

CAPÍTULO I

DISEÑO TEÓRICO METODOLÓGICO

1.1 INTRODUCCIÓN

Los asentamientos son aquellos que se producen a causa de cuando actúa una carga vertical sobre la superficie del terreno, ésto no es del todo sorprendente porque, como se sabe por mecánica, el esfuerzo provoca deformación y la aplicación de la carga provoca desplazamiento. Se debe recordar que el suelo se puede asentar por razones diferentes a las cargas externas; consolidación su propio peso, inundaciones, hundimiento regional provocado por el bombeo de agua, sismos, voladuras o vibraciones, erosiones subterráneas, y otros.

En este trabajo se tomará como punto de investigación el asentamiento en suelo granular, suponiendo que es necesario considerarlos y estimarlos con precisión, debido en parte a que los suelos granulares son probablemente mas heterogéneos que los constructivos de muchos depósitos de arcillas.

El desarrollo de las técnicas para predecir asentamientos en suelos granulares ha sido orientado, primordialmente, a facilitar el diseño a partir de la aceptación de un asentamiento diferencial limite tolerable entre edificios o entre cimientos, con el fin de evitar deterioros estructurales y de acabados. Se cree que los suelos granulares no experimentan deslizamiento superficial.

La alta permeabilidad característica de las arenas y gravas es responsable de que la mayor parte del asentamiento tenga lugar durante la aplicación de las cargas sobre la fundación; es más: a pesar de que las arenas estén por debajo del nivel freático y completamente saturado, los excesos de presión de poros se disipan rápidamente durante el proceso de carga. Por ésto se debe calcular el asentamiento en las arenas para la máxima intensidad de carga (muerta + viva).

Los asentamientos en suelos granulares se originan en: deformaciones cortantes, que producen cambios de forma después de cargar, y cambios de volumen, que pueden ser tanto positivos como negativos (dilatancia y compresión).

Lo que se quiere realizar mediante este trabajo es de investigar mediante métodos experimentales de laboratorio, el comportamiento de los asentamientos de suelos granulares, cuando se le aplica

diferentes grados de compactación, de tal manera se pueda hacer una predicción analógica de asentamientos para aplicarlos a los casos reales que se presentan en la región.

Teóricamente se utilizará algunos principios ya estimados por diferentes autores relacionados al tema, métodos y aplicaciones sugeridos y experimentados en laboratorio, a fin de conocer y buscar alternativas de cómo predecir asentamientos en este tipo de suelos, y de alguna forma coadyuvar a que no tengamos este tipo de problemas en nuestra región.

1.2. JUSTIFICACIÓN

Se ve la necesidad de realizar este trabajo de investigación, ya que como se puede conocer no existe suficiente información sobre los asentamientos que ocurren en este tipo de suelos, se habla más sobre los suelos cohesivos, es decir las arcillas, y lo poco o casi nada que se logra encontrar sobre las arenas o en todo caso los suelos granulares no es lo suficiente.

En gran parte lo que se quiere es tener una recopilación de información teórica y así también práctica, y poder conocer un poco más a fondo el comportamiento de los asentamientos de estos suelos, ya que muchos tipos de obras son construidos sobre estos suelos y de tal forma podrían ser un aporte para las mismas, ya que obras civiles tales como edificaciones estructurales, estructuras hidráulicas y en algún caso estructuras viales, son formadas sobre suelos arenosos.

El tema o aspecto de buscar alternativas de una predicción analógica de asentamientos para aplicar a casos que puedan presentarse en algún lugar, mediante estudios y métodos experimentales, viene siendo desde ya un gran aporte para tres aspectos fundamentales; en lo social, económico y lo científico.

Socialmente, ayudará a nuestra población a fortalecer sus obras constructivas relacionadas en gran parte con este tema, con lo cual se brindará una mayor seguridad a las personas.

Económicamente habrá posibilidades de reducir los costos de reparaciones y mantenimientos, debido a que se conocerán formas de prevenir este tipo de problemas y así ahorrar recursos que puedan abarcar otras prioridades de nuestro departamento.

En lo científico se habrá logrado afianzar los conocimientos que hasta ahora no son tan enriquecidos en cuanto a este tema de investigación, puesto que aún no hay bastante información en lo que se refiere a los asentamientos en suelos granulares.

1.3. SITUACION PROBLÉMICA

Ante la magnitud y velocidad de asentamientos y deformaciones resultantes, mayormente medidos en estructuras cimentadas sobre suelos granulares, señalan que la parte del asentamiento de principal trascendencia es de carácter inmediato. No obstante que la magnitud de este asentamiento pueda ser apreciablemente menor que la de similares fundaciones sobre suelos cohesivos.

Es así que el comportamiento observado en estructuras cimentadas sobre suelos granulares ha permitido verificar que el asentamiento diferencial entre cimientos adyacentes, en ocasiones, puede hasta llegar a ser de la magnitud del asentamiento total, debido en parte a que los suelos granulares son probablemente más heterogéneos que los constitutivos de muchos depósitos de arcillas sedimentarias.

Uno de los problemas comunes para ocasionar asentamientos en este tipo de suelos, es debido a la alta permeabilidad característica de las arenas y gravas, las cuales comienzan a fallar durante la aplicación de cargas.

Lo que se quiere realizar mediante este trabajo de investigación “Análisis de asentamientos de suelos granulares, bajo el incremento de cargas”, es de estudiar y analizar diferentes alternativas, con la cual verificar cual es el comportamiento de los mismos.

1.3.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

¿Se pueden predecir asentamientos de suelos granulares en laboratorio, partiendo del grado de compactación y ser aplicados a nuestra región?

1.3.2. OBJETO DE ESTUDIO

Métodos experimentales, relacionando los asentamientos con el grado de compactación.

1.3.3. CAMPO DE ACCIÓN

Es un estudio experimental en laboratorio, basado en los grados de compactación y asentamientos de suelos granulares.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Investigar mediante métodos experimentales de laboratorio, el comportamiento de los asentamientos de suelos granulares, cuando se le aplica diferentes grados de humedad y compactación, de tal manera se pueda hacer una predicción analógica de asentamientos para aplicarlos a los casos reales que se presentan en la región.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer la magnitud de asentamientos y deformaciones que puedan presentar los suelos granulares.
- Afianzar un estado de conocimiento, basados en la enseñanza e información alcanzada mediante una bibliografía relacionada a este trabajo.
- Realizar un estudio experimental en laboratorio, basados en los grados de compactación y asentamientos de suelos granulares.
- Definir el comportamiento de los asentamientos de los suelos granulares, mediante curvas y gráficos, obtenidos a través de ensayos normalizados y no normalizados.
- Establecer criterios sofisticados a través de indicadores tanto de laboratorio como In Situ, y así conseguir una validación de analogía de aplicación, pudiendo realizar consideraciones para la aplicación en la región.

1.5. METODOLOGÍA

Para la realización de este trabajo de investigación se plantea algunos métodos, con los cuales se trabajará para conseguir lo requerido, los mismos puntualizamos a continuación:

- Se plantea una identificación de variables en el suelo granular; el tamaño máximo y la humedad. En lo que se refiere al primero, existen diferentes tipos, estos pueden ser gravas, gravillas y arenas, en el caso nuestro sólo estudiaremos las arenas. Por el lado de la humedad trabajaremos con los estados seco y saturado.
- Aplicación de cargas variadas, graduales o continuas y dinámicas; la primera se lo realiza mediante una carga axial, pudiendo ir aumentando cada vez más la carga o como también

a través de una prensa hidráulica. Para el otro caso se practicará el ensayo mediante una serie de golpes (similar a una vibración) alrededor del molde.

- Obtención de curvas y gráficos, estableciendo el comportamiento de los asentamientos, en función de la densidad de compactación y la carga aplicada.

1.6. TÉCNICAS

- Ensayos de laboratorio, normalizados y no normalizados, serán los que contribuyan a la utilización de los métodos planteados.
- Establecer una analogía de aplicación, mediante indicadores, ya sean In Situ o en Laboratorio.
- Análisis de las curvas obtenidas y realizar una aplicación de las mismas de acuerdo a la analogía realizada.

1.7. MEDIOS

Haciendo un análisis de todo lo que se llevará a cabo para la realización de este trabajo, cabe nombrar de que los medios para ejecutar el mismo, serán casi en su totalidad atribuidos por el Laboratorio de Suelos y Hormigones de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, pero en caso de no contar en su momento con estos medios, ya sean por motivos que se llegarán a presentar, se tratará de contar con otros laboratorios que aun están al alcance para la realización de este trabajo, quiere decir instituciones que se encuentran dentro de nuestro departamento.

1.8. ALCANCE

CAPÍTULO I

En este capítulo se da a conocer el concepto fundamental del tema de investigación, antecedentes, una especificación clara de lo que se pretende hacer y el porque de la realización de este trabajo; se determina el problema y se establece métodos, técnicas y medios, los cuales serán aplicados para alcanzar dicho objetivo propuesto en este trabajo.

CAPÍTULO II

Se abarcará una parte de generalidades, donde se hablará en forma general de los componentes principales que forman parte de este trabajo; se conceptualiza los asentamientos en suelos granulares y de los factores que inciden para que ocurra el mismo.

Se definirán cuatro métodos para predecir asentamientos, de los cuales el método empírico y edométrico serán los que se desarrollen un poco más; y por último se dará algunas especificaciones de los suelos granulares.

CAPÍTULO III

En una breve introducción general se conocerá lo que se desea hacer dentro de este capítulo, a grandes rasgos se describe un preámbulo de lo que se hablará.

Se hará un análisis de la selección de muestras, dando a conocer el tipo de material, sus componentes y el lugar de donde provienen los mismos, se realizará algunos ensayos; contenido de humedad, densidad y un análisis granulométrico para conocer las características de la muestra, todos estos hechos en laboratorio.

En función de la caracterización de la muestra, se plantea una identificación de variables en el suelo granular, tanto del tamaño máximo como de la humedad, siendo éstos los principales factores que contribuirán a la realización de dicho trabajo.

Se plantea analizar criterios para establecer el método; la variable a estudiar según el tamaño será la arena, tomamos esta variable debido a que es el que representa mas a un suelo granular, la misma tendrá un tamaño máximo de 4.75 mm. y un contenido de limo o arcilla que no sobrepasara el 5% del total; por el lado de la humedad se tomara en cuenta los estados seco y saturad, y algunos rangos dentro de estos.

Una descripción sobre la planificación de la metodología será la que dará a conocer como es que se efectuará los procesos metodológicos en función de los criterios establecidos anteriormente, se realiza un procedimiento tanto de ensayos normalizados como también de aquellos que no son normalizados.

Se realizará una puntuación de todos los equipos y herramientas que serán utilizados en todos los ensayos ejecutados.

CAPÍTULO IV

Se describe una preparación tanto de las muestras como de los equipos y una representación escrita de la metodología que se desarrollará en cada ensayo.

El método a utilizar es mediante la aplicación de cargas variadas; para ésto se plantea tipos de cargas estáticas y dinámicas, el primero se lo realiza a través de una prensa hidráulica, y por medio de golpes a los costados del molde para el segundo.

Se establecerá el comportamiento de los asentamientos mediante curvas y gráficos; las cuales serán de asentamientos versus densidad de compactación y carga aplicada.

CAPÍTULO V

Dentro de este capítulo se hará un análisis y observaciones que pudieran encontrarse de los gráficos obtenidos.

Habiendo realizado el análisis respectivo, se establecerá una analogía de aplicación, abocado a indicadores tanto de laboratorio como In Situ; pudiendo en caso de que se pueda dar una validación de la misma.

Se rescatará algunas recomendaciones de la aplicación, en caso hubieran, de lo que se pudo analizar y observar de la similitud o discordancia de los diferentes indicadores.

Teniendo una validación de analogía, se propondrá algunas consideraciones de lo visto, pudiendo ser aplicadas en alguna parte de nuestra región; cabe dar a conocer que todo esto se lo hará en caso de tener en resultado válido del trabajo, teniendo en sí sus ventajas y desventajas.

CAPITULO VI

Se sacará las respectivas conclusiones de todo lo obtenido, como también es importante dar algunas recomendaciones de lo que se puede prevenir o no hacer en función de todo lo hecho en este trabajo de investigación.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. GENERALIDADES

Se entiende por *asentamiento* el hundimiento de una estructura provocado por la compresión y deformación del suelo situado debajo de la misma. En realidad, el peso de toda estructura comprime y deforma el suelo situado debajo de la misma, de modo que las hipótesis de cálculo no son nunca estrictamente satisfechas.

La complejidad de las propiedades mecánicas de los suelos y la heterogeneidad derivada de su estratificación hacen que el asentamiento pueda proveerse con exactitud sólo en condiciones excepcionales. Este no es un impedimento para que el análisis teórico de los asentamientos sea indispensable y útil, ya que sus resultados permiten al ingeniero identificar los factores que determinan la magnitud y la distribución de los mismos.

Los métodos teóricos a utilizar en la solución de problemas de asentamientos deben elegirse teniendo en cuenta las propiedades mecánicas del perfil del suelo y la naturaleza de la estratificación. Por ejemplo, si se va a realizar una estructura sobre un perfil compuesto de una o más capas de material muy compresible situadas debajo y separadas por estratos relativamente incompresibles, como estratos de arena, el asentamiento depende sólo de las propiedades físicas de los estratos blandos y de la intensidad y distribución de las presiones verticales sobre los mismos, pues la contribución al asentamiento total debida a la deformación de los otros estratos es despreciable. La experiencia ha indicado que las presiones verticales pueden calcularse con suficiente exactitud suponiendo que el suelo es perfectamente elástico y homogéneo

De manera similar, si una estructura descansa sobre un suelo bastante uniforme, la distribución de las tensiones verticales sobre planos horizontales puede calcularse suponiendo que el material es perfectamente elástico. Sin embargo esta hipótesis no es válida para el cálculo de ninguna de las otras tensiones que se producen en la masa del suelo, pues para ellas, los valores reales suelen ser muy distintos de los calculados de esta manera. Por otro lado es común que la determinación de la relación entre tensiones y deformaciones no resulte posible: así que, en tales casos, puede tornarse necesario

investigar la relación entre intensidad de carga, asentamiento y tamaño del área cargada por medio de métodos semiempíricos.

2.2. DEFINICIÓN DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS GRANULARES

La magnitud de asentamientos y deformaciones resultantes, medidos en estructuras cimentadas sobre suelos granulares, señalan que la parte del asentamiento de principal trascendencia es de carácter inmediato. No obstante que la magnitud de este asentamiento pueda ser apreciablemente menor que la de similares fundaciones sobre suelos cohesivos, es necesario considerar debidamente los asentamientos de estructuras sobre arenas y estimarlos con precisión, porque la mayoría de las estructuras son más sensibles a los asentamientos rápidos de distorsión que a los lentos; hasta el punto de que, con notable frecuencia, el diseño de fundaciones sobre suelos granulares resulta regido por el criterio de asentamiento. Efectivamente, en contraste con fundaciones superficiales sobre arcillas sobreconsolidadas con anchos menores de 6 a 15 m (dimensiones menores que las de placas corridas de fundación), en las que la presión portante admisible suele ser controlada por la condición de falla cortante del suelo de soporte, en cimientos sobre arena, con lados mayores que unos 1.2 m, dicha presión portante admisible resulta casi siempre controlada por el criterio de asentamiento límite.

Los asentamientos en suelos granulares ha permitido verificar que el asentamiento diferencial entre cimientos adyacentes puede, en ocasiones, llegar a ser de la magnitud del asentamiento total. Es decir que la relación asentamiento diferencial a asentamiento total podría variar entre 0.5 y 1.0 Terzaghi y Peck (1967), debido en parte a que los suelos granulares son probablemente más heterogéneos que los constitutivos de muchos depósitos de arcillas sedimentarias. Por lo anterior, el desarrollo de las técnicas para predecir asentamientos en suelos granulares ha sido orientado, primordialmente a facilitar el diseño a partir de la aceptación de un asentamiento diferencial límite tolerable.

La alta permeabilidad característica de las arenas y gravas es responsable de que la mayor parte del asentamiento tenga lugar durante la aplicación de las cargas sobre la fundación; es más: a pesar de que las arenas estén por debajo del nivel freático completamente saturadas, los excesos de presión de poros se disipan rápidamente durante el proceso de carga. Por

esto se debe calcular el asentamiento en las arenas para la máxima intensidad funcional de carga (muerta + viva). Los principales métodos para determinar la compresibilidad de los suelos granulares se fundamentan en correlaciones con resultados de ensayos in situ, tales como; ensayo de placa de carga, ensayo dinámico de penetración estándar, ensayo estático con cono, pruebas con presuómetros o pruebas con dilatómetros.

Sin embargo, se usan con mayor frecuencia el ensayo de placa de carga, el de penetración estándar y el ensayo estático de cono holandés. Menos frecuentemente se usan los ensayos de laboratorio tales como pruebas edométricas y triaxiales, para determinar la trayectoria de esfuerzos. Es bien conocido que no se dispone de métodos racionales con base teórica simple para la predicción del asentamiento de fundaciones superficiales sobre suelos granulares, lo que ha llevado a tener que recurrir a procedimientos empíricos en la práctica de ingeniería.

2.3. FACTORES QUE INCIDEN EN ASENTAMIENTOS EN SUELOS GRANULARES

En la presente sección se seguirá esencialmente la discusión presentada por Holts (1991), respecto a los factores que tienen mayor incidencia en la compresibilidad de las arenas. Los asentamientos en suelos granulares se originan en: (1) deformaciones cortantes, que producen cambios de forma después de cargar, y (2) cambios de volumen, que pueden ser tanto positivos como negativos (dilatancia y compresión). Ambos factores son función de la relación inicial de vacíos y de la presión de confinamiento; ambos ocurren en los suelos granulares y dan lugar a asentamientos en la superficie del terreno. El espesor de la capa granular puede también afectar el asentamiento. G.A. Leonards, 1987(en comunicación personal citada por Holts, 1991), ha señalado que los factores primarios que inciden en la compresibilidad de los materiales granulares, son:

- Características del suelo
- Estado de esfuerzos en el terreno
- Estado de compactación.
- Deformaciones.

2.3.1. Características del suelo

Las características de los suelos granulares que primordialmente afectan la compresibilidad son: gradación, tamaño del grano, angularidad, rugosidad y dureza de los minerales. Para los mismos empacamiento, densidad relativa, historia de esfuerzos y nivel de esfuerzos, una mejor gradación reduce la compresibilidad, en tanto que un crecimiento en la angularidad tiende a aumentar la compresibilidad. A cargas normales sobre cimientos, la trituración de los granos minerales no contribuye al asentamiento en forma significativa. Sin embargo, la trituración de los granos puede ser importante en arenas y limos micáceos.

2.3.2. Estado de esfuerzos

El estado de esfuerzos en el terreno constituye el segundo factor en importancia. Si la masa de arena está sometida a un gran esfuerzo horizontal, hay menor tendencia a los cambios de volumen y menor asentamiento. Aun si por descarga se alivia alguna parte del esfuerzo vertical de sobrecapa, subsiste cierta fracción del esfuerzo horizontal. Por lo tanto, si el suelo se carga de nuevo, se presentara menor asentamiento. Otros factores relacionados con el estado de esfuerzos serían: la ubicación del nivel freático, la profundidad de fundación y posiblemente, el preesfuerzo y la predeformación. Los ensayos de placa de carga pueden resultar útiles a este respecto, y también otras mediciones in situ tales como las realizadas con celdas de presión de tierras y por medio de pruebas con dilatómetros y presurómetros.

2.3.3. Estado de compactación

El estado de compactación involucra el empacamiento, la densidad y la orientación de las partículas de arena. Es muy importante conocer el estado inicial de compactación y su variabilidad, por ejemplo; si el depósito es suelto y variable, se presentarían asentamientos grandes, posiblemente nocivos. Si el depósito es denso, entonces la arena tendera a dilatar bajo solicitaciones cortantes, y los asentamientos resultarían pequeños y a menudo despreciables. El muestreo inalterado de las arenas es difícil y costoso, razón por la cual se usan pruebas in situ, por ejemplo; el SPT y el cono holandés que se correlacionan con la densidad in situ.

2.3.4. Deformaciones

Constituye el factor de mayor trascendencia en la compresibilidad de los suelos granulares. El mecanismo involucrado puede evidenciarse al cargar una arena a compresión, por ejemplo en una prueba triaxial; si en algún momento antes de la falla de descarga la muestra y luego se vuelve a cargar, se observa que el módulo descarga/recarga, E_r , es mucho más pendiente que el módulo inicial tangente, E_t (en un gráfico esfuerzo – deformación). Este efecto es mayor en arenas sueltas. El módulo descarga/recarga en arena muy suelta puede ser fácilmente 5 a 30 veces mayor que el módulo inicial tangente.

Respecto a los asentamientos, lo anterior significa, que si el depósito de arena ha sido previamente cargado o deformado, va a tener lugar una gran disminución en la compresibilidad.

2.4. MÉTODOS PARA PREDECIR ASENTAMIENTOS EN SUELOS GRANULARES

Se dará a conocer algunos métodos que pueden ser utilizados para el cálculo de asentamientos, cada uno de ellos con diferentes características y propiedades, éstos son: métodos empíricos, edométricos, elásticos y método semiempírico, pudiendo haber posiblemente otros más, pero solo nos abocaremos a éstos, ya que sólo se pudo recopilar información necesaria de estos cuatro métodos que son mostrados a continuación.

2.4.1. Métodos Empíricos

Son llamados así porque es un método que no muestra exactamente un resultado único, son fórmulas empíricas que tienen como parámetros a propiedades de algún tipo de suelo hechas o sacadas del sitio, son medidas obtenidas a través de ensayos In Situ.

En la práctica corriente de campo es demorado y costoso obtener muestras de arena representativas de los pesos unitarios, la compresibilidad y otras propiedades in situ. Por consiguiente, es difícil obtener medidas de laboratorio de las propiedades in situ de las arenas, que puedan usarse en cálculos de asentamientos de capacidad de carga, con base teórica. Por estos motivos, las propiedades de las arenas han sido relacionadas con varias técnicas de investigación de campo de amplia disponibilidad y frecuencia de empleo.

Coefficiente de asentamiento

El comportamiento carga – asentamiento depende de la composición, la densidad, el grado de confinamiento y demás factores involucrados; el comportamiento del área pequeña de ensayo puede ser diferente de la del área real de carga.

La relación esfuerzo- asentamiento, $C_s = q/\rho$, se denominara *coeficiente de asentamiento*. De esta definición se desprende también que C_s es el esfuerzo que produce un asentamiento unitario que por lo tanto, se expresa en unidades de fuerza sobre longitud al cubo (kg/cm^3 , ton/m^3)

Expresión general aproximada para el coeficiente de asentamiento

Un módulo esfuerzo- deformación M_z es la relación entre el esfuerzo normal σ_z sobre el plano horizontal y la deformación vertical de compresión ε_z en un punto a cualquier profundidad bajo la superficie de un depósito homogéneo de suelo.

El módulo M_z es función del campo de esfuerzos en el suelo. Sólo en materiales altamente cohesivos, en donde puede concebirse una presión intrínseca p_i , puede existir un módulo constante. En suelos no cohesivos los esfuerzos dependen del peso del suelo superyacente y en menor grado, de los esfuerzos producidos por las cargas de la fundación. Por consiguiente, el módulo en tal suelo es proporcional al peso unitario γ ; a cualquier profundidad, es también aproximadamente proporcional a ella.

En un suelo que cae entre las clasificaciones no cohesivas y altamente cohesivos, el módulo depende de ambos tipos de esfuerzo y puede expresarse aproximadamente como:

$$M_z = C_a \gamma z + C_b p_i \quad (2.1)$$

en donde: C_a y C_b son constantes para el suelo dado.

