

Métodos de Exploración

Exploración en Suelos



son los métodos que frecuentemente desarrolla el ingeniero de suelo para auscultar en forma directa en el sitio el subsuelo donde se pretende construir una obra civil o el estudio de su entorno. Los métodos para determinar las características de estratificación e ingeniería de los

subsuelos son los siguientes:

Pozos de prueba (excavaciones a cielo abierto)

Perforaciones barrenadas manualmente

Perforaciones con barrenas mecánicas

Perforaciones por percusión con cables ligeros

Perforaciones "lavadas"

Pruebas de "lavado"

Pruebas de penetración dinámica de cono

Pruebas de penetración estática de cono

Pruebas de corte con veleta

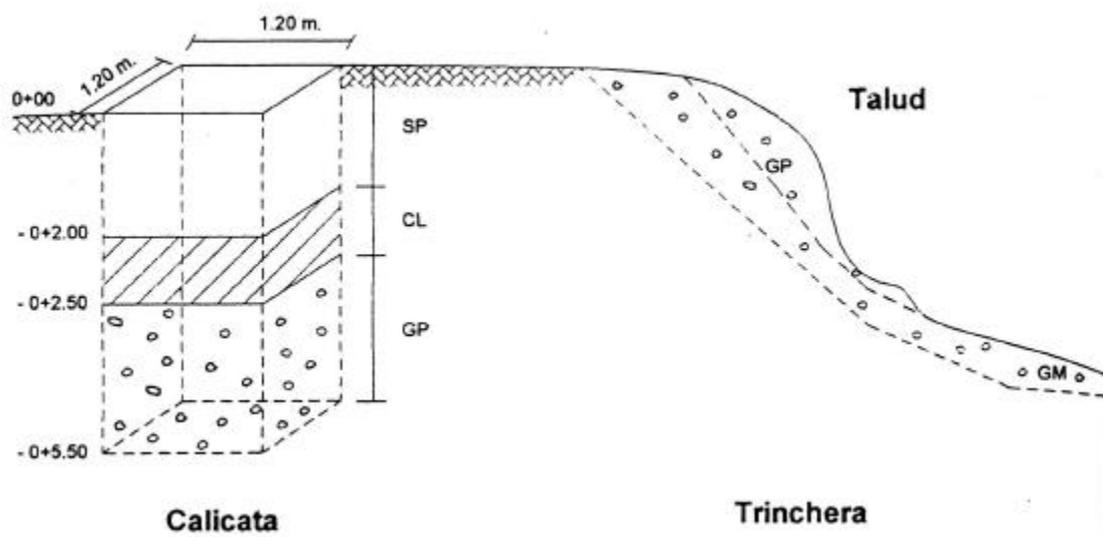
Pruebas de presión

Pruebas de soporte de la losa

1. Pozos de Prueba (calicatas)

La excavación de **pozos de prueba (calicatas)** es el método más barato de exploración superficial. Los pozos se pueden excavar manualmente empleando mano de obra local, pero las pequeñas excavadoras mecánicas en un tractor son, si están disponibles localmente, económicas y rápidas. En caso de que sea necesario que los hombres trabajen en el fondo de los pozos para obtener muestras de suelo, por ejemplo, serán necesarios los soportes de los lados de los pozos con una profundidad mayor de 1.2 m, por el riesgo de colapso. Se debe tomar en cuenta también la posible presencia de gases venenosos o asfixiantes, por lo que se juzga necesario la provisión de aparatos de detección de gases. En suelos con soporte acuífero, especialmente las arenas, surgen dificultades para excavar debajo del manto acuífero, por lo cual los pozos de prueba pueden resultar más costosos que las perforaciones, dadas las condiciones.

Los pozos de prueba proporcionan una visión clara de la estratificación de los suelos y de la presencia de cristales o bolsas de material más débil. Facilitan la toma de muestras de suelo cortadas a mano, evitando la alteración. Son especialmente valiosos para investigar la naturaleza del material de relleno, ya que las capas de depósitos sueltos o material deteriorado se pueden reconocer enseguida. De hecho, los pozos de prueba o las zanjas son el único medio confiable para obtener información pertinente en terrenos con relleno o con depósitos naturales muy variados.



Ventajas y Desventajas de las Excavaciones a Cielo Abierto

a) Ventajas

Poder apreciar en forma directa el interior de las calicatas por un ingeniero especialista en mecánica de suelos es lo mejor que podría suceder; sin embargo no siempre es posible esto en virtud de la naturaleza misma del terreno sobre todo por la presencia de suelos demasiado inestables como rellenos sanitarios, desmontes muy sueltos, arenas extremadamente sueltas o el nivel freático muy superficial.

De ser factible poder ingresar a una excavación a cielo abierto, las ventajas serían las siguientes:

- Auscultación directa del terreno precisando el espesor de cada estrato.
- Identificación in situ del terreno siguiendo las Norma ASTM.
- Extracción de muestras alteradas para ensayos de clasificación.
- Extracción cuando sea posible de muestras inalteradas para la ejecución de ensayos especiales de laboratorio.
- Ejecución de ensayos de veleta de bolsillo, penetrómetro portátil y otros en cada estrato.
- Ejecución de ensayos de densidad natural al interior de cada calicata por medio del ensayo de cono de arena, siguiendo la norma ASTM D1556.
- Otros ensayos.

b) Desventajas

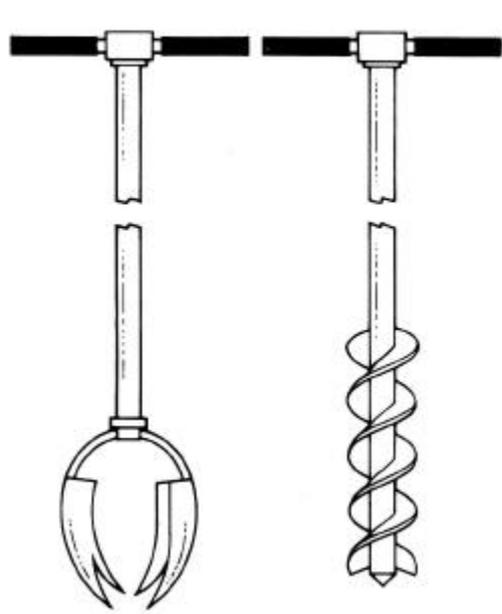
Las desventajas que pueden presentarse en algunos tipos de terrenos por explorar son las siguientes:

- Topografía de la zona (pendientes muy empinadas).
- Nivel freático superficial.
- Terreno extremadamente deleznable (inclusive se dificulta la incorporación de ademe).
- Rellenos sanitarios con gases tóxicos.

2. Perforación con Barrena

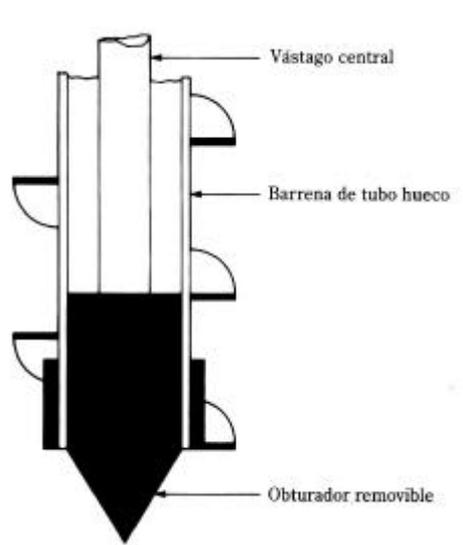
Las perforaciones barrenadas manual o mecánicamente son también un medio barato de exploración del subsuelo en tipos de suelo favorables, pero los suelos deben tener la cohesión suficiente para que las paredes de la excavación puedan permanecer sin soporte y no existir guijarros, pedregones o cualquier otra obstrucción que impida la rotación de la barrena. Si se hace cuidadosamente, la barrena es el menos molesto de los métodos de perforación. Las barrenas de vuelo de gusano (*worm flight auger*), en las cuales los cortes del suelo se llevan a la superficie mediante una hélice en movimiento continuo, se pueden usar para las obras de investigación del terreno si se las provee de un tubo central hueco en el cual se adapta el tubo de muestreo o el medidor *in situ*.

La perforación con barrena es el método más simple de efectuar sondeos de exploración. La figura muestra dos tipos de barrenas manuales: la barrena de agujeros para postes y la barrena helicoidal. Las manuales no deben usarse para excavaciones de más de 3 a 5 m (10-16 pies). Sin embargo, se usan para exploraciones de suelos en algunas carreteras y en estructuras pequeñas. Existen barrenas helicoidales eléctricas manuales (76.2 mm a 304.8 mm de diámetro) adecuadas para perforaciones más profundas. Las muestras de suelo obtenidas en tales perforaciones están sumamente alteradas. En algunos suelos no cohesivos o con baja cohesión, las paredes de los barrenos no son estables por sí mismas. En tales circunstancias, un tubo metálico se usa como ademe para impedir que el suelo se derrumbe.



Cuando se dispone de energía eléctrica, las barrenas de perforación continua son probablemente las más idóneas. La energía para efectuar el trabajo se suministra desde torres de perforación montadas en camión o en tractor. De esta manera se efectúan fácilmente barrenos de hasta 60-70 m (200-230 pies) de profundidad. Las barrenas de perforación continua existen en secciones de aproximadamente 1-2 m (3-6 pies) y son huecas o sólidas. Algunas de las barrenas sólidas comúnmente usadas tienen diámetros exteriores de 66.68 mm (25/8 pulg), 82.55 mm (31/4 pulg), 101.6 mm (4 pulg) y 114.3 mm (4 1/2 pulg). Las barrenas huecas comercialmente comunes tienen dimensiones de 63.5 mm de DI (diámetro interior) y 158.75 mm de DE (diámetro exterior) (2.5 x 6.25 pulg), 69.85 mm de DI y 177.8 DE (2.75 x 7 pulg), 76.2 mm de DI y 203.2 de DE (3 x 8 pulg) y 82.55 mm de DI y 228.6 de DE (3.25 x 9 pulg).

La punta de la barrena se conecta a una cabeza cortadora. Durante la perforación sección tras sección de barrena puede agregarse para aumentar la profundidad de la excavación. La hélice de la barrena lleva el suelo suelto desde el fondo del agujero a la superficie. El perforista puede detectar cambios en el tipo de suelo si nota variaciones en la velocidad y sonido del taladro. Cuando se usan barrenas sólidas, éstas deben retirarse a intervalos regulares para obtener muestras del suelo y también para efectuar otras operaciones como la prueba de penetración estándar. Las barrenas huecas tienen una clara ventaja sobre las sólidas ya que ellas no tienen que ser retiradas frecuentemente para efectuar muestreos u otras pruebas. Como muestra esquemáticamente la figura, el exterior de la barrena hueca actúa como ademe.



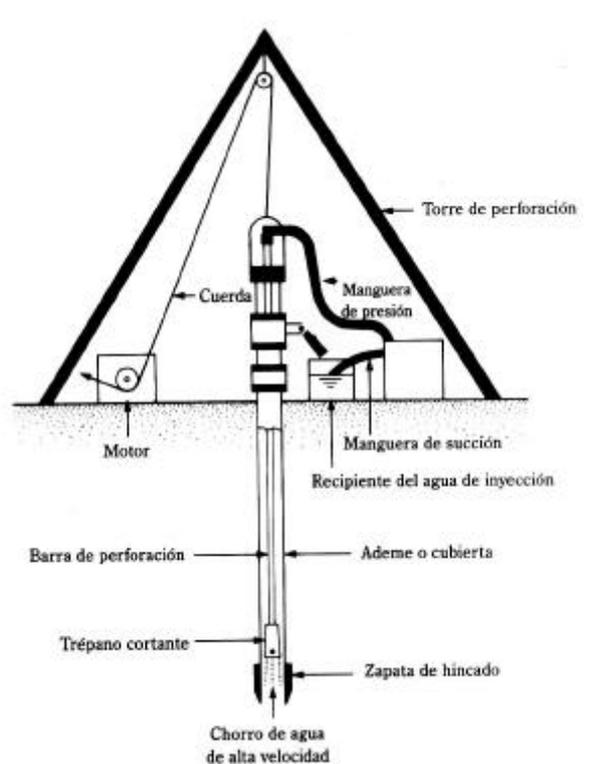
Un obturador o tapón removible está unido al fondo de la barrena por medio de un vástago central. Durante la perforación, el obturador puede ser extraído junto con la barrena y pueden entonces llevarse a cabo el muestreo y las pruebas de penetración estándar. Cuando se usan barrenas huecas en suelos arenosos debajo del nivel freático, la arena puede ser empujada varios pies en el tubo de la barrena por el exceso de la presión hidrostática inmediatamente después de la remoción del obturador. En tales condiciones no debe usarse el obturador. Más bien, el agua dentro del tubo hueco debe mantenerse a un nivel superior al del nivel freático.

Las perforaciones con barrenas son eficientes en suelo que no requieran revestimiento para evitar el derrumbe de sus paredes, puesto que, tanto en el sistema manual como en el motorizado, el empleo de tuberías de revestimiento hace incómoda y dispendiosa la perforación. El derrumbe continuo de las paredes de la cavidad y el desprendimiento del suelo del barreno hacen que el método sea prácticamente inaplicable en los suelos no cohesivos bajo el nivel freático. Cuando la secuencia estratigráfica del suelo es tal que a un estrato firme sigue uno blando, es muy frecuente que se pierda la frontera entre ellos o aun la misma presencia del blando, inconveniente muy serio porque puede conducir a apreciaciones inseguras de las propiedades físicas del suelo. Una ventaja propia de las perforaciones con barrenas es la de proporcionar una cavidad seca hasta llegar al nivel freático, lo que permite definir la profundidad de dicho nivel con mucha precisión. Además, facilitan el reconocimiento visual de los cambios en la composición del suelo.

3. Perforaciones por el método de lavado

El sondeo de lavado es otro método de efectuar perforaciones. En éste, un ademe de aproximadamente 2-3 m (6-10 pies) de largo se hincan en el terreno. El suelo dentro del ademe se retira entonces por medio de un trépano cortante unido a un vástago perforador. El agua es inyectada a través del vástago perforador y sale a muy alta velocidad por los agujeros en el fondo del trépano (ver figura). El agua y las partículas desmenuzadas del suelo ascienden por el agujero taladrado y fluye en la parte superior del ademado a través de una conexión en T. El agua de lavado se recoge en un recipien-

te. El ademe puede extenderse con partes adicionales según avanza el barrenado; sin embargo, no se requiere si el barreno permanece abierto y no se derrumba.

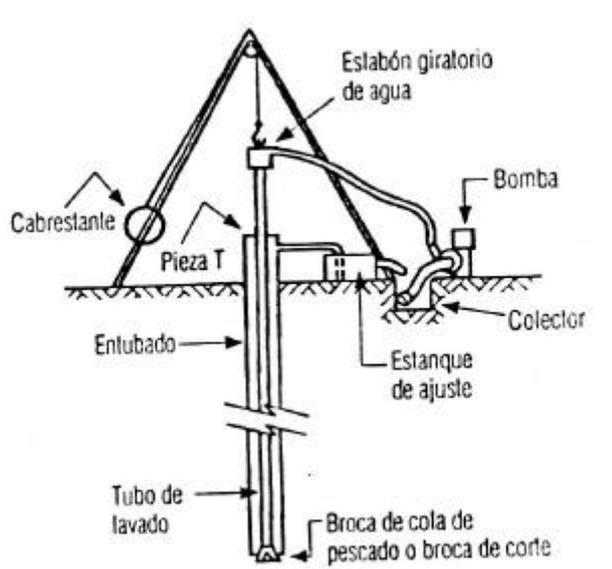


La prueba de "lavado" es un método sencillo para determinar la profundidad de una interfase entre el suelo blando o suelto y una capa firme o compacta. Se trabaja hacia arriba y hacia abajo con tuberías de lavado que envían agua a alta presión en un pozo sin revestimiento. No hay posibilidad de identificación del suelo ya que el agua generalmente no regresa. Es difícil, en muchos casos imposible, obtener muestras "secas". Sin embargo, si se dispone de agua suficiente y el suelo no contiene grandes formaciones de guijarros o pedregones, este método constituye una forma rápida y barata de establecer el nivel de un estrato bien definido que puede ser reconocido "al tacto" por los tubos de lavado a medida que van de arriba a abajo. Las pruebas de "lavado" se deben correlacionar con perforaciones realizadas mediante métodos más exactos, y cuando las perforaciones están muy espaciadas, las pruebas de "lavado" deben verse como datos complementarios. Son un método conveniente de rápida exploración subterránea en obras fluviales o marítimas; para investigar, por ejemplo, la

profundidad en que se encuentran capas de arena o lodo sobre la roca en un proyecto de pilotaje o dragado.

En la perforación "lavada" (ver figura) el suelo se desprende y se remueve de la perforación con una corriente de agua o taladrando el lodo en el borde inferior del tubo de lavado, el cual es movido de arriba a abajo o rotado manualmente dentro de la excavación. El agua o lodo llevan parte del suelo hasta el espacio anular entre el tubo de lavado y el revestimiento o ademe, y fluye hasta el nivel de la superficie, donde el material en suspensión se deja sedimentar en un tanque y el fluido es recirculado o desprovisto de los desechos según se requiera. Estas muestras de suelo sedimentado en el exterior se pueden usar para propósitos de identificación, pero el proceso es con frecuencia poco confiable ya que los cortes se mezclan a medida que fluyen por la perforación y en el tanque de asentamiento. Sin embargo, se puede obtener una identificación fiel si se sacan muestras "secas" en tubos sin alteración (véase sección 1.4.2) o tubos de muestras slitspoon (véase sección 1.4.4). La perforación "lavada" tiene la ventaja de que la estructura o la densidad del suelo debajo del fondo de la excavación no se altera por el empuje de las herramientas de perforación, aunque este método no se puede usar en áreas extensas de grava o en suelos con pedregones.

Es mas adecuado para arenas uniformes o arcillas. Se usa una gran variedad de herramientas para acomodar el final del tubo de lavado según los diferentes tipos de suelo. El uso de lodo en lugar de agua permite que la excavación permanezca descubierta.



Este procedimiento de perforación permite un rápido avance en prácticamente todo tipo de depósito de suelo, salvo en los estratos excepcionalmente duros o compactos, en donde el avance puede volverse muy lento.

Para detectar los cambios de estrato y disponer la toma de muestras, el técnico perforador debe observar permanentemente el color y la apariencia de la mezcla de agua y suelo que llega a la superficie; un técnico con suficiente experiencia detecta (“siente”) los cambios de las características de los materiales, en las variaciones del comportamiento de la tubería de lavado cuando la barrena desintegra y remueve el suelo del fondo; y los relaciona con la apariencia y el color del agua de lavado.

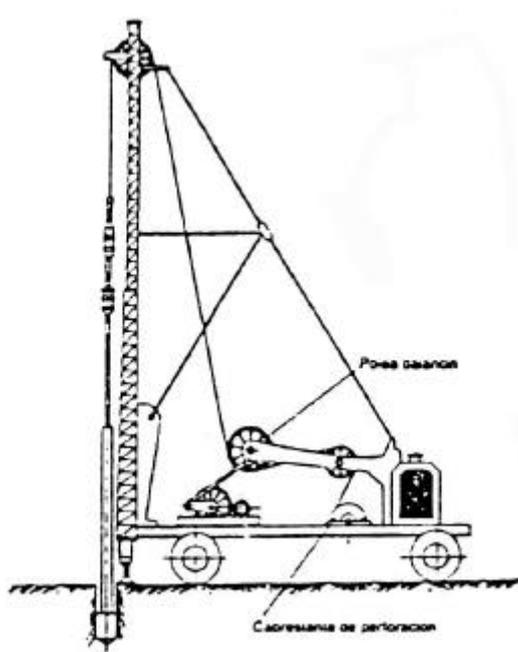
Cada vez que aparezca un cambio notorio, debe suspenderse el agua de lavado, extraerse la tubería y reemplazarse la barrena picadora por un tomamuestras. Vuelve a insertarse la tubería de lavado y se procede al muestreo cuyo detalle se describirá más adelante. Deben tomarse muestras representativas al menos cada 1.50 m, o en todos los cambios de las características del suelo. Es peligroso apartarse de esta forma de proceder, puesto que ello puede conducir a serios errores de interpretación relativos a las condiciones del subsuelo. La presencia de estratos de arcilla localizados entre estratos de arena podría pasar inadvertida, aun si se llevara a cabo conscientemente el muestreo.

4. Perforaciones por percusión

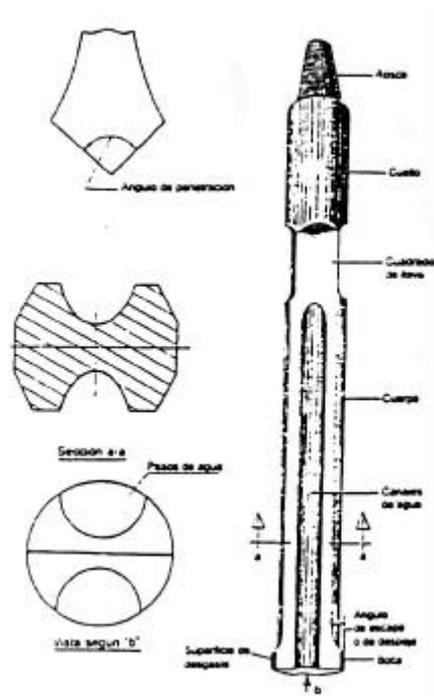
El sondeo por percusión es un método alternativo de excavar un barreno, particularmente a través de roca y suelo duro. Un trépano pesado de perforación se sube y baja para cortar el suelo duro. Las partículas de suelo recortado son llevadas a la superficie por circulación de agua. El sondeo por percusión puede requerir de un ademe.

Las perforadoras por percusión con cables ligeros se pueden usar en cualquier tipo de terreno ya que las perforaciones se pueden alinear donde se requieran mediante tubos de acero y se usa una gran variedad de herramientas para diferentes tipos de suelo y roca. Una torre con cables de percusión requiere un torno de fricción para levantar o bajar las herramientas de perforación como lo muestra la figura 1,3. Estas máquinas pueden estar provistas de un motor hidráulico para operar un taladro rotatorio adecuado para la perforación en roca hasta un límite de penetración.

La perforación en suelos de alta cohesión se efectúa con barrenas, cortadores de arcilla (un tubo de acero con el borde abierto y una cuchilla en el extremo) o "conchas" (un tubo de acero con borde abierto con una válvula que aletea y una cuchilla en su extremo inferior). Las arenas y gravas se remueven de la excavación con la concha. En el caso de perforaciones en rocas o pedregones, se usan cinceles de varios tipos para romper la roca, y los fragmentos se sacan con la concha. En rocas duras, el progreso es lento, por lo que es preferible emplear el taladro rotatorio como se describe más adelante en este capítulo. El uso de agua vertida en el agujero puede ser inevitable cuando se perfora en suelos granulares por encima del manto acuífero. Sin embargo, su uso debe ser limitado siempre, y las ocasiones en que se agregue agua se deben anotar en los registros de perforación.



Esquema de equipo para perforación por percusión



Barreno o trepano para el procedimiento de perforación con cable.

Se acostumbra mantener prácticamente seca la perforación; sólo se usa una pequeña cantidad de agua que forma un barro con el material molido por el barreno. Cuando la acumulación de este barro interfiere con la perforación, se extrae el barreno de la cavidad y se limpia con una cubeta sacalodos.

La perforación por percusión es uno de los procedimientos más antiguos para avanzar perforaciones profundas en la mayoría de suelos, rocas, y es notablemente superior a otros procedimientos para penetrar depósitos de grava gruesa, formaciones que contienen grandes cantos y rocas muy fisuradas o con cavernas. Es relativamente lenta en arcillas y en lutitas pegajosas, y es prácticamente imposible de usar en arena fina suelta. La utilización exclusiva del procedimiento de percusión no es conveniente como método general de exploración, por las dificultades para detectar la presencia de estratos delgados y pequeños cambios en las características del suelo; además, los barrenos pueden alterar el suelo objeto del muestreo. La utilización de pequeñas cargas explosivas para romper o aflojar obstrucciones ocasionales o formaciones duras puede considerarse como una variante de este procedimiento.

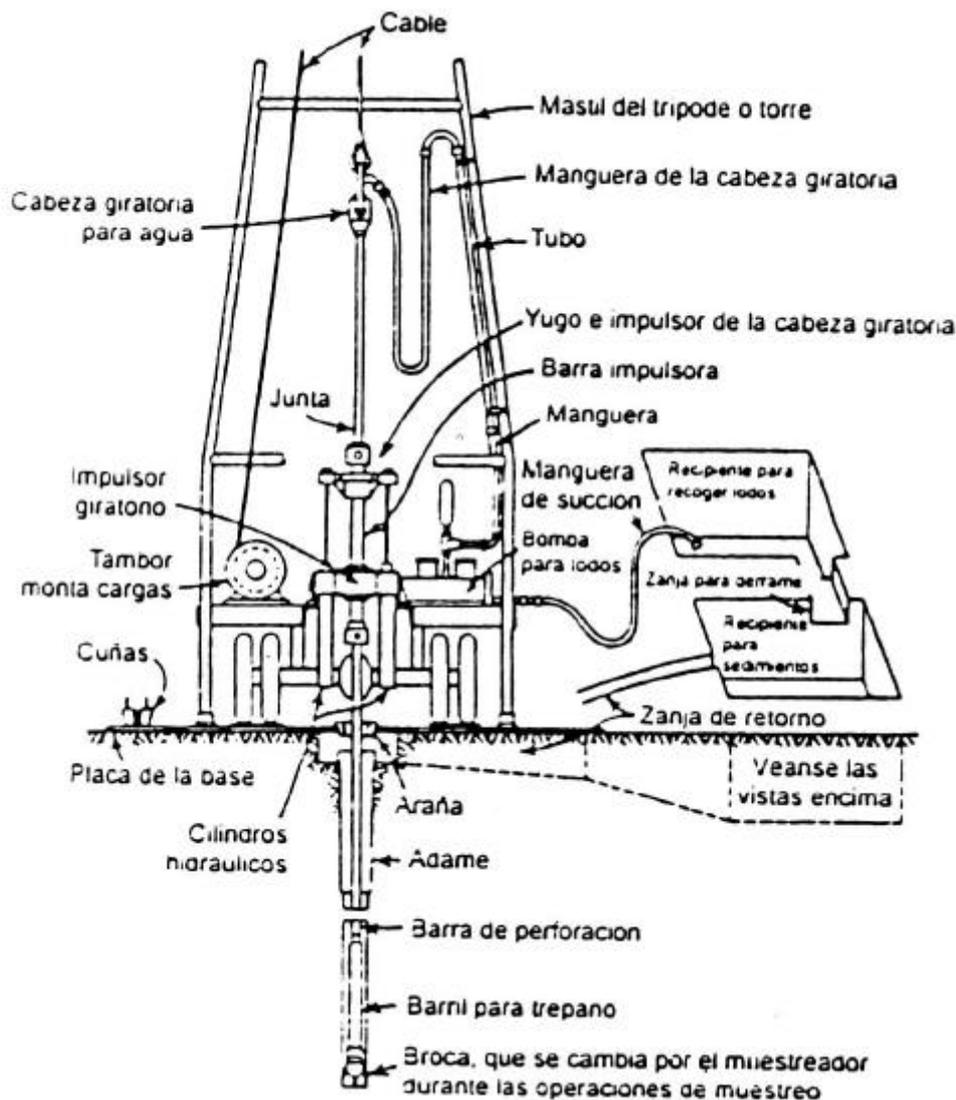
5. Perforación Rotatoria

La perforación rotatoria es un procedimiento en el cual trépanos rotatorios de perforación unidos al fondo de las varillas perforadoras cortan y muelen el suelo y profundizan el barreno. Existen varios tipos de trépanos perforadores. La perforación rotatoria se usa en arena, arcilla y roca (a menos que ésta esté muy fisurada). El agua o lodo de perforación se inyecta a presión hacia abajo por las barras de perforación hasta los trépanos y el flujo de retorno lleva los recortes a la superficie. Con este procedimiento se logran fácilmente barrenos con diámetros de entre 50.8 a 203.2 mm (2-8 pulg). El lodo de perforación es una mezcla de agua y bentonita. Generalmente se usa cuando resulta probable que el suelo encontrado se desmorone. Cuando se requieren muestras de suelo, la barra perforadora se eleva y el trépano se reemplaza por un tubo muestreador.

