

Introducción a la exploración del subsuelo

J. E. Durán, I.C., M.Sc

Centro de Estudios Geotécnicos, Escuela Colombiana de Ingeniería

1 ENFOQUE

El presente curso tiene por objeto repasar las actividades que le son inherentes a la investigación del suelo, y profundizar en la metodología de las técnicas de exploración, de muestreo y de ensayos de campo, reforzando las consideraciones y los criterios básicos que respaldan cada procedimiento, con el fin de que quienes asisten a este taller salgan con ideas y conceptos más claros para planear, programar, dirigir y controlar exploraciones geotécnicas de proyectos urbanos que involucren fundaciones de estructuras de diversa índole (casas, edificios, fábricas, puentes, estructuras de servicios, etc), estructuras de contención (muros de contención o tablestacados) y estabilidad de laderas naturales y otros taludes.

2 MOTIVACIÓN

2.1 CARACTERÍSTICAS PARTICULARES DEL SUELO

La exploración del suelo de un terreno donde se va a desarrollar un proyecto cualquiera, en este caso una construcción urbana, es esencial en el desarrollo de los estudios, análisis y diseños del ingeniero geotecnista fundamentalmente porque el material con el que se enfrenta es un material con unas características muy particulares comparado con otros materiales empleados en ingeniería civil y, en especial, en la construcción de obras. Algunas de dichas características son:

- Material natural: El suelo no es un material fabricado en una planta donde se pueden establecer especificaciones de resistencia y deformabilidad, y donde se pueden aplicar los controles de calidad correspondientes. En la inmensa mayoría de los casos el ingeniero tiene que emplear el suelo o entender el suelo tal como lo encuentra en la naturaleza. Sólo en un contado número de casos o de circunstancias se pueden utilizar técnicas de mejoramiento del suelo o proceder a su reemplazo.
- Localizado "bajo tierra": Con excepción de los cortes de vías en terreno ondulado o montañoso, no se puede observar a simple vista el suelo en profundidad. Sólo está expuesta la superficie del estrato más superior del perfil. Por lo tanto, para conocerlo se tendrán que emplear técnicas de exploración que incluyen varias actividades. (excavaciones, perforaciones, muestreos, ensayos de campo, ensayos de laboratorio, monitoreo de instrumentación y, si es el caso, métodos indirectos de investigación.)
- Sistema multifase: Está constituido por partículas sólidas, aire y agua. El suelo es un material complejo dada la interacción entre las fases sólida y fluida, de la cual depende su comportamiento en resistencia, deformabilidad, compresibilidad, susceptibilidad a los cambios volumétricos en general, erodabilidad interna y externa, etc.
- Material no elástico, es decir, no recupera totalmente su forma original después de retirar la carga que lo ha deformado. El suelo es un material no lineal, es decir, su relación esfuerzo-deformación no se puede representar por una línea recta, aunque, bajo ciertas condiciones se puede hacer la aproximación de considerarlo lineal sin incurrir en un grave error. Sin embargo, en muchas circunstancias dicha simplificación no es aplicable.
- Heterogéneo: Sus propiedades y sus parámetros varían de sitio a sitio tanto en profundidad como en extensión, aún en pequeñas distancias. Dicha

variabilidad puede ser menor o puede ser muy marcada según el tipo de depósito (en suelos transportados) o de perfil u horizonte (en el caso de suelos residuales).

- Anisotrópico, es decir, alguno o algunos de sus propiedades o parámetros varían según la dirección en que se consideren. Este es el caso, por ejemplo, de la permeabilidad, del estado de esfuerzos y de la resistencia al corte.
- Sensitivo: susceptible a perder significativamente su resistencia y otras características de su estructura ante el remoldeo por deformación. En algunos casos esta característica es muy aguda y el suelo pierde estructura y gran parte de su resistencia aún con pequeñas deformaciones.
- Las características de resistencia, deformabilidad y compresibilidad de los suelos son, en general, funciones complejas de la interacción de varios factores, tales como, la presión o el estado de esfuerzos, las condiciones de drenaje y el factor tiempo.

Todas estas características del suelo llevan a la necesidad de desarrollar en cada proyecto un programa combinado de varias actividades que contribuyan a conocer lo mejor posible, dentro de las limitaciones presupuestales y de tiempo, las propiedades y parámetros del suelo del lote y de su variación tanto en profundidad como en extensión horizontal, con el fin de poder establecer un modelo, aunque ciertamente simplificado, con el cual se puedan realizar los análisis y los diseños para la construcción.

2.2 METODOLOGÍA DE LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

- El desarrollo de un estudio geotécnico convencional para una estructura urbana incluye una serie de actividades que se pueden subdividir así:
- Conocimiento del proyecto

- Recopilación de información disponible
- Reconocimiento del terreno y de sus vecindades
- Planeación de la investigación del suelo (exploración de campo y ensayos de laboratorio)
- Ejecución de la exploración por medio de excavaciones o perforaciones, toma directa de muestras y ensayos directos de campo en varios sitios y a varias profundidades, empleo eventual de métodos indirectos de prospección y, si es necesario, instalación de equipos de instrumentación para su monitoreo
- Ensayos de laboratorio sobre un número limitado de muestras representativas de diferentes sitios y profundidades
- Interpretación de la información obtenida para llegar a un modelo simplificado del suelo
- Análisis, diseños y recomendaciones para la construcción
- Seguimiento durante la construcción y la operación del proyecto
- Interpretación del monitoreo y aplicación de ajustes al diseño, si fueran necesarios, durante la etapa de construcción
- Diseño y construcción de medidas remediales en diversas etapas de la vida útil del proyecto

3 PLANEACIÓN DE LA EXPLORACIÓN DEL SUELO

La planeación de la exploración del suelo es una actividad clave para el éxito del estudio geotécnico. Consiste en el estudio de la información disponible sobre el proyecto y sobre las condiciones físicas existentes y la programación consecuente de las actividades de la exploración de campo y de los ensayos de laboratorio.

Se presenta a continuación la enumeración de las diversas actividades que constituyen la planeación de una exploración del suelo:

3.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DISPONIBLE EXISTENTE

Esta actividad consiste en solicitar, recopilar, procesar y estudiar detenidamente información existente pertinente que pueda contribuir al conocimiento del proyecto y de las condiciones físicas del área y permita optimizar las actividades que se ejecutaran posteriormente en el campo y en el laboratorio. En mayor o menor grado, dependiendo del tipo, magnitud y complejidad del proyecto, se deberá recopilar información así:

- Características del proyecto: esquema general y detalles pertinentes
- Redes de servicios de agua, alcantarillado, energía eléctrica, telefonía, gas natural, fibra óptica y televisión por cable, que existan o que estén proyectadas dentro del área del proyecto, en sus linderos y sus alrededores. (Entidades de servicios)
- Cartografía y fotografías aéreas (IGAC)
- Geología: memorias y mapas geológicos de la zona (INGEOMINAS)
- Meteorología, climatología e hidrología (IDEAM)
- Estudios geológicos, geomorfológicos o geotécnicos regionales o locales de sitios o sectores cercanos o vecinos al proyecto, realizados por entidades públicas o por firmas privadas
- Estudios geotécnicos preliminares realizados previamente en el sitio del proyecto

3.2 VISITA DE RECONOCIMIENTO

Esta visita de reconocimiento del terreno donde se va a desarrollar el proyecto, previa a las actividades de exploración tiene por objeto recopilar información directa sobre diferentes aspectos para complementar la ya obtenida de otras fuentes. Durante este reconocimiento directo de campo se hacen anotaciones en planos cartográficos o geológicos y en libretas de campo, y se toman fotografías y/o videos de las observaciones más pertinentes sobre:

- Topografía y accidentes topográficos
- Condición de la superficie del terreno y tipo de vegetación existente
- Delimitación de áreas de erosión
- Cursos de agua y zonas húmedas o pantanosas
- Propietarios, vecinos, edificaciones u otras instalaciones existentes
- Condición de las edificaciones existentes en el lote o en áreas vecinas
- Consulta, si es posible, sobre los tipos de cimentación empleados en el sector
- Registro rutas de acceso y de medios de transporte empleados

3.3 SELECCIÓN DEL PLAN DE EXPLORACIÓN DEL SUELO

La selección del plan de exploración del suelo para un determinado proyecto consiste en la escogencia de la combinación adecuada de las diferentes actividades que lo componen, teniendo en cuenta la magnitud y complejidad del proyecto, las condiciones generales del suelo, los costos y el tiempo disponible para desarrollarlas. Así, la planeación de una exploración del suelo comprende:

- La selección del tipo o la combinación adecuada de métodos de exploración

- La determinación de la cantidad y distribución espacial de las exploraciones
- La determinación de la profundidad que se debe alcanzar con cada tipo y en cada una de las exploraciones
- La determinación de los tipos, cantidad y espaciamiento del muestreo
- La determinación de los tipos, cantidad y espaciamiento de los ensayos de campo
- La secuencia del avance de las perforaciones, intercalando muestreos y ensayos de campo
- La determinación preliminar de la instrumentación necesaria que deberá ser instalada durante la exploración de campo para su monitoreo
- Programa preliminar de ensayos de laboratorio

El planeamiento de las actividades de la exploración de campo depende de varios factores, entre los que se destacan:

- El tipo y la magnitud del proyecto
- El conocimiento previo que se tenga del suelo por explorar
- La Homogeneidad o la heterogeneidad del suelo en área y en profundidad
- La magnitud, distribución y concentración de cargas
- El plan de adecuación general del sitio
- La cercanía de un estrato competente a la superficie del terreno

4 COMPONENTES DE LA EXPLORACIÓN DEL SUELO

A continuación se describen los principales componentes de la exploración del suelo propiamente dicha:

4.1 MÉTODOS DIRECTOS DE EXPLORACIÓN

Comprenden las actividades o procedimientos de excavación, perforación, penetración y toma de muestras, con los que se obtiene una información directa de la estratigrafía y de las condiciones del suelo. Incluyen:

- **Excavaciones abiertas o subterráneas:** Apiques, pozos, trincheras y galerías exploratorios
- **Perforaciones:** con barreno manual, con equipo motorizado de percusión y lavado, o con equipo motorizado de rotación
- **Muestreos:**
 - Recuperación de muestras alteradas: (tipo costal, bolsa, frasco o Split Spoon, SS).
 - Recuperación de muestras "inalteradas": tipo Shelby (TS), Pistón (PS), Denison (DS), Pitcher (PtS) , y Bishop (BS), entre otros.
- **Ensayos de campo (in-situ) y sondeos:** Comprenden ensayos de resistencia, esfuerzo-deformación y permeabilidad, realizados sobre la superficie del terreno o dentro de una perforación, o por medio de la penetración de un dispositivo (como es el caso de los sondeos propiamente dichos). En este grupo de actividades se encuentran:
 - ensayo de placa directa (DPLT)
 - ensayo de torsión con veleta de campo (Suv)
 - ensayo de penetración estándar (SPT)

- ensayo de penetración estática de cono (CPT)
- ensayo de penetración dinámica de cono (DCPT)
- ensayo del Presurómetro de Menard (PMT)
- ensayo del Dilatómetro de Marchetti (DMT)
- ensayo de carga de pilotes (PLT)

4.2 MÉTODOS INDIRECTOS DE EXPLORACIÓN

Estos métodos consisten en obtener información por medio de la medición de algunos parámetros característicos del suelo, como son: la velocidad de propagación de ondas de compresión, V_p , o de ondas de corte, V_s , o de su resistividad eléctrica, y así, en forma indirecta, conocer el tipo y condición de los diferentes estratos que forman el perfil de un sitio.

