



# Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería  
Escuela de Construcción Civil

## “MEJORAMIENTO DE SUELOS EN BASE A LOS METODOS DE VIBROFLOTACION Y VIBROSUSTITUCION.”

Tesis para optar al título de:  
Ingeniero Constructor.

Profesor Guía:  
Sr. Luís Collarte Concha.  
Ingeniero Civil. M. Sc. en Ingeniería Civil.  
Especialidad Hidráulica Mecánica de Suelos.

CLAUDIA ANGELICA QUIJADA ORTEGA  
VALDIVIA  
2008

## **DEDICATORIA**

*En estos momentos, en que puedo decir que he cumplido una etapa de mi vida, debo dar gracias a mis padres y hermanos por haber sido un pilar fundamental para lograr mis objetivos y estar siempre conmigo.*

*Padres, gracias por el esfuerzo y sacrificio que día a día hicieron para que pudiera salir adelante, gracias por el amor incondicional y la dedicación que han puesto para que llegara este momento.*

*Esta memoria va dedicada con mucho amor, a mi familia.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Primero que todo quiero agradecer a Dios, por ser mi gran compañero, y estar siempre conmigo.

Agradecer a mi profesor guía, Sr. Luís Collarte, por la ayuda, la paciencia y el apoyo brindado durante la realización de esta memoria.

Gracias a todas esas personas que hicieron mas gratos esto años de universidad ya que a pesar de que somos de distintos lugares, creamos lazos importantes, que espero no se rompan.

Como olvidar a mis grandes amigos, gracias por estar siempre a mi lado, gracias por ser parte importante de mi vida y por dejarme ser parte de las suyas, por que de una u otra forma el hecho de conocerlos, me dio gran apoyo y me esta permitiendo finalizar esta etapa de mi vida, para comenzar con una nueva.

Gracias, infinitas gracias a todos.....

# ÍNDICE

## ÍNDICE

### RESUMEN

### ABSTRACT

### INTRODUCCIÓN

### CAPITULO I.

#### NOCIONES SOBRE COMPACTACIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE SUELOS

<b>1.1 Compactación y estabilización.</b>	1
1.1.1. Compactación de suelos.	1
1.1.2 Estabilización de suelos	15

### CAPÍTULO II.

#### PELIGROS O CONSECUENCIAS QUE PUEDEN TENER LAS FUNDACIONES APOYADAS SOBRE ARENAS FINAS SATURADAS.

<b>2.1 Propiedades físicas de las arenas.</b>	20
<b>2.2 Licuefacción de suelos.</b>	24
2.2.1. Fenómenos relacionados con la licuefacción.	25
2.2.2. Susceptibilidad a la licuefacción. ¿Por que se licuan los suelos?	28
2.2.3. Resistencia de los suelos a la licuefacción.	30
2.2.4. Efectos de licuefacción.	32

### CAPÍTULO III.

#### FORMAS O MÉTODOS DE ENFRENTAR LOS PELIGROS.

<b>3.1 Mitigación de la amenaza de licuefacción.</b>	35
<b>3.2 Estructuras resistentes a la licuefacción.</b>	36
<b>3.3 Mejora de suelos.</b>	39

### CAPITULO IV.

#### MEJORAMIENTO DE SUELOS EN BASE A LOS MÉTODOS DE VIBROFLOTACIÓN Y VIBROSUSTITUCIÓN.

<b>4.1 Definición y objetivos.</b>	42
4.1.1 Vibro compactación o Vibroflotación.	42

4.1.2 Vibrosustitución.	43
4.1.3 Objetivos.	44
<b>4.2 Procedimientos de ejecución.</b>	<b>45</b>
4.2.1 Vibroflotación o vibro compactación.	45
4.2.2 Vibrosustitución o columnas de grava.	48
4.2.3 Equipo a utilizar.	53
<b>4.3 Algunas consideraciones sobre el diseño.</b>	<b>56</b>
4.3.1 Geometría básica para el diseño de la malla.	56
4.3.2 Diseño: suelos granulares.	57
4.3.3 Diseño: columnas de grava.	59
<b>4.4 Aplicaciones de los métodos.</b>	<b>64</b>
<b>4.5 Otras técnicas de mejoramientos de suelos.</b>	<b>71</b>
4.5.1 Densificación de terrenos.	71
4.5.2 Sobrecarga.	76
4.5.3 Tratamiento por inclusiones en el terreno.	79
<b>CAPITULO V.</b>	
<b>ANÁLISIS DE LA FACTIBILIDAD ECONÓMICA DE APLICAR ESTOS MÉTODOS EN CHILE.</b>	
<b>5.1 Generalidades.</b>	<b>96</b>
<b>5.2 Antecedentes del terreno.</b>	<b>96</b>
5.2.1 Características del terreno.	97
<b>5.3 Métodos y cálculos.</b>	<b>100</b>
5.3.1 Diseño y costos de la mejora.	102
<b>CAPITULO VI.</b>	
<b>CONCLUSIONES.</b>	<b>106</b>
<b>ANEXO A</b>	<b>109</b>
<b>ANEXO B</b>	<b>112</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>155</b>

## **RESUMEN**

En esta tesis se estudiara en detalle el comportamiento de los suelos, sus características y clasificaciones, dando real énfasis, a los suelos granulares (gravas, arenas) y cohesivos (arcillas), las posibles fallas que pudieran presentar a la hora de fundar sobre ellos y como hacerle frente a dichas fallas presentando las técnicas de Vibroflotación y vibrosustitución.

Además se aplicaran estas técnicas a un caso real, evaluando posibles soluciones, dando a conocer estos métodos, ya que a pesar de que existen desde hace aproximadamente 70 años no son muy conocidas en Chile.

## **ABSTRACT**

In this thesis it was studied in detail the behavior of the soils, their characteristics and classifications, giving real emphasis, to the granular soils (you burden, sands) and cohesive (clays), the possible flaws that they could present when being founded on them and as making him in front of this flaws presenting the techniques of Vibroflotación and vibrosustitución.

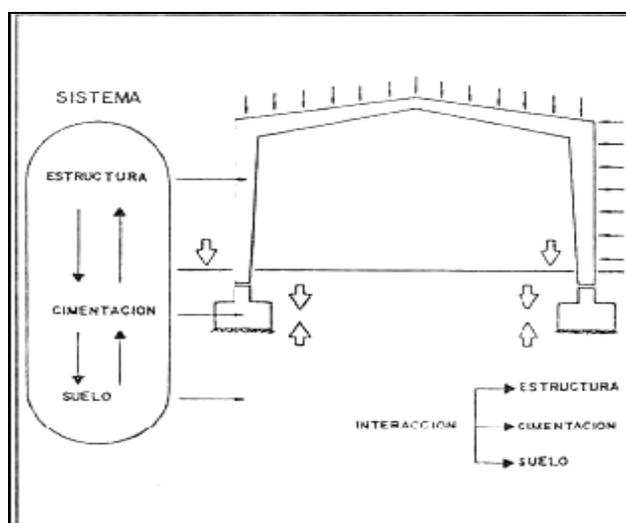
These techniques were also applied to a real case, evaluating possible solutions, giving to know these methods, since although they exist for approximately 70 years are not very well-known in Chile.

## INTRODUCCION

El suelo o terreno es un elemento importantísimo que participa de las construcciones en general, como elemento soporte de cimentaciones y como elemento estructural.

A parte de ser personaje primordial en las edificaciones aporta innumerables elementos aprovechables, que pueden ser modificados para darle las características deseadas.

En general las cargas que transmiten las cimentaciones a las capas de terreno causan tensiones y por lo tanto deformaciones que dependen en gran medida de las propiedades del terreno soportante. Estas deformaciones tienen lugar siempre y su suma produce asientos de las superficies de contacto entre cimentación y terreno, es por ello que las características del terreno sobre los que se construye influyen de modo determinante en la selección del tipo y tamaño de los cimientos usados; estos últimos a su vez, afectan significativamente el diseño de la superestructura, el tiempo de construcción del edificio y, en consecuencia, los costos de la obra.



Sistema de interacción entre estructura, cimentación, suelo

Por lo tanto, para lograr una edificación segura y económica es fundamental disponer de cierto conocimiento del suelo, para saber si se podrá construir en terreno natural o se necesita de un mejoramiento, que variara según las características del terreno, el tipo de construcción y el uso que se le de.

La mejora del suelo es una práctica antiquísima que permite construir en terrenos con condiciones marginales, por lo que se emplea con frecuencia en ingeniería geotécnica contemporánea.

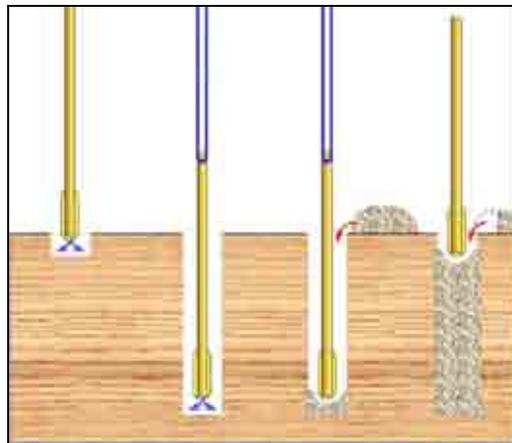
Son variados los tratamientos que ejercen una cierta acción sobre el terreno y acaban modificando sus propiedades y sobre todo, su respuesta frente a determinadas acciones que se ejerzan sobre él. Se puede considerar como tratamiento a las actividades que:

- Incrementan la cohesión aparente de conjunto de terreno, generalmente por adicionarle o mezclarle aditivos, bien removiendo el terreno o añadiéndole inclusiones como inyecciones.
- Aumentan la resistencia al corte de conjunto por comprimir con fuerzas interiores-exteriores la zona en peligro de rotura, como se hace por ejemplo con anclajes o con precarga.
- Elevan la resistencia al corte -sobre todo rozamiento- por aumento de la densidad aparente del terreno, lo que se suele conseguir con impulsos dinámicos (compactación dinámica, Vibroflotación, explosivos, etc.)
- Actúan en el interior del terreno, formando barreras activas o pasivas, de forma que los movimientos de la estructura que interesa se reduzcan, respecto a los que se producían sin tratamiento. En este conjunto pueden inscribirse, por ejemplo los tratamientos con inyecciones de compensación y de compactación o las barreras de jet-grouting que se usan en túneles urbanos.

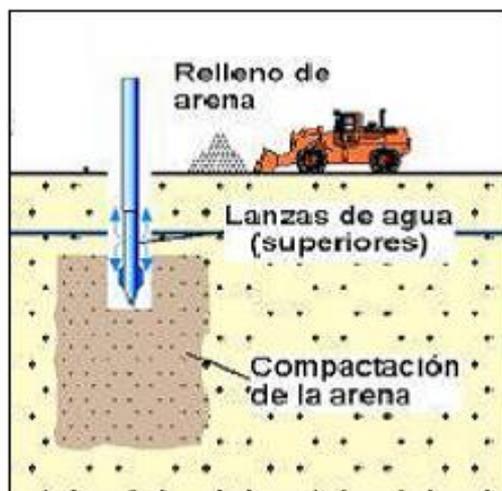
La Vibroflotación y vibrosustitución corresponden a técnicas de mejoramiento de terrenos mediante vibración profunda.

Estas técnicas existen desde hace aproximadamente 70 años y consisten en mejorar las características resistentes, deformacionales o de impermeabilidad de los suelos, corresponden a métodos de compactación en profundidad, aplicables a suelos granulares (Vibroflotación) y suelos finos (vibrosustitución).

A pesar de que tienen vigencia desde hace bastantes años, en Chile no son muy conocidos estos métodos, aunque en el año 1997 se tiene registro de una ampliación de la planta Petrox que incluyó la mejora de un sector a través de Vibrosustitución.



Proceso de formación de columna de grava (vibrosustitución)



Proceso de mejoramiento mediante Vibroflotación

## **Capítulo I. Nociones sobre compactación y estabilización.**

### ***1.1 Compactación y estabilización.***

#### **1.1.1. Compactación de suelos.**

Si se excavan masas de suelo en estado natural y se redepositan sin tomar un cuidado especial, la porosidad, permeabilidad y compresibilidad de los mismos aumenta, mientras que su capacidad para resistir la erosión interna por efecto de las venas de agua disminuye gradualmente. Por ello, hablamos de compactación, como la operación previa, para aumentar la resistencia superficial de un terreno sobre el cual se realizara algún tipo de construcción. Se hace posible por medios mecánicos, aplicando una cantidad de energía la cual es necesaria para producir una disminución apreciable del volumen de hueco del material utilizado.

Desde tiempos pre-historicos los constructores han reconocido el valor de la compactación del suelo para producir masas fuertes, libres de asentamiento y resistentes al agua. Por más de 2000 años la tierra ha sido aprisionada con maderos pesados, por las pisadas del ganado o compactada por cilindros o rodillos, pero el costo de este trabajo bruto era mayor, en muchos casos, que el valor de la compactación. Por otro lado, si la tierra se descarga meramente en el lugar, y no se compacta, frecuentemente falla por efecto de las cargas y continúa asentándose por décadas. Fue R. R. Proctor quien indicó el camino de la compactación efectiva a bajo costo.

La compactación o reducción de la relación de vacíos se produce de varias maneras: reordenación de las partículas, fractura de los granos o de las ligaduras entre ellos seguida por reordenación y la flexión o distorsión de las partículas y sus capas absorbidas. La energía que se gasta en este proceso es suministrada por el esfuerzo de compactación de la máquina de compactar. La eficacia de la energía gastada depende del tipo de partículas que componen el suelo y de la manera como se aplica el esfuerzo de compactación.

### **1.1.1.1 Naturaleza del Suelo y la Compactación.**

El suelo, como cualquier elemento natural, posee un equilibrio entre los diversos factores que lo influyen. Un cambio de este equilibrio puede provocar una alteración física, química o biológica. La compactación es la principal causa de alteración del suelo.

Los factores inherentes al suelo que condicionan la compactación, están vinculados a las características de las partículas, a saber:

- Forma.
- Textura de la superficie.
- Orientación relativa entre partículas.
- Distribución de los tamaños (granulometría).
- Actividad superficial.

-Forma de las Partículas: La forma de las partículas de los suelos se aparta en distinto grado de la esférica y en consecuencia también de la de los anillos de agua en cada contacto. Simples consideraciones geométricas, indican que la superficie contactada para un mismo volumen de partículas, será tanto mayor cuando la forma de las partículas se aparte más de la esférica.

-Textura de las Partículas del Suelo: La textura de la superficie de las partículas condiciona el coeficiente de fricción entre las mismas y por ende la acción de un esfuerzo exterior destinado a lograr la densificación.

-Orientación de las Partículas: La orientación relativa de las partículas incide en la forma de los anillos de agua. Por otra parte penderá de la forma de entrega de la energía de compactación, (golpes, amasado, presión estática, etc.). Cuanto mayor sea el paralelismo en su distribución, mayores serán los puntos de contacto y por ende la cantidad de anillos de agua que se formen.

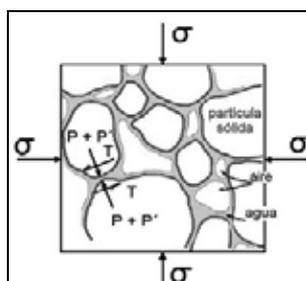
-Granulometría del Suelo: Para un mismo volumen sólido y forma de las partículas una granulometría bien graduada, provee mayor número de contactos que en una granulometría uniforme. A mayor uniformidad de tamaños, el contenido de humedad tiene menor influencia

en la compactación, lo que se evidencia en curvas de forma más achatada comparativamente con suelos similares mejor graduados granulométricamente.

-Actividad Superficial de las Partículas del Suelo: Las fracciones finas son superficialmente activas, por lo tanto capaces de retener e inmovilizar agua por adsorción (orientación polar). Ésta actúa como un incremento de su volumen sólido real. El agua está retenida por energías muy elevadas y la de contactos solo puede existir, cuando el contenido de humedad supera el necesario para saturar la capacidad de adsorción propia de cada suelo.

#### Características de los suelos granulares

Es así como en los suelos granulares parcialmente saturados como se muestra en la figura 1.1.1.1a, sometidos a esfuerzos extremos " $\sigma$ ", en los puntos de contacto entre partículas, quedan actuando cargas normales P y tangenciales T. El cociente entre T/P brindará un valor más o menos próximo al coeficiente de rozamiento entre partículas  $\mu$ .



**Figura 1.1.1.1a** Comportamiento de suelos granulares parcialmente saturados

Cuando a este sistema se lo somete a un incremento de la carga exterior, aunque sea en forma isótropa, se producirá un incremento de la carga normal  $P'$ , pudiéndose señalar las siguientes situaciones:

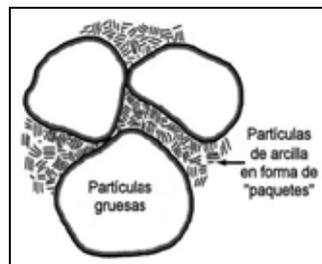
- $(T/P+P') < \mu$  el sistema se encontrará en equilibrio.

- $(T/P+P') > \mu$  el sistema colapsará produciéndose movimientos relativos entre partículas, hasta que el acomodamiento genere nuevos puntos de contacto que reestablezca nuevamente el equilibrio.

En el límite sin embargo, el agua llena los huecos, y la adición posterior de agua desplaza las partículas, dando lugar a una densidad seca más baja.

### Características de un suelo arcilloso

Resulta difícil representar de modo simplificado la arcilla en un solo modelo. Sin embargo a los efectos conceptuales, se puede considerar que está formada por partículas de arcilla agrupadas en “paquetes”, según puede apreciarse en la figura 1.1.1.1b. Los granos de arena, limo y los paquetes de arcilla, se encuentran unidos entre sí y rodeados de agua en sus puntos de contacto. Las partículas de la fracción arcillosa tienen forma de láminas, con elevadas superficie específica y actividad superficial unitaria.



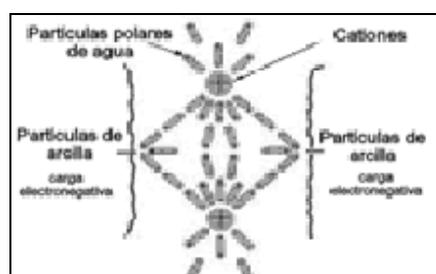
**Figura 1.1.1.1b** Comportamiento de los suelos arcillosos.

El comportamiento volumétrico, depende de los movimientos relativos de las partículas gruesas y de las características de expansividad y retracción de los paquetes de arcilla. Dentro de los mismos tienen lugar las siguientes fuerzas:

- La tensión superficial en la interfase aire / agua dentro de la estructura del suelo.
- Las de interacción entre las partículas del suelo y las moléculas de agua.

El agua de adsorción es un valor inherente a cada suelo cohesivo dependiendo del contenido y actividad de la fracción arcillosa, del índice de plasticidad y de la capacidad de intercambio de cationes.

Tanto la actividad superficial como la presencia de iones, son responsables de los cambios volumétricos de los paquetes arcillosos ante un cambio del contenido de humedad.



**Figura 1.1.1.1c** Actividad superficial de las arcillas.

### 1.1.1.2 Ventajas de la compactación.

Las obras hechas con tierra, ya sea un relleno para una carretera, un terraplén para una presa, un soporte de una edificación o la subrasante de un pavimento, deben tener ciertos requisitos:

-Debe tener suficiente resistencia para soportar con seguridad su propio peso y el de la estructura o las cargas de las ruedas.

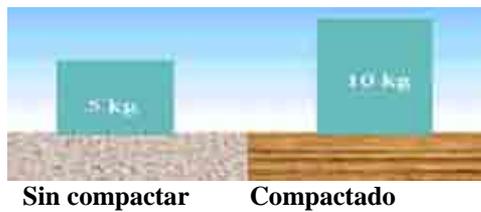
-No debe asentarse o deformarse tanto, por efecto de la carga, que se dañe el suelo o la estructura que soporta.

-No debe ni retraerse ni expandirse excesivamente.

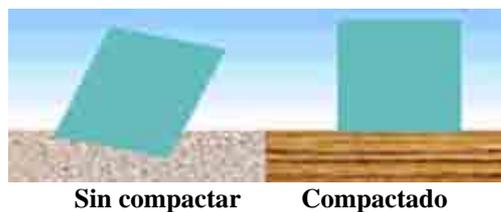
-Debe tener la permeabilidad apropiada o las características de drenaje para su función.

La compactación hace posible que se cumplan estos requisitos ya que permite el mejoramiento de las siguientes propiedades:

-Aumenta la capacidad de soporte del suelo.



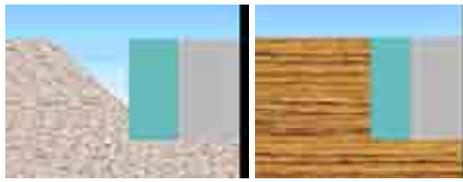
-Reduce los asentamientos del terreno.



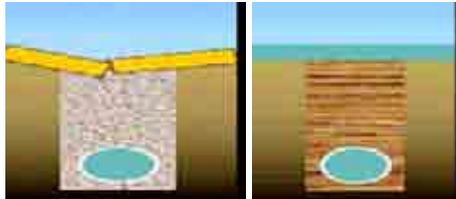
-Reduce la permeabilidad del suelo, el escurrimiento y la penetración del agua. El agua fluye y el drenaje puede regularse.



-Reduce el esponjamiento y la contracción del suelo, ya que si hay vacíos, el agua penetra y habrá un esponjamiento en invierno y contracción en verano.



-Impide los daños de las heladas, puesto que el agua se expande y aumenta de volumen al congelarse, haciendo que pavimentos se hinchen y losas y estructuras se agrieten.



### **1.1.1.3 Compactación de suelos arenosos o limos con cohesión moderada, compactación de arcillas.**

A medida que aumenta la cohesión, disminuye rápidamente la eficacia de las vibraciones como medio de compactación, pues por pequeña que sea la adherencia entre partículas, esta interfiere con su tendencia a desplazarse a posiciones más estables. Además, la baja permeabilidad de estos suelos hace inefectiva la inundación con agua. En cambio, la compactación por capas utilizando rodillos ha dado muy buenos resultados. Hay dos tipos de rodillos en uso general: neumáticos y patas de cabra. Los *rodillos neumáticos*, se adaptan mejor para compactar los suelos arenosos ligeramente cohesivos, los suelos compuestos cuyas partículas se extienden desde el tamaño de las gravas a la del limo y los suelos limosos no plásticos. Los *rodillos pata de cabra*, tienen su máxima eficacia con los suelos plásticos. En obras grandes donde se presentan materiales inusuales, el número de pasadas debe determinarse por medio de ensayos de compactación en el terreno al iniciar los trabajos.

Cualquiera sea el tipo de equipo de compactación disponible y el grado de cohesión del suelo, la eficacia del procedimiento de compactación depende en gran medida del contenido de humedad del suelo. Esto es especialmente verdad para los suelos finos y uniformes de muy baja plasticidad pues, a menos que su contenido de humedad sea casi exactamente igual al óptimo, no pueden compactarse de ninguna manera.

Si se construye un terraplén de ensayo con suelo de propiedades uniformes bajo condiciones de un cuidadoso control en el terreno, y si el espesor de las capas, el tipo de compactación y el número de pasadas se mantienen todas constantes, se descubre que la efectividad de la compactación depende solo del contenido de humedad del suelo durante la compactación. La efectividad de la compactación se mide por el peso de los sólidos por unidad de volumen, es decir, por lo que se conoce como densidad seca.

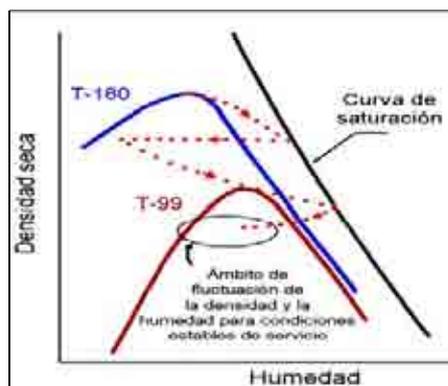
En suelos uniformes finos, cuanto mas limoso y menos plástico el suelo, mayor es la superficie de la pata a usar. Se están usando también con buen resultado *Rodillos Pata de Cabra Vibrantes* y *Rodillos Libres Vibrantes*, similares a los utilizados para compactar arena.

### Arcillas

En suelos arcillosos es donde la resistencia al corte es preponderantemente cohesiva. La tendencia de los materiales arcillosos a hincharse, si son de naturaleza expansiva, originan un aumento de volumen del conjunto de las partículas. En consecuencia, se puede alcanzar la saturación con una disminución apreciable de la densidad seca. Si el material es sometido a un proceso de secado, no se verifica una recuperación de la densidad seca inicial.

En servicio, el resultado final de una serie de ciclos de humedecimiento y secado, lleva al suelo a fluctuar en un entorno de densidad seca y humedad acotados. A ambos entornos se lo suele asociar con la humedad y densidad de equilibrio. Los mismos dependerán de factores tales como la carga exterior a que está sometido, las características expansivas de los materiales arcillosos interpuestos entre los granos, la permeabilidad del material. Además, depende del tiempo en que actúan y que tardan en ponerse en acción cada uno de los efectos mencionados.

Un exceso de densificación en un suelo arcilloso, hará evolucionar la humedad y densidad hasta que se alcance dicho ámbito de equilibrio. Es el caso que esquemáticamente se muestra en la figura 1.1.1.3, donde una arcilla compactada con una elevada energía, evoluciona hacia el mismo. En el caso inverso, una insuficiencia de densificación, provocará la consolidación del material con incremento de la densidad seca.



**Figura 1.1.1.3** Curva de saturación de la arcilla

#### **1.1.1.4 Compactación de suelos no cohesivos, curvas típicas para diferentes tipos de suelos.**

Los métodos para compactar arena y grava, colocados en orden de decreciente eficiencia son: vibración, mojado y rodamiento. En la práctica, se han utilizado también combinaciones de estos métodos. Las vibraciones pueden producirse de una manera primitiva apisonando con pisones a mano, o con pisones neumáticos, o bien dejando caer un peso grande desde cierta altura. Pero, la compactación alcanzada con estos procedimientos es muy variable, pues depende en gran parte de la frecuencia de las vibraciones.

Por medio de rodillos de 5 a 15 t, equipados con vibradores que operan a frecuencias comprendidas entre 1100 y 1500 pulsos por minuto, se ha obtenido la compactación efectiva de arena gruesa, grava y de enrocado de piedra partida con partículas de tamaños comparables. El material se desparrama en capas de 30 a 40 cm. de espesor, habiéndose obtenido en algunas obras una compactación adecuada de capas de espesor mayor, aun cuando es difícil evitar la segregación durante el desparramo del material. Entre 2 a 4 pasadas de los rodillos vibradores tirados a una velocidad que no exceda de alrededor de 3 km. por hora suele resultar adecuada para alcanzar un alto grado de compactación. Durante este proceso no es obligatorio un control en el contenido de humedad, pero si es necesario se puede agregar agua.

Cuando se trata de compactar áreas limitadas, pueden resultar adecuados los compactadores manuales mecánicos o los operados a motor. El peso de estos compactadores varia entre varios cientos de kilogramos a varias toneladas y la fuerza pulsante que entregan al terreno, a una frecuencia aproximada a la de resonancia del compactador y el suelo se transfiere a través de

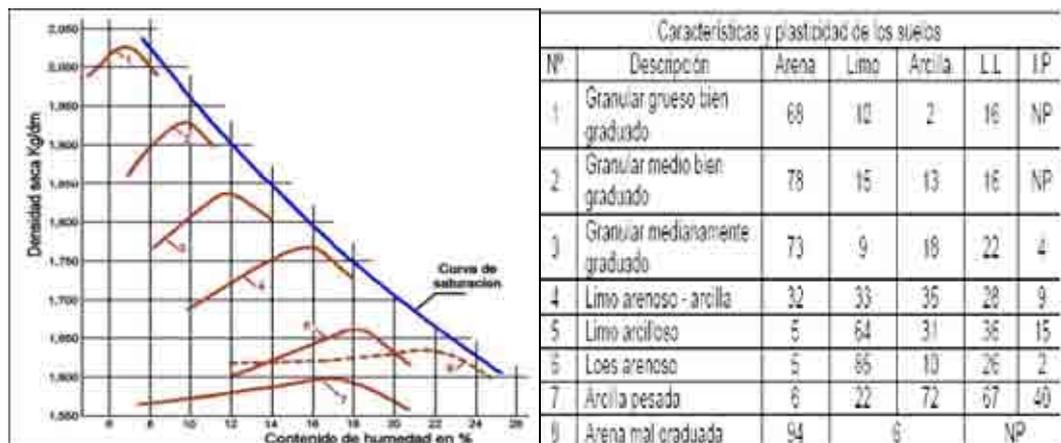
una chapa plana o de un rodillo. El espesor de las capas que pueden compactarse varia efectivamente entre 10 y 20 cm.

La compactación con agua se fundamenta en el hecho de que la presión de filtración del agua que escurre hacia abajo rompe los grupos de granos inestables y la inundación temporaria elimina, por lo menos brevemente, las fuerzas capilares. Este método es mucho menos efectivo que la compactación por vibración.

En general los rodillos no vibrantes son relativamente inefectivos para la compactación de este tipo de suelos, obteniéndose mejores resultados en la compactación de arenas saturadas.

#### Curvas de los diferentes tipos de suelos

Las curvas típicas de compactación para diferentes tipos de suelos, se muestran en las siguientes figuras:



**Figura 1.1.1.4** Curvas típicas de compactación y descripción de los suelos.

Puede apreciarse que para suelos con granulometría bien graduada, los valores de densidad máxima son elevados y las humedades óptimas relativamente bajas.

En los suelos finos, las densidades secas máximas son tanto más elevadas cuando mejor graduada es su granulometría, sin exceso de arcilla. Las arenas limosas son en general las que dan densidades secas más elevadas, las arcillas puras por el contrario dan densidades secas relativamente bajas, con humedades óptimas más elevadas.

En el caso de las arenas uniformes (curva 8), se obtienen densidades bajas y se evidencia una curva más achatada. Es el caso de las arenas del río Paraná por ejemplo, donde la diferencia de densidades entre el estado más suelto y el más denso es muy estrecha.

Las curvas Proctor de arcillas son con mucha frecuencia más aplastadas que las curvas de arenas y limos arenosos.

### 1.1.1.5 Control de la Compactación.

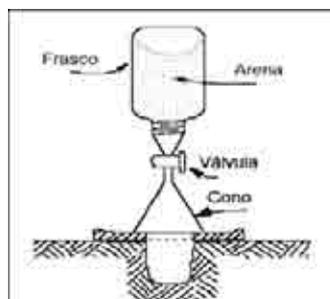
1.- La densidad como control: La compactación se mide cuantitativamente por la densidad seca del suelo. Sin embargo, resulta en un parámetro indirecto para medir o calificar las propiedades mecánicas. Para ello existe una muy amplia correlación experimental, que avala su empleo con este propósito. En muy contadas oportunidades se requiere el uso directo de la densidad. Una de ellas corresponde a aquellas situaciones en las cuales se pretende estimar la consolidación de capas del terreno natural, debido al peso de un terraplén.

$$\text{Densidad seca} = \frac{\text{densidad húmeda}}{1 + \% \text{ de humedad}}$$

2.- Métodos de control: Los controles de compactación realizados en una muestra de suelo de un terraplén, pueden ser destructivos o no destructivos. Los ensayos destructivos involucran la excavación y remoción de parte de la capa, mientras que los ensayos no destructivos miden indirectamente por medio de radiaciones nucleares.

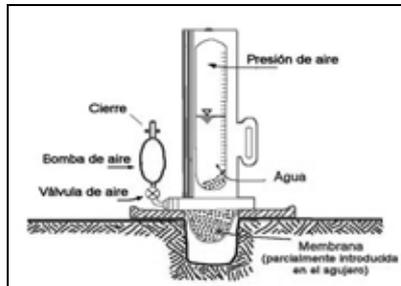
#### -Métodos destructivos

- Método del Cono y la Arena: La arena a utilizar en este método tiene que ser pasante del tamiz N° 20 y retenida en el tamiz N° 30. Esta se coloca en el hoyo previamente abierto y se va acomodando con relación de vacíos mínima pudiendo calcularse así el volumen de la muestra. Para ello se coloca encima del orificio una placa con abertura central de 4 ó 6 pulgadas de diámetro y luego un cono doble unido con una válvula y un frasco en uno de sus extremos conteniendo en la arena, esta se deja caer sobre el hoyo midiendo la empleada para llenarlo.



**Figura 1.1.1.5a** Ensayo cono de arena

- Método del frasco Volumétrico: Consiste en medir el volumen del orificio previamente abierto en la capa compactada mediante la introducción en él de una goma plástica de aproximadamente 2mm de espesor, la cual se encuentra dentro del aparato siendo introducida dentro del orificio a través de la inyección de agua a presión.



**Figura 1.1.1.5b** Frasco volumétrico

Desventajas de los métodos destructivos:

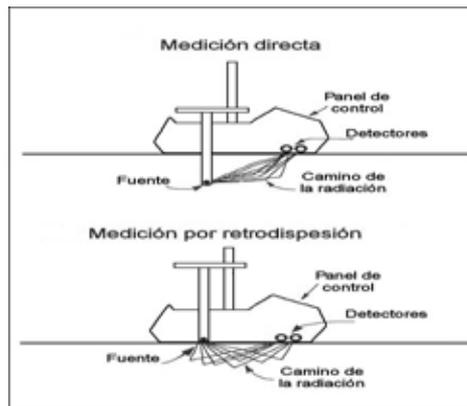
- Difícil y costoso obtener un número suficiente de muestras, para un análisis estadístico de los resultados de los ensayos de densidad.
- Las partículas de gran tamaño presentes en el suelo, obligan a una corrección de la densidad. Del mismo modo en que se condiciona el tamaño máximo de las partículas en los ensayos de compactación de laboratorio.
- La determinación del volumen de excavación es otra desventaja, ya que en el caso del cono de arena, son varios los factores que lo afectan: el peso específico de la arena, su granulometría, las vibraciones durante su vertido, regularidad de las paredes de la excavación etc. Para el caso del frasco volumétrico, la lisura de las paredes, la fijación de la placa base, el ajuste para obtener la lectura inicial y el muy bajo volumen de medición entre otros factores constituyen problemas no siempre adecuadamente atendidos.

-Métodos no destructivos.

El empleo de isótopos radioactivos, posibilita medir la densidad y la humedad en forma muy rápida y precisa. En el mismo tiempo en que se realiza una determinación densidad y humedad por medios destructivos, se pueden realizar decenas de ensayos con un nucleodensímetro. Ello posibilita la verificación inmediata de resultados y el tratamiento estadístico de los mismos. La

desventaja de este método radica en el elevado costo inicial del equipo y los potenciales daños por acumulación de radiación. No obstante debe señalarse que empleado correctamente por un operador durante todo un año, el nivel de radiación acumulada resulta ser inferior a la que se recibe en una radiografía dental. Ello no inhabilita de las correspondientes verificaciones del órgano de control de equipamiento radioactivo.

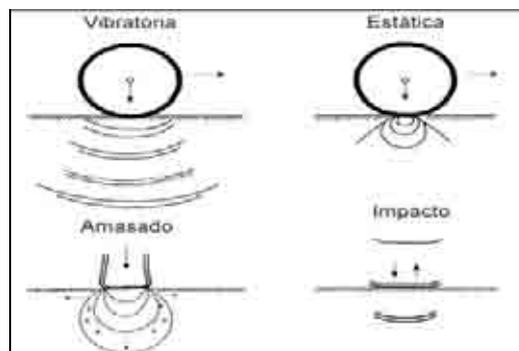
La rapidez y precisión del ensayo permite seguir el proceso de compactación y efectuar correcciones tendientes a su optimización. Surgen a partir de ello los tramos de prueba o ajuste del proceso, los que pueden ser empleados como referencias de control para secciones de construcción posteriores.



**Figura 1.1.1.5c** Formas más usuales de medición.

### 1.1.1.6 Equipos de compactación en obra.

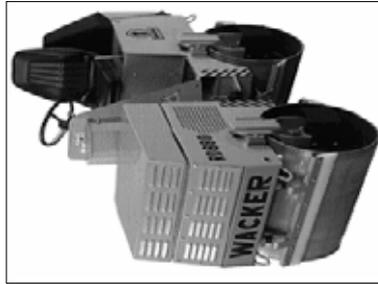
Los equipos de compactación en obra se basan fundamentalmente en hacer circular cargas elevadas sobre una capa de suelo, previamente distribuido y nivelado. La forma de entrega de la energía de compactación son variados pero en general responden a una combinación de los siguientes tipos de esfuerzos, que pueden denominarse elementales: Vibratorio, Estático; Amasado e Impacto. Los mismos se ilustran en la figura 1.1.1.6a.



**Figura 1.1.1.6a** Formas de entrega de energía de compactación.

a) El esfuerzo estático o por presión se produce bajo la carga circulante tensiones con predominio de la componente vertical.

Esto se logra utilizando una máquina pesada, cuyo peso comprime las partículas del suelo, sin necesidad de movimiento vibratorio. Por ejemplo: Rodillo Estático o Rodillo Liso.



**Figura 1.1.1.6b** Rodillo liso

b) El esfuerzo de impacto produce una onda de presión que se propaga hacia abajo produciendo movimiento relativos entre partículas. Se alcanza un esfuerzo mayor que el correspondiente al peso estático. Se hace posible mediante una placa apisonadora que golpea y se separa del suelo a alta velocidad. Por ejemplo: Un apisonador.



**Figura 1.1.1.6c** Apisonador

c) El esfuerzo vibratorio produce una rápida sucesión de impactos de alta frecuencia y, por lo tanto de ondas de presión que se propagan en profundidad. Por ejemplo: Placa o rodillos vibratorios.



**Figura 1.1.1.6d** Placa vibratoria.

d) El esfuerzo de amasado produce esfuerzos en dos sentidos, vertical y horizontal, obligando al material a deformarse en más de una dirección. Se logra aplicando al suelo altas presiones distribuidas en áreas más pequeñas que los rodillos lisos. Por ejemplo: Un rodillo “Pata de Cabra”.



**Figura 1.1.1.6e** Rodillo pata de cabra.

#### Clasificación de los equipos

Las formas de clasificar los equipos son muy variadas, no obstante una de las más generalizadas consiste en la forma en que se entrega la energía de compactación.

El tamaño del equipo y la magnitud de la entrega unitaria de energía constituyen otra forma de clasificación. En algunos países los equipos son sometidos a la verificación de su aptitud por un organismo público (Francia). Sin embargo estas disposiciones han sido muchas veces cuestionadas por fabricantes de otros países que encuentran en esta certificación una forma de protección de la industria local.