El procedimiento de perforación por rotación es el de mayor aceptación para perforaciones de variada finalidad en roca y materiales duros, y en una extensa gama de profundidades y diámetros. Permite obtener muestras continuas, y la velocidad de avance es mayor que la obtenida con cualquier otro método. Sin embargo, su empleo no es aconsejable o se vuelve lento en depósitos que contengan gravas de gran tamaño, fragmentos de roca y cantos en matriz de mala cementación; o en rocas muy fisuradas o cavernosas. En algunos de estos casos problemáticos se recurre a operaciones de cementado de la cavidad, para fijar elementos sueltos, y posterior perforación. Este

procedimiento suministra información muy útil para definir, en cada caso particular, el método de excavación más conveniente. Por ejemplo, ayuda a establecer los límites entre materiales que pueden ser excavados con equipos y métodos corrientes y aquellos que requieren el uso de explosivos. Igualmente, permite definir con seguridad la profundidad del manto base de roca, así como los niveles de perfil de meteorización.

Los equipos y herramientas de este procedimiento son más robustos y técnicamente perfeccionados y por consiguiente más costosos que los utilizados en la perforación por lavado. Además, la técnica de perforación se hace más compleja y especializada, razón por la cual, aun en los diámetros corrientes, el precio del metro lineal de perforación es dos a cinco veces el correspondiente al del método del lavado.



El equipo de penetración dinámica o estática de cono se usa para determinar las características y estratificación de depósitos del suelo al medir el número de golpes necesarios para llevar un cono a una posición fijada previamente (prueba de penetración dinámica de cono) o la fuerza que se requiere para empujar el cono dentro del suelo hasta profundidades incrementadas progresivamente (prueba de penetración estática de cono). Se obtiene un registro de la resistencia a la penetración en relación con la profundidad a partir del cual es posible, al correlacionarlo con los datos obtenidos en las perforaciones, deducir la estratificación de los suelos. Sin embargo, estos métodos son más valiosos para determinar las características de carga de los suelos mediante medidas directas *in situ*, y de la manera descrita más adelante.

MUESTREO DEL SUELO

Existen dos tipos principales de muestras de suelo que pueden obtenerse a partir de perforaciones o pozos de prueba:

a) Muestras alteradas: como puede deducirse por su nombre, son muestras lomadas de las herramientas de perforación. Ejemplos, raspaduras en la barrena, los contenidos en los muestrarios slit-spoon en la prueba de penetración estándar, residuos encontrados en la concha o en el agua que regresa, o muestras tomadas a mano en los pozos de prueba.

b) Muestras no alteradas: obtenidas al introducir un tubo de paredes finas en el suelo; proporcionan, en la medida de lo posible, la verdadera estructura y contenido de agua *in situ* del suelo examinado. Es importante no introducir el tubo más de lo conveniente para evitar así que presione los componentes del suelo. Debe tenerse en cuenta que ninguna mezcla lomada al hacer un muestreo en el suelo puede ser 100 % no alterada.

La alteración y los cambios consecuentes en las propiedades del suelo se pueden minimizar cuidando mantener el balance de agua en la perforación. Esto es, mantener el agua, mientras se toman las muestras, a un nivel que corresponda con la presión piezométrica del agua de los poros del suelo en nivel del muestreo. Esto puede

significar la necesidad de extender el recubrimiento de la excavación sobre el nivel de la superficie o usar suspensión de bentonita en lugar de agua para balancear las altas presiones piezométricas. El cuidado en el proceso de toma de muestras y la selección del equipo depende del tipo de obra que se emprenda y de la importancia de la fidelidad de los resultados en el diseño de las obras.

En suelos de alta cohesión susceptibles de alteración, las clases 1 y 2 requieren de un buen diseño de toma de muestras, como un pistón o tubo de paredes delgadas que empuja o se introduce en el suelo con la ayuda de un gato, nunca forzado a golpes de martillo. El muestreo de las clases 1 y 2 en suelos no susceptibles a la alteración se hace con tubos de muestra abiertos que son martillados en el suelo con un martillo deslizador o a partir de muestras tomadas a mano cuidadosamente de los pozos de prueba. Hay una gran diferencia en costos entre los muestreos con pistón y los abiertos, el ingeniero debe reconocer el justo valor de la calidad tanto que ésta puede resultar una economía de los costos del diseño; por ejemplo, un muestreo de alta calidad representa una mayor exactitud en la indicación de las fuerzas cortantes, con mayores presiones de soporte, por consiguiente, una reducción en los costos de cimentación. En ciertos proyectos, un buen muestreo puede significar la diferencia para que una cierta operación de construcción sea juzgada posible o imposible, por ejemplo, la ubicación de un terraplén sobre suelo muy blando para un proyecto de construcción de un puente. Si la fuerza cortante indicada por un muestreo de baja calidad es baja, entonces el ingeniero puede decidir que es imposible emplear el terraplén, y habrá que construir un viaducto con pilotes caro. Por otra parte, en arcillas inalterables como los depósitos glaciales, el procedimiento de muestreo no tiene mucho efecto sobre la fuerza cortante, por lo cual los tubos de muestreo abiertos de paredes gruesas pueden proporcionar la información necesaria. Además, los equipos de muestreo muy elaborados como los de -pistón fijo pueden resultar inoperables en arcillas que contengan cantidades importantes de grava.

La presencia de discontinuidades en forma de bolsas o capas de arena y limo, láminas, fisuras y huecos de raíces en suelos de alta cohesión tiene mucho que ver con la permeabilidad de los mismos, y afectará en algún momento el rango de consolidación bajo la carga de la cimentación y la estabilidad de los declives de las excavaciones de la cimentación. El uso de tubos de muestreo de gran diámetro se puede justificar para

calcular la trascendencia de estas discontinuidades o "texturas" en los problemas de una cimentación en particular.

El ingeniero debe estudiar el problema de la cimentación y decidir qué grado de perfección en el muestreo es económicamente justificable, mantener siempre presente que ciertas pruebas in situ, como las de la veleta o cono, pueden proporcionar información más confiable que las pruebas de laboratorio hechas en muestras sin alteración. Si se inclina por las pruebas in situ, sería innecesario el alto grado de meticulosidad en muestras sin alteración, las de clase "simple" serán suficientes para identificar el tipo de suelo. Una buena medida, recomendada por Rowe es hacer muestreos continuos en las primeras perforaciones taladradas en un terreno. Se usa un equipo de muestreo abierto con una funda con divisiones internas para obtener muestras cortadas longitudinalmente, para examinar las discontinuidades del suelo. Las capas críticas se pueden identificar, facilitando así la elección de la clase de muestreo o pruebas in situ adecuadas.

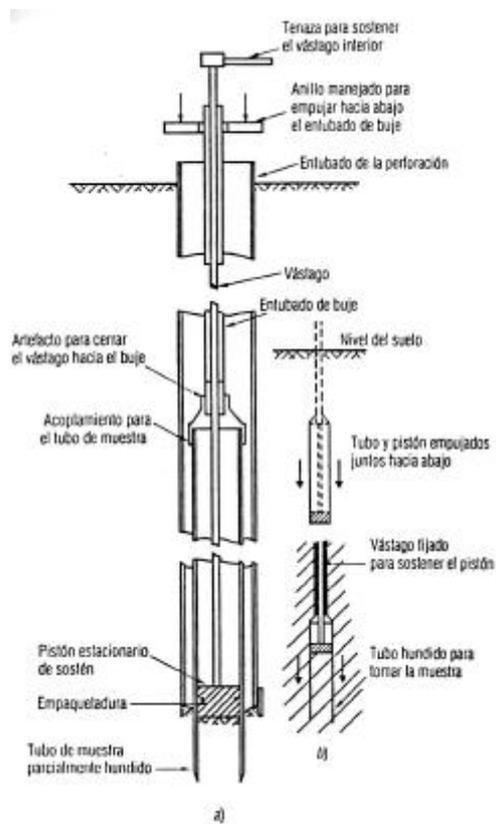
El sistema con pistón que se usa para tomar las muestras en las clases 1 y 2, en suelos alterables y de alta cohesión, utiliza un pistón fijo que puede ser sostenido al nivel deseado por una barra rígida extendida al nivel de la superficie. Así, el tubo de muestra, con su extremo cerrado por el pistón, al ser empujado hasta el fondo de la perforación, alterada por las operaciones de excavación, al alcanzar éste, la profundidad considerada como no alterada, el pistón puede mantenerse en posición y el tubo de muestra hasta cualquier profundidad deseada. De hecho, en suelos suaves es posible empujar el tubo a cualquier profundidad, para así poder tomar un buen número de muestras sin realizar ninguna perforación (ver figura (a)). Los equipos de muestreo con pistón nunca deben insertarse a golpes de martillo, pero sí empujarse mediante el uso de gato hidráulico o con un sistema de cuerdas y poleas.

Este equipo se puede usar para obtener muestras en arenas finas o sedimentadas con una cierta cohesión, especialmente si el equipo está provisto de un anillo de láminas de resorte, las cuales se colocan en el fondo del tubo de muestra para servir de soporte a éste.

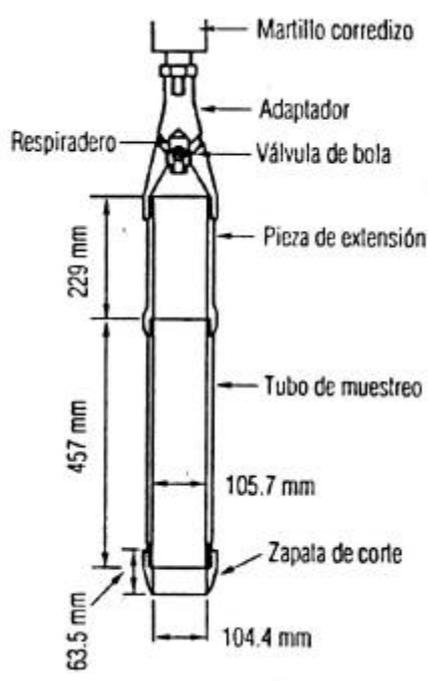
Los tubos abiertos que se usan para el muestreo de las clases 1 y 2 en suelos de alta cohesión no susceptibles de alteración se emplean extensamente en la mayoría de las

investigaciones. En la figura (b) presenta el tubo de muestra inglés de 100 mm de diámetro por 460 mm de largo. El extremo inferior del tubo tiene una zapata cortante separable, y el superior, una pieza de extensión y un adaptador para conectar el tubo a un martillo deslizante. El uso de la zapata cortante, separable, permite especialmente la reutilización de los tubos, cuya estructura es sencilla y fuerte. Puede agregarse un recuperador de núcleos debajo de esta zapata cortante, y retener limos y arenas finas, aunque esto causa alteraciones en la muestra.

A falta de un equipo con pistón, es posible obtener muestras relativamente no alteradas de suelos blandos, alterables y de alta cohesión, con tres tubos estándar de 460 mm de largo unidos en la forma descrita por Serota y Jennings. Los contenidos de los tubos inferior y superior se desechan conservando el tubo central y su contenido. El suelo en los tubos inferior y superior será barrenado antes de separar los tubos. Otra ventaja de usar tres tubos en suelos blandos es que permiten conservar la totalidad de la muestra al momento de retirarla de la perforación, mientras que con uno solo de 460 mm probablemente se derrame.



(a) Muestra del pistón fijo a) Arreglo diagramático de la muestra. b) Tomando pruebas sin perforar



(b) Muestra hundidas abiertas de 100 mm de diámetro (nominales)

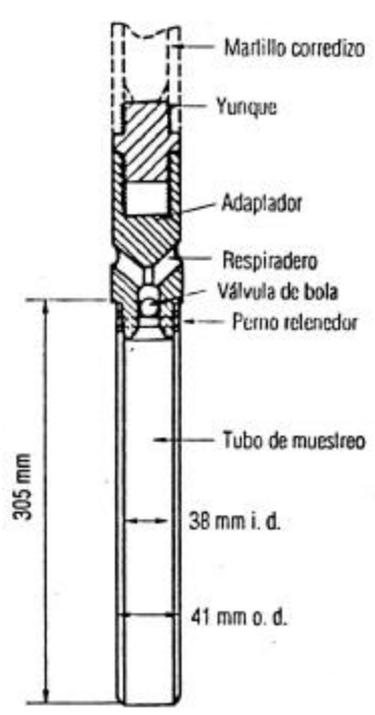
También otro tipo de equipo de muestreo abierto es el tubo de 38 mm de diámetro de paredes delgadas, con un borde integral en cuchilla (figura (c)). Este tubo se usa frecuentemente en conjunción con perforaciones hechas con barrena manual o perforaciones lavadas de diámetro pequeño. Tiene la ventaja de colocarse y extraerse con equipo manual ligero, mientras que los tubos de 100 mm frecuentemente deben ser retirados de las arcillas rígidas con gato hidráulico. El uso de modelos de paredes delgadas con un borde integral en cuchilla es común. Generalmente son de 2 pulgadas (50.8 mm) de diámetro (tubos de muestra Shelby). La costumbre se ha imitado ampliamente en otras partes del mundo, aunque los tubos de diámetro pequeño resultan inadecuados en suelos que contengan grava,.

El llamado muestreo continuo Delft, que puede recoger muestras de suelo continuas de más de 18 m de largo y de 29 o 66 mm de diámetro, se describe en el BS 5930.

Para obtener muestras sin alteración en arcillas duras, se usa el taladro rotatorio con núcleo largo.

Se señaló que los modelos de muestreo con pistón pueden usarse para retener arenas finas o limosas con una cierta cohesión, especialmente si éstos están provistos de hojas de resorte debajo del borde con cuchilla, las cuales al empujarse hasta el fondo del tubo

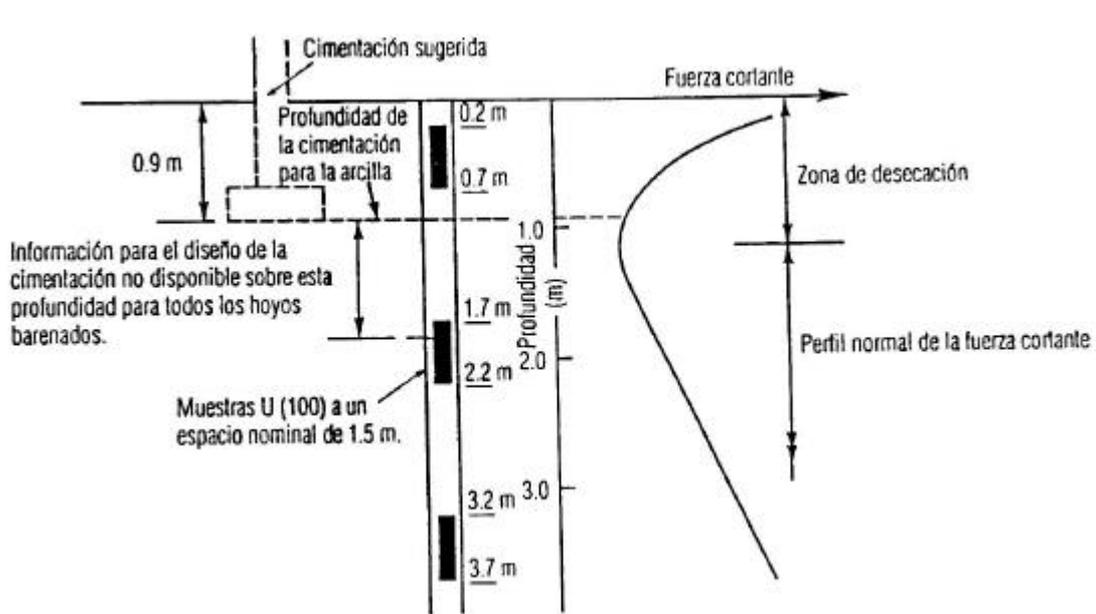
mantienen las arenas en el interior del mismo. Una alternativa de equipo de muestreo que se puede usar en suelos de baja cohesión, por debajo del manto acuífero, es el equipo de muestreo de aire comprimido Bishop," o una modificación del mismo en que el aire comprimido se introduce directamente dentro de la base del tubo interior, de la manera descrita por Serota y Jennings. Es dudoso que se obtuviera alguna vez una muestra realmente no alterada con el modelo Bishop o su modificación. La acción de las perforaciones con cable de percusión (tanto al descenso como a la succión de ascenso de la concha) inevitablemente causa alteración del suelo al fondo de la perforación (la alteración es menor con las perforaciones "lavadas") y el empuje en el tubo puede causar más alteración. En el caso de arena densa o con grava se presentará un incremento apreciable de la densidad, por lo que resulta imposible emplear el equipo Bishop en una arena con mucha grava. Visto este inconveniente y el tiempo que toma operar el equipo de aire comprimido, en general es preferible optar por alguna forma de prueba in situ, como pruebas con el equipo de penetración dinámica o estática de cono para obtener la densidad relativa in situ de arenas y gravas. Sólo en caso de muestras tomadas a mano en pozos de prueba se pueden obtener muestras sin alteración de arenas y gravas.



(c) Muestra hundidas abiertas a 38 mm de diámetro.

Distancia entre las tomas de muestras del suelo

Generalmente se especifica que las muestras del suelo se deben tomar a intervalos de 1.5 m y en cada cambio de estrato en las perforaciones. Esta distancia puede ser adecuada si se taladra un gran número de perforaciones, pero si éstas son pocas, puede haber una seria diferencia en la información. La carencia de esta es, particularmente, evidente cuando se proponen estructuras con cimentaciones superficiales. Así, es muy común que la primera se tome del área inmediatamente debajo de la superficie (de 0.2 a 0.7 m). La siguiente, de acuerdo con la especificación de 1.5 m, se tomaría de 1.7 m a 2.2 m. Se adoptan las mismas profundidades para todas las perforaciones hechas en el terreno. En arcillas lo normal es ubicar las cimentaciones a una profundidad de 0.9 o 1.0 m. De esta manera, no existe información sobre la fuerza de corle y compresibilidad en y para una distancia de 0.8 m bajo el nivel de la cimentación, en una zona donde probablemente haya grandes variaciones en las características del suelo debido a los efectos de la desecación de la superficie. Si sólo se realizan pocas perforaciones, es una buena medida tomar muestras continuas en los primeros metros por debajo del nivel del suelo o tomar muestras escalonadas cuando se adopte la distancia de 1.5 m.



PROCEDIMIENTOS PARA MUESTREO DEL SUELO

Dos tipos de muestras de suelo se obtienen durante una exploración del subsuelo: alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas pero representativas son generalmente usadas para los siguientes tipos de pruebas de laboratorio:

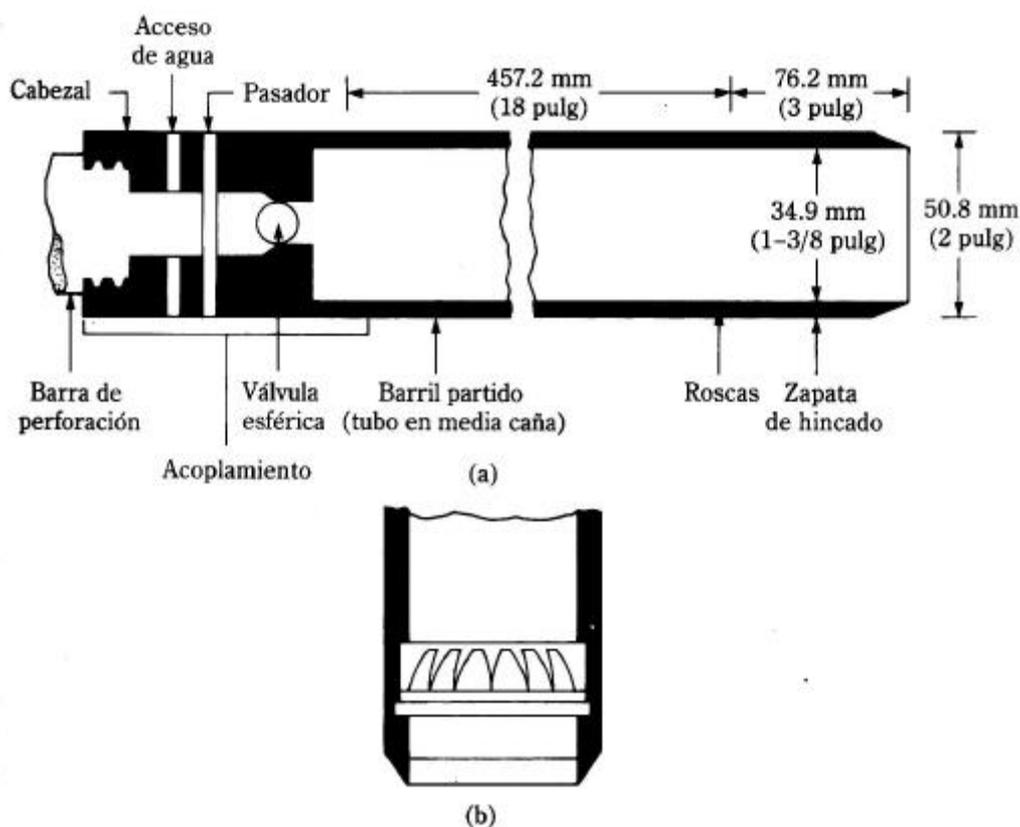
1. Análisis granulométrico
2. Determinación de los límites líquido y plástico
3. Peso específico de los sólidos del suelo
4. Determinación del contenido orgánico
5. Clasificación del suelo

Sin embargo, las muestras alteradas no deben usarse para pruebas de consolidación, permeabilidad o de resistencia cortante, ya que éstas deben hacerse con muestras inalteradas.

Muestreo con muestreador de media caña

Los muestreadores de media caña se usan en el campo para obtener muestras de suelo que están generalmente alteradas pero son aún representativas. La figura muestra una sección de muestreador de media caña estándar, consistente en una zapata de hincado de acero, un tubo de acero dividido longitudinalmente en dos y un cople en su parte superior. El cople conecta el muestreador a la barra de perforación. El penetrómetro estándar tiene un diámetro de 34.93 mm (2½ pulg.) y exterior de 50.8 mm (2 pulg.); sin embargo, se dispone también de muestreadores con diámetros interior y exterior de hasta 63.5 mm (2 ½ pulg.) y 76.2 mm (3 pulg.), respectivamente. Cuando un barreno se lleva hasta una profundidad predeterminada, las herramientas de perforación se retiran y el muestreador se baja al fondo del agujero barrenado. El penetrómetro se hincan en el suelo por golpes de un martinete en la parte superior de la barra de perforación. El peso estándar del martinete es de 622.72 N (140 lb.) y para cada golpe la altura de caída del martinete es de 0.762 m (30 pulg.). El número de golpes requeridos para la penetración del penetrómetro de tres intervalos de 152.4 mm (6 pulg.), es registrado. El número de golpes requeridos para los dos últimos intervalos se suman para dar el número de

penetración estándar a esa profundidad. Este número se llama generalmente el valor N (American Society for Testing and Materials, 1992, Designación D-1586-84). Luego se retira el penetrómetro, junto con la zapata y el cople. La muestra de suelo recuperada del tubo se coloca en una botella de vidrio y se transporta al laboratorio.



(a) Penetrómetro estándar de media caña; (b) extractor de núcleos de manantial (canastilla)

El grado de alteración de una muestra de suelo es usualmente expresado como

$$A_R = \frac{D_0^2 - D_1^2}{D_1^2} (100)$$

Donde A_R = relación de áreas

D_0 = diámetro exterior del tubo muestreador

D_1 = diámetro interior del tubo muestreador

Cuando la relación de áreas es de 10% o menor, la muestra se considera como inalterada. Para un penetrómetro estándar de media caña

$$A_R (\%) = \frac{(50.8)^2 - (34.93)^2}{(34.93)^2} (100) = 11.5\%$$

Por consiguiente, las muestras están altamente alteradas. Las muestras con penetrómetro estándar de media caña se toman generalmente a intervalos de aproximadamente 1.53 m (5 pies). Cuando el material encontrado en el campo es arena (particularmente arena fina debajo del nivel freático), la obtención de una muestra por medio del muestreador de media caña es difícil. En tal caso, un dispositivo conocido como extractor de núcleos de manantial tiene que ser colocado dentro de la media caña.

Además de la obtención de muestras de suelos, las pruebas de penetración estándar proporcionan varias correlaciones útiles. Por ejemplo, la consistencia de los suelos arcillosos es con frecuencia estimada con el número, N, de penetración estándar, como muestra la tabla. Sin embargo, las correlaciones para las arcillas requieren pruebas para verificar que las relaciones son válidas para el depósito de la arcilla en consideración.

La literatura técnica contiene muchas correlaciones entre el número de penetración estándar y la resistencia cortante, C_u , no drenada de la arcilla. Con base en resultados de pruebas triaxiales no drenadas conducidas en arcillas no sensitivas, Stroud (1974) sugirió que

$$C_u = KN$$

donde $K = \text{constante} = 3.5\text{-}6.5 \text{ kN/m}^2 \text{ (} 0.507\text{-}0.942 \text{ Ib/pulg}^2\text{)}$

$N = \text{número de penetración estándar obtenido en campo}$

El valor promedio de K es aproximadamente de $4.4 \text{ kN/m}^2 \text{ (} 0.638 \text{ Ib/pulg}^2\text{)}$.

Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número N de penetración estándar

Número de penetración estándar, N	Consistencia	Resistencia a compresión no confinada, q_u (KN/m ²)
0.2	Muy blanda	0.25
2.5	Blanda	25.50
5.10	Medio firme	50.100
10.20	Firme	100.200
20.30	Muy firme	200.400
< 30	Dura	>400

Hará y otros investigadores (1971) sugirieron también que

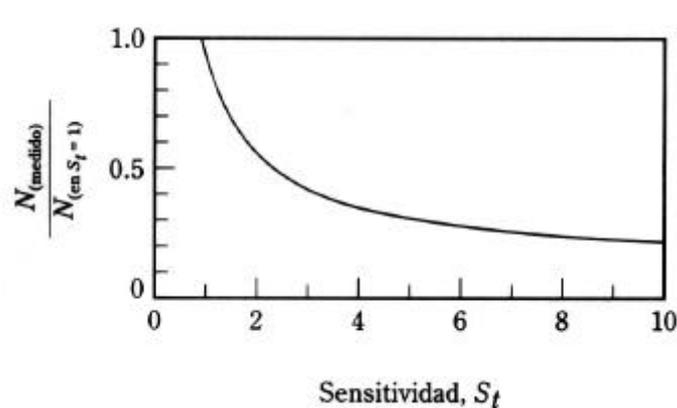
$$C_u(\text{KN/m}^2) = 29N^{0.72}$$

La tasa de sobreconsolidación OCR de un depósito natural de arcilla es también correlacionada con el número de penetración estándar. Del análisis de regresión de una base de datos de 110 puntos, Mayne y Kemper (1988) obtuvieron la relación

$$ocr = .139 \left(\frac{N}{s_{1U}} \right)^{0.689}$$

Donde σ_u = esfuerzo efectivo vertical en MN/m²

Es importante señalar que cualquier correlación entre C_u y N es sólo aproximada. La sensibilidad, S_t , de suelos arcillosos juega también un papel importante en el valor real de N obtenido en campo. La figura muestra una gráfica de $N_{(\text{medido})} / N_{(\text{en } S_t = 1)}$ versus S_t según predicho por Schmertmann (1975).



En suelos granulares, el valor N es afectado por la presión efectiva de sobrecarga s_v . Por esa razón, el valor obtenido en una exploración de campo bajo diferentes presiones efectivas de sobrecarga debe ser cambiado para corresponder a un valor estándar de a' . Es decir,

$$N_{cor} = C_N N_F$$

Donde

N_{cw} = valor N corregido para un valor estándar de σ_v [95.6 kN/m² (1 ton/pie²)]

C_N = factor de corrección

N_p = valor N obtenido en el campo

En el pasado fueron propuestas varias relaciones empíricas para C_N . Algunas se dan en la tabla, las más comúnmente citadas son las proporcionadas por Liao y Whitman (1986) y Skempton (1986).

Relaciones empíricas para C_N (Nota: s_v^i está en U.S. ton/pie²)

FUENTE	C_N
Liao y Whitman (1986)	$\sqrt{\frac{1}{s_u^i}}$
Skempton (1986)	$\frac{2}{1 + s_v^i}$
Seed y otros (1975)	$1 - 1.25 \log\left(\frac{s_u^i}{s_1^i}\right)$
	Donde $s_1^i = 1U.S.ton / pie^2$
Peck y otros (1974)	$0.77 \log\left(\frac{20}{s_v^i}\right)$
	Para $s_v^i > 0.25U.S.ton / pie^2$

En la tabla se da una relación aproximada entre el número de penetración estándar corregido y la **compacidad relativa de la arena**. Sin embargo, esos valores son aproximados, principalmente porque la presión efectiva de sobrecarga y la historia del esfuerzo del suelo influyen considerablemente en los valores N_p de la arena. Un extenso estudio realizado por Marcuson y Bieganousky (1977) produjo la relación empírica

$$C_r(\%) = 11.7 + 0.76(222N_F + 1600 - 53\sigma'_u - 50C_u^2)^{0.5}$$

- donde C_r = compacidad relativa
 N_F = número de penetración estándar en el campo
 σ'_u = presión efectiva de sobrecarga (lb/pulg²)
 C_u = coeficiente de uniformidad de la arena

El ángulo máximo de fricción ϕ de suelos granulares se correlaciona con el número de penetración estándar corregido. Peck, Hanson y Thornburn (1974) proporcionan una correlación entre N_{cor} y ϕ en forma gráfica, que puede ser aproximada como (Wolff, 1989)

$$\phi \text{ (grados)} = 27.1 + 0.3N_{cor} - 0.00054N_{cor}^2$$

Relación entre los valores N corregidos y la compacidad relativa en arenas.

Número de penetración estándar, N_{cor}	Compacidad relativa aproximada, C (%)
0 - 5	0 - 5
5 - 10	5 - 30
10 - 30	30 - 60
30 - 50	60 - 95

Schmertmann (1975) propuso una correlación entre N_F , σ'_v y ϕ . La correlación puede aproximarse como (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{N_F}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)} \right]^{0.34}$$

donde	N_p	= número de penetración estándar en campo
	σ'_v	= presión efectiva por sobrecarga
	p_a	= presión atmosférica en las mismas unidades que
	ϕ	= ángulo de fricción del suelo

Más recientemente, Hatanaka y Uchida (1996) propusieron una simple correlación entre ϕ y N_{cor} , que se expresa como

$$f = \sqrt{20N_{cor}} + 20$$

Cuando se usan los valores de la resistencia de penetración estándar en las correlaciones anteriores para estimar parámetros del suelo, deben tenerse presente las siguientes observaciones:

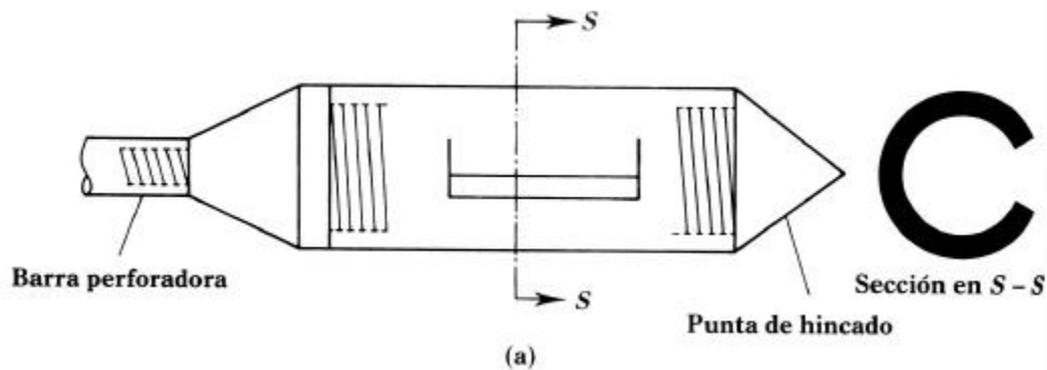
1. Las ecuaciones son aproximadas.
2. Debido a que el suelo no es homogéneo, los valores N_F obtenidos en un barreno varían ampliamente.
3. En depósitos de suelo que contienen grandes boleos y grava, los números de penetración estándar son erráticos y de poca confianza.

Aunque aproximada, con una correcta interpretación, la prueba de penetración estándar proporciona una buena evaluación de las propiedades de los suelos. Las principales fuentes de error en las pruebas de penetración estándar son una limpieza inadecuada del barreno, un conteo descuidado del número de golpes, un golpeteo excentrico del martinete sobre el barreno perforador y un mantenimiento inadecuado del nivel del agua en el barreno.

Cucharón rascador

Cuando los depósitos de suelos están constituidos por arena mezclada con guijarros, la obtención de muestras por medio de (media caña) con un extractor de núcleos de manantial no es posible debido a que los pedruscos impiden que los resortes se cierren. En tales casos, un cucharón rascador debe usarse para obtener muestras representativas alteradas (figura (a)). Este instrumento tiene una punta de hincado y puede unirse a una

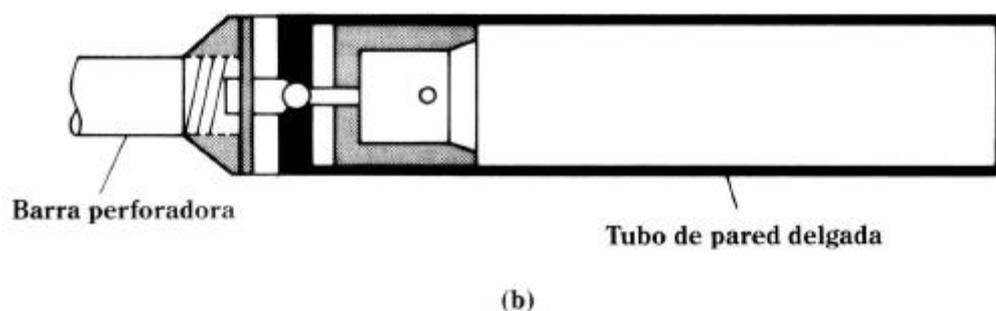
barra perforadora. El muestreador es hincado y girado en el suelo y el suelo lateral desprendido cae dentro del cucharón.



Cucharón raspador

Tubo de pared delgada

Los tubos de pared delgada son llamados a veces tubos Shelby, están hechos de acero sin costura y se usan comúnmente para obtener suelos arcillosos inalterados. Los más comúnmente usados tienen diámetros exteriores de 50.8 mm (2 pulg) y 76.2 mm (3 pulg). Su extremo del fondo es afilado. Los tubos pueden unirse a barras perforadoras (figura (b)). La barra perforadora con el tubo muestreador unido a ella se lleva al fondo del barreno y el tubo muestreador se hinca en el suelo. La muestra de suelo dentro del tubo es entonces extraída. Los dos extremos del muestreador son sellados y éste se envía al laboratorio para las pruebas correspondientes.



Tubo de pared delgada

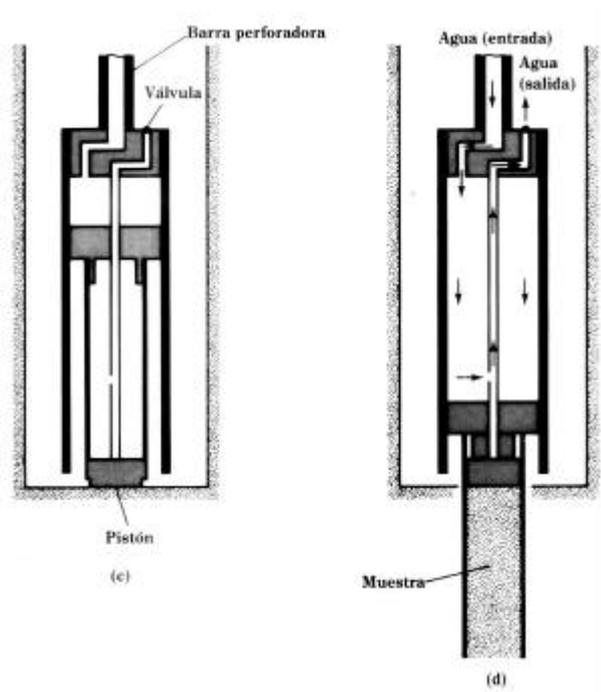
Las muestras obtenidas así se usan en pruebas de consolidación o de corte. Un tubo de pared delgada con diámetro exterior de 50.8 mm (2 pulg) tiene un diámetro interior de aproximadamente 47.63 mm (1 j pulg). La razón de áreas es

$$A_r(\%) = \frac{D_1^2 - D_2^2}{D_1^2} (100) = \frac{(50.8)^2 - (47.63)^2}{(47.63)^2} (100) = 13.75\%$$

Al incrementar los diámetros de las muestras aumenta el costo de obtenerlas.

Muestreador de pistón

Cuando las muestras inalteradas de suelo son muy blandas o mayores que 76.2 mil (3 pulg) de diámetro, tienden a salirse del muestreador. Los muestreadores de pistón son particularmente útiles bajo tales condiciones. Existen varios tipos de éstos; sin embargo, el propuesto por Osterberg (1952) es el más útil (véanse las figuras (c) y (d)). Consiste en un tubo de pared delgada con un pistón. Inicialmente, el pistón cierra el extremo del tubo de pared delgada. El muestreador se baja al fondo del barrene (figura (c)) y el tubo se hinca hidráulicamente en el suelo más allá del pistón. La presión es entonces liberada a través de un agujero en la barra del pistón (figura (d)) En gran medida, la presencia del pistón impide la distorsión de la muestra al no dejar que el suelo se aplaste muy rápidamente en el tubo muestreador al no admitir suelo adicional. En consecuencia, las muestras obtenidas así quedan menos alteradas que las que se obtienen con los tubos Shelby.



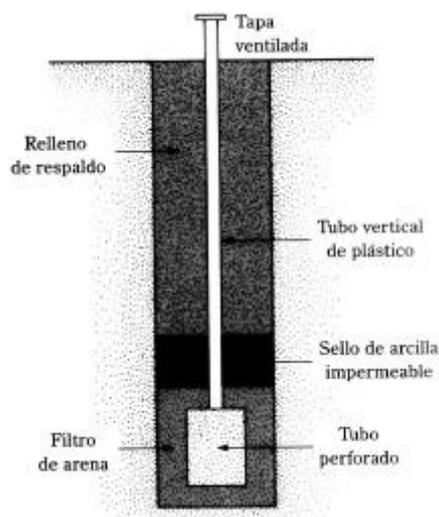
Muestreador de pistón

OBSERVACIÓN DE LOS NIVELES DEL AGUA FREÁTICA

La presencia de agua freática cerca de una cimentación afecta considerablemente la capacidad de carga y asentamiento de ésta, entre otras cosas. El nivel del agua cambia con las estaciones. En muchos casos puede ser necesario establecer los niveles máximo y mínimo posibles del agua durante la vida de un proyecto.

Si se halla agua en un barreno durante una exploración de campo, tal hecho debe ser registrado. En suelos con alta permeabilidad hidráulica, el nivel del agua en un barreno se estabilizará aproximadamente 24 horas después de terminada la perforación, La profundidad del nivel del agua entonces se determina por medio de una cinta o cadena graduada.

En estratos altamente impermeables, el nivel del agua en un barreno no se estabiliza durante varias semanas. En tales casos, si se requieren niveles del agua muy precisos, se usa un piezómetro, que consiste básicamente en una piedra porosa o en un tubo vertical perforado con una bureta de plástico unida a él. La figura muestra la localización de un piezómetro en un barreno.



Piezómetro de piedra porosa tipo Casagrande

PRUEBAS DE SUELO IN SITU

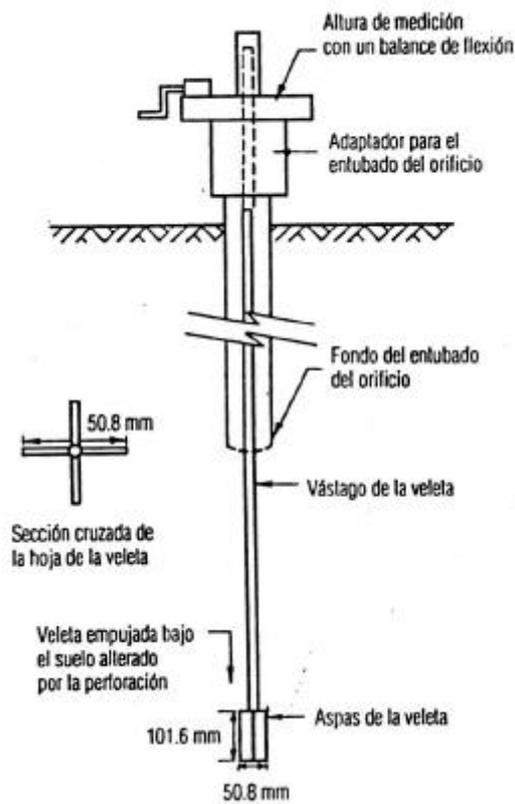
Las pruebas *in situ* para determinar la fuerza de corte o la densidad de los suelos son un auxiliar muy valioso debido a que permiten establecer estas características sin los efectos de alteración de las perforaciones o los muestreos. Son especialmente útiles en arcillas blandas y alterables, limos y arenas sueltas. Estas pruebas no deben usarse como sustituto de las perforaciones sino como un método suplementario de la investigación. La identificación del tipo de suelo no es segura, estas pruebas no proporcionan ninguna información sobre las condiciones de las aguas subterráneas.

1. Prueba de Corte con Veleta

El aparato para la prueba de corte con veleta fue desarrollado para medir la fuerza de corte en arcillas muy blandas y alterables, aunque en los países escandinavos se usa también como un método confiable para determinar la fuerza de corte en arcillas rígidas con fisuras. El equipo estándar y el procedimiento de prueba se describen en el British Standard (Normas Británicas) 1377 (prueba 18). La prueba consiste en la rotación del agitador de 4 hojas {véase figura) en el suelo, debajo del fondo de una perforación, o en empujar y hacer rolar las aspas independientemente de la perforación. De esta manera, esta prueba se hace en suelos no alterados por la acción de las perforaciones. Sin embargo, se ha observado que la fuerza de corte en arcillas no drenadas, como se establece con esta prueba, puede diferir mucho de la fuerza real de campo medida a partir del comportamiento de terracerías a escala real. Las razones de estas diferencias y los factores que intervienen para corregir las fuerzas del corte de la véleta y obtener así las fuerzas de campo necesarias para los propósitos de diseño las describe Bjerrum.

A partir de los resultados de esta prueba o de las de laboratorio subsecuentes, el BS 5930 clasifica las arcillas como sigue:

Término	Fuerza de fractura no drenada (kN/m²)
Muy blanda	Menos de 20
Blanda	20 – 40
Blanda	
Tendiendo a firme	40 – 50
Firme	40 – 75
Firme tendiendo a rígida	75 – 100
Rígida	75 – 150
Muy rígida o dura	más de 150



Muestra de una prueba de veleta en un orificio

La prueba de corte con veleta (ASTM D-2573) se usa durante la operación de barrenado para determinar in situ la resistencia cortante no drenada (C_u) de suelos arcillosos, particularmente de arcillas blandas. El aparato de corte con veleta consta de cuatro paletas en el extremo de una varilla. La altura, H , de la veleta es dos veces su diámetro, D . Puede ser rectangular o trapezoidal. Las dimensiones típicas de las veletas usadas en el campo se dan en la tabla. Las paletas del aparato son empujadas en el suelo al fondo de un barreno sin alterar apreciablemente el suelo. Se aplica un par de torsión en la parte superior de la varilla para hacer girar las paletas a una velocidad de $0.1^\circ/s$. Esta rotación inducirá la falla en

Dimensiones recomendadas de paletas de campo (según la ASTM, 1992)

Tamaño del ademe	Diámetro, D mm (pulg)	Altura, H mm(pulg)	Espesor de la paleta mm(pulg)	Diámetro de la varilla mm(pulg)
AX	38.1 (1½)	76.2 (3)	1.6 (1/16)	12.7 (½)
BX	50.8 (1½)	101.6 (4)	1.6 (1/16)	12.7 (½)
NX	63.5 (1½)	127.0 (5)	3.2 (1/8)	12.7 (½)
4 pulg (101.6 mm) ^b	92.1 (3 5/8)	184.1 (7 ¼)	3.2 (1/8)	12.7 (½)

^a la selección del tamaño de la paleta está directamente relacionada con la consistencia del suelo que se prueba; es decir, entre más blando, mayor será el diámetro de la paleta que se escoja.

^b Diámetro interior

El suelo de forma cilíndrica que rodea a las paletas. Se mide el par de torsión máximo, T, aplicado que causa la falla. Note que

$$T = f(C_u, H \text{ y } D)$$

o

$$C_u = \frac{T}{K}$$

donde

T está en N m, y C_u está en kN/m^2

K = una constante cuya magnitud depende de la dimensión y forma de la paleta

$$C = \left(\frac{P}{10^6} \right) \left(\frac{D^2 H}{2} \right) \left(1 + \frac{D}{3H} \right)$$

donde D = diámetro de la paleta de cm

H = altura medida de la veleta en cm

Si $H/D = 2$ da

$$K = 366 \times 10^{-8} D^3$$

↑
(cm)

En unidades inglesas, si C_u y T en la ecuación (2.14) están expresadas en lb/pie² y lbpie, respectivamente,

$$K = \left(\frac{P}{1728} \right) \left(\frac{D^2 H}{2} \right) \left(1 + \frac{D}{3H} \right)$$

Si $H/D = 2$, da

$$K = 0.0021D^3$$

↑
(pulg)

Las pruebas de corte con veleta en campo son moderadamente rápidas y económicas y se usan ampliamente en programas de exploración de suelos en campo. Da buenos resultados en arcillas blandas y medio compactas y es también una excelente prueba para determinar las propiedades de arcillas sensitivas.

Causas de errores significativos en la prueba de corte con veleta en campo son una mala calibración del par de torsión aplicado y paletas dañadas. Otros errores se cometen si la velocidad de rotación de las paletas no es debidamente controlada.

Para fines de diseño, los valores de la resistencia cortante no drenada obtenidos de pruebas de corte con veleta en campo [$C_u(VST)$] son muy altos y se recomienda que sean corregidos,

$$C_{u(\text{correcto})} = \lambda C_u(VST)$$

donde λ = factor de corrección

La resistencia cortante por veleta en campo también se correlaciona con el esfuerzo de preconsolidación y la tasa de sobreconsolidación de la arcilla. Usando una base de datos de 343 puntos, Mayne y Mitchell (1988) obtuvieron la siguiente relación en-pírica para estimar la presión de preconsolidación de un depósito natural de arcilla.

$$p_c = 7.04 [C_{u(\text{campo})}]^{0.83}$$

donde p_c = presión de preconsolidación (kN/m²)

$C_{u(\text{campo})}$ = resistencia cortante de molinete en campo (kN/m²)

Se exhibe los puntos de los cuales se obtuvo la relación también muestra que la tasa de sobreconsolidación (OCR) se correlaciona con acampo) por la expresión

$$OCR = b \frac{C_{u(campo)}}{s_u^i}$$

donde σ_u' = presión efectiva por sobrecarga

$$b = 22(IP)^{-0.48}$$

donde IP = índice de plasticidad

Se muestra la variación de β con el índice de plasticidad. Otras correlaciones para β encontradas en la literatura técnica son

Hansbo (1957)

$$\beta = \frac{222}{w(\%)}$$

Larsson (1980)

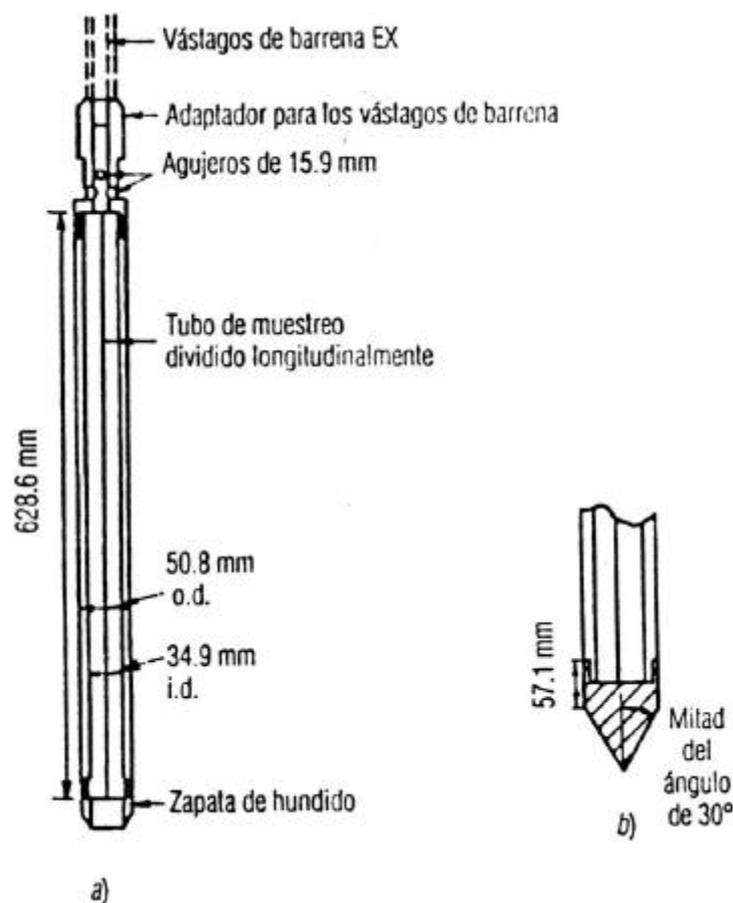
$$\beta = \frac{1}{0.08 + 0.0055(IP)}$$

2. Prueba de Penetración Estándar

Se realiza en las perforaciones con el equipo para toma de muestras estándar de 50.8 mm de diámetro exterior conocido como *slipt spoon* (también llamado equipo de muestreo Raymond). Este medio es muy útil para determinar *in situ* la densidad aproximada de suelos de baja cohesión y cuando se modifican con un extremo en forma de cono, determina la fuerza relativa o posibilidad de deformación de rocas. La prueba (figura \ 10a) se hace penetrando 450 mm por golpes repelidos de 63.5 kg, aplicados desde una altura de 760 mm, actuados por un dispositivo automático. Sólo el número de golpes dados en los últimos 300 mm es considerado como el número de penetración estándar (valor-N). Es una práctica común contar el número de golpes necesarios para cada 75 mm de penetración hasta completar los 450 mm. De esta manera puede fijarse la profundidad de cualquier suelo con alteración en el fondo de la perforación y anotarse los niveles en que haya obstrucciones a la penetración: guijarros, gravas o capas

compactas. Normalmente no se dan mas de 50 golpes en una prueba (incluido el número de golpes necesarios para colocar el equipo por debajo de la zona alterada). Si no se alcanza la penetración completa de los 300 mm por debajo del asentamiento inicial, por ejemplo, si se llega a los 50 golpes antes de lograr la penetración total, deben registrarse entonces ambas profundidades, la inicial y la final, usando símbolos adecuados para indicar si la prueba se concluyó dentro o debajo del asentamiento inicial. Luego de retirar el tubo de la perforación, se examina el contenido, y a pesar de que la muestra se encuentra en un estado alterado, resulta casi siempre lo suficientemente intacta para mostrar la disposición de las láminas y características similares.

En suelos con grava y en roca se reemplaza el extremo abierto del equipo por un cono (véase figura). Las investigaciones muestran una similitud general entre los valores N para ambos tipos de suelo con la misma densidad.



A pesar de que las aplicaciones de la prueba son totalmente empíricas, la amplia experiencia en su empleo ha proporcionado un conocimiento considerable sobre el comportamiento de cimentaciones en arenas y gravas. Se han establecido las relaciones entre los valores N y características tales como la densidad y el ángulo de resistencia al corte.

El BS 5930 proporciona la relación siguiente entre los valores N y la densidad relativa de un suelo arenoso:

Valor N (golpes/300 mm de penetración)	Densidad relativa
Menos 4	Muy suelto
4-10	Suelto
10-30	Medianamente denso
30-50	Denso
más de 50	Muy denso

Stroud ha establecido las relaciones entre el valor N , la fuerza de corte no drenada, el módulo de compresibilidad del volumen y el índice de plasticidad en las arcillas. Sin embargo, no se recomienda adoptar la prueba de penetración estándar para determinar la fuerza del corte y la capacidad de deformación de suelos arcillosos en lugar del método directo de pruebas de laboratorio en muestras no alteradas. La razón es que las relaciones establecidas entre la prueba de penetración estándar y la fuerza y capacidad de deformación de las arcillas son totalmente empíricas y no toman en cuenta factores como los efectos del tiempo, la anisotropía y la textura del suelo. En las pruebas de laboratorio, estos factores pueden ser contemplados en el procedimiento de prueba, el cual puede ser seleccionado en función de las características del suelo y el tipo, valoración y duración de la carga que tendrá que soportar el mismo.