En la mayoría de estos casos las mediciones se hacen sin necesidad de excavar o de perforar el terreno, y sin necesidad de tomar muestras. Estos métodos indirectos complementan una exploración directa y permiten la interpolación de la información arrojada por ésta y cubrir grandes extensiones de terreno a bajo costo y en poco tiempo. Usualmente se procede a una calibración de los resultados obtenidos por los métodos indirectos, comparándolos con los resultados de la exploración directa.

Los principales métodos indirectos empleados en geotecnia son:

- **Prospección geofísica:** Basada en el estudio de la propagación de ondas de cuerpo (primarias y secundarias) y de ondas superficiales en masas de suelo. En este grupo se encuentra la refracción sísmica, la reflexión sísmica, y los métodos de up-hole, down-hole y cross-hole.

- **Prospección geoelectrica:** Basada en el estudio de la conductividad eléctrica de las masas de suelo y de roca. En este grupo se encuentran los sondeos eléctricos verticales, SEV, y la geoelectrica de barrido continuo.

4.3 INSTRUMENTACIÓN Y MONITOREO

En algunos casos, cuando las condiciones y la complejidad del terreno y/o del proyecto lo requieren, la exploración del suelo incluye también la instalación de instrumentos de medición para hacer un seguimiento a la evolución de presiones, esfuerzos, deformaciones o desplazamientos durante un cierto tiempo que permita complementar la información obtenida, mejorar el conocimiento del suelo y optimizar el modelo para su análisis.

- **Piezómetros:**

Permiten observar las fluctuaciones del nivel freático o los cambios en presiones de poros. Por ejemplo, permiten monitorear la disipación del exceso de presión de poros durante el proceso de consolidación, o la generación de presiones de poros causada por fenómenos de falla por esfuerzo cortante. Los piezómetros pueden ser de diferentes tipos según su sencillez, costo, velocidad de reacción, precisión y confiabilidad. Se tienen:

- Pozos de observación
- Piezómetro de tubo abierto tipo Casagrande
- Piezómetro eléctrico de cuerda vibrátil
- Piezómetro neumático

- **Celdas de carga**

Permiten conocer la magnitud y el estado de esfuerzos totales en una masa de suelo o roca, con el fin de verificar los análisis o de advertir el posible peligro de fenómenos como el fracturamiento hidráulico en núcleos arcillosos centrales de presas.

- **Inclinómetros**

Sirven para hacer el seguimiento periódico del movimiento de masas de suelo natural o de espaldones de terraplenes con el fin de detectar las deformaciones y de advertir posibles mecanismos de movimiento asociados con fallas de taludes. Ayudan también a establecer la profundidad de la superficie de falla de un deslizamiento en progreso.

- **Extensómetros**

Sirven para establecer movimientos diferenciales, verticales u horizontales dentro de masas de suelo, roca o rellenos de terraplenes.

- En el caso de cortes muy empinados en roca se instalan extensómetros horizontales suficientemente largos con una barra interior anclada en su extremo que permite establecer movimientos diferenciales de cuñas de roca para advertir eventuales mecanismos de falla de cuñas o bloques.
- En el caso de terraplenes o de depósitos de suelo se pueden instalar extensómetros verticales con argollas o aros intermedios, que permiten establecer desplazamientos verticales totales y diferenciales de diferentes puntos y conocer las contribuciones parciales de compresión de las distintas capas o estratos.

- **Asentómetros**

Consisten en una serie de argollas espaciadas horizontalmente y conectadas por cables. Se instalan en una pequeña zanja en un terraplén durante su construcción. Esto se puede hacer a varios niveles. Posteriormente por medio de unos monitores o sistemas de adquisición de datos se establecen periódicamente las cotas de cada argolla y se deducen los asentamientos totales y diferenciales que se van presentando con el tiempo.

- **Mojones o puntos superficiales de control topográfico**

Son bloques de concreto, generalmente, pequeños o grandes, empotrados suficientemente en la superficie del terreno, plana o inclinada, distribuidos convenientemente en el área de estudio. Periódicamente se establecen sus coordenadas X, Y y Z en forma muy precisa por medio de estaciones totales de topografía. Permiten establecer los desplazamientos superficiales del terreno en las tres direcciones y su evolución con el tiempo. Ampliamente usados como instrumentación sencilla para realizar el seguimiento de asentamientos del terreno, generalmente por procesos lentos de consolidación, o el seguimiento de deformaciones de taludes de corte o de terraplén, que permiten detectar a tiempo fenómenos incipientes de inestabilidad.

- **Sismógrafos, acelerógrafos y acelerómetros:**

Son aparatos diseñados para registrar los movimientos del terreno causados por explosiones, tráfico de equipo o de vehículos, o por sismos.

En grandes proyectos se pueden instalar sismógrafos para registrar terremotos o microsismos. También sirven para establecer si en una región se está induciendo sismicidad por la construcción y llenado de un gran embalse, que cause movimientos de fallas geológicas.

En las grandes obras de un proyecto se deben instalar varios acelerógrafos o acelerómetros en diferentes puntos, a saber: en superficie de roca libre, en superficie del suelo, en la base del cuerpo de una gran estructura (presa, bocatoma, casa de máquinas, etc.) y en la corona de las mismas. De esta manera, cuando se presente un movimiento sísmico se podrá establecer el efecto local del suelo, la respuesta estructural y los efectos de amplificación o de atenuación y amortiguamiento de la señal. Estas observaciones sirven para mejorar el conocimiento del comportamiento de depósitos u horizontes de suelo

ante la acción sísmica y de diferentes tipos de estructuras de las obras civiles.

4.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio sirven para complementar la información obtenida por medio de ensayos in-situ. Frecuentemente los ensayos de laboratorio son la única fuente de información de las características de los suelos explorados, particularmente en lo relacionado con sus parámetros de compresibilidad.

4.4.1 Ensayos de identificación visual y manual

Existen algunos ensayos simples de identificación de suelos finos por medio de su manipulación:

- Resistencia del terrón seco
- Dilatación con la sacudida

4.4.2 Ensayos de clasificación

La determinación de las propiedades índice y de clasificación de los suelos permite tener un conocimiento inicial del comportamiento general de los diferentes suelos.

- Gradación por tamizado
- Gradación por hidrómetro
- Límites de consistencia

4.4.3 Ensayos de compresibilidad

Son ensayos que permiten evaluar los parámetros de compresibilidad de suelos arcillosos, con el fin de estimar los asentamientos de estructuras apoyadas en ellos.

- Humedad natural
- Peso unitario
- Consolidación unidimensional

4.4.4 Ensayos de resistencia

Existe una amplia variedad de ensayos de laboratorio para evaluar la resistencia al corte de los suelos.

- Los hay sencillos y de bajo costo para estimar la resistencia al corte no drenado de suelos arcillosos:
 - Penetrómetro de bolsillo (PB)
 - Veleta de mano (Sut)
 - Caída de cono sueco (SFC).
 - Para suelos puramente granulares el ensayo de corte directo (DS) es el más utilizado para evaluar el ángulo de fricción interna.
 - Para suelos arcillosos es necesario muchas veces establecer los parámetros de resistencia para diferentes condiciones de consolidación y de drenaje. Es así como se tiene el ensayo de compresión confinada (q_u), y los ensayos de compresión triaxial (TX) no consolidado no drenado (UU), consolidado no drenado con medición de presión de poros (CU) que permite establecer tanto la envolvente no drenada como la envolvente en términos de esfuerzos efectivos, y el ensayo consolidado arenao (CD), el cual requiere de aplicaciones muy lentas de la carga para garantizar el drenaje durante el proceso de corte y evaluar sus parámetros drenados de resistencia.
- En ciertas circunstancias también se pueden hacer ensayos de corte directo sobre suelos arcillosos, especialmente los destinados a establecer la diferencia entre la resistencia pico y la resistencia residual siendo ésta última necesaria para modelar fenómenos de deslizamientos activos.
- También se emplea el ensayo de corte directo para establecer las características de resistencia de superficies de roca (generalmente, las superficies de diaclasas en condiciones reales).

- Hay un gran número de ensayos modernos y muy avanzados de laboratorio que marcan un paso adelante en el conocimiento de las características de resistencia de los suelos ante diferentes condiciones de aplicación de cargas: Los más modernos reproducen condiciones complejas de estados de esfuerzos y aplican cargas siguiendo trayectorias de esfuerzos que simulen lo más cercanamente posible condiciones reales de problemas de ingeniería: cimentaciones, muros de contención, excavaciones, etc.