Si el esfuerzo medio se designa por $C_c q$, el valor de C_c es aproximadamente de 1/2 la deformación vertical media dentro del bulbo se puede expresar como el asentamiento ρ dividido por la altura del bulbo. Si la disposición del bulbo se asimila, en forma aproximada a un cubo, la altura es igual al ancho B y la deformación media es ρ/B .

Si γ, p_i, C_a, C_b y C_c se suponen constantes la relación que es válida para cualquier suelo, se puede escribir:

$$\frac{q}{\rho} = C_1 \left(1 + \frac{2D}{B} \right) + \frac{C_2}{B} \quad (2.2)$$

en donde C_1 y C_2 son constantes del suelo y q/ρ es el coeficiente de asentamiento. Si la presión de carga se aplica sobre un área totalmente excavada, la presión de carga q será la neta.

Suelos altamente cohesivos

Si p_i es tan grande que puede considerarse el único esfuerzo significativo, C_2 es igualmente tan grande que C_1 es comparativamente de magnitud despreciable y se puede suponer igual a cero y se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{q}{\rho} = \frac{C_2}{B} \quad (2.3)$$

Suelos no cohesivos

Para un suelo no cohesivo C_2 es igual a cero. Para un cimiento en la superficie del terreno

$$\frac{q}{\rho} = C_1 \quad (2.4)$$

2.4.1.1. Predicción de asentamientos mediante ensayos de placa de carga

El ensayo de placa de carga es un ensayo de campo para la determinación de la capacidad de soporte y asentamiento de un suelo. Una placa de carga de 2.54cm (1in) de espesor como mínimo y 30.5cm (12in) a 76.2cm (30in) de diámetro es utilizada para transmitir la carga al suelo. La carga es generada por un gato hidráulico apoyado en su parte inferior sobre la placa de carga y en la parte superior a una barra inmovilizada. El procedimiento de ensayo esta estandarizado en el método ASTM D1194. La prueba consiste en aplicar con el gato hidráulico una carga previamente definida, ocasionando en el suelo un asentamiento, cuando el asentamiento cesa se aplica otro incremento de carga, repitiéndose el proceso hasta alcanzar el asentamiento máximo permisible del suelo, S_{max} , hasta que se observe la

falla en el suelo o hasta alcanzar la capacidad máxima del gato hidráulico. Los valores de incremento de carga son medidos por un manómetro conectado a gato hidráulico y los asentamientos por deformímetros ubicados sobre la placa de carga. El resultado es una curva carga – asentamiento. El procedimiento ASTM D1194 considera como capacidad de soporte última para la placa q_{ult} (placa), la carga correspondiente a un asentamiento del 10% del diámetro de la placa. La siguiente ecuación permite determinar la capacidad de soporte última para suelos arenosos. La capacidad de soporte última q_{ult} , se calcula a partir de la capacidad de soporte última del ensayo de carga de placa q_{ult} (placa),

$$q_{ult} = q_{ult} (placa) \frac{B_{(cimiento)}}{B_{(placa)}} \quad (2.5)$$



Fig. 2.1. Ensayo placa de carga

Diámetros de placa y aplicación de contracarga para distintos ensayos

Tipo de suelo o ensayo	Diámetro de la placa (cm.)	Contracarga aproximada (Ton.)
Suelos granulares finos	30	10
Suelos granulares gruesos	75	30
Ensayos con gran precisión	75 ó 60	30 ó 20
Ensayos rápidos menos precisos	40 ó 30	15 ó 20
Determinación del módulo de reacción	75	30

.Los resultados de ensayos de placa de carga resultan muy afectados por variaciones locales menores en la densidad; en cambio, esta incidencia es mucho menor en los asentamientos de fundaciones de tamaño real. Para obtener valores promedios confiables es necesario realizar un número suficiente de pruebas.

2.4.1.2. Métodos empíricos basados en el ensayo normal de penetración (SPT)

Al realizar la penetración del toma muestras en forma normalizada, se registra el número de golpes N , del ensayo que ha sido correlacionado con las características del suelo, También se han desarrollado técnicas de predicción de asentamientos que emplean datos de conteo de golpes. Sin embargo los procedimientos con el SPT son usados mundialmente para predecir asentamientos y probablemente ofrecen el mayor volumen de información para fines de correlación.



Fig. 2.2. Ensayo de Penetración Estándar

Métodos derivados del método de Terzaghi y Peck

La primera técnica para predecir asentamientos por medio del conteo de golpes del SPT fue propuesta por Terzaghi y Peck (1948, 1968), como una ayuda de diseño envolvente y conservadora para dimensionar cimientos sobre arena.

Presentación unificada de los métodos empíricos

A partir de una expresión aproximada para el coeficiente de asentamiento, q/S , según Taylor (1948), permite presentar los métodos empíricos en forma unificada, útil para fines comparativos. En la tabla 2.1 y tabla 2.2 se presenta factores de la ecuación empírica para la ecuación para la presión portante.

Tabla 2.1. Factores de la ecuación empírica para la presión portante admisible en suelos granulares

Autor	k_1 (kg/cm ³)	C_B	C_D	C_w
Terzaghi-Peck (1948,1968)	$\frac{N}{7.35} - 0.31$	$\left(\frac{B+0.3}{2B}\right)^2$	1.0	$C\left(1 + \frac{D_w}{D+B}\right)$ $C = 0.5 - \frac{1}{6}\left(\frac{D}{B}\right)$ $0 \leq \frac{D}{B} \leq 10$
Peck,Hanson y Thornburn (1974)	$\frac{N}{23.2}$ $B \geq B_m$	1.0	1.0	$0.5\left(1 + \frac{D_w}{D+B}\right)$
Meyerhof (1964)	$\frac{N}{7.62}$ $\frac{N}{5.08}$ $B > 12m$ $B \leq 12m$	$\left(\frac{B+0.3}{2B}\right)^2$	1.0	1.0
Meyerhof (1965)	$\frac{N}{5.08}$	$\left(\frac{B+0.3}{2B}\right)^2$	$1 + 0.33\frac{D}{B}$	1.0

$$q_a = S_a k_1 C_B C_D C_w$$

donde:

q_a = presión portante admisible, definida por asentamiento, kg/cm²

S_a = asentamiento admisible, cm.

N = número de golpes del ensayo normal de penetración, promedio en un espesor B bajo el nivel de fundación.

B = ancho del cimiento.

D = profundidad de fundación bajo el nivel del terreno, m.

D_w = profundidad del nivel freático bajo el nivel del terreno.

Tabla 2.2 Factores de la ecuación empírica para el asentamiento de suelos granulares

Autor	$C_1 = 1/k_1$ (cm ³ /kg)	K_B	K_D	K_w
Terzaghi-Peck (1948,1968)	$\frac{7.62}{N}$	$\left(\frac{2B}{B+0.3}\right)^2$	$1.0 - 0.25\frac{D}{B}$	1 si $D_w \geq 2B$ 2 si $D_w \leq B$ $2 - \frac{D_w - B}{B}$ $B \leq D_w \leq 2B$
Meyerhof (1965)	$\frac{5.08}{N}$	$\left(\frac{2B}{B+0.3}\right)^2$	$1.0 - 0.25\frac{D}{B}$	1.0
Peck- Bazaraa (1969)	$\frac{5.08}{N_B}$ $N_B = \frac{4N}{1+4\sigma'_v}$ $\sigma'_v \leq 0.75 \text{ kg/cm}^2$ $N_B = \frac{4N}{3.25 + \sigma'_v}$ $\sigma'_v > 0.75 \text{ kg/cm}^2$	$\left(\frac{2B}{B+0.3}\right)^2$	$1.0 - 0.4\left(\frac{\gamma D}{q}\right)^{1/2}$	$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v}$

$$S = qC_1K_BK_DK_w$$

donde:

q = presión de fundación, kg/cm²

S = asentamiento, cm.

N = número de golpes del ensayo normal de penetración, promedio en un espesor B bajo el nivel de fundación.

B = ancho del cimiento, m.

D = profundidad de fundación bajo el nivel del terreno

D_w = profundidad del nivel freático bajo el nivel de fundación, m.

Parece ser una conclusión clara de las diferentes discusiones que el método de Terzaghi y Peck es excesivamente prudente y que, en general no se justifica su empleo. Los métodos de Meyerhof y Peck y Bazaraa son más adecuados para su uso práctico y representan técnicas apropiadas para estimar el límite superior del asentamiento esperado en el diseño convencional.

Terzaghi y Peck muestran las primeras referencias sobre el uso del SPT, en arenas y están representadas en la siguiente tabla que correlaciona el valor de N con la densidad relativa en arenas.

Nº de golpes/30cm N	Densidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Medianamente densa
30 - 50	Densa
+ de 50	Muy densa

Método de Parry (según presentación de Simona, 1977)

Parry propuso un simple método empírico para calcular el asentamiento, al suponer que éste es función del ancho del área cargada, la magnitud de la presión portante y el módulo de deformación del suelo, su ecuación es:

$$\rho = \frac{\alpha qB}{N} C_D C_W C_T \quad (2.6)$$

en donde:

ρ = asentamiento en mm.

B = ancho de fundación

α = constante (200 unidades SI)

q = presión aplicada en MN/m²

N = valor promedio de N medido

C_D = factor de incidencia por la excavación

C_w = factor de incidencia por el nivel freático

C_T = factor por espesor de la capa compresible

N se toma como el valor medido a una profundidad de $3B/4$ bajo el nivel de fundación, si los valores de N varían consistentemente con la profundidad. En caso contrario:

- Tomar el promedio de N entre el nivel de fundación y una profundidad de $3B/4$ y multiplicarlo por 3; se obtiene $3N_1$.
- Tomar el valor promedio de N entre $3B/4$ y $3B/2$ y multiplicarlo por 2; se obtiene $2N_2$.
- Tomar el valor promedio de N entre $3B/2$ y $2B$; se obtiene N_3 . Entonces:

$$N = \frac{3N_1 + 2N_2 + N_3}{6} \quad (2.7)$$

2.4.2. Métodos Edométricos

Se describieron varias expresiones para calcular el asentamiento de fundaciones, basadas en la hipótesis de que el comportamiento de las capas compresibles en el terreno es similar al comportamiento de nuestras constreñidas lateralmente en el anillo del edometro, es decir, que las deformaciones horizontales se suponen nulas y sólo tienen significado las deformaciones verticales.

En arena arcillosa suelta se ha ensayado con éxito el método edométrico para el cálculo de asentamientos, en casos en que se han medido asentamientos máximos entre 9 y 14 cm. Por el contrario en arenas más limpias los asentamientos suelen ser menores, y el método edométrico no es admisible debido a la importancia que adquieren las deformaciones angulares.

2.4.2.1. Método de Beer y Martens

De Beer y Martens (1957) propusieron un método para predecir el asentamiento de fundaciones sobre mantos arenosos, basado en una correlación empírica de la constante de compresibilidad de Buisman- De Beer, C , con la resistencia de punta del cono, q_c , en el *ensayo estático de cono holandés* descrito y que consiste en resumen, en avanzar dentro del terreno, mediante presión continua y a una tasa razonable de deformación, un cono de 60° con área de sección en la base de 10 cm^2 , midiendo independientemente la resistencia de punta y la resistencia por fricción lateral. La prueba fue desarrollada inicialmente para determinar la capacidad de carga de pilotes. Pero ahora se usa también, entre otros fines, para predecir el asentamiento de estructuras fundadas en arena.

En el caso de gruesos depósitos de suelo, el espesor que se considera afectado por la fundación no debe ser menor que $2.0 B$, idealmente ha de ser $4.0 B$ (B es el ancho de la fundación).

En el método propuesto se usa la siguiente correlación empírica:

$$C = 1.5 \frac{q_c}{p'_{o1}} \quad (2.8)$$

donde:

q_c = resistencia estática de punta del cono

p'_{o1} = presión efectiva de sobrecapa en el punto ensayado.

Es decir de acuerdo con la expresión de Sanglerat, $\alpha = 1.5$. El asentamiento total inmediato, S_i , de la subcapa i será:

$$S_i = \frac{H_i}{C_i} \ln \left(\frac{p_o + \Delta\sigma_z}{p'_o} \right)_i \quad (2.9)$$

donde:

$\Delta\sigma_z$ = incremento vertical de esfuerzo en el centro de la subcapa de espesor H_i , que se asienta.

P'_o = presión efectiva de sobrecapa en el centro de la subcapa antes de cualquier excavación o aplicación de carga.

Meyerhof (1956) ha sugerido que un valor más realista para C sería:

$$C = 1.9 \frac{q_c}{P'_{o1}} \quad (2.10)$$

2.4.2.2. Método de Schultze y Meltzer

Schultze y Meltzer (1965) establecieron una correlación aproximada entre el módulo de deformación del suelo, E , y los resultados del ensayo normal de penetración, N :

$$E = \frac{1}{m_v} = v \sigma_0^{0.522} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (2.11)$$

en donde:

$$v = 246.2 \log N - 263.4 \sigma_0 + 375.6 \pm 57.6 \quad (2.12)$$

Válida en el intervalo: $0 < \sigma_0 < 1.2 \text{ kg/cm}^2$.

σ_0 es la presión vertical efectiva de sobrecapa en kg/cm^2 .

La correlación es válida para arenas por encima del nivel freático y esta basada en 77 ensayos cuya regresión arroja un coeficiente de correlación igual a 0.730.

También presentaron una correlación entre el parámetro v de la ecuación (2.11) para E y la resistencia de punta q_c , del ensayo del cono holandés:

$$v = 301.1 \log q_c - 382.3 \sigma_0 + 60.3 \pm 50.3 \quad (2.13)$$

q_c y σ_c en kg/cm^2 .

Esta regresión se baso en 90 ensayos, con coeficiente de correlación = 0.778. Es válida en el intervalo $0 < \sigma_0 < 0.8 \text{ kg/cm}^2$.

Correlaciones de Webb, con el ensayo normal de penetración

Webb (1970 y 1974) recomienda las siguientes expresiones para el módulo edométrico:

Arenas saturadas, entre finas y medias, normalmente consolidada:

$$E_{od}(\text{ton} / \text{pie}^2) = (N + 15) \quad (2.14)$$

Arenas finas arcillosas saturadas, normalmente consolidadas:

$$E_{od}(\text{ton} / \text{pie}^2) = \frac{10}{3}(N + 5) \quad (2.15)$$

Según Webb (1974), la relación entre los asentamientos calculados a partir de sus fórmulas usando la distribución de esfuerzos de Boussinesq, y los medidos, pueden oscilar entre 0.70 y 1.35.

2.4.3. Métodos Elásticos

Estos pueden dividirse, en general entre aquellos que involucran un modelo elástico directo del asentamiento y aquellos que usan un modelo elástico para predecir incrementos de esfuerzo, mediante los cuales se pueden calcular deformaciones locales y por integración, obtener los asentamientos. La aplicación de estas soluciones elásticas requiere la selección de módulos de deformación, usualmente el de Young, E, para condiciones drenadas en el caso de suelos granulares.

El segundo enfoque general para aplicar la teoría elástica en la predicción de asentamientos en suelos granulares comprende:

- (a) evaluación del esfuerzo inicial *in situ*.
- (b) estimación del incremento de esfuerzo aplicado a varias profundidades debajo del área cargada, por medio de la teoría elástica;
- (c) evaluación de las correspondientes deformaciones a las profundidades de (b), y

(d) integración de tales deformaciones a través del perfil del suelo para obtener el asentamiento estimado.

Sin embargo la aplicación practica del método para suelos granulares ofrece dificultades, en especial por la alta sensibilidad del comportamiento esfuerzo- deformación de los suelos granulares a cambios menores en la preparación de la probeta, así como la historia de esfuerzos y a deformaciones del depósito.

2.4.3.1. Método de D'Appolonia a partir del ensayo normal de penetración

D'Appolonia y otros (1970) recomiendan calcular el asentamiento bajo la hipótesis de que la arena es un sólido elástico, homogéneo e isótropo. J.A.Jimenez (1976) presentan el siguiente resumen del método.

Para permitir el cálculo, han establecido una correlación, obtenida con base en asentamientos medidos de zapatas en arena, entre el valor de $E/(1-\nu^2)$ que se utiliza en la formula elástica y el número de penetración medio N , en un espesor de arena a partir del plano de cimentación igual a la anchura de la zapata, a saber:

Arenas normalmente consolidadas:

$$\frac{E}{1-\nu^2} (\text{MN} / \text{m}^2) = 20.9 + 0.89N \quad (2.16)$$

Si por redondeo se toma $1 \text{ MN/m}^2 = 10 \text{ kgf/cm}^2$:

$$\frac{E}{1-\nu^2} (\text{kgf} / \text{cm}^2) = 209 + 8.9N \quad (2.17)$$

Esta ecuación está basada en muy escasos datos.

Arenas sobreconsolidadas o compactadas:

$$\frac{E}{1-\nu^2} (\text{MN} / \text{m}^2) = 47.3 + 1.19N \quad (2.18)$$

o también:

$$\frac{E}{1-\nu^2}(\text{kgf} / \text{cm}^2) = 473 + 11.9N \quad (2.19)$$

Si en las anteriores expresiones se toma $\nu = 0.25$, se obtiene:

Arenas normalmente consolidadas:

$$E(\text{kgf} / \text{cm}^2) = 196 + 8.3N \quad (2.20)$$

Arenas sobreconsolidadas o compactadas:

$$E(\text{kgf} / \text{cm}^2) = 443 + 11.2N \quad (2.21)$$

2.4.4. Métodos Semiempíricos

A diferencia de los cimientos superficiales sobre mantos homogéneos de arcillas sobreconsolidadas, que permiten el uso de modelos elásticos simples como el del semiespacio elástico para predecir con cierto éxito el asentamiento inmediato, no ha sido posible en los cimientos sobre arena elaborar modelos con base teórica simple en la mecánica de sólidos; más bien, los modelos satisfactorios se han desarrollado con carácter semiempírico, basados en el comportamiento real observado de cimientos en el terreno y modelos de laboratorio. Entre muchos factores involucrados. Uno muy significativo tiene que ver con el campo de esfuerzos en la zona del suelo.

2.4.4.1. Método de Schmertmann

Schmertmann (1970) propuso un enfoque diferente para usar las pruebas de penetración con cono estático (CPT) en el cálculo de asentamientos de cimientos en arena.

Por ello Schmertmann propuso utilizar una sumatoria, ajustada empíricamente, de asentamientos de capas aproximadamente homogéneas, seleccionadas convenientemente, de la siguiente forma:

$$S = C_1 + C_2 \Delta q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i \quad (2.22)$$

donde:

Δq = incremento en la presión efectiva, sobre la presión de sobrecapa, a nivel de fundación.

Δz_i = espesor de la capa i en consideración.

C_1, C_2 = factores empíricos, indicados a continuación

I_z = factor de influencia por deformación de la distribución 2B-0.6.

E = módulo de deformación del suelo en la mitad de la capa i .

Para incorporar el efecto de alivio de deformaciones obtenible al cimentar a cierta profundidad y a la vez mantener la simplicidad en la expresión para fines de análisis, se supone en el método que se conserva la distribución 2B-0.6 del factor de influencia, pero se modifica su valor máximo de acuerdo con el siguiente factor empírico:

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_o}{\Delta q} \right) \geq 0.5 \quad (2.23)$$

en donde:

σ'_o = presión inicial efectiva de sobrecapa a nivel de fundación.

Δq = presión neta de fundación.

Schmertmann en 1970 incluyó también un factor empírico, C_2 , para considerar algún aumento en los asentamientos por fluencia en el tiempo, observada aun en fundaciones sobre suelos presumiblemente no cohesivos. Con base en un trabajo de Nonweiller (1963), propuso la expresión:

$$C_2 = 1 - 0.2 \log_{10} \left(\frac{t}{0.1} \right) \quad (2.24)$$

t es el periodo en años para la la cual se calcula el asentamiento. Holtz (1991) recomienda usar un valor de 1.0 para C_2 , por motivo de las imprecisiones en las hipótesis y el uso del ensayo de cono, para determinar el módulo E de la ecuación se determina empíricamente como:

$$E = \alpha q_c \quad (2.25)$$

Schmertmann, inicialmente en 1970, sugirió un valor de 2 para α pero, posteriormente en 1978, modificó esta recomendación. Sugiere que ésto puede hacerse mediante correlaciones para los suelos en el sitio, con resistencia de punta del cono holandés y propone lo siguiente:

$$E = 2q_c \quad (2.26)$$

donde q_c = resistencia a la penetración del cono (kgf/cm^2 o tonf/ft^2).

El *Manual Canadiense de Ingeniería de Fundaciones (Canadian Foundation Engineering Manual*, CFEM, Meyerhof y Fellenius, 1985) sugiere lo siguiente:

$$E_s = kq_c \quad (2.27)$$

y usar:

$k = 1.5$ para limos y arena

$k = 2$ para arena compactada

$k = 3$ para arena densa

$k = 4$ para arena y grava

Schmertmann y Hartmann (1978) y Schmertmann (1978) recomiendan que para condiciones axisimétricas,

$$E_s = 2.5q_c \quad (2.28)$$

y para condiciones de deformación plana,

$$E_s = 3.5q_c \quad (2.29)$$

Presumiblemente estos valores deben usarse con arenas y limos arenosos que esencialmente drenen libremente. E_s es el módulo equivalente de Young de la arena para cargas tipo zapata. En un material sin cohesión las consecuencias del preesfuerzo afectan más intensamente la rigidez que la resistencia; por ello, es probable que las correlaciones dadas subestimen el módulo equivalente de Young de suelos no cohesivos sobreconsolidados.

2.5. ESPECIFICACIONES DEL ESTUDIO

2.5.1. Especificaciones físicas y mecánicas de los Suelos Granulares

Como se ha explicado anteriormente, el suelo es una mezcla de materiales sólidos, líquidos (agua) y gaseosos (aire). A continuación veremos algunas propiedades físicas y mecánicas de los suelos, lo cual es muy importante tenerlas en cuenta, vale decir que las especificaciones que se darán corresponden más a fondo a los suelos granulares. La proporción de los componentes determina una serie de propiedades que se conocen como propiedades físicas o mecánicas del suelo: densidad, porosidad, permeabilidad, plasticidad, consistencia y comprensibilidad.

2.5.1.1. Densidad

Se define como densidad de los suelos, a la relación del peso en el aire, de un volumen dado de partículas sólidas.

El valor de la densidad de un Suelo queda expresado por un valor abstracto; además de servir para fines de clasificación, interviene en la mayor parte de los cálculos de la Mecánica de Suelos.

La densidad de los suelos varía comúnmente entre los siguientes valores:

Tabla 2.3. Densidades de diferentes tipos de suelo

TIPO DE SUELO	DENSIDAD
Cenizas Volcánicas	2.20 a 2.50
Suelos Orgánicos	2.50 a 2.65
<i>Arenas y Gravas</i>	<i>2.65 a 2.67</i>
Limos Inorgánicos	2.67 a 2.72
Arcillas poco Plásticas	2.72 a 2.78
Arcillas medianamente y muy plásticas	2.78 a 2.84
Arcillas Expansivas	2.84 a 2.88
Suelos con Abundante Hierro	3.00

Los suelos no cohesivos (arenas, gravas) tienen una densidad baja con relación a los suelos cohesivos o arcillas.

2.5.1.2. Porosidad

Como consecuencia de la textura y estructura del suelo tenemos su porosidad, es decir su sistema de espacios vacíos o poros. La porosidad es la relación entre el volumen de huecos (es decir el volumen ocupado por el aire, el agua o los dos fluidos simultáneamente) y el volumen total del suelo. Los terrenos arenosos son ricos en macroporos, permitiendo un rápido pasaje del agua, pero tienen una muy baja capacidad de retener el agua, mientras que los suelos arcillosos son ricos en microporos, y pueden manifestar una escasa aeración, pero tienen una elevada capacidad de retención del agua.