Algunas veces se considera la posibilidad de perfeccionar el procedimiento de prueba, por ejemplo, al tomar en cuenta la longitud o flexibilidad de las varillas. Sin embargo, estas sofisticaciones resultan perjudiciales para la utilidad general de la prueba, y tienden a oscurecer el hecho de que la correlación de la prueba con la capacidad de carga y los asentamientos es totalmente empírica y se basa más en la observación y la experiencia que en la teoría científica. Si no se toman las precauciones pertinentes en los métodos de perforación, pueden aparecer serias dudas acerca de la

validez de los resultados de las pruebas de penetración estándar. Esta prueba se desarrolló en los Estados Unidos de América para ser usada en combinación con perforaciones lavadas, minimizando, así, la alteración en suelos arenosos. En caso de que este método se combine con perforaciones por percusión con cable, es posible que el suelo se altere a una cierta profundidad. La alteración se causa principalmente por la succión al retirar la concha. Antes de realizar la prueba en una perforación que se haya iniciado hecha con concha, se debe usar una concha cuyo diámetro exterior sea menor al 90 % del diámetro de la perforación para así poder remover el suelo del fondo hasta una profundidad de 0.5 m. En caso de aparecer agua, se debe tener cuidado de evitar la alteración y la perforación deberá llenarse con agua hasta el nivel del suelo. El estuche (*casnig*) no debe introducirse por debajo del nivel de las pruebas. Si se requiere emplear un procedimiento pesado para introducirlo, los resultados de las pruebas *in situ* pierden su utilidad.

Es necesario hacer ciertas correcciones a los valores de la prueba de penetración estándar antes de usarlos para calcular las presiones de carga permisibles y el asentamiento. Estos ajustes se relacionan con lo suelto o fino que pueda ser el suelo, los efectos de la presión de la sobrecarga (*overburden*) y la posición del manto acuífero.

3. Pruebas de Penetración Dinámica

Las pruebas de la dinámica emplean varios tipos de varilla con o sin cono u otros extremos especialmente alargados, los cuales son insertados en el suelo mediante golpes de un martillo de gota (*drop hammer*). Se registra el número de golpes necesarios en una distancia dada. Una prueba empleada por los Laboratorios Wimpey Ltd, utiliza un cono de 63.5 mm de diámetro con un vértice en ángulo de 60° insertado en varillas de 50.8 mm de diámetro con un martillo de 160 kg, el cual tiene una gota de 600 mm. Se ha observado que el número de golpes necesarios por cada 0.3 m de penetración con este equipo es aproximadamente el mismo que en una prueba de penetración estándar realizada en el mismo suelo. El método no tiene aplicación directa en el diseño de cimentaciones superficiales, todavía no establece la correlación entre la prueba de resistencia dinámica y características tales como la densidad *in situ*, la capacidad de carga y asentamiento, como en la prueba de penetración estándar. Sin embargo, la

prueba dinámica es un medio útil para complementar la información obtenida en las perforaciones convencionales y pruebas de penetración *in situ*; resulta especialmente ventajosa para delinear áreas de suelo débil que descansan sobre estratos fuertes y para localizar cavidades en formaciones rocosas débiles.

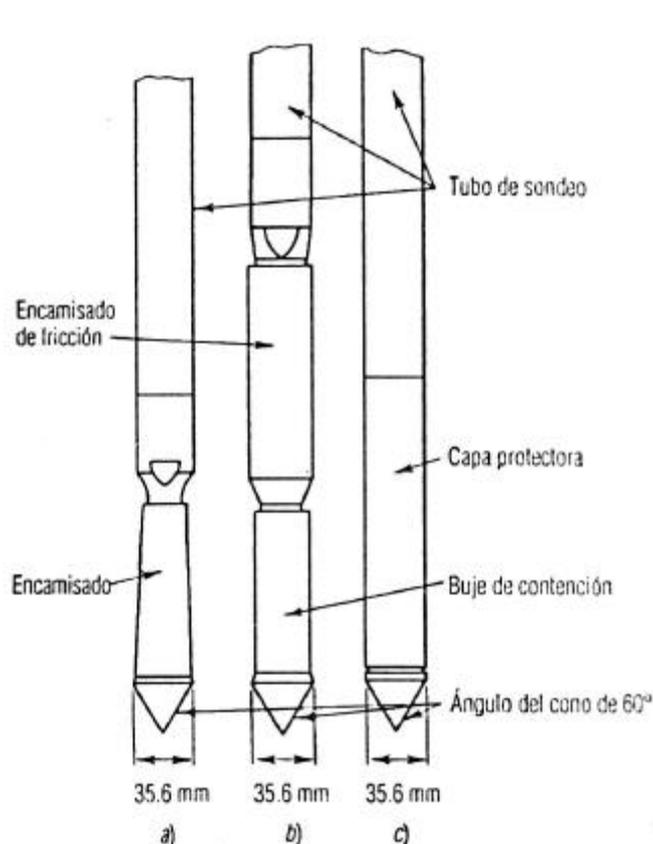
4. Prueba de Penetración Estática de Cono (Holandesa)

Se utiliza ampliamente para investigaciones en suelos de baja cohesión. Se usan tres tipos de penetrómetros en general (ver figura). En los tres la base del extremo en forma de cono tiene un área de 1000 mm^2 y un ángulo en el vértice de 60° . El encamisado de cono mostrado en la figura, fue desarrollado por el Dutch Government Soil Mechanics Laboratory (Laboratorio Gubernamental de Mecánica de Suelos Holandas) y tiene un encamisado que se va estrechando al colocarse encima del cono y se conecta a tubos deslizantes que se extienden hasta el encamisado (*jacking apparatus*) al colocarse al nivel del suelo. El extremo del cono es empujado hacia abajo independientemente del tubo deslizante empujando las varillas interiores en etapas de 80 mm.

Luego se empuja con el gato la cubierta hasta que el cono penetra a una profundidad de más de 120 mm. De esta manera, se obtienen determinaciones separadamente sobre la resistencia del cono y la fricción superficial en las cubiertas, y la resistencia combinada de cono y tubos en etapas de 200 mm (algunas veces, se hacen menos etapas hasta los 100 mm). En el caso del cono de cubierta de fricción (o Begemann) figura 1.126, la fricción superficial se mide sobre una cubierta cilíndrica corta colocada encima del cono, la cual puede ser empujada hacia abajo con independencia del cono y los tubos deslizantes sobre ella. De esta manera, la fricción superficial se mide arriba de una longitud constante en lugar de la resistencia acumulada producto del incremento de longitud de las cubiertas. En los casos de penetrómetros de cubierta y de fricción de la cubierta, el empuje sobre la varilla inferior y los tubos deslizantes, o sobre la cubierta de fricción, se mide con una celda hidráulica de carga instalada en el equipo colocado a nivel del suelo, cuya capacidad de empuje puede ser de 100 o 200 kN.

El cono eléctrico (figura (c)) fue desarrollado en Holanda por Figura N. V. En este equipo, tanto el cono como los tubos deslizantes son introducidos con el gato continua y simultáneamente. El empuje sobre el extremo del cono y sobre los 120 mm de tubos

deslizantes cilíndricos se miden por separado mediante celdas de carga eléctrica instaladas en el extremo inferior del penetrómetro.



Tipos de penetrómetros de cono estáticos a) Cono encamisado b) Cono encamisado de fricción c) cono eléctrico.

Se ha encontrado que la resistencia del cono medida por los tres tipos no difiere significativamente, pero sí hay, por supuesto, diferencias entre los valores obtenidos para la fricción superficial. Se han desarrollado métodos empíricos con los cuales se identifica el tipo de suelo a partir de los extremos separados y combinados y de la resistencia a la fricción. El autor no confía en estas mediciones, por lo que prefiere utilizar la resistencia del cono sólo para detectar los factores a partir de los cuales pueda estimarse la fuerza de corte y la capacidad de deformación del suelo e identificar el tipo de suelo mediante perforaciones convencionales.

La experiencia resultante del uso y la familiaridad con la estratificación de sus suelos ha permitido a los holandeses prescindir de las perforaciones convencionales en su país;

por ello sus diseños ordinarios de cimentaciones se apoyan casi por completo en las pruebas del cono.

La prueba estática de cono es también un método valioso para registrar variaciones en los valores *in situ* de la densidad de suelos de arena suelta o arenas laminadas, y arcillas en condiciones en las cuales la densidad *in situ* se altera por las Aras de perforación, por lo cual la evaluación resultante de la prueba de penetración estándar no es confiable. En suelos de grave gruesos, el cono solamente puede alcanzar una penetración limitada.

Las relaciones entre las pruebas estáticas de cono y la de penetración estándar se han revisado por Rodin, quienes demostraron que no existen relaciones únicas entre ellas, aunque parecen estar relacionadas con el tamaño de la partícula. Thorburn ha sugerido una relación empírica en la forma gráfica (figura) que se basa en los hallazgos de varias autoridades en la materia. El procedimiento más adecuado es el de establecer la relación para un terreno dado a partir de la comparación de los valores de la resistencia estática de cono, con los resultados de la prueba de penetración obtenidos en perforaciones adyacentes cercanas.

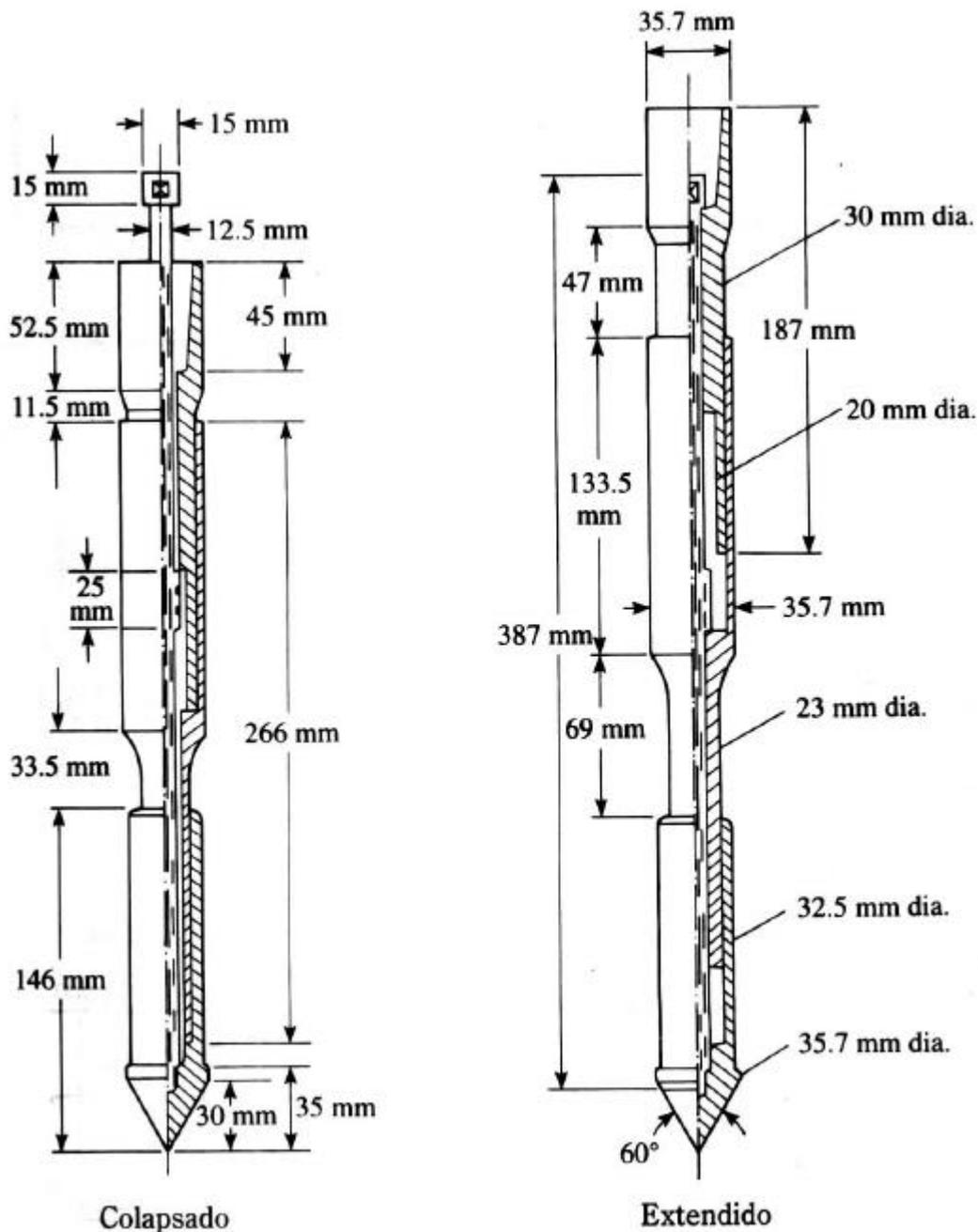
La prueba de penetración de cono (CPT), conocida originalmente como la prueba de penetración con cono holandés también es llamada prueba de penetración estática y no son necesarios los barrenos para llevarla a cabo. En la versión original, un cono a 60° con área en su base de 10 cm² era empujado en el terreno a una tasa constante de aproximadamente 20 mm/s y se medía la resistencia a la penetración (llamada la resistencia de punta).

Los actuales penetrómetros de cono miden (a) la resistencia de cono (q_c) a la penetración desarrollada por el cono, que es igual a la fuerza vertical aplicada al cono dividida entre su área horizontal proyectada y (b) la resistencia por fricción (f_c), que es la resistencia medida por un manguito situado arriba del cono con el suelo local rodeándolo. La resistencia por fricción es igual a la fuerza vertical aplicada al manguito dividida entre su área superficial, en realidad la suma de la fricción y la adhesión.

Generalmente, dos tipos de penetrómetros se usan para medir q_c y f_c :

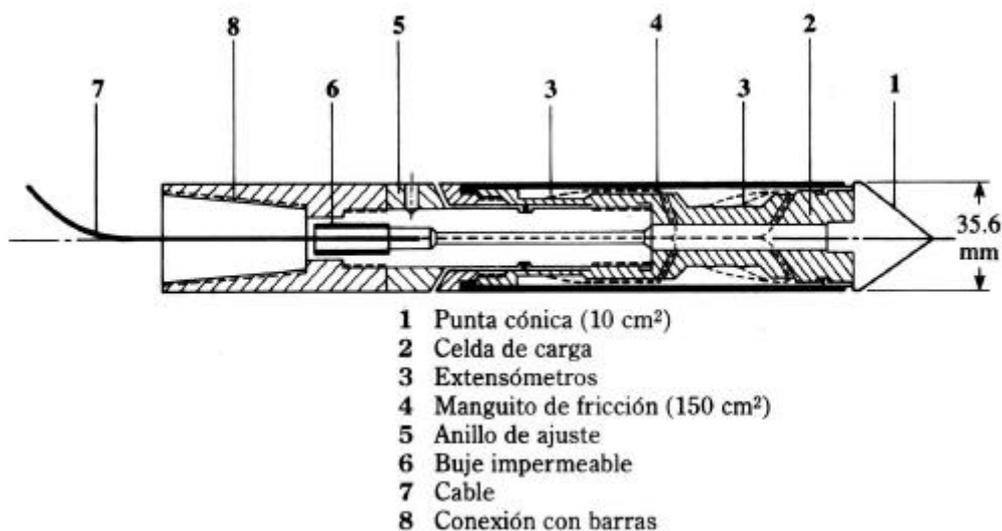
Penetrómetro de cono de fricción mecánica (ver figura). En este caso, la punta del instrumento está conectada a un conjunto de barras internas. La punta es primero

empujada aproximadamente 40 mm, dando la resistencia de cono. Con; un empuje adicional, la punta acciona la fricción del manguito. Conforme la barra interior avanza, la fuerza en la barra es igual a la suma de la fuerza vertical sobre el cono y el manguito. Restando la fuerza sobre el cono se obtiene la resistencia lateral.



Penetrómetro de cono de fricción mecánico (según la ASTM, 1992)

Penetrómetro de cono de fricción eléctrico (ver figura). En este instrumento la punta está unida a un grupo de barras de acero. La punta se empuja en el terreno a razón de 20 mm/s. Los alambres de los transductores se pasan por el centro de las varillas y dan en forma continua las resistencias de cono y lateral.



Penetrómetro de cono de fricción eléctrico (según LA ASTM, 1992)

Varias correlaciones útiles para estimar las propiedades de suelos encontradas durante un programa de exploración han sido desarrolladas para la resistencia de punta (F_r) y la razón de fricción (F_r) obtenidas en las pruebas de penetración de cono. La razón de fricción, F_r , se define como

$$F_r = \frac{\text{Resistencia por fricción}}{\text{Resistencia del cono}} = \frac{f_c}{q_c}$$

Lancellotta (1983), Jamiolkwski y otros investigadores (1985), mostraron que la relativa, C_r , de una arena normalmente consolidada y q_c compacidad se correlacionan por

$$C_r (\%) = A + B \log_{10} \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}} \right)$$

Donde $A, B =$ constantes
 $\sigma'_u =$ esfuerzo vertical efectivo

los valores de A y B son

A	B	Unidades de q_c y σ_u
-98	66	Ton métricas/m ²

Baldi y otros investigadores (1982), Robertson y Campanella (1983), también recomiendan una relación empírica entre el esfuerzo vertical efectivo (s_v^i), la compacidad relativa (O y q_c para arena normalmente consolidada).

Se presenta una correlación entre (s_v^i , q_c), y el ángulo máximo de fricción (f) para una arena de cuarzo normalmente consolidada. Esta correlación se expresa como (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$f = \tan^{-1} \left[0.1 + .38 \log \left(\frac{q_c}{s_v^i} \right) \right]$$

Robertson y Campanella (1983) también propusieron una correlación general entre q_c , la razón de fricción F , y el tipo de suelo encontrado en el campo. Se muestra el rango general de Q_c/N_F para varios tipos de suelos.

De hecho, para una condición general, q_c es una función de s_v^i de la compacidad relativa y de los esfuerzos efectivos vertical y lateral iniciales. Una teoría más racional para esa correlación fue propuesta por Salgado, Mitchell y Jamioikowski (1997); los lectores pueden consultar ese estudio para obtener mayor información.

De acuerdo con Mayne y Kemper (1988), en suelo arcilloso la cohesión no drenada C_u , la presión de preconsolidación p_c y la tasa de sobreconsolidación están relacionadas

$$\left(\frac{C_u}{s_v^i} \right) = \left(\frac{q_c - s_v}{s_v^i} \right) \frac{1}{N_k}$$

o

$$C_u = \frac{q_c - s_v}{N_k}$$

donde N_K = factor de capacidad de carga ($N_K = 15$ para cono eléctrico y
 $N_K = 20$ para cono mecánico)
 σ'_v = esfuerzo vertical total
 σ_v = esfuerzo vertical efectivo

Con la ecuación deben usarse unidades consistentes de σ_v , σ'_v y q_c :

$$\begin{array}{ccc} Pc = 0.243 (q_c)^{0.96} & & \\ \uparrow & & \uparrow \\ MN/m^2 & & MN/m^2 \end{array}$$

y

$$OCR = 0.37 \left(\frac{q_c - s_v}{s_v^i} \right)^{1.01}$$

donde σ_v y σ'_v = esfuerzo total y efectivo, respectivamente.

5. Prueba del Presurímetro (PMT)

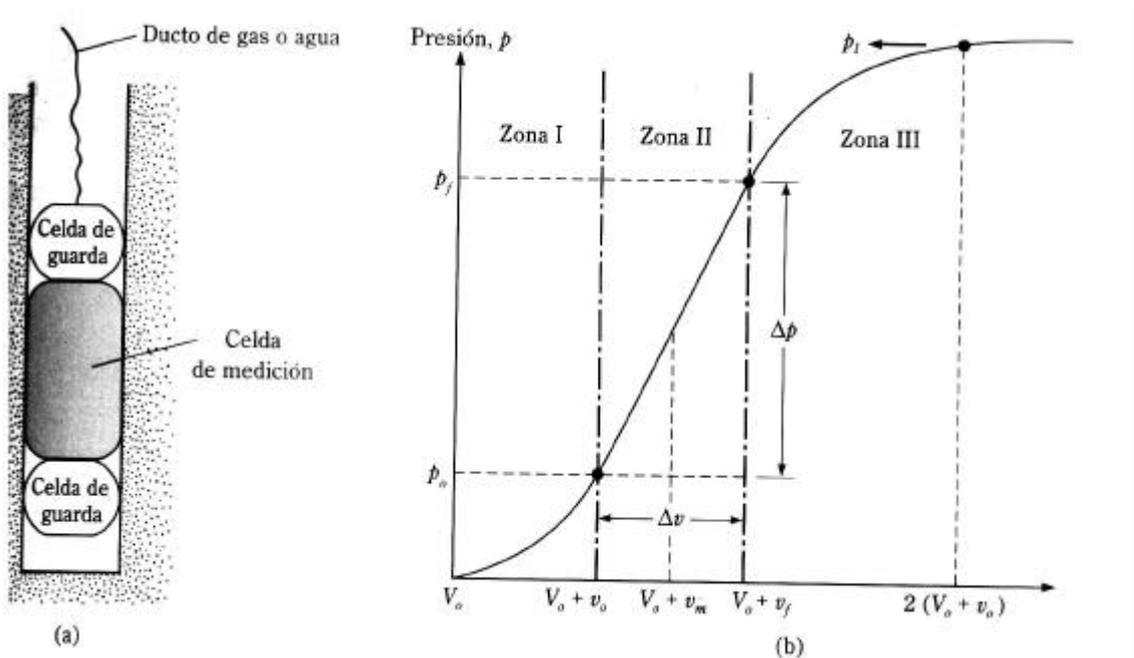
Se emplea una sonda expandible radialmente que se introduce en una perforación de diámetro pequeño. Al alcanzar el nivel en que se realiza la prueba, el agua o la presión del aire hace que una celda colocada en el interior de la sonda se expanda contra las paredes de la perforación. La celda mide la deformación del suelo en relación con un rango de presiones aplicadas, ya sea volumétricamente, con medidores del volumen ubicados en la superficie, o mediante medidores eléctricos dispuestos en el interior de la celda.

La expansión volumétrica o radial de la celda se gráfica en relación con los incrementos de presión. Se obtiene un módulo de deformación o módulo del presurómetro, E_m , a partir de la porción pseudoelástica de la curva, y la fuerza de corte se deriva de la fase de rendimiento plástico final en la presión definida como presión límite.

El presurómetro Menard se utiliza en perforaciones cuyo diámetro va de 35 a 80 mm. Tres celdas de hule independientes colocadas una sobre otra en el interior de la sonda sirven para aplicar una presión uniforme al suelo. La celda central esta llena de agua presurizada neumáticamente, y las celdas superior e inferior se expanden por el aire* y la deformación radial se mide con medidores eléctricos fijados a las antenas en el interior de la sonda. Este instrumento es especialmente útil en suelos muy blandos o sueltos, en los cuales la alteración del suelo alrededor de una cavidad taladrada previamente puede ser perjudicial para la obtención de resultados fieles. Además de servir para conseguir el módulo de deformación y la fuerza de corte, el camkómetro se puede usar para obtener el esfuerzo horizontal *in situ* en el suelo al nivel en que se realiza la prueba.

La prueba del presurómetro se realiza *in situ* conducida en un barreno y fue originalmente desarrollada por Menard (1956) para medir la resistencia y de formabilidad de un suelo. Fue adoptada por la ASTM con la Designación de Prueba 4719, que consiste esencialmente en una muestra con tres celdas, de las cuales la superior y la inferior son celdas de guarda y la intermedia es la celda de medición, como muestra esquemáticamente en la figura. La prueba se conduce a través de un agujero perforado de antemano, el cual debe tener un diámetro de entre 1.03 y 1.2 veces el diámetro nominal de la muestra. La probeta más usada tiene un diámetro de 58 mm y una longitud de 420 mm. Las celdas de la muestra se expanden por medio de un líquido o un gas. Las celdas de guarda son expandidas para reducir el efecto de la condición de extremo sobre la celda la celda de medición, que tiene un volumen (V_0) de 535 cm³. A continuación se dan las dimensiones para los diámetros de la muestra y del barreno recomendadas por la ASTM:

Diámetro de la muestra (mm)	Diámetro del barreno	
	Nominal (mm)	Máximo (mm)
44	45	53
58	60	70
74	73	89



(a) Presurímetro; (b) gráfica de presión versus volumen total de la cavidad

Para efectuar una prueba, se mide el volumen V_o de la celda de medición y la muestra se inserta en el barreno. Se aplica presión en incrementos y la expansión volumétrica de la celda se mide. Se continúa hasta que el suelo falla o hasta que la presión límite del dispositivo se alcanza. Se considera que el suelo falla cuando el volumen total de la cavidad expandida (V) es aproximadamente dos veces el volumen de la cavidad original. Después de terminada la prueba, la muestra se desinfla y se desplaza para ser probada a otra profundidad.

Los resultados de la prueba del presurímetro se expresan en una forma gráfica de presión versus volumen, como muestra la figura (b). En ésta, la Zona I representa la porción de recarga durante la cual el suelo alrededor del barreno es presionado a su estado inicial (es decir, al que tenía antes de la perforación). La presión p_o representa el esfuerzo total horizontal in situ. La Zona II representa una zona pseudoelástica en la cual el volumen de la celda versus la presión de la misma es prácticamente lineal. La presión p_f representa la presión de fluencia o de flujo plástico. La zona III es la zona plástica. La presión p_1 representa la presión límite.

El módulo del presurímetro, E_p , del suelo se determina usando la teoría de la expansión de un cilindro infinitamente grueso. Se tiene entonces

$$E_p = 2(1 + \mathbf{m})(V_0 + V_m) \left(\frac{\Delta p}{\Delta v} \right)$$

donde $v_m = \frac{v_0 + v_f}{2}$

$$\Delta p = p_f - p_0$$

$$\Delta v = v_f - v_0$$

μ = relación de Poisson (que se supone igual a 0.33)

La presión límite p_l , se obtiene generalmente por extrapolación y no por medición directa.

Para vencer la dificultad de preparar el barreno al tamaño apropiado se han desarrollado presurímetros autobarrenantes (SBPMT). Los detalles relativos a éstos se encuentran en el trabajo de Baguelin y otros (1978).