4.4.5 Ensayos de permeabilidad y de estabilidad interna

- Permeabilidad

Son utilizados para estimar el coeficiente de permeabilidad de muestras de suelo. Tienen la limitante de que se evalúa k de una pequeña muestra que puede no ser representativa de una gran masa de suelo.

- Cabeza constante
- Cabeza variable

- Erodabilidad y dispersividad

Ensayos como el pin-hole y algunos análisis físico-químicos permiten estimar el carácter dispersivo de ciertos suelos, lo cual es una amenaza para la estabilidad interna de masas de suelo sometidas a gradientes hidráulicos en diques, jarillones y presas. El ensayo de pin-hole u otras versiones similares permiten establecer la erodabilidad o susceptibilidad a la erosión interna ante diferentes gradientes hidráulicos.

4.4.6 Ensayos de susceptibilidad a los cambios volumétricos

- Expansividad

Ensayos para establecer el potencial expansivo de ciertos suelos con aumentos en el contenido de humedad (Ensayo de presión de expansión de Lambe, expansión controlado en consolidómetro y expansión libre en probeta). Sus resultados sirven para establecer las medidas de diseño de cimentaciones que prevengan, eludan o contrarresten la expansividad de los suelos.

- Contracción

En ciertas ocasiones es necesario estudiar el fenómeno de contracción volumétrica de los suelos por pérdida de humedad, especialmente en el caso de cimentaciones superficiales sobre suelos arcillosos de alta plasticidad.

4.4.7 Ensayos de calidad y solidez de granos o de piedras y rocas

Son ensayos de laboratorio para determinar la calidad, solidez y durabilidad de los granos individuales de agregados gruesos para mezclas de concreto o de asfalto, o para capas de filtros y de drenes, o de piedras o fragmentos de roca que se vayan a emplear en obras hidráulicas de protección de márgenes de ríos, de playas, de canales, de pilas de puentes.

- Peso específico
- Absorción
- Desgaste en la Máquina de Los Ángeles (Abrasión)
- Solidez en sulfato de sodio o de magnesio (Intemperismo acelerado)
- Humedecimiento – Secamiento

5 CRITERIOS PARA DETERMINAR LA CANTIDAD Y LA PROFUNDIDAD DE LAS EXPLORACIONES

Para cualquier proyecto, grande o pequeño, la exploración de campo debe cubrir adecuadamente el área de las obras, particularmente el área cubierta por las futuras edificaciones y debe alcanzar una profundidad por debajo de la cual los suelos subyacentes no se vean afectados por las cargas aplicadas por las cimentaciones del nuevo proyecto.

5.1 CRITERIOS GENERALES DE LA NORMA NSR-98

Las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98, vigentes en el país establecen en el Capítulo H.3 los criterios para determinar el número mínimo de exploraciones (perforaciones y sondeos) y la profundidad que deben alcanzar para proyectos de construcción de edificios y de conjuntos de casas. Estos parámetros son función de la complejidad del proyecto en

estudio. A su vez, la complejidad es una función de la categoría de la edificación y de la variabilidad del subsuelo.

- La categoría de la edificación se califica como normal, intermedia, alta y especial, en dos grandes grupos (edificios y casas) según el área del lote, la altura de la edificación y el número de repeticiones. (Tabla H.3-1 de la Norma)
- La variabilidad del subsuelo se califica como baja, media o alta, según el grado de variación que pueda llegar a presentar una perforación con respecto a otra del mismo proyecto.
- Los grados de complejidad, del I al IV, están definidos según la categoría de la edificación y la variabilidad del subsuelo, como se presenta en la Norma en la Tabla H.3-2.
- La Tabla H.3-3 de la Norma presenta el número mínimo de "sondeos", n_s , y la profundidad, por unidad básica de construcción.

Tabla H.3-1
Categoría de la edificación - Edificios y Casas

Categoría Edificación	Edificios		Casas	
	Lote m ²	No. Pisos	Lote Proyecto m ²	No. de Unidades
Normal	100 a 250	< 4	< 1000	0 - 10
Intermedia	250 a 1000	4 - 7	1000 - 5000	10 - 100
Alta	1000 a 1500	8 - 14	5000 - 10000	100 - 500
Especial	> 1500	> 15	> 10000	> 500

Tabla H.3-2
Complejidad del proyecto

Categoría Edificación	Variabilidad del Subsuelo		
	Baja	Media	Alta
Normal	I	I	II
Intermedia	II	II	III
Alta	III	III	III
Especial	III	IV	IV

Tabla H.3-3
Número mínimo de sondeos, n_s , y profundidad, por unidad básica de construcción

Complejidad	Número mínimo de sondeos, n_s , y profundidad de los mismos			
	Construcción de Edificios	Profundidad (m)	Construcción de Casas	Profundidad (m)
I	3	15	3	6
II	4	20	4	8
III	5	25	5	10
IV	6	30	6	15

Nota: Véase la ecuación H.3-1 para el número de repeticiones y H.3.2.4 para los criterios que afectan la profundidad.

Cuando el proyecto incluye un número de unidades repetidas de construcción, edificios o casas, n_u , el número total de "sondeos", n_t , se obtiene por medio de la expresión:

$$n_t = 1,4 \times n_s \times \sqrt[3]{n_u}$$

A la luz de la Norma, de su interpretación y de su complementación, se deben aplicar los siguientes criterios:

5.2 CRITERIOS ADICIONALES SOBRE EL TIPO Y LA DISTRIBUCIÓN DE LAS EXPLORACIONES

- Del número total de exploraciones, n , por lo menos el 50% deben ser perforaciones con recuperación de muestras, y las restantes pueden ser sondeos, donde se registren características del perfil de suelo sin recuperación de muestras.
- Al menos el 50% de las exploraciones (perforaciones y sondeos) deben quedar localizadas dentro de la proyección sobre el terreno de las edificaciones.
- El número de exploraciones finalmente ejecutado para un proyecto debe cubrir completamente el área que ocuparán la unidad o las unidades de construcción contempladas en cada caso. Este criterio implica distribuir adecuadamente las perforaciones en el terreno, teniendo en cuenta las zonas de las edificaciones.

5.3 CRITERIOS ADICIONALES SOBRE LA PROFUNDIDAD DE LAS EXPLORACIONES

Por lo menos el 50% de todas las exploraciones debe alcanzar la profundidad dada en la Tabla H.3-3 de la Norma, afectada a su vez por los siguientes criterios:

- Llegar hasta una profundidad donde el incremento de esfuerzo vertical inducido por las edificaciones a dicho nivel sea sólo el 10% de la presión directa aplicada al nivel de fundación. En fundaciones con alto grado de compensación este criterio de la Norma debería ser reemplazado por el de llegar solamente hasta una profundidad donde el incremento del esfuerzo vertical efectivo sea menor que el 5% del esfuerzo efectivo vertical original del terreno a dicha profundidad.
- Llegar hasta una profundidad = $2,5 \times B$ por debajo del nivel de cimentación, siendo B el ancho de la zapata más grande, para el caso de cimentaciones superficiales de cimientos individuales suficientemente separados.
- Llegar hasta una profundidad = $1,5 \times B$ por debajo del nivel de cimentación, siendo B el ancho global del conjunto de cimientos superficiales individuales cuando éstos queden muy cercanos entre sí.
- Llegar hasta una profundidad = $1,5 \times B$ por debajo del nivel de cimentación de una losa corrida de ancho B.
- Llegar hasta una profundidad = 1,25 veces la longitud del pilote más largo.

- Llegar hasta una profundidad = $1,5xB$ por debajo de un nivel localizado en el tercio inferior de la longitud efectiva de pilotes de fricción, siendo B el ancho del grupo de pilotes.
- En caso de encontrarse roca o suelos de dureza asimilable a la de roca a una profundidad menor que la establecida por los criterios anteriores, si el proyecto va a tener estructuras muy livianas y simples se puede llegar con la exploración hasta el contacto con la roca. Si las estructuras proyectadas son de mayor complejidad debe profundizarse la exploración dentro de la roca por lo menos 4 metros o 2,5 veces el diámetro de los pilotes que se piensan apoyar en dicho macizo rocoso. De todas maneras, hay que verificar la continuidad de dicho estrato rocoso en un espesor suficiente que dé garantías a la solución de cimentación que se plantee.

- En caso de excavaciones, la profundidad de las exploraciones debe ser como mínimo 1,5 veces la profundidad de excavación (en suelos tipo S1 y S2) o 2,0 veces (en suelos tipo S3 y S4), entendida desde el fondo de la excavación futura hacia abajo.

Es posible que alguna de las consideraciones precedentes conduzca a exploraciones de una profundidad mayor que la dada en la Tabla H.3-3. En tal caso, el 20% de las exploraciones debe cumplir con la mayor de las profundidades así establecidas.

A continuación se presentan esquemas que ilustran algunos de los criterios arriba descritos sobre la profundidad necesaria de las exploraciones de campo:

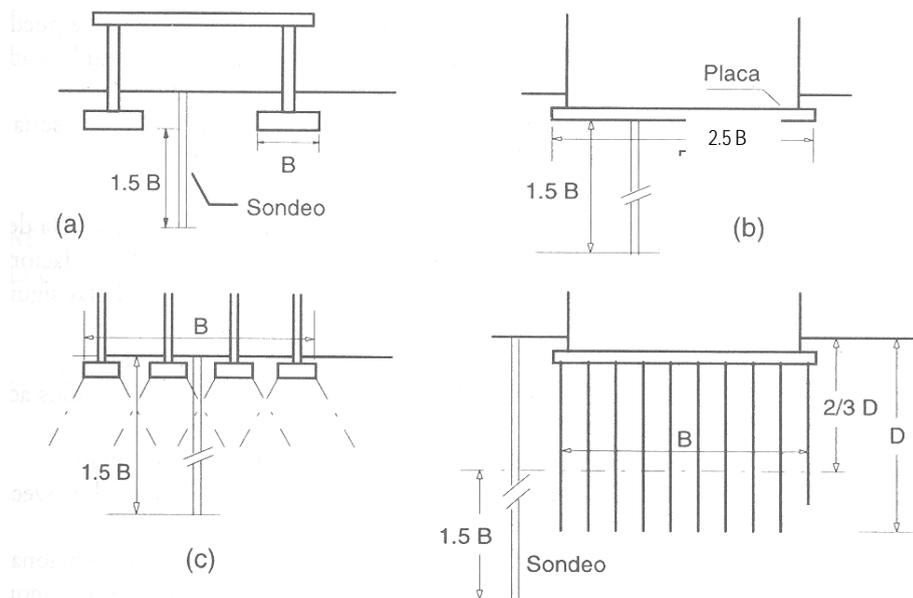


Figura 1.28 Profundidades de sondeo para diferentes condiciones de fundación (según Tomlinson, 1986).