1.- Equipos que entregan la energía por compresión y amasado:

- Rodillos cilíndricos metálicos lisos.
- Rodillos neumáticos.
- Rodillos con salientes (pata de cabra).

2.- Equipos que entregan la energía por impacto:

- Placas.
- Vibropisones.
- Caída de masa.

3.- Equipos que entregan la energía por vibración:

- Placas vibratorias.
- Rodillos cilíndricos metálicos lisos, operados en modo vibratorio.

Recomendaciones generales sobre uso de equipos compactadores

La elección del equipo de compactación depende del tipo de suelo.

Rodillos lisos: se utilizan en gravas y arenas mecánicamente estables.

Rodillos neumáticos: se usa en arenas uniformes y suelos cohesivos, humedad cercana a límite plástico.

Rodillos “pata de cabra”: suelos finos, humedad entre 7 y 20 % por debajo del límite plástico.

Rodillo vibratorio: se utiliza especialmente en suelos granulares.

La densidad de un suelo sometido a compactación disminuye con la profundidad al aumentar el espesor de la capa. Esta disminución no influye en capas de hasta 20 cm.

En general se tiene un aumento considerable de la densidad entre una y seis pasadas, que se va haciendo mas lento para las pasadas siguientes.

Selección del tipo de maquina

Selección del tipo de máquina en función del tipo de suelo según la clasificación AASHTO.

	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7
Rodillo Liso	1	2	2	1	1	1	2	2	3	3	4
Rodillo Neumático	2	2	2	1	1	1	1	2	2	2	3
Rodillo Pata de Cabra	5	5	5	4	4	3	2	2	1	1	1
Pisón impacto	2	2	1	2	2	2	4	4	4	4	4
Rodillo vibratorio	1	1	1	1	1	3	4	3	3	5	5

**Tabla 1.1** Selección del tipo de maquinaria en función del tipo de suelo.

Clasificación del comportamiento del equipo:

1 Excelente

4 Deficiente

2 Bueno

5 Inadecuado

3 Regular

### 1.1.2. Estabilización de suelos.

Cuando un suelo presenta resistencia suficiente para no sufrir deformaciones ni desgastes inadmisibles por la acción del uso o de los agentes atmosféricos y conserva además esta

condición bajo los efectos climatológicos normales en la localidad, se dice que el suelo es estable.

El suelo natural posee a veces la composición granulométrica y la plasticidad así como el grado de humedad necesario para que, una vez apisonado, presente las características mecánicas que lo hacen utilizable como firme de un camino.

En general puede decirse que todos los suelos pueden ser estabilizados, pero si la estabilización ha de lograrse por aportaciones de otros suelos o por medios de otros elementos (por ejemplo cemento, cal, cloruro de sodio) el costo de la operación puede resultar demasiado alto si el suelo que se trata de corregir no posee determinadas condiciones.

Entre las aplicaciones de un suelo modificado o estabilizado se encuentran la mejora de los suelos granulares susceptibles a las heladas y el tratamiento de los suelos limosos y/o arcillosos para reducir los cambios de volumen.

La estabilización de suelos es el proceso por el cual se mejora el suelo para que pueda alcanzar los requisitos fijados. En su más amplio sentido, la estabilización incluye la compactación, el drenaje, la pre-consolidación y la protección de la superficie contra la erosión y la infiltración de la humedad; sin embargo, al término estabilización se le va restringiendo gradualmente su alcance a un solo aspecto al mejoramiento del suelo: la modificación del propio material del suelo.

#### **1.1.2.1. Requisitos de la estabilización.**

La manera y el grado de modificación necesarios dependen del carácter del suelo y de sus deficiencias. Si el suelo no es cohesivo, esto se puede lograr dándole cohesión por medio de un agente sementador o ligante. Si es cohesivo se puede aumentar su resistencia haciendo el suelo resistente a la humedad alterando la película de agua absorbida, aumentando la cohesión con un agente sementador y aumentando la fricción interna.

La inmunidad a la retracción y la expansión se pueden lograr sementando, modificando la capacidad del mineral arcilloso para la absorción de agua haciendo el suelo resistente a los cambios de humedad. La permeabilidad se puede reducir llenando los poros con un material

impermeable o modificando la estructura del mineral de arcilla y el agua absorbida para impedir la floculación. Se puede aumentar la permeabilidad quitando los granos finos o creando una estructura conglomerada.

Un agente estabilizador satisfactorio debe proporcionar las cualidades requeridas y además debe satisfacer las condiciones siguientes:

- 1.- Debe ser compatible con el material del suelo
- 2.- Debe ser permanente
- 3.- Debe ser fácil de manejar y preparar
- 4.- Debe tener bajo costo.

Ningún material llena todos los requisitos y la mayoría son deficientes en la última condición, el costo. Los principales métodos y materiales son:

- Aditivos para retener la humedad.
- Aditivos resistentes a la humedad.
- Cementación.
- Congelación.
- Relleno de los poros.
- Alteraciones físico químicas: Estabilización química.

### **1.1.2.2. Tipos de estabilización.**

Se dice que la estabilización es la corrección de una deficiencia para darle una mayor resistencia al terreno o bien, disminuir su plasticidad. Las formas de lograrlo son las siguientes:

- a) **Estabilización física:** se utiliza para mejorar el suelo produciendo cambios físicos en el mismo. Hay varios métodos como lo son:
  - Mezclas de suelos: este tipo de estabilización es de amplio uso pero por si sola no logra producir sus efectos deseados, necesitándose siempre de por lo menos la compactación como complemento.

Por ejemplo, los suelos de grano grueso como las grava-arenas tienen una alta fricción interna lo que lo hacen soportar grandes esfuerzos, pero esta cualidad no hace que sea estable como para ser firme de una carretera ya que al no tener cohesión sus partículas se mueven libremente y con el paso de los vehículos se pueden separar e incluso salirse del camino.

Las arcillas, por lo contrario, tienen una gran cohesión y muy poca fricción lo que provoca que pierdan estabilidad cuando hay mucha humedad. La mezcla adecuada de estos dos tipos de suelo puede dar como resultado un material estable en el que se puede aprovechar la gran fricción interna de uno y la cohesión del otro para que las partículas se mantengan unidas.

- Geotextiles
- Vibroflotación, vibrosustitución
- Consolidación previa.

b) **Estabilización química:** Se refiere principalmente a la utilización de ciertas sustancias químicas patentizadas y cuyo uso involucra la sustitución de iones metálicos y cambios en la constitución de los suelos involucrados en el proceso.

- Cal: disminuye la plasticidad de los suelos arcillosos y es muy económica.
- Cemento Pórtland: aumenta la resistencia de los suelos y se usa principalmente para arenas o gravas finas.
- Productos asfálticos: es una emulsión muy usada para material triturado sin cohesión.
- Cloruro de sodio: impermeabilizan y disminuyen los polvos en el suelo, principalmente para arcillas y limos.
- Escorias de fundición: este se utiliza normalmente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia, impermeabilizarla y aumentar su vida útil.
- Polímeros: su función es similar que la de las escorias de fundición.
- Hule de neumáticos: función similar al de los polímeros y escoria de fundición.

- c) **Estabilización mecánica:** Es aquella con la que se logra mejorar considerablemente un suelo sin que se produzcan reacciones químicas de importancia.
- Compactación: este mejoramiento generalmente se hace en la sub-base, base y en carpeta asfáltica.
- d) **Estabilización electroquímica:** Implica un cambio de base producido por una corriente eléctrica. Los cationes de aluminio se desprenden de un electrodo positivo de aluminio y emigran en el suelo, hacia el electrodo negativo y en el curso de sus movimientos se efectúa el cambio de base.

## **Capítulo II. Peligros o consecuencias que pueden tener las fundaciones apoyadas sobre arenas finas saturadas.**

En el capítulo anterior se pudo observar las ventajas que tiene el proceso de compactación y como se comporta el suelo frente a esta técnica de estabilización.

En el presente capítulo estudiaremos los peligros a los que puede enfrentarse un profesional al fundar sobre suelos saturados, principalmente arenas.

Profundizaremos en este tipo de estrato, analizando sus propiedades fundamentales, y los problemas que pudiera presentar al aplicarle cargas, haciendo hincapié en el fenómeno de licuación o licuefacción, presente principalmente en arenas finas saturadas.

La licuefacción es un término usado para describir un rango de fenómenos en los cuales la resistencia y la rigidez de un depósito de suelos se reducen debido a un aumento de la presión de poros. Aunque es posible que la licuefacción se produzca por cargas estáticas, es más comúnmente inducida por cargas cíclicas. Ocurre más comúnmente en arenas saturadas y limpias, pero también ha sido observada en gravas y limos poco plásticos. Fallas del terreno con características parecidas a fallas por licuefacción también han sido observadas en arcillas limosas de baja plasticidad. La licuefacción puede producir daño en un rango que va desde pequeños hundimientos y desplazamientos laterales (lateral spreading), hasta deslizamientos de grandes masas de suelos. Además puede causar grandes asentamientos o inclinaciones en fundaciones y estructuras de retención (Kramer y Stewart, 2004).

### ***2.1 Propiedades físicas de las arenas.***

- Esfuerzo cortante

El esfuerzo total aplicado a un suelo es resistido por el esfuerzo de los granos de la estructura  $\sigma'$  (esfuerzo efectivo) y por el esfuerzo neutro o esfuerzo del agua,  $u$ . Así, en cualquier momento, los esfuerzos se pueden representar por la relación:  $\sigma = \sigma' + u$ .

Como la resistencia a esfuerzo cortante es un fenómeno de rozamiento, depende de los esfuerzos de los granos de la estructura; por consiguiente la ecuación de la resistencia a esfuerzo cortante en la falla, en las arenas saturadas, debe escribirse así:

$$s = \sigma \tan \phi$$

Donde:  $s$  corresponde al esfuerzo cortante;  $\sigma$ , es el esfuerzo normal efectivo en la superficie de falla;  $\phi$ , ángulo de fricción interna.

$$s = (\sigma - u) \tan \phi$$

El no tener en cuenta esta relación ha dado como resultado que se interpreten erróneamente las variaciones de la fricción interna con la humedad. Los experimentos demuestran que  $\phi$  prácticamente no cambia con la humedad; el cambio real ocurre en los esfuerzos efectivos que son los que producen la fricción y la resistencia al esfuerzo cortante.

- Esfuerzo neutro hidrostático

Existen en la naturaleza muchos casos de esfuerzo neutro hidrostático debidos, principalmente, al nivel freático y sus funciones. En arenas secas el esfuerzo normal vertical es producido por el peso de la propia arena, de manera que a la profundidad  $z$  la resistencia a esfuerzo cortante horizontal esta dado por:

$$\sigma' = \sigma = \gamma z, \quad s = \gamma z \tan \phi.$$

Si el nivel freático sube a través del suelo, la compacidad del suelo aumentara a  $\gamma_s$ , que es el peso específico saturado, pero ahora:

$$\sigma' = \gamma_s z - u, \quad s = (\gamma_s z - u) \tan \phi$$

Si  $u$  es suficientemente grande, la resistencia a esfuerzo cortante puede reducirse a una cantidad insignificante. La causa de los desplazamientos es, muchas veces, el esfuerzo neutro que se crea y que llega a reducir la resistencia a esfuerzo cortante del suelo hasta un limite en que es incapaz de soportar las cargas; entonces puede producirse una falla por esfuerzo cortante y grandes masas de suelo se pueden poner en movimiento.

- Esfuerzo neutro acompañado de flujo

Al flujo de agua acompaña siempre un alto esfuerzo neutro debido a las diferencias de carga a las que hace referencia la ley de Darcy,  $q = kiA$ , en que ; q es la pérdida de carga, A corresponde al área transversal, k coeficiente de permeabilidad. Si como resultado de esto la presión efectiva se hace cero, el suelo perderá toda su resistencia y se volverá movedizo y en estas condiciones es como un fluido pesado, no resistirá esfuerzos y sino esta confinado, fluirá. Cuando la arena esta en este estado se dice que es arena movediza o viva, no corresponde a un tipo especial de suelo, sino un estado de suelo, frecuentemente temporal pero siempre peligroso.

La condición o estado movedizo, es mas probable que se produzca en arenas finas y limos no cohesivos que en otros suelos, porque en ellos solo se producen pequeñas cantidades de filtraciones con gran diferencia de carga, sin embargo, también se puede producir en las arenas gruesas y en las gravas, si el flujo es muy grande.

Todo el estrato de arena tiene presión efectiva nula y, por lo tanto, cero resistencia. Es relativamente común que se produzca, por efecto de la construcción, la condición de movediza en la arena sino hay control apropiado de la presión del agua. Estas fallas se pueden evitar reduciendo el esfuerzo neutro por drenaje, sellando la grava y boleos con inyecciones de lechada de cemento, entre otras.

- Esfuerzo neutro producido por cambio de volumen

Cuando un suelo sin cohesión es sometido a un esfuerzo cortante su volumen cambia, si el suelo esta saturado, el cambio de volumen va acompañado de un cambio en la distribución del agua en los poros. Si el esfuerzo cortante y el cambio de volumen se producen lentamente, los cambios en el esfuerzo neutro serán insignificantes. El esfuerzo cortante aplicado velozmente requiere, un rápido cambio en la humedad del suelo, lo cual produce un tremendo esfuerzo neutro. Esto es particularmente importante, en los suelos de grano muy fino, de baja permeabilidad.

Tanto en los suelos sueltos como en los compactos el cambio en la presión intersticial producido por el esfuerzo cortante está limitado inicialmente a la zona de cortante y el aumento o la pérdida temporal de resistencia está, pues, localizada. De acuerdo con la permeabilidad del suelo y la geometría de la ruta potencial que siga la filtración, el esfuerzo neutro puede persistir y extenderse a través de toda la masa hasta que finalmente se disipe por filtración. Este es un grave problema de las arenas muy sueltas o en los limos. El aumento de presión intersticial se transmite a través del cuerpo continuo de agua en los poros, más allá de los límites de la falla inicial, esto debilita el suelo fuera de la zona de falla inicial y crea nuevas fallas y más presión intersticial. Así se propaga la falla a través de la masa de un suelo suelto y saturado aunque las condiciones del esfuerzo inicial hayan producido la falla en un punto aislado.

Por repetición de pequeñas cargas también se pueden generar aumentos en el esfuerzo neutro que conduzcan a la falla. Cada repetición de la carga produce una pequeña deformación, la cual a su vez causa un incremento en el esfuerzo neutro. Cuando el suelo es de grano fino y la masa suficientemente grande como para que el esfuerzo neutro no se pueda disipar inmediatamente, los pequeños incrementos de esfuerzo se suman para producir cambios significativos.

Las cargas cíclicas y las producidas por maquinaria vibratoria, aunque sean pequeñas, pueden inducir a un sustancial aumento de la presión intersticial y la eventual pérdida de resistencia del suelo. Las repetidas deformaciones que acompañan a los terremotos han producido igualmente aumento de la presión intersticial en los depósitos de arena y suficiente pérdida de resistencia para que grandes masas de suelo se hayan vuelto movedizas o se hayan licuado.

El número de ciclos de carga que se requieren para producir la licuefacción de una masa no cohesiva depende de varios factores: la compacidad relativa inicial del suelo, el aumento de esfuerzo comparado con el esfuerzo de falla, la permeabilidad y la geometría de las trayectorias del flujo del agua. En general cuando mayor es el esfuerzo y más suelto es el suelo, menor es el número de ciclos de carga que se requieren para producir la licuefacción.

Las voladuras y ondas de choque producidas por el impacto de las maquinas excavadoras también pueden causar la licuefacción de las arenas muy sueltas y los limos no cohesivos, en los que pocos ciclos de esfuerzos repetidos son suficientes para crear grandes presiones intersticiales. Estos depósitos deben considerarse como potencialmente peligrosos para cualquier trabajo de construcción y debe subsanarse ese efecto cuando se utilicen para estructuras permanentes.

- Esfuerzo neutro debido a la tensión capilar

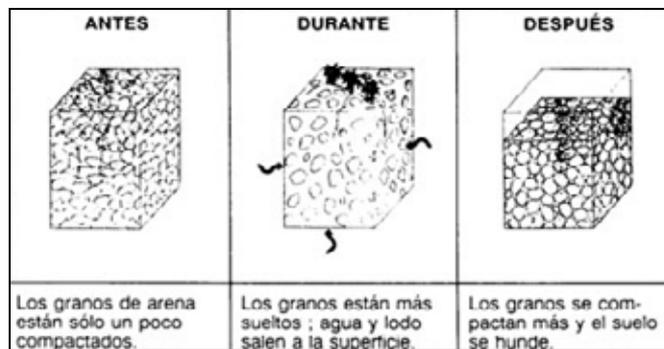
La tensión capilar puede producir un esfuerzo neutro negativo que aumente la resistencia a esfuerzo cortante del suelo. La arena húmeda tiene la propiedad de poderse aglutinar y mantener la forma a la tensión capilar de la fina película de agua entre los granos. Las arenas finas y los limos que estén por arriba del nivel freático y dentro de la zona de ascensión capilar, deben su resistencia a la tensión capilar que produce un esfuerzo efectivo en la estructura del suelo. En estos suelos se pueden hacer, frecuentemente, excavaciones profundas con parámetros de gran pendiente, debido a esta resistencia; pero si el suelo se seca completamente o se inunda, se destruye la tensión capilar y la resistencia se reduce. Muchas fallas son debidas a esas perdidas de resistencia por la reducción de la tensión capilar.

## ***2.2 Licuefacción de suelos.***

La licuación o licuefacción de suelos, es un proceso que ocurre generalmente en arenas saturadas que tienden a densificarse cuando son sometidas a cargas cíclicas o monotónicas. Si el drenaje es lento o inexistente la presión de poros se puede incrementar hasta anular el esfuerzo efectivo, con lo cual sobreviene la flotación de las partículas y la perdida de la resistencia al esfuerzo cortante. En el suelo licuado se producen grandes deformaciones para muy bajos esfuerzos de corte, las cuales causan daños a los edificios, puentes, líneas vitales y obras de infraestructura en general.

La licuefacción es un fenómeno que se producen en terrenos blandos saturados de agua durante sacudidas sísmicas fuertes y largas. El suelo se comporta y fluye como líquido debido a que las vibraciones sísmicas aplican fuerzas al fluido que rellena los huecos entre los granos

de arena, causando la salida de agua y fango a la superficie durante la sacudida. Esto compacta finalmente los granos de arena y provoca asentamientos del terreno o deslizamiento, al producirse una sensible pérdida de resistencia en los estratos afectados. La licuefacción ocurre particularmente cuando el nivel del agua subterránea es superficial y en zonas como lechos fluviales, estuarios, rellenos artificiales, etc. Las vibraciones también pueden producir asentamientos en rellenos y suelos granulares flojos.



**Figura 2.2** Estados de las arenas frente a la licuefacción.

### 2.2.1. Fenómenos relacionados con la licuefacción.

El fenómeno de la licuación en sí mismo no es particularmente destructivo o peligroso. Solo cuando la licuación es acompañada por algún tipo de desplazamiento o falla del terreno, resulta destructivo para las edificaciones. Para los fines de ingeniería, la ocurrencia de la licuación no es el factor de primera importancia, sino la severidad o la capacidad destructiva de ésta. Los efectos destructivos de la licuación pueden tomar muchas formas, entre otras: falla de flujo, corrimiento lateral, oscilación del terreno, pérdida de capacidad portante, asentamientos, e incrementos en las presiones laterales sobre muros de contención.

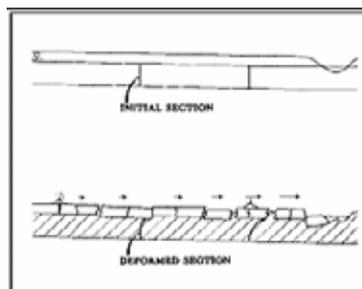
- **Falla de Flujo:** La falla de flujo es el tipo de falla más catastrófico causado por la licuación pues comúnmente desplaza decenas de metros grandes masas del terreno. En unos pocos casos las grandes masas de suelo han viajado decenas de kilómetros, a través de largos taludes, a velocidades por encima de los diez kilómetros por hora. Los flujos pueden estar compuestos de suelo completamente licuado o por bloques intactos de material flotando sobre la capa de suelos licuados. Los flujos se presentan en arenas y

limos sueltos y saturados, en taludes relativamente empinados con pendientes superiores a los 3 grados.



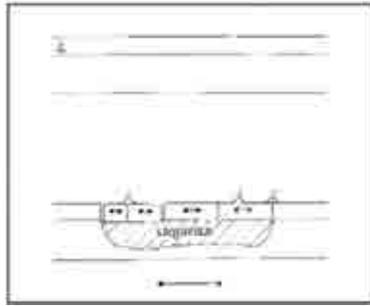
**Figura 2.2.1a** Falla de flujo causada por licuación

- Corrimiento Lateral:** El corrimiento lateral involucra el desplazamiento de grandes bloques de suelo como resultado de la licuación. El desplazamiento ocurre en respuesta a la combinación de las fuerzas de la gravedad y las inerciales generadas por el sismo. Los corrimientos laterales se presentan por lo general en pendientes suaves (comúnmente menores a los 3 grados) y se incrementan en las cercanías a un canal o un río, tal como lo indican las dimensiones de las flechas de la figura 2.2.1b. La magnitud de los desplazamientos horizontales generalmente varía en el orden de los metros. Las capas de suelos desplazados en general presentan fisuras, fracturas, escarpes y hundimientos de bloques (graben). Los desplazamientos laterales generalmente afectan las fundaciones de edificios, puentes y líneas vitales.



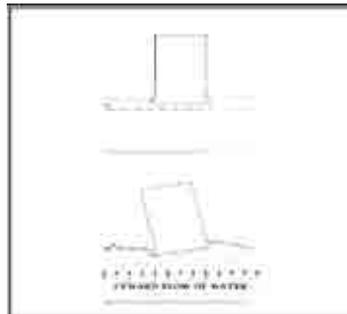
**Figura 2.2.1b** Corrimiento lateral debido a licuación (Youd, 1992)

- Oscilaciones del Terreno:** Donde el terreno es plano o la pendiente demasiado suave para permitir corrimientos laterales, la licuación de estratos subyacentes puede causar oscilaciones que no dependen de las capas superficiales, la cual se manifiesta hacia los lados, arriba y abajo en la forma de ondas de terreno. En general, dichas oscilaciones son acompañadas por la apertura y cerramiento de fisuras en el suelo, y la fractura de estructuras rígidas como los pavimentos y tuberías.



**Figura 2.2.1c** Oscilación horizontal del terreno causada por licuación (Youd, 1992).

- **Pérdida de la Resistencia del Suelo de Soporte:** Cuando el suelo que soporta un edificio u otra estructura se licua y pierde su resistencia, se pueden presentar grandes deformaciones en su interior, las cuales hacen que las estructuras superficiales se asienten y se inclinen.



**Figura 2.2.1d** Pérdida de la resistencia del suelo de soporte por licuación (Youd, 1992).

- **Asentamientos:** En muchos casos el peso de la estructura puede ser insuficientemente para causar los grandes asentamientos asociados con las pérdidas de capacidad portante descritas anteriormente. Sin embargo, pueden ocurrir pequeños asentamientos cuando la presión de poros se disipa y el suelo se consolida después de un sismo. Estos asentamientos pueden causar daños aunque menores a los producidos por fallas de flujo, corrimientos laterales o pérdidas de capacidad portante. La erupción de volcanes de arena, o mezclas de sedimentos que emanan a partir de las capas licuadas, son una manifestación de la licuación que puede conducir también a asentamientos diferenciales localizados.
- **Incrementos de la Presión Lateral sobre Muros de Contención:** Si el suelo de relleno de un muro de retención se licua, las presiones laterales sobre dicho muro se pueden incrementar enormemente. Como un resultado de esto, el muro puede desplazarse en el sentido lateral, cabecear o fallar estructuralmente como se ha observado en un gran número de rompeolas e islas artificiales durante varios sismos.

### 2.2.2. Susceptibilidad a la licuefacción. ¿Por que se licuan los suelos?

Es importante reconocer que la licuación no ocurre de manera aleatoria y que por el contrario se requieren ciertos ambientes geológicos e hidrológicos, y que ocurre principalmente en depósitos recientes de arena y limo con altos niveles freáticos.

Entre más reciente, suelto y saturado sea un depósito de suelos granulares, será mucho más susceptible a la licuación. Son más susceptibles las arenas finas relativamente uniformes. Son menos susceptibles los depósitos bien gradados con tamaños hasta de gravas, aunque éstas últimas ocasionalmente se licuan. Son más susceptibles los suelos con partículas redondeadas que aquellos con partículas angulares.

La licuación se ha presentado con mayor frecuencia en áreas con niveles freáticos superficiales, a profundidades menores que 10 m. En muy pocos casos se han registrado fenómenos de licuación en zonas con niveles freáticos a profundidades superiores a los 20 m. Igualmente los suelos densos, incluyendo los rellenos bien compactados, tienen baja susceptibilidad a la licuación.

Los factores que aumentan la probabilidad de que el terreno se comporte como un líquido son varias:

- **Distribución del tamaño de los granos:** La arena de tamaños de grano uniforme, con granos poco finos o muy gruesos tiene mayor probabilidad de licuarse y es posible que se vuelva más densa. Las arenas con gran porcentaje en limos y gravas también son susceptibles a la licuefacción bajo fuertes temblores cíclicos.
- **Profundidad de las aguas subterráneas:** Se puede producir la licuefacción si existe agua subterránea en el punto del suelo donde se está produciendo la densificación. Mientras menor sea la profundidad, menor será el peso del recubrimiento del suelo y el peligro de densificación. Por tanto, mientras menor sea el nivel de las aguas subterráneas, mayor será la probabilidad de que ocurra licuefacción.

- **Densidad:** La licuefacción ocurre principalmente en suelos sueltos, saturados y no compactados. Ese suelo puede densificarse cuando está sujeto a un movimiento cíclico. Al densificarse, se reduce el volumen de suelo y agua y se incrementa la presión intersticial si los poros intergranulares se llenan de agua. Cuando la presión intersticial se vuelve igual a la tensión media total, el suelo pierde su resistencia y se licua. Si el suelo es compacto, habrá menos posibilidad de que se produzca la licuefacción.
- **Peso del recubrimiento y profundidad del suelo:** Las tensiones entre partículas aumentan a medida que se incrementa la presión del recubrimiento. Mientras mayor sea la tensión entre las partículas, menor será la probabilidad de que ocurra la licuefacción.
- **Amplitud y duración de la vibración del terreno:** La capacidad del suelo para resistir una vibración provocada por un seísmo sin causar fallas depende de la intensidad del movimiento del terreno, incluida tanto su amplitud como su duración. Los movimientos más fuertes tienen mayor probabilidad de causar fallas. La licuefacción de suelos bajo condiciones de tensión provocadas por un terremoto puede ocurrir ya sea cerca del epicentro de terremotos pequeños o moderados, o a cierta distancia de terremotos moderados a severos.
- **Edad del depósito:** Los suelos no cohesivos por lo general son jóvenes. Con el tiempo, actúan dos factores para incrementar la resistencia de un suelo típico: la compactación, que cambia la relación de los huecos entre los granos y varios procesos químicos, que actúan para cementar los granos del suelo, mediante reacciones químicas. Una regla general es que los depósitos anteriores al Pleistoceno tardío (más de 500.000 años de antigüedad) tienen poca probabilidad de licuarse, mientras que los depósitos del Holoceno tardío (menos de 3.000 años de antigüedad) tienen mayor probabilidad de licuarse.
- **Origen del suelo:** El suelo depositado por procesos fluviales se sedimenta fácilmente y sus granos tienen poca probabilidad de compactarse. De manera similar, los rellenos sintéticos no compactados, generalmente por debajo del nivel del agua, pueden tener deficiencias similares. Una práctica común de décadas pasadas era la colocación de los rellenos

hidráulicamente. Todos ellos se licuarán con facilidad. Por otro lado, los sedimentos depositados por los glaciares, particularmente aquellos sobre los cuales ha pasado un glaciar, generalmente ya son bastante densos y tienen menor probabilidad de licuarse.

### **2.2.3. Resistencia de los suelos a la licuefacción.**

La resistencia de los suelos a la licuación se expresa comúnmente en términos de un factor de seguridad. Este factor se define como la relación entre la resistencia disponible a la licuación, expresada en términos del esfuerzo cíclico requerido para alcanzar la licuación, y el esfuerzo cíclico generado por el sismo de diseño. Generalmente ambos esfuerzos se normalizan con respecto al esfuerzo efectivo existente a la profundidad en consideración. En la mayoría de los diseños se utilizan factores de seguridad entre 1.2 y 1.5. El factor de seguridad deberá tener en cuenta el tipo e importancia de la estructura y el potencial de deformación del terreno.

A continuación se hacen algunos comentarios sobre los modelos físicos, procedimientos empíricos y métodos analíticos que se utilizan para evaluar la resistencia de los suelos a la licuación.

- **Modelos Físicos**

Estos métodos requieren del uso de centrífugas o tablas vibratoras para simular la carga sísmica bajo condiciones de contorno bien definidas. El suelo utilizado en el modelo es remoldeado para representar diferentes densidades y condiciones geométricas. A causa de las dificultades en conseguir un modelo con las mismas condiciones del sitio, los modelos físicos rara vez se utilizan para estudiar la resistencia a la licuación de un sitio específico. Sin embargo, los modelos físicos son valiosos para analizar y entender el comportamiento generalizado del suelo y para evaluar la validez de modelos constitutivos bajo condiciones de contorno bien definidas, como se indica en los comentarios relativos a los métodos analíticos.

- **Procedimientos Empíricos**

A causa de las dificultades para modelar físicamente o analíticamente las condiciones del suelo potencialmente licuable, los métodos empíricos se han convertido en el procedimiento

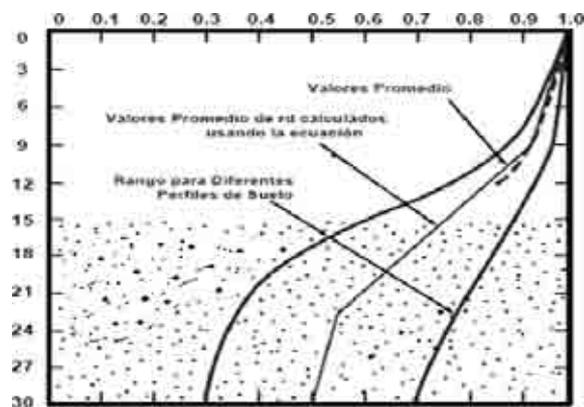
estándar para determinar la resistencia a la licuación. El *Procedimiento Simplificado* requiere calcular dos variables sísmicas primarias que son: a) la excitación sísmica de la capa de suelo, expresada en términos de la relación de esfuerzos cíclicos promedios ( $CSR = \tau_{pro} / \sigma'_{vo}$ ); y b) la capacidad de la capa de suelo para resistir la licuación, en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR).

En la mayoría de los procedimientos empíricos, el valor promedio de la relación de esfuerzos cortantes cíclicos (CSR) inducidos por el sismo se estima de los análisis de la respuesta dinámica del subsuelo, o mediante la ecuación recomendada por Seed e Idriss (1971)

$$\frac{\tau_{pro}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{vo}} r_d$$

Donde:  $a_{max}$  es la máxima aceleración que se espera en el lugar según las leyes de atenuación, amplificada por el efecto de sitio, considerando que los suelos no se licuan y que las presiones de poros no se incrementan en el proceso;  $g$  es la aceleración de la gravedad;  $\sigma_{vo}$  y  $\sigma'_{vo}$  son los esfuerzos verticales total y efectivo; y  $r_d$  es el factor de reducción de esfuerzos, el cual varía ampliamente con la profundidad dependiendo del perfil de suelos, tal como se indica en la figura 2.2.3, la cual no fue adoptada por las NSR-98. Para proyectos de poca importancia, Youd e Idriss (1997) recomiendan la siguiente ecuación para calcular los valores promedio de  $r_d$ , la cual se muestra en la figura 2.2.3 con líneas rectas:

$$r_d = \left[ \begin{array}{ll} 1 - 0.00765z & z \leq 9.2 \text{ m} \\ 1.174 - 0.0267z & 9.2 < z \leq 23 \text{ m} \\ 0.744 - 0.008z & 23 < z \leq 9.2 \text{ m} \\ 0.50 & z > 30.0 \text{ m} \end{array} \right]$$



**Figura 2.2.3** Factor  $r_d$  vs profundidad (Seed e Idriss, 1971; modificado por Youd e Idriss, 1997).

Dadas las dificultades ya enunciadas para obtener muestras inalteradas de los depósitos de suelos licuables, en la práctica se utilizan los siguientes procedimientos *in situ* para evaluar la capacidad de los suelos arenosos para resistir la licuación: a) penetración estándar (SPT); b) penetración con cono (CPT); c) velocidad de ondas de corte ( $v_s$ ); y c) penetración Becker en gravas (BPT). Para asegurar una adecuada definición de la estratigrafía y una evaluación consistente de la resistencia a la licuación, en cada sitio se debe llevar a cabo dos o más de los procedimientos indicados.

- **Métodos Analíticos**

Estos métodos se basan en resultados de ensayos de laboratorio para determinar la resistencia a la licuación, o las propiedades del suelo que pueden ser utilizadas para predecir este proceso, mediante programas de computador para condiciones de comportamiento lineal y no lineal. A causa de lo difícil que es obtener muestras inalteradas de los depósitos de suelos potencialmente licuables para evaluar sus propiedades dinámicas, los métodos analíticos generalmente se usan en proyectos especiales o en trabajos de investigación. Durante los últimos años se han realizado avances importantes en los métodos analíticos aplicados al proceso de la licuación. Este progreso ha sido posible gracias al aumento de los datos experimentales y a la información de campo recopilada durante diferentes eventos sísmicos.

#### **2.2.4. Efectos de licuefacción.**

Las evidencias de la licuefacción en el pasado, han sido usadas para evaluar los peligros sísmicos en áreas donde los registros sobre esta causa son escasos.

El tema de la licuefacción se ubicó en el primer plano de la ingeniería geotécnica antisísmica con los terremotos del año 1964 en Niigata, Japón y en Alaska. En Niigata, la licuefacción causó desplazamiento lateral (Figura 2.2.5a) y pérdida de la capacidad de soporte de los suelos.



**Figura 2.2.5a** Efectos de licuefacción de suelos durante el Terremoto en Niigata, Japón, 1964.

Los fuertes terremotos ocurridos en California, como Loma Prieta (1989) y Northridge (1994), además de otros como Kobe (1995), Turquía (1999) y Taiwán (1999) han proporcionado pruebas adicionales de los efectos dañinos de la licuefacción.



**Figura 2.2.5b** Efecto sobre el material granular que fluye hacia la superficie; efecto de amplificación del suelo. Terremoto de Loma Prieta, área de la bahía, San Francisco *US Geological Survey*.



**Figura 2.2.5c** Efectos de deslizamiento debido al terremoto de Loma Prieta. *US Geological Survey*.

En el caso de Chile, el terremoto del 3 de marzo de 1985 también entrega algunos ejemplos de fallas del terreno por licuefacción. Es importante señalar que este terremoto afectó la zona con mayor densidad de población en Chile, en la cual se encuentra los dos puertos más importantes del país, Valparaíso y San Antonio, donde existen grandes estructuras de suelos o rellenos en forma de muelles, espigones y sitios de atraque. Todas estas estructuras de suelos presentan un importante riesgo de licuefacción, debido a sus características, como estar formadas por suelos poco cohesivos y encontrarse en permanente estado de saturación.

Al respecto, Troncoso (1992) ha estudiado los casos de fallas en estructuras de suelos durante este terremoto, y señala que los daños sufridos por los depósitos de suelos o por las fundaciones apoyadas en ellos fueron causados por algunos efectos principales, los cuales son densificación, reducción de la resistencia al corte, aumento de las presiones de poros y licuefacción.



**Figura 2.2.5d** Daños producidos por fallas de suelos en Valparaíso y San Antonio en el terremoto de 1985, (a) Vista desde sitio 1 hacia San Antonio, (b) falla de estructura de contención y hundimiento de rellenos en muelle Prat, (c) falla de talud y terraplén de acceso a puente, (d) hundimiento de fundaciones por licuefacción (Troncoso, 1992).

También en nuestro país, en el terremoto del 22 de mayo de 1960, que afectó a gran parte de la zona centro y sur de Chile se evidenciaron importantes fallas en suelos, como asentamientos que afectaron a zapatas de fundaciones aisladas, fallas en terraplenes de acceso a puentes y muros de contención, que agravaron notablemente el daño a las estructuras. Cabe destacar que la mayoría de estas fallas ocurrieron en zonas de suelos que se encontraban saturados.



**Figura 2.2.5e** Daños producidos por fallas de suelos en Puerto Montt en el terremoto de 1960, (a) y (b) licuefacción de suelos de relleno en la costanera, (c) deslizamiento del terreno en el puerto, (d) hundimiento de una estatua por pérdida de la capacidad de soporte (Fotos de Kurt Grassau).

## **Capítulo III. Formas o métodos de enfrentar los peligros.**

Como estudiamos en el capítulo anterior, el problema fundamental de fundar sobre arenas finas saturadas, es la licuefacción.

Este fenómeno corresponde a una amenaza sísmica, la cual puede afectar seriamente la estabilidad de las estructuras que se encuentran fundadas en el suelo saturado, pues puede resultar en la pérdida total de la resistencia y capacidad de soporte del suelo, además cuando ocurre la licuefacción, generalmente los daños se extienden a las instalaciones enterradas.

A continuación analizaremos las medidas para mitigar los daños que puede ocasionar fundar sobre terreno susceptible a este fenómeno, presentando posibles soluciones por estructuras resistentes, por mejora de suelos o simplemente evitando construir sobre este tipo de suelos.

### ***3.1 Mitigación de la amenaza de licuefacción***

La selección de una o varias medidas de mitigación depende mucho de las características particulares del sitio. Si no hay una amenaza significativa de corrimientos laterales, la medida de mitigación para una nueva construcción es cuestión de encontrar la mejor relación costo beneficio que garantice soporte vertical y controle los asentamientos. Para obras existentes, la medidas de mitigación son en general más complicadas y costosas debido a la presencia de la estructura. Técnicas que involucren la vibro densificación pueden quedar excluidas debido a los posibles asentamientos que causarían a la estructura.

Cuando existe alta amenaza de corrimientos laterales, para que las medidas de mitigación sean efectivas puede que se requiera que se extiendan más allá de las fronteras del sitio específico.