Varios investigadores desarrollaron correlaciones entre varios parámetros del suelo y los resultados obtenidos en las pruebas con presurímetros. Kulhawy y Mayne (1990) propusieron

$$P_c = 0.45p_l$$

Donde P_c = presión de preconsolidación

Con base en la teoría de la expansión de cavidades, Baguelin y otros (1978) propusieron la relación

$$C_u = \frac{(pl - p_o)}{N_p}$$

donde: c_u = resistencia cortante no drenada de una arcilla

$$N_p = 1 + \ln \left(\frac{E_p}{3c_u} \right)$$

Los valores típicos de N_p varían entre 5 y 12, con un valor promedio de aproximadamente 8.5. Ohya y otros (1982) correlacionaron con los números de penetración (N_p) estándar de campo para arenas y arcillas por medio de las expresiones:

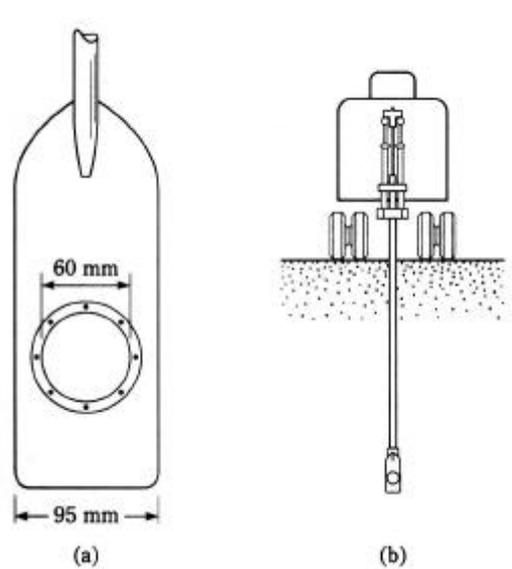
$$\text{Arcilla: } E_p \text{ (kN/m}^2\text{)} = 1930 N_f^{0.63}$$

$$\text{Arana. } E_p \text{ (kN/m}^2\text{)} = 908 N_f^{0.66}$$

6. Prueba del Dilatometro

El uso de la prueba con el dilatómetro de placa plana (DMT) es relativamente reciente (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1986). El equipo consiste esencialmente en una placa plana con dimensiones de 220 mm (longitud) X 95 mm (ancho) X 14 mm (espesor) (8.66 pulg. x 3.74 pulg. x 0.55 pulg.). Una membrana de acero, delgada, plana, circular, expansible con diámetro de 60 mm (2.36 pulg.) se localiza al ras en el centro sobre un lado de la placa (figura a). El dilatómetro se inserta en el terreno usando un aparejo de la prueba de penetración de cono (figura b). Ductos de gas y eléctricos se extienden desde la caja de control en la superficie hasta la hoja a través del vástago del penetrómetro. A la profundidad requerida, se usa gas nitrógeno a alta presión para inflar la membrana. Se toman dos lecturas, que son

1. La presión A para "levantar" la membrana, y
2. La presión B a la que la membrana se expande 1.1 mm (0.4 pulg.) hacia el suelo que la rodea.



(a) Diagrama esquemático de un dilatómetro de placa plana; (b) Dilatómetro insertado en el terreno.

Las lecturas A y B se corrigen como sigue (Schmertmann, 1986)

Esfuerzo de contacto, $p_0 = 1.05 (A + \Delta A - Z_m) - 0.05 (B - \Delta B - Z_m)$

Esfuerzo de expansión, $p_1 = B - Z_m - \Delta B$

donde

ΔA = presión respecto al vacío requerida para mantener la membrana contacto con su asiento

ΔB = presión del aire requerida dentro de la membrana para desviarla afuera a una expansión central de 1.1 mm

Z_m = desviación de la presión manométrica desde cero, cuando está ventilada, a la presión atmosférica

La prueba se conduce normalmente a profundidades separadas entre sí 200 a 31 El resultado de una prueba dada se usa para determinar tres parámetros:

$$\text{Índice del material, } I_p = \frac{P_1 - P_0}{p_0 - u_0}$$

$$\text{Índice de esfuerzo horizontal, } K_a = I_p = \frac{P_1 - u_0}{s_v^i}$$

$$\text{Módulo del dilatómetro, } E_p(\text{kN/m}^2) = 34.7(p_1 \text{kN/m}^2 - p, \text{kN/m}^2)$$

donde U_0 = presión de poro del agua

s_v^i = esfuerzo efectivo vertical in situ

El subsuelo consistía en depósitos del río normalmente consolidados. Se encontró un estrato grueso de arcilla limosa a una profundidad de 10 pies ($c = 0$; $\phi = 28^\circ$). Los resultados obtenidos en las pruebas con dilatómetro han sido correlacionados con varias propiedades del suelo (Marchetti, 1980), de las cuales algunas se dan a continuación.

a. $K_0 = \left(\frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6$

b. $\text{OCR} = (0.5 K_D)^{1.6}$

c. $\frac{C_U}{s_v^i} = 0.22$ (para arcilla normalmente consolidada)

$$d. \left(\frac{C_U}{s_V^I} \right)_{OC} = \left(\frac{C_U}{s_U^I} \right)_{NC} (0.5K_D)^{1.25}$$

$$e. E = (1 - \mu^2) E_D$$

donde:

K_O = coeficiente de presión de la tierra en reposo

OCR = tasa de sobreconsolidación

OC = suelo sobreconsolidado

NC = suelo normalmente consolidado

E = módulo de elasticidad

Schmertmann (1986) también propuso una correlación entre el índice (I_D) del material y el módulo del dilatómetro (E_D) para la determinación de la descripción del suelo y del peso específico (γ).

7. Prueba de Resistencia de la Placa

(*Plate bearing tests*) se hacen excavando un pozo hasta el nivel de cimentación, determinado previamente, u otra profundidad adecuada por debajo del nivel del suelo. Una vez, hecho esto, se aplica una carga estática sobre un juego de placas en el fondo del pozo. La carga se incrementa sucesivamente hasta que se fractura la superficie al corte o, más comúnmente, hasta que la presión de carga sobre la placa alcanza algún múltiplo, por ejemplo, dos o tres, de la presión de carga propuesta para la cimentación total. Se mide la magnitud y la proporción del asentamiento bajo cada incremento de carga. Después que se alcanza la carga máxima, se reduce la presión sobre la placa en decrementos sucesivos, y se registra la recuperación de ésta en cada fase de la descarga. Este procedimiento se conoce como prueba de la carga mantenida y se emplea para obtener las características de deformación de la superficie. Por otra parte, la carga puede aplicarse con un ritmo continuo y controlado de penetración de la placa de 2.5 mm/min. Esto se conoce como prueba de penetración de proporción constante, y se aplica a suelos donde se requiere conocer la falla de la superficie al corte no drenado, como lo define un denso asentamiento de la placa, o si no aparecen indicios claros de falla con el

incremento de carga, la capacidad de carga final se determina con una carga que provoque un asentamiento del 15 % del diámetro de la placa.

A pesar de que estas pruebas proporcionan aparentemente toda la información requerida por el diseño de cimentaciones, el método presenta serias limitaciones, y en ciertos casos los datos resultantes de estas pruebas pueden ser totalmente erróneos. En primer lugar, es esencial que la placa de carga sea lo suficientemente grande para tomar en cuenta los efectos de fisura y otras discontinuidades del suelo o la roca.

La dimensión mínima de la placa, adecuada para obtener la fuerza de corte no drenada de arcillas rígidas fisuradas, es de 300 mm. Si se requiere conocer las características de deformación de estos suelos, se debe usar una placa de 750 mm en conjunción con el procedimiento de carga mantenida. Es esencial realizar la prueba de la placa en suelo o roca que tengan las mismas características de aquél que será sometido a esfuerzos por la cimentación real. Si, por ejemplo, las pruebas se realizan en una corteza rígida de arcilla erosionada que descansa sobre un suelo arcilloso blando de aluvión, la información proporcionada por la prueba será errónea. Por lo general, una placa de 1000 mm es el límite económico, ya que una placa de este tamaño con, digamos, 800 kN/m^2 , requerirá 63 ton de carga (kentledge), cuyo costo resulta muy caro, incluido el transporte y manejo de la placa. El costo de una placa de prueba de carga de 300-600 mm y 50 ton de carga (kentledge) es aproximadamente tres veces mayor que el de una perforación de 12 m de profundidad (en suelos blandos) combinada con pruebas *in situ* y de laboratorio. Una sola prueba de carga de la placa es, en cualquier terreno, insuficiente, ya que las características del suelo varían tanto con la profundidad como horizontalmente. Para obtener resultados representativos, es necesario hacer al menos tres pruebas, y de preferencia más. Se puede economizar en pruebas de carga de la placa en las rocas envolviendo contra el cable o las varillas de anclaje que se encuentran dentro de los hoyos taladrados en la roca, en vez de utilizar la carga (kentledge). Se han utilizado anclajes sencillos con éxito en lugar de la carga. El cable de anclaje que no está unido a la roca en su parte superior se pasa a través de un hoyo taladrado en el centro de la placa que se va a probar. Una prueba de este tipo se puede hacer en el fondo de la perforación.

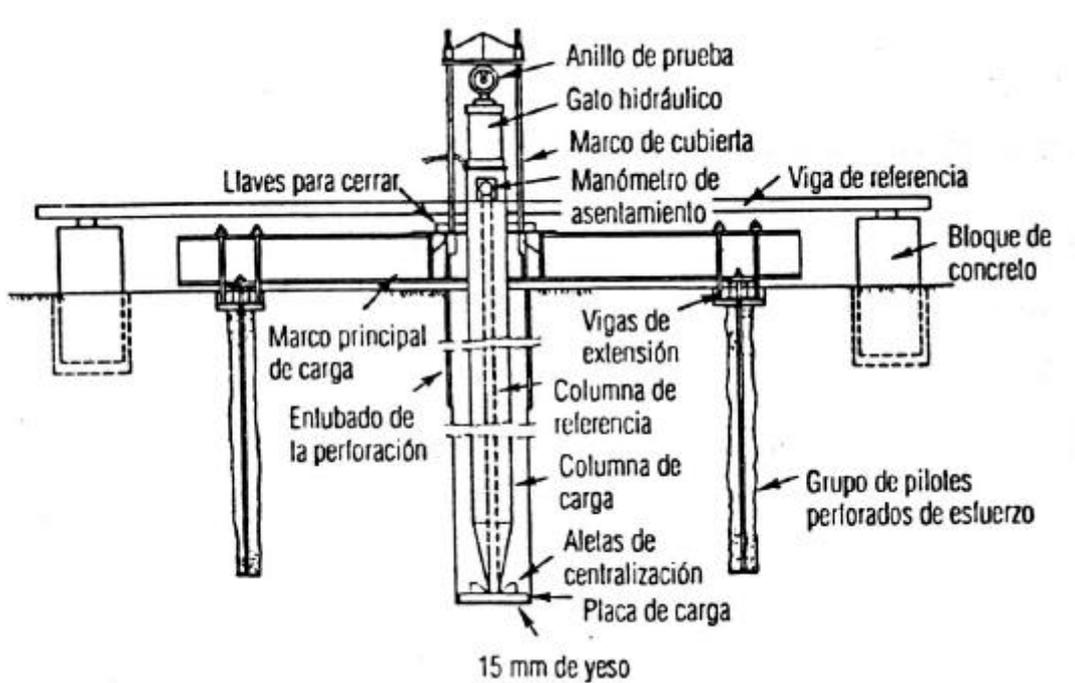
El nivel del manto freático tiene un efecto importante sobre la capacidad de carga y asentamiento de las arenas. Así, una prueba de carga de la placa realizada a cierta distancia por encima del manto freático proporcionará resultados mucho más favorables de los que darán las cimentaciones reales, la cual trasmite esfuerzos al suelo por debajo del nivel del manto freático. La prueba de carga de la placa no proporciona información, mediante la cual se pueda calcular la magnitud y proporción del asentamiento a largo plazo en arcillas.

A pesar de estas desventajas, la prueba de carga de la placa no puede excluirse de los medios de investigación del terreno, ya que en ciertas circunstancias puede proporcionar información que no se obtiene fácilmente con cualquier otro medio. Por ejemplo, la capacidad de carga y las características de deformación de ciertos tipos de roca como esquistos de arcilla rotos o materiales variables erosionados en forma heterogénea no se pueden medir a partir de pruebas *in situ* con el presurómetro o con pruebas de laboratorio, a causa de lo difícil que resulta la toma de muestras. En esas condiciones de suelo es necesario excavar una serie de pozos de prueba por debajo del nivel de cimentación. Los pozos se examinan cuidadosamente y se seleccionan tres o cuatro en los cuales el grado de erosión sea mayor que el promedio; en éstos se realizan pruebas de carga de la placa. Por otra parte, puede ser conveniente seleccionar pozos tanto en el suelo más blando como en el más resistente, de manera que pueda obtenerse un rango del módulo de deformación para calcular el asentamiento diferencial probable. Se debe usar la placa de mayor tamaño, y se recomienda, como complemento de la prueba, excavar o sondear por debajo del nivel de la placa para averiguar si no hay huecos o masas duras de material que podrían afectar los resultados.

Las pruebas de carga de la placa, realizadas en material de relleno como ladrillo o escombros de piedra, son de valor dudoso a causa del gran tamaño de las partículas y la amplia variación en la densidad de estos materiales. En suelos rellenados con arena, grava, desechos de carbón o cenizas, si pueden obtenerse resultados significativos con estas pruebas.

El procedimiento para efectuar las prueba-s de carga de la placa se describe detalladamente en el BS 5930. La figura muestra una prueba típica con un equipo desarrollado por el Building Research Establishment (Centro de Investigación de la

Construcción). Este equipo resulta adecuado tanto para una prueba en un pozo abierto o en el fondo de una perforación de gran diámetro taladrada.



Equipo para la prueba de carga de la placa hecha en una perforación (tomada de Marsland)

Los factores a tomar en cuenta en este equipo son los siguientes:

a) La prueba debe realizarse con la placa de carga sobre el nivel general en la base del pozo, es decir sin sobrecarga sobre la placa. La sobrecarga tiene un efecto importante sobre los resultados de la prueba, pero es difícil relacionar las condiciones en las pruebas con una placa con las condiciones de sobrecarga en la cimentación. Así, es preferible realizar las pruebas sin sobrecarga cuando se las compara con otras pruebas realizadas en las mismas condiciones. Para evitar las condiciones mostradas en la figura 1.14, el pozo se debe hacer por debajo de cualquier corteza rígida y realizar la prueba en el suelo blando que la sostiene.

b) La carga debe aplicarse mediante empujes con el gato contra la carga (*kentledge*) o contra una viga anclada en incrementos de un quinto de la presión del diseño propuesto. El método de aplicar una carga directa a la placa es poco confiable ya que es

difícil prevenir la distribución desigual, y puede resultar peligroso si existen inclinaciones inesperadas. Si se usan anclas en lugar de la carga (kentledge), éstas deben estar a una distancia del centro de la placa de por lo menos tres veces el diámetro de la misma.

c) Se debe emplear un anillo de prueba o una cápsula de presión para medir la carga aplicada por el galo. Los medidores ordinarios de presión equipados con gatos hidráulicos son poco confiables, especialmente cerca del nivel de carga máxima del gato.

d) El asentamiento de la placa se debe medir con un medidor radial montado sobre una columna que se levanta desde el centro de la placa. Por otra parte, si las mediciones se hacen directamente sobre la placa, los medidores radiales deben colocarse al menos sobre dos puntos diametralmente opuestos. El movimiento debe registrarse con medidores radiales o de Vernier con una precisión de por lo menos 0.05 milímetros.

e) Los medidores de asentamiento se deben apoyar independientemente de la carga (kentledge). Comúnmente se emplea una especie de viga de referencia protegida del viento y del sol para sostener los medidores con los soportes del puente lo suficientemente alejados de la placa o de los apoyos de la carga (kentledge) a fin de protegerlos de los movimientos de la tierra causados por la carga y descarga. Deben registrarse las revisiones de nivel sobre la viga de referencia antes y después de terminar la prueba para asegurarse de que no haya ocurrido ningún movimiento en la viga durante la prueba. Los niveles deben estar referidos a una marca fija del terreno de carga, perfectamente identificable.

f) El rango de asentamiento causado por cada incremento de carga debe decrecer a un ritmo no mayor que 0.25 mm/h antes de aplicar el siguiente incremento.

g) Es conveniente medir tanto el asentamiento elástico como el asentamiento irreversible por descarga de la placa después de aplicar cada incremento sucesivo, o de varios incrementos seleccionados en el ciclo de carga.

Exploración en Rocas

Las investigaciones hechas en formaciones rocosas con base en la ingeniería de cimentaciones tienen que ver, en primer lugar, con las presiones de carga permisibles para cimentaciones de zapata corrida (*spread foundations*) o cargas de trabajo sobre pilotes, y en segundo, con las condiciones que es posible encontrar al realizar excavaciones en el estrato de roca para cimentaciones profundas. El ingeniero debe, por lo tanto, conocer: la profundidad a que se encuentra cualquier desgaste de roca; la presencia de cualquier zona astillada o fallas susceptibles al movimiento; la posibilidad de la existencia de grietas, valles glaciales enterrados, cráteres de hundimiento o cavidades ocultas y la cantidad de agua que podrá bombearse de las excavaciones. Mucha de esta información se puede obtener de manera general a partir del conocimiento geológico sobre las condiciones locales, y del estudio de mapas y memorias. La asesoría de un geólogo es muy necesaria en cualquier proyecto importante construido en formaciones rocosas. Un estudio detallado de la distribución espacial, grosor y orientación de las uniones en la masa de roca, junto con una investigación de la composición y consistencia de cualquier roca erosionada u otro material que, infiltrado en las uniones, es una parte esencial de la exploración de masas rocosas que ayuda en la interpretación de los datos obtenidos en las perforaciones y en las pruebas de campo y de laboratorio. Si se hacen observaciones detalladas de las características de unión en las ubicaciones del presurómetro o en las pruebas de carga de la placa, los resultados de las pruebas serán aplicables a otras áreas del terreno en las cuales la formación rocosa presente características de unión similares.

La erosión u otras alteraciones de un estrato rocoso es indicio de que posiblemente se requiera variar los niveles de cimentación sobre un terreno; frecuentemente resulta difícil, si no imposible, calcular un nivel de cimentación definido para una estructura, a partir de los resultados obtenidos en las perforaciones. Por ejemplo, ciertos tipos de roca como la marga o la piedra caliza se ablandan como resultado de la filtración del agua a través de las fisuras y se forman zonas de roca debilitada con consistencia de arcilla blanda alrededor del material fuerte no erosionado. Si sólo se hacen unas pocas perforaciones, éstas pueden encontrar solamente roca sin desgaste y proporcionar una

falsa impresión de las condiciones del suelo. Por el contrario, las perforaciones en las cuales sólo se encuentre roca erosionada ablandada pueden sugerir la presencia de un estrato profundo de arcilla blanda que sostiene la capa de roca dura, aunque tal vez este material blando sólo existe en fisuras relativamente angostas. La acción de los glaciales pudo causar alteraciones profundas e irregulares en la superficie del lecho rocoso; por ejemplo, la rotura y movimiento del esquisto o la inclinación de grandes bloques de roca.

Dado que la superficie es erosionable, las rocas pueden estar intersectadas por valles angostos o grietas que al igual pueden pasar inadvertidos en perforaciones o pozos de prueba, aunque un geólogo puede anticipar su presencia. Estas condiciones pueden requerir un rediseño o reubicación de las cimentaciones cuando la superficie real del lecho rocoso se descubre en la fase de construcción del proyecto.

Hay tres métodos usados para la exploración del subsuelo en roca:

- a) Pruebas en pozos
- b) Pozos taladrados
- c) Excavaciones con taladro rotatorio (*rotary core drilling*)

1. Pozos de Prueba

Los pozos de prueba son el medio más satisfactorio para establecer las condiciones de cimentación en rocas, ya que permiten inspeccionar de cerca la superficie expuesta del lecho rocoso. La profundidad de los estratos se puede medir, con frecuencia es posible establecer el alcance de la erosión en capas o fisuras. La fuerza de la roca y su facilidad de excavación se puede determinar mediante pruebas con picos o herramientas de aire comprimido. De ser necesario, se pueden cortar bloques o cilindros de roca para pruebas de laboratorio. Sin embargo, los pozos de prueba sólo resultan baratos cuando el lecho rocoso se encuentra relativamente cerca de la superficie (a menos de tres metros). Se deben usar en lugar de perforaciones cuando el nivel de la roca está a menos de dos metros por debajo del nivel de la superficie, pero para profundidades entre dos y tres metros deben excavarse algunos pozos sólo como complemento de la información proporcionada por las perforaciones.

2. Pozos taladrados

Cuando la roca se encuentra a más de tres metros de profundidad, los pozos de prueba excavados a mano resultan muy costosos. En el caso de que sea necesario establecer las características de la capa de roca ubicada a una cierta profundidad, por debajo de la superficie, en relación con el diseño de estructuras importantes, los datos se deben obtener a partir de pozos taladrados con una barrena mecánica rotatoria. Los pozos deben tener un diámetro mínimo de 750 mm (de preferencia 1 m), se deben sostener completamente por un tubo de acero que se puede levantar del fondo del pozo según se requiera para permitir el examen de la superficie de la roca o para hacer pruebas como la de carga de la placa con la carga aplicada en una dirección horizontal. Se deben tomar en cuenta todas las medidas de seguridad en caso de descender a los pozos para exámenes geológicos o pruebas *in situ*. Estas medidas están descritas en el CP 2011, "Medidas de seguridad en la construcción de perforaciones de gran diámetro para pilotaje y otros propósitos".

3. Perforaciones con taladro rotatorio

Las perforaciones con taladro rotatorio se consideran el método más satisfactorio para establecer las características de formaciones rocosas profundas por debajo del nivel de la superficie. Se sacan especímenes de roca en forma de núcleos cilíndricos de las perforaciones taladradas mediante un barreno. El extremo inferior del mismo está provisto de una zapata removible o saca muestras que lleva pedazos de diamante industrial en una matriz metálica. La rotación del barreno ocasionada por las barras de taladro provoca que el saca muestras corte la roca; estos cortes suben a la superficie al bombear un chorro de agua contra las barras de taladro. El agua de lavado también enfría las barras del taladro. En rocas blandas o arcillas rígidas y limos, se pueden usar inyecciones de agregados de carbón y tungsteno en lugar de diamantes. También se utiliza aire o restos de bentonita como medio para el flujo.

Los barrenos de núcleo están disponibles en varios tipos y tamaños según la profundidad de la excavación, el tipo de roca y el tamaño requerido de la muestra. Los barriles se fabrican también en longitudes diferentes, aunque los de 1.5 y 3.0 m de largo son los más usados para los trabajos de investigación del terreno.

El factor principal para decidir el tamaño del barril es el tipo de roca. Los de diámetro pequeño (22.2 o 28.6 mm) se pueden usar de manera satisfactoria en rocas duras y sanas. En aquellas rocas más débiles es necesario emplear uno de gran diámetro, ya sea de tamaño N (54 mm de diámetro) o el tamaño H (76 mm de diámetro). En rocas muy débiles desmenuzables o duras pero muy frías puede ser útil uno entre los llamados PF a ZF (96 a 165 mm de diámetro).

Utilizar un núcleo largo de diámetro pequeño para así disminuir los costos, es un ahorro falso si esto implica una recuperación de núcleos mínima o ninguna en rocas débiles o pulverizadas. Es importante recoger los materiales más débiles cuando los cálculos de las presiones seguras de carga se hacen en núcleos de roca. Esto requiere, en la medida de lo posible, una recuperación del 100 % de los núcleos. Fracasarse al obtener especímenes de rocas débiles en formaciones que presenten lechos alternados de materiales duros y débiles, impedirá cualquier cálculo razonable de la capacidad de carga de las formaciones. Un ejemplo real es el caso ocurrido en una construcción en un terreno en el cual una roca arenosa roja y fuerte estaba sostenida por roca arenosa erosionada y debilitada. En función del ahorro en la investigación del terreno se usó un taladro de núcleo largo de diámetro pequeño. La roca arenosa erosionada subió a la superficie en forma de suspensión de arena en el agua del "lavado". Se identificó entonces a la roca erosionada como arena, por lo cual se adoptó una presión de carga baja para el diseño de cimentaciones. Al momento de excavar las cimentaciones en la fase de construcción se necesitó emplear herramientas de aire comprimido para romper la roca muy fracturada. Debíó usarse una presión de carga mucho más alta, al menos de 1000 kN/m^2 , pero en esta fase ya era muy tarde para cambiar el diseño.

La prueba de la carga puntual^{1,12} es un método rápido y económico para realizar una medición indirecta de la fuerza de compresión uniaxial de un espécimen del núcleo. Es especialmente útil en rocas sanas en las que se carezca de núcleos lo suficientemente largos para realizar pruebas de compresión uniaxial en el laboratorio. El equipo para realizar la prueba de la carga puntual es fácilmente transportable y adecuado para utilizarse en el campo.

Dado que taladrar con diamante es un procedimiento caro, es importante tener mucho cuidado en conservar los núcleos obtenidos en los huecos taladrados. El valor de la

investigación se pierde si se extravían los núcleos o se mezclan en las cajas. En caso de que se requiera realizar pruebas de laboratorio, se debe mantener el grado de humedad real *in situ* de las rocas débiles y erosionadas. Esto se puede lograr al cubrir con cera los núcleos seleccionados o al envolverlos en papel aluminio o en plástico.

El tipo de taladro a utilizar depende de la profundidad del hueco y del tamaño de núcleo que se requiere. Al probar la roca a una profundidad limitada con propósitos de cimentación se emplea generalmente un taladro de núcleo rotatorio (*rotary core drill*) como accesorio de un equipo estándar de percusión por cable que permita la toma de núcleos de la roca después de perforar con métodos normales de perforación de suelo. La ventaja de la alimentación hidráulica es que el rango de penetración y empuje sobre el sacamuestras puede ser controlado por el taladro para adaptarse a las variaciones en las condiciones de la roca, mientras que un taladro activado por gravedad no permite el mismo control.

EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE ROCA

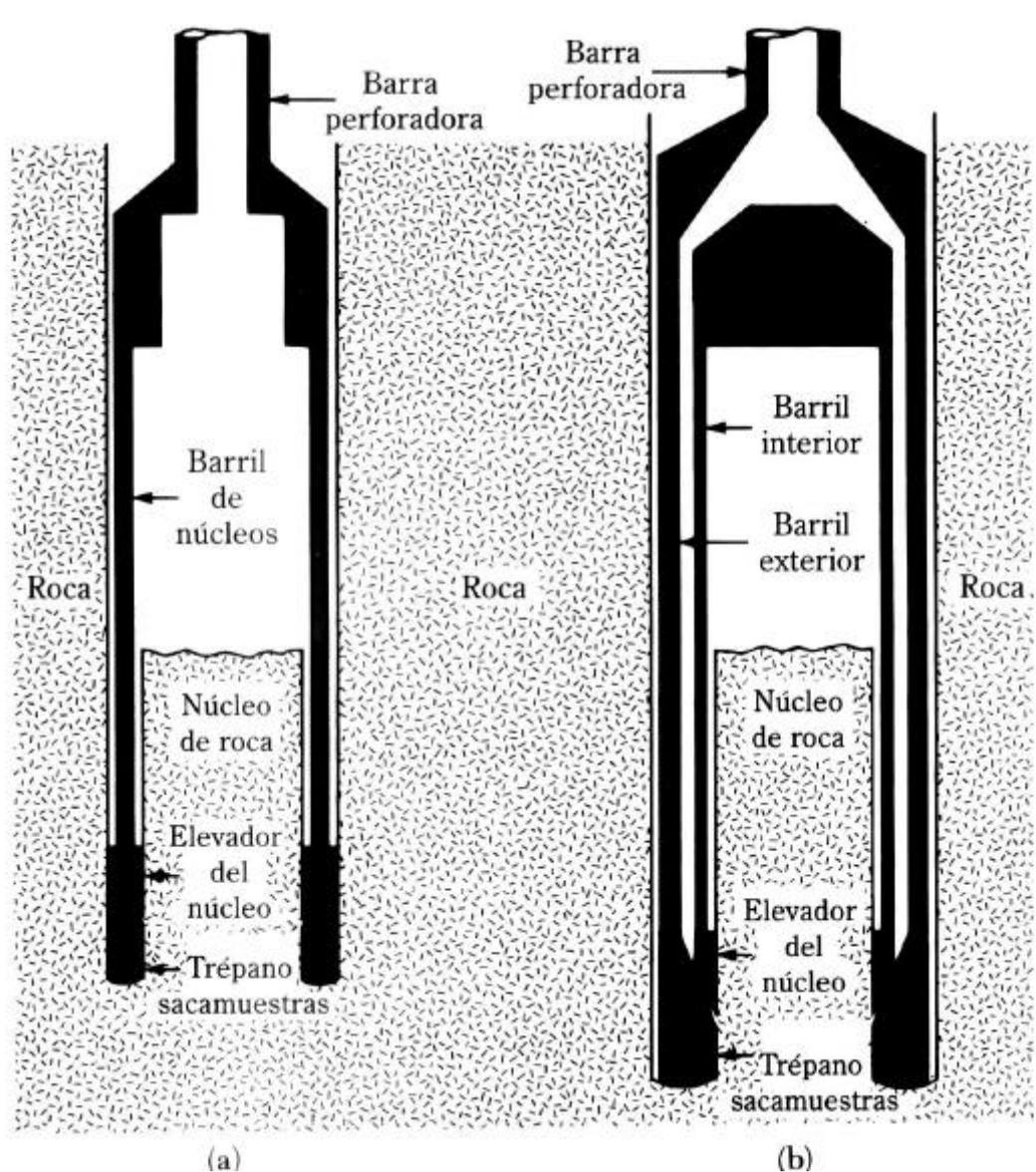
Cuando se halla un estrato de roca durante una perforación, es necesario efectuar una extracción de núcleos de la misma, para lo cual, un barril de extracción de núcleos se une a la barra perforadora. Un trépano sacamuestras se conecta al fondo del barril (ver figura). Los elementos de corte usados son diamante, tungsteno, carburo, etc. La tabla resume los varios tipos de barril y sus tamaños, así como las barras perforadoras compatibles comúnmente usadas para la exploración de las cimentaciones. El trépano avanza por perforación rotatoria, se hace circular agua a través de la barra de perforación durante la extracción y los recortes son lavados hacia afuera.

Se dispone de dos tipos de barriles: el barril para núcleo de tubo simple (figura (a)) y el barril para núcleo de tubo doble (figura (b)). Los núcleos de roca obtenidos con barriles de tubo simple podrían estar sumamente alterados y fracturados debido a la torsión. Los núcleos de roca menores que el tamaño BX tienden a fracturarse durante el proceso de extracción.

Cuando las muestras se recuperan, la profundidad de recuperación debe ser apropiadamente registrada para su posterior evaluación en el laboratorio. Con base en la lon-

gitud del núcleo de roca recuperado en cada corrida, las siguientes cantidades se calculan para una evaluación general de la calidad de roca encontrada.

$$\text{Relación de recuperación} = \frac{\text{Longitud de núcleo recuperado}}{\text{Longitud teórica de núcleo recortado}}$$



Extractor de roca; (a) barril extractor de tubo simple; (b) barril extractor de tubo doble

**Tamaño estándar y designación del ademo, barril de núcleos y barras
compatibles de perforación**

Designación del revestimiento y barril de núcleos	Diámetro exterior del trépano del barril de núcleos		Designación De la barra perforadora	Diámetro exterior del de la barra perforadora		Diámetro del barreno		Diámetro del núcleo muestra	
	(mm)	(pulg)		(mm)	(pulg)	(mm)	(pulg)	(mm)	(pulg)
EX	36.51	1 7/16	E	33.34	1 5/16	38.1	1 1/2	22.23	7/8
AX	47.63	1 7/8	A	41.28	1 5/8	50.8	2	28.58	1 1/8
BX	58.74	2 5/16	B	47.63	1 7/8	63.5	2 1/2	41.28	1 5/8
NX	74.61	2 15/16	N	60.33	2 3/8	76.2	3	53.98	2 1/8

Relación entre calidad de roca in situ y RQD

RQD (Designación de la calidad de la roca)	Calidad de la roca
0-0.25	Muy mala
0.25-0.5	Mala
0.5-0.75	Regular
0.75-0.9	Buena
0.9-1	Excelente

Índice de calidad de roca (RQD) =

$\frac{\sum \text{longitud de piezas recuperadas iguales o mayores que 101.6 mm (4 pulg)}}{\text{longitud teórica del núcleo de roca recortada}}$

Una relación de recuperación de 1 indicará la presencia de roca intacta; para rocas altamente fracturadas, la relación de recuperación es de 0.5 o menor. La tabla presenta la relación general (Deere, 1963) entre el RQD y la calidad de la roca in situ.

Registros de Perforaciones



a bitácora del terreno o "diario", es la primera fase de la preparación de los registros de perforaciones que proporciona un registro de los estratos del suelo o la roca determinado por el examen visual de campo. Todos los datos relevantes sobre niveles de aguas subterráneas, niveles reducidos de cambios en los estratos, profundidades de la toma de muestras y registros sobre cualquier prueba realizada *in situ* aparecen en estas bitácoras, las cuales proveen información preliminar al diseñador y permiten elaborar el programa de las pruebas de laboratorio. La segunda fase es el registro final, que se incluye en el reporte de ingeniería sobre la investigación del terreno. En este registro se corrigen, cuando es necesario, las descripciones de suelos y rocas, de acuerdo con la información proporcionada por las pruebas de laboratorio, el muestreo y la asesoría de un geólogo. En ambas fases de la presentación del registro de perforaciones es importante la consistencia en el método de descripción de los tipos de suelo y roca. El BS 5930 describe el método estándar de descripción y anotación en registros de perforaciones y bitácoras.

Si se han realizado trabajos con taladro de núcleo rotatorio (*rotary core drilling*) en rocas, un cálculo fundamental a la práctica estándar del porcentaje de recolección de núcleos, es una ecuación de la **rock quality designation** (RQD) (designación de la calidad de la roca) y el índice de fractura para cada vuelta del barreno (*core barrel*), donde:

$$\text{RQD (en porcentaje)} = \frac{\text{longitud del núcleo recobrado como cilindros sólidos, cada uno mayor de 100 mm de largo}}{\text{largo del núcleo corrido}} \times 100$$

El RQD es una medida de la cercanía de las uniones o facturas en la roca, por lo tanto, relacionada con la permeabilidad y características de deformación de la masa rocosa. El índice de fractura es una ecuación del número de fracturas naturales en una longitud tomada arbitrariamente, usualmente un metro.

La información detallada obtenida de cada barreno se presenta en forma gráfica llamada registro de la perforación. Conforme se avanza hacia abajo con un barreno, el perforista debe generalmente indicar la siguiente información en un registro estándar:

1. Nombre y dirección de la compañía perforadora.
2. Nombre del perforista.
3. Descripción y número de la tarea.
4. Número y tipo de barreno y localización del mismo.
5. Fecha de la perforación.
6. Estratificación del subsuelo, que puede ser obtenida por observación visual del suelo sacado por barrena, penetrómetro estándar o tubo Shelby de pared delgada.
7. Elevación y fecha del nivel freático observado, uso de ademe y pérdidas de; lodo, etcétera.
8. Resistencia a la penetración estándar y la profundidad de la prueba por penetración estándar SPT.
9. Número, tipo y profundidad de la muestra de suelo recolectada.
10. En el caso de extracción de núcleos, el tipo de barril usado y para cada corrida, la longitud real del núcleo, la longitud del núcleo recuperado y la RQD.

Esta información nunca debe dejarse a la memoria porque frecuentemente conduce a registros erróneos.

Después de terminar las pruebas necesarias de laboratorio, el ingeniero geotécnista prepara un registro final que incluye notas del registro de campo del perforador y los resultados de las pruebas realizadas en el laboratorio. La figura muestra un registro típico de perforación, los cuales tienen que anexarse al reporte final de exploración del suelo entregado al cliente. Note que la figura también muestra las clasificaciones de los suelos en la columna izquierda, junto con la descripción de cada suelo (basado en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

Registro de perforación

Nombre del proyecto Edificio de departamentos de dos pisosLocalización Johnson & Olive Street Fecha de la perforación Marzo 2 de 1982Barreno No. 3 Tipo de barreno Barrena de barra hueca Elevación del terreno 60.8 m

Descripción del suelo	Profundidad (m)	Tipo y número de la muestra del suelo	N	w_n (%)	Comentarios
Arcilla ligera café (relleno)					
Arena limosa (SM)	1				
	2	SS-1	9	8.2	
° Nivel freático  3.5 m	3	SS-2	12	17.6	$LL = 38$ $IP = 11$
	4				
Limo arcilloso ligero gris (ML)	5	ST-1		20.4	$LL = 36$ $q_u = 112 \text{ kN/m}^2$
	6	SS-3	11	20.6	
Arena con algo de grava (SP)	7				
Extremo del barreno @ 8 m	8	SS-4	27	9	
N = número de penetración estándar (debajo / 304.8 mm) w_n = contenido natural de agua LL = límite líquido; IP = índice de plasticidad q_u = resistencia a compresión no confinada SS = muestra de media caña; ST = muestra de tubo Shelby			° Nivel freático observado después de una semana de barrenado		

Registro típico de perforación

Métodos Geofísicos de Investigación del Terreno

Es posible determinar la estratificación de suelos y rocas por métodos geofísicos, los cuales miden los cambios en ciertas características físicas de estos materiales, por ejemplo, magnetismo, densidad, capacidad resistiva eléctrica, elasticidad o una combinación de estas propiedades. Sin embargo, el valor de estos métodos para la ingeniería de cimentaciones es limitado ya que sólo registran cambios en la estratificación cuando las capas tienen propiedades geofísicas apreciablemente diferentes, y la única información útil que proporcionan es el nivel de las interfases entre los varios estratos. En general se carece de información vital sobre las condiciones de las aguas subterráneas. Los métodos geofísicos, en su estado actual de desarrollo, no proporcionan datos cuantitativos sobre la fuerza cortante, compresibilidad o distribución de las partículas, pero las mediciones de la velocidad sísmica pueden ayudar a calcular el efecto de las discontinuidades sobre la compresibilidad de las masas rocosas. En el mejor de los casos, los sondeos geofísicos son un medio para obtener datos sobre los cambios en los estratos entre perforaciones muy espaciadas. En terrenos muy grandes, el empleo de métodos geofísicos puede representar un gran ahorro dada la rapidez con que permiten cubrir grandes áreas. Antes de decidirse por estos sondeos, el ingeniero debe considerar si no sería preferible emplear otros métodos, como las perforaciones "lavadas" o sondeos, las pruebas estáticas o dinámicas de penetración de cono, ya que éstos también son rápidos y tienen la ventaja de proporcionar datos sobre la densidad *in situ* o la fuerza cortante de los suelos. Generalmente, los métodos geofísicos resultan más adecuados para investigaciones profundas sobre estratos rocosos, por ejemplo, para presas o túneles, en donde se requiere la estratificación de la roca a gran profundidad y para investigación de suelos que contengan muchos guijarros o pedregones en los cuales es imposible sondear o realizar pruebas de penetración de cono. Sin embargo, los geólogos perseveran en el desarrollo de equipo y aparatos portátiles para usarlos en proyectos de ingeniería civil y hasta es posible que el uso de estos métodos se incremente al emplearlos a discreción y correlacionados con los datos obtenidos en las perforaciones y con una interpretación geológica calificada enfocada al problema de la

cimentación. Los principios en que se basan las técnicas geofísicas están descritos por Griffith y King. Los métodos de uso general son:

- a) Resistividad eléctrica
- b) Refracción sísmica
- c) Reflexión sísmica
- d) Magnetismo
- e) Registro de perforaciones

1. Método de la Resistividad Eléctrica

El método de la resistividad eléctrica hace uso de las diferencias en la resistencia eléctrica o conductividad entre un tipo de suelo o roca y otro.

Se pasa una corriente eléctrica a través de la tierra entre un par de electrodos (electrodos de corriente), y se mide la caída de potencial mediante un par de electrodos internos conocidos como electrodos de potencial. Los cuatro electrodos están distribuidos a espacios iguales en una línea recta de manera que al variar el espacio la profundidad de penetración de la corriente puede modificarse. En la técnica del electrodo expandible, las distancias entre los pares de corriente y los electrodos de potencial se incrementan progresivamente y la caída del potencial entre cada uno de los espaciamientos se mide. Los resultados se analizan con métodos gráficos o matemáticos con los que se puede deducir el nivel de los diferentes estratos. Se debe tener cuidado en la interpretación de los datos referentes a la resistividad ya que el nivel de los mantos freáticos puede aparecer como un cambio en la estratificación y se puede producir una confusión si hay niveles de agua estancada; además, ciertos materiales como la turba y las piritas de hierro con resistividades muy bajas, y si estos depósitos son irregulares en extensión y grosor, puede ser imposible lograr una interpretación de los datos de resistividad. El método de resistividad eléctrica proporciona datos útiles sobre conductividad de suelos en relación con esquemas para proteger contra la corrosión a las estructuras de acero enterradas.

Esta característica, p , de cualquier material que tenga una longitud L y un área A de sección transversal se define como

$$p = \frac{RA}{L}$$

donde R = resistencia eléctrica

La unidad de resistividad se expresa generalmente como *ohm centímetro* u *ohm metro*. La resistividad de varios suelos depende principalmente del contenido de agua y de la concentración de iones disueltos. Las arcillas saturadas tienen una resistividad muy baja; en contraste, los suelos y rocas secos la tienen alta. El rango de resistividad generalmente encontrada en varios suelos y rocas se da en la tabla .

Valores representativos de la resistividad

Material	Resistividad (ohm . m)
Arena	500 – 1500
Arcillas, limo saturado	0 – 100
Arena arcillosa	200 – 500
Grava	1500 – 4000
Roca intemperizada	1500 – 2500
Roca sana	>5000

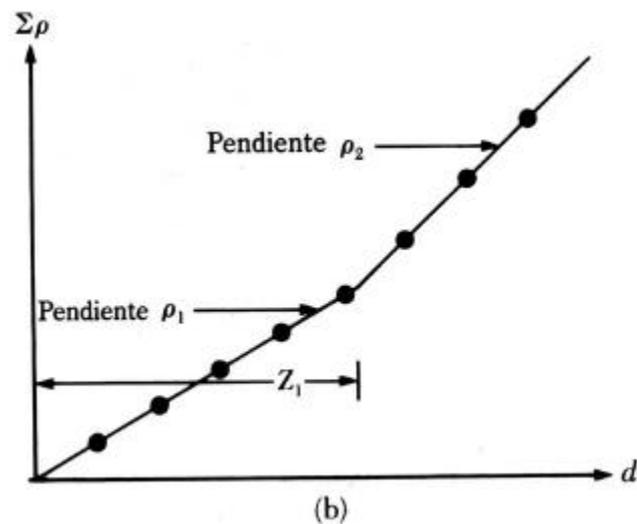
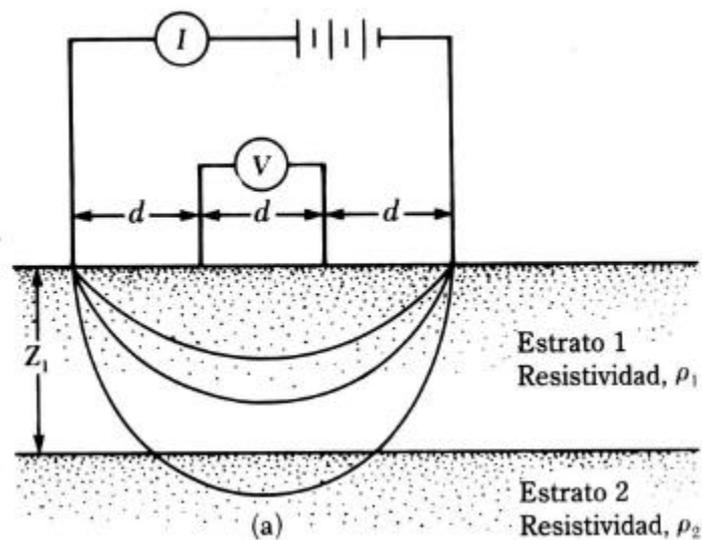
El procedimiento más común para medir el perfil de un suelo es el *método Wenner* (figura (a)) que usa cuatro electrodos hincados en el suelo igualmente espaciados a lo largo de una línea recta. Los dos electrodos exteriores se usan para enviar una corriente eléctrica I (generalmente una corriente directa con electrodos de potencial no polarizante) al terreno. La corriente eléctrica varía entre 50 y 100 miliamperios. La caída de voltaje, V , se mide entre los dos electrodos interiores. Si el perfil del suelo es homogéneo, su resistividad eléctrica es

$$p = \frac{2pdV}{I}$$

En la mayoría de los casos, el perfil del suelo consiste en varios estratos con resistividades diferentes y la ecuación dará entonces la resistividad aparente. Para obtener la resistividad real de varias capas y sus espesores se usa un método empírico que implica realizar las pruebas con varios espaciamientos de los electrodos (es decir, se cambia d). La suma de las resistividades aparentes, S_p , se gráfica contra el espaciamiento d , como muestra la figura (b). La gráfica así obtenida tiene segmentos relativamente rectos. Las

pendientes de esos segmentos dan la resistividad de los estratos individuales. Los espesores de los diversos estratos se estiman como muestra la figura (b).

El sondeo por resistividad es particularmente útil en la localización de depósitos de grava dentro de un suelo de grano fino.



Sondeo por resistividad eléctrica: (a) Método de Wenner; (b) Método empírico para la determinación de la resistividad y espesor de cada estrato.

2. Método Sísmico

Los métodos sísmicos se basan en el hecho de que los suelos y rocas presentan diferencias en la velocidad de propagación de las ondas a través de ellos. Así, cuando se activa una carga explosiva al nivel de la tierra o en una perforación, las ondas viajan en todas direcciones a partir del punto de la explosión (*sbot point*) y se refractan y reflejan por los diferentes estratos. Viajan a una mayor velocidad en rocas y suelos altamente consolidados que a través de los depósitos con revestimientos (*overburden*) sueltos. Por lo tanto, la naturaleza y profundidad de un estrato puede deducirse al medir con un sismómetro o sismógrafo el tiempo que tardan las ondas en llegar a un punto de la superficie.

La velocidad de las ondas cortantes creadas como resultado de un impacto a un estrato de suelo se determina por un sondeo sísmico (Stokoe y Woods, 1972). El principio de este procedimiento lo ilustra la figura que muestra dos agujeros perforados en el terreno a una distancia L entre sí. Se genera un impulso vertical en el fondo de un barreno por medio de una barra de impulso. Las ondas cortantes así generadas, son registradas por medio de un transductor verticalmente sensible. La velocidad de las ondas cortantes, V_s , se calculan con la expresión

El módulo de cortante del suelo a la profundidad de la prueba se determina a partir de la v_j como

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\gamma / g}}$$

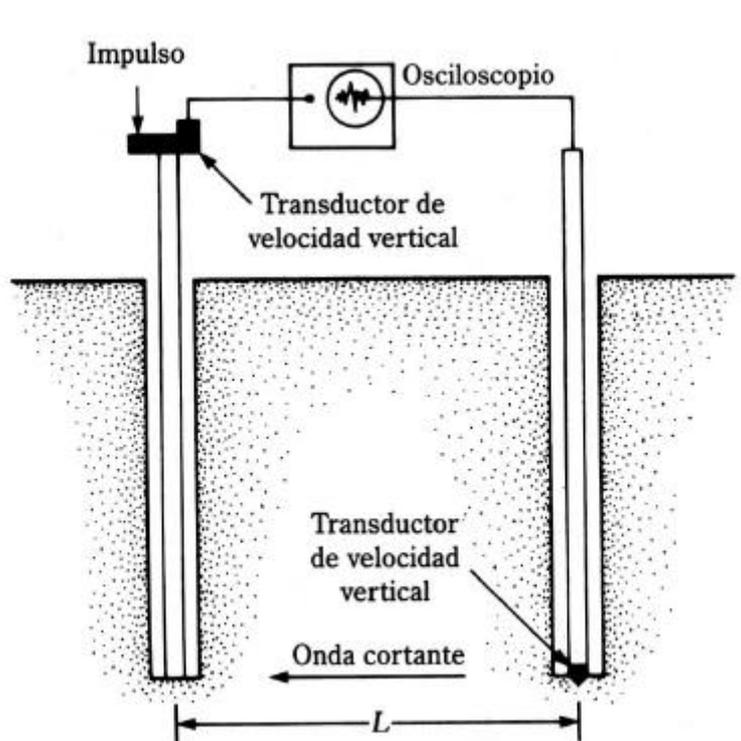
Donde

G = módulo de cortante del suelo

γ = peso específico del suelo

g = aceleración de la gravedad

Los valores del módulo de cortante son útiles en el diseño de cimentaciones que soportan maquinaria vibratoria.



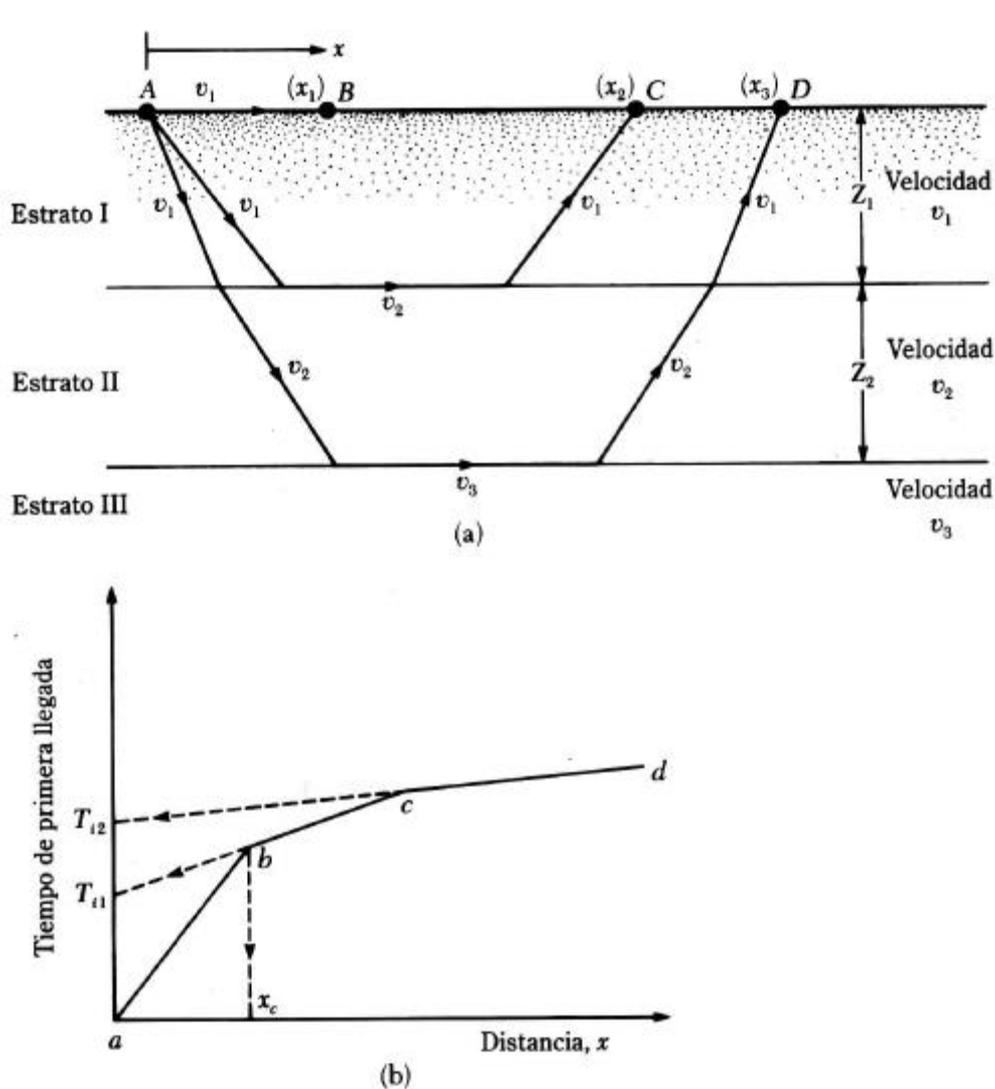
Método de sondeo sísmico cross-hole

3. Método por Refracción Sísmica

El **método de refracción sísmica** resulta más adecuado para los propósitos de ingeniería civil en exploración superficial que la técnica de la reflexión, la cual se limita en los sondeos sísmicos convencionales a profundidades mayores que los 100 mm.

El perfil sísmico continuo hecho con los métodos *sparker*, *pinger* o *boomer* es una técnica de *reflexión sísmica* que se restringe a investigaciones realizadas por encima del agua. El principio del método es abastecer de una fuente intermitente de energía acústica al extremo de un cable remolcado por una barcaza. Las ondas de energía se reflejan de regreso al chocar contra el fondo del mar y los diferentes estratos de reflexión. Las ondas reflejadas se recogen con un remolque hidrofónico en un cable paralelo a la fuente de energía y analizado en forma de una tabla continua, mostrando los niveles del lecho marino y varios estratos reflejados. El método es aplicable en obras de cimentación para puentes con grandes claros, túneles subacuáticos, diques o proyectos de puertos.

Los sondeos por refracción sísmica son útiles para obtener información preliminar acerca del espesor de los estratos de suelo y de la profundidad de la roca o suelo firme en un sitio. Los métodos por refracción se conducen por impactos sobre la superficie, como en el punto A en la figura (a), y observando la primera llegada de la perturbación (ondas de esfuerzo) en varios otros puntos (por ejemplo, B, C, D,...). El impacto se crea por un golpe de martillo o por pequeñas cargas explosivas. La primera llegada de ondas perturbadoras en varios puntos es registrado por geófonos.



Sondeo por refracción sísmica

El impacto sobre la superficie del terreno crea dos tipos de onda de esfuerzos: ondas P (u ondas planas) y ondas S (u ondas de corte). Las ondas P viajan más rápido que las ondas S; por consiguiente, la primera llegada de ondas perturbadoras estará relacionado con las velocidades de las ondas P en varios estratos. La velocidad de las ondas P en un medio es

$$V = \sqrt{\frac{E}{\left(\frac{\gamma}{g}\right)} \frac{(1 - \mu)}{(1 - 2\mu)(1 + \mu)}}$$

donde

E = módulo de elasticidad del medio

γ = peso específico del medio

g = aceleración debido a la gravedad

μ = relación de Poisson

Para determinar la velocidad, v, de las ondas P en varios estratos y el espesor de los mismos, se usa el siguiente procedimiento.