6 CONSIDERACIONES SOBRE LA NECESIDAD DE REDUNDANCIA EN LA INVESTIGACIÓN DE SUELOS

Terzaghi incluyó la redundancia como filosofía y metodología de trabajo en geotecnia para lograr mejores resultados y reducir las posibilidades de falla. La redundancia debe practicarse en las diferentes etapas del trabajo geotécnico: desde la concepción original y la exploración preliminar hasta el seguimiento o monitoreo final de una estructura geotécnica. Redundancia significa simplemente **usar más de un método, más de una herramienta, más de un elemento, o más de un análisis.**

Al analizar un buen número de fallas recientes mayores y catastróficas se muestra que pocas son debidas a falta de conocimiento básico teórico o a falta de conocimiento práctico del diseño. Aunque las causas reales de las fallas son múltiples, ellas se pueden atribuir, aunque no exclusivamente, a lo siguiente:

- Exploración inadecuada del suelo
- Falla en apreciar o en entender el comportamiento in-situ del suelo
- Descuido en detalles de diseño
- Errores en procedimientos constructivos
- Falta de supervisión e inspección suficientes y adecuadas
- Falla en reconocer condiciones de suelo diferentes de aquéllas indicadas o esperadas, o ambas
- Falla de comunicación entre el personal de campo y aquéllos responsables del diseño y de la construcción.

En este caso el significado de redundante no es el de algo superfluo, repetitivo innecesariamente,

verboso, o que excede a lo que es necesario o natural.

Una definición más amplia y más apropiada es: **Redundancia es diseñar, incorporar, e incluir procesos físicos y humanos al análisis, al diseño y a la construcción de tal manera que si un elemento, ya sea físico o humano, deja de funcionar totalmente o en la forma pensada o propuesta, otros elementos lo reemplazan para que la estructura funcione esencialmente tal como se planeó.**

La redundancia debe aplicarse en las diferentes etapas del trabajo geotécnico no sólo para prevenir fallas sino para mejorar y enriquecer el conocimiento y verificar la validez de las mediciones, de los métodos analíticos empleados, de las diferentes herramientas investigativas, y para ayudar a dar una indicación sobre qué tan buenas son las soluciones recomendadas.

6.1 REDUNDANCIA EN LAS ETAPAS DE RECONOCIMIENTO Y EXPLORACIÓN PRELIMINAR

En esta fase la redundancia consiste en apoyarse en visitas al sitio, fotografías aéreas, mapas agrícolas, mapas geológicos, información de perforaciones ejecutadas en áreas vecinas, y en capitalizar la experiencia con estructuras vecinas existentes. Herramientas como prospecciones geofísicas por resistividad, sísmicas y sónicas pueden ser de gran valor para suministrar una base amplia en la determinación de dónde, qué tan profundos y qué clase de perforaciones se necesitan.

6.2 REDUNDANCIA EN LA ETAPA DE PERFORACIONES, MUESTREOS Y ENSAYOS DE CAMPO

- No se debe cometer el error frecuente de enviar al campo comisiones de perforación sin una inspección profesional continua o sin ninguna instrucción relacionada con el objetivo de las perforaciones (tipo y escala del proyecto). Ciertamente los perforadores deben saber qué podrían esperar, qué está buscando el ingeniero y qué deben registrar. Ellos deben estar advertidos

de informar al ingeniero geotecnista sobre cualquier ocurrencia inusual o inesperada.

Anotaciones que deben ir en el registro de campo del perforador y en el informe terminado de registros de perforación son, entre otros: Hora, fecha, estado del tiempo, tipo de equipo, revestimiento usado o lodo de perforación usado, o avance en seco, primer hallazgo de agua libre, pérdida del fluido de perforación, nivel del agua al final de la perforación, después de remover el revestimiento y algunas horas o días después. Esta información ayuda a entender las condiciones del suelo.

En esta etapa la redundancia consiste en registrar las observaciones del perforador, en una inspección continua y en una supervisión cuidadosa por parte del ingeniero geotecnista.

- En otros casos la falta de redundancia puede consistir en la dependencia del estudio de un solo tipo de ensayo de campo, en considerar únicamente las clasificaciones de suelos hechas por el perforador, en la falta de estudio de estructuras existentes que descansaban sobre la misma formación, en la falta de preocupación y de esfuerzo por entender la geología del sitio, o en la falta absoluta de ensayos de laboratorio.

Siempre que sea posible debe realizarse más de un tipo de ensayo in-situ. Mientras que el ensayo SPT es valioso como un indicador, él puede conducir a decisiones erróneas si se usa solo. Deben, pues, ejecutarse ensayos de penetración estática de cono, ensayos de torsión con veleta de campo, ensayos de presurómetro y otros siempre que sea posible para compararlos entre sí. La redundancia en métodos es clave para detectar cambios y diferencias en propiedades del suelo que de otro forma podrían pasar inadvertidos.

6.3 REDUNDANCIA EN LA ACTIVIDAD DE ENSAYOS DE LABORATORIO

En el laboratorio son necesarias redundancias en mediciones, datos registrados, ensayos de verificación y uso de diferentes tipos de ensayos:

- Es importante registrar el nombre del laboratorista, la fecha, el número de la página, el nombre del sitio, el número de la perforación, el número de la muestra, la profundidad de la muestra y la descripción del suelo en cada hoja de laboratorio. Es también importante registrar las dimensiones, pesos y demás información básica de la muestra. Esta redundancia es frecuentemente muy útil para verificar los datos y para recalcular si se cometen errores o inexactitudes con un solo método directo.
- En los ensayos mismos, no se debe depender de un solo método. Ensayos de veleta de mano (torvane) en los extremos de los tubos de muestra y ensayos con penetrómetro de bolsillo sobre las muestras son una verificación de pruebas de compresión confinada, de compresión triaxial y de corte directo. Discrepancias y grandes diferencias entre los ensayos simples y los más complejos a menudo conducen a una explicación que lleva a un mejor entendimiento de las propiedades del suelo.

Hay que recordar que ningún ensayo de laboratorio, ya sea que mida propiedades fundamentales directamente, tales como la resistencia al corte o la compresibilidad, o que mida estas propiedades indirectamente por correlación, realmente indica las propiedades in-situ del suelo. Por lo tanto, es importante que se midan estas propiedades en el mayor número de formas posible para hacer comparaciones y tomar decisiones con el fin de llegar a los parámetros de diseño. Después se deben verificar estos parámetros con mediciones de comportamiento siempre que sea posible.

La redundancia en los ensayos no sólo ayuda a seleccionar parámetros de diseño sino que también da una visión más realista de la precisión y de las limitaciones.

7 BIBLIOGRAFÍA

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente – NSR – 98", Santafé de Bogotá, D.C., 2000.

BERRY, Peter L. y REID, David, "Mecánica de Suelos", Editorial McGraw-Hill Interamericana, S.A., Santafé de Bogotá D.C., 1993.

DAS, Braja M., "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", International Thomson Editores, Cuarta Edición, México, 2001.

DAS, Braja M., "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", International Thomson Editores, México, 2001.

DELGADO, Manuel, "Ingeniería de Fundaciones", Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Santafé de Bogotá, D.C., 1996.

HOLTZ, Robert, and KOVACS, William, " An Introduction to Geotechnical Engineering", Editorial Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1981.

HVORSLEV, Juul, "Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes", American Society of Civil Engineers, Edited and printed by Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1949.

OSTERBERG, Jorj, "Necessary redundancy in geotechnical engineering", The twenty-first Karl Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 11, November, 1989, ASCE.

PECK, Ralph, HANSON, Walter y THORNBURN, Thomas, "Ingeniería de Cimentaciones", Editorial Limusa, México, 1987

WHITLOW, Roy, "Fundamentos de Mecánica de Suelos", Editorial CECSA, Segunda Edición, México, 2000.

WINTERKORN, Hans F., y FANG, Hsai-Yang, "Foundation Engineering Handbook", Editorial Van Nostrand Reinhold, New York, 1975.

Técnicas de exploración

L.G. Rojas M., I.C.

Departamento de Geotecnia, Gómez Cajiao y Asociados S.A.

1 INTRODUCCIÓN

La investigación del subsuelo constituye una de las etapas del estudio geotécnico general de un lote o un área que se realiza para determinar si un sitio es adecuado para una obra de ingeniería determinada y para poder preparar un diseño técnico y económicamente factible.

La investigación del subsuelo se lleva a cabo después de estudiar la información existente sobre el sitio del proyecto y de realizar un reconocimiento preliminar del terreno. En algunos casos se utilizan fotografías aéreas y estudios geofísicos. También es necesario llevar a cabo una investigación del subsuelo cuando se requiere conocer la estabilidad de una obra existente o cuando se ha producido la falla de una estructura.

Los principales objetivos de la investigación del subsuelo son:

- Determinar el perfil estratigráfico del subsuelo, estableciendo la secuencia de los diferentes estratos presentes en función de la profundidad, su espesor y la continuidad lateral de cada estrato, y si es necesario determinar la profundidad del manto rocoso.
- Determinar la profundidad del nivel freático.
- Determinar las propiedades necesarias para la identificación, descripción y clasificación de los diferentes estratos y obtener los parámetros necesarios para el diseño de la obra de ingeniería.

De esta manera, el estudio de suelos debe incluir un programa de exploración del subsuelo, observaciones del nivel freático, toma de muestras

para ejecución de ensayos de laboratorio y ensayos in-situ.

Es posible que en algunos proyectos de ingeniería sea necesario hacer un seguimiento continuo de las condiciones del subsuelo antes y después de la construcción. Para ello se instalan equipos de instrumentación tales como piezómetros, celdas de presión y deformímetros.