En las arenas naturales, la compactación depende de la uniformidad de la granulometría. La porosidad varía en general, de 0.25 a 0.50 para las arenas y gravas, por consiguiente, el índice de huecos de 0.3 a 1. La porosidad de un suelo de tales características depende evidentemente de la compactación más o menos intensa que haya soportado.

La porosidad puede ser expresada con la relación:

$$V = \frac{V_e}{V}$$

Donde:

V_e = volumen de espacios vacíos, comprendiendo los que están ocupados por gases o líquidos.

V = volumen total de la muestra, comprendiendo sólidos, líquidos y gases.

La porosidad puede ser determinada por la fórmula:

$$P = \frac{S - S_a}{S} * 100$$

Donde:

- P = porosidad en porcentaje del volumen total de la muestra;
- S = densidad real del suelo;
- S_a = densidad aparente del suelo.

En líneas generales la porosidad varía dentro de los siguientes límites:

- Suelos ligeros: 30 - 45 %
- Suelos medios: 45 - 55 %
- Suelos pesados: 50 - 65 %
- Suelos turbosos: 75 - 90 %

2.5.1.3. Permeabilidad

Todos los suelos son más o menos permeables. El agua se filtra tanto a través de la arcilla como a través de la grava, pero este fenómeno se manifiesta con intensidades muy diferentes. La velocidad de filtración del agua en la arena, suele ser de algunos centímetros por hora, mientras que en las arcillas, esta velocidad no excede de unos centímetros por año.

Prácticamente todos los métodos del tipo en estudio siguen la fórmula clásica de Allen Hazen (1892):

$$k = CD_{10}^2 \left(\frac{cm}{seg} \right)$$

en donde k es el coeficiente de permeabilidad buscado y D_{10} (cm) es el diámetro efectivo que se obtiene de la curva granulométrica.

Hazen obtuvo su fórmula experimentando con arenas uniformes con diámetro efectivo comprendido entre 0.1 y 3 mm; en estos suelos C varió entre 41 y 146. El valor $C = 116$ suele mencionarse como un promedio aceptable de las experiencias efectuadas por Hazen.

La permeabilidad es la capacidad de un material para que un fluido lo atraviese sin alterar su estructura interna. Se afirma que un material es *permeable* si deja pasar a través de él una cantidad apreciable de fluido en un tiempo dado, e *impermeable* si la cantidad de fluido es despreciable. Para ser permeable, un material debe ser poroso, es decir, debe contener espacios vacíos o poros que le permitan absorber fluido. A su vez, tales espacios deben estar interconectados para que el fluido disponga de caminos para pasar a través del material. Por regla general, como se muestra a continuación, mientras más fina sea la textura del suelo, más lenta será la permeabilidad:

Arenosos	5.0 cm/HR
Franco arenosos	2.5 cm/HR
Franco	1.3 cm/HR
Franco arcillosos	0.8 cm/HR
Arcilloso limosos	0.25 cm/HR
Arcilloso	0.05 cm/HR

Tabla 2.4. Valores de permeabilidad de distintos suelos

Permeabilidad relativa	Permeabilidad				Semi-Permeable				Impermeable					
	Arena o grava no consolidada	Grava continua (o redondeada)		Arena continua o mixta		Arena fina, cieno, Loess, Loam								
Arcilla no consolidada y materia orgánica					Turba		Estrato arcilloso		Arcilla expansiva					
Roca consolidada	Rocas muy fracturadas				Roca petrolífera				Piedra arenisca		Roca sedimentaria, dolomita		Granito	
κ (cm ²)	0.001	0.0001	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹²	10 ⁻¹³	10 ⁻¹⁴	10 ⁻¹⁵	

2.5.1.4. Plasticidad

La plasticidad es la propiedad mecánica de un material, biológico o de otro tipo, de deformarse permanentemente e irreversiblemente cuando se encuentra sometido a tensiones por encima de su rango elástico, es decir, por encima de su límite elástico. La plasticidad de los materiales está relacionada con cambios irreversibles en esos materiales. A diferencia del comportamiento elástico que es termodinámicamente reversible, un cuerpo que se deforma plásticamente experimenta cambios de entropía, como desplazamientos de las dislocaciones. En el comportamiento plástico parte de la energía mecánica se disipa internamente, en lugar de transformarse en energía potencial elástica.

Los suelos granulares suelen identificarse por ser un material poco o casi nada plástico, es evidente que no todos los suelos tienen la misma plasticidad; las arenas y los limos tienen una plasticidad baja o muy baja, mientras que suelos con alto contenido de arcillas tienen una plasticidad mayor. En línea general puede afirmarse que terrenos con un contenido de arcilla inferior al 15% no son plásticos.

2.5.1.5. Consistencia

La consistencia es la característica física que gobierna las fuerzas de cohesión-adhesión, responsables de la resistencia del suelo a ser moldeado o roto.

Dichas fuerzas dependen del contenido de humedades por esta razón que la consistencia se debe expresar en términos de seco, húmedo y mojado.

Se refiere a las fuerzas que permiten que las partículas se mantengan unidas; se puede definir como la resistencia que ofrece la masa de suelo a ser deformada o amasada. Las fuerzas que causan la consistencia son: cohesión y adhesión.

Cohesión: Esta fuerza es debida a atracción molecular en razón, a que las partículas de arcilla presentan carga superficial, por una parte y la atracción de masas por las fuerzas. Además de estas fuerzas, otros factores tales como compuestos orgánicos, carbonatos de calcio y óxidos de hierro y aluminio, son agentes que integran el mantenimiento conjunto de las partículas.

La cohesión, entonces es la atracción entre partículas de la misma naturaleza.

Adhesión: Se debe a la tensión superficial que se presenta entre las partículas de suelo y las moléculas de agua. Sin embargo, cuando el contenido de agua aumenta, excesivamente, la adhesión tiende a disminuir. El efecto de la adhesión es mantener unidas las partículas por lo cual depende de la proporción Agua/Aire.

De acuerdo a lo anteriormente expuesto se puede afirmar que la consistencia del suelo posee dos puntos máximos; uno cuando esta en estado seco debido a cohesión y otro cuando húmedo que depende de la adhesión. Los suelos granulares como su derivación indica (no cohesivos), no presentan cohesión, a diferencia de las arcillas, las arenas no pueden ser fácilmente amasadas o moldeadas.

Limite Plástico: Se puede llamar una tira cilíndrica cuya finalidad es hacer una pasta de suelo con agua luego es amasada hasta crear o formar un cilindro de 10cm x 0.5cm el grosor.

Después fragmentar con una espátula, lo cual consiste en reunir los fragmentos y determinar la cantidad de humedad en 105°C Para evaporarse, es decir el cambio de consistencia de friable a plástica. Luego se debe aplicar la siguiente formula:

$$PW = \frac{P_{sh} - P_{ss}}{P_{ss}} \times 100$$

Donde:

PW = Contenido de Humedad.

Psh = Peso de Suelo Húmedo.

Pss = Peso de Suelo Seco.

Límite Líquido: En este límite el contenido de humedad (PW) en la película de agua se hace tan gruesa que la cohesión decrece y la masa de suelo fluye por acción de la gravedad. Se realiza este proceso en la cazuela y se hace una pasta de suelo: Agua.

Colocar en la cazuela y realizar una ranura con una espátula trapezoidal para hacer una ranura por medio en dos golpear hasta que a los 20 - 25 golpes.

Índice de Plasticidad: Es un parámetro físico que se relaciona con la facilidad de manejo del suelo, por una parte, y con el contenido y tipo de arcilla presente en el suelo,

Por otra: Se obtiene de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico:

$IP = LL - LP > 10$ plástico.

$IP = LL - LP < 10$ no plástico.

Valores Menores de 10 indican baja plasticidad, y valores cercanos a los 20 señalan suelos muy plásticos.

2.5.1.6. Compresibilidad de arenas

Una diferencia fundamental entre arenas y arcillas es el hecho de que mientras en las arcillas puede considerarse que las partículas sólidas prácticamente no están en contacto directo entre ellas, en las arenas, estos contactos existen y por lo tanto, en el comportamiento mecánico de las partículas sólidas individuales. El comportamiento mecánico de las arenas constituida por partículas de arcilla muy fuertemente preconsolidadas (partículas de arena), las cuales están arregladas entre si en una estructura normalmente consolidada (arena suelta) o una estructura preconsolidada (arena compacta). Por supuesto que esto de la estructura normalmente consolidada o preconsolidada esta en relación con el nivel de esfuerzos al que se haga trabajar a la masa de arena. Con estas ideas en la mente conviene ahora analizar el comportamiento de la arena bajo diversas condiciones de prueba.

a) Compresibilidad en compresión isotrópica

Al someter una muestra de arena a una presión igual en todas direcciones (isotrópica), aun cuando el estado de esfuerzos macroscópico indicaría que existen sólo esfuerzos normales de compresión en todas las direcciones, pero sin haber esfuerzos cortantes. Esto puede aplicarse tomando en cuenta que en la estructura de la arena se producen toda una serie de pequeños colapsos y movimientos relativos en las partículas que hayan quedado en posiciones desfavorables. Si el nivel de esfuerzos exteriores continúa aumentando se llegará a un momento en que las fuerzas de contacto entre la partículas alcancen la resistencia de

los minerales que formen a éstas y, a partir de este punto, la ruptura de los granos contribuirá también a la deformación total.

El valor de las fuerzas de contacto ha sido estimado por Marsal, en los valores que se muestran en la tabla 2.5. Diversos investigadores coinciden en fijar el orden de magnitud en el que las arenas naturales empiezan a romper sus granos en 50 kg/cm^2 y el efecto llega a ser muy importante a partir de 150 kg/cm^2 .

Tabla 2.5. Valores estimados de fuerzas de contacto medias entre partículas de arena

Tipo de suelo	Diámetro de las partículas mm	Fuerza media de contacto (gr) para un esfuerzo macroscópico de		
		1 kg/cm^2	10 kg/cm^2	100 kg/cm^2
Grava	60	3	30	300
	2.0	0.003	0.03	0.3
Arena	0.03	3×10^{-6}	3×10^{-5}	3×10^{-4}
	0.002	3×10^{-9}	3×10^{-8}	3×10^{-7}

Si la presión sigue aumentando mas allá de tal valor, las partículas producto de las rupturas van ocupando los espacios vacíos de la estructura original, haciendo la masa de arena menos compresible a los incrementos subsecuentes del esfuerzo isotrópico. La evidencia experimental, sin embargo, no es muy abundante, porque es más fácil y se juzga de mayor interés práctico el estudio de la compresibilidad en compresión confinada, aparte de que se cree que no hay diferencias substanciales entre el comportamiento de la arena en ambas condiciones.

b) Compresibilidad en compresión triaxial.

El comportamiento volumétrico de una arena en compresión triaxial puede visualizarse si se siguen los lineamientos expuestos para el caso de las arcillas. La prueba mas usada hasta ahora ha sido aquella en que se aumenta la presión de cámara. Al aumentar la presión vertical se esta, por una parte, aumentando la componente isotrópica de los esfuerzos y, por otra, introduciendo esfuerzos cortantes. El aumento de los esfuerzos cortantes introduce distorsión o cambio de forma; esta deformación perturba la estructura de la arena y, si ésta

está idealmente suelta, hará disminuir el volumen, por aumento de compacidad durante el proceso de deformación. Si la arena fuera compacta y el nivel de esfuerzos aplicados es bajo respecto a la resistencia de las partículas individuales, el proceso de cambio de forma producirá un aumento de volumen. En la arena suelta la disminución de volumen tiene su límite, a partir del cual la muestra cambia de forma a volumen constante y a esfuerzo desviador también constante (falla plástica). En las arenas compactas y a bajos niveles de esfuerzo, la muestra falla a una resistencia máxima mayor que en las arenas sueltas, por la componente de trabazón de sus granos y el tipo de falla es frágil. Después del valor máximo, el esfuerzo necesario para proseguir la deformación disminuye, tendiendo al mismo valor que se tendría si la arena fuese suelta; a partir de esa condición, la deformación prosigue a volumen constante. A muy altos niveles de esfuerzo respecto a la resistencia individual de los granos, el efecto de trabazón no se manifiesta, la falla es plástica y el volumen disminuye durante todo el proceso de deformación hasta un valor límite, análogo al que se discutió para las arenas sueltas.

De los conceptos anteriores se deduce que a niveles bajos de esfuerzo en relación con la resistencia individual de las partículas, los más comunes, la compacidad inicial de la arena tiene una influencia decisiva en su comportamiento volumétrico y, como se verá, en todo su comportamiento esfuerzo- deformación. A niveles muy altos de esfuerzo, la compacidad inicial pierde importancia relativa.

2.5.2. Especificaciones de la capacidad soporte del suelo granular

Para una mejor comprensión de las características de resistencia de los suelos es conveniente tratar primeramente aquellos que suelen ser considerados suelos granulares; es decir, las arenas, las gravas y los enrocamientos (aunque estos últimos caigan fuera de la categoría de los suelos definidos en forma tradicional) y las combinaciones de tales materiales.

Los criterios que se describen a continuación se refieren a la prueba directa de esfuerzo cortante, por simplicidad y buscando mayor claridad de exposición. La explicación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares parte de los mecanismos de la

fricción mecánica, presentados en la figura 2.1, pero para una aplicación más crítica de esta ley a una masa de partículas discretas, hay que considerarlos actuando en los puntos de contacto.

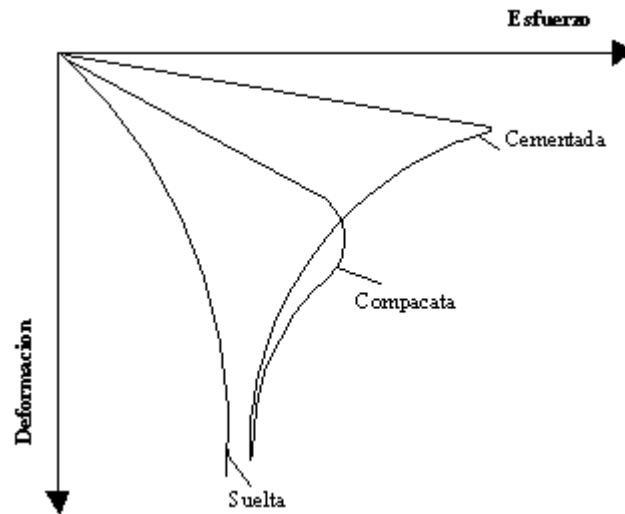


Figura 2.3. Graficas esfuerzo – deformación para una arena en estado suelto, compacto y cementado, bajo la misma presión normal.

Cuando mayores sean las partículas menos serán los puntos de contacto, si todas las demás circunstancias prevalecen y, por lo tanto, mayores serán las concentraciones de presión en ellos. Análogamente, los puntos de contacto aumentan con la menor distribución granulométrica. Las presiones en los puntos de contacto cobran importancia si se relacionan con la resistencia individual de los granos del material, pues bajo aquellas, éstos pueden llegar a deformarse o a romperse.

La resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo granular depende de las siguientes características del propio material:

- _ Compacidad (compactación de un suelo)
- _ Forma de los granos
- _ Distribución granulométrica
- _ Resistencia individual de las partículas
- _ Tamaño de las partículas

La densidad relativa es una manera de indicar el grado de compacidad (compactación) de un suelo y se puede emplear tanto para suelos en estado natural como para rellenos compactados artificialmente, conceptualmente la densidad relativa indica el estado de compacidad de cualquier tipo de suelo. La densidad relativa se obtiene de la determinación de otros parámetros como lo son: Densidad máxima, densidad mínima, y la densidad en sitio, de éstos los dos primeros se realizan en laboratorio y el último se debe realizar en terreno.

La figura 2.3. muestra las gráficas esfuerzo – deformación obtenidas para tres muestras de la misma arena, una supuesta suelta, una compacta y una cementada (con un cementante natural obrando entre sus granos), en pruebas directas de esfuerzo cortante hechas aplicando en cada caso la misma presión vertical; se supone que se aplican lo que pudieran considerarse esfuerzos de bajo nivel. Puede observarse que en el caso de la arena suelta, la grafica esfuerzo – deformación es del tipo de falla plástica, en la que al aumentar el esfuerzo, la deformación crece, tendiendo aquel a un valor limite que se conserva aunque la deformación siga creciendo hasta valores muy grandes.

En el caso de la arena compacta, el tipo de falla corresponde al frágil; en ella, cuando el esfuerzo llega a un máximo, disminuye, si la deformación aumenta. El esfuerzo máximo en la arena compacta es mayor que en la arena suelta, pero al crecer la deformación, el valor último tiende a ser el mismo en los dos casos. Por ultimo, en el caso de la arena cementada, se observa un comportamiento frágil, con disminución rápida del esfuerzo a partir del valor máximo, al crecer la deformación. Al crecer la deformación se llega a valores finales del esfuerzo análogos a los de los dos casos anteriores.

La deformabilidad es menor en la arena que en la suelta y en la cementada es la menor de las tres. En la arena suelta, puede afirmarse en términos sencillos, que cuando tiende a ocurrir un desplazamiento a lo largo de un plano interno en la masa. En la arena suelta, la deformación por esfuerzo cortante produce un mejor acomodo de los granos, que se manifiesta por una disminución de volumen, el cual tiende a un valor constante, cuando el esfuerzo llega también a ser constante. En la arena compacta, los granos que originalmente estaban bien acomodados han de moverse sobre sus vecinos y relativamente a ellos para

que haya deformación; esto produce estructuras más sueltas que la original y el volumen de la arena crece.

Es obvio que cuando la compacidad disminuye de muy compacta hacia muy suelta, en toda la gama posible en la naturaleza, el comportamiento en la ley esfuerzo – deformación será, en algún grado, intermedio entre los descritos. Por último, también es fácil ver que manteniendo todos los demás factores constantes, la deformabilidad decrece y la resistencia crece al variar la forma de los granos de una forma redonda hacia una forma equidimensional angulosa.

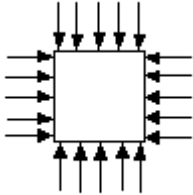
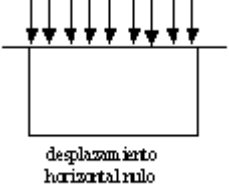
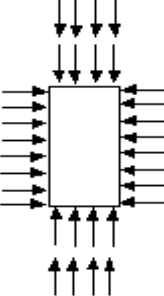
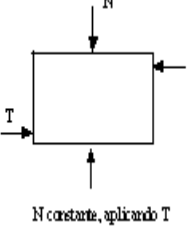
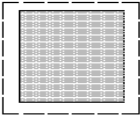
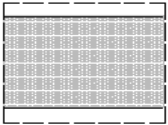
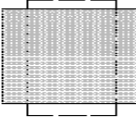

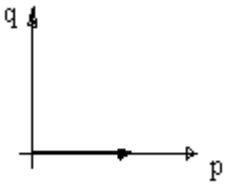
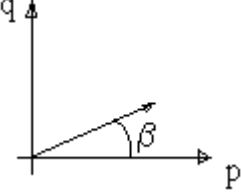
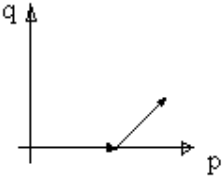
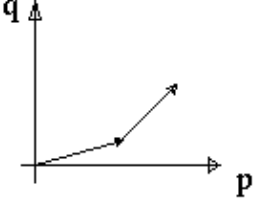
En el caso de las arenas parcialmente saturadas se puede observar que el comportamiento depende, en gran manera, del grado de saturación; en arenas ligeramente húmedas, las fuerzas capilares producidas por el agua intersticial comunican a la arena una cohesión aparente que le hace aparecer resistente, aun bajo presión normal exterior nula. En arenas húmedas existe un fenómeno según el cual aumentan su volumen cuando se someten a un efecto vibratorio, llegando a alcanzar relaciones de vacíos mayores que la máxima correspondiente a un estado totalmente seco. En arenas secas eso no ocurre y las partículas pasan de esas posiciones inestables intermedias a otras finales aun más estables que las originales, produciéndose una compactación del conjunto.

2.5.3. Propiedades esfuerzo - deformación

Si el suelo fuera isótropo y linealmente elástico sería posible determinar las constantes elástica E (modulo de Young) y μ (coeficiente de Poisson) a partir de una sencilla prueba, utilizando estas constantes para calcular la relación entre esfuerzos y deformaciones para otros tipos de pruebas. Sin embargo este método tan sencillo no puede ser aplicable a los suelos. De aquí que se utilicen diferentes pruebas, cada una de las cuales es apropiada para estudiar el comportamiento esfuerzo- deformación bajo un tipo de carga específico.

La figura 2.4 recoge cuatro de las pruebas más utilizadas para el estudio del comportamiento esfuerzo – deformación del suelo, algunos de ellos ya descritos anteriormente, como el método edométrico, la compresión confinada y la isótropa, la prueba triaxial no se describió a fondo ya que es una prueba que no se lo tomará en cuenta dentro de este trabajo de investigación.

Fig. 2.4 Tipos más comunes de pruebas esfuerzo – deformación

Prueba	Compresión isótropa	Compresión Confinada (edómetro)	Compresión Triaxial	Corte directo
Condiciones básicas				
Tipo de deformación	<p>Volumétrica</p> 	<p>Volumétrica principalmente aunque con alguna distorsión</p> 	<p>Distorsión y volumétrica</p> 	<p>Distorsión principalmente con cierta deformación volumétrica</p> 
Trayectorias de esfuerzos				
Finalidad	Estudio de deformaciones volumétricas puras	Muy simple; se aproxima a ciertas condiciones de campo	La prueba mas utilizada para estudios esfuerzo-deformación y propiedades de resistencia	Prueba sencilla para determinar la resistencia al esfuerzo cortante

Al igual que en las arcillas, tampoco existe para las arenas una teoría general que explique el comportamiento esfuerzo-deformación. Además, comparativamente al caso de las arcillas, la experimentación en arenas, gravas y enrocamientos es mucho más limitada y se refiere, casi sin excepción, a pruebas triaxiales de compresión hechas aumentando el esfuerzo axial, que por otra parte, es la más representativa de los fenómenos que ocurren más frecuentemente en las obras prácticas. En la figura 2.5 aparecen graficas esfuerzo – deformación obtenidas en pruebas triaxiales drenadas, hechas en la misma arena saturada, a diferentes esfuerzos de confinamiento. En la parte *a* aparecen las gráficas para la arena suelta y en la *b* para el mismo material, pero en estado compacto. En esta misma figura se presentan las deformaciones volumétricas para cada una de las presiones laterales usadas en las pruebas. En la arena suelta se observa que conforme aumenta la presión sobre la muestra, la resistencia y la rigidez también crecen; es decir, el esfuerzo máximo que soporta la muestra es mayor y también lo va siendo el esfuerzo necesario para alcanzar una deformación axial dada. Obsérvese que el tipo de falla es plástico, con esfuerzo desviador creciente hasta un valor máximo que ya se mantiene prácticamente constante, excepto en la curva 4, en que por algún efecto no dilucidado se observa cierta tendencia a que disminuya. Por lo que respecta a las deformaciones volumétricas, se nota que son mayores al crecer el esfuerzo confinante y que son sistemáticamente de reducción volumétrica; sin embargo la curva 1 permite quizá vislumbrar un ligero aumento de volumen al progresar la deformación, lo que llevaría a pensar que la muestra suelta no lo estaba demasiado.