Esto puede salirse de los predios de la obra y requerir la acción de las entidades públicas o grupos de propietarios.

Existen varias formas de mitigar los daños que puede ocasionar la licuación del terreno:

- Evitar áreas donde pueda ocurrir la licuefacción: No todos los suelos son susceptibles de presentar licuefacción, así que el primer paso en el desarrollo de una evaluación de riesgo es la determinación de la susceptibilidad de licuefacción. Son varios los factores que se

deben tener presente, los que se vieron en el punto 2.2.2 del capítulo anterior. De acuerdo a esta determinación, el profesional debe decidir si es recomendable construir en ese tipo de terreno, de lo contrario sería necesaria la realización de mayores análisis o aplicar otras medidas como estabilizar el terreno retirando y reemplazando la capa de suelo licuable.

- Selección del tipo apropiado de cimentación y profundidad adecuada (incluyendo modificaciones a las cimentaciones de estructuras existentes), de tal manera que los movimientos del terreno no afecten negativamente la estructura, mediante losas de cimentación y pilotes que se extiendan por debajo de la capa licuable
- Reforzando las estructuras para soportar los movimientos del suelo, cuando se estima que estos serían pequeños.
- Estabilizar el material licuable.
- Agregar peso a la estructura para lograr flotabilidad neutral.
- Usar material flexible al movimiento en las construcciones.
- Aceptar el daño que la licuefacción podría ocasionar.

### ***3.2 Estructuras resistentes a la licuefacción.***

Las fundaciones corresponden a la parte soportante de una estructura. Este término se aplica principalmente y en forma restrictiva al miembro que transmite la carga de la superestructura al terreno, pero en su más completo sentido, la fundación incluye el suelo y la roca que están debajo. Es una transmisión o conexión estructural cuyo proyecto depende de las características de ambos, la estructura y el suelo. Una buena cimentación debe llenar tres requisitos:

1. Debe colocarse a una profundidad adecuada para impedir los daños de las heladas, los levantamientos, las socavaciones o los daños que puedan causar futuras construcciones cercanas.
2. Debe ser segura contra la falla del suelo.
3. No debe asentarse tanto que desfigure o dañe la estructura.

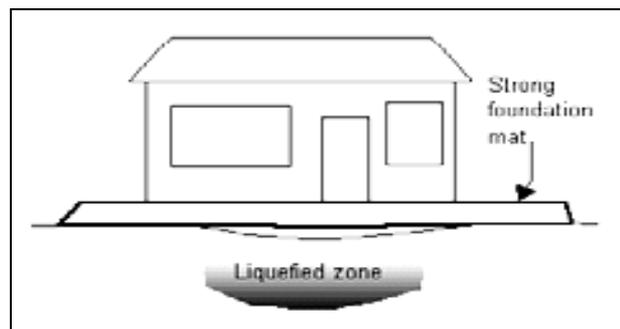
Estas pueden dividirse en estructuras con fundaciones superficiales y estructuras con fundaciones profundas.

### **Fundaciones superficiales:**

El efecto de los sismos en los suelos no cohesivos sueltos y saturados son la causa de que se produzca en el terreno la condición de movedizo, provocando la pérdida de resistencia y la falla.

Es importante que todos los elementos de la fundación estén amarrados, para permitir el movimiento o asentamiento de la fundación uniformemente, de esta manera se reducen tensiones en elementos estructurales que se encuentren sobre la fundación.

Una losa de hormigón armado, es un buen tipo de fundación superficial resistente a la licuefacción, ya que puede transferir cargas de una zona licuada a una zona adyacente de terreno firme.



**Figura 3.2a** Fundación superficial (Johansson, 2000)

Los servicios públicos, como cañerías de agua potable y alcantarillado, deberían tener uniones dúctiles para acomodar los movimientos de la estructura y los asentamientos que pueden ocurrir debido a la licuefacción.

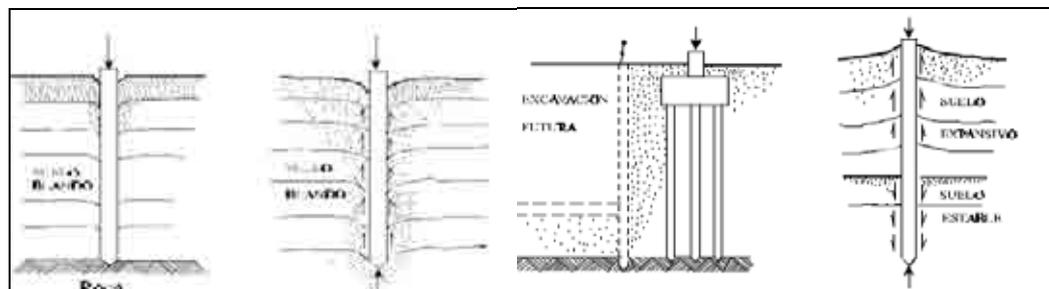
### **Fundaciones profundas:**

El pilote es un elemento estructural que forma parte de la infraestructura de la edificación, cuyas principales funciones son las siguientes:

- Transferir cargas de la superestructura y del resto de la infraestructura a través de estratos débiles o compresibles, a través del agua o aire, hasta estratos inferiores con la suficiente capacidad de carga como para soportar la estructura, comportándose el pilote como una extensión de columna o pilar. Estos estratos inferiores pueden ser

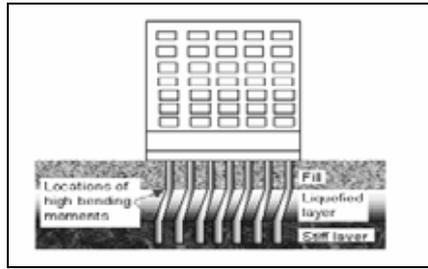
rocas, arcillas duras o suelos de baja compresibilidad. Al pilote que reposa sobre estos estratos se le denomina "pilote de punta"

- Transferir o repartir la carga sobre un suelo relativamente suelto a través de la fricción de superficie entre el pilote y el suelo. Este tipo de pilote se le denomina "pilote de fricción" y a su vez se puede subdividir, según Terzaghi, en pilotes de fricción en suelos de grano grueso muy permeable y pilote de fricción en suelos de grano fino o de baja permeabilidad.
- Alcanzar con la cimentación profundidades que no estén sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos.
- Para evitar los daños que puede producir una futura excavación a la cimentación de una edificación adyacente; en este caso el pilote lleva la carga de la cimentación debajo del nivel de excavación esperado.
- Compactar el suelo.



**Figura 3.2b** Casos en los que se podrían necesitar pilotes

La licuefacción puede causar grandes cargas laterales en las fundaciones de pilotes. Si los pilotes son hincados a través de un estrato de suelo parcialmente licuable, hasta llegar a un estrato firme, no solo debe resistir las cargas verticales producidas por el peso de la estructura, sino que también debe poder resistir las cargas horizontales y los momentos flectores inducidos por el movimiento lateral si el estrato de suelo susceptible se licua. La resistencia requerida puede lograrse con pilotes de mayores dimensiones o más reforzados.



**Figura 3.2c** Fundación profunda (Johansson, 2000)

### ***3.3 Mejora de suelos.***

El suelo como material ingenieril, se diferencia de la piedra, la madera y otros materiales naturales por el hecho de que puede ser modificado para darle las características deseadas. La mejora del suelo es una práctica antiquísima que permite construir en terrenos con condiciones marginales, por lo que se emplea con frecuencia en la ingeniería geotécnica contemporánea.

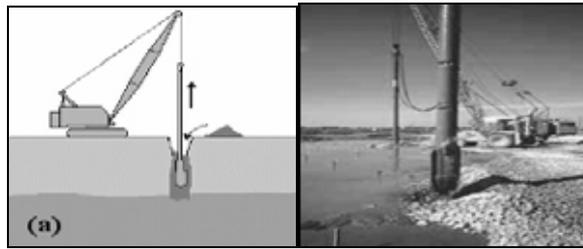
El principal objetivo de las técnicas de mejoramiento del suelo para reducir los riesgos de licuefacción, es evitar que se produzcan grandes incrementos en la presión de poros durante el terremoto. Esto se puede lograr por medio de la densificación del suelo o mejorando su capacidad de drenaje. Las técnicas más comunes de mejoramiento del suelo se indican a continuación (Johansson, 2000).

- **Vibroflotación, vibrosustitución.**

La vibroflotación involucra el uso de una sonda vibrante que puede penetrar en un suelo granular a profundidades mayores de 30 metros. Las vibraciones de la sonda causan que la estructura granular colapse, produciéndose un reordenamiento de las partículas y la densificación del suelo que rodea la sonda. Para tratar un área de suelo potencialmente licuable, la vibroflotación debe realizarse siguiendo un patrón cuadrado.

La vibrosustitución es una combinación de vibroflotación con un agregado de grava, formando columnas de piedras, las cuales aumentan la densificación, proporcionan un mayor grado de refuerzo y mejoran la capacidad de drenaje del suelo. El procedimiento consiste en usar un vibrador para realizar agujeros en el terreno con la ayuda de un chorro de agua o aire a presión con espaciamientos entre 1,5 a 3 metros y volver a llenar con grava luego de la extracción.

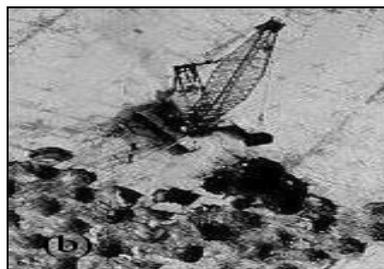
Estos métodos se verán en profundidad en el capítulo 4 de la presente memoria.



**Figura 3.3a** Vibroflotación, vibrosustitución.

- **Compactación dinámica**

Método diseñado por Techniques Louis Menard, que consiste en dejar caer grandes pesas desde una buena altura sobre el terreno. Las pesas van de **10 a 40 ton** de peso y las alturas desde las cuales se dejan caer llegan a ser de hasta **30 m**; la distancia entre los sitios de impacto es de hasta **18 m**, de centro a centro. En cada punto se realizan varios impactos y es necesario dar varias de estas pasadas sobre el terreno. Con esta técnica se pueden densificar suelo o terrenos con casi todos los tamaños de partículas y materiales. Este método provee de una solución económica de mejoramiento de suelo para reducir el riesgo de licuefacción. La licuefacción local se inicia bajo el punto de caída, permitiendo la densificación del suelo y cuando el aumento de la presión de poros producido por la compactación dinámica se disipa, se produce la densificación adicional. Sin embargo este procedimiento es bastante invasivo, como se observa en la figura 3.3b, por lo que la superficie del terreno puede requerir de una posterior compactación superficial y de adición de más material, después de la compactación dinámica.

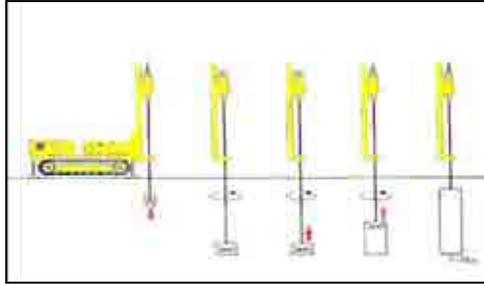


**Figura 3.3b** Compactación dinámica.

- **Jet-Grouting**

Es una técnica diferente a las demás de consolidación porque destruye la estructura existente del suelo y transforma a la vez en una homogénea masa con la mezcla de una sustancia aglutinante y los granos del suelo.

Consiste en una mezcla de agua, arena y cemento es inyectada a presión en un suelo granular. Este método es una buena solución si se requiere mejorar una fundación existente, ya que es posible inyectar el grouting desde el lado o en un ángulo inclinado para alcanzar el suelo bajo las fundaciones.



**Figura 3.3c** Inyección de grouting de compactación.

- **Hinca de drenes**

Los drenes son geocompuestos que tienen la propiedad de crear vías preferentes de salida del agua, consiguiendo de esta manera la aceleración de la consolidación del suelo.

Para grandes superficies a tratar, en terrenos muy blandos, la solución de mejora del terreno mediante hinca de drenes de mecha y precarga posterior, ofrece una buena alternativa, muy económica y de rápida ejecución.

Los riesgos de licuefacción pueden ser disminuidos aumentando la capacidad de drenaje del suelo, ya que el aumento de la presión de poros se disipa rápidamente si el agua puede drenar libremente. Las técnicas de drenaje incluyen la instalación de drenajes de grava, arena o materiales sintéticos. Los drenajes sintéticos pueden ser instalados con varios ángulos, mientras que los drenajes de grava y arena generalmente son verticales. Las técnicas de drenaje a menudo son usadas en combinación con otros tipos de técnicas de mejoramiento del suelo para una reducción más efectiva del riesgo de licuefacción.



**Figura 3.3d** Ejecución de drenes

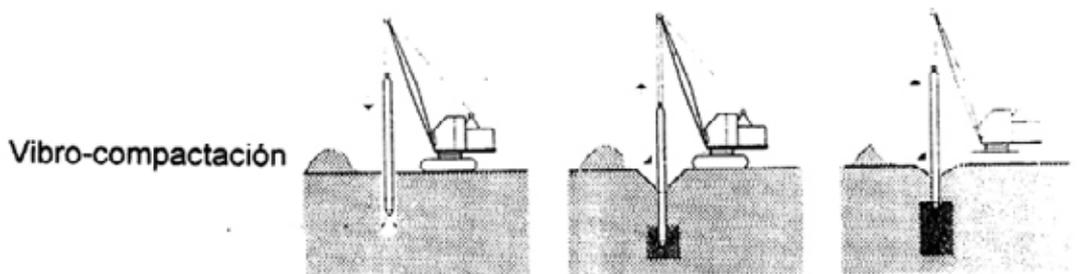
## Capítulo IV: Mejoramiento de suelos en base a los métodos de Vibroflotación y Vibrosustitución

### 4.1 Definición y objetivos.

#### 4.1.1 Vibro compactación o Vibro flotación.

En 1936 en Alemania se introdujo por primera vez la técnica que hoy en día se conoce en ingeniería de fundaciones como “VIBRO-COMPACTACIÓN”. El objetivo de la vibrocompactación es la densificación de los suelos no-cohesivos con un contenido de 20% o menos de limo.

El proceso se basa en el hecho de que las partículas en estos suelos pueden ser redistribuidas por medio de vibraciones. En la mayoría de los casos, ayudados por la inyección de agua, se reduce temporalmente la fricción entre las partículas permitiendo que se depositen por gravedad en su posición más densa (más compacta). Después de cierta cantidad de tiempo de vibroflotación, las partículas quedan arregladas en su posición óptima. Se levanta el vibrador 50 cm. y otra vez se vuelve a compactar capa por capa sucesivamente hasta cubrir toda la profundidad necesaria, simultáneamente agregando material granular. Durante el proceso de vibroflotación, generalmente, se forma un cráter alrededor del vibrador cuando el suelo se está densificando.



**Figura 4.1.1** Vibro compactación o Vibroflotación

Esto es la evidencia visual de la efectividad del proceso. La compactación ocurre sin causar esfuerzos internos en el suelo, asegurando así una *densidad permanente*. Se obtiene compactación por debajo y por encima del nivel freático mientras que las variaciones en estos niveles no afectan la estabilización. La técnica permite el uso de fundaciones superficiales,

económicas y con capacidades de soporte del suelo de hasta 10 Kg. /Cm<sup>2</sup>. El ángulo de fricción interna aumenta con 5 a 8 grados, incrementando considerablemente la resistencia al corte. Muchas veces el módulo de deformación del suelo sobrepasa los 1.000 Kg. /cm<sup>2</sup>.

Como resultado prácticamente se eliminan los asentamientos. Todo lo expuesto depende, por supuesto, de las características del suelo, el tiempo utilizado en vibro-compactar, el material de aporte y la separación entre los puntos, la cual, por lo general está entre 1,5 y 3,0 metros.

#### 4.1.2 Vibrosustitución.

Esta técnica nace en Alemania en 1957, bajo la necesidad de mejorar cierto tipo de estratos, principalmente suelos como limos o limos-arcillosos, mezclas de gravas, arenas y arcillas con contenidos pasantes del tamiz 200 en exceso del 20%.

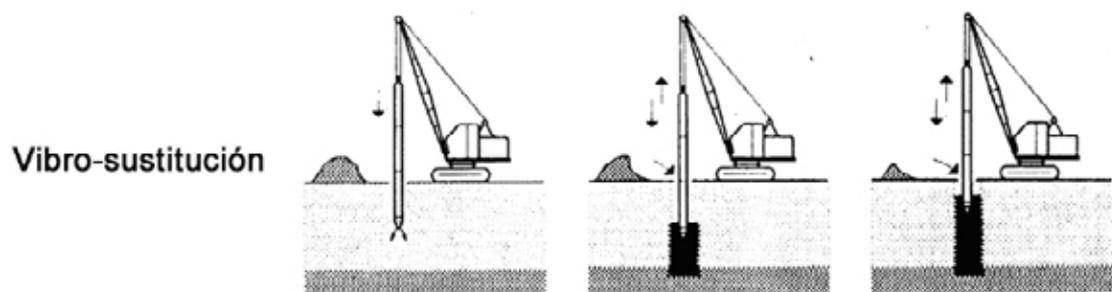


Figura 4.1.2 Vibrosustitución

Hoy existen máquinas con que se pueden mejorar limos puros o depósitos mixtos de arcilla, limo, arena y grava.

Por sus características cohesivas, las partículas no se separan cuando están sometidas a vibraciones; solo se deslizan entre sí y pueden ser desplazadas o sustituidas por la máquina. Después de penetrar y llegar a la profundidad requerida se retira el “vibroflot” y se rellena el pozo con material granular grueso a medida que se compacta capa por capa formando así una columna de piedra y a la vez empujando lateralmente la piedra dentro del suelo colindante. La columna de piedra y el suelo in-situ forman un sistema integrado de baja compresibilidad y alta resistencia al corte. El exceso de presión de poros se disipa fácilmente por las columnas de piedra que actúan al mismo tiempo como drenes verticales. Por estos motivos los asentamientos ocurren más rápido que normalmente en suelos cohesivos. Los puntos de perforación son arreglados para acomodar distintas combinaciones de carga y fundaciones. En general la

separación está entre 1,5 y 3,0 m. La carga de diseño para cada columna depende de su diámetro y el soporte lateral del suelo in-situ.

En la práctica, comúnmente, se le asigna una carga útil de 10 a 30 Ton. por cada columna y en general se puede utilizar una carga portante para el diseño de 2,0 a 3,0 Kg. / Cm<sup>2</sup>.

En pruebas a escala 1:1 en un suelo limo-arcilloso se han obtenido hasta 50 grados de fricción interna para una columna de grava con una distribución de 3,5 m<sup>2</sup> mejorado por penetración.

Hay dos posibles métodos para ejecutar un trabajo:

- a) El proceso Seco se usa cuando el pozo que forma el “vibroflot” queda abierto y se expulsa el material con aire comprimido.
- b) El proceso Húmedo es cuando el suelo es completamente saturado y el agua usada lleva todo el material, estabiliza el hueco y asegura que el material de aporte llega en el fondo al vibrador.

La indicación de efectividad es la cantidad de material usado y/o las pruebas in-situ.

### **4.1.3 Objetivos.**

Los propósitos que buscan estos métodos son la mejora de terrenos mediante:

- Aumentar la capacidad de carga del terreno, a través de la densificación de las partículas, reduciendo el tamaño de las fundaciones.
- Reducir asentamientos totales y diferenciales.
- Reducir la permeabilidad de 2 a 5 veces.
- Incrementar el módulo de rigidez de 2 a 5 veces.
- Acelerar el proceso de consolidación (suelos cohesivos).
- Aumentar la estabilidad al deslizamiento (terraplenes)
- Disminuir el riesgo de licuación (arenas flojas) al comportarse como drenes.
- Permitir la construcción sobre rellenos.

## 4.2 Procedimientos de ejecución.

### 4.2.1 Vibro flotación o vibro compactación.

Este método sirve para densificar suelos no cohesivos, mediante vibradores profundos; se aplica cuando el contenido de finos del suelo (que pasan por el tamiz 200) no supera el 15 o 20%.

Para determinar dicha aplicación se tiene la siguiente formula:

-Formula de Brown:

$$S = 1,7 \times \left( \frac{3}{D_{50}^2} + \frac{1}{D_{20}^2} + \frac{1}{D_{10}^2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

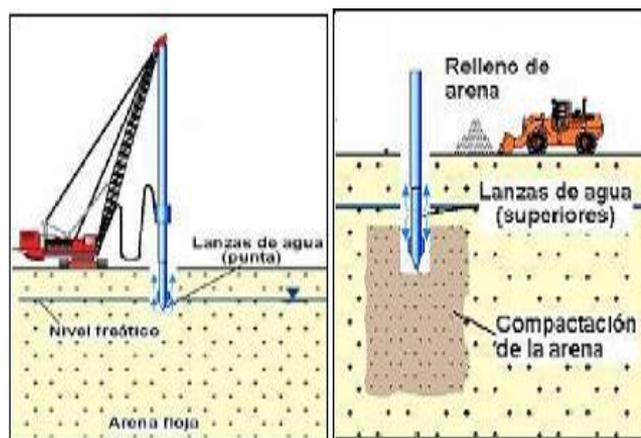
-  $D_{50}$  es el diámetro en mm., tal que el 50% en peso de partículas tiene un diámetro menor.

-  $D_{20}$  Ídem para el 20%.

-  $D_{10}$  Ídem para el 10%

❖ Si  $S > 40-50 \rightarrow$  Vibro flotación no aplicable

Por lo general el vibrador con el jet de agua reduce la fuerza inter-granular entre las partículas del suelos, permitiéndolas moverse a una posición mas comprimida, llegando a una densidad relativa típica del 70 a 85% aproximadamente. La compactación es efectiva por encima y por debajo del nivel freático.

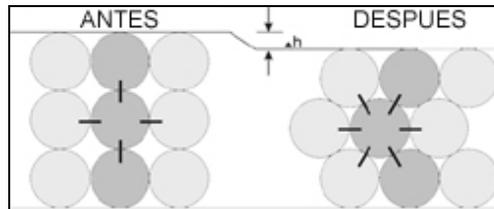


**Figura 4.2.1a** Procedimiento de ejecución de Vibroflotación

La compactación suele producir la formación de embudo en la superficie del terreno, que se rellena con material procedente del propio terreno o de aportación externa (generalmente

arenas). Como resultado, se forma una masa de terreno compactado, de forma sensiblemente cilíndrica.

La densificación de las arenas es permanente ya que se configuran de tal modo que quedan ubicadas en su posición más compacta.



**Figura 4.2.1b** Configuración de las partículas de arenas

El método se aplica en los vértices de una malla triangular equilátera, con separación entre ellos que depende de las características iniciales del suelo y de la mejora que se pretende conseguir (pero generalmente varía el lado de la malla entre 1,80 – 3m), para lo cual en proyecto se fijan los criterios básicos:

- Asientos admisibles
- Capacidad portante necesaria.

Alcanza hasta 3m. de diámetro de suelo compactado y es aplicable hasta 70m de profundidad, aunque habitualmente se compacta solamente la profundidad de suelo necesaria para que los bulbos de presiones produzcan tensiones admisibles.

Los efectos que tiene esta técnica en los suelos es:

- Aumentar la capacidad portante y reducir el tamaño de las fundaciones
- Reduce los asentamientos
- Mitiga el potencial de licuefacción
- Permite la construcción sobre el relleno con fundaciones superficiales
- Incremento medio del ángulo de rozamiento en  $10^\circ$
- Reducción de la permeabilidad de 2 a 50 veces

#### **4.2.1.1 Aspectos a considerar del método.**

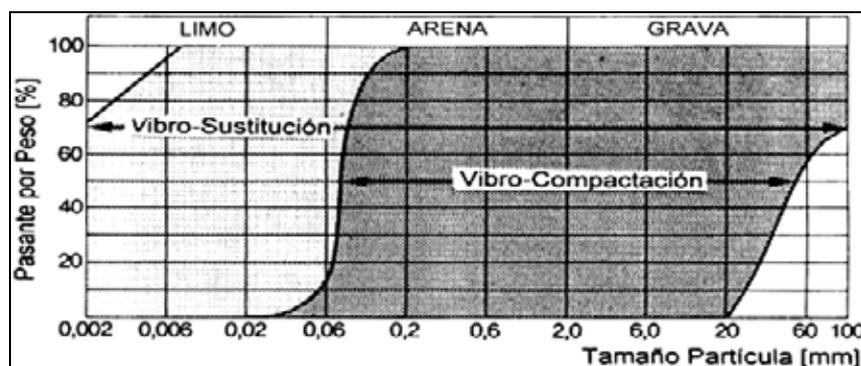
Antes de aplicar el método de densificación de terreno es importante tener en cuenta los siguientes aspectos del proyecto:

- 1) Estudio geotécnico del terreno, debido a que es de suma importancia definir el tipo de suelo que se desea estabilizar, junto con saber la granulometría del terreno para establecer con exactitud el método a utilizar, ya que sabemos que para aplicar el método de vibro flotación (vibro compactación) se debe tratar de un suelo granular con menos del 20% de finos.
- 2) Establecer las exigencias de densificación para prevenir la licuefacción del suelo.
- 3) Determinar el tratamiento apropiado. Toda el área donde se desea construir o solo debajo de las fundaciones.
- 4) Establecer el criterio para el control del método de vibro flotación. Se realiza con la ubicación de los puntos de aplicación, estimando la resistencia que opone el suelo al vibrador, considerando la calidad del material de aporte para mantener cotas, realizando ensayos de prueba. Estos ensayos de prueba son:
  - Standart Penetration Test (SPT)
  - Cono de penetración (CPT)
  - Presiómetro (PMT)

#### Limites de la vibro compactación

El presente grafico representa los limites granulométricos en los que se puede aplicar la vibro flotación.

Es importante saber que un suelo con más del 20% de finos el efecto de la vibración no se hace sentir más allá del punto de aplicación.



**Figura 4.2.1.1** Grafico representativo de la aplicación de vibro compactación.

### Resultados de la vibro compactación

- En arenas: Excelente compactación pero bajo la rasante. Se podría remediar aportando material granular a la zona faltante.
- Arenas limosas: Hay que aportar material granular para obtener buenos resultados y mantener cotas.
- Arenas arcillosas: Hay que aportar material granular para obtener resultados favorables y mantener las cotas.

### **4.2.2 Vibro sustitución o columnas de grava.**

Las columnas de grava, vibrosustitución, amplía el rango de suelos que pueden ser mejorados con la técnica de vibro flotación para incluir suelos cohesivos. La densificación y/o reforzamiento del suelo con columnas de material granular compactado o columnas de grava, pueden ser ejecutadas, mediante método húmedo o método seco según sea la granulometría del suelo.

Suelos cohesivos, mixtos y en estratos por lo general no densifican con facilidad cuando son sujetos solamente a vibraciones. Las columnas de grava, fueron concebidas para este tipo de suelos y efectivamente extiende el rango de suelos que pueden ser mejorados por vibraciones profundas. Las columnas de grava, son diseñadas para incrementar la capacidad portante del suelo, reducir los asentos, ayudar en la densificación y mitigar el potencial de licuefacción, a la vez mejorando el esfuerzo al corte.



**Figura 4.2.2** Columnas de grava

### Características del método.

- Las columnas de grava actúan como elementos rígidos embutidos en el suelo blando.
- Disminuyen la compresibilidad del sistema suelo-columnas.
- Mejora las propiedades mecánicas del suelo.

- En la construcción de carreteras, edificios, plantas industriales, puertos, aeropuertos, etc., surge la necesidad de fundarlos en suelos capaces de resistir las cargas que soportaran, sin sufrir fallas o asentamientos excesivos que excedan las tolerancias de cada proyecto. Este método ayuda a reducir los asentamientos de las fundaciones que pudieran tener dichos suelos en caso de no ser aptos para estos tipos de construcciones.
- Incrementa la capacidad portante, permitiendo reducir las dimensiones de fundaciones superficiales.
- Las columnas de grava actúan como drenes verticales, que permiten y aceleran el drenaje del suelo, mejorando su resistencia. Esto las hace muy adecuadas para compactar arenas finas limosas con alto potencial de licuefacción.
- Mejora la estabilidad de terraplenes y taludes.
- Elimina el “Lateral Spread” sismo inducido.
- Permite todo tipo de fundaciones sobre terreno mejorado.
- Los métodos para la construcción de las columnas de grava son dos:
  1. Por vía húmeda (sustitución).
  2. Por vía seca (desplazamiento).

#### **4.2.2.1 Métodos para la construcción de columnas de grava: Vía Húmeda.**

Esta técnica tiene su aplicación:

- En terrenos cohesivos blandos relativamente impermeables, con porcentaje de finos mayor al 15-18%.
- En suelos con riesgo de inestabilidad en sus paredes (resistencia entre 20 y 50 kPa)
- Con un nivel freático alto.

##### Metodología de aplicación

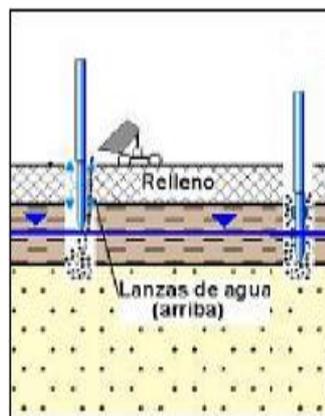
En esta técnica, se introduce un vibrador (que penetra en primera instancia por peso propio) que emite chorros de agua por las lanzas inferiores (en la punta del vibrador). Esto provoca un flujo hacia el exterior que arrastra y evacua el material blando, estabilizando el hueco.



**Figura 4.2.2.1a** Perforación del terreno por chorros de agua.

En caso de aparecer capas más resistentes se atraviesan mediante impactos con el propio vibrador.

Tras alcanzar la profundidad, se realizan 2 o 3 ascensos-descensos con las lanzas de agua para limpiar y agrandar el agujero. Posteriormente se aplica el relleno de grava por escalones de 30 – 120 cm. aproximadamente.



**Figura 4.2.2.1b** Aplicación y compactación del relleno.

Las características del relleno son:

- Grava redondeada y granulometría uniforme de 20 – 50 mm.
- Columnas de 0,8 hasta 1,2 metros de diámetro y hasta 25 m. de profundidad.
- Importancia crítica del área de sección transversal de las columnas :
  - limitar asientos
  - aumentar capacidad portante.
- Luego de formada la columna es importante aplicar sobre ellas un colchón granular de 60 a 100 cm. aproximadamente para:
  - mejorar la traficabilidad

-repartir las tensiones sobre las columnas uniformemente.

-confinamiento de la zona superior de las columnas.

-actúa como manto drenante superior (consolidación)

Al igual que en el caso de los terrenos granulares, el sistema se aplica en los vértices de una malla, habitualmente triangular equilátera, con una separación entre ellos de 1,5 a 3,00 m., esto depende de las características iniciales del suelo y de la mejora que se pretende conseguir.

Las columnas de grava actúan además como drenes verticales, que permiten y aceleran el drenaje del suelo coherente, mejorando su resistencia. Esto las hace muy adecuadas para compactar arenas finas limosas con alto potencial de licuefacción.

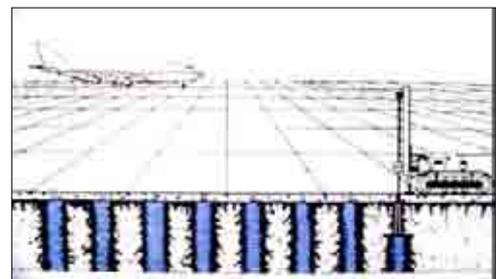
La compactación debe lograr estabilizar la perforación y asegurar la imbricación de la grava con el terreno circundante.

Este es el método mas común y eficiente en lo que se refiere a costo de las vibro compactaciones profundas. Sin embargo, el manejo de los desperdicios generados por el proceso puede hacer mas difícil su uso en áreas confinadas o en áreas ambientalmente sensitivas.

#### **4.2.2.2 Métodos para la construcción de columnas de grava: Vía Seca.**

Esta técnica se aplica:

- En suelos cohesivos de paredes estables con resistencias al corte de 30 y 60 kPa. sin drenaje.



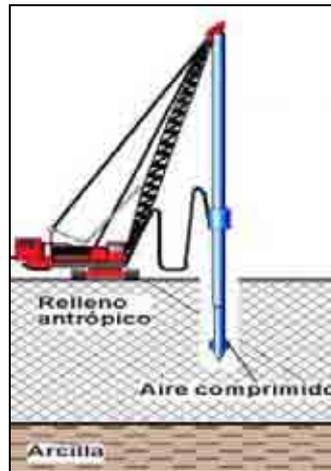
**Figura 4.2.2.2a** Aplicación de columnas de grava

- En terrenos sin nivel freático.
- En suelos semisaturados y rellenos urbanos.

#### Metodología de aplicación

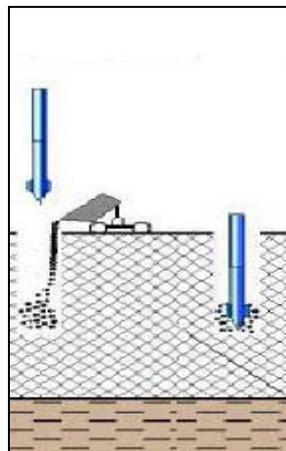
Esta técnica emplea el mismo “Vibroflot” utilizado en las técnicas anteriores.

El vibrador penetra el terreno por impactos de vibración y peso propio. Además del vibrador se aplican inyecciones de aire comprimido para hacer una perforación mas limpia, aliviando la succión.



**Figura 4.2.2.2b** Perforación del terreno por inyecciones de aire comprimido

Una vez terminada la perforación se procede al relleno con grava que se compacta mediante vibrador. Este relleno se hace en escalones de 30-120 cm. aproximadamente donde se mantiene el vibrador hasta alcanzar el amperaje necesario. La grava debe ser bien graduada y angular, con tamaño entre 10 - 100 mm.



**Figura 4.2.2.2c** Aplicación y compactación del relleno

La compactación al igual que en la vía húmeda, debe lograr la imbricación de la grava con el terreno, logrando la estabilización de la columna y el refuerzo de su base.

En este método no es necesaria el agua por lo que se elimina toda la gestión de lodos y se reducen drásticamente todos los mantenimientos de explanada, esto hace que se extienda su área de usos.

El tratamiento es posible hasta profundidades de 25m., los diámetros que pueden alcanzar las columnas son de 60 – 120 cm. aproximadamente y al igual que en la vía húmeda se aplica en los extremos de una malla generalmente triangular equilátera, con separaciones entre puntos de aplicación de 1,5 a 3,0 m.

### 4.2.3 Equipo a utilizar.

#### 4.2.3.1 Vibro sustitución, Vibro flotación.

El equipo para realizar la vibrosustitución y la vibroflotación es el mismo y esta compuesto de un vibrador metálico suspendido de una grúa con las siguientes características:

- Masa excéntrica de giro vertical
- Aletas
- Tubos de prolongación
- Aislador
- Toberas de agua (Punta y laterales)
- Diámetro: 35 - 45 cm.
- Longitud: 2 - 4,5 m
- Peso: 2 - 4 t
- Potencia: 35 - 100 - 160 kw
- Impacto lateral: 10 - 30 t
- Frecuencia: 1800-3000 rpm
- Amplitud: 7-15 mm.



**Figura 4.2.3.1** Vibrador metálico suspendido de grúa

El vibroflotador irrumpe en el terreno mediante inyección de aire (lanzas laterales) o bien con chorros de agua (lanzas inferiores). En casos de existir capas más resistentes el vibrador penetra girando sobre su eje, rompiendo estas capas, compactando el terreno circundante, estabilizando el hueco y densificando el material de relleno.

### 4.2.3.2 Sistema Bauer.

El sistema Bauer de Vibroflotación, utilizan unos elementos de elevación como grúa o similar. Los lapiceros para la Vibroflotación se componen de cuatro conjuntos básicos:



**Figura 4.2.3.2a** Sistema de elevación Bauer

- Conjunto motor con excéntrica.
- Conjunto antivibratorio.
- Conjunto de tubería prolongación.
- Conjunto de cabezal con roldana de suspensión.

La excéntrica situada en el conjunto motor produce una serie de vibraciones u oscilaciones que son transmitidas hacia el terreno que lo rodea, produciéndose, la compactación del suelo deseada. Nuestros lapiceros standart desarrollan los siguientes alcances:

- Con una frecuencia de 3.000 RPM se obtiene una fuerza centrífuga de aproximadamente 16Ton.
- Con una frecuencia de 3.500 RPM se obtiene una fuerza centrífuga de aproximadamente 25Ton.

Los lapiceros para la vibroflotación son accionados por elementos motrices hidráulicos y pueden ser diesel o eléctricos.



**Figura 4.2.3.2b** Vibrador Bauer

Los Tubos de conducción alojados en el interior de los lapiceros tienen la misión de llevar agua o aire comprimido desde el cabezal de suspensión hasta la puntaza de penetración situado en el extremo opuesto. En ésta puntaza las tuberías de conducción desembocan en unas salidas convenientemente dispuestas. Todo el proceso puede ser controlado por los siguientes:

- Control continuo del material de aporte.
- Sondeos con SPT.
- Sondeos de Cono Estático o Dinámico.

- Ensayos de Compresión de placas.
- Control de la presión de aceite que desarrolla el lapicero.

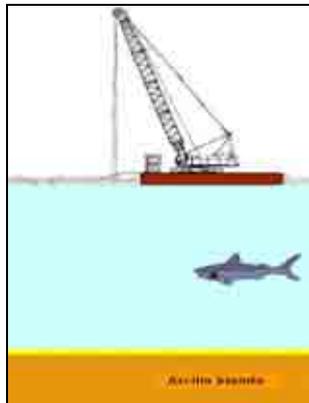
#### 4.2.3.3 Vibroflotadores “bottom feed”.

Este vibroflotador permite verter grava en punta, es útil para estabilizar terrenos bajo el agua que posteriormente se usaran para construcciones de muelles, puertos entre otros.

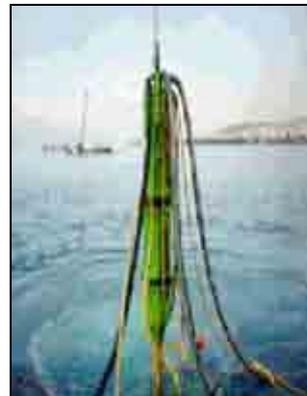


**Figura 4.2.3.3a** Vibroflotador Bottom feed

El equipo consta de un tanque y bomba de agua de 750kPa, de un tubo de transporte de grava, válvulas para mantener el tanque de recepción sumergido a presión atmosférica, además de un compresor de alta presión en tanque para vencer la presión del agua y penetrar en el suelo.