Los diferentes métodos para la investigación del subsuelo se pueden clasificar en dos grandes grupos: Métodos directos y métodos indirectos.

Los métodos directos son los que permiten una observación directa del subsuelo, ya que permiten tomar muestras del suelo para su posterior análisis por medio de ensayos de laboratorio. Dentro de estos métodos están: apiques, pozos, barrenos manuales, sondeos con percusión y lavado y perforaciones en roca.

Los métodos geofísicos o indirectos son los que utilizando ondas sísmicas o electricidad permiten conocer algunas propiedades de los suelos, sin necesidad de realizar perforaciones y toma de muestras. Dentro de estos métodos están los sondeos geoléctricos y la refracción sísmica. Los métodos geofísicos presentan algunas ventajas sobre los métodos directos: ejecución rápida, uso de equipos ligeros y fáciles de transportar y son muy útiles cuando se trata de áreas extensas. Para una adecuada interpretación de sus resultados se deben realizar en combinación con métodos directos de investigación.

Existen algunos métodos de investigación llamados semi-indirectos, que permiten conocer algunas propiedades del suelo y consisten en hincar en el suelo instrumentos que introducen deformaciones en

el suelo y suministran parámetros de resistencia al corte del suelo. Los más comunes son: ensayo de penetración estática o Cono Holandés (CPT), piezoconos y presurómetros.

El ensayo de penetración estática o CPT (Norma ASTM 3441) consiste en hincar un cono con una punta de 60°, tiene un área de 10 cm³ y se debe penetrar en el suelo a una velocidad de 2 cm/seg. El cono consta de 2 partes: la punta y el fuste. Con la punta se mide la resistencia a la penetración a la punta (Rp, qc) y con el fuste se puede medir la resistencia a la penetración por fricción (fs). Este ensayo, como no recupera muestra, no permite saber directamente que tipo de suelo se está investigando. Dependiendo de la magnitud de la relación entre fricción y punta, se puede estimar en que clase de suelo se está realizando el ensayo.

El piezocono básicamente es un ensayo de penetración estática con cono en el cual además de medir la resistencia a la penetración por punta y fricción lateral, se puede medir la presión de poros.

Los presurometros se introducen en la perforación sin revestimiento a la profundidad requerida, se expande lateralmente utilizando aire o un gas comprimido de tal manera que genere esfuerzos radiales en el suelo. Las características esfuerzo-deformación del suelo se pueden medir a partir de los esfuerzos aplicados y la deformación medida.

2 CRITERIOS PARA SELECCIONAR EL METODO ADECUADO DE INVESTIGACION

Para seleccionar el método de investigación más adecuado se debe tener en cuenta las siguientes variables: geología del área del proyecto, tipo y magnitud de la obra de ingeniería y normas vigentes que regulan la cantidad y profundidad de las investigaciones a realizar.

- Geología: Con base en la información que exista con respecto a la geología o estudios geotécnicos preliminares o estudios geotécnicos de otros proyectos cercanos a la zona en estudio, se puede establecer que tipo de investigación es la más adecuada a ejecutar. Por ejemplo, si estudios básicos indican que en

el área a estudiar afloran mantos rocosos, se deberán descartar métodos manuales de investigación como los apiques y los barrenos manuales e incluso también se podría descartar perforaciones con equipo de percusión y lavado, quedando como única opción perforaciones con taladros a rotación.

Si la geología e información básica indica que en el área a estudiar existen grandes depósitos de suelos sedimentarios blandos y/o sueltos, la investigación se podrá realizar con métodos manuales (apiques y barrenos) y sondeos a percusión y lavado, no siendo necesario el empleo de taladros a rotación.

- Tipo y magnitud del proyecto: Dependiendo del tipo de proyecto a estudiar se deberá escoger el método de investigación para obtener los parámetros necesarios para el diseño:
 - Proyectos lineales: Para proyectos como carreteras, vías urbanas y vías férreas donde una de las principales actividades es estudiar la capacidad de soporte de la subrasante, la investigación del subsuelo se podrá realizar con apiques y/o barrenos manuales. En este tipo de proyectos una actividad igualmente importante es el estudio de zonas de préstamo, el cual se deberá realizar con una combinación de apiques, sondeos a percusión y lavado o perforaciones a rotación y métodos indirectos (geofísica).
 - Estructuras en general: Para casas, edificios, bodegas y puentes o viaductos el sistema de investigación tiene que estar de acuerdo con las normas vigentes (Norma NSR-98) donde dependiendo de la estructura se exige una cantidad y una profundidad mínima de puntos de investigación.

Para el estudio de suelos de una casa la Norma NSR-98 exige por lo menos 3 sondeos de 6 m de profundidad cada uno. De esta manera quedan descartados los apiques y se podrían realizar con barreno manual si se tratan de suelos blandos o de consistencia media. Si la geología y la información básica indica que en la zona existen suelos granulares

o la roca se encuentra muy superficial habrá que pensar en realizar los sondeos con equipo de percusión y lavado o equipos con rotación.

Para un edificio o bodega la Norma NSR-98 exige que se hagan por lo menos 3 sondeos de 15 m de profundidad cada uno. De tal manera que las perforaciones se deberán realizar con equipos de percusión y lavado o con equipos con rotación.

Para un puente o viaducto la Norma NSR-98 exige un punto de investigación para cada apoyo de la estructura. Dependiendo de la geología del área del proyecto y del tipo de cimentación que requiere la estructura se deberá escoger el método de investigación. Para este tipo de proyectos es muy normal utilizar equipos de percusión y lavado y/o equipos con rotación.

Para grandes proyectos de ingeniería: aeropuertos, presas, hidroeléctricas, túneles, puertos: Para este tipo de proyectos es normal utilizar una combinación de todos los métodos directos e indirectos de investigación del subsuelo.

3 METODOS DIRECTOS DE INVESTIGACION

Los principales métodos directos de investigación, desde el más sencillo hasta el más complejo, son:

- Apiques
- Trincheras
- Pozos
- Barrenos manuales
- Sondeos con percusión y lavado
- Perforaciones en roca

3.1 APIQUES

Permiten examinar las condiciones del subsuelo in-situ, tanto en sentido vertical como horizontal. Se hacen normalmente con herramientas manuales (pala, pica, barra), aunque también se pueden hacer con retroexcavadora. Las dimensiones mínimas en planta son de 1.0 m de ancho por 1.5 m de largo. Profundidad normal: 1 a 5 metros. Normas Inglesas

de seguridad exigen que apiques con una profundidad mayor de 3 pies deben ser entibado. Para la ejecución de un apique el número ideal de trabajadores es 2. Si se trata de apiques de más de 3 m profundidad se deben utilizar 3 personas.



Fotografía 1: En las paredes de un apique se puede examinar directamente las condiciones de los diferentes estratos del subsuelo.

Los apiques se realizan para investigaciones de poca profundidad. Son ideales para investigar las características de soporte de la subrasante para diseño del pavimento de vías. También se utilizan para tomar muestras de gran tamaño, necesarias para la investigación de materiales para construcción: agregados para concretos, rellenos, enrocados, etc...

Los apiques son ideales cuando se trata de suelos cohesivos blandos a firmes y suelos no cohesivos finos sueltos a densos con el nivel freático profundo. Cuando se trata de suelos granulares gruesos o roca, se dificulta enormemente su realización y se incrementa su costo considerablemente. Igualmente, cuando se encuentra el nivel freático muy superficial el necesario disponer de moto-bombas y prever el entibado de las paredes para poder avanzar.

3.1.1 Equipo

Como se dijo anteriormente el equipo necesario son palas, barras y picas. Si se necesita entibar las paredes hay que disponer de madera y cordales, así como también disponer de baldes, sogas, poleas y escalera. Los apiques también se pueden realizar con retroexcavadora, pero dependiendo de las características del subsuelo encontrado es posible que para la toma de muestras sea necesario entibar las paredes.

3.1.2 Tipo de muestras

En un apique es posible tomar muestras alteradas e inalteradas.

3.1.2.1 Muestras alteradas o remoldeadas

Se pueden empacar en bolsas plásticas. Se usan para ensayos de clasificación. Cada muestra debe tener un rótulo de identificación:

Proyecto _____	
Apique No. _____	Muestra No. _____
Profundidad _____	Fecha _____

Las muestras para humedad natural deben guardarse en un frasco de vidrio, con tapa metálica y parafinada.

Tanto en la bolsa como en el frasco las muestras de suelo pierden algo de humedad durante su almacenamiento y transporte hasta el laboratorio. Lo mejor es realizar el ensayo inmediatamente se tome la muestra en un laboratorio de campo.

La cantidad de muestra, para suelos finos, que se debe tomar para un ensayo de clasificación: 500 gr. Para humedad natural: 300 gr.

Para suelos arenosos: 1000 gr. Para gravas: 2000 gr. Para humedad unos 500 gr.

En un apique también se pueden tomar muestras integrales: Se toman en la pared del apique con una pala, tratando de recoger el suelo tal y como se encuentra en estado natural e integral. La muestra se guarda en costales plásticos. Se pueden tomar muestras integrales totales o parciales por cada estrato. También deben llevar su rotulo de Identificación. Los ensayos que se realizan sobre muestras integrales: granulometría, CBR, compactación.

3.1.2.2 Muestras inalteradas: Cubos inalterados.

El cubo se extrae del apique, se parafina totalmente y se guarda en una caja de madera, protegido por aserrín o bolitas de icopor. Debe llevar su respectivo rotulo de identificación.



Fotografía 2: Sitios del apique donde se puede tomar una muestra inalterada en forma de cubo.

Ensayos que se pueden hacer a un cubo inalterado: Resistencia, compresibilidad, permeabilidad. Se pueden fabricar o labrar muestras cilíndricas para ensayos de compresión inconfiada, triaxial, consolidación, corte directo, etc.

Este tipo de muestras son adecuadas para suelos cohesivos o con algo de cohesión. No se pueden tomar en suelos arenosos o gruesos. También se pueden tomar muestras en moldes metálicos (de compactación o CBR). $D = 6''$ y $H = 6''$. Se usan con un anillo cortante. Sirve para hacer el ensayo de CBR, la muestra se ensaya en el mismo molde.