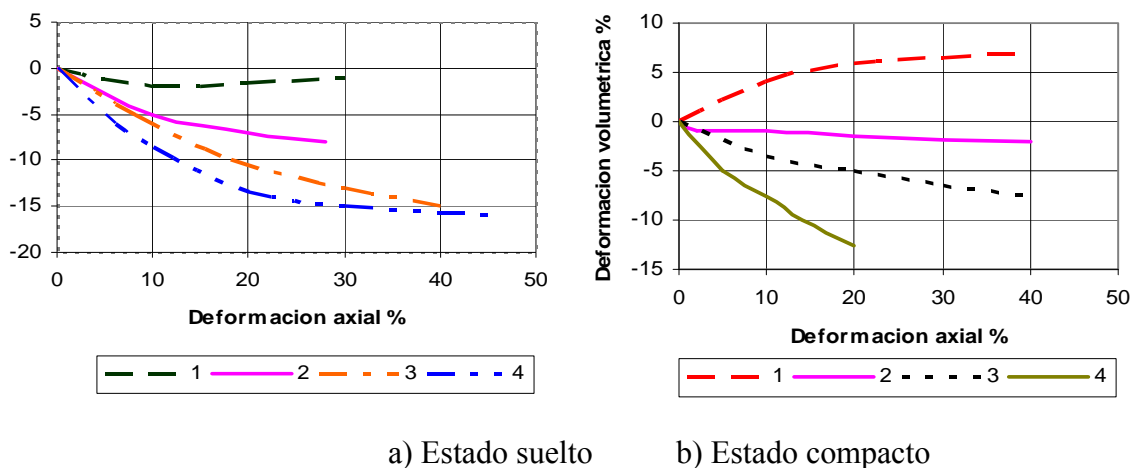


Fig. 2.5 Resultados de pruebas triaxiales drenadas en una arena

En la arena compacta se observa también el aumento de la resistencia y la rigidez con el aumento de la presión. Además en la curva 1, la resistencia máxima se alcanza con una deformación axial baja, disminuyendo algo la resistencia, a un valor último, cuando la deformación prosigue. La curva 4 se interrumpió antes de alcanzar la resistencia máxima, las deformaciones volumétricas en este caso, muestran en la curva 1 una pequeña reducción del volumen inicial, seguida rápidamente por un aumento que tiende a un valor máximo, que ya se mantiene constante. En la curva 2 ya se nota que el efecto de aumento de volumen no es perceptible; el volumen tiende a mantenerse constante tras una muy ligera disminución inicial. Este comportamiento se debe a que la ruptura de granos se ha hecho significativa. En las curvas 3 y 4, el efecto de rompimiento es aun mayor y causa que el volumen disminuya durante todo el proceso de la prueba. La curva 4 se parece ya mucho a su sinónima obtenida en la arena suelta, corroborando que el efecto de la compactación se diluye mucho a altos niveles de esfuerzo. A altos niveles de esfuerzo las dos curvas 4 también se parecen, pero esto no ocurre a los bajos, siendo la deformación necesaria para alcanzar la resistencia máxima pequeña para el caso de la arena compacta y grande para el caso de la arena suelta. Este último punto tiene gran importancia en las aplicaciones prácticas.

2.5.4 Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares

En este capítulo se estudian diversos factores que determinan la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo granular seco. Estos factores se dividen en dos grupos generales.

El primer grupo comprende aquellos factores que influyen sobre la resistencia al corte de un suelo determinado: la relación de vacíos, la presión de confinamiento, la velocidad de carga, etc. Es necesario comprender la influencia de estos factores para poder elegir la resistencia más apropiada a determinar para un problema práctico.

El segundo grupo incluye aquellos factores que hacen que la resistencia de un suelo difiera de la de otro, incluso para la misma presión de confinamiento y relación de vacíos: el tamaño, la forma y la granulometría de las partículas que constituyen el suelo.

2.5.4.1. Influencia de la presión de confinamiento

En primer lugar, el suelo granular tiene fricción. La resistencia al deslizamiento en cada punto de contacto es proporcional a la fuerza normal en dicho contacto y por tanto la resistencia total aumenta con la presión de confinamiento. En segundo lugar, el acomodo encaje de las partículas también contribuye a la resistencia general. El encaje disminuye al aumentar la presión de confinamiento ya que las partículas se aplastan en los puntos de contacto, se rompen los bordes agudos y las partículas se parten.

Así pues el suelo granular es un material friccional, pero se diferencia del comportamiento friccional puro por la influencia de la presión de confinamiento sobre el encaje de las partículas.

2.5.4.2. Influencia de la relación de vacíos

La figura 2.6 muestra la relación entre el ángulo de fricción ϕ y la relación de vacíos inicial e_0 para una arena media a fina. La relación variara, por supuesto, de una arena a otra, pero la tendencia de que ϕ es más grande cuanto más compacto es el suelo es siempre la misma. Cuanto más compacta es la arena, mayor es la expansión que tiende a producirse en el proceso de corte.

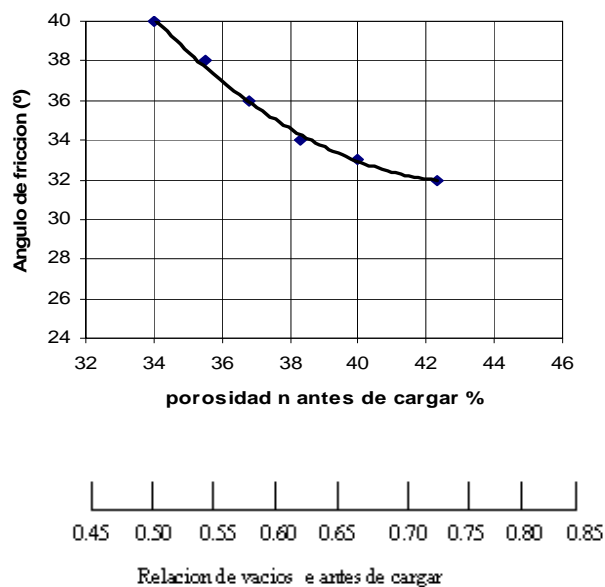


Fig. 2.6 Relación entre el ángulo de fricción y la porosidad inicial en arena fina a media (Según Rowe, 1962).

Cuanto mas compacta es la arena, mayor es la expansión que tiende a producirse en el proceso de corte. De aquí que debe consumirse mas energía (y por tanto mas fuerza y un mayor ángulo de fricción) para romper el suelo. Sin embargo, ambas explicaciones llegan a la misma conclusión.

La obtención de este valor crítico ha de basarse en pruebas de laboratorio. Desde luego la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante no es adecuada, por no ser uniforme el estado de esfuerzos que se produce en toda la masa de suelo; por ello, es preciso recurrir a pruebas de compresión triaxial, que se describirán mas adelante, efectuadas sobre arenas totalmente saturadas.

Los resultados obtenidos por diferentes investigadores indican que la relación de vacíos crítica no es un valor constante de cada tipo de arena, sino que depende de varios factores, de los cuales son los principales el estado de esfuerzos a que se sujete la muestra durante la prueba y el método empleado para llegar a dicho estado de esfuerzos, por lo que pueden obtenerse valores diferentes para la relación de vacíos buscada.

La importancia de la relación de vacíos crítica aparece cuando se considera la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas, sometidas a deformaciones tangenciales rápidas. En arenas finas, de permeabilidad relativamente baja, el agua no alcanza a moverse dentro de la masa con la misma velocidad con que las deformaciones volumétricas pueden llegar a tener lugar, en casos de sollicitación muy rápida. Si la arena es compacta, tal deformación tiende a aumentar el volumen de la masa y por lo tanto, al volumen de los vacíos; esto hace que se genere una tendencia a que el agua exterior entre a la masa de arena, pero si esa absorción de agua no ocurre con suficiente rapidez el agua interior quedara sujeta a una presión neutral, en resumen una arena compacta que se trate de deformar aplicándole las cargas con velocidad alta, aumenta su resistencia al esfuerzo cortante.

En la figura 2.7 se puede observar dos tipos de curvas, una es de una muestra suelta y la otra compacta de una arena, efectuada bajo una carga de 2.1 kg/cm^2 , con una relación de vacíos de 0.605 en una y 0.834 en la otra.

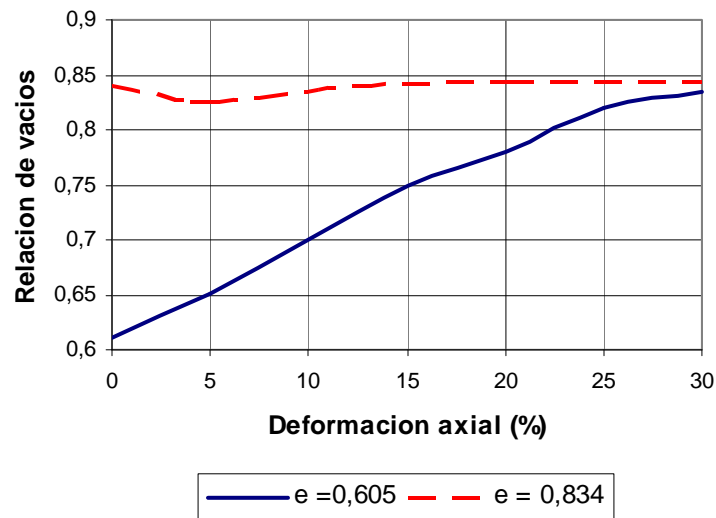


Fig. 2.7 Curvas esfuerzo- deformación para muestras sueltas y compactadas de arena fina a media.

Si la arena es suelta, naturalmente debe producirse el efecto contrario. Al deformarse tiende a compactarse, lo que aumenta la presión neutral en el agua, si esta no se drena con la suficiente rapidez. Este aumento en presión neutral rebaja la presión efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante.

Resistencia de una arena a volumen constante

Análogamente, podemos realizar una prueba triaxial de forma tal que el volumen de la muestra permanezca constante. Se fija este volumen y la presión de confinamiento se ajusta para mantenerlo constante. Si la arena es compacta, es necesario aumentar la presión de confinamiento hasta un grado considerable. Esto significa, por supuesto, que una arena compacta mantenida a volumen constante puede soportar una presión axial mucho mayor que una muestra que permanezca bajo una presión de confinamiento constante y que se dilate al romper. Si una muestra de arena muy suelta se mantiene a volumen constante en el proceso de corte, puede ser necesario reducir la presión de confinamiento al avanzar la prueba y por tanto disminuirá la resistencia a compresión.

La figura 2.8 muestra los resultados de una prueba a volumen constante realizada en una arena compacta. Si la misma arena, con la misma compactación inicial, se hubiera sometido a una presión de confinamiento constante de 1 kg/cm².

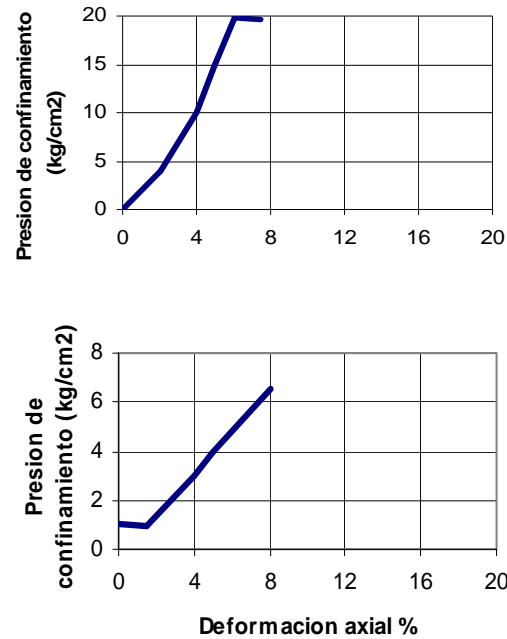


Fig. 2.8 Resultado de una prueba triaxial a volumen constante en una arena fina y compacta (Según Bjerrum Kringstad 1961)

El comportamiento a volumen constante y el comportamiento bajo una presión de confinamiento constante pueden relacionarse en la forma siguiente. Para que una arena compacta falle por corte, debe vencerse en cierta forma el elevado grado de encaje. El caso de corte a volumen constante tiene poco interés al tratar con suelos secos.

2.5.4.3. Influencia de las diversas condiciones de carga

Velocidad de carga

El ángulo de fricción de la arena, medido en compresión triaxial, es substancialmente el mismo si la arena se carga hasta la falla en un tiempo de 5 milisegundos o de 5 minutos. Es

posible que el efecto pueda ser algo mayor si la arena se rompe por deformación plana o si la presión de confinamiento supera los 7 kg/cm^2 .

Vibraciones y cargas repetidas

Las cargas repetidas, de variación lenta o rápida, pueden dar lugar a cambios en ϕ . Una arena suelta se compactará con un correspondiente aumento de resistencia, mientras que una arena compacta se dilatará con una disminución de resistencia. Un esfuerzo inferior al de falla elástica puede producir deformaciones muy grandes si las cargas se aplican repetidamente.

Ligero contenido de humedad

Cualquier arena, a no ser que se acabe de secar intencionadamente, posee una pequeña humedad. La presencia de esta humedad puede tener un cierto efecto sobre el ángulo de fricción entre las partículas. La humedad también puede introducir por capilaridad una cohesión aparente entre las partículas, en algunos casos, como pruebas en modelos, esta cohesión puede ser una componente significativa de la resistencia.

2.5.4.4. Influencia de la composición

La composición tiene una doble influencia sobre el ángulo de fricción de un suelo granular. En primer lugar influye sobre la relación de vacíos que se alcanza con una determinada energía de compactación y, en segundo lugar modifica el ángulo de fricción correspondiente a esa relación de vacíos. La influencia de la composición puede estudiarse bien comparando los ángulos de fricción para un valor fijo o para una energía de compactación fija. Debido a que el efecto de la composición es más importante en la construcción de terraplenes, las comparaciones se suelen hacer para una energía de compactación fija.

Tamaño medio de las partículas

El ángulo de fricción es análogo para todas las arenas, la influencia del mayor encaje inicial en la arena de partículas muy gruesas viene compensada por el mayor grado de rotura. Esto

se debe a que el aumento del tamaño de las partículas da lugar a una mayor carga por partícula y por tanto la fracturación comienza con menores presiones de confinamiento.

Granulometría de la arena

Para energías de compactación comparables, la arena mejor graduada tiene una menor relación de vacíos inicial y un ángulo de fricción más grande. Resulta claro que una mejor distribución de los tamaños de las partículas produce un mejor encaje. En muchos suelos, unas pocas partículas de tamaño relativamente grande constituyen una fracción importante del peso total del suelo. Si estas partículas son suficientemente numerosas para que encajen unas con otras, es importante que estas partículas más gruesas se encuentren en la muestra sometida a prueba. Sin embargo si estas partículas grandes están sometidas en una matriz de partículas mucho más pequeñas de forma que la falla por corte se produce a través de esa matriz, no es necesario incluir las partículas mayores en la muestra.

Un suelo bien graduado experimenta menos roturas que un suelo uniforme de la misma granulometría ya que en el primero existen muchos contactos entre partículas y la carga por contacto es, por tanto, menor que un suelo uniforme.

Angulosidad de las partículas

Podría esperarse que las partículas angulosas encajen mas perfectamente que las redondeadas y, por tanto, las arenas formadas por partículas angulosas tendrían un mayor ángulo de fricción. Incluso cuando una arena se deforma hasta su estado final, de manera que no se produce posterior variación de volumen y esta en un estado suelto, la arena con partículas angulosas tiene un mayor ángulo de fricción.

2.5.5. Presión admisible de carga en arena basada en consideraciones de asentamiento

Meyerhof (1956) propuso una correlación para la *presión de carga admisible neta* para cimentaciones con la resistencia por penetración estándar corregida N_{cor} .

De acuerdo con la teoría de Meyerhof, para 25 mm de asentamiento máximo estimado:

$$q_{adm(neta)} (kN / m^2) = 11.98 N_{cor} \quad (\text{para } B \leq 1.22 \text{ m})$$

$$q_{adm(neta)} (kN / m^2) = 7.99 N_{cor} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \quad (\text{para } B > 1.22 \text{ m})$$

donde N_{cor} = numero de penetración estándar corregida.

Desde que Meyerhof propuso su original correlación, los investigadores han observado que sus resultados son algo conservadores. Después Myerhof (1965) sugirió que la presión de carga admisible neta debería incrementarse aproximadamente 50 %. Bowles (1977) propuso que la forma modificada de las ecuaciones de la presión de carga se expresaran como:

$$q_{adm(neta)} (kN / m^2) = 19.16 N_{cor} F_d \left(\frac{S_e}{25} \right) \quad (\text{para } B \leq 1.22 \text{ m})$$

$$q_{adm(neta)} (kN / m^2) = 11.98 N_{cor} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25} \right) \quad (\text{para } B > 1.22 \text{ m})$$

Donde F_d = factor de profundidad = $1 + 0.33 (D_f / B) \leq 1.33$

S_e = asentamiento tolerable (mm)

Las relaciones empíricas presentadas hacen sugerir algunas preguntas. Por ejemplo, ¿qué valor del número de penetración estándar debe usarse? ¿Cuál es el efecto del nivel del agua freática sobre la capacidad de carga admisible neta? El valor de diseño de N_{cor} debería determinarse tomando en cuenta los valores N_{cor} para una profundidad de 2B a 3B, medida desde el fondo de la cimentación. Muchos ingenieros también opinan que el valor N_{cor} debería reducirse en parte si el nivel del agua freática esta cercano a la cimentación. Sin embargo, el autor cree que esta reducción no se requiere porque la resistencia a la penetración refleja la localización del nivel del agua freática.

Meyerhof (1956) también preparó relaciones empíricas para la capacidad de carga admisible neta de cimentaciones con base en la resistencia a la penetración de cono, q_c :

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_c}{15} \quad (\text{para } B \leq 1.22 \text{ m y un asentamiento de 25 mm})$$

y

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_c}{15} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \quad (\text{para } B > 1.22 \text{ m y un asentamiento de 25 mm})$$

Nótese que en las anteriores ecuaciones la unidad de B es metros y las unidades de $q_{adm(neta)}$ y q_c son kN / m^2 .

La idea básica detrás del desarrollo de esas correlaciones es que, si el asentamiento máximo no es mayor de 25 mm para cualquier cimentación, el asentamiento diferencial no será mayor de 19 mm. Estos son probablemente los límites admisibles para la mayoría de los diseños de cimentaciones.

CAPÍTULO III

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO GRANULAR Y PLANIFICACIÓN DE LA METODOLOGÍA

3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se dará a conocer como se llevará a cabo la metodología para efectuar dicho trabajo, pero previo a eso se hará una descripción del tipo de muestra que se utilizará, sus características, los ensayos de laboratorio que se hará con el fin de tener un análisis respectivo de la muestra en si, tratando de enfocar de una manera rápida cada prueba de laboratorio y mostrando el resultado de cada uno de ellos, como así también se podrá visualizar de una forma más clara a través de imágenes ilustrativas los equipos y herramientas que darán lugar a la realización de este respectivo trabajo de investigación.

3.2. ANÁLISIS DE SELECCIÓN DE MUESTRAS

La selección de muestra que se hizo fue un suelo granular, el cual fue utilizado como muestra única para la realización de este trabajo, de la cual sólo se toma un tamaño medio, es decir la arena.

La muestra es de procedencia de las riberas del Río Guadalquivir de la ciudad de Tarija, siendo esta una arena con poco contenido de limo, no es muy fina pero tampoco de tamaño grande. La muestra se tomó como una muestra natural, es decir tal y como se encuentra en el lugar, conteniendo la misma una serie de tamaños (gravas, gravilla, arena, limo, etc).

La muestra fue tomada de ese lugar porque es uno de los espacios donde predomina más el suelo granular a diferencia de las arcillas u otro suelo fino, las características de este suelo muestran un gran porcentaje de arena casi el 50% del total y una cantidad muy mínima de material fino, menos del 5%.

Se tuvo que trasladar en bolsas de saquillo y un tanto en bolsas pequeñas de nylon, para que no pierda la humedad natural, ya en laboratorio se separó la arena, sirviendo todo lo que pase el tamiz N° 4 y retenido en el tamiz N° 200, pues lo que pasa se toma como material limoso o en caso contrario como arcilla, siendo ésta demasiado insignificante ya que lo que pasa es muy poco. Lo seleccionado sirvió para realizar casi todos los ensayos para la realización de este trabajo de investigación.

3.3. CARACTERIZACIÓN DESCRIPTIVA

Si se tuviera que elegir una muestra de arena se lo puede identificar rápidamente, se debe saber primeramente que los granos de arena pueden verse y palparse fácilmente, si se estruja en la mano cuando está seca, se deshace cuando se afloja la presión. Si se estruja húmeda tomara una forma la cual se conservará al aflojar la presión, pero se desmoronará cuando se la toca.

3.3.1. Ensayos de laboratorio

Se ejecutaron pruebas de laboratorio previas al trabajo de fondo, las cuales son muy importantes, ya que sirvieron para identificar el suelo y recopilar algunos datos que fueron prescindibles para llevar a cabo los demás ensayos, los cuales iremos desglosando el procedimiento de cada uno de ellos, así como el contenido de humedad, la densidad máxima y la realización de un análisis granulométrico.

3.3.1.1. Contenido de humedad

La cantidad de agua en una masa de suelo se expresa en términos del contenido de humedad w , que se define como la razón del peso del agua W_w en la masa de suelo entre el peso secado al horno de los sólidos W_s expresado como porcentaje

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

3.3.1.2. Análisis Granulométrico

Es la determinación del rango del tamaño de partículas presentes en un suelo, expresado como un porcentaje del peso seco total. Se usan generalmente dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo: *análisis por cribado*, para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro, y *análisis hidrométrico*, para tamaños de partículas menores de 0.075 mm de diámetro. En nuestro caso sólo se hizo el primero ya que es un suelo granular y no contiene mucho contenido de finos.

Análisis por Cribado

El análisis por cribado consiste en sacudir la muestra de suelo a través de un conjunto de mallas que tienen aberturas progresivamente más pequeñas. Los números de las mallas

estándar que se utilizó fueron los que se dan en la tabla 3.1 con sus respectivos tamaños de aberturas. Cabe mencionar que para realizar la granulometría, se tuvo que hacer previamente un cuarteo de la muestra, para así tener un material más representativo con la presencia de cada uno de los tamaños que componen la misma.

Tabla 3.1 Tamaños de mallas, norma A.S.T.M.

Tamiz	Abertura (mm)
2"	50
1 1/2"	37.5
1"	25.0
3/4"	19.0
1/2"	12.5
3/8"	9.5
N° 4	4.75
N° 10	2
N° 40	0.425
N° 200	0.075



Fig. 3.1. Detalle de la serie de tamices

Los resultados del análisis mecánico (análisis por cribado e hidrométrico) se representan en gráficas semilogarítmicas como *curvas de distribución granulométrica* figura 3.2. Los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y el porcentaje correspondiente de finos en escala aritmética.

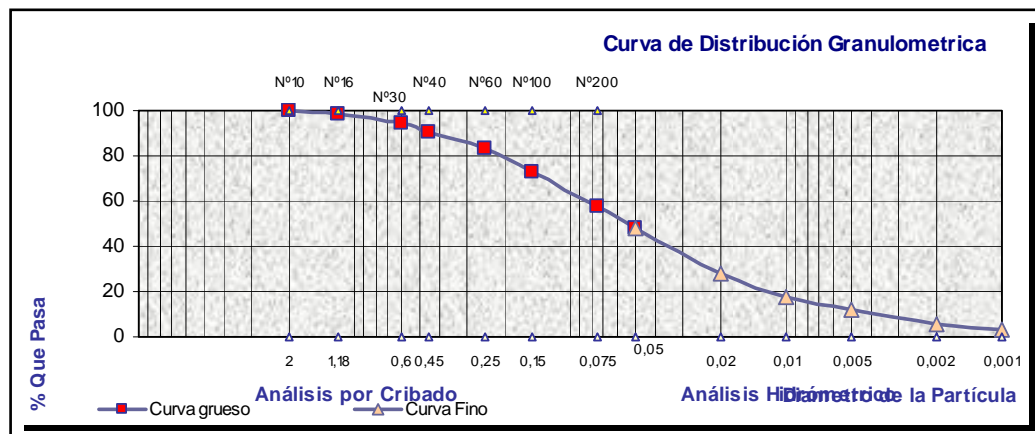


Figura 3.2. Formato de una Curva de Distribución Granulométrica

La granulometría del suelo se lo puede observar en la parte de anexos, la misma dio una curva bien graduada, con poco o casi nada contenido de fino que pasa la malla N° 200.