**Figura 4.2.3.3b** Equipo estabilizador



**Figura 4.2.3.3c** Compresor de alta presión

El vibrador tiene funcionamiento similar al anterior, lo diferente es que este, tiene un tubo adicionado que permite verter la grava y compactarla en el momento, para lograr la estabilización del terreno bajo el agua.



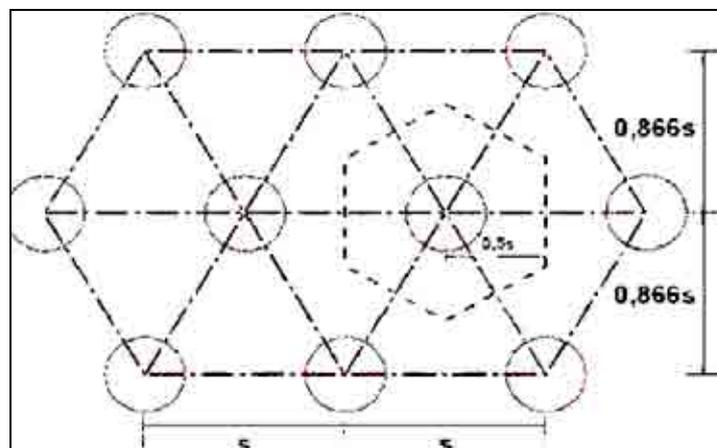
**Figura 4.2.3.3d** Vibroflotador vertiendo y compactando grava

### ***4.3 Algunas consideraciones sobre el diseño.***

#### **4.3.1 Geometría básica para el diseño de la malla.**

Antes de aplicar cualquier método para la estabilización de suelos en los que posteriormente se fundara, es necesario confeccionar una malla para la ubicación de los puntos (los que sean necesarios) en los cuales se realizaran las perforaciones.

Esta malla generalmente triangular equilátera, se obtiene como sigue:

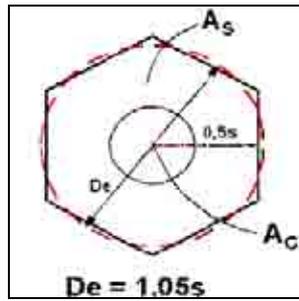


**Figura 4.3.1a** Disposición de puntos en la malla

Donde:

**S:** Lados del triángulo, separación entre puntos de ubicación, entre perforaciones.

Generalmente varía entre 150 a 300 cm.



**Figura 4.3.1b** Ampliación de la ubicación de un punto de la malla

$A_s$ : Área de suelo que corresponde a cada columna.

$A_c$ : Área de la perforación.

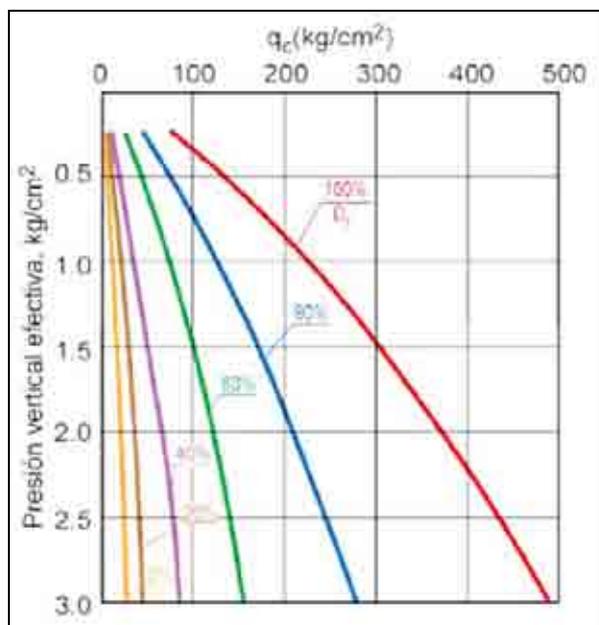
$D_e$ : Diámetro del círculo inscrito.

Relación de sustitución:

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

### 4.3.2 Diseño: suelos granulares.

Se busca la densificación de los suelos. Para lograrlo se utilizan correlaciones entre STP (Standart Penetration Test) o  $q_c$  y la densidad relativa.



**Figura 4.3.2a** Grafico de densificación de suelos

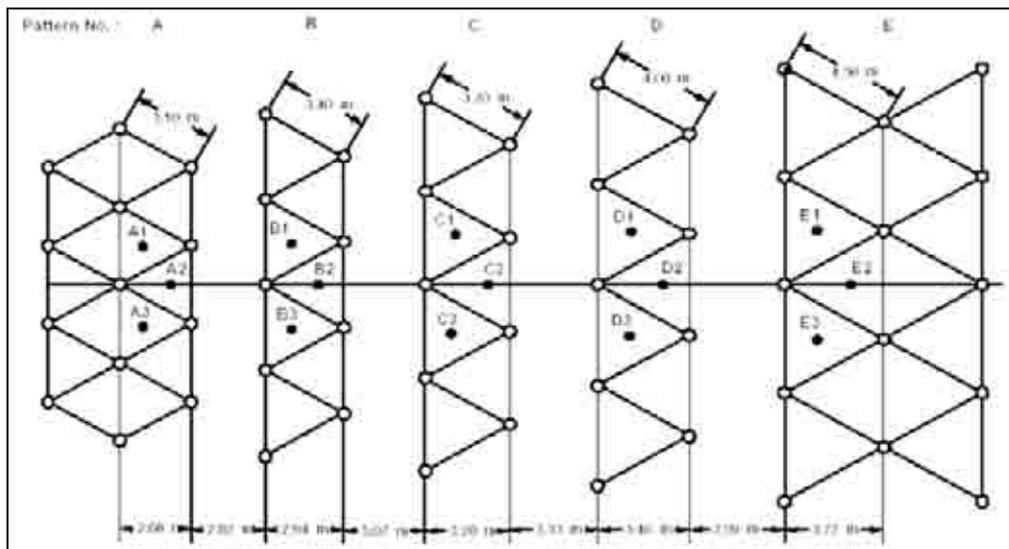
Algunos datos concluyentes

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

**Tabla 4.0** Relación entre densidad relativa y STP

Pero es preferible el uso de penetrómetros estáticos ya que permiten detectar capas de suelos finos con mayor facilidad.

El método se diseña mediante mallas de pruebas donde se analizan puntos interiores, antes y después de aplicada la técnica.



**Figura 4.3.2b** Malla de prueba.

A continuación se adjunta un ábaco de diseño mediante el cual se pueden predecir los resultados de las mejoras del terreno mediante los índices de penetración  $N_{stp}$  y la relación de sustitución que se aplicara al terreno

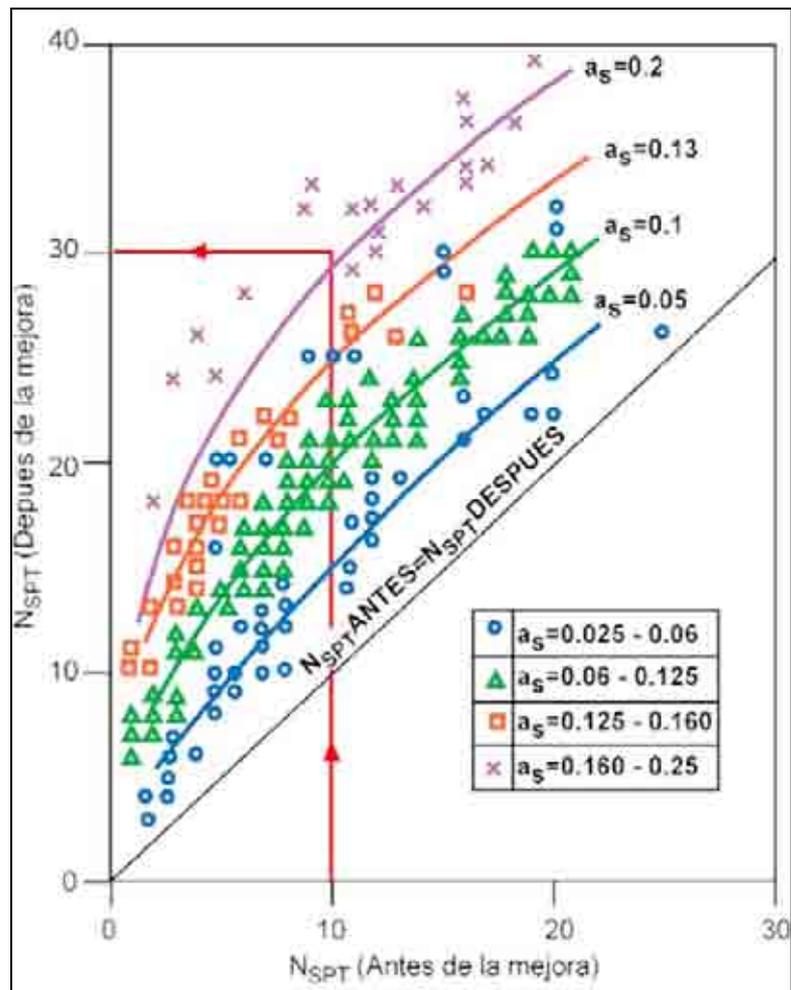


Figura 4.3.2c Ábaco de diseño

### 4.3.3 Diseño: columnas de grava.

#### 4.3.3.1 Parámetros para la utilización y diseño de columnas de grava por vibro sustitución.

Para utilizar el método adecuado es necesario tener en cuenta los siguientes parámetros:

- Las características granulares del suelo a estabilizar.
- La densidad relativa del terreno para establecer el método de aplicación.
- La humedad o saturación del suelo en estudio.
- Su posible penetración.

Para el diseño de columnas de grava es necesario:

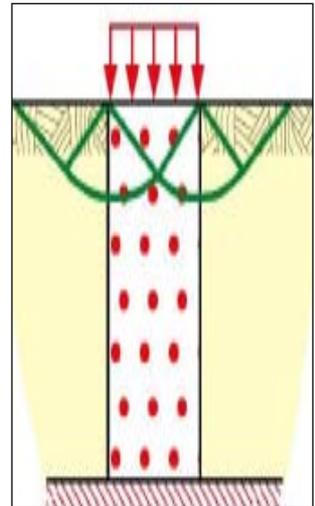
- Estudio geotécnico del terreno. Tipo de suelo, granulometría, consolidación y corte.
- Establecer el mejoramiento que se va a realizar.

- Diseñar el esquema de los puntos de vibro sustitución para obtener los resultados requeridos.
- Establecer el criterio para el control de los ensayos comprobatorios del método:
  - Standart Penetration Test (SPT)
  - Penetrómetro (CDT)
  - Dilatómetro (DMT)
  - Prueba de carga.

#### 4.3.3.2 Columnas de grava: Formas de rotura, concentración de tensiones, efecto estabilizador.

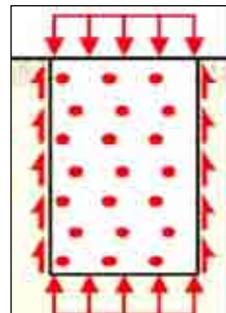
##### Formas de rotura

- Rotura como cimentación directa: Sucede cuando la columna de grava no tiene la suficiente altura y el suelo es relativamente firme. Además existe un escaso confinamiento lateral de la zona alta. Se puede evitar con un colchón de gravas de aproximadamente 60 cm. y con distribución de cargas. El colchón debe tener una extensión de 5 diámetros de columna de grava.



**Figura 4.3.3.2a** Causas de rotura

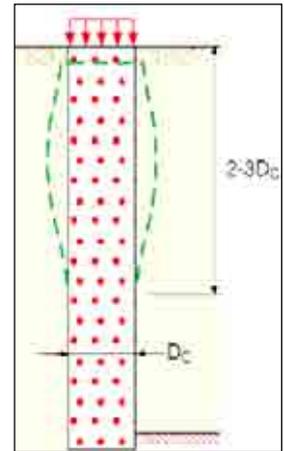
- Rotura como pilote: Sucede en columnas de poca profundidad además flotantes. Son poco probables para las longitudes y cargas usuales.



**Figura 4.3.3.2b** Rotura como pilotes

- Rotura por abombamiento: Sucede habitualmente para columnas de longitudes mayor a  $3D_c$ . Esto depende del confinamiento que proporciona el suelo.

Con cimientos mayores que las columnas, se aumenta el confinamiento y la carga de hundimiento de las columnas.

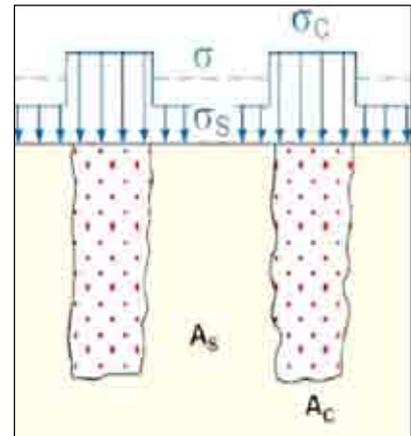


**Figura 4.3.3.2c** Rotura por abombamiento

### Concentración de tensiones.

Bajo cargas flexibles y extensas, se observan asientos uniformes en suelo y columnas, luego:

- Las tensiones se concentran en las columnas (mas rígidas)
- El suelo con columnas recibe menos tensión y asienta menos.



**Figura 4.3.3.2d** Distribución de tensiones en columnas

- Factor de concentración de tensiones:

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

- Equilibrio carga vertical:

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

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

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

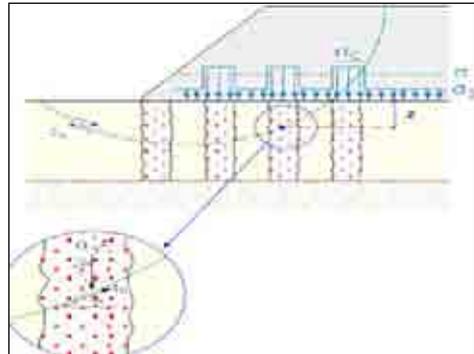
**Efecto estabilizador (deslizamiento).**

Las columnas de grava aumentan la estabilidad al deslizamiento de terraplenes, además actúan como potentes drenes verticales y aceleran la consolidación del terreno.

Con la instalación de estas columnas la resistencia del terreno se recupera e incluso tiende a incrementar en poco tiempo. Cuando se aplica una presión vertical en la superficie del terreno, el suelo blando y las columnas de grava se mueven conjuntamente hacia abajo, resultando en una importante concentración de tensiones en la columna debido a la rigidez de la misma.

Una carga axial aplicada en la cabeza de la columna de grava produce una gran deformación (protuberancias) hasta una profundidad de dos a tres veces el diámetro debajo de la superficie (abombamiento). Estas protuberancias inducen al incremento de la presión lateral en el suelo no competente, lo cual aporta un mayor confinamiento a la grava. Un estado de equilibrio es eventualmente alcanzado resultando en un menor movimiento vertical comparado con un suelo sin mejoramiento. Las cargas de diseño de las columnas varían generalmente entre las 10 y 50 toneladas.

Además son capaces de soportar la concentración de tensiones.

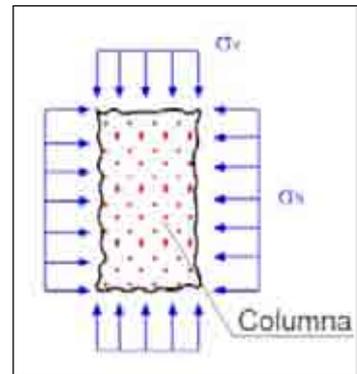


**Figura 4.3.3.2e** Concentración de tensiones

**4.3.3.3 Modelos de cálculo: Efecto de confinamiento.**

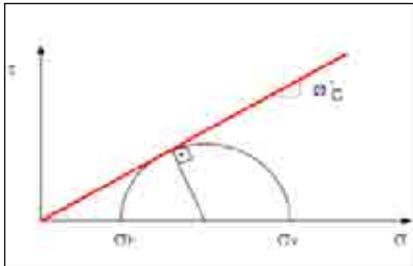
**Equilibrio limite (columnas y suelo rígido – plástico).**

- La máxima tensión vertical en la columna ( $\sigma_v = \sigma_c$ ) depende del confinamiento que le proporcione el suelo ( $\sigma_h$ ).



**Figura 4.3.3.3a** Tensiones en la columna

En rotura (Mohr-Coulomb)

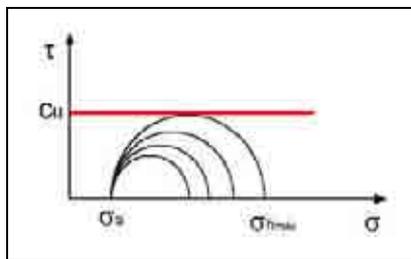


**Figura 4.3.3.3b** Grafico Mohr Coulomb

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

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

- $\sigma_h$  se determina mediante ensayos presiométricos y suponiendo Mohr-Coulomb sin drenaje.



$$\sigma_h = 2S_u + \sigma_s$$

**Figura 4.3.3.3c** Mohr Coulomb sin drenaje

**Asientos**

Suponiendo asiento edométrico tenemos:

- Asientos del terreno natural esta dado por la siguiente formula:

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

Donde:  $m_v$  corresponde al índice de compresibilidad volumétrico; H espesor del estrato.

- Asiento en terreno mejorado:

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

- Factor de mejoramiento del suelo, esta dado por:

$$\beta = \frac{\text{Asiento en terreno mejorado (asiento con columnas)}}{\text{Asiento en terreno natural (asiento sin columnas)}}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + (n-1) \times a_s}$$

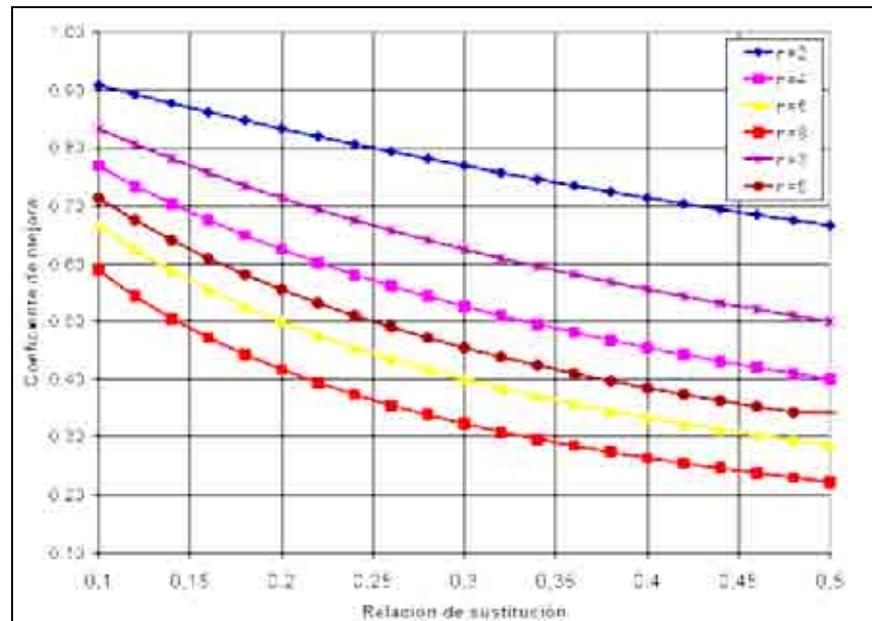


Figura 4.3.3d. Relación entre coeficiente de mejora ( $\beta$ ) y área de sustitución ( $a_s$ )

#### 4.4 Aplicaciones de los métodos.

A continuación veremos que los métodos de vibroflotación y vibrosustitución, han sido utilizados hace bastantes años y en distintos lugares.

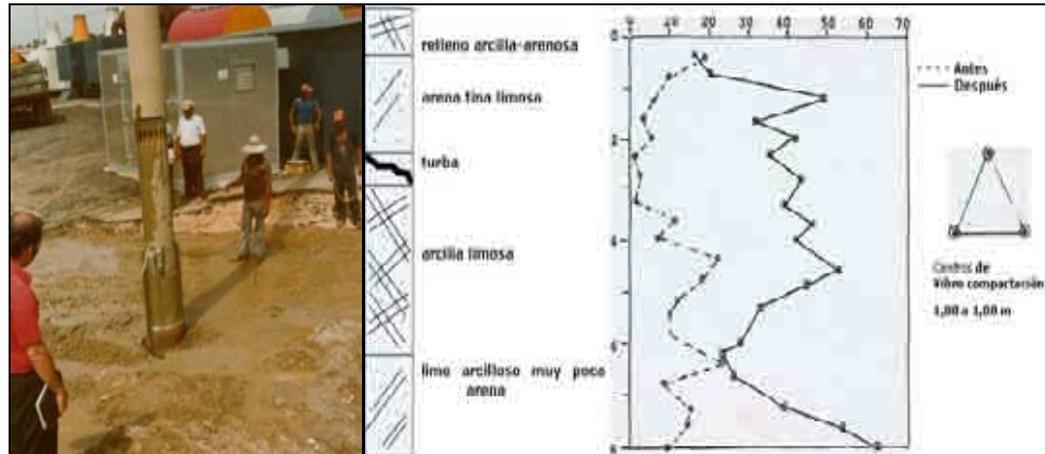
##### **Vibrosustitución y Vibroflotación, planta de Enlven, Santa Bárbara, Zulia, 1980.**

- **Dos turbogeneradores sobre suelo mejorado.**

En terreno ubicado cerca del río Escalante, propiedad de Enerven, fue mejorado por cuenta de la empresa Marübeni de Venezuela, para instalar dos turbogeneradores.

El subsuelo estaba compuesto por arcillas limosas blandas, intercaladas con material vegetal. El nivel freático estaba a 0,5 m de la superficie. Los “SPT” variaban de 0 a 4 golpes hasta los 40,0 m explorados. Comúnmente conocido como “turba” no tiene capacidad portante. Como no se admiten asientos de ningún tipo, se optó por mejorar, modificar y densificar el subsuelo en un espesor de 10 m, por el método de la vibroflotación. Se combinó la vibro-sustitución con la vibro compactación profunda para obtener los resultados requeridos. Se colocaron los puntos de penetración en forma

triangular equilátero de 1,80 m y 10,0 m de profundidad. Se hicieron 704 puntos y se aportaron 4.775 m<sup>3</sup> de materia granular.



**Figura 4.4.1a** Trabajo en planta de Enerven. Resultados de los métodos.

#### **Vibroflotación para muelle de Lagoven en Lagunillas y Columnas de grava para tanques de Maraven, Zulia, 1986.**

- **Muelle en lagunillas**

Para aumentar la capacidad portante del muelle existente en Lagunillas, Lagoven hizo un nuevo tablestacado y relleno los espacios con arenas finas del lago.

Para prevenir contra licuefacción y compactar el relleno, los asesores del laboratorio de ELFT, Holanda, recomendaron vibro-compactar este relleno.

En total se hicieron 436 puntos de penetración de 12,5 m de profundidad y formando recuadros de 1,8 m. Obra ejecutada en tres etapas entre 1986 y 1987.

Las comprobaciones fueron hechas por la empresa Intevp y resultaron superiores a los exigidos.



**Figura 4.4.1b** Vibroflotación en Muelle en Lagunillas.

- **Tanques en Tiajuana.**

Para las fundaciones de dos tanques, C-103 y C-104, para la estación deshidratadora F-6 en Tiajuana, Maraven substituyó los pilotes “FRANKI” por columnas de piedra que resultaron más económicas y mejor. El suelo estaba compuesto por arcillas-limosas con material vegetal, de consistencia blanda a media y de mediana plasticidad y con un alto contenido de humedad. Se procedió a mejorar con columnas de piedra para controlar los asientos diferenciales y así asegurar la vida útil de estos tanques.

Debajo del C-103 se colocaron 109 columnas de longitudes variables para un total de 865 m con centro triangular a 1,6., dando un promedio de 7,90 m /Col., y debajo del C-104 se utilizaron 127 columnas para 430 m. Un promedio de 3,95 m / Col.



**Figura 4.4.1c** Tanques en Tiajuana.

### **Vibro compactación en lecherías.**

- **Edificio: Caribbean Garden en Lecherías**

El edificio de 8 plantas en la fotografía fue construido en 1989 sobre un terreno vibro-compactado para eliminar el potencial de licuefacción, exigido por las normas Antisísmicas COVENIN 1756-82, y a la vez aprovechando el suelo vibro-compactado para diseñar una placa de 40.0 cm de espesor para la fundación que a la vez sirve como piso para la planta baja.

El estudio de suelos por la empresa INPROINSCA indicó arenas finas, sueltas, saturadas hasta 20 m de profundidad y con un alto potencial de licuefacción durante un sismo y SPT variable de 0 a 11 golpes. Se mejoraron 470 m<sup>2</sup> usando 1.100 m<sup>3</sup> de material granular

como aporte. Un total de 160 puntos de vibro-compactación fueron ejecutados en un arreglo triangular equilátero de 1,60 m y 10,0 m de profundidad.



**Figura 4.4.1d** Edificio Caribbean Garden

#### **Vibroflotación - vibrosustitución en Puerto Encantado, Higuero, Miranda**

- **Villas de Santa Fé, Puerto Encantado.**

Edificio de cinco plantas ocupando un área de 1.200 m<sup>2</sup> vibro-compactado. El suelo estaba compuesto por limos arenosos, material vegetal y un alto nivel freático; fue una laguna, rellena con material de dragado de los canales. Todo con un alto potencial a la licuefacción y SPT de 0 a 4 golpes hasta 30 m de profundidad

Se ejecutaron 346 puntos de vibro-compactación y sustitución en un espesor de 10 m cada uno y aportando 2.200 m<sup>3</sup> de granzón. Se diseñó una combinación de placa con 20 cm de espesor para una capacidad de soporte de 2,5 Kg/cm<sup>2</sup>.



**Figura 4.4.1e** Edificio Villas de Santa Fe, Puerto Encantado

- **Terreno ubicado en la entrada de Higuero**

Estos terrenos tienen un relleno superficial de 1,50 m que consiste de escombros y un material arcilloso de préstamo. El estudio de suelos indica un estrato de unos 10,0 m de espesor de arena fina, limosa y suelto con un nivel freático a 1,50 m. Se densificaron 800 m<sup>2</sup> para eliminar el potencial de licuefacción y cumplir con las normas Antisísmicas

Covenin del año 1982 y a la vez la se aprovechó para diseñar una placa como fundación. Se ejecutaron 161 puntos de vibro-compactación de 10 m cada uno y aportando 1.000 m<sup>3</sup> de granzón. El edificio consiste de planta baja con locales comerciales, un primer nivel para estacionamiento, y tres niveles de apartamentos.



**Figura 4.4.1f** Terreno preparado para construir la placa de fundación.

#### **Presa de Óbidos. Aprovechamiento Hidroagrícola de las Baixas de Óbidos y Bloque de Amoreira. Tratamiento de la cimentación por vibrosustitución**

La presa de Óbidos está localizada cerca de la villa de Óbidos y está cimentada en la zona central sobre formaciones aluvionares con espesores variables entre 2 y 13 m, constituidas por arenas finas y medias, normalmente limosas o arcillosas, de baja compactidad, intercaladas por arcillas limosas o arenosas. A fin de hacer posible la construcción de una presa sobre un terreno de cimentación con estas características, se optó por su tratamiento por vibrosustitución a través de la construcción de columnas de grava. Esta solución se destina, por un lado, a mejorar las características mecánicas del suelo, disminuyendo los asentamientos, y por otro, a evitar el fenómeno de licuefacción en el caso de suceso de un sismo. En esta comunicación se describe la situación inicial encontrada, las metodologías adoptadas en la ejecución de las columnas de grava, los resultados esperables y los ensayos realizados después del tratamiento; además se aborda el problema del aumento de la permeabilidad de la cimentación motivado por la introducción de columnas de un material de machaqueo más permeable que el terreno natural y la obra en su generalidad.

### Vibroflotación en Arabia Saudita

- **Suelos mejorados por Vibroflotación para urbanización en Arabia Saudita**

Este complejo consta de 200 edificios de 4 y 8 plantas sobre un área de más o menos 120 Ha. Los suelos son arenas sueltas a media densa y entrecaladas con bolsones de limo entre 4 y 8 m de profundidad.

Se mejoró el suelo por la Vibroflotación y vibrosustitución.

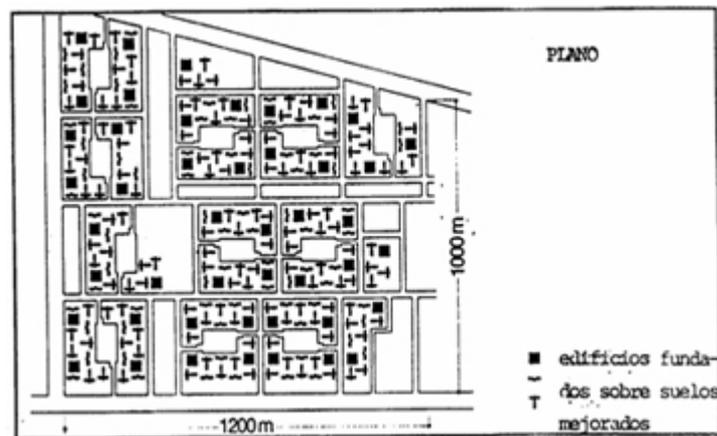


Figura 4.4.1g Plano del complejo mejorado por Vibroflotación y vibrosustitución.

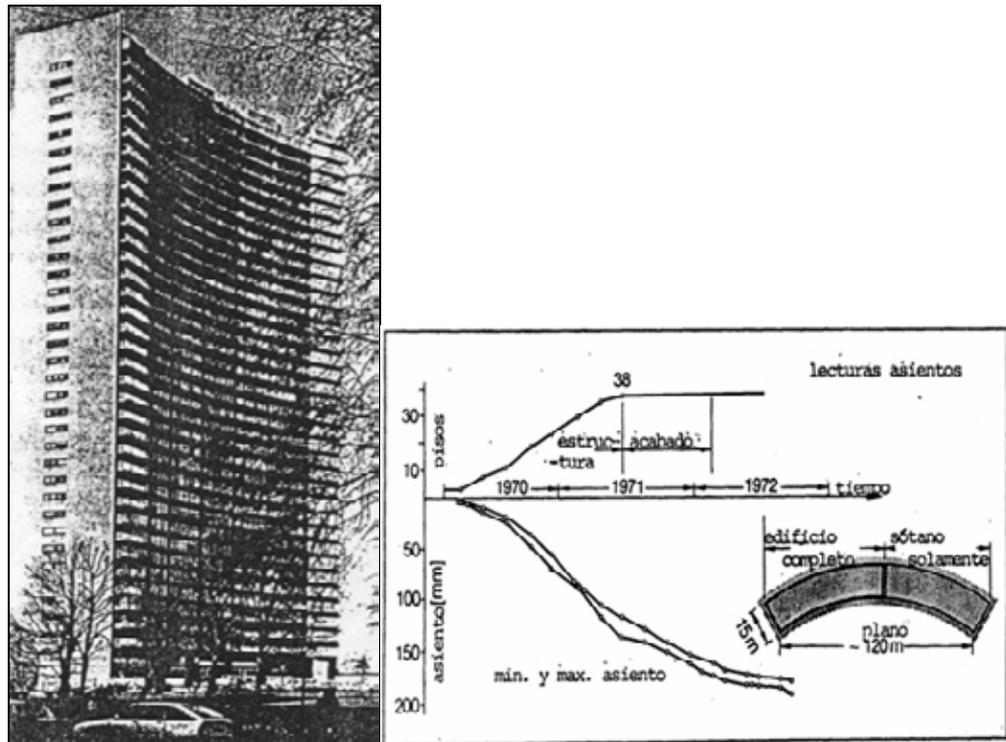
### Vibrosustitución en Bélgica

- **Edificio de 38 pisos apoyado sobre columnas de piedra en Bruselas, Bélgica.**

El edificio de 38 pisos en la figura 4.4.1.h fue construido en 1970 - 1971 en el centro de la capital Belga.

El factor técnico más importante fue sin duda el diseño de las fundaciones. Era demasiado costoso utilizando pilotes de 60,00 m y por otra parte fundaciones superficiales sobre el suelo original asentarían unos 65 cm., por lo que se descartaron estas alternativas.

Mejorando las condiciones del subsuelo por medio de columnas de piedras de 14m de largo fue más económica y se limitaron los asentamientos en 18 cm para una carga de diseño de 32 T/m<sup>2</sup>. Se hicieron pruebas de carga midiendo los asentamientos a varias profundidades y separando los ocurridos debajo de la capa mejorada y calcularon la compresibilidad de las columnas de piedra. Solamente un tercio del total de asiento determinado viene del suelo mejorado. El centro entre columnas de piedra fue de 1,40 m.



**Figura 4.4.1h** Lecturas de asentos del edificio

#### **Vibrosustitución en Chile.**

- **Proyecto planta Petrox Talcahuano**

La ampliación de la planta Petrox en 1997 incluyó la mejora de un sector a través de vibrosustitución. La cantidad ejecutada fue de 218 columnas de grava con una profundidad media de 8mts. Las columnas diseñadas tenían un diámetro de 0.8m. sin embargo en la realidad estas quedaron con un diámetro promedio de 1.0m.

El área mejorada corresponde a 905m<sup>2</sup>, con una separación entre columnas de 2m.

(Ver anexo A)



**Figura 4.4.1i.** Vista de la obra.

## **4.5 Otras técnicas de mejoramientos de suelos.**

La mejora del suelo es una práctica antiquísima que permite construir en terrenos con condiciones marginales, por lo que se emplea con frecuencia en la ingeniería geotécnica contemporánea.

La corrección se realiza a través de métodos aplicados **in situ** o mediante la construcción de rellenos artificiales. En cualquier caso, los objetivos son una mayor capacidad de carga y la prevención de asentamientos. Se han desarrollado muchas técnicas, como densificación, sobrecarga, nivelación y construcción de rellenos, que gozan de amplia aceptación.

Estos métodos han sido la causa, en buena medida, del creciente uso de terrenos marginales a bajo costo.

### **4.5.1 Densificación de terrenos.**

Para la *densificación* se utilizan varias técnicas diferentes, que en general consisten en alguna forma de vibración. La densificación es la compactación *in situ* de los suelos, principalmente de tipo granular, con el objeto de aumentar su densidad. La posibilidad de aplicar estos métodos depende, del tamaño de las partículas del suelo. En consecuencia, la distribución granulométrica es un factor que debe ser evaluado cuidadosamente antes de escoger el método de densificación. En esta técnica de mejoramiento de suelos encontramos la vibroflotación y la vibrosustitución.

Los métodos son:

- Compactación dinámica:
- Puits ballastes
- Terra probe
- Pilotes de compactación

#### **4.5.1.1 Compactación dinámica.**

Este método de densificación, fue diseñado por Techniques Louis Menard, consiste en un golpeo repetitivo del suelo con una masa pesada desde gran altura. Las pesas van de 10 a 40 t.

y corresponden a gruesas chapas metálicas empernadas. Las alturas desde las cuales se dejan caer llegan a ser de hasta 30 m., la distancia entre los sitios de impacto es de hasta 18 m., de centro a centro.

Con esta técnica se pueden densificar terrenos con casi todos los tamaños de partículas y materiales, pero alcanzan su eficacia óptima en suelos granulares con pocos finos o sin ellos.

Procedimiento de ejecución:

1°.- Se extiende sobre el terreno una capa de material granular no saturado de aproximadamente 1m. de espesor.

2°.- Se fijan los puntos de golpeo mediante la confección previa de una retícula cuadrada.

3°.- Se aplican varios golpes en un mismo punto por cada pasada.

4°.- Para terminar se compacta la capa superficial.

La medición de asientos se realiza por métodos topográficos y la densidad por el volumen del cráter.

Es posible compactar arenas sueltas, para que alcancen estados que van de densos a muy densos, a profundidades de 7,5 a 10,5 m, mediante el uso de pesas de 15 ton que dejan caer desde una altura de 24 m. Si las pesas son de 40 t., las profundidades de densificación se amplían hasta 12 a 15 m, con un mayor incremento en la densidad. En el caso de las arenas y limos no plásticos, se pueden lograr asentamientos forzados del terreno de hasta 60 cm.

La profundidad de compactación se determina mediante las siguientes formulas empíricas:

- Fórmula de Ménard

$$H = \sqrt{M} \times h$$

Donde: H es la profundidad del tratamiento en m.; M es el peso en t.; h es la altura de la caída en m.

- Fórmula de Billam

$$H = \frac{M \times h \times k}{B^2}$$

Donde:  $B$  es el lado de la pesa en m.;  $k$  corresponde a la aceleración de gravedad/resist. dinámica del esqueleto.

En esta técnica, la densificación se realiza como si el terreno hubiera sido sometido a una serie de mini terremotos; la compactación es el resultado de una licuefacción parcial (donde el suelo o terreno está saturado de agua) y del paso del tren de ondas. En las masas saturadas se producen mayores presiones en los poros, por lo que es necesario aguardar la disipación de esas presiones antes de hacer las siguiente pasada de golpes; de lo contrario, el efecto del golpe se nulifica y no hay mayor compactación.



**Figura 4.5.1** Compactación dinámica

#### **4.5.1.2 Puits ballastes (Rellenos de grava compactada por impactos)**

La mayor parte de los terrenos necesitan algún tipo de relleno artificial, al menos para asentar las losas (firmes) para pisos y pavimentos. No obstante, esos rellenos presentan muchos problemas, como compactación inadecuada, cambios de volumen y asentamientos imprevistos causados por su propio peso. A fin de obviar esos problemas, los rellenos se consideran elementos estructurales del proyecto, de modo que también se diseñan con esmero. Los materiales y su granulometría, colocación, grado de compactación y, ocasionalmente, espesor, deben ser cuidadosamente elegidos para soportar las cargas previstas.

Hay una amplia variedad de materiales y tamaños de partículas que resultan adecuados para rellenos en la mayor parte de los casos, aunque se debe evitar el uso de materia orgánica y basura. La economía sugiere que el banco de materiales de rellenos esté lo más cerca posible

del lugar de la obra y, sin embargo, esto mismo cancela la posibilidad de usar ciertos tipos de material.

Esta técnica se aplica en arcillas blandas o muy blandas sobre sustrato rocoso y se puede combinar con el método de compactación dinámica.

Procedimiento de ejecución:

1°.- Se extiende una capa de relleno de grava sobre la superficie del terreno a mejorar.

2°.- Se punzona el suelo en puntos prefijados, mediante pesa de pequeña sección de base.

3°.- Se rellena con grava el cráter resultante.

4°.- Se golpea nuevamente el terreno, provocando la penetración de grava por desplazamiento.

5°.- Repetición del proceso.