Fotografía 3: Molde metálico de CBR hincado en el fondo de un apique.

En un apique también se pueden tomar muestras inalteradas con Tubo Shelby. (Norma ASTM D – 1587). Permite tomar muestras inalteradas de suelos cohesivos de consistencia blanda a media. Se debe hincar a presión, no a golpes. Los dos extremos del tubo se deben sellar con parafina. Debe llevar su respectivo rotulo de identificación.

Ensayos de laboratorio que se puede hacer a una muestra de Tubo Shelby (TS): resistencia, compresibilidad, clasificación, humedad.

3.1.3 Tipos de Ensayos

En las paredes y/o en el fondo de los apiques se pueden hacer ensayos de resistencia al corte in-situ:

- Veleta de bolsillo
- Penetrometro de bolsillo

Estos ensayos también se pueden hacer en la boca del tubo shelby recién tomado en el apique.

También en el fondo del apique se pueden hacer ensayos de CBR de campo, ensayo de cono DCP y ensayo de placa.



Fotografía 4: Muestra inalterada en Tubo Shelby, siendo extraída en el laboratorio.



Fotografía 5: Ensayos de resistencia al corte con la veleta y el penetrómetro de bolsillo, realizados en la boca de un Tubo Shelby.

Conforme se excave el apique y se tomen las muestras y ensayos correspondientes, se debe elaborar el respectivo registro que debe contener como mínimo: nombre del proyecto, localización, fecha de ejecución, supervisor, posición del nivel freático, descripción detallada de los diferentes estratos encontrados, ensayos in-situ realizados y lista y tipo de muestras tomadas.

3.2 TRINCHERAS

Es un apique que se excava en una ladera inclinada. Se puede excavar con herramientas manuales tales como pala, pica, barra. También se puede realizar con retroexcavadora.

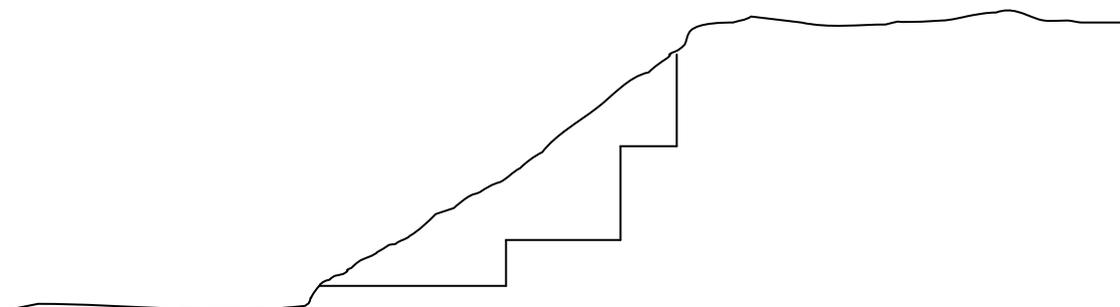


Figura 1: Forma de excavación de una trinchera en escalera.

La trinchera puede tener un metro de ancho y puede ser tan larga como la altura que tenga la ladera. Se utiliza para investigar las características de los suelos que componen la ladera y obtener parámetros para el diseño de los taludes de corte o para estudiar la estabilidad de la ladera.

3.2.1 Equipo

El equipo necesario son palas, barras y picas. Las trincheras también se pueden excavar con

retroexcavadora. No es muy común entibar las paredes.

3.2.2 Tipo de muestras

En una trinchera se pueden tomar muestras alteradas e inalteradas similares a las tomadas en los apiques (ver numeral 3.1.2)

3.2.3 Tipos de Ensayos

En las paredes y/o en el fondo de la trinchera se pueden hacer ensayos de resistencia al corte in-situ similares a los indicados para los apiques (ver numeral 3.1.3)

Al terminar la trinchera y al tomar las muestras y ensayos correspondientes, se debe elaborar el respectivo registro que debe contener como mínimo: nombre del proyecto, localización, fecha de ejecución, supervisor, posición del nivel freático, descripción detallada de los diferentes estratos encontrados, ensayos in-situ realizados y lista y tipo de muestras tomadas.

3.3 Pozos

Básicamente son apiques de gran profundidad (mayor a 5 m). Permiten examinar las condiciones del subsuelo in-situ, tanto en sentido vertical como horizontal. Se hacen normalmente con herramientas manuales (pala, pica, barra), aunque también se pueden hacer con retroexcavadora (por lo menos los primeros metros). Debido a su gran profundidad es necesario emplear entibados para garantizar la estabilidad de las paredes. Se utilizan en grandes proyectos de ingeniería cuando se requiere examinar con detalle las características de suelos, rocas o un contacto suelo –roca. Los pozos pueden tener más de 10 m de profundidad.

3.3.1 Equipo

El equipo necesario son palas, barras, picas, baldes, sogas, madera para entibados, poleas y escaleras.

3.3.2 Tipo de muestras

En un pozo se pueden tomar muestras alteradas e inalteradas similares a las tomadas en los apiques (ver numeral 3.1.2)

3.3.3 Tipos de Ensayos

En las paredes y/o en el fondo del pozo se pueden hacer ensayos de resistencia al corte in-situ similares a los indicados para los apiques (ver numeral 3.1.3)

3.4 BARRENOS MANUALES

El barreno manual es una herramienta liviana y portátil a la cual se le puede adaptar diferentes cucharas de corte hasta de un diámetro de 200 mm, y puede utilizarse hasta una profundidad de unos 8 m en suelos que presenten paredes estables (suelos cohesivos de consistencia blanda a firme) y que no tengan gravas gruesas. En suelos no cohesivos (arenas y gravas) no se pueden hacer barrenos manuales debido a que no se puede utilizar camisas de revestimiento. El nivel freático superficial dificulta enormemente la ejecución de un barreno manual.

Los barrenos manuales se utilizan para estudios de suelos de casas, bodegas y edificios de poca altura. También se utilizan para investigar la subrasante de una vía urbana o una carretera.

El procedimiento para realizar un barreno se puede resumir así:

- La cuchara de corte o la espiral se acopla a una de las extensiones metálicas y en el otro extremo se acopla la cruceta.
- El barreno se coloca sobre la superficie y con la cruceta se da rotación de tal manera que la cuchara o espiral se introduce en el suelo.
- Una vez se llene la cuchara o el espiral se extrae con un movimiento vertical, apoyados en la cruceta o en dos llaves de tubo.
- Se desocupa la cuchara o espiral y se repite el procedimiento. Se debe tomar nota de la muestra que vino en la cuchara para realizar la correspondiente descripción. Se puede guardar algo del suelo como muestra remoldeada.

3.4.1 Equipo

- Cuchara de corte o espiral

- Extensiones metálicas (generalmente de $\frac{3}{4}$ " o 1 " de diámetro y 1.0 m de largo)
- Cruceta (se acopla a la tubería y sirve para darle rotación a las herramientas de corte)
- Llaves de tubo.
- Se puede emplear un motor pequeño como ayuda para la rotación de las herramientas de corte.

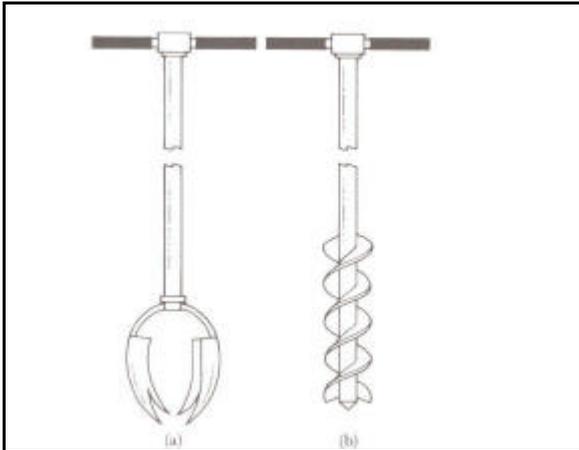


Figura 2: a) Barreno o cuchara de corte. b) Espiral o helicoide.

3.4.2 Tipo de muestras

En un barreno manual es posible tomar muestras alteradas e inalteradas.

- Muestras alteradas o remoldeadas. Las muestras que vienen en la cuchara o en la espiral se pueden empacar en bolsas plásticas. Se usan para ensayos de clasificación. Cada muestra debe tener un rótulo de identificación.
- Muestras inalteradas: En un barreno manual se pueden tomar muestras inalteradas con Tubo Shelby. (Norma ASTM D – 1587). Permite tomar muestras inalteradas de suelos cohesivos de consistencia blanda a media. Se debe hincar a presión, no a golpes. Los dos extremos del tubo se deben sellar con parafina. Debe llevar su respectivo rotulo de identificación.



Fotografía 6: Cuchara de corte y helicoide o espiral.

3.4.3 Tipos de Ensayos

En un barreno manual se pueden hacer ensayos de resistencia al corte in-situ con la veleta de campo: (Norma INV E-170 y ASTM D 2573 - 94)

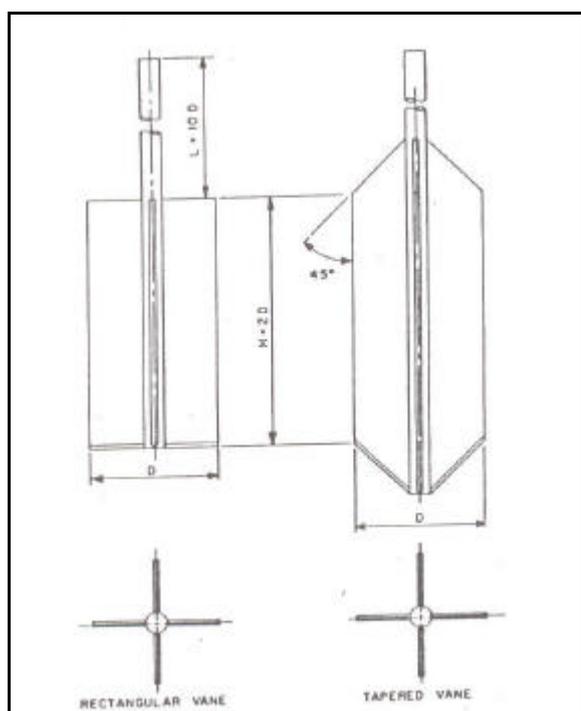


Figura 3: Veleta de campo. Sección rectangular y sección trapecial.