3.3.1.3. Clasificación del suelo

Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, la mecánica de suelos ha desarrollado algunos métodos de clasificación de los mismos. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente, su campo de aplicación según la necesidad y uso que los haya fundamentado. Y así se tiene la clasificación de los suelos según: la clasificación de la Asociación Americana de Funcionarios de Caminos Públicos (*A.A.S.H.T.O.*), el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (*S.U.C.S.*); estos dos sistemas de clasificación usan la distribución por tamaño de grano y la plasticidad de los suelos como elementos fundamentales para expresar las características generales de los suelos.

a) Sistema de Clasificación A.A.S.H.T.O.

Este sistema de clasificación fue desarrollado en 1929 como el Sistema de Clasificación de la Oficina de Caminos Públicos y ha sufrido varias revisiones, con la versión actual propuesta por el Comité para la Clasificación de Materiales para Sub-rasantes y caminos Tipo Granulares del consejo de Investigaciones Carreteras en 1945. El Sistema de Clasificación A.A.S.H.T.O. actualmente en uso, se muestra en la *tabla 2.3*

De acuerdo con éste, el suelo se clasifica en siete grupos mayores: A-1 al A-7. Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas pasan por la malla No. 200. Los suelos de los que más del 35% pasan por la malla No. 200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 Y A-7. La mayoría están formados por materiales tipo limo y arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

- ✦ *Tamaño del grano*; Grava: fracción que pasa la malla de 75 mm y es retenida en la malla No. 10 (2 mm). Arena: fracción que pasa la malla No. 10 (2 mm) y es retenida en la malla No. 200 (0.075 mm). Limo y Arcilla: fracción que pasa la malla No. 200.

- *Plasticidad*; El término limoso se aplica cuando las fracciones de finos del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menor. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones de finos tienen un índice de plasticidad de 11 o mayor.
- *Si Cantos rodados o voleos* (tamaños mayores que 75 mm) están presentes, éstos se excluyen de la porción de la muestra de suelo que se está clasificando. Sin embargo el porcentaje de tal material se registra.

Para clasificar un suelo de acuerdo con la *tabla 2.3*, los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha. Por un proceso de eliminación, el primer grupo desde la izquierda en el que los datos de prueba se ajusten, es la clasificación correcta.

Para la evaluación de la calidad de un suelo como material para sub-rasante de carreteras, se incorpora también un número llamado *índice de grupo (IG)* junto con los grupos y subgrupos del suelo. Este número se escribe en paréntesis después de la designación de grupo o de subgrupo. El índice de grupo esta dado por la ecuación:

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Donde:

- a = % Pasa N° 200 – 35 %
- b = % Pasa N° 200 – 15 %
- c = Limite Liquido – 40 %
- d = Índice de Plasticidad – 10 %

El primer término de la ecuación 2.16, es decir $0.2 a + 0.005 ac$ el índice de grupo parcial determinado a partir del límite líquido. El segundo término, es decir $0.01 bd$, es el índice de grupo parcial determinado a partir del índice de plasticidad. A continuación se dan algunas reglas para determinar el índice de grupo:

- Si la ecuación 2.16 da un valor negativo, este se toma igual a cero.
- El índice de grupo calculado con la ecuación 2.16 se redondea al numero entero mas cercano ($IG = 3.4$ se redondea a 3; $IG = 3.5$ se redondea a 4).
- No hay un límite superior para el índice de grupo.

- El índice de grupo de los suelos que pertenecen a los grupos: A - 1 - a, A - 1 - b, A - 2 - 4, A - 2 - 5 y A - 3 siempre es cero.
- Al calcular el índice de grupo para suelos que pertenecen a los grupos: A - 2 - 6 y A - 2 - 7, use el índice de grupo parcial para *IP*, o: $IG = 0.01bd$

En general, la calidad del comportamiento de un suelo como material para sub-rasante es inversamente proporcional al índice de grupo.

Tabla 3.2 Clasificación de Materiales para Subrasantes de Carreteras

<i>Clasificación General</i>	<i>Materiales Granulares (35 % o menos de la muestra que pasa la malla N° 200)</i>						
<i>Clasificación Del Grupo</i>	A - 1			A - 2			
	A - 1 - a	A - 1 - b	A - 3	A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7
<i>Análisis por cribado</i>							
<i>N° 10</i>	50 máx.						
<i>N° 40</i>	30 máx.	50 máx.	51 máx.				
<i>N° 200</i>	10 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
<i>Características de la fracción que pasa la N° 40</i>							
<i>Limite liquido</i>				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
<i>Índice de plasticidad</i>			Np	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.
<i>Tipos usuales de materiales componentes significativos</i>	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena Fina	Grava y arena Limosa o Arcillosa			
<i>Tasa General de los Subrasantes</i>	De excelente a buena						

<i>Clasificación General</i>	<i>Materiales Limo - Arcilla</i> (Mas del 35 % de la muestra que pasa la malla N° 200)			
Clasificación Del Grupo	A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 * A - 7 - 5 † A - 7 - 6
Análisis por cribado				
N° 10				
N° 40				
N° 200	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características de la fracción que pasa la N° 40				
Limite liquido	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.
Tipos usuales de materiales componentes significativos	Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Tasa General de los subrasantes	De mediano a pobre			
* Para A - 7 - 5, $IP \leq LL - 30$ † Para A - 7 - 6, $IP > LL - 30$				

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das

b) Sistema Unificado de Clasificación de Suelos S.U.C.S.

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos emprendida por el cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la segunda Guerra Mundial, hoy en día, es ampliamente usado por los ingenieros; el sistema unificado de clasificación se presenta en las *tablas 2.4 ,2.5 y 2.6*; clasifica los suelos en dos amplias categorías:

- Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50 % pasando por la malla N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo *G* o *S*. *G* significa Grava o suelo gravoso y *S* significa arena o suelo arenoso.
- Los suelos de grano fino con 50 % o mas pasando por la malla N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo *M*, que significa limo inorgánico, *C*

para arcilla inorgánica u *O* para limos y arcillas orgánicas. El símbolo *Pt* se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos también son usados para la clasificación:

W: Bien Graduado, P: Mal Graduado, L: Baja Plasticidad (Limite Liquido menor que 50),
H: Alta Plasticidad (Limite Liquido mayor que 50)

Para una clasificación apropiada con este sistema, debe conocerse algo o todo de la siguiente información:

- Porcentaje de grava, es decir, la fracción que pasa la malla de 76.2 mm y es retenida en la malla N° 4 (abertura de 4.75 mm).
- Porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa la malla N° 4 (abertura de 4.75 mm) y es retenida en la malla N° 200 (abertura de 0.075 mm).
- Porcentaje de limo y arcilla, es decir, la fracción de finos que pasa la malla N° 200 (abertura de 0.075 mm).
- Coeficiente de uniformidad *Cu* y Coeficiente de curvatura *Cc*.
- Limite líquido e índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla N° 40.

Tabla 3.3. Sistema Unificado de Clasificación; Símbolos de grupo para suelos tipo grava.

<i>Símbolo del Grupo</i>	<i>Criterios</i>
GW	Menos de 5 % pasa la malla N° 200; Cu = mayor que o igual que 4; Cc = entre 1 y 3
GP	Menos de 5 % pasa la malla N° 200; no cumple los criterios para GW
GM	Mas del 12 % pasa la malla N° 200; los limites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad menor que 4
GC	Mas del 12 % pasa la malla N° 200; los limites de Atterberg se grafican arriba de la línea A o el índice de plasticidad mayor que 7
GC – GM	Mas del 12 % pasa la malla N° 200; los limites de Atterberg caen en el área marcada CL – ML en la carta de plasticidad
GW – GM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GM
GW – GC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GC
GP – GM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GM
GP – GC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GC

Tabla 3.4. Sistema Unificado de Clasificación; Símbolos de grupo para suelos arenosos.

<i>Símbolo del Grupo</i>	<i>Criterios</i>
SW	Menos de 5 % pasa la malla N° 200; Cu = mayor que o igual que 6; Cc = entre 1 y 3
SP	Menos de 5 % pasa la malla N° 200; no cumple los criterios para SW
SM	Mas del 12 % pasa la malla N° 200; los limites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad mayor que 4
SC	Mas del 12 % pasa la malla N° 200; los limites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad menor que 7
SC – SM	Mas del 12 % pasa la malla N° 200; los limites de Atterberg caen en el área marcada CL – ML en la carta de plasticidad
SW – SM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW – SC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP – SM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP – SC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC

Tabla 3.5. Sistema Unificado de Clasificación; Símbolos de grupo para suelos *Limosos y arcillosos*

<i>Símbolo del Grupo</i>	<i>Criterios</i>
CL	Inorgánico; $LL < 50$; $IP > 7$; se grafican sobre o arriba de la línea A (véase zona CL en la carta de plasticidad)
ML	Inorgánico; $LL < 50$; $IP < 4$; se grafican debajo de la línea A (véase zona ML en la carta de plasticidad)
OL	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL < 50$ (véase zona OL en la carta de plasticidad)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$; IP se grafica sobre o arriba de la línea A (véase zona CH en la carta de plasticidad)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$; IP se grafica debajo de la línea A (véase zona MH en la carta de plasticidad)
OH	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la carta de plasticidad)
CL – ML	Inorgánico; se grafican en zona sombreada de la carta de plasticidad
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das

Los límites de Atterberg no se lo toma en cuenta, ya que tanto el límite líquido como plástico no se lo pudo hacer debido a que el suelo no es un material ligante y mucho menos plástico.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de la clasificación del suelo, mediante los dos métodos.

<i>Clasificación según A.A.S.H.T.O</i>	
A-1a	Mezclas de piedra o grava, contenido de arena con o sin material fino ligante, bien graduado.
<i>Clasificación según S.U.C.S.</i>	
GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos.

3.3.1.4. Peso específico relativo

El peso específico relativo de los suelos, depende de clase de mineral o minerales que lo componen, así como de su mayor o menor contenido de materia orgánica, y varía de 2 a 3. Así por ejemplo tenemos que el peso específico relativo del cuarzo es 2.67 y del feldespato es 2.6. En suelos con abundante hierro se puede llegar a 3; en la turba se ha llegado a medir valores hasta de 1.5, debido a la presencia de materia orgánica. Los minerales de arcilla que constituyen la fracción coloidal de un suelo pueden llegar a tener un peso específico relativo promedio comprendido entre 2.8 y 2.9. Así pues es normal que en un suelo los minerales de las fracciones muy finas y coloidales tengan su peso específico relativo mayor que los minerales de la fracción más gruesa.

Objetivo

El objetivo principal del ensayo; es aplicar la metodología para obtener el peso específico relativo de un suelo.

Equipo Utilizado

- Balón, con marca de enrase.
- Termómetro con aproximación de 0.5 ° C.
- Balanza digital con aproximación de 0.01 gramos
- Accesorios para baño María Caliente y Frío.
- Pipeta.



Fig. 3.3 Material utilizado para peso específico

Determinación del Peso Específico

- Se peso 80 gramos de suelo secado al horno previamente, para colocarlo en un plato, luego se añade agua y se mezcla hasta formar una pasta suave, para luego colocarla dentro del balón y batir hasta que se forme una suspensión uniforme, se tiene que extraer todo el aire atrapado dentro del suelo, para esto se debe rolar el frasco con mucho cuidado.



Fig. 3.4 Preparación de la muestra para el peso específico

- Luego se sometió el balón de agua con suelo a un baño María, hasta que alcance una temperatura de 60° C, después se llenó el balón con agua a temperatura ambiente hasta que la parte inferior del menisco coincida con la marca de enrase.



Fig. 3.5 Sometimiento del balón de agua con suelo a un baño María

- En ese momento se pesa el balón y se mide la temperatura en su centro, para luego someter al balón a un enfriamiento; repitiendo este proceso unas cinco veces a diferentes temperaturas.



Fig. 3.6 Sometimiento del balón a un enfriamiento

- Una vez obtenidos los datos de peso a diferentes temperaturas, hay que vaciar el contenido del frasco dentro de un plato para introducir al horno y obtener el peso del suelo seco.

Cálculos

- El peso específico del suelo, basado en el agua a la temperatura de ensayo, será calculado de la siguiente manera

$$\gamma = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}} \times K$$

Donde:

γ = Peso específico relativo del suelo no corregido

W_s = Peso del suelo seco.

W_{fw} = Peso del Frasco lleno de agua a una temperatura t_x que se obtiene de la calibración del balón.

W_{fsw} = Peso del frasco con suelo y agua.

K = Factor de conversión que se obtiene de la curva de calibración.

La prueba de este ensayo con el suelo arenoso en su estado sólido se muestra en la planilla ubicada en la parte de anexos lo cual nos arrojó la siguiente densidad relativa o densidad de sólidos que se muestra a continuación.

Peso específico relativo $\gamma_s = 2.67$
--

3.3.1.5. Compactación

En la construcción de terraplenes para carreteras, presas de tierra y muchas otras estructuras de la ingeniería, los suelos sueltos deben ser compactados para incrementar sus pesos específicos. La compactación incrementa las características de resistencia de los suelos, aumentando así la capacidad de carga de las cimentaciones construidas sobre ellas. La resistencia del suelo compactado se relaciona directamente con la densidad máxima en seco que se alcanza mediante la compactación, la relación entre la densidad en seco y el contenido de humedad.

En los suelos friccionantes es muy común que las pruebas dinámicas produzcan una curva de compactación con una forma inadecuada para la determinación del peso volumétrico seco máximo y una humedad óptima también, para este tipo de suelos existen otras pruebas de compactación en las que usualmente se define una curva de compactación de forma típica, adaptada para los fines que se persiguen.

Método de Prueba Porter

En 1935 O.J.Porter propuso una prueba de compactación estática, pudiendo emplear este método en arenas y en materiales finos cuyo índice plástico sea menor que 6.

El procedimiento de este método es el siguiente:

_Se pesa y se mide un molde de 6" de diámetro y 5" de altura, teniendo la misma su extensión y su base.

_ Se agrega agua en forma homogénea a la muestra, la cual deberá medirse cuando estemos en la humedad óptima, una manera aproximada de conocer esta humedad es apretando al suelo húmedo con la palma de la mano, varía entre 480 y 550 ml aproximadamente de

agua, tomar una muestra representativa para calcular el contenido de humedad en una cápsula.

_ El material restante se colocará en 3 capas dentro del cilindro y a cada una de ellas se aplica 25 golpes con una varilla con punta de bala en forma de espiral, empezando de la orilla y terminando en el centro.

_ Calcular el área del cilindro, luego calcular la carga que será aplicada, sabiendo que esta tiene que tener un valor constante de 140.6 kg/cm^2 .

_ Según las especificaciones esta carga deberá aplicarse en un tiempo de 5 minutos para así conocer que carga deberá aplicarse por minuto, dividiendo el valor entre 5.

_ Para decir que hemos encontrado la humedad óptima en un lapso entre el mínimo de 5 y 6 el espécimen deberá arrojar unas gotas de agua por la parte inferior del cilindro, en caso contrario se repetirá la prueba con otra porción del material y con una cantidad de agua mayor o menor según se requiera.

_ Retirar el espécimen de la máquina y pesarla con la base y extensión para conocer el peso del suelo húmedo.

_ Finalmente se mide la altura del espécimen ya compactado, y se puede calcular en función de los pesos y el volumen compactado el peso específico húmedo

$$\gamma_{hum} = \frac{W_{sh+molde} - W_{molde}}{Vol_{compac.}} \quad \gamma_{seco} = \frac{\gamma_{hum}}{(100 + W\%)} * 100$$

En este trabajo se planteó realizar un método similar al descrito anteriormente, sólo que éste es una prueba con algunos cambios, y prácticamente es una compactación hecha con el proctor T-180, la diferencia está en que para este tipo de suelo no es aconsejable realizar una curva de compactación, ni correlacionarla con una ecuación parabólica, lo que se hace en este caso es ejecutar la compactación respectiva a diferentes humedades y se lo va tomando con la mano, es decir en el momento que llegue a formarse una trozo no desarmable después de tomarle con el puño de la mano (en forma de una empanada), ésto nos muestra la humedad óptima del suelo, por otro lado sirve también el método del tacto, es decir, después de haber compactado la muestra, se debe tocar la misma y en el momento que se encuentre lo más sólido, éste será el punto de su máxima densidad.

Lo demás es lo mismo, se lo pesa el cilindro con más la muestra húmeda y luego se lo resta el molde, teniendo así el peso del suelo húmedo. Como podemos ver es un método semejante al propuesto por Porter, simplemente cambia la magnitud de la carga.

En la *figura 3.3.* se muestra el equipo de compactación utilizado en la prueba Proctor para el Método “A” T-99 y T-180 de la A.A.S.H.T.O.

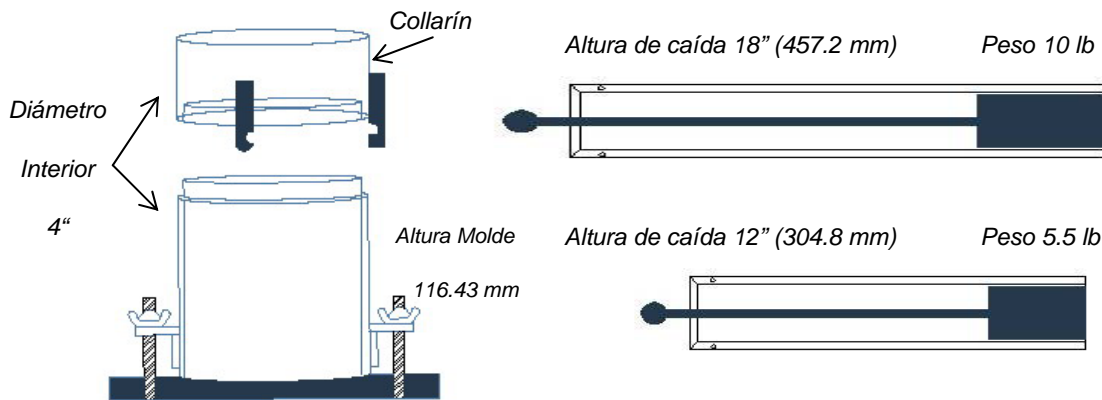


Figura 3.7. Esquema de Molde y Martillo para la Compactación

Los datos obtenidos a través de esta prueba fueron los siguientes:

Densidad máxima = 1.97 kg/cm³
Humedad óptima = 7.04 %

3.3.1.6. Relación de vacíos

Es muy importante conocer los espacios vacíos que un suelo pueda presentar, puesto a que nos da a conocer hasta que punto puede llegar la deformabilidad de dicho suelo, en la figura 3.4. se puede observar una descripción clara de lo que un suelo puede llegar a formarse después de haberse conocido todo los vacíos que tenía el mismo.

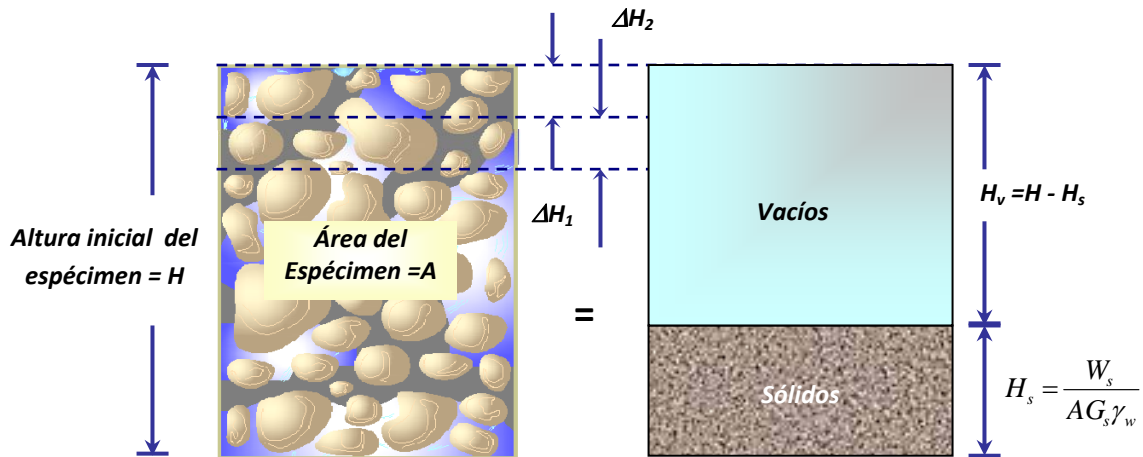


Figura 3.8 Esquema de Cambio de volumen producido por los vacíos

A partir de un método que se da a continuación,

1. Calcule la altura de los sólidos H_s en el espécimen de suelo.

$$H_s = \frac{W_s}{A G_s \gamma_w}$$

donde:

W_s = Peso seco del espécimen.

A = Área del espécimen.

G_s = Densidad de los sólidos del suelo.

γ_w = Peso específico del agua.

2. Calcule la altura inicial de vacíos H_v :

$$H_v = H - H_s$$

donde H = altura inicial del espécimen.

3. Calcule la relación de vacíos inicial e_0 del espécimen.

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v}{H_s} \frac{A}{A} = \frac{H_v}{H_s}$$

4. Para la primera carga incrementada σ_1 (carga total/ área unitaria del espécimen)

que causa la deformación ΔH_1 , calcule el cambio en la relación de vacíos Δe_1 :

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s}$$

ΔH_1 se obtiene de las lecturas inicial y final de la carga. Para nuestro caso tomaremos un cierto rango de toda la carga fue aplicada.

5. Calcule la nueva relación de vacíos e_1 , después de la consolidación causada por el incremento de presión σ_1 :

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1$$

Para la siguiente carga σ_2 , (nota: σ_2 es igual a la carga acumulada por área unitaria del espécimen), que causa deformación adicional ΔH_2 , la relación de vacíos e_2 al final de la consolidación se calcula como.

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s}$$

Las presiones efectivas ($\sigma = \sigma'$) y las correspondientes relaciones de vacíos (e), al final de la consolidación son graficadas sobre papel de gráfica semilogarítmica. La forma típica de la gráfica se muestra en la *figura 3.9*

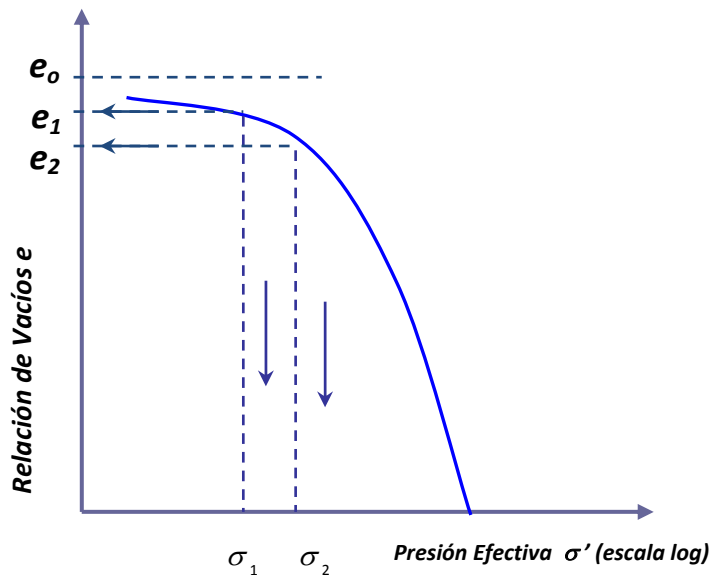


Figura 3.9. Grafica de Presiones Efectivas y las relaciones de Vacíos

3.4. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES EN SUELO GRANULAR

Como bien se sabe, un suelo granular está compuesto por una serie de tamaños de partículas, entre ellos, piedras o gravas, arenas y una pequeña cantidad de limo o arcilla, en este trabajo se optó por tomar como variable de trabajo a la arena, y porque la arena, puesto que este suelo es tan relevante como la arcilla, es un suelo no cohesivo y se presenta constantemente en las obras de construcción, así pues un suelo arenoso tiene más relevancia que las propias gravas dentro de lo que es un estudio de suelos.