La profundidad que puede llegar a alcanzar (en torno a los 4 -5 m.) depende de:

- Consistencia del terreno blando.
- Espesor de la capa granular superficial.
- Energía entregada por golpe y el número de golpes aplicados.

#### **4.5.1.3 Terra Probe.**

Esta técnica se aplica en arenas sueltas con contenido de finos inferior al 15 o 20%.

Al igual que la vibroflotación, Terra probe incrementa las densidades de las arenas mediante la inserción repetida de las sondas vibratorias. Los huecos cilíndricos que se forman con el vibrador se rellenan luego con arena acarreada del terreno. Los puntos de inserción del vibrador suelen ir agrupados, con una separación típica de 1.5 m. en los sitios donde se van a erigir las columnas del edificio.

Procedimiento de ejecución:

1°.- Hince mediante vibrador de tubo metálico abierto en sus extremos. Los elementos a utilizar en esta técnica corresponden a los equipos normales de pilotaje tubular metálico.

2°.- La compactación se logra durante la inserción del tubo metálico.

3°.- Extracción con ayuda de vibrador y lanza de agua hasta cierta altura y vuelta a hincar hasta rechazo.

4°.- Repetición de la maniobra hasta extracción completa.

El espaciamiento entre puntos de tratamiento depende de:

- Grado de compactación a obtener.
- Densidad relativa general del terreno.
- Características granulométricas.

Si bien esta técnica es muy parecida a la de vibroflotación, podemos decir que en cuanto a su eficacia es menor que este tanto en profundidad como en diámetro de suelo afectado por la compactación.

#### **4.5.1.4 Pilotes de compactación.**

Son una alternativa para la densificación de arenas y permitir el uso subsecuente de cimientos poco profundos. Los pilotes pueden ser de cualquier material, aunque generalmente son de madera o se trata de un pilote de arena o grava por sustitución, el cual se construye hincando en el terreno un casquillo que luego se rellena con el material más conveniente. La disposición se realiza en mallas regulares.

Las funciones de estos pilotes:

- Formación de conjunto relativamente rígido de columnas en las que se concentran las cargas.
- Compactación del terreno entre columnas
- Alcanzan profundidades de hasta 20 m.

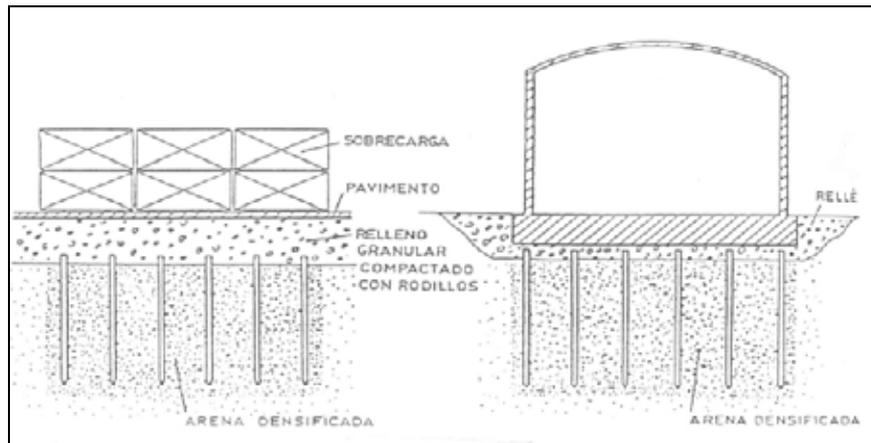
Por lo general, el elemento estructural de los cimientos no se apoya directamente sobre el pilote de compactación, sino en la masa densificada.

Dentro de los pilotes de compactación encontramos los pilotes prefabricados de hormigón hincados, los que se utilizan para compactar suelos granulares o limosos flojos, en donde los impactos de hincas son transmitidos al terreno por el pilote.

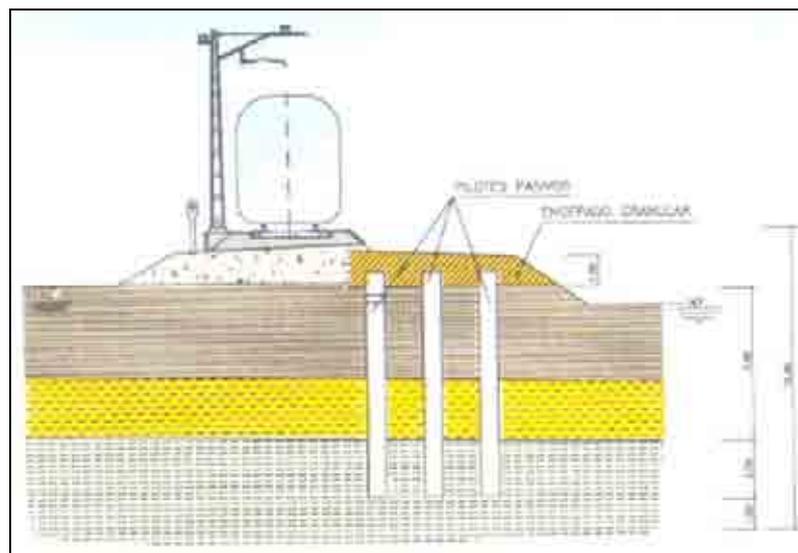
Los efectos que tienen estos pilotes prefabricados son:

- Densificación del terreno (intensidad decreciente con la distancia al pilote).
- Mejora de la resistencia.
- Reducción de la compresibilidad.

- Reducción de asentamientos diferenciales.
- Limitan el riesgo de licuefacción.



**Figura 4.5.1.4a.** Disposición pilotes de compactación



**Figura 4.5.1.4b.** Tratamiento de pilotes

El dimensionamiento y espaciamiento del pilote se hace según sea el caso del terreno a compactar y la secuencia de hincas se hace desde la periferia hacia el centro.

## 4.5.2 Sobrecarga.

En ocasiones, los materiales adecuados de cimentación descansan en arcillas blandas y comprimibles, en las que pueden ocurrir asentamientos indeseables. En tales casos, el terreno se puede volver utilizable si se sobrecarga la superficie.

Esta técnica tiene como objetivo principal, anticipar, parcial o totalmente, los asentamientos que la estructura definitiva sufrirá con el tiempo al transmitir su carga al terreno. Además, incrementar el nivel de tensiones efectivas para mejorar la resistencia del terreno.

Procedimiento de ejecución:

- El proceso es muy simple, en el área que se desea mejorar se imponen cargas exteriores hasta que el peso de estas sea equivalente a la carga que se impondrá posteriormente al construir la estructura definitiva. (Si existen arcillas muy plásticas o capas muy gruesas con escaso drenaje interno, tal vez se necesite hacer drenajes a fin de lograr la consolidación dentro de un plazo razonable). Conviene vigilar los asentamientos de la superficie original del terreno y de la capa arcillosa durante la colocación de la sobrecarga y después de ésta. La carga debe permanecer en el sitio hasta que deje de haber asentamientos. Luego se retira la sobrecarga y se erigen las estructuras. Si la sobrecarga se realiza en forma adecuada, las estructuras ya no deben estar sometidas a asentamientos ocasionados por consolidaciones primarias; sin embargo, conviene evaluar la posibilidad de que ocurran asentamientos a causa de la compresión secundaria, sobre todo si los suelos o terrenos tienen un alto contenido orgánico.

Esta técnica es eficaz en grandes extensiones de terreno. Las limitaciones son la necesidad de un relleno temporal de bajo precio y los prolongados períodos que a veces se necesitan para el asentamiento.

Métodos de aceleración de la consolidación:

- Instalación de drenes verticales (acelera consolidación primaria).
- Colocación de sobrecarga (acelera consolidación primaria y secundaria).

Sistemas de precarga:

- Relleno de tierras.
- Método Kjellman (aplicación vacío a capa granular).
- Rebajamiento de la capa freática.

- Electroósmosis.

Cálculo de los asientos:

Antes de realizar el cálculo de los asientos es preciso conocer:

- El asiento total.
- Velocidad a la que se produce.

**Asiento elástico y de consolidación primaria:**

- Método Edométrico (suelo confinado y saturado).

$$S_{c,ed} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times H_t$$

- Método de Skempton -Bjerrum.

$$S_{tot} = S_e + S_c = S_e + \rho \times S_{c,ed}$$

P: coeficiente que relaciona el asiento edométrico y el de consolidación

**Asiento por consolidación secundaria:**

$$S_s = C_\alpha \times H_t \times \log \frac{t_s}{t_r}$$

Donde:  $C_\alpha$  coeficiente experimental;  $H_t$  espesor del estrato;  $t_s$  tiempo para el que se calcula el asiento;  $t_r$  tiempo para que termine la consolidación primaria.

**4.5.2.1 Drenes verticales y estabilidad de taludes.**

El objetivo de los drenes es acelerar la consolidación primaria, reduciendo el camino para la evacuación del exceso de agua.

En los suelos granulares, el manto de agua freática se puede profundizar mediante el uso de bombas y pozos verticales, llevando luego el agua hacia cuencas o resumideros ubicados fuera del terreno en cuestión. En el caso de los limos, cuyo drenaje resulta difícil mediante esos medios, se puede recurrir a la electro-osmosis o drenaje eléctrico. En este método se aplica el principio de que el agua fluye hacia el cátodo cuando se hace pasar una corriente directa a través de suelos saturados de ella; luego, el agua se expulsa de este sitio por bombeo.

### Tipos de drenes

- De arena ejecutados “in situ”
- Prefabricados de arena
- Drenes de mecha (mas utilizados)

### Estabilidad de taludes.

La resistencia necesaria para soportar la altura del terraplén, esta dada por:

$$F.S. \geq 1,25 \quad C_{u,nec} = \frac{C_{u,exis}}{F.S.}$$

Si la resistencia al corte del terreno no es suficiente la ejecución del terraplén se realiza por etapas.

Se debe tomar medidas para mantener abatido el nivel del agua freática. Por ejemplo, se deben interceptar y desviar del terreno los aportes de agua superficiales y subterráneos. Con ese fin, la superficie del terreno debe ser modificada de forma que se controle el flujo de aguas superficiales; y para ello son muy útiles los parte aguas. Éstos, que se ubican aproximadamente a lo largo de las líneas de contorno topográfico, son particularmente útiles para la estabilización de los taludes de tierra.



**Figura 4.5.2.1** Formación de drenes

### **4.5.3 Tratamiento por inclusiones en el terreno.**

El fin de estos métodos es mejorar las características geotécnicas del terreno a tratar :

- Resistencia a tracción
- Deformabilidad

- Resistencia al esfuerzo cortante.

#### Tipos de inclusiones

##### **Materiales metálicos:**

- Perfiles
- Carriles
- Redondos
- Bandas
- Cables
- Mallas

##### **Materiales poliméricos**

- Geotextiles
- Bandas
- Mallas
- Fibras
- Cables

##### **Otros materiales**

- Micropilotes
- Jet- Grouting
- Soilfrac, entre otros

#### **4.5.3.1 Inclusiones de tipo metálico.**

##### **Claveteado de suelos.**

El terreno se mejora mediante la inclusión de barras de acero corrugado. El refuerzo que proporcionan las barras al terreno van a depender de las condiciones de rotura del acero.

Las barras mejoran la resistencia al esfuerzo cortante del terreno.

### Enclavamiento en suelos.

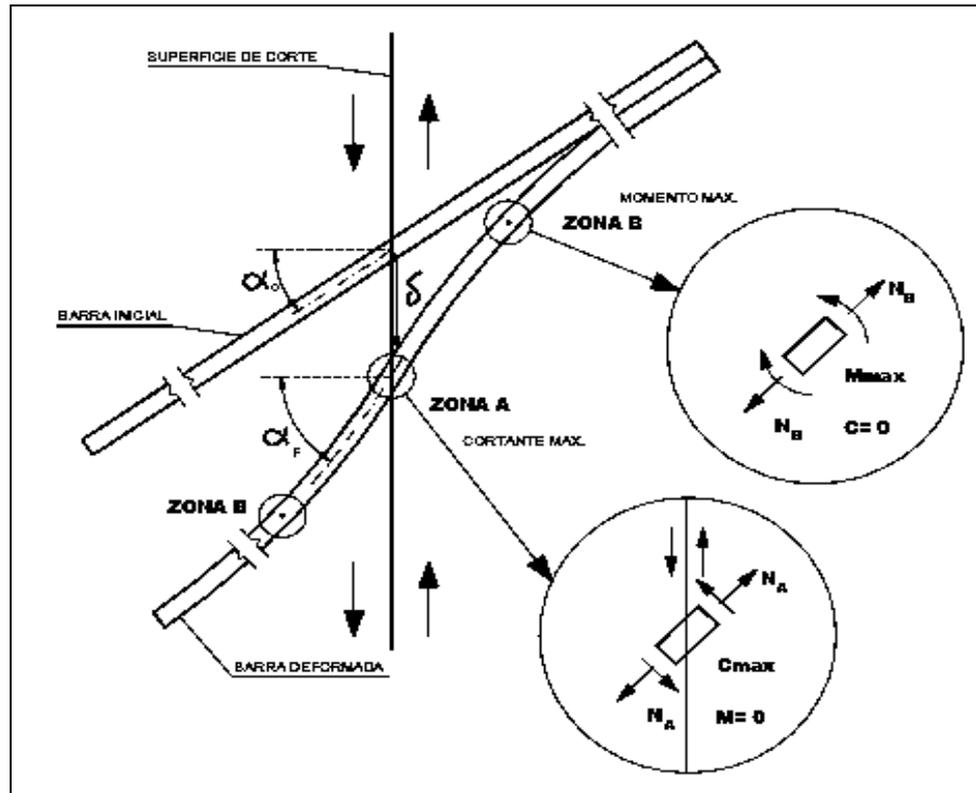


Figura 4.5.3.1a. Esquema de esfuerzos.

La zona de agotamiento de la barra, (A o B) depende:

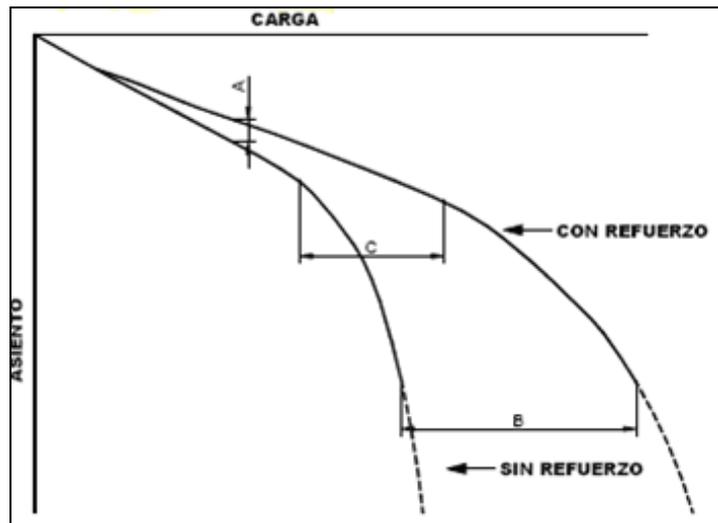
- Rigidez relativa terreno de anclaje.
- Ángulo  $\alpha_0$  entre barra y superficie de corte.
- Adherencia entre barra y terreno.
- Longitud del anclaje.

Mejora de la resistencia al esfuerzo cortante:

$$\Delta T = N_A \frac{\text{sen}(\alpha_F + \varphi)}{\text{cn}\varphi} + C$$

Donde:  $N_A$  esfuerzo normal en barra A (pretensado + inducido);  $C$  esfuerzo cortante en barra A;  $\varphi$  ángulo de rozamiento del terreno.

### Aspectos deformacionales.



**Figura 4.5.3.1b** Deformaciones del terreno debido a una carga aplicada.

A- Mejora del módulo de deformación en el tramo elástico.

B- Aumento de la carga de rotura.

C- Ampliación del límite de comportamiento elástico o casi elástico

Factores que influyen en estos aspectos radican principalmente en el tipo de suelo, cuantía, tipo y situación del esfuerzo.

### 4.5.3.2 Inclusiones de tipo polimérico.

Estos son derivados del petróleo (poliestireno, PVC, entre otros.) con aditivos.

Productos terminados:

- Micro productos:

Unidimensionales: Fibras, filamentos

Bidimensionales: Micro mallas.

- Macro productos:

Unidimensionales: Cables, bandas, varillas

Bidimensionales: Geomallas, geotextiles, geoentramados y georredes.

Tridimensionales: Bloques (poliestireno), entramados.

- Geotextiles:

Tejidos: Monofilamentos, multifilamentos

No tejidos: Agujeteados, soldados.

La morfología y dimensionamiento de estas inclusiones dependen de la resistencia a tracción, deformabilidad, fluencia.

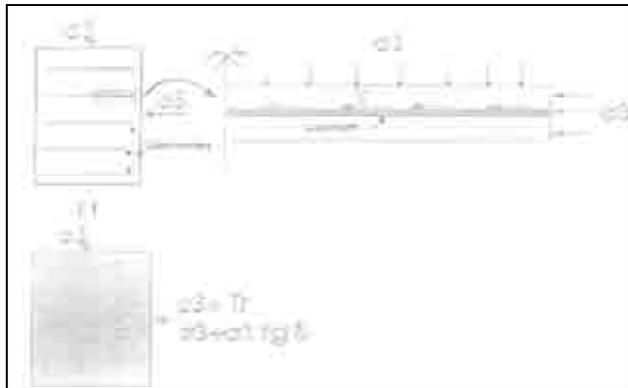
La resistencia a la rotura varía entre 100 kg. y 100 t. por metro de ancho. Alargamiento en rotura entre 10% y 70%, alto grado de fluencia.

Geotextiles suministran a los suelos:

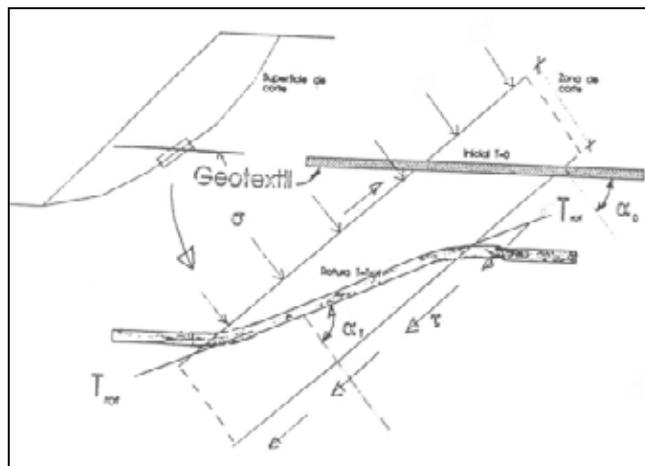
- Resistencia a la tracción
- Cohesión
- Fuerzas estabilizadoras

Las aplicaciones más importantes:

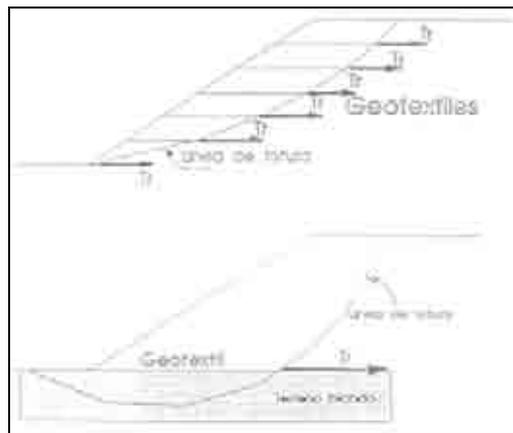
- Taludes y terraplenes.
- Muros de contención.
- Mejora de cimentaciones.
- Refuerzo de explanadas.



**Figura 4.5.3.2a** Resistencia triaxial de suelos reforzados



**Figura 4.5.3.2b** Comportamiento de un geotextil en zona de corte de un suelo



**Figura 4.5.3.2c** refuerzo en terraplenes con taludes de gran pendiente.

### 4.5.3.3 Otros materiales.

Entre otros materiales encontramos tratamientos realizados con lechada de cemento o mortero que estudiaremos a continuación.

#### 4.5.3.3.1 Micropilotes.

Los micropilotes son elementos generalmente de sección circular, de pequeño diámetro, que son capaces de transmitir las cargas de una estructura al terreno, mediante esfuerzos de compresión, y en ocasiones, de flexión y cortante, e incluso de tracción.

Esta transmisión de esfuerzos se consigue mediante una conexión a la cimentación superficial, y se realiza por rozamiento del fuste despreciándose en la mayoría de los casos la resistencia en punta por ser muy inferior.

Los micropilotes se definen como elementos longitudinales ya que predomina su longitud sobre su sección. Se componen de una armadura en forma de tubo o barra y por el recubrimiento de ésta en forma de lechada de cemento o mortero que queda en contacto con el terreno y que se introduce a presión contra el mismo. Esta inyección puede realizarse por tramos.

#### **Tipos y dimensiones**

Se pueden clasificar según:

- a) Forma de transmitir esfuerzos: Como elemento puntual; en conjunto como mejora del terreno.
- b) El tipo de sollicitación dominante: Esfuerzos axiales: compresión o tracción flexión.

c) El sistema de inyección:

- Tipo 1: Inyección Única Global (IU): una sola fase a baja presión
- Tipo 2: Inyección Única Repetitiva (IR): en una o dos fases mediante latiguillos y presiones medias, no superiores a la mitad de la presión límite del terreno.
- Tipo 3: Inyección Repetitiva y Selectiva (IRS): a través de tubos manguito, con reinyecciones superiores a dos y con altas presiones de hasta la presión límite del terreno.

### **Sistemas de ejecución.**

Los micropilotes pueden considerarse en líneas generales como pilotes de pequeño diámetro, generalmente de entre 114 y 220mm de diámetro, dotados de una armadura tubular rodeada de lechada de cemento o de mortero.

Hoy en día se alcanzan diámetros superiores a 300 mm y también se emplean armaduras en forma de barra.

El proceso de ejecución de un micropilote se compone de dos fases: la perforación del terreno y la inyección de la lechada o el mortero.

- Perforación

La técnica empleada en la perforación de un micropilote depende básicamente del tipo de terreno en el que va a realizarse. Aunque existen varias maneras de perforar, las más empleadas son: rotación, rotopercusión con martillo en cabeza.

Si el terreno no es estable a la perforación puede ser necesaria la utilización de entubación perdida. Este elemento puede ser sustitutivo o complementario de la armadura necesaria.

El taladro se lava con agua y/o aire a presión. Si la armadura es tubular, que es la más utilizada, se introduce en la perforación una vez concluido el lavado.

En el caso en el que la armadura sea de barra, se introducirá ésta una vez inyectado el taladro.

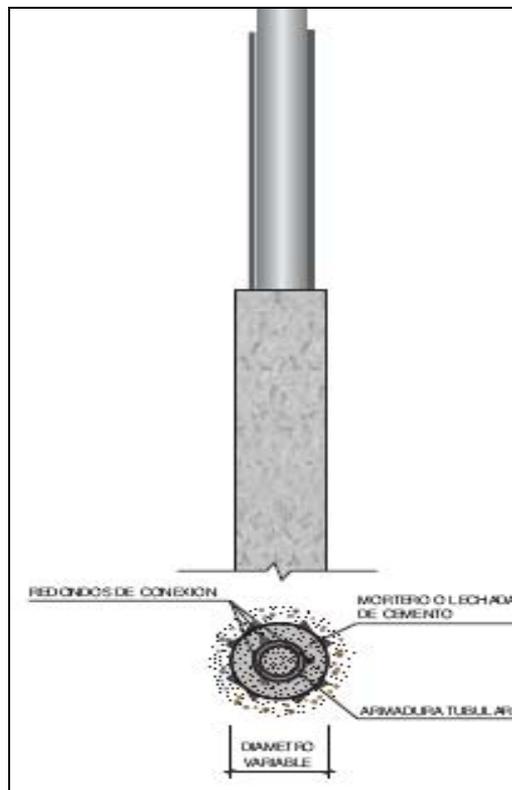
- Inyección

La inyección se ejecuta mediante la técnica de bombeo por circulación inversa de la lechada de cemento o el mortero.

En el caso de armadura tubular el bombeo se efectúa por dentro de la tubería hasta el fondo del taladro y asciende por el espacio anular formado entre ella y el terreno a la vez que desplaza en su camino al detritus de la perforación.

Si la armadura está compuesta por la propia entubación, la inyección se hará a continuación de la limpieza del taladro.

En cualquier caso los distintos tipos de inyección existentes denominadas: repetitiva, repetitiva y selectiva y única global, se ejecutan de abajo a arriba rellenando la perforación.



**Figura 4.5.3.3.1a** Sección transversal del micropilote

### **Equipos, herramientas e instalaciones**

Para la ejecución de micropilotes se necesitan los siguientes equipos e instalaciones:

- Máquina perforadora y herramienta de perforación: En ambos casos debe ser adecuada al terreno que debe perforar. La elección correcta de ambos elementos dará el máximo rendimiento de ejecución para cada tipo de suelo.
- - Equipo de Inyección: Incluye el equipo de bombeo y los elementos que van a permitir la inyección en el fondo del taladro entre los que se encuentran: válvulas, obturadores, latiguillos, etc.

- Silos / Almacenaje de cemento
- Instalación de agua

### **Aplicaciones**

El micropilotaje es una técnica en auge, pues es capaz de resolver multitud de problemas geotécnicos de hoy en día.

Su principal virtud es la versatilidad, debida a las pequeñas dimensiones de los equipos y a los rendimientos que pueden obtenerse. Con esta ventaja sus aplicaciones son múltiples, muy especialmente, en todo tipo de obras en los que haya espacios reducidos o no sean posibles grandes máquinas por su excesiva carga. Aunque sus aplicaciones son muy amplias, destacan:

- Rehabilitación de todo tipo de edificios
- Muros pantalla en espacios reducidos
- Estabilización de taludes en carreteras
- Paraguas para emboquille de túneles
- Cimentaciones profundas en terrenos no aptos para pilotajes convencionales



**Figura 4.5.3.3.1b** Pantalla de micropilotes para construcción de aparcamiento.  
Hotel Sol (Valencia)

### **4.5.3.3.2 Jet Grouting.**

El proceso de Jet Grouting o Soilcrete es conocido como una estabilización de suelo-cemento. Con la ayuda de un chorro de jet de agua o suspensión de cemento de alta presión con una velocidad de salida en la tobera,  $\geq 100$  m/seg,(eventualmente rodeado por aire), el suelo alrededor de la perforación es erosionado.

El suelo erosionado es reordenado y mezclado en la suspensión de cemento. La mezcla suelo-cemento es parcialmente expulsada al espacio anular entre la varilla del Jet Grouting y la perforación.

Se pueden ejecutar diferentes configuraciones geométricas de elementos de Soilcrete. La distancia de erosión de jet varía de acuerdo con el tipo de suelo y fluidos de jet utilizados, y pueden alcanzar diámetros de hasta 5,00 metros.

### **Ventajas**

- Aplicable a casi todos los tipos de suelo
- Posibilidad de tratamiento particularizado in situ
- Diseñable su resistencia y permeabilidad
- Tratamiento de estratos específicos
- Sólo componentes inertes
- Sin vibraciones
- Puede ser ejecutado en espacios de trabajos limitados
- Posibilidad de distintos elementos de Soilcrete
- Libre de mantenimiento
- Es el método más seguro y directo de recalces
- Habilidad para trabajar alrededor de instalaciones enterradas en servicio
- Más veloz que métodos alternativos



**Figura 4.5.3.3.2a** Cuartel de la Marina de Cartagena (Murcia)

### Propiedades del Jet Grouting

Actúa en el terreno de acuerdo a la especificación, tanto como una estabilización o como una estructura de barrera hidráulica. Una combinación de ambos es cada vez más requerida.

La resistencia a la compresión simple del Jet Grouting varía de 2 a 25 Mpa, y es determinado por el contenido de cemento, la porción y tipo de suelo remanente en la masa de Soilcrete.

La barrera hidráulica de Soilcrete es alcanzada seleccionando una mezcla adecuada, y si fuera necesaria, añadiendo bentonita. El tipo y la cantidad de la mezcla de materiales inyectado, junto con el volumen de las partículas de suelo remanentes en la masa de Soilcrete condicionan las propiedades de la barrera.

Tipo de suelo tratado	Arcillas	Arenas limosas	Arenas y gravas limpias
Resistencia a la compresión simple (RCS)(Mpa)	2 - 5	3 - 7	4 - 15
Módulo de deformación $E = .RCS$	= 300	= 700	= 1000

**Tabla 4.2** Resistencia a la compresión simple y modulo de deformación de los suelos

### Sistemas de Jet Grouting.

Hay tres sistemas tradicionales de Jet Grouting. La selección del sistema más apropiado es una función del suelo a tratar, la aplicación y las propiedades del Jet Grouting requeridas para la aplicación. Sin embargo, cualquier sistema puede ser utilizado para casi todas las aplicaciones si el diseño y la ejecución son congruentes con el sistema elegido.

- **Monofluido:** La inyección de lechada de cemento es bombeada por el varillaje y sale por la tobera horizontal del monitor con una alta velocidad (aprox. 200m/seg). Esta energía causa la erosión y disgregación, mezcla y desplazamiento del suelo. Este sistema se recomienda para tratamientos de mejora general, impermeabilización y bulbos de anclaje.
- **Doble fluido:** Un varillaje interno de dos fases es empleado para separar provisión de agua y lechada de cemento a dos toberas desplazadas verticalmente. La disgregación del terreno se realiza con ayuda del agua a alta presión, por la tobera superior y la

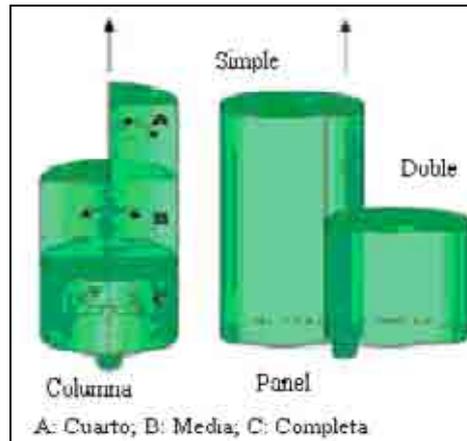
inyección de relleno de lechada se realiza por la tobera inferior. El sistema doble es más efectivo que el monofluido para suelos cohesivos, de amplio uso y se recomienda especialmente para recalces.

- Triple fluido: Lechada, aire y agua son bombeadas a través de diferentes líneas al monitor. Aire a alta velocidad y agua forman el medio erosivo. La lechada sale a una velocidad menor de una tobera separada debajo del Jet de erosión. Esto separa el proceso de erosión del proceso de inyección y logra una mejor calidad. Se emplea en forma más eficiente en tratamientos de mejora general e impermeabilización.
- Súper Jet Grouting: Este sistema utiliza la base de un sistema de doble fluido (aire+lechada), pero con un monitor altamente sofisticado, especialmente diseñado para gobernar y focalizar de una manera precisa la energía de la materia inyectada. La lechada es empleada para erosionar y mezclarse con el suelo. El aire envuelve el Jet de lechada para incrementar la eficacia de la erosión. Valiéndose de una baja velocidad de rotación y ascenso, se alcanzan grandes diámetros de columnas. Es eficiente para los tratamientos masivos, losas y taponos de fondo.

#### **Formas y secuencias constructivas.**

La forma geométrica básica del elemento de Jet Grouting es creada a través de los movimientos de las barras de perforación:

1. Ascenso del varillaje sin rotación resulta en paneles si se utilizan varias toberas de Jet, se pueden ejecutar paneles múltiples-.
2. Ascenso y giro sobre su eje crean segmentos.
3. Ascenso y rotación crean columnas completas.

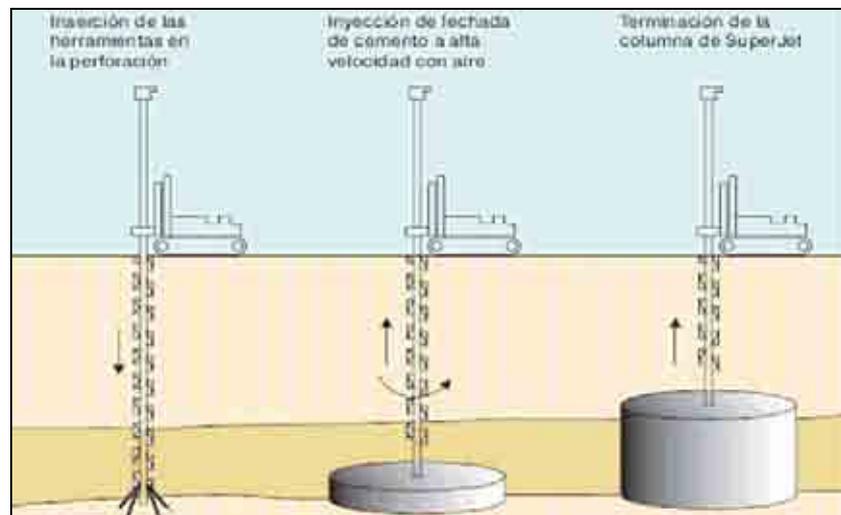


**Figura 4.5.3.3.2b** Movimientos de las barras de perforación.

Secuencias constructivas:

Las instalaciones del Jet Grouting, consisten en contenedores de almacenamiento, silos y una unidad de mezclado y bombeo. Varias mangueras de alta presión y cables de control conectan la unidad de bombeo con el equipo de perforación de Soilcrete en el punto de ejecución. El mástil de equipo varía desde 2,0 metros hasta 35 metros.

Los puntos de perforación están normalmente ubicados en pequeñas zanjas equipadas con las bombas de lodos. Desde ahí el material de exceso, una mezcla de agua-suelo-cemento, es bombeada para posterior eliminación.



**Figura 4.5.3.3.2c** Proceso de ejecución de una columna de Súper Jet.

### 4.5.3.3.3 Soilfrac.

En donde las técnicas clásicas de inyección para rellenar huecos en cimientos o restaurar estructuras no son adecuadas, o se requiere el izado de estructuras, el proceso Soilfrac ocupa el nicho de mercado que existe dentro del ámbito de las diferentes técnicas de inyección. Junto

con las técnicas de medición y control recientemente desarrolladas, así como los dispositivos especiales de observación, es posible elevar estructuras varios decímetros.

Mediante la utilización de este proceso se crean fracturas en el terreno, que posteriormente se rellenan con lechada de cemento. Cualquier formación en el terreno puede mejorarse mediante inyecciones y se puede incluir una elevación controlada.

### Instalación del emplazamiento de construcción.

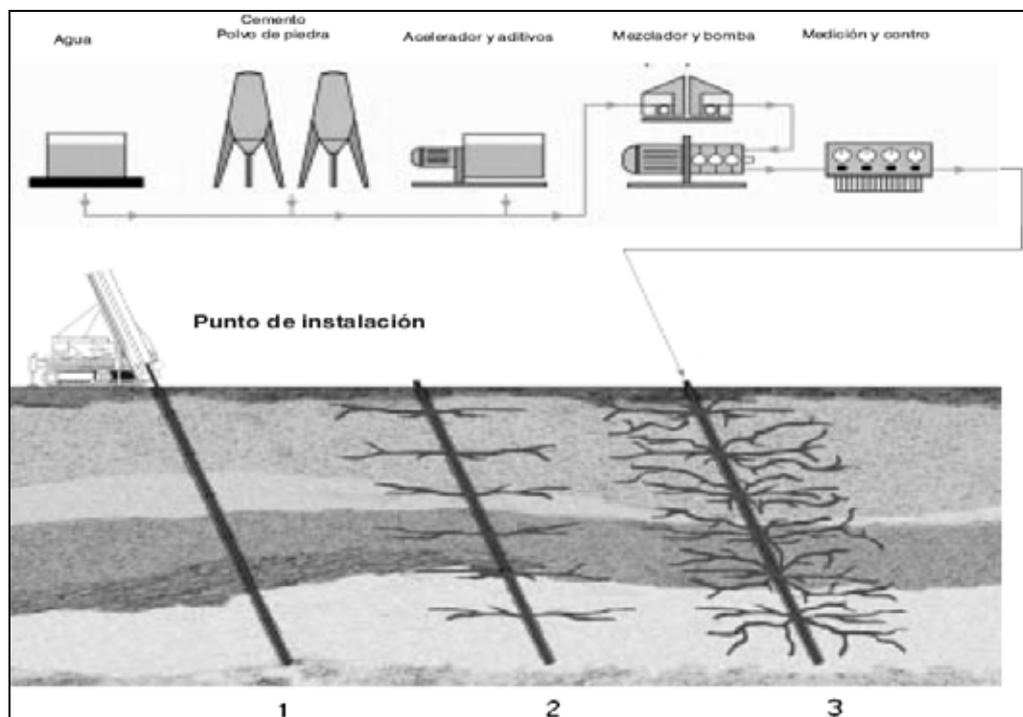
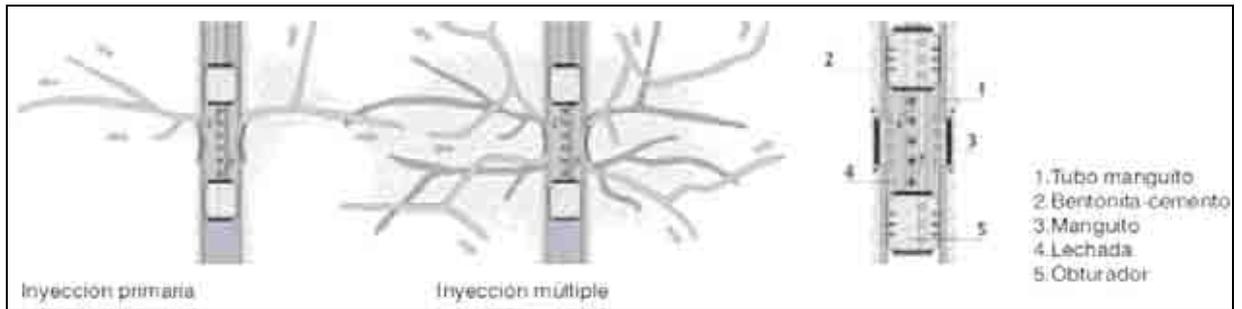


Figura 4.5.3.3.3a Proceso de instalación del equipo.

**1.- Instalación del tubo manguito e inyección de la vaina:** El tubo manguito se coloca en la perforación efectuada, relleno con una mezcla de bentonita-cemento, el espacio anular entre la pared del sondeo y el tubo manguito.

**2.- Fracturación del suelo:** Para permitir la inyección de la suspensión Soilfrac se inserta un obturador doble, que independiza cada uno de los manguitos durante su inyección.