1. Obtenga los tiempos del primer arribo, t_1, t_2, t_3, \dots , en varias distancias X_1, X_2, X_3, \dots , desde el punto de impacto.
2. Trace una gráfica del tiempo t contra la distancia x. La gráfica se verá como la mostrada en la figura (b).
3. Determine las pendientes de las líneas ab, bc, cd....

$$\text{Pendiente de ab} = \frac{1}{v_1}$$

$$\text{Pendiente de bc} = \frac{1}{v_2}$$

$$\text{Pendiente de cd} = \frac{1}{v_3}$$

donde v_1, v_2, v_3, \dots son las velocidades de las ondas P en los estratos I, II, III, ..., respectivamente (figura a)).

4. Determine el espesor del estrato superior con la expresión

$$Z_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} x_c$$

El valor de X_c se obtiene de la gráfica, como muestra la figura b.

5. Determine el espesor del segundo estrato Z_2 , mostrado en la figura 2.44a, con la expresión

$$Z_2 = \frac{1}{2} \left[T_{i2} - 2Z_1 \frac{\sqrt{v \frac{2}{3} - v \frac{2}{1}}}{v_3 v_1} \right] \frac{v_3 v_2}{\sqrt{v \frac{2}{3} - v \frac{2}{2}}}$$

donde T_{i2} es el cruce de tiempo de la línea cd en la figura b prolongada hacia atrás.

Véase Dobrin (1960) y Das (1992) para la obtención detallada de estas ecuaciones y más información al respecto.

Las velocidades de las ondas P en varios estratos indican los tipos de suelo o roca que se encuentran debajo de la superficie del terreno. El rango de velocidades de las ondas P que se encuentran generalmente en varios tipos de suelo y roca a pequeñas profundidades se da en la tabla.

Al analizar los resultados de un sondeo por refracción, dos limitaciones deben tenerse en mente:

Las ecuaciones básicas del sondeo por refracción, es decir, se basan en la suposición de que la velocidad de la onda-P es tal que $V_1 < V_2 < V_3 \dots$

Cuando un suelo está saturado debajo del nivel freático, la velocidad de la onda P puede ser engañosa. Las ondas P viajan a una velocidad aproximada de 1500 m/s (5000 pies/s) a través del agua y para suelos secos y sueltos, la velocidad es menor a 1500 m/s. Sin embargo, en una condición saturada, las ondas

Rango de la velocidad de las ondas P en varios suelos y rocas

Tipo de suelo o roca	Velocidad de las ondas P	
	m/s	pies/s
Suelo		
Arena, limo seco y suelo superior de grano fino	200-1,000	650-3,300
Aluvial	500-2,000	1,650-6,600
Arcillas compactas, grava arcillosa y arena arcillosa densa	1,000-2,500	3,300-8,200
Loess	250-750	800-2,450
Roca		
Pizarra y esquisto	2,500-5,000	8,200-16,400
Arenisca	1,500-5,000	4,900-16,400
Granito	4,000-6,000	13,100-19,700
Caliza sana	5,000-10,000	16,200-32,800

viajarán a través del agua presente en los espacios de vacío con una velocidad aproximada de 1500 m/s (5000 pies/s). Si la presencia de agua freática no ha sido detectada, la velocidad de la onda P puede ser erróneamente interpretada e indicar un material más resistente (por ejemplo, una arenisca) que la real in situ. En general, las interpretaciones geofísicas deben siempre ser verificadas mediante resultados obtenidos de perforaciones.

4. Método Magnético

Los métodos magnéticos se basan en la medición de la variación en intensidad del campo magnético de la Tierra. Se han usado, pero no siempre con éxito, para trazar la localización de cavidades subterráneas ocultas como cráteres de hundimiento o excavaciones mineras en desuso. El magnetómetro de protón es el instrumento más conveniente para este propósito.

5. Registro de Perforaciones

Los aparatos de registro de perforaciones son ondas introducidas en las perforaciones para llevar un registro continuo de características como la resistividad, el potencial, la velocidad de las ondas de corte y la compresión y la densidad de la tierra. Estos sistemas emplean aparatos de resistividad, sónicos y radiactivos, para registrar estas características. El uso de estos métodos no es, hasta el momento, amplio en las

investigaciones de ingeniería de cimentaciones ya que con ellos se carece de una correlación entre las mediciones de estas características del suelo y ciertos parámetros del mismo como la fuerza cortante, la compresibilidad y la distribución a nivel de partículas. Sin embargo, hay campo para su desarrollo, especialmente en las investigaciones del terreno en aguas profundas, en las cuales resulta difícil obtener información con los métodos convencionales.

Pruebas de Suelos en Laboratorio



Las características físicas de los suelos se pueden medir mediante pruebas de laboratorio de muestras extraídas en perforaciones o pozos de prueba. Los resultados de las pruebas de fuerza cortante se pueden usar para calcular la capacidad de carga final de suelos o la estabilidad de las paredes en excavaciones para cimentaciones y presas. Las pruebas de laboratorio proporcionan también datos a partir de los cuales es posible clasificar los suelos y hacer predicciones sobre su comportamiento bajo la carga de la cimentación. A partir de la información obtenida en las pruebas de laboratorio, se pueden establecer métodos de tratamiento del suelo para superar las dificultades en las excavaciones, especialmente cuando se enfrentan problemas de aguas subterráneas. Es importante tener siempre en cuenta la variabilidad de la composición y el estado de consolidación de los depósitos de suelo naturales; por lo tanto se requiere aplicar un juicio basado en el sentido común y la experiencia al establecer los resultados de las pruebas y saber cuándo se puede confiar en éstos o descartarse. Es peligroso tener una fe ciega en las pruebas de laboratorio, especialmente cuando se realiza un número reducido de las mismas. La información que éstas proporcionan se debe estudiar en combinación con los registros de perforaciones y otras observaciones del terreno; cualquier estimación de presiones de carga u otros datos relacionados con el diseño obtenidos de ellas se deben verificar tanto como sea posible con las condiciones conocidas y la experiencia.

Las pruebas de laboratorio deben ser tan simples como sea posible. Las que emplean un equipo muy complejo, son tardadas y por lo tanto costosas, son susceptibles de error a menos que sean supervisadas cuidadosa y concienzudamente por técnicos altamente experimentados. Estos métodos pueden resultar injustificados si se dispone de pocas muestras o si su costo es alto en relación con el proyecto. Las pruebas caras y complicadas sólo se justifican si el incremento en la fidelidad de los datos se traducirá en ahorros sustanciales en el diseño o eliminarán el riesgo de un costoso fracaso.

Un punto importante a favor de realizar un número razonable de pruebas de laboratorio es el incremento de la cantidad de datos relacionados con el comportamiento de las cimentaciones, acumulados a través de los años; por ejemplo, estabilidad y

asentamiento, permiten a los ingenieros usar las pruebas de laboratorio con gran confianza. En el peor de los casos, los resultados de las pruebas proporcionan una verificación de las descripciones de campo de las perforaciones basadas en la inspección visual y la manipulación de las muestras de suelo, son un correctivo útil a las primeras impresiones de los ingenieros acerca de la fuerza de un suelo basadas en la información aparente de la perforación o el pozo de prueba.

Las pruebas de mecánica de suelos relacionadas con la ingeniería de cimentaciones, según el BS 1377, son las siguientes:

- a) Examen visual
- b) Contenido de humedad natural
- c) Límites líquido y plástico
- d) Distribución a nivel de partículas
- e) Compresión no confinada
- f) Compresión triaxial
- g) Caja de corte (*Shear box*)
- h) Veleta (*vane*)**
- i) Consolidación
- j) Permeabilidad
- k) Análisis químicos

La finalidad de las pruebas visuales realizadas en el laboratorio es obtener el color, la textura y la consistencia de las muestras alteradas e inalteradas recogidas en el terreno. Esto debe aparecer como tarea de rutina en las descripciones del ingeniero de campo o del encargado de las perforaciones.

Los resultados de las pruebas de contenido de humedad natural se comparan y relacionan con los límites líquidos y plásticos de los tipos de suelo correspondientes, a fin de planificar el programa de las pruebas de fuerza cortante y para asegurarse de no omitir las pruebas en los suelos más blandos (como lo sugeriría el contenido de humedad más alto obtenido). En este procedimiento se asume que habrá una cierta selección entre el alto número de muestras recibidas en el laboratorio. Si por el

contrario, se decide que las prueba-s de fuerza cortante se realizarán en todas las muestras no alteradas disponibles, entonces no será necesario determinar por separado el contenido de humedad ya que esto se incluye en el procedimiento de la prueba de fuerza cortante. Generalmente, no tiene caso realizar pruebas de contenido de humedad natural en muestras alteradas ya que los resultados pueden no ser representativos de las condiciones *in situ* de los suelos, debido al procedimiento empleado para la perforación. Si por algún motivo se requieren datos adicionales sobre el contenido de humedad aparte de los obtenidos en las muestras no alteradas, se deben seleccionar las muestras especialmente para este propósito; por ejemplo, muestras tomadas de la zapata de corte, del tubo de muestreo o del *slipt spoon* en la prueba de penetración estándar.

Las pruebas del límite líquido y plástico se hacen en suelos de alta cohesión para clasificarlos y predecir sus propiedades en ingeniería. La tabla de plasticidad de Casagrande (figura 1.21) se puede usar para predecir la compresibilidad de arcillas y limos. Al emplear esta tabla es necesario saber si el suelo es de origen orgánico o inorgánico. Los suelos orgánicos generalmente son de color oscuro y tienen un olor característico a vegetación putrefacta. En caso de existir duda, el límite líquido se debe determinar en un espécimen secado en un horno. Si el secado reduce el límite líquido de un espécimen fresco 30 % o más, el suelo es orgánico. El procedimiento usual es hacer las pruebas del límite líquido y plástico a unas pocas muestras seleccionadas de cada tipo principal de suelo encontrado en las perforaciones. Al comparar los resultados y trazar los datos sobre la carta de plasticidad se clasifican los diversos tipos de suelos, en un orden aproximado de compresibilidad, y las muestras se pueden seleccionar de acuerdo con éste para las pruebas de consolidación en caso de que se requieran.

La prueba de distribución a nivel de partícula es una forma de clasificación de pruebas en la cual se usan los análisis de tamiz (criba), o una combinación de éstos y el análisis de sedimentación o de hidrómetro para obtener curvas graduadas que se pueden trazar en el esquema mostrado. Las curvas no tienen un valor directo para establecer la presión de carga permisible, por lo general la realización de este tipo de prueba no es necesaria en relación con ninguna investigación en arcillas o en caso de arenas y gravas

cuando la excavación está por encima del nivel del agua. La prueba de distribución a nivel de partícula es, sin embargo, de gran valor en investigaciones de problemas de excavación en suelos permeables por debajo del nivel del agua. Cuando los resultados se pueden usar para averiguar cuáles entre varios procesos geotécnicos son los factibles para canalizar las aguas subterráneas o para el tratamiento del mortero.

La prueba de compresión no confinada es el tipo más sencillo para medir la fuerza cortante; en Gran Bretaña se realiza por lo general directamente sobre muestras de 40 mm sacadas por eyección de tubos del mismo diámetro, o sobre especímenes de prueba de 40 mm cortados de tubos de muestra de mayor diámetro. En suelos donde el contenido de grava imposibilite el corte de especímenes de 40 mm, la prueba de compresión no confinada se puede hacer directamente sobre los de 100 mm sacados por eyección de tubos de muestra del mismo diámetro.

Este tipo de prueba no se puede realizar en suelos de baja cohesión o en arcillas y limos, muy blandos para mantenerse firmes en la máquina sin colapsarse antes de que la carga sea aplicada. En el caso de suelos fisurados o quebradizos los resultados son menores a la verdadera fuerza *in situ* de éstos.

La prueba de compresión triaxial es una forma más adaptable de prueba de fuerza cortante; se puede aplicar a un rango más amplio de tipos de suelos que la de compresión no confinada, así como las condiciones de pruebas y observaciones se pueden variar para acabar con diversos problemas de ingeniería. Se usa para determinar la cohesión (c) y el ángulo de resistencia a la cortante (ϕ) de un suelo, como se define en la ecuación de Coulomb-Molir.

$$s = c + p \tan \phi$$

Los tres tipos principales de pruebas triaxiales son:

- a) No drenada
- b) Consolidada-no drenada
- c) Drenada

En **la prueba no drenada** se impide que el espécimen se drene durante la aplicación de la presión completa o del esfuerzo desviador, con lo cual se evita que la presión del poro se disipe en alguna fase de la prueba. En el caso de un suelo saturado de alta cohesión, este procedimiento de prueba reproduce las condiciones que se dan cuando el suelo bajo la cimentación a escala real se somete a carga o se remueve tierra de una excavación abierta o laminada. En estas condiciones las presiones del poro en el suelo por debajo de la cimentación cargada o en el suelo, detrás de la cara de una excavación, no alcanza a disiparse durante el tiempo de aplicación de la fuerza. Los análisis para determinar la capacidad de carga última del suelo de la cimentación, o la estabilidad inicial de excavaciones, se manejan en términos de esfuerzos totales.

El procedimiento para **la prueba consolidada-no drenada** es permitir que el espécimen se drene mientras se aplica la presión completa; de esta manera se deja que el espécimen se consolide totalmente en esta etapa de la prueba. El drenado se impide durante la aplicación de la fuerza desviadora.

En el caso de la **prueba drenada**, se permite el drenado del agua de los poros del espécimen, mientras dure la etapa de consolidación bajo la presión completa, como durante la aplicación de la fuerza desviadora. El lapso entre la consolidación bajo la presión completa y la aplicación de la fuerza desviadora debe ser lo suficientemente lento para asegurarse de que no habrá aumento de la presión sobre el poro en ninguna fase de la prueba. Los procedimientos para las pruebas consolidada no drenada y drenada corresponden a las condiciones en que el suelo bajo el nivel de cimentación es lo suficientemente permeable para permitir la disipación del exceso de presión de agua en los poros durante el periodo de aplicación de la carga de la cimentación o cuando puedan ocurrir cambios en las presiones de agua en los poros debidos a influencias externas en cualquier momento durante la vida de una estructura. La estabilidad a largo plazo de las pendientes excavadas se investiga también mediante las pruebas consolidada no drenada y drenada. Estos problemas de estabilidad a largo plazo se analizan en términos del esfuerzo efectivo (*véase* sección 9.3). El lector puede dirigirse a un libro de Bishop y Henkel para un estudio detallado y autorizado de la prueba

triaxial y a una bibliografía extensiva de la aplicación de los diversos tipos de pruebas para solucionar problemas de ingeniería.

Las pruebas triaxiales se limitan a arcillas, limos, turba y rocas débiles. Por lo general no tiene sentido hacer la prueba en arena y gravas ya que en ningún caso se puede hacer sobre una muestra no alterada. Aun si hubiera la posibilidad de sacar muestras no alteradas de arena y grava en perforaciones o pozos de prueba, sería imposible extraer especímenes para las pruebas triaxiales de los tubos de muestras sin alterar el suelo. Es mejor para determinar la densidad del suelo en el tubo, pesar los contenidos y medir el volumen. El espécimen de la prueba se puede llenar para lograr la misma densidad. Por lo general es preferible obtener el ángulo de resistencia al cortante empíricamente mediante pruebas *in situ* como la de penetración estándar o la prueba del cono holandés.

La prueba de fractura de la veleta (*reme*) se aplica **más a** las condiciones de campo que de laboratorio. Sin embargo, la prueba de la veleta de laboratorio tiene una aplicación útil cuando se obtuvieron muestras no alteradas de arcillas muy blandas y limos con los procedimientos que se describen en la sección 1.4.2 y donde resulta imposible preparar especímenes, debido a su soltura, de los tubos para pruebas de fuerza cortante usando la máquina para prueba triaxial o no confinada.

La prueba de la caja de corte (*shear box test*) se puede usar para determinar la resistencia al cortante de suelos, pero no se prefiere a la triaxial a causa de las dificultades para controlar las condiciones de drenado, y por el hecho de que el plano de falla es predeterminado por el aparato. Sin embargo, la caja de corte inversa provee un medio útil para obtener la fuerza cortante residual o a largo plazo que se usa para calcular la estabilidad de las pendientes de tierra donde la falla pueda tener lugar sobre una antigua superficie desprendida.

Los resultados de **las pruebas de consolidación** se usan para calcular la magnitud y el rango de consolidación del suelo bajo las cimentaciones. La prueba se describe de manera más segura como una prueba de consolidación unidimensional debido a que la muestra se encierra en un anillo de metal y la carga se aplica sólo en una dirección. El

aparato que se usa se conoce como odómetro, y algunas veces como consolidómetro. A partir de los resultados se obtiene el coeficiente de consolidación (C_v), el cual, en condiciones favorables de suelo, posibilita el cálculo del rango de asentamiento de la estructura a escala natural. Los datos de carga y asentamiento obtenidos a partir del ciclo completo de carga y descarga se usan para trazar una relación presión-vacío de la cual se deriva el coeficiente de compresibilidad del volumen (m_v). Éste se utiliza para calcular la magnitud de asentamiento de consolidación debajo de cualquier carga dada.

Las pruebas de consolidación se restringen a arcillas y limos dado que las teorías en las cuales se basan los cálculos de asentamiento se limitan a suelos de grano fino de estos tipos. No es común hacer pruebas de consolidación en arcillas fuertemente consolidadas como las morenas glaciales ya que el asentamiento de estructuras cargadas normalmente sobre suelos de este tipo es generalmente insignificante. Sólo se necesita investigar el asentamiento con pruebas de laboratorio en caso de estructuras muy largas o pesadas sobre morenas glaciales. El rango de asentamiento calculado a partir del coeficiente de consolidación obtenido con pruebas del odómetro en especímenes convencionales de 75 mm puede ser erróneo. Esto se debe a que las "texturas" del suelo, es decir la presencia de fisuras, láminas, huecos de raíces (*root-boles*), etc., no pueden estar realmente representadas en un espécimen de 75 mm." Cuando los suelos exhiben un tipo de estructura que alterará su permeabilidad, y por ende su rango de consolidación, las pruebas de consolidación se deben realizar en especímenes de 200 a 250 mm de diámetro. Por otra parte, el rango de consolidación se puede deducir a partir de observaciones del rango de asentamiento de estructuras a escala natural sobre suelos similares.

Las pruebas de permeabilidad se pueden hacer en el laboratorio en muestras no alteradas de arcillas y limos o en arenas y gravas que hayan sido compactadas en moldes cilíndricos hasta alcanzar la misma densidad que tendrían en su estado natural (según se determine en las pruebas *in situ*). Los dos tipos de pruebas de permeabilidad de uso general son: la prueba de volumen constante y la de caída del volumen. En las pruebas de laboratorio es fácil cometer errores debido al bombeo del agua entre el suelo y la pared del tubo y a las burbujas de aire que entran en la muestra. Además, existe

diferencia entre la permeabilidad horizontal y la vertical de los depósitos de suelo naturales debido a los efectos de una estratificación con lechos alternados para suelos de grano más fino o más grueso. Así que los resultados de las pruebas de laboratorio en unas pocas muestras tomadas de una perforación vertical son de valor dudoso para establecer la permeabilidad representativa de un suelo, calcular la cantidad de agua que tendrá que bombearse durante la excavación para la cimentación..

Los análisis químicos de suelos y aguas subterráneas son necesarios para calcular la posibilidad de deterioro del acero enterrado y cimentaciones de concreto. En el caso de estructuras de acero como los pilotes laminados permanentes o pilotes de carga de acero éstas son por lo general suficientes para determinar el pH y el contenido de cloruro del suelo y las aguas subterráneas. Para estructuras de concreto se requieren normalmente el contenido de sulfatas y el valor del pH. Pero, a pesar de que éste constituye una medida del grado de acidez del suelo o las aguas subterráneas, no se puede usar directamente para determinar la naturaleza o la cantidad de ácido o lo alcalino del material presente; es sólo un índice útil para considerar si se requiere información adicional y decidir qué precauciones tomar para proteger las estructuras de concreto enterradas. Por ejemplo, un pH bajo indica condiciones ácidas, que pueden ser producto de las reacciones naturales en el suelo, o debido a la presencia de desechos industriales vertidos en el terreno. En este último caso será necesario realizar análisis químicos detallados y determinar la naturaleza de las sustancias presentes y calcular su acción potencial agresiva en el concreto.

Pruebas de Rocas en Laboratorio

Los resultados de las pruebas de compresión uniaxial o triaxial en núcleos de muestras tomadas en hoyos taladrados se pueden relacionar con la distribución espacial de las discontinuidades en la masa rocosa para determinar la capacidad de carga final. También hay relaciones empíricas con las cuales se puede determinar la compresibilidad de la masa rocosa a partir de pruebas de compresión hechas sobre roca intacta.

Las pruebas triaxial y de consolidación se pueden hacer en especímenes de rocas completa o altamente erosionada con consistencia similar al suelo, recolectada en muéstrelos abiertos. Las pruebas de compresión no se deben hacer en especímenes no confinados, ya que es posible que éstos presenten quebraduras, con la consecuente subestimación del valor de capacidad de carga. Las pruebas de compresión triaxial se deben hacer utilizando altas presiones laterales comparables con los esfuerzos desviadores verticales, de manera que permitan trazar los círculos de esfuerzo de Mohr a partir de los cuales se derivan la cohesión y el ángulo de resistencia al cortante (ϕ).

Cuando se requiera realizar pruebas de compresión en núcleos de roca en laboratorio, se debe llevar a cabo el siguiente procedimiento:

- a)* Examine todos los núcleos de roca y los resultados de las pruebas de carga puntual hechas en el campo.
- b)* Seleccione los núcleos representativos de las rocas más débiles y más fuertes para realizar las pruebas.
- c)* Examine los registros de perforaciones para asegurarse de que no exista una roca más débil de la cual no se haya recogido un núcleo (si la técnica de perforación no fue satisfactoria las rocas más débiles pueden haberse desmoronado). Si este es el caso, se deben retaladrar huecos seleccionados con una técnica más cuidadosa o una broca más grande para asegurar la recolección de las rocas más débiles. De no ser posible hacer esto, se debe abandonar la idea de realizar pruebas de laboratorio.
- d)* Haga pruebas de compresión uniaxial o triaxial a los núcleos de roca.
- e)* Haga pruebas de carga puntual adicionales en la medida que sean necesarias para establecer las relaciones entre la carga puntual y la fuerza de compresión uniaxial.
- f)* Clasifique la roca en términos de fuerza sobre la base de los resultados de las pruebas).

El procedimiento para las pruebas de compresión en especímenes de roca y la enumeración de otras pruebas de importancia en la ingeniería de cimentaciones se encuentran en el BS 5930.

Reporte de las Obras de Cimentación



Al final de todos los programas de exploración de suelos, las muestras de suelo y/o roca obtenidas en campo son sometidas a observación visual y pruebas de laboratorio apropiadas. Después de que toda la información requerida se compila, un reporte de la exploración del suelo es preparado para uso del área de diseño y para referencia durante el trabajo de construcción futuro. Aunque los detalles y secuencia de la información en el reporte llegan a variar en cierto grado, dependiendo de la estructura bajo consideración y de la persona que compila el reporte, cada informe debe incluir los siguientes aspectos:

1. El alcance de la investigación.
2. Una descripción de la estructura propuesta para la cual se efectuó la exploración del subsuelo.
3. Una descripción de la localización del sitio, incluyendo estructuras cercanas, condiciones de drenaje del sitio, naturaleza de la vegetación del sitio y alrededores y cualquier otra característica propia del sitio.
4. Aspectos geológicos del sitio.
5. Detalles de la exploración en campo, como número de barrenos, profundidad y tipo de éstos, etcétera.
6. Descripción general de las condiciones del subsuelo determinadas por muestras del suelo y por pruebas de laboratorio, como la resistencia por penetración estándar, la resistencia por penetración de cono, etcétera.
7. Condiciones del nivel freático
8. Recomendaciones sobre la cimentación, incluido el tipo de ésta, presión de carga admisible y cualquier procedimiento especial de construcción que se requiera; procedimientos alternativos de diseño de la cimentación deben también ser analizados en esta parte del reporte
9. Conclusiones y limitaciones de las investigaciones

Las siguientes presentaciones gráficas deben anexarse al reporte:

1. Mapa de localización del sitio

2. Vista en planta de la localización de los barrenos respecto a las estructuras propuestas y aquellas existentes cercanas
3. Registros de las perforaciones
4. Resultados de las pruebas de laboratorio
5. Otras presentaciones gráficas especiales

Los reportes de exploración deben estar bien planeados y documentados. Éste ayudarán a responder preguntas y a resolver problemas de la cimentación que puedan surgir después, durante el diseño y la construcción.

El reporte de una investigación de cimentación es una consideración de todos los datos disponibles obtenidos de perforaciones, pozos de prueba, observaciones del terreno, registros históricos y pruebas de laboratorio. La mayoría de los reportes siguen el patrón descrito a continuación.

Ésta debe informar al lector sobre quién encargó la investigación, la razón de la misma, cómo se llevó a cabo el trabajo (brevemente) y la fecha en que se realizó. Debe señalar los términos de referencia, por ejemplo, si la investigación se realizó simplemente para obtener una cantidad limitada de datos para apoyar el diseño de ingeniería o si se requirió de una investigación completa con perforaciones, pruebas de laboratorio y un análisis de los resultados para considerar posibles métodos de diseño y construcción de cimentaciones y para calcular las presiones de carga permisibles. Si el alcance de la investigación se ha limitado en función de los costos u otras razones hasta una extensión que el ingeniero considera inadecuada, éste debe indicar las razones de esta delimitación en la introducción o en otro punto pertinente del reporte. De esta manera, si a consecuencia de estas limitaciones se encuentra luego que las condiciones de suelo difieren de las inferidas y el costo de las obras se incrementa, no se puede reclamar al ingeniero. Sin embargo, se le acusará de negligente si basa sus conclusiones en datos inadecuados sin hacer mención a lo anterior en el reporte.

Descripción general del terreno

En este punto del reporte se describen la configuración general y las características de la superficie, mencionando la presencia de todos los árboles, setos, edificios viejos, bodegas, canteras, minas, pantanos, estanques, corrientes de agua, áreas rellenadas,

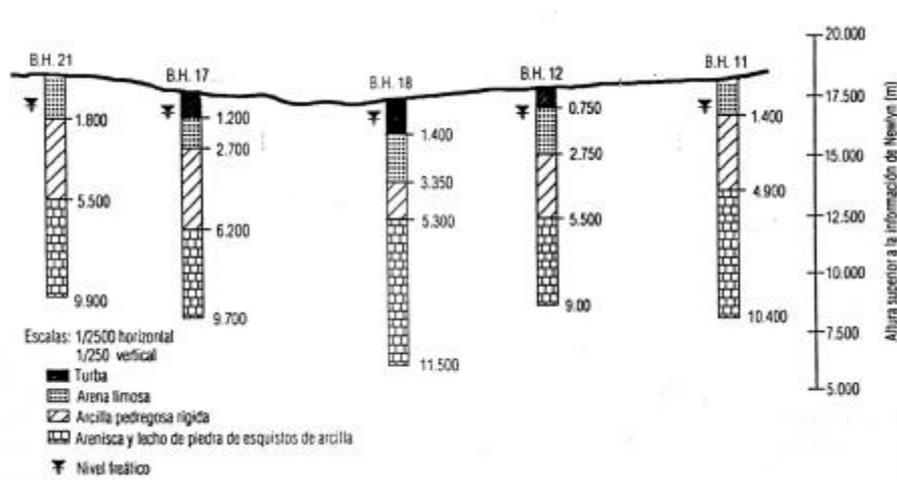
carreteras y senderos. Se debe especificar cualquier información útil derivada de los registros históricos de un uso previo del terreno; otras observaciones que cubran factores tales como erosión por viento o por mar, inundaciones, terremotos o inestabilidad de las laderas, debe anotarse si hay signos de cuarteaduras por asentamiento en cualquier edificio cercano.