3.4.1. Tamaño máximo

Sabemos que un suelo granular está formado por gravas, gravilla, arena y hasta contenido de material fino en muy poca cantidad, asumimos tomar como una sola variable a la arena, puesto que es un material más uniforme a diferencia de la grava o gravilla, con el cual se puede realizar la prueba de una manera más segura, puesto de que las partículas de la grava son de un sin fin de tamaños e imposibilitará la correcta ejecución de los métodos establecidos.

Así como se habló en el anterior punto, tomaremos a la arena como la única alternativa de trabajo, entonces describiremos a la misma, conociendo las características y las propiedades de la misma. El tamaño de la arena puede variar según la forma de los granos, puede ser una arena gruesa, media o fina, pero cabe mencionar también que dentro de un suelo granular podemos encontrar gravas de gran envergadura, como contenido de finos minuciosamente pequeños, en la tabla 3.6. podemos observar los diferentes tamaños de suelos dados por distintas organizaciones.

Tabla 3.6. Límites de Tamaño de diferentes tipos de Suelos

Nombre de la Organización	Tamaño del grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Instituto Tecnológico De Massachussets(MIT)	> 2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA)	> 2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.002
Asociación Americana de funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.002
Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (es decir, Limos y arcillas) > 0.075	

En la anterior tabla podemos observar que el sistema Unificado de Clasificación de suelos toma un valor más elevado que los anteriores en cuanto a la arena, hacemos esta observación ya que es el rango que tomamos en las prácticas de laboratorio, al menos en el que tenemos en nuestra facultad, entonces aclarado esto se presentan algunos valores a lo que respecta los tamaños que componen un suelo granular, en la tabla 3.7. donde también se puede observar los tamices que representan a dichos tamaños.

Tabla 3.7 Tamaños de los componentes de un suelo granular

Tipos	Tamaños (mm)	Tamices ASTM
Grava	25 - 12,5	1" - 1 1/2"
Gravilla	12,5 - 4,75	1 1/2" - N° 4
Arena gruesa *	4,75 - 2,0	N° 4 - N° 10
Arena media *	2,0 - 0,425	N° 10 - N° 40
Arena fina *	0,425 - 0,075	N° 40 - N° 200
Limo y arcilla	> 0,075	pasa N° 200

*Es el rango del tamaño de la arena que se tomó para la realización de este trabajo.

Clasificación de la arena

Datos obtenidos de la arena

Peso específico relativo = 2.67

Angulo de fricción = 32.60°

Humedad Óptima = 7.04 %

Limites líquido – plástico = NP

Densidad máxima = 1.97 gr/cm³

Cc = 1.75 MF = 2.5

Menos de 5 % pasa la malla N° 200; Cu = mayor que o igual que 6; Cc = entre 1 y 3

SW - A-3 (0)

Suelo arenoso bien graduado con o sin casi nada de contenido de fino.

3.4.2. Humedad aconsejable

La humedad es un parámetro de gran importancia en un suelo, hace que el suelo se comporte de una mejor o mala manera, para tal caso vimos necesario trabajar tomando distintos rangos de humedad, desde el estado seco hasta un estado saturado. Por ejemplo en estado seco se tomara la humedad mínima que pueda tener el suelo, pudiendo ser 1%,

puesto que ningún suelo llega a tener una humedad del 0%, de ahí que iremos aumentando cada 5 % hasta llegar a un estado muy húmedo o saturado, pudiendo ser del 20 o 25%, en el cual el suelo muestra su máxima humedad. Entonces queda claro que se trabajara con humedades del 5, 10, 15, 20% a parte del estado seco y saturado, para los dos casos, es decir tanto en estado suelto como compacto.

3.5. CRITERIOS PARA ESTABLECER EL MÉTODO

El criterio que se tomará para este trabajo “Análisis experimental de asentamientos de suelos granulares bajo el incremento de cargas simuladas”, es el tomar una muestra de suelo, en este caso la arena, colocándole en un molde y procediendo a introducirle una carga axial y a compresión, aumentando la carga e ir viendo el asentamiento que se produce con la misma, así como también el cambio de densidad a cierto cambio de volumen. Este método es asemejado a uno que es denominado prueba edométrica, el cual ya fue explicado en el anterior capítulo, consiste en hacer actuar una fuerza estática por encima del suelo, este método es talvez una forma rápida de observar el asentamiento producido a diferentes cargas, puede que no sea igual a lo real, pero es una análisis experimental que puede llegar a mostrarnos o a darnos una idea cercana a lo que pasa en la realidad, e aquí de este trabajo empírico, basado en una área dada o volumen conocido, y la simulación de cargas a través de un equipo como lo es la prensa hidráulica para la ejecución de diferentes fuerzas hacia la misma.

3.6. ANÁLISIS DE LA METODOLOGÍA PARA PLANTEAR

Se plantea un análisis de cargas de dos tipos, una tipo estática y otra a través de carga dinámica, ambos métodos tienen como fin el obtener resultados tanto del asentamiento provocado por las diferentes cargas producidas, como así también el cambio de densidad a cierto cambio de volumen del suelo. La carga estática será realizada a través de una prensa hidráulica, con la cual se ejercerá una fuerza vertical hacia el suelo, posteriormente aplicando cada vez mas una carga mayor al mismo. Por el lado de la carga dinámica, se desarrollará en una forma de vibración, o por medio de golpes, ésto ya será explicado más a detalle posteriormente, en resumen desarrollaremos dos metodologías aplicando las diferentes cargas mencionadas anteriormente.

3.7. ENSAYOS NORMALIZADOS QUE CONTRIBUYAN AL MÉTODO

Ensayos normalizados son aquellos que normalmente son ya conocidos y están ya bajo una norma establecida, para desarrollar los diferentes métodos se optó por algunos ensayos que en si son de mucha relevancia para realizar el mismo, uno de ellos es el ensayo de *granulometría*, que siempre se lo debe de hacer por el hecho de saber cual es el material con el que iremos a trabajar, después algunos ensayos que sirven para tomar describir de una mejor manera el suelo, así como el *ángulo de fricción*, *peso específico relativo*, y el de *compactación* que es uno de los ensayos de más importancia, el cual se lo hizo con el Proctor Modificado T-180.

3.8. ENSAYOS NO NORMALIZADOS QUE CONTRIBUYAN AL MÉTODO

Como su nombre mismo indica, son aquellos ensayos que no están bajo una norma establecida, pero son adaptados mediante un criterio razonable que pueda en si aportar de mucho al estudio que se está realizando, para nuestro caso sólo hubo dos ensayos fuera de lo común, utilizado cada uno para cada método pero con el mismo objetivo, el de poder observar el asentamiento y el cambio de densidad a un determinado cambio de volumen. Para el caso de la carga estática se planteó un ensayo pudiéndose denominar *prueba edométrica*, pues solo toma en cuenta cargas verticales hacia el suelo, para esto se utilizó un molde calibrado con un volumen determinado, con muestra de suelo adentro y aplicando al mismo una fuerza vertical con la ayuda de un prensa hidráulica, posteriormente se explicará a detalle su procedimiento.

El otro ensayo es totalmente diferente, en este se aplica una carga dinámica, consiste en tener el mismo molde utilizado en el anterior método, de igual forma, lleno de muestra, pero aquí ejecutamos fuerza o en todo caso *vibración* a los costados del molde, mediante un martillo de goma, por un determinado tiempo, hasta ver que el suelo ya no sufre ninguna deformación, y como dijimos antes el objetivo es el mismo, observar la deformación o el asentamiento.

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA DESARROLLADA.

4.1. PREPARACIÓN DE LOS EQUIPOS

Los equipos que serán utilizados para dichos ensayos, anteriormente descritos y observados en las anteriores fotografías en el anterior capítulo, son casi todos propiedad del Laboratorio de Suelos de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias y Tecnología de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, para ambas metodologías mencionadas anteriormente, se efectuarán en gran parte con los mismos equipos y herramientas. Entonces a continuación describiremos como es que se preparó dichos equipos de trabajo.

Montaje del equipo

- La prensa hidráulica en el laboratorio tiene la función de romper tubos de hormigón para ver la resistencia de los mismos, consta de un lector de 2000 KN y un anillo dinamométrico más sensible de menor capacidad (5000 kg), trabajaremos con este último, ya que se puede tomar lecturas de cargas pequeñas a una mejor precisión, la calibración del mismo se puede ver en la parte de anexos.



Fig. 4.1 Prensa hidráulica, a la derecha lector de 2000 KN y anillo dinamométrico de 5000 kg. de capacidad.

- Teniendo la prensa lista, lo que se hace es instalar un pistón, el cual será el que vaya penetrando dentro del suelo, se puede ver en la imagen claramente el mismo, incluido una plancha del tamaño de la plataforma (30 cm. de diámetro), la cual es para adaptar de una forma más segura a la prensa hidráulica.



Fig. 4.2. Instalación del pistón a la plataforma de la prensa hidráulica

- Instalado el pistón, de unos 5 cm. de diámetro aproximadamente, procedemos a instalar un extensómetro, con el cual se lecturará el asentamiento, este medidor está en mm, conforme el suelo se vaya deformando el extensómetro irá midiendo el asentamiento.



Fig.4.3. Instalación del extensómetro para medir el asentamiento del suelo

4.2. DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA PRÁCTICA

4.2.1. Aplicación de carga estática

Este método consiste en producir una fuerza de forma perpendicular al suelo, es decir verticalmente, la cual repartirá los esfuerzos uniformemente hacia el área de la muestra que se tiene, haciendo el uso especial de un equipo con el cual se producirá los respectivos esfuerzos, tomaremos como parámetros la carga, la densidad y lo más importante la deformación del suelo, o sea el asentamiento, a continuación se describe el procedimiento para realizar dicho método.

Carga vs Asentamiento (en estado suelto)

- PRIMER PASO: Colocamos la muestra dentro de un molde, previamente calibrado con sus respectivas dimensiones y volumen conocido, se coloca una plancha sobre el suelo, la cual servirá para que el pistón que se va introduciendo sobre la muestra provoque una fuerza en toda la superficie del suelo.

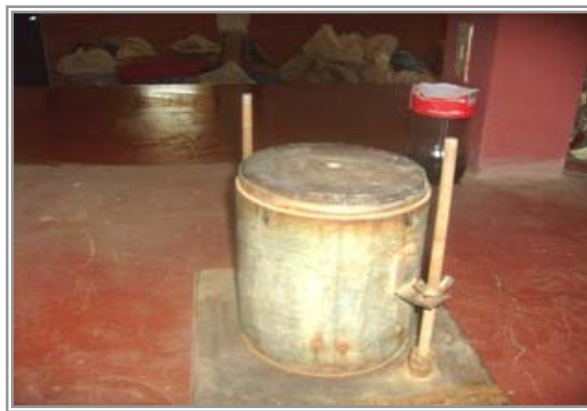


Fig. 4.4. Molde estandarizado con el suelo dentro y una placa encima.

- SEGUNDO PASO: Teniendo el molde con el suelo, lo colocamos en la plataforma de la prensa hidráulica, lo regulamos bien el extensómetro con la base del molde y la plataforma de la prensa, colocando en cero el medidor y listo para efectuar la fuerza.

- TERCER PASO: Vamos ejerciendo fuerza con la palanca de la prensa y paralelamente vemos el anillo dinamométrico y tomamos lecturas del mismo cada 1, 2,3 vueltas, hasta llegar cerca de su capacidad máxima que es de 5000 kg, a cada vuelta leemos en el extensómetro cuanto es el asentamiento del suelo para esa carga.



Fig. 4.5. Anillo dinamométrico con el que se lectura la capacidad de carga

- CUARTO PASO: Si en algún momento observamos que el extensómetro ya no mide, pero seguimos produciendo fuerza, quiere decir que las partículas del suelo llegaron a romperse, y entonces ese fue el asentamiento máximo al que llegó, ya no es necesario seguir aumentando la carga, procedemos a sacar el molde de la prensa.



Fig. 4.6. Aplicación de fuerza sobre la muestra

- QUINTO PASO: Teniendo anotados los datos de la carga efectuada y el asentamiento producido por esa carga se puede graficar la curva deformación – asentamiento, si queremos por otro lado obtener la resistencia, lo único que se hace es dividir la fuerza por el área del molde o del suelo ($\text{Resistencia} = P/A$)
- SEXTO PASO: Realizamos el mismo procedimiento para muestras desde el estado seco hasta llegar al estado saturado, aumentando la humedad cada 5%.

Carga vs Asentamiento (en estado compacto)

- PRIMER PASO: En este caso, la que se hace es compactar el suelo, la misma se lo realiza con el martillo de peso de 10 lb y una caída de 18”, en el molde de iguales características del proctor modificado, colocando 5 capas de igual altura dentro del molde y con un número de golpes igual a 56(máxima energía de compactación).
- SEGUNDO PASO: Enrazamos bien la muestra y colocamos en la prensa hidráulica, haciendo posteriormente todos los pasos que se indicaron en la parte de arriba.
- TERCER PASO: Cabe hacer notar que será importante trabajar con la densidad máxima del suelo, para ésto será necesario conocer la humedad óptima del mismo, además de las humedades mencionadas anteriormente.



Fig. 4.7. Molde junto al martillo de 10 lb para realizar la compactación.

Densidad vs Asentamiento

Esta prueba está en función de los pesos que se obtendrán y el volumen que irá variando según el asentamiento, y tanto para un suelo suelto como compacto será la misma metodología.

- **PRIMER PASO:** Lo primero que se hace es colocar la muestra dentro del molde en este caso suelto o tener la muestra compactada, se pesa el molde más la muestra, teniendo previamente el peso solo del molde, o sino se lo pesa al final, luego colocamos el molde en la prensa hidráulica.

- **SEGUNDO PASO:** Después vamos haciendo lecturas tanto en el anillo dinamométrico como en el extensómetro, siendo este último el de mayor importancia, ya que a cada 5 o 10 mm leídos según la compacidad del suelo, desmontaremos el molde fuera de la prensa hidráulica

- **TERCER PASO:** Posteriormente después de sacar el molde, se procede a pesar el molde con más la muestra deformada, y se la vuelve a colocar a la prensa para obtener un nuevo asentamiento, así sucesivamente hasta llegar a ver que el suelo ya no se deforma.



Fig. 4.8. Determinación del peso de la muestra con el molde después de haberse aplicado carga en la misma.

- CUARTO PASO: Se tomará los mismos parámetros de humedades descritos anteriormente, 5. 10 15%. etc. procediendo a realizar los mismos pasos mencionados anteriormente.
- QUINTO PASO: Teniendo los pesos y el volumen medido a diferentes asentamientos, se podrá calcular la densidad con la fórmula más conocida que es la masa por el volumen (densidad = masa/volumen)

4.2.1. Aplicación de carga dinámica

Este segundo método, es uno más de los tantos que pueden haber, en lo que se refiere la aplicación de cargas hacia un suelo, consiste en la ejecución de golpes al suelo, en forma lateral o propiamente dicho alrededor del mismo, haciendo una semejanza de lo que puede significar las vibraciones al terreno en el ámbito real, lo cual provoca que las partículas del suelo vayan acomodándose e ir perdiendo casi todos los vacíos que inicialmente tienen, lo que demuestra que habrá cambios de volumen de la masa del suelo, por lo tanto también un cambio de densidad según vaya deformándose dicho suelo. Como se puede entender, éste es un método más sencillo, fácil y rápido de observar la magnitud de asentamiento que puede sufrir el suelo, se tomará como parámetros el cambio de humedad como lo ya indicado en el anterior método, las mediciones se lo harán en forma similar que lo especificado anteriormente, teniendo como base los diferentes cambios de la masa del suelo, como así también el cambio de volumen de la muestra, después de un determinado tiempo de vibración (golpes alrededor del molde). Seguiremos el siguiente procedimiento:

- PRIMER PASO: El molde será el mismo utilizado en el anterior método, conociendo su respectivo volumen y por ende el peso del mismo. Llenamos el molde con la muestra de suelo hasta una determinada altura y con un determinado volumen.



Fig. 4.9. Molde estandarizado para la aplicación de carga dinámica.

- **SEGUNDO PASO:** Habiendo obtenido la altura inicial respectiva de la muestra, procedemos a la ejecución de los golpes alrededor del molde con la ayuda de un martillo de goma, por un lapso de aproximadamente 120 segundos, hasta notar que el suelo ya no muestra signos de deformación.



Fig. 4.10. Aplicación de carga dinámica (método vibratorio)

- **TERCER PASO:** Posteriormente realizamos las mediciones, con el cual podremos observar la variación de altura y lógicamente la pérdida de volumen que sufre después de haber aplicado el método, la lectura inicial y final de la deformación se lo tomará con el extensómetro, también descrito ya anteriormente.



Fig. 4.11. Medición de la deformación del suelo a través del extensometro

- CUARTO PASO: Obtenido ya los datos, se procede a calcular la densidad respectiva, mediante la aplicación de la fórmula empírica más usual, la cual está en función del peso y el volumen, entonces tenemos (Densidad = masa/volumen).

4.3. MEDICIÓN DE ASENTAMIENTOS OBTENIDOS

Luego de haber desarrollado los diferentes métodos, se pudo obtener los distintos asentamientos producidos, ya sea por carga estática o por carga dinámica, tomando en cuenta que se trabajó a distintas humedades, como así también con estados diferentes (suelto y compacto). Los datos obtenidos son mostrados a continuación en un cuadro de resumen.

Tabla 4.1. Resultados de asentamientos obtenidos, bajo cargas estática y dinámica

ASENTAMIENTOS OBTENIDOS							
CARGA ESTÁTICA							
Fuerza ejercida:	Aprox. 5000 kg ó Resistencia = Aprox. 25 kg/cm ²						
Estado	Humedades						
SUELTO	Seco	5%	10%	15%	20%	Saturado	
asentamiento (mm)	16,24	48,28	58,69	63,01	32,98	31,71	
COMPACTADO		5%	10%	15%			Hum.optima
asentamiento (mm)		11,61	11,83	15,59			7,55
CARGA DINÁMICA							
Estado	Humedades						
SUELTO	Seco	5%	10%	15%	20%	Saturado	
asentamiento (mm)	13,8	21,2	24,55	24,75	20,68	19,3	

Nota: Para la ejecución de la carga dinámica no se tuvo una fuerza conocida con la cual se produjo, lo que se hizo fue golpear con un martillo de goma alrededor de la muestra de suelo por un lapso de aproximadamente 120 segundos o que es lo mismo 2 min. (tiempo que dura aproximadamente la deformación del suelo)

4.4. MEDICIÓN DE DENSIDADES OBTENIDAS

Como bien se sabe, ante un cambio de volumen habrá un cambio de densidad, por tal motivo cabe hacer referencia a este dato, la densidad se lo obtiene en función del peso y el volumen que puede mostrar una masa de suelo, entonces podemos observar en el siguiente cuadro las densidades obtenidas a través de los ensayos realizados mediante la aplicación de diferentes tipos de carga.

Tabla 4.2. Resultados de densidades obtenidas, bajo cargas estática y dinámica

CARGA ESTÁTICA										
Estado suelto					Estado compacto					
Estado seco										
asentamiento (mm)	0	5	10	15	20					
densidad (gr/cm ³)	1,68	1,73	1,79	1,86	1,93					
Humedad 5%					Humedad 5%					
asentamiento (mm)	0	10	20	30	40	50	0	5	10	12,5
densidad (gr/cm ³)	1,49	1,59	1,71	1,86	2,03	2,24	1,99	2,06	2,14	2,19
Humedad 10%					Humedad Optima					
asentamiento (mm)	0	10	20	30	40		0	3	6	9
densidad (gr/cm ³)	1,65	1,77	1,91	2,05	2,23		2,16	2,2	2,25	2,3
Estado saturado					Humedad 15%					
asentamiento (mm)	0	10	20	30	40		0	5	10	15
densidad (gr/cm ³)	1,75	1,86	1,98	2,1	2,28		2,13	2,2	2,27	2,34
CARGA DINÁMICA										
Estado suelto										
Estado seco			Humedad 5%			Humedad 10%				
asentamiento (mm)	0	13,8	0	21,2	0	24,55				
densidad (gr/cm ³)	1,184	1,306	1,28	1,513	1,33	1,606				
Humedad 15%			Humedad 20%			Saturado				
asentamiento (mm)	0	24,75	0	20,68	0	19,13				
densidad (gr/cm ³)	1,54	1,864	1,64	1,93	1,646	1,918				

4.5. ESTABLECIMIENTO DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ASENTAMIENTOS MEDIANTE CURVAS Y GRÁFICOS.

Para poder observar de una mejor manera y tener un mejor entendimiento de las gráficas, que cabe mencionar que son resultados o propiamente mejor dicho, un resumen de todas las curvas obtenidas a través de las pruebas realizadas, puesto que cada una de ellas y mostrando más a detalle las mismas, se las puede observar en la parte de anexos. Entonces dividiremos en dos partes, las mismas pueden ser un ilustrativo de curvas de asentamiento versus carga y por otro lado curvas de asentamiento versus densidad.

4.5.1. Curva: Asentamiento vs Carga aplicada

En los siguientes puntos mostraremos el orden que serán mostradas cada curva, puesto que así se tendrá un mejor entender de las mismas.

- Asentamiento vs Carga estática (estado suelto a diferentes humedades)
- Asentamiento vs Carga estática (estado compacto a diferentes humedades)
- Asentamiento vs Carga estática (seco, saturado y compactado)

4.5.2. Curva: Asentamiento vs Densidades

De forma similar colocaremos un orden específico en el cual serán mostradas las distintas curvas que se darán posteriormente, en este caso perteneciente al asentamiento y la densidad, haciendo mención que los tres primeros pertenecen al método de carga estática y el último a la dinámica.

- Asentamiento vs Densidad (estado suelto a diferentes humedades)
- Asentamiento vs Densidad (estado compacto a diferentes humedades)
- Asentamiento vs Densidad (seco, saturado y compactado)
- Asentamiento vs Densidad (estado suelto a distintas humedades)

Por ultimo se muestra una grafica de resumen final de Asentamiento vs. %de Humedad.