**3.- Inyección múltiple:** Los manguitos pueden inyectarse una o varias veces, de acuerdo con los requisitos técnicos. El volumen de lechada, la presión máxima de inyección y, en el caso de una inyección repetitiva, la velocidad de inyección, se mantiene de acuerdo con las instrucciones. Los tubos manguitos pueden reutilizarse.

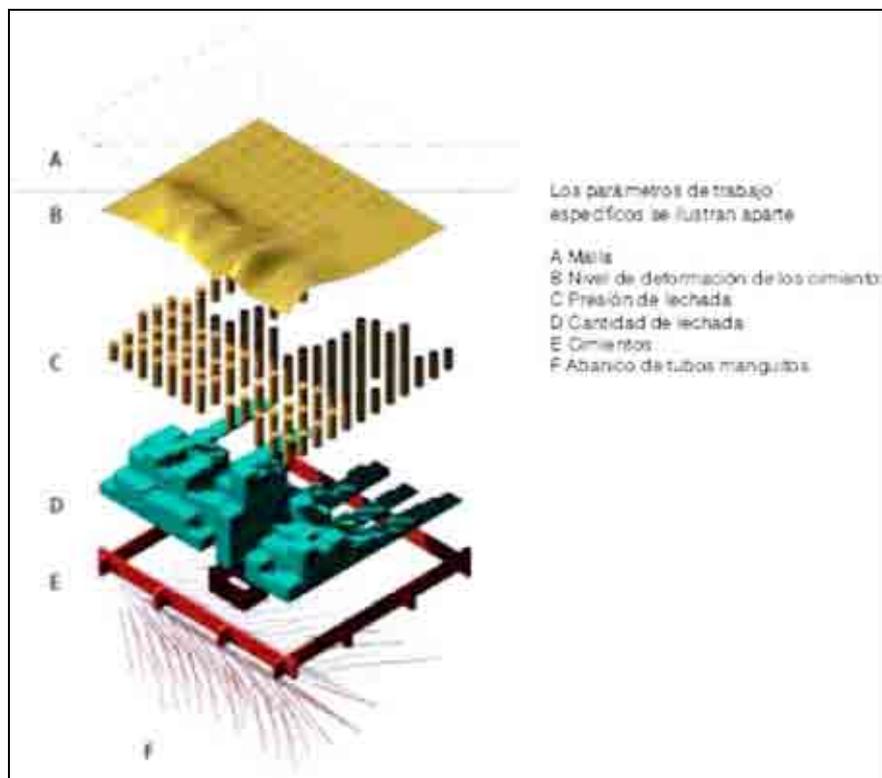


**Figura 4.5.3.3b** Esquema de trabajo de tubo manguito e inyección de vaina.

### Restauración de los cimientos.

Las zapatas y los subsuelos forman parte de los cimientos de una estructura. En el curso del tiempo ambos pueden fallar debido a diferentes motivos. Esto sucede bastante a menudo en el caso de edificios históricos.

En el caso de excesivos asentamientos, Soilfrac es un proceso adecuado para restaurar el enlace entre la base de la estructura y el terreno competente. Para el tratamiento de cimientos de piedra natural, que se han desplazado o agrietado o bien el mortero se ha descompuesto o extraído, puede aplicarse la técnica de inyección clásica mediante la adaptación del tipo de mezcla de lechada. Raramente se requiere la elevación de estructuras que están en una situación límite pero es también posible.

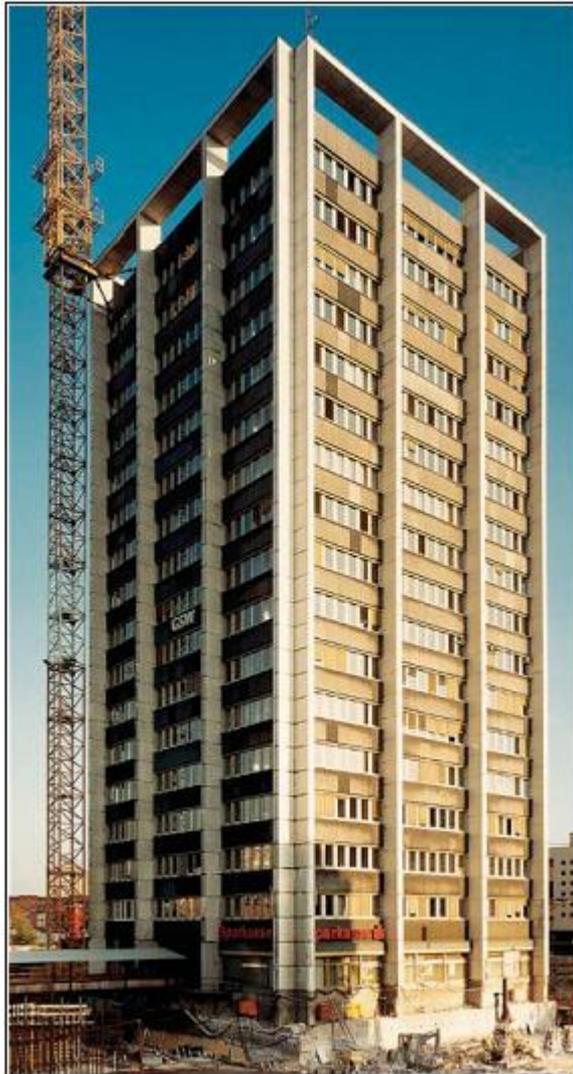


**Figura 4.5.3.3c** Simulación y control de trabajos Soilfrac.

### **Elevación de estructuras.**

El asiento de estructuras puede rectificarse mediante el proceso Soilfrac. Dependiendo de la condición en la que se encuentra el edificio y el terreno, la velocidad de elevación puede ajustarse en cada caso.

Una elevación parcial y precisa en el rango de milímetros se combina y añade a una elevación total en el rango de decímetros, sin dañar la estructura. La elevación de estructuras se realiza normalmente sin impedir su uso.



**Figura 4.5.3.3.3c** Edificio de gran altura devuelto a su posición vertical.

Los trabajos previos para una ampliación, causan la inclinación de un edificio de gran altura, como se muestra en la figura 4.5.3.3.3c. Tras la instalación de un amplio sistema de puntos de control, para medir los movimientos verticales, se ha instalado un abanico de tubos manguito, de acuerdo con las necesidades de elevación. En un plazo de 5 meses se consiguió una elevación total de 60 mm.

**Protección de estructuras.**

Para proteger las estructuras frente a asientos predecibles durante la construcción de un túnel, se instalarán abanicos de tubos manguitos horizontales entre la bóveda del túnel y los cimientos del edificio desde pozos temporales. El edificio a proteger estará equipado con un sistema de medición electrónica para registrar movimientos verticales.

La inyección primaria hasta la aparición de las primeras elevaciones, consolida la masa del suelo, seguido de una operación de elevación predeterminada que refleja el tamaño y la forma del asiento esperado debido a la excavación del túnel.

De acuerdo con la situación local, el túnel se excavará en una operación o en varias secciones. El asiento que se produce durante los trabajos de tunelación se ajustará, ya sea parcialmente o por entero. Una reacción rápida frente a las deformaciones que van surgiendo reduce parte de las tensiones diferenciales dentro de la estructura, una ventaja del proceso Soilfrac en comparación con otras soluciones técnicas.



**Figura 4.5.3.3d** Excavación por secciones e instalación de tubos Manguitos para minimizar asientos en la construcción de un túnel.

## **Capítulo V: Análisis de la factibilidad económica de aplicar los métodos de Vibroflotación y Vibrosustitución en Chile.**

### ***5.1 Generalidades.***

Como se ha visto en esta tesis, el objetivo primordial ha sido dar a conocer las características de los suelos y sus problemas, entregando soluciones en los casos de estabilizaciones para suelos granulares, poco cohesivos y licuables.

A continuación realizare los cálculos de un terreno dado, para ver si es factible aplicar los métodos de Vibroflotación y Vibrosustitución estudiados en la presente tesis.

Los datos corresponden a un estudio de Mecánica de Suelos de un terreno ubicado en avenida General Lagos a la altura del N° 1300, que ocupa hasta la calle Pérez Rosales, en la cuadra entre Baquedano y Guillermo Frick, al interior del pasaje Muller, en el cual se proyecta construir 6 nuevos edificios pertenecientes a la empresa Socovesa S.A., en la ciudad de Valdivia.

Las nuevas construcciones serán de cuatro pisos, de estructura aun sin definir y que cubrirá aproximadamente 1.100 m<sup>2</sup> en cada planta. En general se proyecta levantar seis edificios con un total de 80 Dptos. y edificación total aproximada de 4100 m<sup>2</sup>.

### ***5.2 Antecedentes del terreno.***

El suelo a estudiar tiene que ver con un terreno plano, con algunos rellenos superficiales de poca monta que se hicieron a lo largo de su historia de ocupación, debido a que ha estado habitado hasta el presente y que corresponde a la suma de varias propiedades colindantes entre si.

Conocida la edificación a instalar y conocidos algunos antecedentes existentes del terreno, se diseño una exploración del subsuelo, para conocer las condiciones actuales del suelo y complementar así la información entregada.

## 5.2.1 Características del terreno.

### 5.2.1.1 Granulometría del terreno

La clasificación granulométrica del suelo se realizó a través de los sondeos que se hicieron al terreno obteniéndose 15 muestras, que se resumen en los siguientes cuadros.

Las muestras las nombraremos con letras, los tamices que se utilizaron corresponden ASTM.

Suelos	3/8	N°4	N°8	N°10	N°16	N°30	N°40	N°50	N°100	N°200	USCS	AASHTO
<b>A</b>					100	92	74	60	45	34	SM	A-2-4
<b>B</b>						100	99	98	71	38	SM	A-4
<b>C</b>					100	95	84	73	47	26	SM	A-2-4
<b>D</b>		100	99	99	96	79	53	36	17	9	SM	A-3
<b>Φ(mm)</b>	9,525	4,76	2,38	2,0	1,19	0,59	0,43	0,297	0,149	0,074		

**Tabla 5.0**

**A:** Sondaje 1(M-2), sondaje 2 (M-2)

**B:** Sondaje 2 (M-13-14-15)

**C:** Sondaje 2 (M-3-4)

**D:** Sondaje 1(M-3-4-5-6)

Suelos	N°10	N°16	N°30	N°40	N°50	N°100	N°200	USCS	AASHTO
<b>E</b>	100	98	95	92	85	37	19	SM	A-2-4
<b>F</b>	100	99	89	60	36	11	7	SP-SM	A-3
<b>G</b>		100	95	74	54	36	24	SM	A-2-4
<b>H</b>	100	99	90	73	63	37	15	SM	A-2-4
<b>Φ(mm)</b>	2,0	1,19	0,59	0,43	0,297	0,149	0,074		

**Tabla 5.1**

**E:** Sondaje 1 (M-11-12-13)

**F:** Sondaje 1 (M-7-8-9)

**G:** Sondaje 3 (M-1-2)

**H:** Sondaje 3 (M-15)

Suelos	N°10	N°16	N°30	N°40	N°50	N°100	N°200	USCS	AASHTO
<b>I</b>		100	97	90	84	62	26	SM	A-2-4
<b>J</b>	100	98	84	53	33	14	8	SP-SM	A-3
<b>K</b>	100	98	84	67	55	32	19	SM	A-2-4
<b>L</b>	100	99	90	71	50	19	9	SP-SM	A-3
<b>Φ(mm)</b>	2,0	1,19	0,59	0,43	0,297	0,149	0,074		

**Tabla 5.2**

**I:** Sondaje 3 (M-3-4)

**J:** Sondaje 2 (M-5-6-7-8-9-10-11)

**K:** Sondaje 3 (M-5-6-7-8)

**L:** Sondaje 1 (M-14-15)

### 5.2.1.2 Estratigrafía del terreno

Para efectos de modelación y en términos generales el subsuelo se puede describir como:

Estrato	Espesor (m)	Características	Índice de penetración ( $N_{spt}$ )
H1	0.00-4.00	Arena muy fina de color café claro. Compacidad del material es baja, pero será mejorada en conjunto al considerarse en el diseño el efecto de la capa de arena siguiente.	Los índices de penetración medidos en esta capa varían poco (6 y 7 golpes) con una media de 6 por cada 30cm. de penetración.
H2	4.00-10.20	Arena fina limosa de color gris oliva. Este material como fundación es mejor que el anterior, pero por su ubicación en profundidad no podrá utilizarse directamente como apoyo de zapatas por lo oneroso que ello resultaría. En todo caso este material tendrá influencia en las fundaciones, tanto en la resistencia como en las deformaciones del subsuelo, y así se considerara en los cálculos posteriores. La compacidad del estrato es de media a baja.	Los índices de penetración varían entre 12 a 16 con una media de 13 golpes cada 30cm.
H3	10.20-13.90	Subyaciendo lo anterior aparece limo arcilloso, de color gris oscuro de consistencia baja.	Los índices de penetración medidos varían entre 6 a 8 golpes con una media de 7 por cada 30cm
H4	13.9-15.00	Nuevamente aparece arena muy fina con vetas de limo arenoso, color gris oliva oscuro, de compacidad baja a media.	El índice de penetración es de 18 golpes cada 30cm de penetración.

**Tabla 5.3** Estratigrafía del terreno.

### 5.2.1.3 Nivel freático.

Se realizaron tres sondajes con ensayos STP ejecutados a cada metro de avance, hasta aproximadamente 15m. de profundidad cada uno, efectuados en el terreno a evaluar por Tomas Ibáñez Cáceres de Sondatec, Concepción, a principios de Mayo del presente año.

En los sondajes N° 1 y N° 2, ubicados desde calle Gral. Lagos hacia el interior del sitio solo se encontró arena, sin existir el estrato H3 de limo, sin embargo fue considerado en la presente modelación por representar las condiciones más desfavorables para el proyecto.

Sondaje	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Profundidad (m)	1,72	1,74	1,79

**Tabla 5.4** Sondajes para el nivel freático

Como se puede observar la napa no esta muy alta debido a que la exploración se realiza a principios de Mayo. Sin embargo el nivel de la napa podría aumentar durante el invierno, siendo muy parecido a los niveles que presente el río por crecidas y además por influencia de las mareas, dada la cercanía a la ribera de el. Al no existir subterráneos en el proyecto, el nivel de la napa no afectara mayormente a los edificios.

#### 5.2.1.4 Resultados.

En base a lo ensayado en el laboratorio, se puede modelar la estratigrafía según lo expuesto en la siguiente tabla:

Propiedad	H1 (0,70 – 4,00)	H2 (4,00 – 10,20)	H3 (10,20 – 13,90)	H4 (13,90 – ¿?)
$\gamma_n$ (ton/m <sup>3</sup> )	1,60	1,80	1,60	1,80
C (Kg./cm <sup>2</sup> )	0	0	0,15	0
$\Phi$	30	30	10	30
E (Kg./cm <sup>2</sup> )	82	187	91	250
$\mu$	0,33	0,33	0,437	0,33

**Tabla 5.5** Propiedades del terreno

Donde:

$\gamma_n$ : Densidad natural

$\Phi$ : Angulo de fricción interna

C: Cohesión

$\mu$ : Modulo de Poisson

E: Modulo de elasticidad

### 5.3 Métodos y cálculos.

Según lo estudiado en el capítulo anterior, y por las características de los estratos, se puede decir que ambos métodos pueden ser aplicados al terreno en estudio.

Cabe señalar que el terreno en estudio, por sus características puede ser elemento portante de cimentaciones sin problemas.

Lo que realizaremos en este capítulo corresponde a comparar los parámetros propios del suelo antes y después de aplicados los métodos, verificando cual es el más conveniente de aplicar en cuanto a costos se refiere ya que ambos utilizan técnicas similares de ejecución.

#### ❖ Vibroflotación

Como sabemos la Vibroflotación es aplicable a suelos granulares no cohesivos (arenas con menos del 20% de finos).

Para determinar la aplicación debemos emplear la siguiente fórmula

$$S = 1,7 \times \left( \frac{3}{D_{50}^2} + \frac{1}{D_{20}^2} + \frac{1}{D_{10}^2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

-  $D_{50}$  es el diámetro en mm., tal que el 50% en peso de partículas tiene un diámetro menor.

-  $D_{20}$  Ídem para el 20%.

-  $D_{10}$  Ídem para el 10%

- Si  $S > 40-50 \rightarrow$  Vibro flotación no aplicable

A modo de ejemplo realizare los cálculos para el suelo **A** de la tabla 5.0.

- **Calculo de  $D_{50}$**

$$D_{50} = \left[ \frac{50 - 45}{60 - 45} \times (0,297 - 0,149) \right] + 0,149$$

$$D_{50} = 0,198mm$$

- **Calculo de  $D_{20}$**

$$D_{20} = \left[ \frac{34 - 20}{45 - 34} \times (0,149 - 0,074) \right] + 0,074$$

$$D_{20} = 0,169mm$$

- **Calculo de D<sub>10</sub>**

$$D_{10} = \left[ \frac{34-10}{45-34} \times (0,149 - 0,074) \right] + 0,074$$

$$D_{10} = 0,238mm$$

- **Calculo de S**

Reemplazando la formula se tiene:

$$S = 1,7 \times \left( \frac{3}{0,198^2} + \frac{1}{0,169^2} + \frac{1}{0,238^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad S = 19,32$$

Como se puede observar  $S < 40$  por lo tanto la Vibroflotación se puede aplicar.

Para las otras muestras se realizo el mismo procedimiento, que dieron como resultado suelo aceptable para ser mejorado mediante Vibroflotación.

Si al terreno se le aplica Vibroflotación para mejorar sus propiedades, se puede hacer mediante material de aportación externo es decir , sustituyendo material, en este caso por arenas de mayor densidad.

- ❖ **Vibrosustitución**

Como sabemos la vibrosustitución puede ser aplicada en suelos cohesivos mixtos y en estratos en que por lo general no densifican con facilidad.

Esta técnica consta de dos métodos para la construcción de las columnas de grava, por las características de los métodos el más recomendado para este tipo de terreno es la construcción de columnas de grava mediante vía húmeda, ya que se ocupa para suelos con nivel freático alto y con porcentajes de finos.

### 5.3.1 Diseño y costos de la mejora

Las columnas diseñadas tendrán diferentes diámetros con el propósito de verificar cual será el mas conveniente.

#### Cálculos de la malla:

- Con  $S=3m$ .

$$0,5 \times S = 1,5m$$

$$D_e = 1,05 \times S = 3,15m$$

$$0,866 \times S = 2,60m$$

$$A = 1,5^2 \times \pi = 7,068 m^2$$

$$- \Phi_c = 0,8m.$$

$$A_c = 0,4^2 \times \pi = 0,503 m^2$$

$$A_s = A - A_c = 7,068 - 0,503 = 6,565 m^2$$

Relación de sustitución:

$$a_s = \frac{A_c}{A} = \frac{0,503}{7,068} = 0,071$$

$$- \Phi_c = 1,0m.$$

$$A_c = 0,5^2 \times \pi = 0,785 m^2$$

$$A_s = A - A_c = 7,068 - 0,785 = 6,283 m^2$$

Relación de sustitución:

$$a_s = \frac{A_c}{A} = \frac{0,785}{7,068} = 0,111$$

$$- \Phi_c = 1,3m.$$

$$A_c = 0,65^2 \times \pi = 1,327 m^2$$

$$A_s = A - A_c = 7,068 - 1,327 = 5,741 m^2$$

Relación de sustitución:

$$a_s = \frac{A_c}{A} = \frac{1,327}{7,068} = 0,188$$

Con estos cálculos obtuvimos datos sobre las columnas, pero ahora veremos cual es la más conveniente según el grado de mejora de las propiedades del terreno.

Tabla de datos del terreno natural.

Estrato	Compacidad	D. Relativa (%)	N <sub>spt</sub>
H1	suelta	15-35	6
H2	Medianamente densa	35-65	13
H3	Suelta	15-35	7
H4	Medianamente densa	35-65	18

**Tabla 5.6** Compacidad y D. relativa según N<sub>spt</sub> y la tabla 4.0

Según el ábaco de diseño de la figura 4.3.2c y con los cálculos obtenidos para la modelación del mejoramiento, se tiene para el estrato H1 que presenta ciertas complicaciones para fundar sobre el, se tiene:

Estrato	Φc (m)	a <sub>s</sub>	N <sub>spt</sub> antes	N <sub>spt</sub> después
H1	0,80	0,071	6	15
H1	1,00	0,111	6	15
H1	1,30	0,188	6	25

**Tabla 5.7** Datos obtenidos según ábaco de diseño.

Como se puede observar, al aplicar la modelación al estrato H1 se obtienen datos concluyentes en cuanto a la mejora de sus características para fundar sobre el.

El estrato H1 paso de ser un terreno de compacidad suelta y densidad relativa entre 15-35% a un suelo mejorado, con una densidad relativa mayor variando entre 35-65% y una compacidad medianamente densa. Todo lo anterior se produce al aumentar los índices de penetración del terreno, de 6 a 15 golpes medidos con los diámetros entre 0,8 y 1,0mt y relación de sustitución de 0,071 y 0,111 respectivamente. Para el diámetro de 1.30m. se obtienen mayores índices de penetración pero la densidad relativa no varia de su rango 35-65% y la compacidad permanece constante, es decir sigue medianamente densa.

Al mejorar estas propiedades del suelo se puede evitar un posible daño de licuefacción del terreno, al aplicar el cambio de terreno.

### Análisis de precios

Las columnas, como vimos en el punto anterior tendrán los siguientes diámetros:

$$\Phi_c = 0,8m.; \Phi_c = 1,0m.; \Phi_c = 1,3m.$$

La profundidad propuesta es de 5,0m debido a que el terreno H1 es el que se modificaran sus características por no tener propiedades aptas como terreno portante.

Si se va a utilizar la columna como cimentación directa es aconsejable colocar un colchón de grava de aproximadamente 50cm.

La grava a emplear para las columnas será preferentemente de machaqueo, exenta de finos y con un diámetro comprendido entre 25 y 60cm.

Los precios estimados de referencia de los áridos corresponden a “áridos las animas” ubicado en la ciudad de Valdivia.

- 1m<sup>3</sup> de grava -----\$11.900
- 1m<sup>3</sup> de arena -----\$9.450

En cuanto a la maquinaria, los costos de ejecución de la obra corresponden a los cotizados en la empresa Pilotes Terratest, ubicada en la ciudad de Santiago y corresponden a:

- Costo de traslado ciudad de Valdivia -----\$15.560.000
- Ejecución de la obra por 110ml de columna -----\$23.340.000

Para el terreno a mejorar se necesitan, según los cálculos realizados:

- Se aplicaran según la confección de la malla 103 puntos para realizar el mejoramiento con separación de 3m.
- El diámetro que se usara para mejorar las propiedades del terreno será  $\Phi_c = 0,8m.$  ya que si observamos la tabla 5.7 la mejora que se obtiene con este diámetro de columna es similar a la de  $\Phi_c = 1,0m.$  El diámetro  $\Phi_c = 1,3m.$  no lo usaremos por razones de economía.

Ahora realizare el presupuesto estimativo que se necesita para la aplicación de estas técnicas, para  $\Phi_c = 0,8m.$  y  $H=5mt.$

- Vibroflotación:

	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Arena	M <sup>3</sup>	259	\$9.450	\$2.447.550
Maquinaria	ML	515	\$212.182	\$109.273.637
Costo traslado maquinaria	GL		\$15.560.000	\$15.560.000
Total				\$127.281.187

**Tabla 5.8** Presupuesto estimativo Vibroflotación.

- Vibrosustitución

	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Grava	M <sup>3</sup>	259	\$11.900	\$3.082.100
Maquinaria	ML	515	\$212.182	\$109.273.637
Costo traslado maquinaria	GL		\$15.560.000	\$15.560.000
Total				\$127.915.737

**Tabla 5.9** Presupuesto estimativo Vibrosustitución.

Si se utiliza la columna de grava como cimentación directa el presupuesto estimativo habría que agregarle el costo del colchón de grava que cubriría las columnas y un área de  $4.100m^3$  que corresponde al área a mejorar y es \$24.395.000.

## Capítulo VI: Conclusiones.

Las técnicas de vibración profunda pueden ser agrupadas en dos familias, cuyo aspecto común es la ejecución de las obras con un vibro hincador, en función de las condiciones concretas de cada obra.

Un grupo corresponde a las columnas de grava (vibrosustitución), que utiliza para mejorar suelos blandos a medios (arenas limosas, limos, limos arcillosos, arcillas, rellenos heterogéneos, etc.)

El otro grupo pertenece a la vibro compactación (o Vibroflotación) que permite compactar, incluso a profundidades superiores a los 50m, con aporte de material o simplemente densificando el mismo dependiendo de sus características, suelos granulares sin cohesión (arenas, gravas, piedras, ciertos terraplenes o rellenos, etc.)

Las técnicas de Vibroflotación y vibrosustitución, pueden resolver eficientemente problemas de fundación de estructuras en suelos cohesivos blandos y arenosos sueltos, donde las alternativas tradicionales se basan en el cambio del suelo de mala calidad y la colocación de un relleno compactado sobre todo en suelos con problemas de licuefacción.

Las ventajas comparativas de aplicar estos métodos, es por ejemplo en el caso de las columnas de grava:

- Funcionan bien en caso de napas altas, no produce ondas dinámicas que puedan provocar daños en estructuras cercanas como en el caso de la compactación dinámica.
- Es posible tratar depósitos de espesores de hasta 30 m normalmente. El récord mundial a la fecha es de 58 m de profundidad.
- Se puede usar sin problemas al lado de estructuras existentes, como es el caso de Refinería Petrox.

En el caso de la Vibroflotación:

- Esta técnica permite compactar de forma óptima y homogeneizar las características de todos los suelos granulares, ya sean rellenos o terraplenes, secos o bajo nivel freático.

Ambas técnicas reducen asentamientos, son eficaces, se desarrollan con gran calidad y bajos costos, seguros y rápidos de ejecutar. Por otra parte se reduce el impacto ambiental (ruidos, vibraciones), lo que permite la aplicación de estos procedimientos en las proximidades de obras existentes.

Ante este último punto cabe destacar que estos métodos son originarios de Europa por lo que su ejecución en ese continente es más económica que en Chile, debido a que existe desde hace aproximadamente 70 años lo cual ha ayudado que sea conocido desde tiempos remotos, implementándose así variadas empresas que prestan estos servicios, provocando una gran competencia.

Con respecto al terreno al cual fueron aplicados los tratamientos en la ciudad de Valdivia, puedo concluir que:

- Se mejoraron considerablemente las propiedades físicas de este, es decir aumento su densidad relativa de un 35% a un rango dentro de 65% lo que provoco una mejora en su calidad como terreno portante y provoco un aumento en su compacidad es decir, paso de ser un suelo de compacidad suelta a un suelo mejorado de compacidad media, esto se comprobó mediante la aplicación de tres tipos de diámetros, sobre el terreno estrato H1 que era el que presentaba problemas como terreno portante.

El diámetro que se utilizo finalmente para la mejora correspondió al diámetro de 0,80m ya que el diámetro de 1,00m no presento variación en cuanto a los parámetros descritos. También se realizo el estudio con un diámetro de 1,30m y a pesar de que se notaron mayores avances, se desecho por economía y además las mejoras alcanzadas por los otros diámetros ya eran suficientes para realizar el tipo de obra a edificar. Finalmente elegí el diámetro 0,80m por ser más económico a la hora de cubicar el material de relleno.

A pesar de buscar la economía, pude constatar que este tipo de métodos es aplicado en Chile por solo una empresa llamada Pilotes Terratest, y debido a su ubicación (Santiago) es muy costoso para ser aplicado en el país.

Por lo tanto puedo concluir que las técnicas de vibración profundas aun no son conocidas en Chile por lo que su aplicación es demasiado costosa, aunque corresponden a métodos eficaces que mejoran sustancialmente las propiedades de cualquier terreno, por lo tanto no son factibles de aplicar en Chile, aunque existen registros de la Refinería Petrox, en Talcahuano.

## ANEXO A

### **Método mejora de terrenos en base a la técnica de Vibrosustitución.**

**Proyecto: Planta Petrox, Talcahuano.**

#### **Descripción:**

La ampliación de la planta Petrox en 1997 incluyó la mejora de un sector a través de Vibrosustitución. La cantidad ejecutada fue de 218 columnas de grava con una profundidad media de 8m. Las columnas diseñadas tenían un diámetro de 0.8m. si embargo en la realidad estas quedaron de 1m.

El mejoramiento mediante aportes de grava se utiliza en terrenos en los que la cohesión existente impide una recompactación de las partículas por vibración.

El área mejorada corresponde a  $905\text{m}^2$ , con una separación entre columnas de 2m.

#### **Equipos utilizados**

- Central hidráulica Bauer HS180, 330 bar, 205 lt/min.
- Vibrador profundo Bauer TR 13
- Grúa Link LS 108



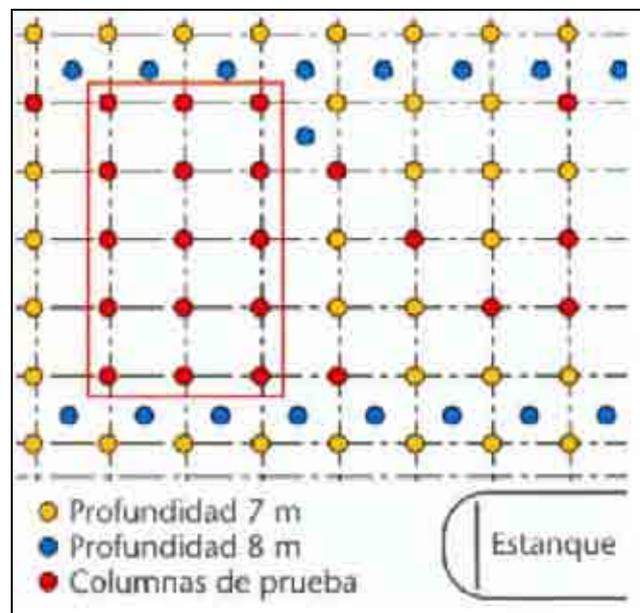
Vibrador Bauer modelo TR 13 utilizado en el mejoramiento

### Secuencia de trabajo

- **Sección de prueba**

Se ejecutaron 15 columnas de prueba de acuerdo a lo indicado en la figura adjunta. Durante esta prueba se verificó la presión de perforación en función de la profundidad, la admisión de grava y la presión de la compactación en función de la profundidad.

El resultado de esta prueba fue modificar la profundidad de las columnas, se pasó de 7 a 8 m.

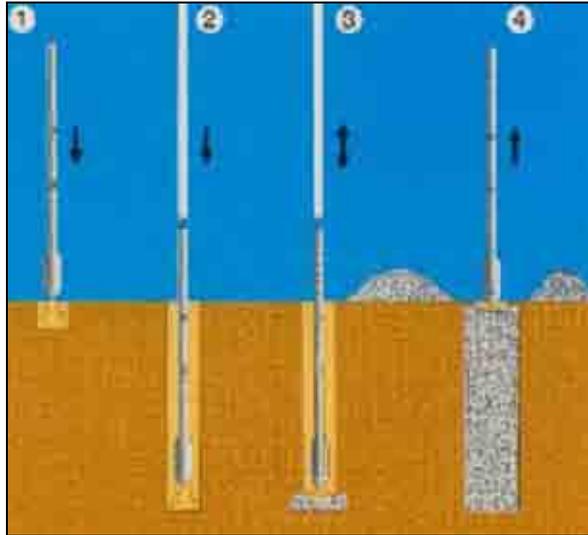


Secuencia de trabajo.

- **Ejecución de obra**

Teniendo los resultados y las conclusiones de la sección de prueba se procedió a la ejecución de 203 columnas de grava de un diámetro de 0.8m. y de diámetro real promedio de 1.0m.

La ejecución se realizó tal como se muestra en la figura. Se introduce el vibrador en el terreno, por su peso propio y con la ayuda de inyección de agua a presión por su punta. Esto genera un estado de licuefacción local que permite que el vibrador y su conjunto penetren hasta la profundidad final. Una vez en sello se procede a agregar grava y a sacar el vibrador en forma escalonada. El resultado es que se genera una zona densificada cuyo diámetro depende de las características del terreno.



Secuencia de ejecución

El mejoramiento del terreno fue realizado por la empresa Pilotes Terratest S.A. ubicada en Alonso de Córdova N° 5151, of. 1401, Las Condes, Santiago, Chile.

## **ANEXO B**

### ***Características y clasificación de los suelos.***

El suelo está compuesto de un sustrato mineral, que se origina al irse fragmentando las rocas que constituyen la corteza terrestre; este rompimiento provocado por diversos factores físicos, químicos y biológicos da como resultado partículas cada vez más pequeñas que, de acuerdo a su tamaño, se clasifican en categorías como grava, arena gruesa, arena fina, limo o arcilla. Los diversos tipos de suelo y sus propiedades particulares dependerán de las distintas proporciones de estos diferentes tipos de partículas (textura), así como de la cantidad de agua y de aire que contenga este sustrato mineral. Esta, a su vez dependerá de la estructura del suelo, es decir, de los tipos de agregados a los que tienden a aglutinarse los componentes del suelo, que formarán las cavidades y grietas donde se alojan el aire y el agua.

Desde el punto de vista de la ingeniería, suelo es el sustrato físico sobre el que se realizan todo tipo de construcciones, por lo que es necesario conocer sus características y su comportamiento frente a determinadas sollicitaciones. Existen obras que exigen realizar excavaciones de envergadura (subterráneas, ciertas obras civiles como caminos, canales etc.) o bien rellenos importantes (rellenos de plataformas, etc.). Por otro lado, recibe las cargas de las estructuras y debe ser capaz de resistirlas bajo sus tensiones admisibles para las estructuras que soporta y para el mismo.

Previo a toda construcción se debe efectuar un estudio del suelo comprometido por la obra, el cual debe ser hecho por un especialista, quien debe basarse en antecedentes geotécnicos de la zona y/o en reconocimiento detallado del terreno, efectuándose mediante pozos de reconocimiento o mediante sondajes.

### **Métodos de exploración más frecuentes**

Factores a considerar:

- Calicatas o pozos de reconocimiento
- Sondajes

### Calicatas o pozos de reconocimiento

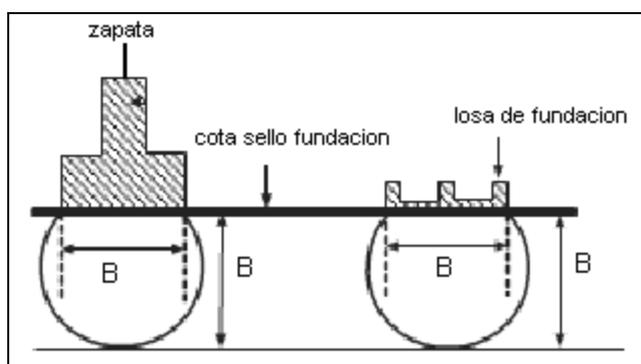
Corresponde a uno de los métodos más utilizados en exploración de suelos.

Debido a la complejidad del tema, los antecedentes entregados a continuación son de carácter informativo, recayendo la responsabilidad en la toma de decisión del profesional a cargo.

- Secciones mínimas recomendadas: 0,8 x 1,0 m.
- Profundidades:

Son variables, dependiendo de las características del suelo, existencia de napa subterránea y del tipo de estructuras. A modo de orientación se puede indicar que las profundidades mínimas de exploración son las siguientes:

- Zapata o losa de fundación: Un ancho de fundación bajo el sello de fundación, tal como se muestra en la Fig.1.
- En caminos es de 1,5 m medidos desde la subrasante propuesta.



Disposición de profundidades mínimas de exploración

El especialista a cargo debe efectuar la inspección visual de las paredes del pozo, midiendo espesor del estrato, estimando el tipo de suelo y sus características. Si se llega a la napa debe quedar claramente definida su profundidad.

De cada estrato debe estimar los porcentajes de bolones, gravas, arenas y finos presentes, además de algunos rasgos físicos de los mismos. También será necesario tomar muestras representativas de los estratos para así conocer las características de los suelos mediante ensayos de laboratorio. Para este caso es necesario que el pozo se haga con escalones de 50 cm. de profundidad para permitir la toma de muestras.

## Sondajes

Se recurre generalmente a este método cuando:

- Se desea investigar profundidades importantes
- Cuando las condiciones locales lo hacen necesario (presencia de napa, roca y otros)

Para este tipo de exploración se requiere el uso de maquinaria especializada, que permiten recuperar muestras del subsuelo y hacer algunos ensayos in situ, con la finalidad de recopilar más antecedentes de los suelos o rocas involucradas.

## Estudios de laboratorio

Las muestras extraídas del suelo, se someten a diversos tipos de ensayos en laboratorio. Entre los más frecuentes se encuentran:

ESTUDIO	TIPOS DE ENSAYOS
Clasificación del suelo	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Granulometría</li> <li>• Límites de resistencia (Ref.:NCh 1517)</li> <li>• Límite líquido (Ref.: NCh 1517/1)</li> <li>• Límite plástico (Ref.: NCh 1517/2)</li> <li>• Límite contracción (Ref.: NCh 1517/3)</li> <li>• Índice plasticidad</li> </ul>
Propiedades físicas del suelo	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Densidad de partículas sólidas (Ref.:NCh 1532)</li> <li>• Humedad (Ref.:NCh 1515)</li> <li>• Determinación de la densidad de muestras no perturbadas (Ref.: AASHTO T- 233)</li> </ul>
Parámetros resistentes y deformaciones	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Índices de penetración</li> <li>• Compresión no confinada</li> <li>• Capacidad de soporte CBR (Ref.:NCh 1852)</li> <li>• Ensayo triaxial</li> <li>• Ensayo de consolidación Unidimensional</li> </ul>

Estudios y ensayos de los suelos

## *Principales tipos de suelos y sus características*

### Descripción de los suelos

Las diferentes tablas de clasificación de los suelos, son útiles para agruparlos con un fin determinado, pero hay que tener en cuenta que una descripción exacta de las propiedades significativas de los suelos puede dar la información necesaria para tratar la mayoría de los problemas que estos podrían tener.

Estas propiedades se pueden agrupar en:

1.- Resistencia a esfuerzo cortante (suelos cohesivos): Propiedad de los suelos cohesivos inalterados. Se define como la resistencia a compresión sin confinar, pero se puede estimar por la presión que se necesita para comprimir entre los dedos una muestra inalterada.

