotecnia Ambiental y Mejora del Terreno, pp. 297-309

OTEO C. (2011) "Precarga y Drenes Verticales". Master en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Módulo 10: Refuerzo y Mejora del Terreno. CEDEX

OTEO C. (2011) "Columnas de Grava". Master en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Módulo 10: Refuerzo y Mejora del Terreno. CEDEX

PLAXIS (2004) "Tutorial manual versión 8". Delft, Netherlands.

PRIEBE H.J. (1995) "Design of vibroreplacement". Ground Engineering, pp. 31-37

ROSAS J.J. (2006) "Columnas de Mortero con Desplazamiento". Jornadas Técnicas SEMSIG - ATESS, pp. 111-121

SAGASETA C. (2006) "Avances en el diseño de las técnicas de mejora del terreno". Jornadas Técnicas SEMSIG - AETESS, pp. 13-26

SIMIC D. (2011) "Compactación Dinámica por Impacto". Master en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Módulo 10: Refuerzo y Mejora del Terreno. CEDEX

SOPEÑA L. (1992) "Comportamiento de suelos blandos españoles bajo terraplenes". Laboratorio de Geotecnia, CEDEX.

SOPEÑA L. y ESTAIRE J. (2001) "Modelización de los asentos de un terraplén construido sobre un suelo blando reforzado con columnas de grava". Revista Ingeniería Civil Num. 122/2001, pp. 47-51

URIEL A. (1991) "Drenes Verticales". Curso sobre Mejora y Refuerzo del Terreno, CEDEX.

VAN IMPE W.F. y DE BEER E. (1983) "Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns". 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, pp. 309-312.

VIÑAS R. (2006) "Ejecución de columnas de grava en el mar". Jornadas Técnicas SEMSIG - AETESS, pp. 97-108

VUKOTIC G. (2006) "Deep Soil Mixing. Estabilización profunda con columnas de cal-cemento en vía seca". Jornadas Técnicas SEMSIG - AETESS, pp. 135-155