Geología general del área

La geología del terreno se debe considerar, comparando con información publicada en mapas, memorias, etc., con las condiciones encontradas en las perforaciones. Así también prestar atención a cualquier falla conocida, cantera, manantiales, cráteres, minas, socavones u otra característica que vaya a influir en las obras de cimentación.

Descripción de las condiciones de suelo encontradas en las perforaciones (y en los pozos de prueba)

Esta es una descripción general de las condiciones de suelo con referencia a la configuración de éste y a las variaciones de nivel de los diferentes estratos y del nivel de agua subterránea.



Sección típica a través de las perforaciones

Resultados de las pruebas de laboratorio

No es necesaria una descripción extensa de los resultados de las pruebas. Se debe limitar a una mención breve de los diferentes tipos de prueba que fueron realizados y hacerse énfasis en cualquier resultado poco común o de especial importancia.

Propiedades de Cimentación de Tipos de Suelos

Las páginas siguientes presentan algunas consideraciones sobre las propiedades de ingeniería de diversos suelos y rocas, con especial referencia a su capacidad de carga y comportamiento durante la construcción y bajo la carga de la cimentación. Para descripciones del aspecto y las características geológicas de estos materiales se puede referir al BS 5930.

Suelos de baja cohesión

Las gravas en la forma de depósitos aluviales están por lo general mezcladas con arenas en mayor o menor grado. Un ejemplo del rango de distribución, a nivel partícula, son las gravas de la costa sur de Inglaterra, las cuales contienen poca o ninguna arena. Las gravas arenosas extendidas en el Valle del Támesis pueden contener 60 % de arena o más.

Las gravas y gravas arenosas en un estado de densidad media o alta tienen una alta capacidad de carga y baja compresibilidad. Los suelos de grava compacta presentan dificultad para la inserción de pilotes en ellos. Si se requiere una penetración profunda dentro del estrato de grava, es necesario, generalmente, emplear pilotes de acero, los cuales tienen mayor capacidad de penetración que los de concreto o madera.

Las gravas arenosas en un estado húmedo pero por encima del nivel del manto freático presentan cierta cohesión y permiten por lo tanto la excavación de varias laderas escalonadas siempre que se las proteja del desgaste provocado por un flujo de agua. Las gravas sueltas sin sujeción de arena son inestables en las paredes de excavaciones y se necesitan cortar hasta su ángulo de reposo, de aproximadamente 30 a 35°.

Un bombeo fuerte es necesario en caso de que se requiera realizar perforaciones profundas, por debajo del nivel de agua, en gravas abiertas (*pen gravels*), pero, en gravas arenosas, el manto freático se puede canalizar mediante puntos de pozos (*web points*) o pozos profundos con sólo un bombeo moderado. Como una alternativa para contar con una planta de bombeo de gran capacidad, la permeabilidad de las arenas

ligeras o las gravas limpias se puede reducir sustancialmente mediante la inyección de cemento, suspensión de arcilla o químicos.

La erosión o la disolución de material fino desde los intersticios de los depósitos de grava puede dar como resultado una formación muy permeable e inestable. Las gravas abiertas causadas por la disolución se encuentran con frecuencia en los depósitos aluviales derivados de las formaciones de piedras calizas.

Los suelos arenosos tienen capacidad de carga y compresibilidad similares a las gravas, aunque las arenas depositadas muy sueltas (por ejemplo las dunas) tienen una compresibilidad moderadamente alta que requiere de las bajas presiones de carga correspondientes para evitar asentamientos excesivos de las cimentaciones.

Las arenas densas y con cemento tienen una alta resistencia a la penetración de los pilotes, por lo que es necesario usar pilotes de acero si se va a penetrar a gran profundidad.

Las arenas en su estado de depósito natural, por encima del nivel del agua, están, por lo general, húmedas o compactadas en grados diferentes, por lo cual permanecerán en uno de los escalones de la cimentación. Sin embargo, se necesita un soporte de madera o láminas en excavaciones profundas y angostas en las cuales un colapso repentino, ocasionado por la resequedad de la arena o por vibraciones, podría poner en peligro a los trabajadores.

Las excavaciones en arenas por debajo del nivel de agua ocasionarán el desplome de los lados o "hervidero" del fondo a menos que se ponga en práctica un sistema de canalización del agua diseñado apropiadamente. Esta inestabilidad también se conoce como condición "rápida" o deslave de arena, se debe al desgaste provocado por el agua que fluye hasta la excavación. Mediante la instrumentación de un sistema de canalización de las aguas subterráneas hacia pozos filtrantes o pozos puede lograrse una alta estabilidad. En casos especiales puede ser necesario estabilizar las arenas mediante la inyección de productos químicos o mediante excavaciones realizadas con aire comprimido en los cajones de excavación (*caissons*).

Las arenas sueltas depositadas son sensibles a los efectos de vibraciones, los cuales inducen a las partículas a un estado de compactación mayor. Por lo tanto, se debe poner

especial cuidado en el diseño de mecanismos de cimentación en arenas cuya densidad vaya de suelta a mediana, siendo necesario tomar precauciones contra el asentamiento de estructuras existentes debida a las vibraciones provocadas por operaciones de construcción como explosiones o trabajos con el martinete.

En ciertas zonas áridas de la Tierra, la estructura de los depósitos de arena sueltos puede colapsarse al contacto con la humedad, con el consecuente asentamiento severo de las estructuras cimentadas sobre estos depósitos. La humedad puede deberse al rompimiento de drenajes o tubos con filtración. Los depósitos de arena se pueden formar como resultado de la erosión y ruptura de formaciones calcáreas. Estos depósitos, formados por la erosión, se encuentran casi siempre en estado suelto, excepto en la superficie, donde puede estar fuertemente compactada por limo o sal pulverizada. Se requiere emplear bajas presiones de carga en la cimentación, a menos que los depósitos sueltos se puedan compactar mediante el uso de vibraciones u otros métodos.

Las arenas calcáreas compactadas o la roca arenosa (*sandstone*) son diferentes de los productos de la erosión anteriores. Éstas se producen por la acción de aguas salinas y ricas en cal que forman una capa dura debida a efectos de temperatura y evaporación en la superficie. Estos suelos o rocas blandas se conocen con la clasificación geológica de *gypcrust o salt crust* según el medio de unión. Un rasgo de estas formaciones es la irregularidad en grosor y distribución de la corteza endurecida. Ésta puede aparecer en grosores distintos en varias capas diferentes, separadas por arenas sueltas o arcilla blanda, o en masas irregulares con grados de compactación variables. Por esta razón resulta difícil diseñar cimentaciones que aprovechen al máximo la alta capacidad de carga del material compactado. La alteración de las arenas compactadas provocada por la maquinaria de excavación, tráfico de la construcción o flujo de agua, da como resultado una rápida descomposición de las mismas con la textura del limo arenoso que es un material inestable cuando se moja. Las arenas compactadas son abrasivas en alto grado para la maquinaria de excavación.

Suelos altamente cohesivos

Las características de cimentación de los suelos de alta cohesión varían de acuerdo con la formación geológica, el contenido de humedad y la composición mineral de los

mismos. Resulta imposible cubrir en este capítulo todos los tipos y combinaciones existentes en la naturaleza, por lo tanto las siguientes anotaciones se restringen a las características de algunos de los tipos más conocidos.

La morena glacial es por lo general una arcilla de rígida a dura. Debido a su fuerte preconsolidación durante la etapa de los glaciales. Sólo se presentarán pequeños asentamientos de consolidación por las pesadas presiones de carga de la cimentación. Algunas morenas varían mucho, en su contenido, de cristales (con frecuencia cargas de agua) de gravas, arenas, limos. En tales condiciones, en el diseño de la cimentación se deben tomar en cuenta las variaciones de la capacidad de carga y compresibilidad en cualquier locación particular. Al realizar excavaciones profundas en morenas glaciales variables se tomarán precauciones contra los embates de chorros de las bolsas de agua. Las excavaciones en morenas glaciales de rígido a duro, se mantienen sin necesidad de soporte por largos periodos, pero pueden ocurrir deslizamientos si se realizan excavaciones de lados escalonados en terrenos irregulares con una historia de inestabilidad debida a la presencia de fisuras o fallas en la arcilla. La presencia, al azar, de pedregones o bolsas de gravas mayores o guijarros puede ocasionar dificultades en la inserción de pilotes laminados (tablestacado o de carga en el estrato glacial. Otro tipo de morena glacial es el **fluvio-glacial o arcillas varve** el cual comprime capas de arcilla limosa separadas por capas mas delgadas de arena o limo. Estas capas son por lo general carga de agua (*water-bearing*), lo cual dificulta el "sangrado" de arena o limo en la !as excavaciones. Estas arcillas presentan, por lo general, consistencia más blanda y son más compresibles que las arcillas con pedregones. Insertar en ellas los pilotes puede debilitar la fuerza de la capa de arcilla hasta convertirla en una masa blanda. Además, cuando estas arcillas bordean un lago o río, las fluctuaciones en el nivel de agua se pueden comunicar a las capas de arena en detrimento de su capacidad de carga. Por estas razones, las arcillas *varved* dan lugar a suelos problemáticos en la ingeniería de cimentaciones.

Las arcillas con pedernales aparecen mucho en el sur de Inglaterra como un manto sobre las formaciones de tiza; es, en parte, un suelo residual compuesto de las partes, insolubles de tiza que quedan después de la disolución de los materiales calcáreos y en parte, de las arcillas, arenas y guijarros de la era Terciaria que coexistieron una vez con

la tiza. Debajo de la zona de erosión superficial, la arcilla con pedernal es de consistencia rígida a muy rígida y tiene baja compresibilidad. En algunos depósitos pueden existir dificultades en la excavación debido a la presencia de masas de grandes piedras en contacto directo y combinadas con arcilla seca dura. La arcilla con pedernales es de poco espesor y, por consiguiente, no muestra cambios de volumen marcados con la variación del contenido de humedad.

Las arcillas rígidas, tienen una capacidad de carga relativamente alta debajo de una superficie desgastada y ablandada. Presentan también compresibilidad de moderada a baja dado que son arcillas preconsolidadas. Son arcillas gruesas, y las estructuras pesadas cimentadas sobre ellas presentan un asentamiento lento durante un largo periodo de años. Las arcillas rígidas fisuradas sufren marcados cambios de volumen al variar el contenido de humedad. Por esta razón, las cimentaciones se tienen que hacer a una profundidad en la cual haya muy poco movimiento o no apreciable, como resultado de la expansión y contracción de la arcilla con las estaciones húmedas y secas. Por esta misma causa es necesario evitar la acumulación de agua en el fondo de las excavaciones para evitar la expansión y el ablandamiento del suelo. Las fisuras en estos suelos pueden ocasionar una gran variación en la fuerza cortante determinada en las pruebas de laboratorio o en las muestras tomadas en tubos, debida a la distribución al azar de las fisuras y su apertura parcial durante el muestreo. Así, es difícil establecer los resultados cuando se establece la capacidad de carga.

La estructura Usurada de estas arcillas causa dificultades, la mayoría impredecibles, en la estabilidad de los lados de las excavaciones, de las paredes de hoyos no alineados hechos con métodos de perforación mecánicos para pilotes y pilas profundos, y en el diseño de las uniones de madera o tabla estacado para las excavaciones.

Las arcillas rojas tropicales son principalmente suelos residuales resultantes de erosiones fisicoquímicas de rocas ígneas. Son por lo general estratos de arcillas delgados con una capacidad de carga relativamente alta y compresibilidad baja. Sin embargo, en ciertas condiciones tropicales la lixiviación de las arcillas puede ocurrir a poca profundidad, y dejar un material poroso con una compresibilidad alta. Las arcillas

tropicales rojas no presentan ningún cambio de volumen importante con la variación del contenido de humedad y se pueden excavar verticalmente o con laderas escalonadas con poco riesgo de colapso.

Laterita es un término dado a un suelo con alto contenido de fierro de textura arcillosa y apariencia de concreto (*concretiornary*). Las lateritas son de color café rojizo o amarillo. Aparecen en forma de corteza de rígida a dura con un espesor de 6 m o más que descansa sobre materiales arcillosos más blandos seguidos por la roca principal. Tienen una alta capacidad de carga y baja compresibilidad. No presentan ningún problema para la ingeniería de cimentaciones.

Las arcillas tropicales negras se desarrollan también a partir de rocas ígneas. A diferencia de las arcillas tropicales rojas, son muy problemáticas para la ingeniería de cimentaciones ya que presentan cambios de volumen importantes con la variación en el contenido de humedad, y dadas sus características de drenado pobre, hacen imposible el tráfico en las obras durante la estación húmeda. Dado que estas arcillas se encuentran en territorios con estaciones seca y húmeda muy marcadas, los movimientos del suelo debidos a la humectación y el secado alternados son severos y se extienden hasta profundidades considerables.

Las arcillas salino-calcáreas. Estos suelos se formaron por el depósito de minerales de arcilla en aguas ricas en sal o cal. Los depósitos aumentan por la arena y el polvo llevados por los vientos. Éstas se comprimen en una corteza de arcilla disecada dura a rígida de aproximadamente 2 m de espesor que descansa sobre arcilla húmeda blanda. La superficie de la corteza no se ablanda con las lluvias de invierno hasta una profundidad considerable.

La corteza rígida tiene una capacidad de carga adecuada para sostener estructuras ligeras, ya que las pesadas que requieren de extensas cimentaciones para transmitir las presiones a las capas blandas y compresibles subyacentes que pueden sufrir asentamientos severos a menos que sean soportadas por pilotes enterrados hasta estratos menos compresibles. Las arcillas calcáreas presentan cambios importantes de volumen con las variaciones del contenido de humedad, en zonas con estaciones muy distintas,

como los inviernos húmedos, los movimientos de suelo que se extienden a una profundidad de 5 m o más por debajo de la superficie, por lo cual es necesario tomar precauciones especiales en el diseño de la cimentación. En algunas zonas, la corteza rígida es una aglomeración compacta débil de arena o materiales arcillosos con partículas del tamaño de la grava, consecuencia probablemente de las partículas depositadas por los vientos. Estos suelos pueden sufrir colapso en inundación combinada con la carga de la cimentación.

La excavación en la corteza rígida de las arcillas calcáreas no es un problema difícil, aunque es posible que haya alguna filtración de agua desde las fisuras. La excavación en los depósitos blandos más profundos puede ser problemática por el derrumbe de los lados y las oleadas del fondo.

Las arcillas aluviales (incluida la marina) son materiales de formación geológica reciente originados por la sedimentación y de material arcilloso y limoso en los valles de los ríos, estuarios y en el fondo del mar. Están normalmente consolidadas bajo su propio peso y no estuvieron sujetos, en su historia geológica, a una carga de preconsolidación como en los casos del estrato glacial y las arcillas rígidas fisuradas. Debido a esta consolidación normal, presentan un incremento progresivo en la fuerza cortante según el incremento de profundidad, ya que va desde muy blanda, cerca de la superficie, hasta firme o rígida en las profundidades. El secado atmosférico y los efectos de la vegetación producen una superficie de corteza rígida sobre las arcillas aluviales. Algunas regiones presentan varias capas de disecación separadas por otras de arcilla blanda normalmente consolidada. Para cimentaciones angostas en la corteza superficial que no transmitan esfuerzos a los depósitos inferiores, blandos y altamente compresibles, se pueden adoptar presiones de carga moderadamente altas, con poco o ningún asentamiento. En el caso de cimentaciones extensas o profundas es necesario adoptar presiones de carga muy bajas o usar un tipo especial conocido como losa de flotación (*buoyancy raft*), o sostener la estructura sobre pilotes insertados a través de las arcillas aluviales blandas y firmes hasta un estrato de capacidad de carga satisfactoria.

Las arcillas aluviales, en especial las marinas, son "sensibles" a la alteración, por ejemplo cuando son alteradas en el muestreo o en los trabajos de construcción presentan una fuerte pérdida en fuerza cortante.

Las excavaciones por debajo de la corteza superficial seca tienen que ser sostenidas con juntas de madera o tablaestacado; las excavaciones abiertas deben cortarse en pendientes poco profundas para evitar los deslizamientos rotatorios masivos. Las excavaciones en arcillas blandas que excedan una cierta relación profundidad-ancho tienden a fallar por las oleadas del fondo o porque los soportes de los lados ceden fácilmente hacia el interior.

Como en el caso de las arcillas rígidas, fisuradas, se deben tomar precauciones contra los efectos de la expansión y contracción temporarias y la acción de secado de las raíces de árboles sobre las cimentaciones.

El limo se forma como depósitos glaciales o aluviales, o como depósitos cólicos. Están entre los suelos más problemáticos para los trabajos de excavación, por su alta probabilidad a los derrumbes y a "hervir". Dado que retienen agua, los sistemas convencionales de extracción de las mismas no funcionan en ellos. Tienen tendencia al levantamiento por congelación (*frost heave*).

Las "tierras para hacer ladrillos" (*brickearth*) son por lo general de firmes a rígidas y normalmente no presentan problemas para las obras de cimentación. De manera similar, los suelos *loess* están ligeramente compactados y tienen una alta capacidad de carga. Sin embargo, su estructura tiende a colapsarse con la humedad producida por inundaciones o aun por cañerías de agua rotas. Estos suelos pueden permanecer con caras verticales hasta una gran altura siempre que se los proteja del desgaste por flujo de agua.

La turba está formada por materia orgánica muerta y fosilizada. Se encuentra en muchas partes del mundo. La turba es un material fibroso permeable y altamente compresible. El proceso usual es llevar los cimientos de las estructuras por debajo de la turba hasta un estrato menos compresible a menos que se puedan tolerar fuertes asentamientos. Tiene la característica de someterse a un gran asentamiento de consolidación secundaria que puede continuar con poca disminución a lo largo de un extenso periodo de tiempo. Berry et al, describieron con detalle las investigaciones geotécnicas y estructurales en dos fraccionamientos de viviendas en el noroeste de Inglaterra en los cuales un número de cuerdas de edificaciones de dos niveles habían sufrido grandes asentamientos debido a la compresión y consolidación de un estrato de turba cercano a la superficie, cuyo grosor variaba de 1.5 a 2.6 m. El asentamiento total

de las edificaciones iba de 60 a 258 mm en periodos de aproximadamente 25 años. El asentamiento máximo de 258 mm en uno de los fraccionamientos se produjo en el centro de una cuadra de edificios de dos niveles y se estimó que la consolidación secundaria continuaría a razón de 2 mm por año por los siguientes 10 años; a partir de ahí, a una razón ligeramente decreciente. El promedio de asentamiento diferencial entre el centro y la esquina en tres cuadras fue de 74 mm en 25 años. Otra característica indeseable de la turba es su "desgaste". Por tanto, si se construyen cimentaciones debajo de las capas de turba mediante pilotes o pilas, la superficie del suelo de los alrededores se hunde en relación con la estructura, lo cual da como resultado que, tras un largo periodo de años, los cimientos quedan expuestos. Se pueden ver muchos ejemplos de lo anterior en los Fens. Las turbas pueden contener ácidos orgánicos de acción agresiva contra el concreto.

Propiedades de Cimentación de las Rocas

El ingeniero por lo general no se preocupa de las propiedades físicas del material que forma la roca intacta y no erosionada, ya que su fuerza y compresibilidad son normalmente adecuadas para la mayoría de las estructuras de cimentación. Sin embargo, es importante investigar las propiedades de la masa de la roca, ya que estas gobiernan el comportamiento de los cimientos y son relevantes para los problemas de construcción de cimientos. Las propiedades de la masa de la roca que se deben investigar se enlistan a continuación.

Erosión

La erosión en las rocas es el resultado de la acción de condiciones ambientales como la lluvia y la variación de la temperatura. Una influencia importante en la erosión fue el fuerte congelamiento y posterior derretimiento ocurrido durante los periodos glaciales. La erosión también es el resultado de la acción química o lixiviación del agua subterránea que se cuela entre las rocas. El efecto de la corrosión es la degradación de las características físicas de la roca intacta, reduciéndola, en el último grado, a una masa de partículas minerales no cementadas, o a un material de consistencia de barro suave. Los

productos de la corrosión removidos por solución o erosión dejan fisuras o cavidades abiertas. Éstas se pueden, posteriormente, rellenar con tierra que cae de los depósitos superficiales. La erosión puede invadir una gran extensión irregular en la masa de roca, produciendo debilidades en las juntas o en otras partes estructurales.

Las *areniscas* erosionan a una condición de partículas granulares no cementadas. Se requiere mucho cuidado al usar el taladrado en excavaciones exploratorias en areniscas, ya que la percusión con cable o la excavación con taladro de diámetro pequeño en la roca, parcialmente erosionada, produce desechos, que pueden dar una falsa impresión de las características reales de la roca.

La erosión puede degradar la roca hasta convertirla en un limo no compactado. La filtración de materiales calcáreos en la marga deja numerosas cavidades y abre fisuras que pueden incrementar la compresibilidad y la permeabilidad de la masa. Los *esquistos* se erosionan a causa de una acción profunda de congelamiento, adoptando una consistencia barrosa o se convierten en una masa desmoronadiza de partículas trituradas extendidas. Las *pedras calizas* (excepto el limo), generalmente, son fuertes y masivas, y no muestran los efectos de la erosión, excepto el de solución, que puede formar cavernas muy largas o fisuras anchas. Estas deformaciones son, a veces, indicadas mediante depresiones en la superficie de la tierra, pero donde las rocas calizas están cubiertas por piedras más jóvenes o depósitos profundos de material arrastrado, puede ser difícil explorar la extensión de las cavidades. Se han intentado métodos geofísicos con un éxito variable. En una locación en Derbyshire se han dado numerosas soluciones en juntas verticales en la piedra caliza produciendo una formación "kárstica" en los pináculos y promontorios de piedra caliza fuerte completa o parcialmente rodeada por juntas rellenas de arena y barro, que se extiende a profundidades de 15 m o más bajo la superficie. Estas condiciones se investigan más profundamente haciendo surcos, además de probarlas con un taladro rotatorio o de percusión de diámetro pequeño.

Las cavidades por solución huecas en formaciones de piedra caliza son frecuentes en una condición pobre. No se pueden adoptar cimentaciones aisladas o de pilotes sobre estos materiales debido a los riesgos de deslave después de periodos de fuertes lluvias. Las cimentaciones se deben diseñar para puentear sobre los materiales de relleno.

La *tiza* es una forma de piedra caliza localizada frecuentemente en una condición altamente erosionada debida a los efectos de congelamiento y descongelamiento durante los periodos glaciales. El efecto del congelamiento fue producir de una masa de roca quebradiza erosionada a una consistencia barrosa suave o firme adyacente a las juntas y fisuras. Los efectos de la erosión se pueden extender a profundidades de 15 m.^a Las tizas altamente erosionadas cerca de la superficie están propensas a la erosión y se deslizan por los declives de las colinas, produciendo una roca transportada muy débil conocida como tiza de *solífluctuación, cabeza, depósitos coombe, o roca coombe*.

La tiza tiene una estructura celular y una alteración mecánica tal, que la penetración de herramientas o tubos de muestreo liberan agua de las células para formar un material suave parecido al mastique. Al colocar pilotes sobre tiza, la roca se suaviza en un agua lechosa que penetra en las juntas abiertas, resultando una resistencia motriz baja hasta que se topan con tiza relativamente poco erosionada.

La resistencia de la tiza no debe ser juzgada a partir del agua lechosa extraída por las herramientas de sondeo. Es posible recoger muestras con un tubo abierto de 100 mm de diámetro de una tiza altamente erosionada y obtener información confiable en pruebas de laboratorio. La roca más fuerte y menos erosionada se debe muestrear mediante métodos de taladro rotatorio con tubos de diámetro grande.

Las pruebas de carga de la placa o con manómetro son el método más confiable para obtener información acerca de la compresibilidad de tiza erosionada, pero se han obtenido correlaciones brutas entre los valores estándar de pruebas de penetración, los diversos grados de erosión de la tiza y los valores del módulo de deformación para cada grado.

Las formaciones de tizas están sujetas a solución por infiltración de agua entre las juntas, formando conductos o cavidades conocidas como hoyos hundidos o de drenado, similares a aquellos descritos en las formaciones de piedras calizas.

Rara vez es posible localizar la extensión lateral y vertical de formaciones de rocas irregularmente erosionadas, y el ingeniero debe establecer las presiones de carga permisibles y estimar el asentamiento asumiendo los valores de rocas más débiles al, o bajo el nivel de diseño de la cimentación. Por lo común, es poco económico intentar utilizar presiones de carga mayores, apropiadas para rocas más fuertes y menos

erosionadas, con la idea de bajar el nivel de la cimentación para llegar abajo de las capas o zonas de material más débil. Esto puede llevar a una excavación más profunda y difícil para la cual el contratista no puede cotizar precios fijos, ya que no se podría saber el volumen y la profundidad de la excavación hasta que se haya removido el material débil.

Fallas

Las fallas pueden no ser significativas para el diseño de la cimentación, ya que todos los movimientos a lo largo del plano de la falla pudieron haber cesado en tiempos geológicos. Sin embargo, las fallas son significativas en zonas telúricas, y en distritos sujetos a hundimiento por minería.

Juntas

Las juntas son fracturas en la masa de roca con poco o ningún desplazamiento relativo en cualquier lado del plano de la junta. El espaciamiento y el ancho de las juntas abiertas es significativo para la compresibilidad de la roca en la zona de esfuerzo que se encuentra bajo de las cimentaciones. Las juntas que se inclinan hacia una excavación pueden ser causa de inestabilidad, especialmente si están rellenas de productos que causan erosión, formando un plano de deslizamiento. Las juntas inclinadas similares rellenas de barro pueden resultar de una falla en la carga de la cimentación sobre una superficie irregular de roca.

El espaciamiento, inclinación y ancho de los sistemas de juntas se deben definir mediante el examen de núcleos de las rocas, y de preferencia con mapas geológicos de las exposiciones en afloramientos, cavidades o pozos profundos.

Fuerza de las rocas intactas

La fuerza de las rocas intactas puede estar relacionada con la capacidad de carga final y con la compresibilidad de una masa de roca unida. Los resultados de las pruebas de compresión uniaxial y de separación o hidrólisis son útiles en conexión con el uso de explosivos o de herramientas de sondeo de rocas en excavaciones para cimentaciones y para los posibles usos de la roca como material de construcción.