Termino usado	Resistencia a la compresión sin confinar(según Terzaghi y Peck)	Ensayo de campo (según Cooling, Skempton y Glossop)
Muy blando Blando Firme Resistente Muy resistente Duro	0-0,25 Kg./cm <sup>2</sup> 0,25-0,50 Kg./cm <sup>2</sup> 0,50-1,00 Kg./cm <sup>2</sup> 1,00-1,50 Kg./cm <sup>2</sup> 1,50-2,00 Kg./cm <sup>2</sup> 2,00 o mas	Se escurre entre los dedos al cerrar la mano Se amasa fácilmente con los dedos Se amasa con fuerte presión de los dedos Se deprime con fuerte presión de los dedos Se deprime con presión de los dedos Se hiende ligeramente con la punta del lápiz

Resistencia de los suelos a la compresión sin confinar

2.-Compacidad: Es tan importante para los suelos no cohesivos, como lo es la resistencia para los cohesivos. Se puede hallar la relación de vacíos real del suelo, con la variación de la relación de vacíos de ese suelo al pasar del estado suelto al compacto.

Termino usado	Compacidad relativa	Ensayo de campo
Suelta	0-50%	-Una barra de acero de 12.5mm de diámetro penetra fácilmente empujada con la mano
Firme	50-70	- Una barra de acero de 12.5mm de diámetro penetra fácilmente hincada con un martillo de 2.3 kg.
Compacta	70-90	-Una barra de acero de 12.5mm de diámetro penetra 30 cm. hincada con un martillo de 2.3 kg.
Muy compacta	90-100	- Una barra de acero de 12.5mm de diámetro penetra solo unos centímetros hincada con un martillo de 2.3 kg.

Compacidad de los suelos

3.- Compresibilidad: Se determina directamente por ensayos de laboratorio o se estima de acuerdo con el límite líquido y la relación de vacíos.

Termino usado	Índice de Compresión	Límite líquido
Ligera o baja compresibilidad	0-0.9	0.30
Moderada o intermedia	0.20-0.39	31.50
Alta compresibilidad	0.40 y mayor	51 y mayor

Compresibilidad

4.- **Permeabilidad:** Representa la facilidad de circulación del agua en el suelo. Se determina por ensayos directos en el laboratorio y en el campo.

Permeabilidad relativa	Valores de k (cm. /seg.)	Suelo típico
Muy permeable Moderadamente permeable Poco permeable Muy poco permeable Impermeable	Mayor que $1 \times 10^{-1}$ $1 \times 10^{-1} - 1 \times 10^{-3}$ $1 \times 10^{-3} - 1 \times 10^{-5}$ $1 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-7}$ Menos que $1 \times 10^{-7}$	Grava gruesa Arena, arena fina Arena limosa, arena sucia Limo, arenisca fina Arcilla.

Permeabilidad relativa de los suelos

5.- **Color:** Es una propiedad muy utilizada al estudiar los suelos pues es fácilmente observable y a partir de él se pueden deducir rasgos importantes.

Se mide por comparación a unos colores estándar recogidos en las tablas Munsell.

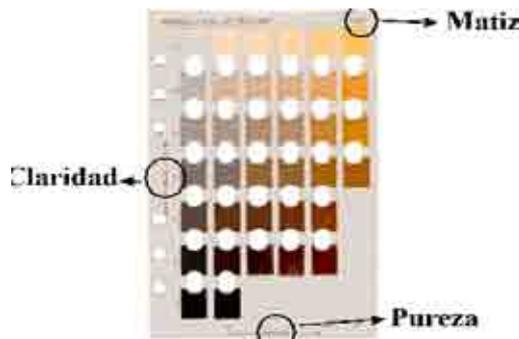
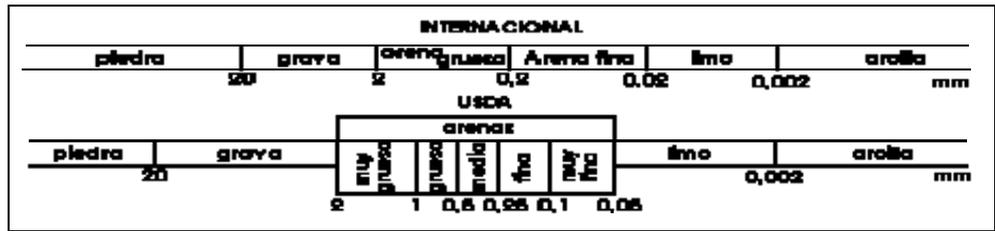


Tabla de colores de Munsell

6.- **Composición:** La composición incluye el tamaño de los granos, la graduación, la forma que tienen, la composición mineralógica (de los granos gruesos) y la plasticidad. Se consideran dos tipos de suelos: aquellos en que predominan los granos gruesos (mayores que 0,074mm) y aquellos en que predominan los granos finos (menores que 0,074mm). La cantidad de granos gruesos o finos que se requieren para considerar cuales predominan en un suelo no es fija ya que la Clasificación Unificada define arbitrariamente como tamaño dominante el de los granos que excedan el 50% en peso. Sin embargo, si el suelo contiene minerales arcillosos, los finos pueden predominar aunque ellos sean considerablemente menos del 50% del peso del suelo.



Distribución de los suelos según su tamaño

Los granos se identifican en cuanto a su forma desde angulosos hasta bien redondeados, distinguiendo además las partículas alargadas o laminares.

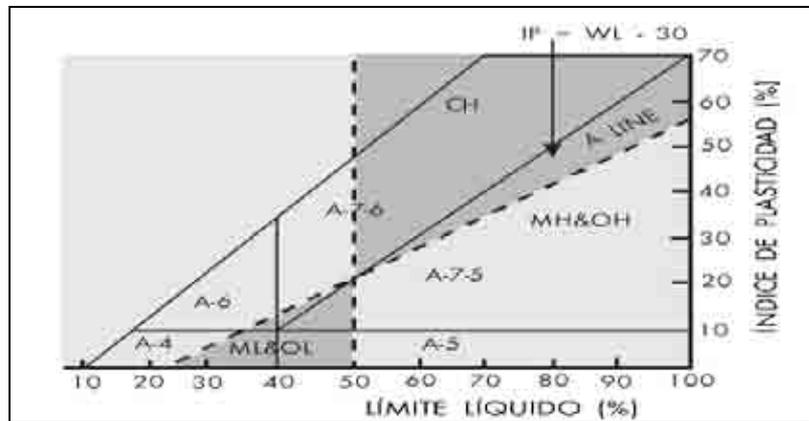


Grafico índice de plasticidad y límite líquido

Los finos basándose en el grafico de plasticidad de Casa grande (Figura 1.1.2.1c). Los suelos que caen por arriba de la línea A son arcillas y los que caen por debajo de dicha línea son limos. A los suelos que caen cerca de la línea A se les da una doble denominación: si el IP es menor que el 10% y el suelo cae por sobre la línea A, se le describe como arcilla limosa; si es menor que 33% y esta por debajo de la línea A, es un limo arcilloso. Sin embargo, el suelo cuyo límite líquido sea superior a 60%, no se describirá como arcilla limosa.

La plasticidad se puede determinar por el índice de plasticidad o puede estimarse por la resistencia de una muestra secada al aire.

Termino usado	IP	Resistencia en estado seco	Ensayos de campo
No plástico	0-3	Muy baja	Cae en pedazos fácilmente
Ligeramente plástico	4-15	Ligera	Se tritura fácil con los dedos
Medianamente plástico	15-30	Mediana	Difícil de triturar
Muy plástico	31 o mayor	Alta	Imposible de triturar con los dedos

Plasticidad

7.- Estructura del suelo: La estructura del suelo se debe determinar por una cuidadosa observación del mismo. Se pueden utilizar los siguientes términos descriptivos:

- Homogénea (propiedades uniformes)
- Estratificadas (capas alternadas de suelos diferentes)
- Laminada (repetición de capas alternadas de espesor menor que 3mm)
- En franjas (capas alternadas en suelos residuales)

Es importante indicar los defectos en la estructura del suelo. Se observan a menudo los siguientes:

- Espejos de falla (antiguos planos de fallas)
- Canales de raíces
- Fisuras (grietas, de retracción, heladas)
- Meteorización (descoloramiento irregular).

### **Tipos de suelos y sus características.**

Para su identificación, todos los suelos pueden agruparse en cinco tipos base: gravas, arenas, limos, arcillas y suelos orgánicos. En la naturaleza siempre existen combinaciones de estos grupos, sin embargo, es necesario reconocer los tipos bases para poder distinguir los suelos.

Factores a considerar:

1. Suelos orgánicos
2. suelos de grano grueso
3. suelos de grano fino

A continuación daré a conocer algunas características de estos suelos.

#### **1. Suelos orgánicos.**

- Proviene de organismos vivos, principalmente de restos de plantas.
- Tienen colores oscuros y parduscos y los caracteriza su olor (olor a humedad fuerte o descomposición).
- Son muy compresibles y sufren grandes cambios de volumen con los cambios de humedad.

En general no son aptos para fundar. De usarse debe considerarse condiciones especiales de diseño.

- Se pueden distinguir:

- Limos orgánicos : color gris a gris oscuro
- Arcillas orgánicas: color gris oscuro a negro.

En estado seco tiene resistencia muy alta, no así en saturado, donde además son muy compresibles.

- Turbas : Agregados fibrosos de fragmentos macro y microscópico de material orgánico descompuesto.

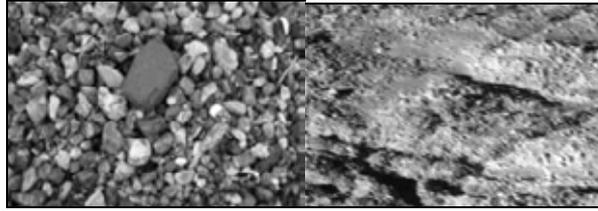


Suelos orgánicos, turbas

## 2. Suelos de grano grueso.

Aquí encontramos 3 tipos de suelos que detallare a continuación:

- **Bloques:** Son los de mayor tamaño (> 250 mm.) junto a los bolones (75 a 250 mm). Corresponden a los mejores tipos de suelos ya que su resistencia esta dada principalmente entre sus partículas.
- **Gravas:** Agregados sin cohesión de fragmentos granulares no alterados, de roca y minerales. Su tamaño varía entre 4,76 a 75 mm. Además de compartir las características de los bloques y los bolones, tienen resistencia elevada, son muy permeables y no tienen problemas de hielo – deshielo. Tienen aplicación en mampostería, confección de concreto armado y para pavimentación de líneas de ferrocarriles y carreteras, entre otras.
- **Arenas:** Es el material que resulta de la desintegración natural de las rocas o se obtiene de la trituración de las mismas. Su estabilidad depende de la compactación. El tamaño de sus partículas se encuentra entre 0,074 a 4,76 mm.



Gravas, bloques

### 3. Suelos de grano fino.

Encontramos dos grupos característicos:

- Limos orgánicos: Su tamaño,  $< 0,074$  mm, corresponden a suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad. A causa de su textura áspera (pero no granular), se confunden con arcillas y arenas finas. En estado seco son muy frágiles.
- Arcillas inorgánicas: Son agregados de partículas pequeñísimas, derivadas de la descomposición química de las rocas.

En estado seco son muy duras, tal que no es posible despegar polvo de una pasta frotada con los dedos.

Al estar saturadas pierden su cohesividad, formando una masa blanda incapaz de resistir carga. Además poseen permeabilidades muy bajas.

La resistencia de estos suelos depende exclusivamente de la cohesividad de sus partículas.



Arcillas inorgánicas, limos orgánicos

## Clasificación de los suelos.

Existen varias clasificaciones de suelos, sin embargo las más difundidas corresponden a:

- Sistema de clasificación AASHTO
- Sistema Unificado de clasificación de suelos (USCS)

### **Sistema de clasificación AASHTO.**

Este sistema describe un procedimiento para clasificar suelos en siete grupos, basado en las determinaciones de laboratorio de granulometría, límite líquido e índice de plasticidad. La evaluación en cada grupo se hace mediante un "índice de grupo", el cual se calcula por la fórmula empírica:

$$IG = (F - 35) (0,2 + 0.005 (WI - 40)) + 0,01 (F - 15) (IP - 10).$$

En que:

F = Porcentaje que pasa por 0.08 mm, expresado en números enteros basado solamente en el material que pasa por 80 mm.

WI = Límite Líquido.

IP = Índice de Plasticidad.

Se informa en números enteros y si es negativo se informa igual a 0.

El grupo de clasificación, incluyendo el índice de grupo, se usa para determinar la calidad relativa de suelos, de terraplenes, material de subrasante, sub bases y bases.

El valor del índice de grupo debe ir siempre en paréntesis después del símbolo del grupo, como: A-2-6 (3); A-7-5 (17), etc.

Este método define:

- Grava: material que pasa por 80 mm y es retenido en tamiz de 2
- Arena gruesa: material comprendido entre 2 mm y 0.5 mm
- Arena fina: material comprendido entre 0,5 y 0,08 mm.
- Limo arcilla: material que pasa por tamiz 0,08 mm.

El término material granular se aplica a aquellos con 35% o menos bajo tamiz 0,08 mm; limoso a los materiales finos que tienen un índice de plasticidad de 10 o menor; y arcilloso se aplica a los materiales finos que tienen índice de plasticidad 11 o mayor. Materiales limo arcilla contienen más del 35% bajo tamiz 0,08 mm.

Si un suelo es altamente orgánico (turba) puede ser clasificado como A-8 sólo con una inspección visual, sin considerar el porcentaje bajo 0,08 mm, límite líquido e índice de plasticidad. Generalmente es de color oscuro, fibroso y olor putrefacto.

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN AASHTO											
Clasificación general	Suelos Granulares (- 35% pasa 0,08 mm)						Suelos finos (- 35% pasa 0,08 mm)				
	A - 1		A - 3	A - 3			A-4	A-5	A-6	A-7	
Sub Grupo	A - 1a	A - 1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6*	A-2-7*				A-7-5*
2 mm	≤ 50										A-7-6*
0,5 mm	≤ 30	≤ 50	≥ 51								
0,08 mm	< 15	< 25	< 10	< 35			< 36				
WL				≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≥ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41
U	0	0	0	0	0	- 4	- 4	- 8	- 12	- 16	- 20
IP	≤ 6		NP	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≥ 10	≥ 11	≥ 11
Descripción	Gravas y arenas		Arena fina	Gravas y arenas Limosas ó Arcillosas			Suelos limosos		Suelos arcillosos		

Sistema de clasificación de suelos AASTO

### Sistema Unificado de clasificación de suelos (USCS)

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) deriva de un sistema desarrollado por A. Casagrande para identificar y agrupar suelos en forma rápida en obras militares durante la guerra.

Este sistema divide los suelos primero en dos grande grupos, de granos gruesos y de granos finos. Los primeros tienen mas del 50% en peso de granos mayores que 0,08mm; se representan por el símbolo G si mas de la mitad, en peso, de las partículas gruesas son retenidas en tamiz 5mm, y por el símbolo S si mas de la mitad pasa por el tamiz 5mm.

A la G o a la S se le agrega una segunda letra que describe la graduación: W, buena graduación con poco o ningún fino; P, graduación pobre, uniforme o discontinua con poco o ningún fino; M, que contiene limo o limo y arena; C, que contiene arcilla o arena y arcilla.

Los suelos finos, con mas del 50% bajo tamiz 0,08mm, se dividen entre grupos, las arcillas (C), los limos (M) y limos o arcillas orgánicas (O).

Estos símbolos están seguidos por una segunda letra que depende de la magnitud del límite líquido e indica la compresibilidad relativa: L, si el límite líquido es menor a 50 y H, si es mayor.

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN USCS							
GRUESOS (< 50 % pasa 0,08 mm)							
Tipo Suelo	Símbolo	% retenido en 5 mm	% Pasa* en 0,08 mm	CU	CC	IP**	
Gravas	GW	> 50% de la ret. En 0,08 mm	< 5	>4	1 a 3		
	GP			≥ 4	< 1 ó > 3		
	GM			> 12			< 0,73 (WL-20) ó <4
	GC						> 0,73 (WL-20) y > 7
Arenas	SW	≥ 50% de la ret. En 0,08 mm	< 5	> 6	1 a 3		
	SP			≤ 6	< 1 ó > 3		
	SM			> 12			< 0,73 (WL-20) ó <4
	SC						> 0,73 (WL-20) y > 7

Sistema de clasificación de suelos USCS para suelos gruesos

\* Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-WC, GP-GM, SW-SM, SC.

\*\* Si IP > 0,73(WL - 20) o si IP entre 4 y 7 e IP > 0,73(WL - 20), usar símbolo doble como GM-GC, SM-SC

En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica, ej. GW-GM en vez de GW-GC.

$$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN USCS			
FINOS (> 50% pasa 0,08 mm)			
Tipo Suelo	Símbolo	Lim. Liq. WL	Índice de Plasticidad *IP
Limos inorgánicos	ML	< 50	< 0,73 (WL-20) ó < 4
	MH	> 50	< 0,73 (WL -20)
Arcillas inorgánicas	CL	< 50	> 0,73 (WL - 20) y > 7
	CH	> 50	> 0,73 (WL - 20)
Limos o Arcillas Orgánicas	OL	< 50	** WL seco al horno ≤ 75% del WL seco al aire
	OH	> 50	
Alfamento Orgánicas	Pt	Materia orgánica fibrosa, se carboniza, se quema o se pone incandescente	

Sistema de clasificación de suelos USCS para suelos finos.

\*Si IP ~ 0,73(WL- 20) o si IP entre 4 y 7 e IP > 0,73 (WL- 20), usar símbolo doble.

\*Si tiene olor orgánico debe determinarse adicionalmente WL seco al horno.

En casos dudosos favorecer clasificaciones menos plásticas ej. CH-MH, en vez de CL-ML.

Si WL=50; CL-CH o ML-MH.

***Propiedades hidráulicas y mecánicas de los suelos.***

En el punto anterior se analizaron la propiedades índices de los suelos, que reflejan las características generales de un suelo dado, sirven para indicar hasta que punto suelos de distinto origen pueden ser similares o no serlo, además de ser base para registrar la experiencia constructiva y para utilizarla luego en obras futuras.

A continuación se detallaran las siguientes propiedades de los suelos: permeabilidad, compresibilidad, tensión superficial.

## **Permeabilidad de los suelos.**

Se dice que un suelo es permeable, cuando contiene vacíos continuos. Esta propiedad tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades a encontrar en muchas operaciones constructivas, como ejemplo, las excavaciones a cielo abierto en arena bajo agua o la velocidad de consolidación de un estrato de arcilla blanda bajo el peso de un terraplén.

Es importante conocer la permeabilidad, ya que nos cuantifica del gasto que fluye a través del suelo y la presión de poros generales por el flujo de agua en suelos.

## **Conceptos Previos**

### Ley de Darcy.

Al razonar se concluye que el agua, se mueve por que ocupa una posición (una altura o cota), con respecto a cierto plano, desde luego hay convencimiento que lo antes escrito es cierto pero no se tiene la evidencia de que existiendo en una masa de agua confinada ésta no se mueve por lo que se concluye que falta considerar otro elemento que hace que el agua se mueva. En conclusión el agua se mueve por diferencia de alturas, por diferencia de presiones o por ambas.

Se puede aceptar que el agua se mueve por las dos causas anotadas, por lo que surge, en cada una de las partículas de agua, la necesidad de conocer la altura y la presión, y a su suma se le acostumbra denominar potencial o carga hidrostática (h).

- Altura piezométrica, potencial o carga hidrostática

$$h = z + \frac{u}{\gamma_t}$$

Donde: z = altura de elevación

u = presión

$\gamma_t$  = presión del líquido

$$\frac{u}{\gamma_t} = \text{Altura de presión}$$

- Gradiente hidráulico

$$i_s = \frac{\partial h}{\partial s} = \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{\Delta h}{\Delta s}$$

- Velocidad de flujo

Vector cuya componente en una dirección es el caudal que atraviesa la cantidad de superficie perpendicular a la dirección.

$$v = \frac{q}{s}$$

Donde  $v$  = magnitud del vector

$q$  = caudal que atraviesa el tubo

$s$  = área de la sección transversal de dicho tubo

Henry Darcy demostró experimentalmente, en el año 1856, para el flujo unidireccional del agua la siguiente ley:

$$v = ki$$

siendo  $k$  una constante de proporcionalidad que recibe el nombre de “coeficiente de permeabilidad”, y que tiene dimensiones de una velocidad.

La ecuación anterior, extendida a tres dimensiones, toma la forma vectorial:

$$\vec{v} = -k\vec{\nabla}h$$

En general, en un líquido newtoniano la ecuación queda:

$$\vec{v} = -\frac{k'}{\eta}\gamma_t\vec{\nabla}h$$

Donde  $\eta$  = coeficiente de viscosidad del fluido

$\gamma_t$  = peso específico

$k'$  = constante de proporcionalidad que se llama permeabilidad física, la unidad de carga de  $k'$  en el sistema c.g.s. es el  $\text{cm}^2$ .

Condiciones hidrodinámicas necesarias para que se cumpla la ecuación:

- Medio poroso continuo.
- Aplicación análisis diferencial.
- Las fuerzas de inercia son despreciables respecto a las fuerzas de viscosidad, como consecuencia el flujo es laminar.
- Los poros están saturados.
- Existe proporcionalidad entre el esfuerzo de corte aplicado al fluido y la velocidad de deformación al corte.
- El sólido poroso es rígido e isótropo.

Validez de la ley de Darcy:

***Número de Reynolds:***

Diversos investigadores han encontrado que el valor del número de Reynolds,  $R$ , a partir del cual deja de cumplirse la ley de Darcy, oscila entre 1 y 12. En este caso, el número de Reynolds viene dado por la siguiente expresión:

$$R = \frac{0,6 \cdot v \cdot D_s \cdot \rho}{\eta(1-n)}$$

Donde  $v$  = velocidad de flujo

$D_s$  = diámetro de la partícula cuya superficie específica es igual a la del conjunto

$\rho$  = densidad del fluido

$\eta$  = coeficiente de viscosidad del fluido

Para números de Reynolds superiores a 12 la importancia de las fuerzas de inercia en el flujo hace que obtengamos la siguiente expresión:

$$i = a + bv^2$$

Para números de Reynolds comprendidos entre 60 y 12 el flujo se hace turbulento.

**Suelos parcialmente saturados:**

En los suelos parcialmente saturados existen dos fluidos en los poros: agua y aire. La ley de Darcy ha sido obtenida para un solo fluido, por tanto, no es aplicable, en principio, en este tipo de suelos.

Las burbujas de aire taponan parte de los poros en que se encuentran, y no permiten el paso del líquido cuando éste es el permeante. Por ello la permeabilidad al agua de un suelo parcialmente saturado suele ser menor que la del mismo suelo saturado. Por este motivo, la permeabilidad de un suelo parcialmente saturado aumenta con el paso del tiempo durante el que está expuesto al paso del agua, porque su grado de saturación va aumentando a medida que más y más burbujas van siendo arrastradas por el agua, y a medida que el aire va siendo disuelto en el agua.

El coeficiente de permeabilidad de suelos parcialmente saturados aumenta al aumentar la presión del líquido, pues esto provoca un incremento en la cantidad de gas disuelta y, por tanto, una disminución en el espacio ocupado por burbujas gaseosas.

**Sustancias arcillosas saturadas:**

Para la ley de Darcy en los suelos arcillosos saturados hay dos teorías:

La primera teoría dice que no comienza a circular agua hasta que el gradiente hidráulico no supera un determinado “umbral”  $i_0$ , y que a partir de ese momento la relación entre  $v$  e  $y$  es aproximadamente lineal, de modo que la ecuación se transformaría en:

$$\begin{aligned} v &= 0 && \text{para } i < i_0 \\ v &= k(i-i_0) && \text{para } i > i_0 \end{aligned}$$

La segunda teoría dice que el coeficiente de permeabilidad aumenta con el gradiente hidráulico. La velocidad de flujo aumenta con el gradiente hidráulico según una curva hasta llegar a un valor  $i_1$  en que se convierte en una recta. La ecuación se convierte en:

$$\begin{aligned} v &= ki^m && (m > 1) && \text{para } i < i_1 \\ v &= k(i-i_1) && && \text{para } i > i_1 \end{aligned}$$

El cumplimiento de esta ecuación depende del tipo de arcilla.

## **Erosión y defensas**

La desviación de la circulación natural del agua contenida en los suelos, para evitar la saturación de estos, enviándola a zanjas o pozos dispuestos al efecto o bien encausarla hacia ductos subterráneos situados debajo de fundaciones, se les denomina *drenajes*. Los pozos de drenaje so comúnmente revestidos con caños perforados, y los conductos consisten en cañerías con sus juntas abiertas o en caños perforados. Entre el suelo natural y los caños, se coloca una capa de material grueso para que actúe como filtro.

Para que un filtro, cumpla su cometido en forma eficiente, el material del mismo debe satisfacer ciertas condiciones granulométricas:

- Si los vacíos del material son muchos mayores que las partículas mas finas del suelo adyacente en contacto con el filtro, dichas partículas, son poco a poco arrastradas hasta los intersticios del filtro, obstruyendo el escurrimiento del agua.
- Si los vacíos del filtro son del mismo tamaño que los del suelo, el filtro puede ser poco a poco lavado por arrastre hacia el conducto subterráneo.

Experimentos efectuados, han indicado que para que un material satisfaga las condiciones esenciales para construir un filtro adecuado, su tamaño  $D_{15}$ , correspondiente al tamiz que deja pasar el 15% del material, debe ser por o menos igual a cuatro veces el tamaño  $D_{15}$  de la capa de suelo mas gruesa en contacto inmediato con el filtro y que además dicho tamaño no debe sobrepasar cuatro veces el tamaño  $D_{85}$  correspondiente al tamiz que deja pasar el 85% del suelo de la capa mas fina en contacto con el filtro.

Como es siempre deseable reducir las perdidas de carga debido al escurrimiento a través del filtro al menor valor compatible con los requerimientos granulométricos, los filtros muy espesos son contruidos generalmente de varias capas. Cada una de estas capas satisface, con respecto a la capa precedente, la granulometría de materiales adecuados para filtros y del material a ser protegido, formándose un filtro compuesto que se conoce como filtro graduado.

La descarga de agua en el límite entre un suelo fino y un suelo grueso, puede producir arrastre o erosión del material fino si la velocidad del agua es grande. La erosión generalmente

comienza con la formación de pequeños manantiales en diferentes puntos del límite entre suelos, donde se inicia la erosión de canales que poco a poco progresan hacia el interior del suelo fino y hacia la zona de entrada del agua del mismo. El proceso se denomina erosión retrograda. Es una de las amenazas más peligrosas que existen para los diques de embalse, siendo la causante de los desastres más catastróficos ocurridos en tales tipos de obras. Como la erosión no puede producirse sin que una gran cantidad de suelo sea poco a poco lavada y arrastrada, la misma puede ser controlada en forma efectiva construyendo filtros en todas las zonas donde exista alguna posibilidad que se produzcan manantiales.

### **Tensión efectiva, tensión neutra.**

El asiento del suelo se origina principalmente por la reducción del volumen de poros; la parte de asiento producida por la reducción del volumen de granos del esqueleto del suelo es totalmente despreciable. Por ello, si los huecos de un suelo se hallan completamente llenos de agua, el asiento solo puede resultar de la expulsión de agua provocado por fuerzas estáticas de gravedad, como su peso propio y el de las estructuras levantadas sobre el, se llama consolidación, antónimo de compactación, que es la presión artificial de un terreno por medios mecánicos.

Si un suelo saturado es muy permeable (por ejemplo arena pura), su consolidación por aplicación de nuevas cargas estáticas es casi instantánea, puesto que el agua no encuentra ninguna dificultad para salir de los huecos. Por otro lado, si el suelo saturado es arcilla con baja permeabilidad, su consolidación será muy lenta, ya que el agua de los huecos tardará mucho en ser expulsada hacia los límites permeables de la capa de arcilla.

Cuando se aplica una carga a un suelo coherente completamente saturado  $N$ , en el límite de su consistencia plástica, la compresión  $\sigma$  creada por la carga es totalmente soportada al principio por el agua de los poros. Se dice entonces que  $\sigma = u$ , siendo  $u$  la tensión que resulta en el agua por la aplicación de la presión  $\sigma$ . La tensión  $u$  se llama tensión neutra y también exceso hidrostático.

La reducción del volumen de huecos de una arcilla completamente saturada corresponde a la cantidad de agua expulsada. Como resultado de este proceso los granos del esqueleto del suelo son forzados a establecer un contacto más íntimo entre ellos y, como consecuencia, absorben parte de la nueva carga aplicada. Las tensiones creadas así, en el esqueleto de un suelo, se denominan tensiones efectivas  $\sigma'$ . A toda disminución de la tensión neutra del agua de los huecos corresponde un aumento igual de la tensión efectiva del esqueleto sólido del suelo, y viceversa. La suma de la tensión efectiva  $\sigma'$  y la tensión neutra  $u$ , en todo punto y cualquier instante, permanece constante e igual a la presión aplicada  $\sigma$ :

$$\sigma = u + \sigma'$$

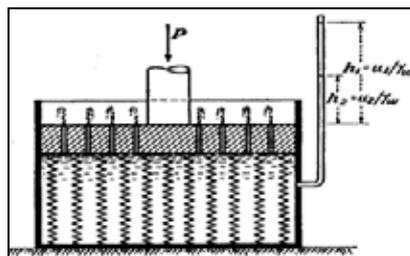
Cuando la presión  $\sigma$  ha sido íntegramente transferida al esqueleto del suelo, de forma que  $\sigma = \sigma'$ , la tensión neutra, de los poros  $u$  se hace nula. Entonces cesa ya la expulsión del agua y, por lo tanto, la arcilla no asienta más. La consolidación ha alcanzado el 100% de su valor final. Los estados intermedios de este proceso se definen por el grado de consolidación:

$$U = \frac{S}{S_2} \times 100$$

Siendo:

$S$  = variación de longitud de una muestra de suelo o asiento de una capa durante la consolidación vertical unidimensional en el estado de consolidación que se define:

$S_2$  = variación lineal o asiento en el estado final de consolidación.



Modelo de Terzaghi para proceso de consolidación

El proceso de consolidación se puede ver mejor en la figura 1.2.2, modelo que usó Terzaghi para explicar su teoría. El esquema muestra un cilindro lleno de líquido, un pistón acoplado en el interior del cilindro es soportado por un sistema de muelles que imita la acción sólida del suelo.

El pistón lleva varios orificios pequeños por los que el líquido puede escapar si se le aplica una carga  $P$ . La resistencia opuesta a la carga  $P$  por el líquido, y la velocidad de reducción de esta resistencia, son funciones de la velocidad de salida del agua por los orificios  $y$ , por tanto, de su diámetro. Si se hace menor el diámetro de los orificios, disminuye la velocidad de salida del agua. Conforme el agua escapa por los agujeros, el pistón desciende bajo la acción de la carga extrema  $P$ . Por este efecto, los muelles se comprimen y ofrecen una resistencia progresivamente creciente a medida que aumenta el recorrido. La expresión  $u = h \gamma_w$  del agua desciende al mismo tiempo y el nivel  $h$  del agua en el tubo piezométrico también baja correlativamente. El movimiento de descenso y la expulsión de agua cesan cuando la resistencia de los muelles comprimidos iguala la carga externa  $P$  y, entonces,  $u$  y  $h$  son nulos.

Terzaghi, en 1923, publicó una solución matemática rigurosa del proceso de consolidación, fundando así la mecánica de suelos, nueva ciencia que difiere de la mecánica de sólidos por la influencia predominante que ejerce el agua de los huecos en las propiedades mecánicas de los suelos. El desarrollo de la mecánica de suelos permitió discernir las causas de la gran duración de los asientos de estructuras erigidas sobre potentes bancos de arcillas saturadas, además, el conocimiento del proceso de la consolidación permitió una mejor comprensión de la variabilidad de la resistencia al corte de los suelos, que se vio que aumenta con las presiones transmitidas de partícula a partícula del armazón sólido del suelo, es decir, con las llamadas tensiones efectivas. Por otro lado, las presiones soportadas por el agua de los huecos no contribuyen al aumento de la resistencia al corte de un suelo, de aquí su nombre, tensiones neutras.

### **Compresibilidad de estratos confinados.**

Si las zapatas de fundación de un edificio se encuentran apoyadas sobre una capa de arcilla blanda, es posible que sufran de un asentamiento excesivo y que quizás lleguen hasta hundirse en el suelo. Condiciones tan desfavorables del suelo de fundación se perciben fácilmente, de modo que los proyectistas prevén las posibles dificultades, y establecen sus fundaciones

generalmente sobre pilotes o pilares que atraviesan la capa blanda, y descansan sobre estratos firmes.

Por el contrario, si por debajo de un espeso estrato de arena existe una capa delgada de arcilla blanda, las consecuencias que puede tener la presencia de dicha capa no son tan fáciles de prever.

Debido a la relativa frecuencia con que han aparecido asentamientos no previstos, la compresibilidad de estratos confinados de arcilla, han recibido una atención creciente durante los últimos años.

#### Arenas inalteradas

En la naturaleza todas las arenas se encuentran más o menos estratificadas.

La mayoría de las arenas naturales contienen algún vestigio de material cementante y por arriba de la napa freática, siempre contiene algo de humedad, factores que producen cohesión.

Por otro lado algunas arenas contienen en estado natural, una densidad relativa mayor de la que se puede tener en el laboratorio; otras tienen en su estado natural, una estructura mucho más inestable, que las probetas preparadas en laboratorio. Sin embargo, si las relaciones de vacíos de las arenas son las mismas en ambos casos, sus compresibilidades son también aproximadamente iguales.

Tratándose de problemas prácticos, se puede comúnmente despreciar la compresibilidad de los estratos confinados de arena, ya que la misma no adquiere valores de importancia. Por esta razón, la compresibilidad de las arenas, no ha sido investigada extensamente.

#### Estratos naturales de arcilla

Si el suelo situado debajo de una estructura, contiene capas de arena o arcilla compacta que alternan con otras de arcilla blanda, la compresibilidad de los estratos de arena y de arcilla compacta puede despreciarse.

La compresibilidad de las capas de arcilla depende principalmente de dos factores: límite líquido del suelo y la magnitud de la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla desde que fue depositada. Si esta presión nunca ha excedido a la presión efectiva de las capas de suelo

situadas sobre las mismas, se dice que el material es normalmente consolidado, de lo contrario, que es preconsolidada, es decir que ha sido sometida a una presión mayor de la que resulta de su tapada actual. Esta presión mayor pudo ser causada por el peso de los estratos de suelos que fueron erosionados, por el peso del hielo que luego se derritió, por desecación debida a que la arcilla estuvo expuesta al aire, etc.

La compresibilidad de una capa de arcilla normalmente consolidada, con un límite líquido conocido, puede estimarse en forma aproximada por la siguiente formula, siempre y cuando la arcilla sea homogénea:

$$C_c \cong 1,30C_c^{\wedge} = 0,009(L_w - 10\%)$$

Donde:

$C_c$  = índice de compresión de la arcilla amasada

$L_w$  = límite líquido expresado en por ciento del peso seco de arcilla.

Si la arcilla tiene un límite líquido mayor de 100; o si su contenido de humedad a una profundidad de 5 o 10 metros es mayor que el límite líquido; o bien si contiene un alto porcentaje de materia orgánica; la compresibilidad de la capa puede resultar mucho mayor que la calculada con la formula anterior. Por ello, si debe construirse un edificio sobre este tipo de arcilla excepcional (arcillas de origen volcánico, ciertos tipos de arcillas marinas, varios tipos de arcillas altamente orgánicas entre otras), es aconsejable determinar su compresibilidad por medio de ensayos de consolidación sobre muestras inalteradas.

La compresibilidad de una arcilla preconsolidada, depende no solo del límite líquido del suelo, sino que también de la relación  $\Delta p / (\hat{p}_o - p_o)$ , en que  $\Delta p$  es la presión que la estructura agrega a la presión existente  $p_o$ , y  $\hat{p}_o$  es la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla.

Si esta relación es menor que el 50%, la compresibilidad de esta arcilla suele ser del 10 al 25% de la que corresponde a una arcilla similar normalmente consolidada. Al aumentar esta relación, el efecto que la preconsolidación ejerce sobre la compresibilidad de la arcilla

disminuye, y, para valores mayores del 100%, la influencia de la preconsolidación sobre el asentamiento puede despreciarse.

La compresibilidad de mantos de arcillas altamente preconsolidados es generalmente insignificante y puede despreciarse, a menos que el ingeniero se vea precisado a construir sobre un espeso estrato de arcilla compacta, una estructura muy grande y pesada que sería dañada hasta por un asentamiento diferencial moderado. En este caso, si el problema justifica un cálculo de asentamientos, deben efectuarse ensayos de consolidación sobre muestras inalteradas extraídas de preferencia de excavaciones a cielo abierto.

## **Capilaridad y tensión superficial.**

### **Tensión superficial**

Si el agua contenida por un suelo no estuviera sujeta a otra fuerza que la gravedad, el material situado por encima de la napa se hallaría seco. En realidad, en el terreno, el suelo se halla completamente saturado hasta cierta distancia por arriba de la napa, y parcialmente saturado encima de este nivel.

Si la parte inferior de una masa de suelo seco se pone en contacto con el agua, el líquido sube por los vacíos hasta alcanzar cierta altura por encima del nivel libre. Este ascenso del agua se atribuye a la tensión superficial que se desarrolla en la zona límite entre el aire y el agua. En esta zona, el agua se encuentra en estado de tensión comparable al que se desarrollaría en una membrana de goma tendida y unida a las paredes de los vacíos del suelo, con la diferencia de que la tensión superficial del agua no resulta afectada por una contracción o extensión de la película que separa el agua del aire.

Así entonces, la tensión superficial, corresponde a la propiedad de un líquido en la interfase “líquido – gas”, por la cual las moléculas de la superficie soportan fuerzas de tensión. Se expresa con  $T$  y se define como la fuerza en Newtons por milímetro de longitud de superficie, que el agua es capaz de soportar.