En las muestras inalteradas en Tubo Shelby se pueden hacer ensayos de resistencia al corte con la veleta y el penetrometro de bolsillo. (Ver Fotografía No. 5)

3.5 SONDEOS CON EQUIPO DE PERCUSIÓN Y LAVADO

Los sondeos con equipo de percusión y lavado se utilizan para estudios de suelos que requieren alcanzar mayores profundidades que las alcanzadas con el barreno manual. Al emplear un trípode y un motor permite llegar hasta profundidades cercanas a los 50 m. Es un equipo relativamente liviano (entre 200 y 300 kg) y fácil de transportar. Se puede utilizar en suelo cohesivos y suelos granulares finos.

Permite la hincas de camisas de revestimiento para mantener las paredes del hueco estables. En estratos rocosos y granulares gruesos no se pueden hacer sondeos con percusión y lavado.

Se utilizan para estudios de suelos de edificios, bodegas, puentes, viaductos y zona de préstamo.

3.5.1 Equipo

Para la ejecución de sondeos de percusión y lavado se requiere el siguiente equipo:

- Trípode motorizado
- Moto - bomba
- Varillas de perforación y camisas de revestimiento.
- Palas perforadoras
- Sogas y cables de acero
- Poleas
- Herramientas varias

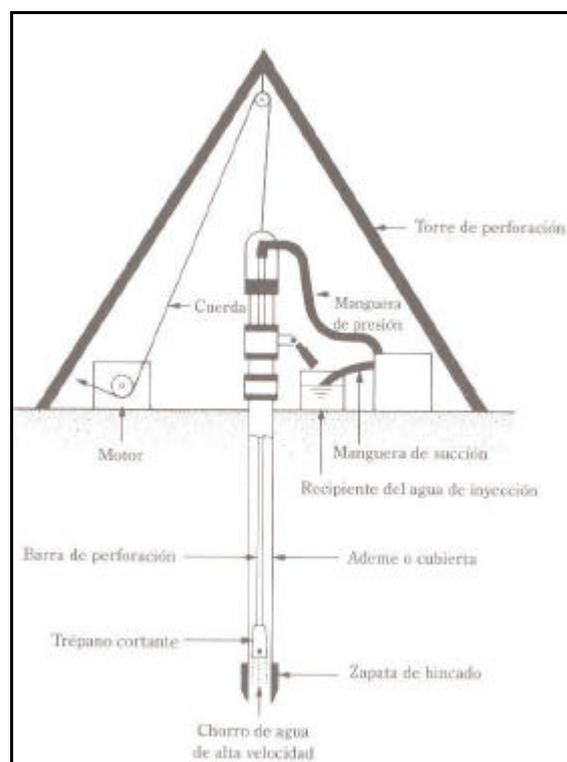
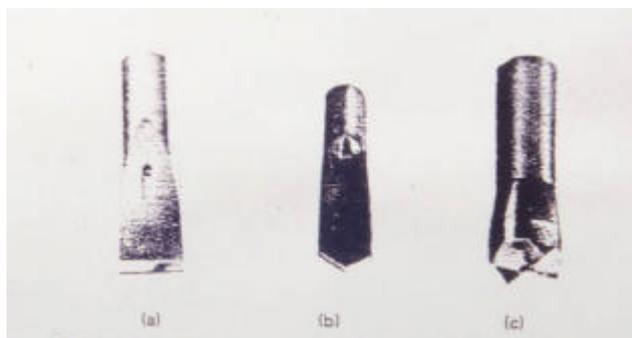


Figura 4: Esquema de los diferentes componentes de un equipo de perforación a percusión y lavado.

Las palas de lavado pueden ser de varias formas:



Fotografía 7: Diferentes formas de palas de lavado: a) Recta b) en punta c) en cruz.

El procedimiento para la ejecución de un sondeo a percusión y lavado se puede resumir así:

- Se hincan un tubo de revestimiento (diámetro 4 ") de un metro o menos de longitud.
- Se acopla una pala de lavado a la tubería de perforación (que es hueca interiormente) y se introduce en la tubería de revestimiento hincada previamente.
- La tubería de perforación se conecta a una manguera de presión y esta a la moto-bomba, con la cual se inyecta agua a alta presión que sale por los orificios de la pala de lavado.
- Con movimientos verticales de la tubería de perforación, el suelo es cortado en pequeños trozos los cuales salen a la superficie junto con el agua de lavado. El agua con el suelo lavado se puede recoger en un tanque o en un apique desde donde se puede bombear a la perforación nuevamente.
- A la camisa de revestimiento hincada inicialmente se le puede acoplar otro tubo de longitud variable e hincarlo para ir revistiendo completamente la perforación.
- En cualquier momento se puede suspender la operación de lavado y se puede tomar una muestra o realizar ensayos in-situ.
- El agua de lavado que sale a la superficie con los trozos o fragmentos de suelo cortados se pueden examinar para ir elaborando el registro de perforación. Este sistema no es muy preciso pues el suelo sale bastante alterado por la

acción de percusión y lavado. Se recomienda tomar muestras, ya sea en Tubo Shelby o en el Split Spoon cada metro para ir elaborando un registro preciso y poder determinar exactamente la profundidad de los diferentes cambios de estrato.

3.5.2 Tipos de muestras

En un sondeo a percusión y lavado es posible tomar muestras alteradas e inalteradas.

- Muestras alteradas o remoldeadas. Las muestras que vienen en la cuchara partida o split spoon cuando se realiza el ensayo de penetración estándar, se consideran muestras remoldeadas y se usan para elaborar la descripción de los suelos perforados y se usan para ejecutar ensayos de clasificación. Cada muestra debe tener un rótulo de identificación.

También se pueden tomar muestras del suelo que sale con el agua de lavado. Estas muestras solo sirven para realizar la descripción del suelo y no para realizar ensayos de laboratorio por ser poco representativas.

- Muestras inalteradas: En un barreno manual se pueden tomar muestras inalteradas con Tubo Shelby. (Norma ASTM D – 1587). Permite tomar muestras inalteradas de suelos cohesivos de consistencia blanda a media. Se debe hincar a presión, no a golpes. Los dos extremos del tubo se deben sellar con parafina. Debe llevar su respectivo rotulo de identificación.

3.5.3 Tipos de Ensayos

En un sondeo a percusión y lavado se pueden hacer ensayos de resistencia al corte in-situ con la veleta de campo: (Norma INV E-170 y ASTM D 2573 – 94) y el ensayo de penetración estándar (SPT) (Norma INV E-111 y ASTM D-1586).

También se pueden hacer ensayos de permeabilidad tipo Lefranc de cabeza variable o cabeza constante.

En las muestras inalteradas en Tubo Shelby se pueden hacer ensayos de resistencia al corte con la veleta y el penetrometro de bolsillo. (Ver Fotografía No. 5)

- Broca
- Rima
- Barril

3.6 PERFORACIONES EN ROCA

Cuando el material a cortar corresponde a suelos consolidados, rocas, depósitos aluviales o suelos con alto contenido de cantos y gravas gruesas, se hace necesario el uso de herramientas capaces de cortar esos materiales. Se utilizan unos elementos llamados brocas impregnadas con diamantes, tungsteno, carburo, etc. La broca cortadora se encuentra acoplada a un barril donde quedan alojados núcleos de la roca perforada.

3.6.1 Equipo

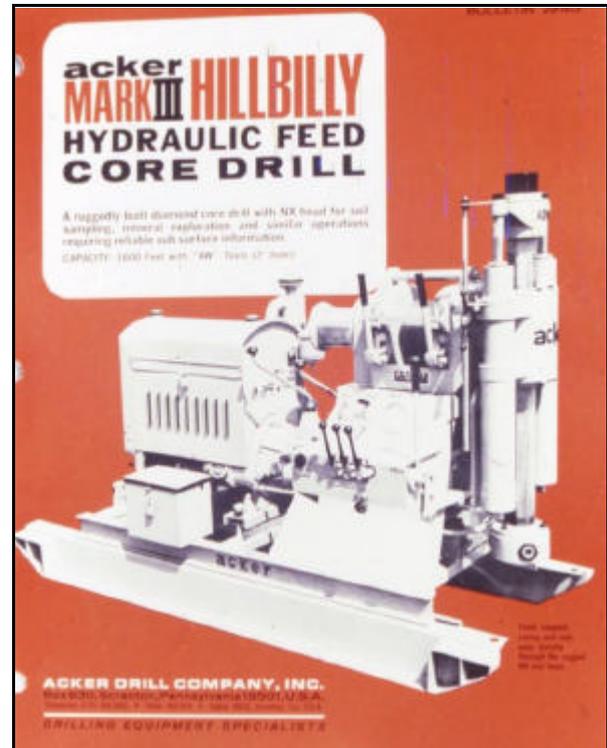
Para perforaciones en roca se utilizan los siguientes equipos:

- Taladros hidráulicos con sistema de rotación.
- Brocas, rimas y tubería de perforación.
- Motobombas y herramientas menores.

La tubería y elementos de perforación se encuentran estandarizados por la DCDMA. (Diamond Core Drill Manufactures Association). Las brocas con diamante para cortar la roca se conocen con la siguiente nomenclatura:

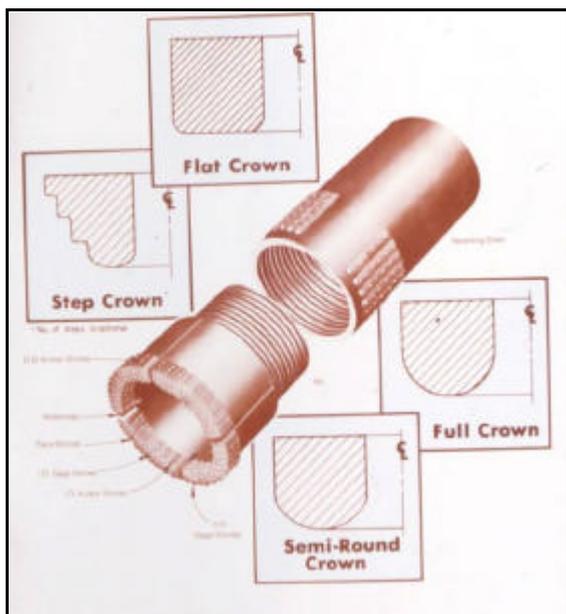
LETRA	DIÁMETRO
R	1" - 25 m.m.
E	1 ½" - 40 m.m.
A	2" - 50 m.m.
B	2 ½" - 65 m.m.
N	3" - 75 m.m.
H	4" - 100 m.m.