UNIVERSIDAD AUTONOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
 FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
 PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

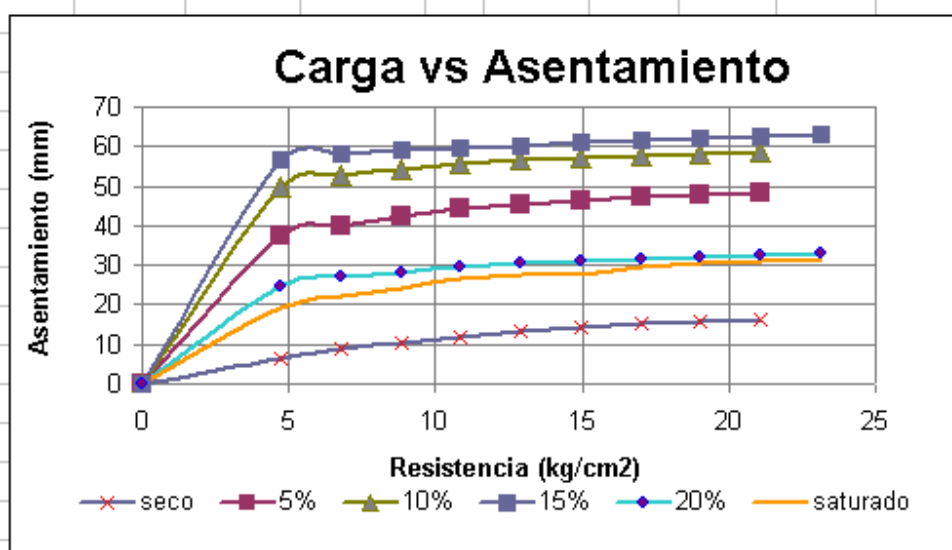
CARGA vs ASENTAMIENTO

CARGA ESTATICA (estado suelto)

Proyecto: Proyecto de Grado II	Identificación muestra: Arena Rio Guadalquivir
Procedencia: Rio Guadalquivir	Laboratoristas: Univ. Nelson Torrejon
Solicitante: Univ. Nelson Torrejon	

Estado : suelto **Area del molde :** 200,96 cm²

Def. Anillo (mm)	Carga (KN)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Asentamiento (mm)					
				Seco	5%	10%	15%	20%	Saturado
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00
1	9,31	949,62	4,725	6,39	37,30	49,67	56,56	24,43	19,13
2	13,34	1360,68	6,771	8,71	40,10	52,56	58,03	26,87	22,15
3	17,37	1771,74	8,816	10,51	42,45	54,28	58,92	28,32	24,21
4	21,39	2181,78	10,857	12,02	44,19	55,53	59,67	29,60	26,51
5	25,42	2592,84	12,902	13,18	45,33	56,56	60,34	30,46	27,83
6	29,44	3002,88	14,943	14,29	46,36	57,22	60,95	31,17	27,78
7	33,47	3413,94	16,988	15,11	47,29	57,89	61,61	31,71	29,63
8	37,50	3825,00	19,034	15,75	47,80	58,36	62,00	32,25	30,41
9	41,52	4235,04	21,074	16,24	48,28	58,69	62,55	32,62	31,15
10	45,55	4646,1	23,120				63,01	32,98	31,71





UNIVERSIDAD AUTONOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
 FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
 PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

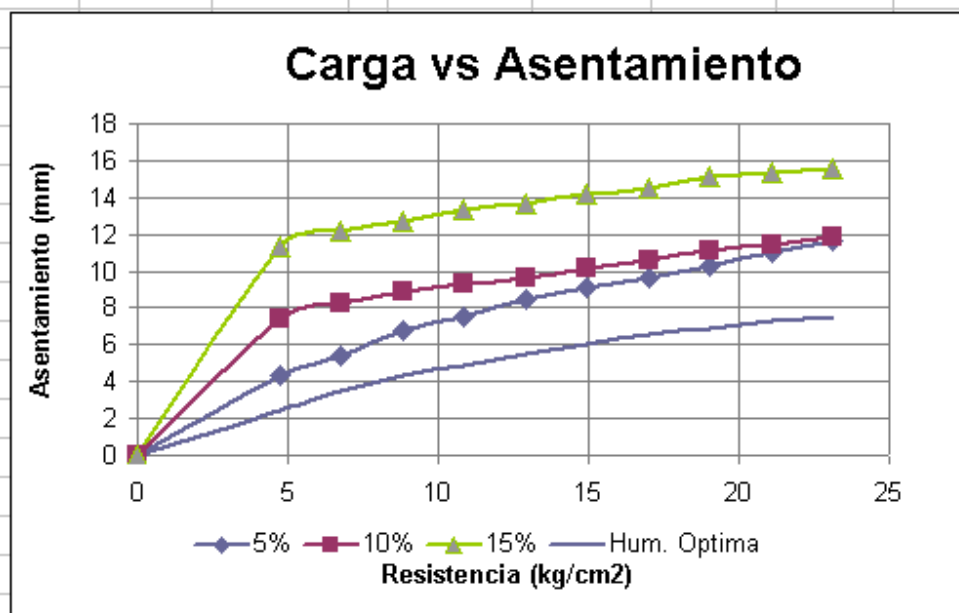
CARGA vs ASENTAMIENTO

CARGA ESTATICA (estado compactado)

Proyecto: Proyecto de Grado II	Identificación muestra: Arena Rio Guadalquivir
Procedencia: Rio Guadalquivir	Laboratoristas: Univ. Nelson Torrejon
Solicitante: Univ. Nelson Torrejon	

Estado : compactado Area del molde : 200,96 cm²

Def. Anillo (mm)	Carga (KN)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Asentamiento (mm)			
				5%	10%	15%	Hum. Optima
0	0	0	0	0	0	0	0,00
1	9,31	949,62	4,725	4,32	7,37	11,34	2,42
2	13,34	1360,68	6,771	5,38	8,25	12,21	3,54
3	17,37	1771,74	8,816	6,75	8,86	12,69	4,38
4	21,39	2181,78	10,857	7,57	9,34	13,32	4,89
5	25,42	2592,84	12,902	8,49	9,67	13,68	5,54
6	29,44	3002,88	14,943	9,06	10,2	14,2	6,03
7	33,47	3413,94	16,988	9,66	10,61	14,53	6,55
8	37,50	3825,00	19,034	10,27	11,17	15,1	6,91
9	41,52	4235,04	21,074	10,97	11,43	15,32	7,26
10	45,55	4646,1	23,120	11,61	11,83	15,59	7,55





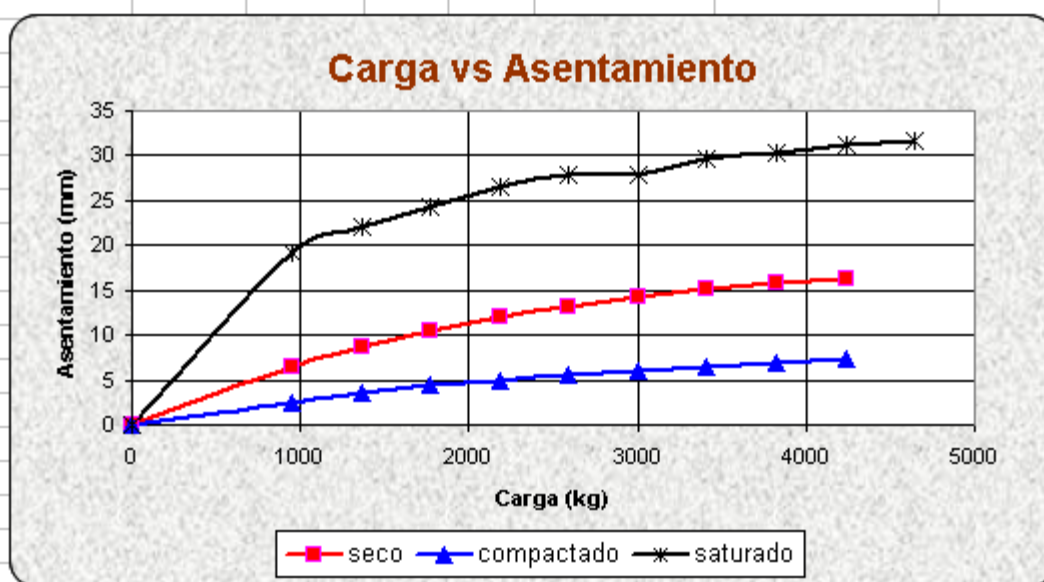
UNIVERSIDAD AUTONOMA "JUAN MISAE SARACHO"
 FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
 PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

CARGA vs ASENTAMIENTO

CARGA ESTATICA (Suelto - Compactado)

Proyecto: Proyecto de Grado II	Identificacion : Arena Rio Guadalquivir
Procedencia: Rio Guadalquivir	Laboratorista: Univ. Nelson Torrejon
Solicitante: Univ. Nelson Torrejon	

Def. Anillo (mm)	Carga (KN)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Asentamiento (mm)		
				Seco(suelto)	Saturado (suelto)	Compactado
0	0	0	0	0	0,00	0,00
1	9,31	949,62	4,725	6,39	19,13	2,42
2	13,34	1360,68	6,771	8,71	22,15	3,54
3	17,37	1771,74	8,816	10,51	24,21	4,38
4	21,39	2181,78	10,857	12,02	26,51	4,89
5	25,42	2592,84	12,902	13,18	27,83	5,54
6	29,44	3002,88	14,943	14,29	27,78	6,03
7	33,47	3413,94	16,988	15,11	29,63	6,55
8	37,50	3825,00	19,034	15,75	30,41	6,91
9	41,52	4235,04	21,074	16,24	31,15	7,26
10	45,55	4646,1	23,120		31,71	7,55





UNIVERSIDAD AUTONOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

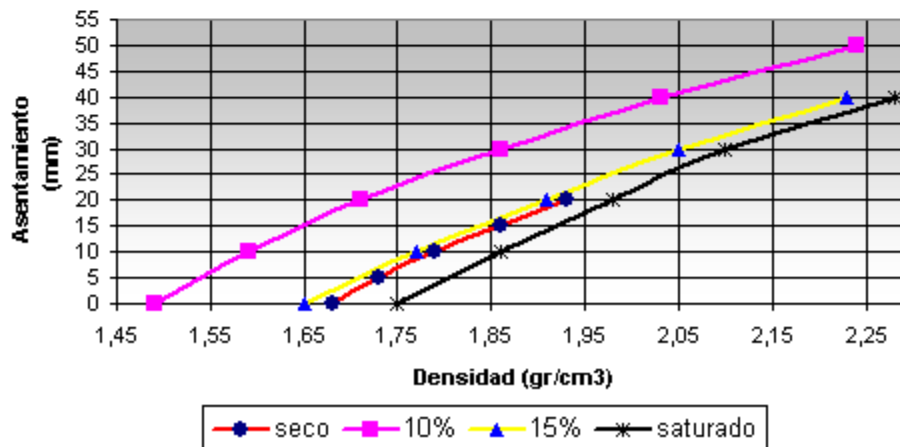
DENSIDAD vs ASENTAMIENTO

CARGA ESTATICA (Estado suelto)

Proyecto: Proyecto de Grado II	Identificación : Arena Rio Guadalquivir
Procedencia: Rio Guadalquivir	Laboratorista: Univ. Nelson Torrejon
Solicitante: Univ. Nelson Torrejon	

Seco		Humedad 10%		Humedad 15%		Saturado	
Δ (mm)	γ (gr/cm ³)	Δ (mm)	γ (gr/cm ³)	Δ (mm)	γ (gr/cm ³)	Δ (mm)	γ (gr/cm ³)
0	1,68	0	1,49	0	1,65	0	1,75
5	1,73	10	1,59	10	1,77	10	1,86
10	1,79	20	1,71	20	1,91	20	1,98
15	1,86	30	1,86	30	2,05	30	2,10
20	1,93	40	2,03	40	2,23	40	2,28
		50	2,24				

Densidad vs Asentamiento





UNIVERSIDAD AUTONOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
 FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
 PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

DENSIDAD vs ASENTAMIENTO

CARGA ESTATICA (Estado compacto)

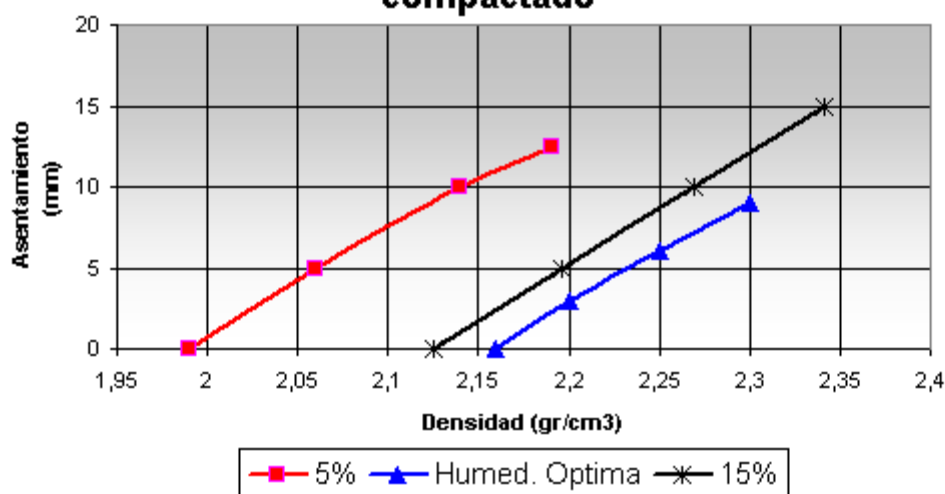
Proyecto: Proyecto de Grado II	Identificación : Arena Rio Guadalquivir
Procedencia: Rio Guadalquivir	Laboratorista: Univ. Nelson Torrejon
Solicitante: Univ. Nelson Torrejon	

Humedad 5 %	
Δ (mm)	γ (gr/cm ³)
0	1,99
5	2,06
10	2,14
12,5	2,19

Humedad Optima	
Δ (mm)	γ (gr/cm ³)
0	2,16
3	2,20
6	2,25
9	2,30

Humedad 15%	
Δ (mm)	γ (gr/cm ³)
0	2,125
5	2,196
10	2,269
15	2,341

Densidad vs Asentamiento compactado





UNIVERSIDAD AUTONOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
 FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
 PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

DENSIDAD vs ASENTAMIENTO

CARGA ESTATICA (Suelto - Compactado)

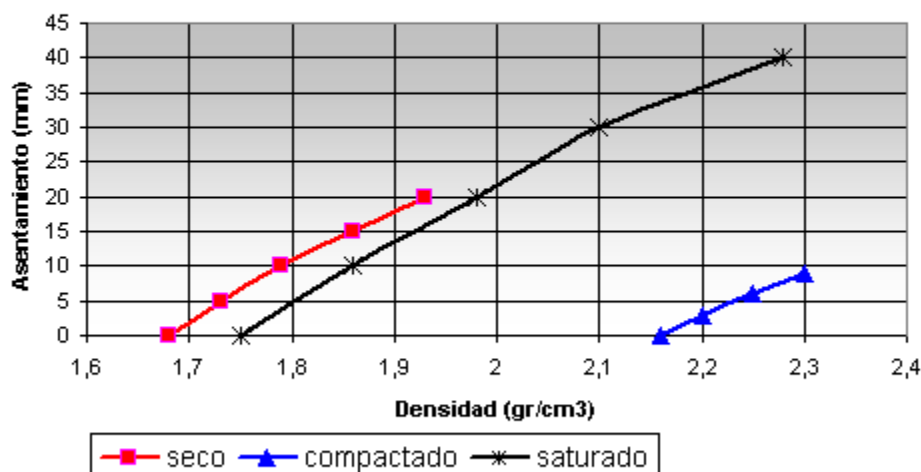
Proyecto: Proyecto de Grado II	Identificacion : Arena Rio Guadalquivir
Procedencia: Rio Guadalquivir	Laboratorista: Univ. Nelson Torrejon
Solicitante: Univ. Nelson Torrejon	

Suelto (seco)	
Δ (mm)	γ (gr/cm ³)
0	1,68
5	1,73
10	1,79
15	1,86
20	1,93

Compactado CHO.	
Δ (mm)	γ (gr/cm ³)
0	2,16
3	2,20
6	2,25
9	2,30

Suelto (Saturado)	
Δ (mm)	γ (gr/cm ³)
0	1,75
10	1,86
20	1,98
30	2,10
40	2,28

Densidad vs Asentamiento





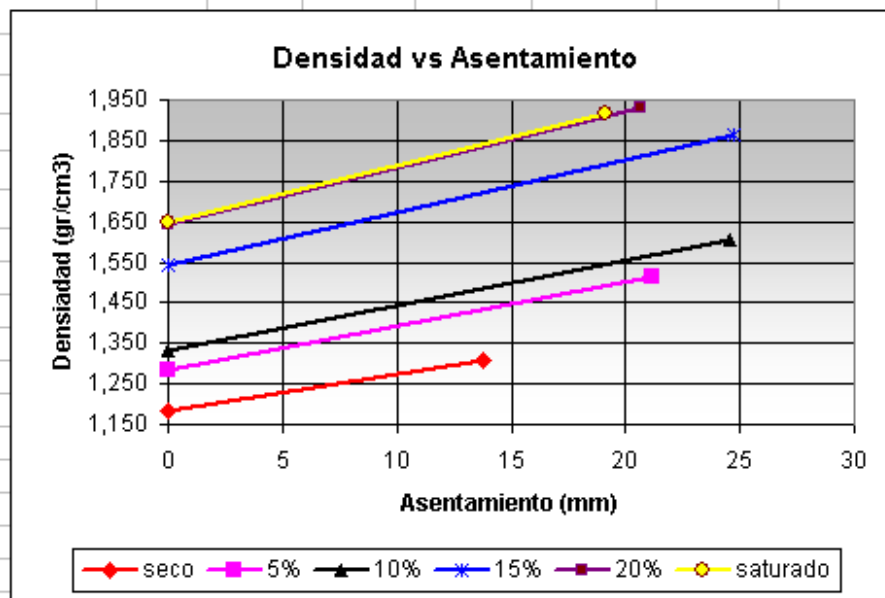
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
 FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
 PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

DENSIDAD vs ASENTAMIENTO
CARGA DINÁMICA (seco - saturado)

Proyecto: Proyecto de Grado II **Identificación:** Arena Río Guadalquivir
Procedencia: Río Guadalquivir **Laboratorista:** Univ. Nelson Torrejon
Solicitante: Univ. Nelson Torrejon

Estado: Suelto (seco - saturado) **Peso del molde:** 5770 gr
Altura molde: 17,8 cm **Diametro del molde:** 16,00 cm

		Seco	5%	10%	15%	20%	Saturado
Asentamiento inicial	mm	0	0	0	0	0	0
Asentamiento final	mm	13,8	21,20	24,55	24,75	20,68	19,13
Densidad inicial	gr/cm ³	1,184	1,28	1,33	1,54	1,64	1,646
Desidad final	gr/cm ³	1,306	1,513	1,606	1,864	1,93	1,918



Nota: El tiempo ejecutado al realizar la carga dinámica (golpes alrededor de la muestra) fue de aproximadamente 120 seg.

CAPÍTULO V

ANALOGÍAS DE APLICACIÓN.

5.1. ANÁLISIS DE CURVAS OBTENIDAS

Analizaremos cada método planteado, por un lado aplicando carga estática y por otro carga dinámica, y dentro de el primero se tomará en cuenta tanto el estado suelto como el compactado.

Carga estática

Se debe de saber que se trabajó mediante cargas referenciales, es decir casi todas las muestras alteradas a diferentes humedades, tuvieron una carga máxima de aproximadamente 5000 kg, aunque unas llegaron a tener una menor capacidad de carga.

Estado suelto

- Con la muestra en estado seco, de humedad aproximada al 1%, con una presión ejercida de 21 kg/cm^2 se tuvo un asentamiento de 26.04mm, pudiendo tal vez sido más, pero no aumentaría en gran magnitud la deformación, puesto que se observó que el extensómetro media el asentamiento muy lentamente después de pasar esta carga, es decir se podría seguir aumentando la carga, pero ya no aumentaría el asentamiento, pues las partículas del suelo se llegaron a romper.
- Teniendo la muestra con una humedad del 5% y una presión de 21 kg/cm^2 se alcanzó a tener un asentamiento de 48.28mm, siendo éste ya una deformación de mayor magnitud, este asentamiento puede aumentar un poco mas, ya que en la práctica se observó que el extensómetro aún giraba con libertad, lo cual quiee decir que la deformación seguía efectuándose.
- El suelo con una humedad del 10% y una presión de 21 kg/cm^2 llegó a tener un asentamiento de 58.69mm, casi 6 cm, vemos que esta deformación ya es bastante considerable, se puede deber a que tenga una humedad mayor, lo cual hace que el suelo por sí solo disminuya su volumen.
- Aumentamos la humedad a un 15% y con una presión ejercida de 23.12 kg/cm^2 obtuvimos un asentamiento de 63mm, la deformación máxima a comparación de los demás, creemos que este asentamiento ya no aumentaría, si vemos en la planilla de

datos en anexos con esta humedad, podemos observar que si va aumentando el asentamiento a partir de 19kg/cm^2 pero en una magnitud muy minuciosa, lo cual hace pensar de que la deformación será constante a partir de ahí.

- Habiendo llegado a la humedad del 20% y una fuerza de 23.12 kg/cm^2 observamos un asentamiento de casi 33mm, y nos preguntamos porque si éste tiene más humedad que el anterior pero una deformación menor, posiblemente se deba a que el suelo está casi ya saturado, lo cual hace que el mismo pierda su estado normal y pase a uno que muestre la formabilidad de sus partículas completamente desintegradas por el bastante contenido de agua, lo cual hace que en el momento de aplicar la carga las mismas ya fallaron, si vemos en la planilla, hasta los 4.72 kg/cm^2 el asentamiento fue de 24 mm, pero a partir de ahí y hasta los 23.12 kg/cm^2 sólo se tuvo una deformación de aproximadamente 8mm, lo cual nos demuestra que el asentamiento máximo puede que sea el indicado anteriormente.
- Trabajando con el suelo ya saturado, con humedad aproximada al 25% y una aplicación de carga de 23.12 kg/cm^2 , se alcanzó una deformación de 31.71mm, menos que el anterior, entonces mientras más saturado esté la muestra el asentamiento será menor, cabe resaltar que esta muestra sólo se puso con agua por un lapso menor a 24 hrs.

Estado compactado

- Empezamos con una humedad de 5% alcanzando una carga de 23.12kg/cm^2 y un asentamiento de 11.61mm, este parámetro muestra que el cambio de volumen fue muy poco, debido a que está compactado pero con una humedad que no es la óptima, pero se puede decir que la deformación puede ser un poco más, pudiendo alcanzar un máximo de 13 a 15mm según lo que se pudo observar durante el ensayo.
- Haciendo el ensayo con la humedad óptima que es de 7.04%, y llegando a una carga de 23.12 kg/cm^2 y obteniendo un asentamiento de 7.55mm, menos de 1cm, entonces se puede confirmar que si es en realidad la humedad aconsejable, puesto que a comparación de las demás ésta vendría a tener la mínima deformación.

- Con la humedad del 10% y una fuerza de presión de 23.12kg/cm^2 se obtuvo un asentamiento de 11.83mm, vemos que es un poco mayor a la del 5%, como explicamos anteriormente esto se debe al aumento de agua, pero no es tan considerable la diferencia, y según lo que se pudo observar con este parámetro de humedad su máxima deformación sería menor que la de humedad de 5%.
- Finalmente trabajando con una humedad del 15% y una carga de 23.12kg/cm^2 se alcanzó una deformación de 15.69mm, lo cual demuestra que esta humedad no es tan aconsejable para trabajar con este tipo de suelo (arena) porque tendríamos un mayor hundimiento y eso no es bueno para ningún tipo de obra.

Carga dinámica

- Primeramente hicimos el ensayo con una humedad natural, o mejor dicho con suelo seco, se produjo en forma de vibración al molde con suelo hasta que más o menos se ve que ya no se asentó, teniendo como resultado una deformación de 13.38mm, y llegando a tener una densidad de 1.306 gr/cm^3 , entonces podemos ver que no hubo un asentamiento considerable.
- Con una humedad del 5% se obtuvo una deformación de 21.20mm y la densidad alcanzó a 1.513 gr/cm^3 , aquí si se observa que el asentamiento es mayor y la densidad también toma un valor más elevado, ésto debido al contenido de agua, lo cual hace que la muestra aumente de peso.
- Colocando un 10% de humedad, se tiene una deformación de 24.55mm y una densidad de 1.606 gr/cm^3 , ahora se produjo un asentamiento mayor, ésto se debe a que la muestra está más húmeda, pero no tanto como para que las partículas se desintegren por sí solas.
- Ahora con una humedad del 15% se tiene un asentamiento de 24.75mm y una densidad de 1.864 gr/cm^3 casi similar al anterior, puesto a que la humedad no cambia en gran relevancia.
- Alcanzando una humedad del 20% se obtiene una deformación de 20.68mm, y una densidad de 1.93 gr/cm^3 , vemos que el asentamiento es menor a comparación de los anteriores, ésto porque como se dijo antes las partículas llegan a desintegrarse por sí

solas, dando lugar a que el suelo falle más rápidamente y no así como sucedió en los demás. Por el lado de la densidad es mayor porque su peso es más elevado debido al aumento de agua que se hizo.