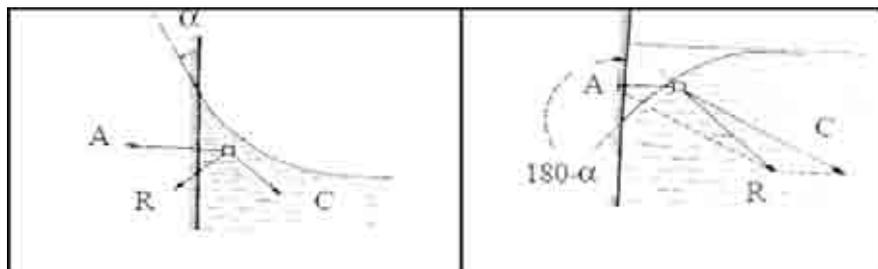
El valor de la tensión es de  $73 \text{ dinas/cm} \approx 0,074 \text{ gf/cm}$  siendo gf, gramos-fuerza. Este coeficiente se mide en unidades de trabajo ( $W$ ) o energía entre unidades de área  $A$  y representa

la fuerza por unidad de longitud en cualquier línea sobre la superficie. T es entonces, el trabajo W necesario para aumentar el área A de una superficie líquida.

$$T = \frac{dW}{dA}$$

### Capilaridad.

Fenómeno debido a la tensión superficial, en virtud del cual un líquido asciende por tubos de pequeño diámetro y por entre láminas muy próximas. Pero no siempre ocurre así debido a que la atracción entre moléculas iguales (cohesión) y moléculas diferentes (adhesión) son fuerzas que dependen de las sustancias. Así, el menisco será cóncavo, plano o convexo, dependiendo de la acción combinada de las fuerzas de adherencia A y de cohesión C, que definen el ángulo  $\alpha$  de contacto en la vecindad, y de la gravedad.



Formación de los meniscos.-

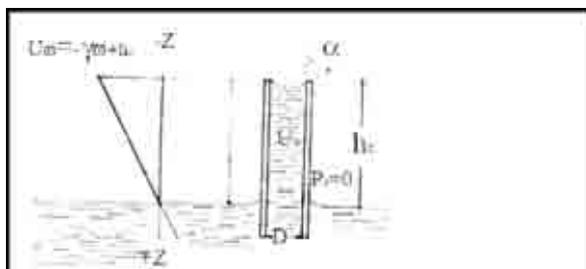
Sean:  $h_c$  = altura capilar de ascenso del agua, en un tubo de estrecho radio R, parcialmente sumergido.

$\alpha$  = el ángulo del menisco con el tubo capilar.

T = tensión superficial dentro del tubo capilar.

$P_a$  = presión atmosférica (el aire pesa), que se compensa.

El agua asciende contra la presión  $U_w$ , a la que se suma la presión atmosférica sobre toda la superficie del fluido.



Esfuerzos en un tubo capilar.-

Para  $P_a = 0$  y despejando la presión de poros, que es  $U_{\varpi}$

$$U_{\varpi} = \frac{-2T \cos \alpha}{R} = \frac{-4T \cos \alpha}{D}$$

Pero  $U_{\varpi} = -h_c \gamma_{\varpi}$  por ser el peso de una columna de agua de altura h

$$h_c = \frac{4T \cos \alpha}{\gamma_{\varpi} D}$$

$$h_c = \frac{0,03 \text{ (m)}}{D \text{ (mm)}} \Rightarrow \begin{cases} \text{Como en agua} \\ \gamma_{\varpi} = 1, \text{ g}^{\text{rf}}/\text{cm}^3 \\ \text{y en aire y agua} \\ T = 0,074 \text{ g}^{\text{rf}}/\text{cm} \\ \text{si la temperatura es } 20^{\circ} \end{cases}$$

#### Capilaridad y contracción en suelos arcillosos

Dos fuerzas: Adsorción entre las partículas activas del suelo y el agua y fuerzas osmótica, propia de la fase líquida y explicada por concentración de iones, explican la capilaridad de las arcillas. En la adsorción influyen la adherencia y la tensión superficial.

Potencial de humedad o succión pF: Es la máxima tensión (H en cm) que ejerce el esqueleto del suelo sobre el agua de los poros. Como la resistencia a la tensión del agua es 2000 MN/m<sup>2</sup>, el valor de  $pF_{\text{max}} = 7$  (equivale a  $H = 100 \text{ Km} = 107 \text{ cm}$ ).

$$pF = \log H_{(cm)} \Rightarrow \begin{cases} \text{si } H = 10000 \text{ cm} \\ pF = 4 \end{cases}$$

Cuando existe diferencia en el potencial de humedad pF se produce flujo de agua aunque no exista cabeza hidráulica. El agua así, pasará de regiones con bajo pF hacia las de alto pF.

Cuando ambas igualen el pF, el flujo continuará hasta que se igualen las diferencias de altura.

#### Contracción y expansión en arcillas:

Los suelos arcillosos pueden cambiar su cohesión así:

Consideremos un tubo horizontal.

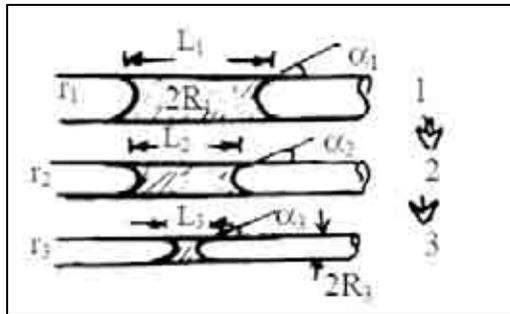
Donde  $r_i$  = Radio del menisco (variable).

$R_i$  = Radio del tubo elástico (variable).

$L_i$  = Longitud del tubo con agua (variable).

$\alpha_i$  = Ángulo del menisco con el tubo (variable).

El tubo elástico pierde agua;  $L_1 > L_2 > L_3$  en consecuencia,  $R_1 > R_2 > R_3$ ; de esta manera  $\alpha_1 > \alpha_2 > \alpha_3$ , lo que significa que el menisco tiende a desarrollarse mejor ( $\alpha \rightarrow 0^\circ$ ) en virtud de la pérdida de agua.

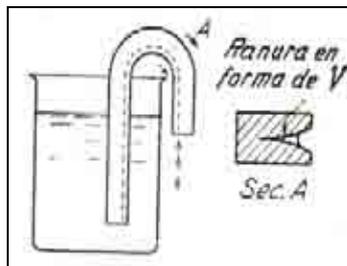


Contracción de suelos finos.-

Esto significa que aumentan los esfuerzos efectivos del suelo al perderse agua (evaporación, etc.), pues  $\alpha$  tiende a  $0^\circ$ . El suelo se contraerá, agrietándose.

### Sifonaje capilar.

Las fuerzas capilares hacen ascender el agua contra las fuerzas de gravedad, no solo en casos de tubos capilares o de columnas de vacíos en suelos secos, sino que también dentro de canales angostos abiertos o de acanaladuras en forma de V. Si el punto más alto está por debajo del nivel a que la tensión superficial puede levantar el agua, esta irá pasando por la ranura en V y poco a poco vaciará el recipiente. Este procedimiento se conoce como *sifonaje capilar*, y se produce también en los vacíos de un suelo.



Corriente capilar por una ranura en forma de V

## **Deformación y resistencia de los suelos.**

### **Deformación de los suelos.**

En general se pueden reconocer en los suelos, tres tipos básicos de comportamiento mecánico esfuerzo-deformación, los cuales son: comportamiento elástico, plástico y el viscoso.

Un cuerpo elástico es aquel que al aplicarle un sistema de cargas, se deforma, pero que al retirar las cargas el material regresa a su configuración geométrica inicial. En contraposición el comportamiento plástico se caracteriza porque el cuerpo permanece deformado aun cuando se retiran todas las cargas que lo deformaron.

En los cuerpos viscosos la respuesta del material (o sea sus deformaciones) no solamente depende de la magnitud de los esfuerzos aplicados, sino también del tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga; a este tipo de respuesta se le conoce como diferida. Por el contrario en los materiales elásticos o plásticos la respuesta del suelo no depende del tiempo, por lo que se dice que su respuesta es inmediata.

En suelos finos saturados, por ejemplo podemos encontrar una combinación de las tres componentes de deformación; o sea, una componente elástica, otra plástica y otra viscoplástica.

Adicionalmente podemos identificar dos maneras en que se forman los suelos:

- a) Por “compresibilidad”, cuando se presentan cambios de volumen sin cambios de forma en la masa de suelo
- b) Por “deformabilidad”, cuando hay cambios de forma en menor medida, cambios de volumen.

Bajo ciertas condiciones de trabajo en campo, el concepto de deformabilidad se aplica mejor a suelos gruesos y el de compresibilidad a suelos finos saturados.

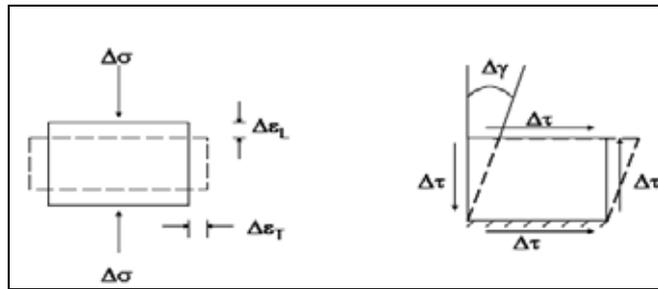
### **Deformabilidad de suelos gruesos.**

Para entender el comportamiento de los suelos es necesario apoyarse en modelos que nos acerquen a las magnitudes de los asentamientos esperados, bajo las condiciones analizadas. En

este sentido el modelo elástico lineal ha sido de gran utilidad para el ingeniero de cimentaciones, sin embargo surge la necesidad de establecer procedimientos que determinen correctamente los parámetros adecuados, para no alejarse demasiado de la realidad. A continuación se discuten los que pudieran ser de utilidad para el caso de los suelos gruesos e incluso los finos bajo ciertas consideraciones.

### Modelo elástico.

La teoría de la elasticidad establece relaciones lineales entre los esfuerzos aplicados a un elemento diferencial y las correspondientes deformaciones.



Comportamiento de un cuerpo al aplicarle una fuerza.

$\Delta\sigma$  = Esfuerzo normal aplicado

$\Delta\varepsilon_L$  = Deformación lineal longitudinal

$\Delta\varepsilon_T$  = Deformación lineal transversal

$\Delta\tau$  = Esfuerzo cortante aplicado

$\Delta\gamma$  = Deformación angular

A partir de la figura anterior, se definen los siguientes parámetros elásticos:

$E$  = Modulo de elasticidad

$G$  = Modulo de rigidez al

$\nu$  = Relación de poisson

esfuerzo cortante

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_L}, \quad \nu = \frac{\Delta\varepsilon_T}{\Delta\varepsilon_L}$$

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} = \frac{E}{2(1-\nu)}$$

Físicamente  $E$  y  $G$  representan la resistencia que opone el suelo a ser deformado bajo la aplicación de esfuerzos.

Cabe señalar que este modelo no puede ser aplicado directamente al caso de los suelos, porque por un lado no se comporta ni elástica ni linealmente y por el otro los parámetros del suelo son

función, entre otros factores, del esfuerzo medio aplicado, del tiempo que transcurre a partir de la aplicación de la carga, de la frecuencia de vibración; sin embargo, bajo ciertas consideraciones es posible adaptarlo para el caso que se este analizando.

### **Compresibilidad de los suelos finos saturados.**

Para estudiar los desplazamientos que sufrirá una estructura desplantada en un suelo fino saturado que requiere considerar en el análisis el procedimiento constructivo de la obra civil por realizarse. En el caso de cimentaciones los trabajos pudieran requerir bombear, excavar por zonas, lastres, etc. Estas acciones pueden tener el objeto de evitar que los sedimentos bajo la excavación se expandan demasiado, con el propósito de limitar las afectaciones a estructuras vecinas y los hundimientos posteriores del suelo, cuando se construya la obra, a valores permisibles.

En efecto, la compresibilidad de un suelo fino, no solo depende de sus características esfuerzo-deformación-tiempo que se pueden estudiar a través del fenómeno de consolidación, sino de la trayectoria de esfuerzos que sufra en el campo durante la construcción y la vida útil de la obra. Por eso debemos comenzar estudiando el fenómeno de expansión de los suelos antes que el de consolidación.

#### Fenómeno de expansión de los suelos

Como se dijo antes, en el caso de cimentaciones, donde es necesario realizar excavaciones, se producen alivios de esfuerzos en los estratos de suelo que producen expansiones elásticas en los estratos.

El modulo de expansibilidad,  $M_e$  de cada uno de los estratos de suelo, se determina con la siguiente expresión:

$$M_e = \rho_e M_{eo} f_a$$

Donde:

$f_a$  = factor de alteración de las muestras

$\rho_e$  = Factor que corrige el modulo de deformación unitaria para respuesta elástica  $M_{eo}$  obtenido para descarga total en laboratorio (Zeevaert, 1980), teniendo en cuenta que esto ultimo solo se cumple para el suelo que se localiza próximo al nivel máximo de excavación.

### Fenómeno de consolidación

Las sobrecargas de las estructuras cimentadas en suelos finos saturados inducen la consolidación primaria y la secundaria. La consolidación primaria, se genera por un exceso de la presión del agua de poro la cual requiere de tiempos relativamente grandes para su disipación y desalojo retardando el proceso de deformación del suelo. La consolidación secundaria, se genera cuando existe un deslizamiento relativo entre láminas arcillosas, este fenómeno se llama “viscosidad intergranular” y tiene importancia, sobre todo, cuando el subsuelo se encuentra altamente estratificado con intercalaciones de material permeable, ya que la consolidación primaria se presenta rápidamente.

Las recompresiones del suelo, que tienen lugar después que han sido aliviados esfuerzos en el por las excavaciones para alojar la cimentación, se producen antes o hasta alcanzar el estado de esfuerzo efectivo vertical inicial. En suelos preconsolidados es factible aplicar un incremento de esfuerzo mayor que el esfuerzo vertical efectivo inicial, pero sin rebasar el esfuerzo critico; en estas condiciones ocurre una compresión adicional de los estratos de suelos involucrados.

El modulo de deformabilidad o compresibilidad que se use en los análisis debe tomar en cuenta tanto el fenómeno de consolidación primaria como el de secundaria.

En análisis tridimensionales, el modulo de deformabilidad de los estratos se calcula con la expresión:

$$M_v = \frac{m'_v [F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)] \rho_c f a}{\nu_c}$$

Donde:

$F(T_v)$  : Función de Terzaghi del fenómeno primario, dado por:

$$F(T_v) = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}}$$

$T_v$  = Factor tiempo de Terzaghi dado por:

$$T_v = \frac{c_v t}{L_e^2}$$

Siendo  $m'_v$  = coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para compresión primaria

$\beta$  = factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular

$\xi$  = factor adimensional que modifica el valor de  $T_v$  en el fenómeno viscoso intergranular.

$c_v$  = parámetro de consolidación.

$t$  = tiempo considerado en el análisis desde la aplicación de la carga

$L_e$  = longitud efectiva (trayectoria en línea recta que tiene que seguir la molécula de agua mas alejada de los estratos drenantes, para ser desalojada por consolidación del estrato de arcilla saturada)

$\rho_c$  = factor de recompresión igual a:

$$\rho_c = \frac{1 + \left( \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_o} \right) \beta \log(1 + \xi T_v)}{1 + \beta \log(1 + \xi T_v)} \rho_e$$

Donde:

$\Delta \sigma_c$  = incremento del esfuerzo vertical al centro del estrato en cuestión.

$\sigma_o$  = esfuerzo efectivo vertical inicial.

En el caso de análisis unidimensionales, donde se desprecia el efecto de los esfuerzos laterales, el modulo de compresibilidad de los estratos debe calcularse mediante la siguiente expresión:

$$m_v = m'_v [F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)] \rho_c f_a$$

En el caso del fenómeno de la compresión  $\rho_c = 1$ .

## **Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.**

Toda obra de ingeniería exige seguridad, funcionalidad y economía. Cuando se habla de seguridad en el caso específico de los suelos, se busca que el sistema que forman la cimentación y el suelo no genere un mecanismo de falla que ponga en peligro la estabilidad de la obra.

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad de una estructura, desde el punto de vista de la ingeniería, es necesario determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos involucrados en el mecanismo potencial de falla. Sin embargo, dicha determinación implica grandes retos para el ingeniero, en virtud de las variables involucradas en el problema tales como: tipo de suelo, grado de compacidad o consistencia, grado de saturación y anisotropía, entre otras.

La resistencia al corte puede ser definida como el máximo valor que la tensión cortante puede alcanzar, a lo largo de un plano cualquiera en el interior del macizo, sin que se verifique la rotura de la estructura del suelo. Siendo que una grande parte de esta resistencia proviene de la fricción entre las partículas del suelo, esta depende de la tensión normal aplicada sobre este plano. Por otro lado, la mayoría de los problemas de empuje puede ser aproximada a un estado plano de deformación, considerando apenas la sección principal del conjunto suelo-estructura y admitiendo que todas las otras secciones sean iguales a esta.

### **Criterio de Mohr-Coulomb.**

La ley que determina la resistencia al corte del suelo es el criterio de rotura o de plastificación del material. Se trata de un modelo matemático aproximado que relaciona la resistencia al estado de tensión actuante. En el caso de los suelos, el criterio mas ampliamente utilizado es el criterio de Mohr-Coulomb que establece una relación entre la resistencia al corte y la tensión normal. El criterio de Mohr-Coulomb se basa en la ley de Coulomb y en el criterio de rotura de Mohr.

La ley de Coulomb determina que la resistencia al corte a lo largo de cualquier plano esta dada

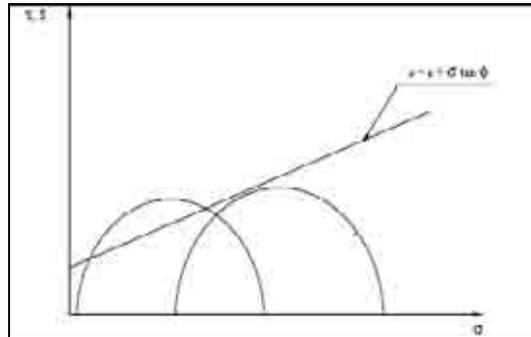
por:  $s = c + \sigma \tan \phi$

Donde:

$s$  = resistencia al corte

$c$  = cohesión

$\Phi$  = ángulo de fricción interna



Criterio de Mohr-Coulomb.

Además, la cohesión y el ángulo de fricción interna son los parámetros de resistencia al corte del suelo según este criterio de rotura y su determinación es fundamental en la determinación del empuje. Esta determinación puede ser obtenida por ensayos de laboratorio, como el ensayo de corte directo y los ensayos de compresión triaxial. Pueden también ser estimados a partir de ensayos de campo, o también a partir de otras características del material.

Es importante mencionar que “ $c$ ” y “ $\Phi$ ” no son parámetros intrínsecos del suelo, son parámetros del modelo adoptado como criterio de rotura. Además de eso, el valor de esos parámetros depende de otros factores, como tenor de humedad, velocidad y forma de carga y condiciones de drenaje. Estos valores pueden, inclusive, variar con el tiempo, lo que lleva a la conclusión de que el valor del empuje también es variable.

### **Resistencia al corte de los suelos no cohesivos.**

Los suelos no cohesivos son representados por las arenas y piedras, son también llamados suelos granulares. La resistencia al corte de esos suelos se debe principalmente a la fricción entre las partículas que los componen. De esta forma, la envolvente de resistencia puede ser expresada por:  $s = \sigma \tan \phi$ , o sea, la cohesión “ $c$ ” es nula y el ángulo de fricción interna es el único parámetro de resistencia.

Los principales factores que determinan el valor del ángulo de fricción interna “ $\Phi$ ” son:

**1. Compacidad:** es el principal factor. Cuanto mayor es la compacidad (o menor índice de vacíos), mayor es el esfuerzo necesario para romper la estructura de las partículas y, consecuentemente, mayor el valor de “ $\Phi$ ”.

**2. Granulometría:** en las arenas bien graduadas las partículas menores ocupan los vacíos formados por las partículas mayores, conduciendo a una distribución más estable, con mayor resistencia. Además de eso, las arenas mas gruesas tienden a disponerse naturalmente en forma mas compacta, debido al peso propio de cada partícula. Esto hace que, en general, el valor de “ $\Phi$ ” sea un poco mayor en las arenas gruesas y piedras.

**3. Forma de las partículas:** partículas mas redondeadas ofrecen menos resistencia que las partículas mas irregulares. Por lo tanto, estas últimas presentan “ $\Phi$ ” mayor.

**4. Tenor de humedad:** la humedad del suelo tiene pequeña influencia en la resistencia de las arenas. Esto se debe al hecho del agua funcionar como un lubricante en los contactos entre las partículas, disminuyendo el valor de “ $\Phi$ ”. Además de eso, cuando la arena está parcialmente saturada, surgen tensiones capilares entre las partículas, lo que provoca que aparezca una pequeña cohesión, llamada cohesión aparente. Por lo tanto esta cohesión desaparece cuando el suelo esta saturado o seco.

En la tabla 1.9 están mostrados valores típicos del ángulo de fricción interna de algunos materiales granulares.

Suelo	Angulo de friccion efectivo [grados]	
	Suelto	Compacto
Grava	36-40	40-50
Pedrisco de cantera	34-38	38-42
Pedrisco (angular)	32-36	35-45
Arena de cantera (subangular)	30-34	34-40
Arena de playa (redondeada)	28-32	32-38
Arena limosa	25-35	30-36
Limo	25-35	30-35

Angulo de fricción interno de algunos suelos granulares

### Resistencia al corte de los suelos cohesivos.

El comportamiento al corte de los suelos arcillosos es mucho mas complejo del presentado en el ítem anterior para suelos granulares. Esto se debe al tamaño de las partículas que componen las arcillas. Se considera como arcilla la fracción de suelo compuesta por partículas de tamaño

menor que 0,002 mm. En estas condiciones, la superficie específica, definida como la relación entre la superficie total de todas las partículas y el volumen total del suelo, es mucho mayor en el caso de las arcillas. Esto hace que las fuerzas de superficie de naturaleza físico-químicas se tornen preponderantes en el comportamiento del suelo. Estas fuerzas dependen mucho de la distancia entre las partículas. Además, la resistencia al corte aumenta con la consolidación, cuando las partículas son aproximadas unas de las otras por efecto de una carga. Cuando esta carga es retirada, las fuerzas de superficie impiden el retorno de las partículas a la situación anterior y surge entonces la cohesión.

La presencia de agua en los vacíos del suelo arcilloso también influye en su resistencia. Esto se debe en parte al hecho que el agua provoca el apartamiento de las partículas, disminuyendo la cohesión.

Otra característica importante ligada a la presencia de agua, que influye en el comportamiento de los suelos arcillosos, es su baja permeabilidad. Mientras que en las arenas cualquier exceso de la presión de poros provocado por las cargas se disipa casi inmediatamente, en el caso de las arcillas esta disipación es mucho más lenta. Además, la presión de poros originada por las cargas continua actuando después de terminada la construcción, por años. Se distinguen, por lo tanto, dos situaciones opuestas. La situación inmediatamente posterior a la aplicación de la carga, cuando poca o ninguna disipación de presión de poros ha existido, se la llama situación de corto plazo o no drenada y aquella de largo plazo o drenada, después de la total disipación de toda la presión de poros causada por las cargas. El comportamiento del suelo en cada una de esas dos condiciones es diferente y el proyecto debe tener en cuenta esta diferencia.

La envolvente de resistencia obtenida en este tipo de ensayo es denominada envolvente rápida " $s_u$ ". Esta envolvente es utilizada en el análisis de situaciones de corto plazo cuando se admite que en el campo no ocurre disipación de la presión de poros ocasionada por la carga aplicada sobre el suelo. Además de eso, se admite también que el valor de la presión de poros que actúa en el campo es semejante a la que actúa en el ensayo rápido y, por lo tanto, no necesita ser

determinada. En el caso de suelos saturados, los ensayos rápidos conducen a una envolvente sin fricción del tipo:

$$S_u = C_u$$

Donde “ $c_u$ ” es llamada cohesión no drenada. Esto ocurre porque el aumento de presión confinante no se traduce en un aumento de la resistencia del suelo ya que sin drenaje no ocurre consolidación y entonces el aumento del confinamiento es transferido para el agua y se traduce en un aumento igual de la presión de poros.

Para suelos parcialmente saturados hay un aumento de la resistencia con el aumento del confinamiento. Esto hace que la envolvente “ $s_u$ ” presente una parte de fricción. En general se considera que la situación de saturación completa es más crítica y, entonces, se desprecia esa fricción.

En el otro extremo, la situación a largo plazo está caracterizada por la disipación de toda la presión hidrostática causada por la carga. La envolvente de resistencia que representa esta situación es definida como envolvente efectiva “ $s$ ” y es utilizada para analizar situaciones en que toda la presión hidrostática causada por la carga se haya disipado. En este caso el análisis es hecho en términos de tensiones efectivas y es necesario determinar las presiones hidrostáticas causadas por la capa freática, cuando presente.

En arcillas normalmente consolidadas y saturadas la envolvente efectiva “ $s$ ” no presenta cohesión:

$$s' = \sigma' \tan \phi'$$

Donde “ $\sigma$ ” es la tensión normal efectiva e “ $\Phi$ ” es el ángulo de fricción efectivo del suelo. La tabla 1.11 muestra valores del ángulo de fricción efectivo “ $\Phi$ ” de arcillas en función del índice de plasticidad.

Índice de plasticidad [%]	$\phi$ [grados]
15	30
30	25
50	20
80	15

Angulo de fricción efectivo de arcillas en función del índice de plasticidad

La cohesión efectiva surge apenas en las arcillas preconsolidadas, como efecto de la sobre densificación del suelo. Para presiones confinantes por debajo de la presión de preconsolidación, la resistencia al corte es superior a la de la arcilla normalmente consolidada. Se aproxima esta envolvente a una recta en un intervalo de tensiones de trabajo que incluye tensiones por debajo de la presión de preconsolidación, quedando la envolvente efectiva:

$$s' = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Donde “c'” es la cohesión efectiva.

## **Tensiones y deformaciones en los suelos.**

Las relaciones entre tensiones y deformaciones en los suelos, determinan los asentamientos de las fundaciones apoyadas sobre los mismos, como así también los cambios en los empujes laterales debidos a pequeños movimientos de los muros de sostenimiento u otras estructuras resistentes.

Si el subsuelo no contiene ninguna capa confinada compresible, que haga despreciable la deformación horizontal, la aplicación de una carga localizada origina en la masa de suelo una deformación importante en todas direcciones. Las relaciones entre tensiones y deformaciones unitarias que determinan esa deformación total son tan complicadas, que no resulta posible realizar cálculos de asentamientos, comparable al que se pueda hacer para un edificio situado sobre capas confinadas de arcilla blanda. Por esta razón, las estimaciones de asentamientos, solo puede efectuarse sobre base de resultados de observación relativas a asentamientos de edificios soportados por suelos similares.

Las relaciones tensiones-deformaciones que caracterizan a los suelos, se pueden entender más fácilmente cuando se comparan con las que corresponden a los sólidos ideales perfectamente elásticos. Después de este pequeño análisis de los suelos en el laboratorio, se estudiarán las relaciones tensión-deformación de los suelos en la naturaleza.

## Tensiones y deformaciones en los sólidos ideales elásticos.

Sea:

$p$  = tensión normal en una dirección determinada.

$\varepsilon$  = deformación unitaria en la dirección de  $p$

$\varepsilon_l$  = deformación unitaria en sentidos normales a dicha dirección.

Si el material es perfectamente elástico, la relación

$$E(\text{kg} / \text{cm}^2) = \frac{p(\text{kg} / \text{cm}^2)}{\varepsilon}$$

se denomina *modulo de elasticidad* y es una constante independiente del estado de tensión, de modo que la relación tensión-deformación es lineal en un material elástico. Además, la relación:

$$\mu = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_l}$$

Conocida como el *coeficiente de Poisson*, es también una constante independiente del estado de tensión del material, así que las características tensiones-deformaciones de un material elástico se hallan completamente definidas con las cantidades  $E$  y  $\mu$ .

El acero es el único material común de construcción que tiene características tensiones-deformaciones que obedecen a las definidas en las ecuaciones precedentes.

### Tensiones - deformaciones en muestras de suelo parcialmente confinadas.

La presión vertical que el suelo soporta en la naturaleza, va asociada, en cualquier punto, con una presión lateral. Ambas presiones combinadas constituyen un estado de confinamiento inicial. La intensidad de la presión lateral es comúnmente menor que la vertical, pero para los propósitos que se persiguen en un estudio general de las relaciones entre tensiones y deformaciones en suelos parcialmente confinados, se puede suponer con exactitud que la intensidad  $p_c$  de la presión inicial de confinamientos es igual en todas las direcciones, es decir, es hidrostática.

Si una arena muy fina o una arena limosa están completamente saturadas, su contenido de humedad permanece prácticamente inalterado cuando se produce un cambio rápido de tensión, pues la permeabilidad de tales suelos es relativamente baja. Las consecuencias mecánicas de este fenómeno dependen principalmente de la densidad relativa de la arena.

Las relaciones entre tensiones y deformaciones para una arcilla normalmente consolidada son muy similares a las que existen en el caso de arenas finas saturadas. Es decir, que si una arcilla a presión hidrostática de confinamiento se le agrega una presión uniaxial, la relación tensiones-deformaciones que se obtiene indicaría el aumento de las deformaciones unitarias cuando la presión se incrementa a una velocidad constante.

### **Tensiones - deformaciones en muestras de los suelos en su estado natural en sitio.**

A medida que se incrementa la presión en un suelo a una velocidad constante, aumentan las deformaciones unitarias, este hecho es característico de todos los suelos, cualquiera sea su estado y por lo tanto, determinan la naturaleza general de las deformaciones de los mismos, ya sea por la aplicación o la remoción de una carga superpuesta, como ser, la ejecución de una obra o una excavación a cielo abierto.

La experiencia indica que las relaciones entre tensiones-deformaciones de los suelos en sitio no son, en el caso de arenas, muy diferentes de los que se obtienen de los mismos suelos en laboratorio.

Las arcillas blandas tienen en sitio todas las características de sólidos rígidos, excepto en aquellos puntos de la masa donde la estructura del material ha sido alterada por un cambio importante de tensión debido a una excavación o a la aplicación de una carga. Estas diferencias no invalidan, sin embargo, las relaciones generales mencionadas, entre los cambios de tensión originados por la construcción y las correspondientes deformaciones lineales y volumétricas producidas en el suelo.

Cuando se aplica una sobrecarga a una parte de la superficie de un estrato de arcilla, se aumenta la presión triaxial del suelo situado debajo del área cargada. No obstante, debido a la

baja permeabilidad de la arcilla, el incremento de presión efectiva y la correspondiente consolidación del material se producen muy lentamente. Como un aumento de presión neutra no cambia ni la resistencia, ni la relación entre tensiones y deformaciones del suelo, estas propiedades no sufren modificaciones durante la aplicación de la carga. Con el tiempo, las tensiones neutras disminuyen y la arcilla se consolida, de modo que las propiedades de la misma se modifican correlativamente.

Una excavación a cielo abierto o la perforación de un túnel, reduce la presión triaxial de la arcilla que se encuentre en sus cercanías de modo que la misma se hincha. El hinchamiento de arcillas normalmente consolidadas es generalmente imperceptible, salvo aquellas partes de la masa donde la presión de confinamiento disminuye hasta un valor menor que un 30% de su valor inicial.

### **Desarrollo tecnológico.**

La investigación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos ha dado lugar a un gran desarrollo tecnológico, a la par con los avances científicos. A continuación se presenta un panorama general de los distintos equipos creados:

#### Aparato de corte directo.

Equipo bastante antiguo que permite medir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

El aparato cuenta con un contenedor que confina la muestra dividido en dos partes para generar el plano de falla del material probado. La parte inferior del contenedor es fija y la superior se desliza horizontalmente sobre la otra y es hueca para permitir la aplicación de carga vertical mediante una placa metálica que genera el esfuerzo normal. El equipo consta con dos piedras porosas, una inferior y otra superior a la muestra, que permiten el drenaje del suelo en dirección vertical.



**Figura 1.3.3.4a** Maquinaria para ensayo de corte directo

Para eliminar la presencia de excentricidades que pudieran generar esfuerzos cortantes no deseados al momento de aplicar el esfuerzo normal, se coloca una esfera metálica sobre la placa, la cual cuenta con una depresión semiesférica al centro para recibir esta pieza.

Las cargas tangenciales se aplican mediante un puente con el que cuenta la pieza superior del contenedor.

El contenedor se coloca dentro de una cazuela que permite establecer las condiciones de humedad deseadas o incluso inundar el sistema para formar una muestra de material granular por el método de la lluvia de arena.

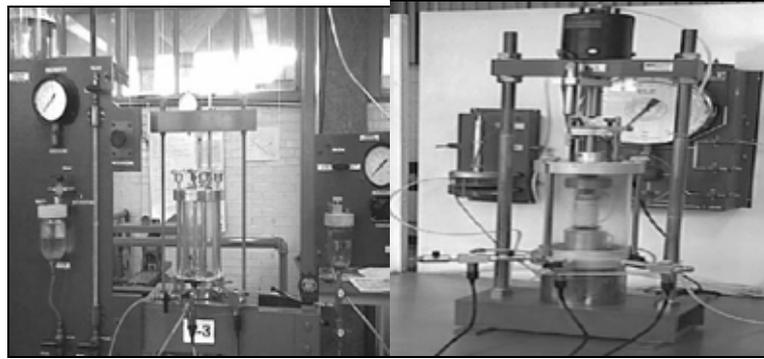
Las deformaciones del espécimen ensayado (deformación normal que corresponde a las deformaciones volumétricas del material por estar confinado) y horizontal (deformación angular o tangencial), se miden mediante deformímetros mecánicos, electrónicos o digitales.

#### Cámara triaxial.

Es el equipo más utilizado en la actualidad y en el que se ha concentrado el desarrollo tecnológico. Es una cámara de compresión en forma cilíndrica, que se llena con agua por medio de la cual se puede aplicar presión al interior de la cámara mediante un compresor.

La cámara consta de una base metálica, una camisa que puede ser de material transparente como lucita o metálico, una tapa metálica y tornillos de sujeción. Concéntrica a la base se encuentra otra de menor diámetro donde se coloca la muestra cilíndrica que se va a ensayar.

El sistema cuenta con dos piedras porosas que se colocan abajo y sobre el espécimen. Las piedras porosas se comunican a las vías de drenaje mediante mangueras de poliuretano de pequeño diámetro (no capilar).



Cámaras triaxiales montadas en marcos de carga y deformación controlada, respectivamente.

Las vías de drenaje cuentan con válvulas con las que se controla el flujo de agua del suelo.

La carga axial se puede aplicar a la muestra cilíndrica de suelo ya sea por medio de un vástago que atraviesa la tapa de la cámara triaxial al centro, o por medio de alambres que se desplazan verticalmente y atraviesan la base de la cámara.

Las pruebas de compresión mas comunes que se pueden llevar a cabo en la cámara triaxial, en muestras de arcilla saturada, son:

- Prueba de compresión simple
- Prueba rápida o no consolidada no drenada (UU)
- Prueba rápida consolidada o consolidada no drenada (CU)
- Prueba CU con medición de presión de poros
- Prueba lenta o consolidada drenada (CD)

#### Otros equipos

*-Aparato de corte torsional.-* Es similar al de corte directo. Consta de dos anillos concéntricos que forman una especie de dona hueca donde en su interior se coloca la muestra. El esfuerzo normal se aplica mediante una placa circular que se coloca sobre la muestra dentro del anillo giratorio. El conjunto cuenta con su sistema para la medición de las deformaciones normales y angulares que presente la muestra durante el ensayo.

*-Cámara triaxial gigante.-* Es una cámara de gran tamaño que sirve para ensayar materiales de grano grueso a muy grueso como gravas y boleos hasta de 7", usados por ejemplo para conformar la cortina de una presa de tierra.

-*Cámara triaxial verdadera.*- A diferencia de la cámara triaxial convencional, en esta se pueden hacer variar los esfuerzos normales horizontales.-

-*Aparato de deformación plana.*- Equipo de gran tamaño, es posible aplicar verdaderas deformaciones angulares a la muestra, ya que cuenta con bisagras en las uniones del contenedor de la muestra.

## BIBLIOGRAFIA

- Ardanuy. 2003. Ingeniería S.A. Técnicas de mejora del terreno.
- Badillo, J; Rodríguez, R. 2006. Compactación de suelos. Tomo I. Fundamentos de la mecánica de suelos.
- Capote, A. 2000. La mecánica de suelos y las cimentaciones en las construcciones industriales.
- Colendres, R. 1993. Dinámica de suelos y estructuras.
- Constantino, C.; Constantino R. 2004. Notas sobre los fundamentos de la mecánica de suelos.
- Córdova, A. 2003. Sistema de mejora del terreno. Disponible en <http://www.terratest.cl>. Consultado en Junio de 2007.
- Coronado, C.; Villafañe, G.; Ríos, L. 1999. Resistencia de los suelos a la licuación. Universidad de Colombia.
- Fernández, J. 2003. Mejoramiento de suelos con columnas de grava. BIT Revista técnica de la construcción. Disponible en <http://www.revistabit.cl>. Consultado en Junio de 2007.
- Johansson, J. 2000. Soil Liquefaction web site. Department of civil engineering. University of Washington.
- Kramer, S.; J. Stewart. 2004. Geotechnical aspects of seismic hazards.
- Laube. 2004. Aplicación del ensayo triaxial para realizar mejoras del terreno en suelos blandos. Disponible en <http://www.ingenieriageologica.com>. Consultado en Julio 2007.
- Márquez, J. 2006. Mecánica de suelos y estudios geotécnicos en obras de ingeniería.
- Material de apoyo. 2002. Compactación de suelos y materiales estabilizados. Escuela de ingeniería civil. Universidad Nacional de Rosario.

- Material de apoyo. 2003. Compactación de suelos. Escuela de ingeniería en construcción. Universidad Católica de Valparaíso.
- Mendoza, R. 2003. Propiedades hidráulicas de los suelos. Disponible en <http://www.sapiens.ya.com./luismenr>.
- Ortuño, L. 2000. Vibroflotación y columnas de grava. Uriel y Asociados S.A. de ingeniería geotécnica.
- Oteo, C. 2004. Tratamientos del terreno I y II. Universidad Católica de Valparaíso.
- Seed e Idriss. 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potencial.
- Sowers, G. 1972. Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones. Editorial Limusa S.A.
- Taylor, D. 1968. Fundamentos de la mecánica de suelos. Compañía Editorial Continental, S.A.
- Terzaghi, K; Peck, R. 1963. Mecánica de suelos en la ingeniería practica. Editorial el Ateneo, S.A.
- Troncoso, J. 1992. Fundamentos de la ingeniería geotécnica antisísmica. Ediciones Universidad Católica de Chile.
- Youd, T 1992. Licuefaction, effect on soil and structures.
- Youd, T; Idriss, I. 1997. Summary report. Proceeding of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistente of soil.
- Yuste, M. 2001. Mejora de suelos. Técnica de vibración profunda de suelos. Disponible en <http://www.kellerterra.com>. Consultado en Octubre 2007.
- Zeevaert, W. 1980. Interacción suelo estructura de cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas. Editorial Limusa S.A.