- En estado ya saturado se tuvo como resultado un asentamiento de 19.13mm y una densidad para ese cambio de volumen de 1.918 gr/cm³, aquí vemos que la deformación aún es menor que todos, por el hecho de que la muestra habiendo estado saturando durante un tiempo, es donde sus partículas se deshacen, produciendo aún más rápido la falla durante el ensayo.

5.2. CONSIDERACIONES PARA ESTABLECER UNA ANALOGÍA DE APLICACIÓN

Se tomará en cuenta algunas consideraciones que sean necesarias de establecer para tener una mejor similitud y concordancia de ambos indicadores, pudiendo ser éstos In Situ como en laboratorio, se trabajará análogamente para así poder conformar un solo modelo de trabajo que plasme resultados más exactos.

5.2.1. Indicadores presumibles In Situ

Los indicadores que pudiesen servir en el lugar donde se trabajará con este tipo de material y donde se efectuará alguna obra, no decimos que serán realmente los mejores ni los únicos, sólo son indicadores que o bien podrían mostrar resultados favorables o desfavorables, eso ya se lo verá más seguramente en el trabajo real que se lo haga, pero alguno de éstos que puedan ayudar a esto, está el indicador mas conocido actualmente, que es el de la placa de carga, es un ensayo de campo para la determinación de la capacidad de soporte y asentamiento de un suelo. Luego está el ensayo de penetración estándar, lo cual en función del número de golpes y con la aplicación teórica de formulas descritas en el capítulo dos, se obtiene la deformación del suelo.

5.2.2. Indicadores de laboratorio

Los indicadores que se pueden optar en laboratorio, son escasos o al menos aún no se conocen en nuestro medio, los únicos que conocemos son los que planteamos en este trabajo de investigación, descritos a gran detalle en el capítulo anterior, entonces con los

resultados obtenidos ya analizados podremos realizar una analogía, tanto de lo que obtuvimos como con la información que ya se conoce de aquellos indicadores In Situ.

5.2.3. ANALOGÍA DE INDICADORES

Habiendo conocido cada uno de los indicadores, tanto In Situ como de laboratorio, haremos una analogía, significa que visualizaremos bajo una perspectiva única, la cual sea capaz de mostrar un solo enfoque de lo que realmente puede verse y plantearse en la vida real, como habíamos apuntado anteriormente sobre los ensayos de campo, sólo se tiene cierta información sobre los mismos, por decir de la placa de carga no se lo pudo realizar porque aún no existe en nuestro medio, lo cual imposibilitó que se efectuara el mismo, por otro lado lo del ensayo de penetración estándar (SPT), si se tiene información y datos obtenidos en sitios donde se presenta estos suelos arenosos.

A continuación mostraremos algunos resultados de dichos indicadores, para así poder observar de una mejor manera la diferencia o similitud que puede haber entre ambos.

Ensayo Placa de Carga

Caracterización del suelo estudiado.

Propiedad del suelo		Valor
Clasificación SUCS	Suelo arenoso con grava	
Límite líquido	LL	--
Límite plástico	LP	--
Cohesión no drenada	c_u	2,948 t/m ²
Ángulo de fricción interna	ϕ	17°
Peso unitario húmedo	γ_m	1,893 t/m ³
Peso unitario seco máximo	γ_d	1,725 t/m ³
Contenido de agua óptimo	ω	15,9%
Valor relativo de soporte	CBR	11%

La siguiente figura muestra los resultados obtenidos del ensayo de placa de carga realizado:

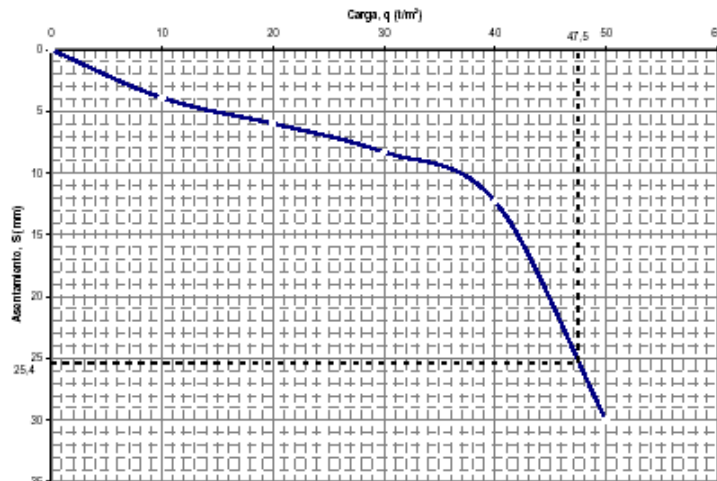


Fig. 5.1. Resultados de un procedimiento de ensayo de placa de carga en suelo arenoso estandarizado por el método ASTM D1194

Como asentamiento máximo se adoptó un valor $S_{m\acute{a}x} = 25.4$ mm (1pulg) con una correspondiente capacidad de soporte ultima $q_{ult}(placa) = 47,5$ t/m².

El siguiente gráfico resume los cálculos de capacidad de soporte admisible para los resultados del ensayo de carga de placa, para diferentes dimensiones de cimientos B(cimiento). Se consideró la presencia del nivel freático, un factor de seguridad de 2.5 y un asentamiento de 25.4 mm. La ecuación utilizada para determinar la capacidad de soporte admisible de un suelo arenoso mediante la prueba de placa es empírica y no considera el grado de saturación del suelo.

Se utilizó un tractor Caterpillar D9N con un peso de 49 tn. Adicionalmente, un gato hidráulico con capacidad de 50 t provisto de un manómetro para aplicar las cargas, y tres deformímetros de 50 mm de desplazamiento capaces de medir el asentamiento de las placas con una precisión de 0.25 mm. Los intervalos de carga fueron de 10 t/m² hasta alcanzar una deformación superior a los 25.4 mm y proceder a descargar.

$$q_{ult} = q_{ult}(placa) \frac{B_{(cimiento)}}{B_{(placa)}}$$

B(placa) = diámetro de la placa = 0.76m

$q_{ult}(placa) = 47,5$ t/m².

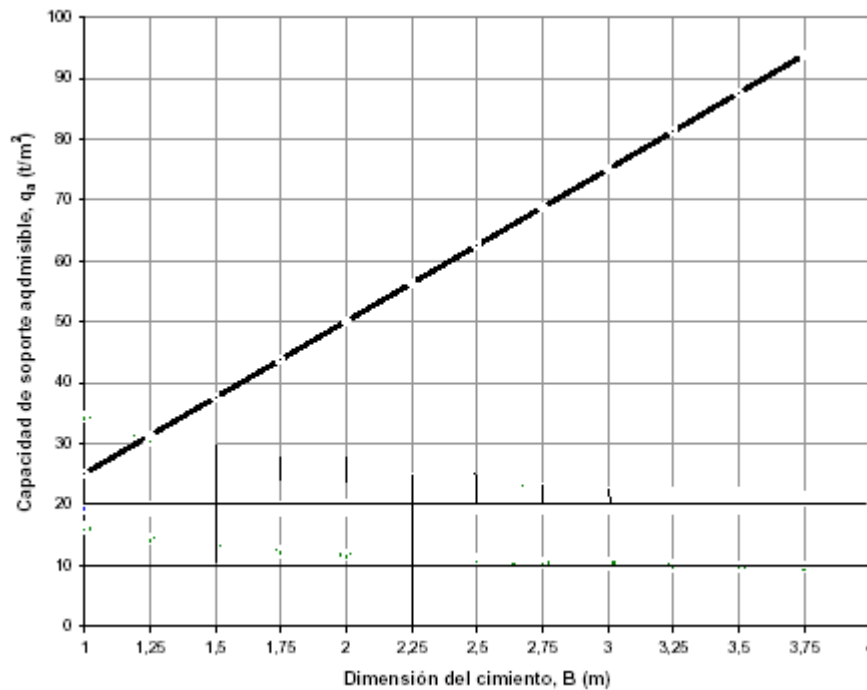


Fig. 5.2. Gráfico de Capacidad de soporte admisible para distintas dimensiones de cimientos, para una placa de carga de 30 pulg. de diámetro

$S = S_o \left(\frac{B}{B_o} \right)$	En arcillas medias, limos y arenas sueltas
$S = S_o \left[\frac{2 B}{(B + B_o)} \right]^2$	En arenas y suelos granulares
S = asiento de la estructura	S _o = asiento de la placa
B = ancho de la fundación	B _o = ancho de la placa

Para este ejemplo se tiene $S_o = 2.54$ cm, $B_o = 0.76$ m y $B = 1$ m, lo cual calculando se obtiene un asentamiento de 3.28 cm.

Ensayo Penetración Estándar SPT

Este ensayo se lo realizó en Yacuiba – Tarija, donde se pudo constatar la gran presencia de un suelo arenoso muy fino, hecho los respectivos ensayos de la muestra para hacer una descripción de la misma, los cuales se muestran en anexos y a continuación tenemos un resumen de los mismos.

Clasificación	A - 3; SM
Profundidad del pozo	2,7 m
Ancho del pozo	1,5 m
Humedad	5%
Plasticidad	NP
DENSIDAD	
In Situ	1,63
Compacta	2,02
Suelta	1,28
Compacidad relativa	59% (medio)
Resistencia admisible	0,35 kg/cm ²

Al realizar el **SPT**, se observa que con el solo peso del equipo, éste ya se hundió hasta una profundidad de 20 cm. quedando solamente 10 cm. para cumplir el indicador legal de la medición. Con el SPT, se realizaron dos golpes, que sobrepasaron los 30 cm., entonces para calcular la capacidad portante se optó por el mínimo de golpes según el tipo de suelo y éste es N igual a 2. El cálculo de la capacidad portante es según el ábaco de B.K. Hough (Mecánica de suelos y cimentaciones de Crespo Villalaz). El cual brinda el valor de 0.35 Kg/cm²

Mediante las siguientes fórmulas empíricas se puede conocer el asentamiento que puede producir el suelo.

$$\sigma_{adm} = N * S / 8 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad B < 1,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{adm} = N * S / 12 \left((B + 0,3) / B \right) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad B > 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Resist. adm} = 0.35 \text{ kg/cm}^2.$$

$$B = \text{ancho del cimiento } 150 \text{ cm.}$$

$$N = 2$$

Reemplazando y despejando S, se tiene un valor del asentamiento de 1.75 cm.

Ensayo de laboratorio (carga gradual)

Esta prueba se la realizó según el método propuesto en este trabajo, lo cual se lo puede ver a detalle en el capítulo 4, y si tratamos de visualizar y comparar con el ejemplo anterior, el realizado con el ensayo de SPT, tomaremos parámetros similares a los mostrados en ese ensayo para conocer que tan semejantes o diferentes pueden ser los mismos.

Entonces a continuación se muestra algunos datos de esta prueba:

Clasificación	Suelo arenoso con poco o nada de finos.
Humedad	5%
Plasticidad	NP
Densidad compacta	1,97 gr/cm ³
Densidad suelto	1,49 gr/cm ³
Aplicación de carga	23,12 kg/cm ²
Asentamiento estado suelto	48,28 mm
Asentamiento estado compacto	11,61 mm

Ahora haciendo un resumen final de las tres pruebas, con el respectivo asentamiento obtenido mediante cada una de ellas, tenemos lo siguiente:

PRUEBA	Tipo de suelo	Asentamiento
In Situ		
Placa de carga	Suelo arenoso con grava	32,8 mm
SPT	Suelo arenoso muy fino	
	Compacidad media	17,5 mm
Laboratorio		
Carga gradual	Suelo arenoso con poco contenido de fino	
<i>Estado compacto</i>		11,61 mm
<i>Estado suelto</i>		48,28 mm

Aclarando que los suelos ensayados no son totalmente los mismos, aunque el hecho con el SPT y en laboratorio, tienen características un poco idénticas, por ser un suelo casi completamente arenoso, pero la prueba hecha con carga de placa se hizo bajo un suelo que contenía grava, simplemente son pruebas mostradas para que se tenga una idea de cada una de ellas y poder observar la magnitud de asentamiento en estos tipos de suelos.

5.3. APLICACIÓN DE CURVAS OBTENIDAS DE ACUERDO A LA ANALOGÍA REALIZADA

Habiendo analizado cada uno de los resultados obtenidos y haber observado las gráficas de cada uno de ellos, podemos deducir a que todas las curvas no pueden ser aplicadas, algunas de ellas muestran valores muy elevados, claro tampoco se puede decir que estén malos, simplemente se prefiere no tomarlas para mayor seguridad, como bien se sabe no existe mucha información sobre estudios o pruebas que se hayan realizado para ver el asentamiento en este tipo de suelos, es por esta razón que los resultados obtenidos no puedan obviarse en su totalidad, sólo a la vista de estar algunos sobreelevados se prefiere no asumirlos en algún trabajo que se haga.

Las curvas que si pueden ser bien utilizadas, asegurándonos que fueron seriamente obtenidas mediante varios ensayos de cada uno de ellos, los ensayos que se hicieron con distintas humedades fue variando en un rango de 5% de contenido de agua y fueron hechas bajo una carga estática, las curvas que pueden ser bien aplicadas son las siguientes; la que se trabajo en estado seco, suelos que se realizaron con un 5% de agua, un 20% y las que se efectuaron en estado saturado, las de 10 y 15% nos arrojaron valores elevados, por eso preferimos no aconsejar su utilización, todas estas mencionadas pertenecen a un suelo en estado suelto; y por el otro lado las que se hicieron bajo estado compactado, pueden ser utilizadas correctamente todas. Ahora si vemos por el lado del ensayo que se efectuó de una forma vibratoria o carga dinámica, es sólo una prueba de investigación con la cual se quiso tomar una similitud a la realidad, en forma de vibración hacia el suelo por las partes laterales, esto no estamos seguros de que pueda ser bien aplicable.

5.4. VALIDACION DE LA ANALOGIA

Si hablamos de hacer una validación de la analogía que se quiso realizar en el anterior párrafo, pues no se puede asegurar que son realmente iguales a los resultados obtenidos en nuestro caso en laboratorio, entonces nos reservamos la confiabilidad de que la analogía hecha por estas dos partes pueda ser validada, porque al decir validación estaremos dando vía libre y confirmando a que si se puede establecer dicha analogía. Pero tampoco se puede decir que todo lo hecho en este trabajo no sirva, más al contrario es una investigación que bien pueda ser cierta o falsa a la realidad, sólo queda como un análisis de estudio que pueda coadyuvar a que la sociedad tenga alguna idea de lo que talvez pueda asemejarse a la realidad.

5.5. CONSIDERACIONES PARA LA APLICACIÓN EN LA REGIÓN

Como bien se indicó anteriormente, siendo éste un trabajo de investigación, los resultados pueden ser confiables y a la vez no, pero sirve de alguna manera dar una validación para que los mismos puedan ser aplicados, como mencionamos algunas curvas que si creemos que muestran resultados favorables a nuestro criterio, éstas pudiesen ser consideradas favorables, hay algo que debe quedar muy en claro, todas las pruebas que se hicieron, fueron con un suelo completamente arenoso, quiere decir que tanto gravas como el

contenido de arcilla o limo no se toma en cuenta, talvez si una muy poca cantidad de suelo fino, esto se lo puede ver claramente en la granulometría, ya que el contenido defino es casi nada, habiendo aclarado esto ya que creemos es muy importante saber en que tipo de suelos puede ser aplicado, si quisiéramos aplicarlo en algún lado de la región, tendría que ser en sitios donde abunda los suelos arenosos, bien sabemos que el Chaco Tarijeño presenta estas características, se tiene también que tener en cuenta las demás características mencionadas antes, es decir no deberá contener ni mucha muestra gruesa ni fina, sabemos que puede existir estos suelos en algún lugar de nuestro departamento, pero siempre llevando como referencia estos datos característicos ya mencionados. Por otro lado se presentan algunas veces en construcciones de edificaciones suelos de este tipo, para las fundaciones es importante saber la magnitud de asentamiento que pueda presentar el terreno, es aquí donde también pueden ser aplicados estos resultados.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Luego de concluido el trabajo de laboratorio y el correspondiente análisis de los resultados obtenidos en el mismo, como así también visto alguna información sobre otros métodos, se rescatan las siguientes conclusiones:

_Se logró alcanzar casi en su totalidad el objetivo, pues se pudo realizar todas las pruebas en laboratorio, se pudo ver el comportamiento de asentamientos de estos suelos, como así también se logró recopilar información necesaria sobre los indicadores In Situ, para así poder afianzar un poco más el conocimiento que ya se tenía de los mismos.

_ Se observó que las humedades que no satisfacen a cierta plenitud sus valores obtenidos son de 10 y 15%, ésto en estado suelto, ya que estando el suelo bajo estas condiciones produce asentamientos bastante elevados, en algunas circunstancias hasta de 60 mm., lo cual hace pensar que no es una humedad aconsejable para ningún tipo de trabajo.

_ Cuando las arenas están parcialmente saturadas, se puede observar que el comportamiento depende en gran manera del grado de saturación, en arenas ligeramente húmedas las fuerzas capilares producidas por el agua intersticial comunican a la arena una cohesión aparente que le hace aparentar un suelo resistente. En arenas secas esto no ocurre, las partículas pasan de esas posiciones inestables intermedias a otras finales aún más estables que las originales, produciéndose una compactación del conjunto. Todo esto lo pudimos confirmar con los resultados obtenidos tanto en estado seco como en saturado.

_La carga dinámica que se produjo al suelo, o si se entiende mejor como una carga vibratoria, no es una buena opción para la determinación de asentamiento de un suelo, ya que no se conoce bien la magnitud de carga con la que el suelo tiene una determinada deformación, y lo más importante en que tiempo se producirá dicha deformación, quisimos asemejarse a la realidad con el tipo de ensayo que planteamos (aplicación de golpes con

martillo alrededor del molde), pero creemos que no es tan efectivo, sólo lo hicimos con un suelo en estado suelto a distintas humedades, lo intentamos hacer en estado compactado pero no dio resultados, puesto a que no se deformaba ni un solo milímetro, pudo ser debido a que la carga aplicada fue muy pequeña.

_Se ha demostrado varios criterios hechos por algunos autores sobre resultados obtenidos en este tipo de suelos con el ensayo de penetración estándar, lo cual recomiendan el ensayo de carga de placa como una opción viable cuando los resultados de penetración estándar justifiquen la ejecución de este tipo de prueba; cuando existan estratos de suelo constituidos por un significativo porcentaje de fragmentos de roca o grava, que incrementen el número de golpes y sea este mayor a 50, y que indiquen una capacidad de soporte admisible errática, así que el ensayo más confiable en campo vendría a ser el de placa de carga.

_ Los ensayos hechos bajo un suelo compactado y mucho más trabajando con la humedad óptima del suelo, vendrían a ser los más confiables y seguros, ya que mayormente las obras civiles son hechas a cabalidad bajo estas características, pero también es importante saber los resultados que se producen a través de un suelo suelto, porque muchas veces pasa que se tiene rellenos de terrenos arenosos, lo cual provoca el mismo comportamiento que un material suelto, entonces estos parámetros también pueden ser válidos alguna vez.

_No se pudo plantear una analogía que nos asegure que tanto las pruebas In Situ como las de laboratorio sean las mismas, tenemos que tener bien en claro que los ensayos In Situ fueron pruebas hechas en suelos con características un poco diferentes a las estudiadas en laboratorio, por tanto nos reservamos la validación de una analogía entre estas dos partes. Pero tampoco se puede decir que todo lo hecho en este trabajo sea falso, más al contrario es una investigación que quedará bajo el criterio de las personas quien lo vean, sólo queda como un análisis de estudio que puede coadyuvar a que la sociedad tenga alguna idea de lo que talvez pueda asemejarse a la realidad.

_Hay algo que debe quedar muy en claro, todas las pruebas que se hicieron, fueron con un suelo completamente arenoso, quiere decir nada de gravas y con un contenido de fino menos del 5%, si quisiéramos aplicarlo en algún lado de la región, tendría que ser en sitios

donde abunda los suelos arenosos, bien sabemos que el Chaco Tarijeño presenta estas características, mediante un estudio de suelos realizado en Yacuiba – Tarija, se pudo verificar que el suelo es un material arenoso muy fino, entonces posiblemente se pueda aplicar algunos resultados obtenidos en esta o en otras regiones que presenten suelos de similares características.

_El estado actual de conocimientos en geotecnia, suministra una amplia variedad de fórmulas y modelos físicos para el análisis de asentamientos en este tipo de suelos, pero la utilización correcta de estas herramientas requiere de la consideración cuidadosa de los alcances tanto teóricos como prácticos y su relación con las condiciones de cada problema en particular.

6.2. RECOMENDACIONES

Para facilitar futuras experiencias y estudios nos permitimos las siguientes recomendaciones:

_Este trabajo fue realizado a través de un equipo hidráulico, en caso de hacerlo en cualquier otro equipo, antes de ejecutar este tipo de ensayos, es importante conocer hasta qué punto es la capacidad máxima del instrumento que se lo utilizará, pues así sabremos la carga límite que será aplicada, caso contrario se puede tener serios problemas con el equipo de trabajo.

_Se recomienda hacer las pruebas tanto en estados suelto y compactado, ya que en campo pueden presentarse estos dos casos, dentro los cuales conviene tomar como parámetros, humedades como un estado seco hasta un estado saturado, pero no así humedades que estén entre estos rangos, ésto para un suelo suelto; en cambio para una muestra compactada no tomar en cuenta el estado saturado, puesto que éste no se podrá compactar, solo tomar humedades que lleguen hasta un 15% de contenido de agua.

_ Al aplicar una carga estática, o sea puntual o vertical hacia el suelo, es aconsejable tomar rangos e ir haciendo lecturas de la magnitud de la deformación para dicha carga, pues así se obtendrán varios puntos con los cuales se podrá crear una curva carga – deformación, en cambio si tomaríamos sólo una lectura inicial y final, no estaríamos cumpliendo con el seguimiento real de la deformación.

_No es aconsejable ejecutar ensayos de carga dinámica en laboratorio, salvo que se tuviera otro tipo de alternativa, pero en este caso pudimos ver que en este ensayo no se pudo observar el incremento de carga ni un tiempo real en el cual la deformación es total, y lo cual hizo difícil la realización de una curva que nos muestre claramente la especificidad del comportamiento de asentamiento del suelo.

_ Si se desea alguna vez realizar un ensayo en campo, con el fin de determinar el asentamiento de algún tipo de suelo, se recomienda hacerlo con la placa de carga, ya que hasta el momento es el que resultados más favorables a demostrado, ésto según estudios hechos por diferentes grupos internacionales.

_ Aconsejamos realizar la compactación a través de un proctor T-180, ya que ésta sería la energía máxima de aplicación al suelo, la cual nos garantizaría un estado de suelo más sólido y una capacidad portante aun mayor, pues así también lo indican las normas establecidas para un suelo granular, también no tomar en cuenta un estado totalmente seco, se deberá comenzar con un contenido de agua que demuestre facilidad en el momento de compactar.

_ Si se tomaría como referencia las curvas obtenidas de los ensayos para aplicarlas en algún lugar, se tiene que tener en cuenta que sólo podrá ser en suelos completamente arenosos, sin gravas ni mucho contenido de finos, ya que los ensayos que se efectuaron en laboratorio fueron bajo estas características, más o menos suelos con tamaño máximo de 4.75mm y un porcentaje de finos no mayor a 5%.

_ Importante mencionar que si se realiza un trabajo parecido al presente o cualquier otro, efectuar varias veces el mismo ensayo o prueba, pues así se tendrá una mayor exactitud de los resultados, y otra que es también muy importante, la seriedad del caso en el momento de realizar dichos ensayos, pues sólo así se llegará a tener un trabajo final exitoso.