Los elementos básicos que conforman el sistema de perforación en roca, son los siguientes:



Fotografía 8: Taladro de marca ACKER para perforaciones en roca.

La broca es la encargada de cortar la roca y permite que un núcleo se aloje en el barril. La rima o escariador, que tiene un cinturón de diamantes, se encarga de ampliar un poco el diámetro de la perforación y así disminuir la fricción entre las paredes y el barril. También hay brocas llamadas destructoras o ciegas, las cuales se utilizan cuando el objetivo de la perforación es hacer el hueco y no hay necesidad de tomar muestras.



Fotografía 9: Se pueden ver los diferentes perfiles que puede tener una broca y la rima o escañador.

3.6.2 Tipos de muestras

Utilizando las brocas adecuadas en una perforación en roca se pueden tomar muestras núcleos inalterados.



Fotografía 10: Disposición de los núcleos recuperados en una perforación en una caja metálica.

3.6.3 Tipos de Ensayos

En una perforación en roca se pueden hacer algunos ensayos in-situ:

- Ensayos de esfuerzo-deformación con presurómetros.
- Ensayos de permeabilidad del tipo Lugeon (ensayos de agua a presión).

La calidad de la roca in-situ se puede estimar indirectamente estimando el recobro y el RQD (Rock Quality Designation, Deer 1988):

$$\% \text{ Re cobro} = \frac{\sum \text{Longitud Nucleos Re cobrados}}{\sum \text{Longitud Total Perforada}} \times 100$$

$$RQD = \frac{\sum \text{Longitud Nucleos Re cobrados} > 0.10 \text{ m}}{\sum \text{Longitud Total Perforada}} \times 100$$

De acuerdo con el valor de RQD la calidad de la roca se puede clasificar así:

RQD, %	CALIDAD DE LA ROCA
90 - 100	Excelente
75 - 90	Buena
50 - 75	Media
25 - 50	Mala
0 - 25	Muy Mala

Los ensayos de agua a presión, tipo Lugeon, permiten determinar la permeabilidad secundaria de la roca, es decir, la permeabilidad que depende de las fisuras y diaclasas que tenga el macizo rocoso. Una unidad Lugeon, UL, se define como la cantidad de agua en litros por minuto y por metro de perforación que puede ser tomada por la roca, bajo una presión de 10 kg/cm². Una UL equivale aproximadamente a una permeabilidad, K, de 1.3 x 10⁻⁵ cm/seg o 10 pies/año.

En el siguiente esquema se muestra como se realiza un ensayo de agua a presión:

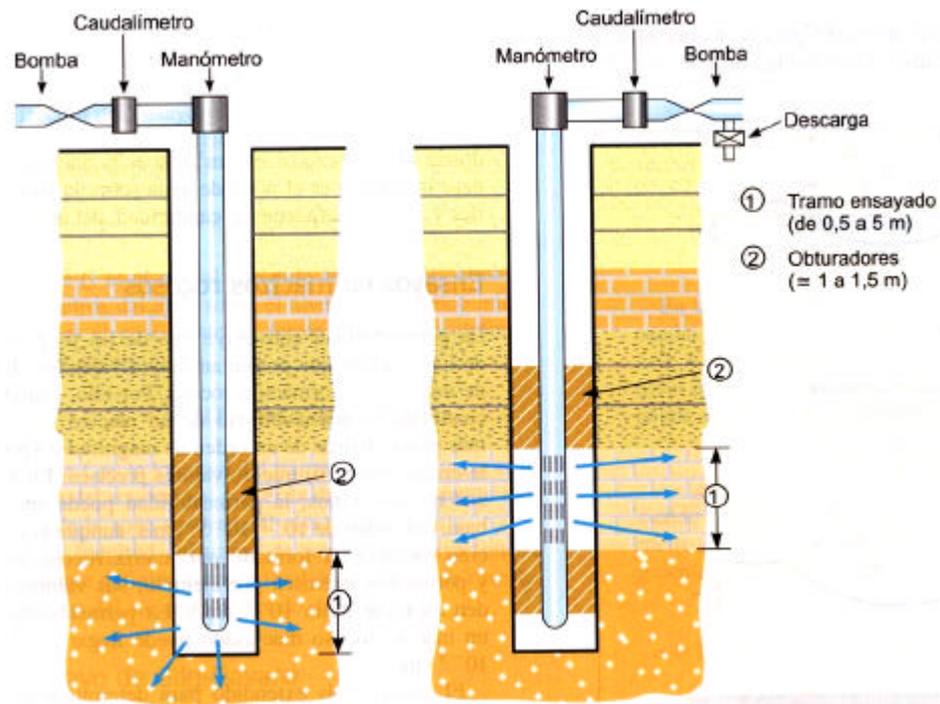


Figura 5: Esquema que muestra un ensayo de agua a presión – tipo Lugeon. En el esquema de la izquierda se muestra un ensayo de fondo y en el de la derecha un ensayo de pared.

4 BIBLIOGRAFIA

- “Mecánica de Suelos”, Meter L. Berry y David Reid.
- “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”. Braja M. Das
- “Apuntes Cátedra Práctica de Geotecnia”, Universidad Javeriana, Luis Guillermo Rojas M.

Ensayos In-Situ

J. E. Durán, I.C., M.Sc

Centro de Estudios Geotécnicos, Escuela Colombiana de Ingeniería

MOTIVACIÓN

Desde mediados de la década de 1930 se han realizado grandes esfuerzos y se han logrado grandes progresos para establecer correlaciones entre los resultados de ensayos de campo y las características de resistencia y deformabilidad de distintos tipos de suelos, así como para determinar valores confiables de otras propiedades, tales como la permeabilidad, por medio de ensayos ejecutados en el propio terreno.

Estos esfuerzos y logros han estado motivados principalmente por:

- las alteraciones que sufren los suelos con las operaciones de muestreo
- la dificultad de obtener muestras inalteradas de algunos suelos
- la gran dependencia que tienen la resistencia y la deformabilidad del suelo con relación al nivel y al estado de esfuerzos

Se presenta a continuación la descripción de los principales ensayos de campo realizados durante la ejecución de estudios geotécnicos de ingeniería de fundaciones.

Se incluye una breve descripción de los equipos utilizados, el procedimiento seguido, los resultados obtenidos y las correcciones que se deben aplicar, y se mencionan la principales correlaciones que se han establecido para obtener parámetros claves de resistencia y deformabilidad de diferentes tipos de suelo. Finalmente, se hacen observaciones sobre la aplicabilidad y limitaciones correspondientes.

1 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR – SPT

1.1 EQUIPO

Torre o trípode, motor, cabrestante, varillaje, acoples, toma-muestras de cuchara partida SS (Split Spoon), martillo o pesa de 140 libras, tubo para guiar la caída libre del martillo, manila.

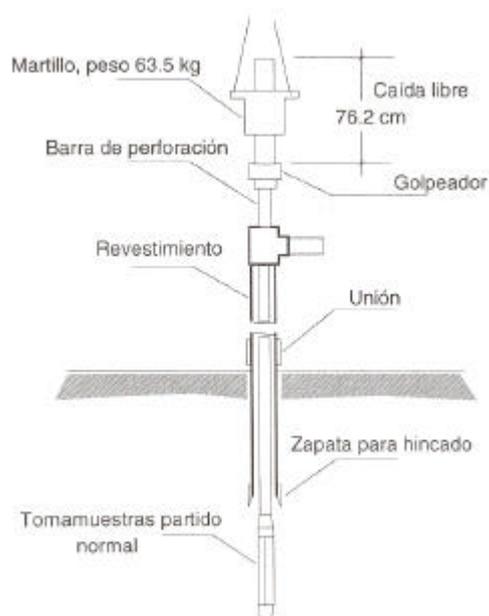


Figura 1 : Disposición para la toma de muestra y ejecución del ensayo de penetración en una perforación por lavado

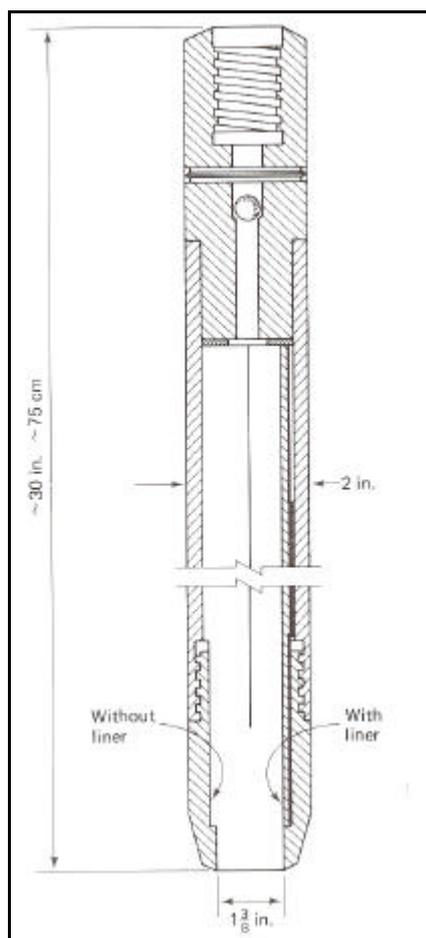


Figura 2: Detalla del muestreador

1.2 PROCEDIMIENTO

Hinca a golpes del toma-muestras SS por medio de la caída libre de una pesa de 140 libras desde una altura de 30" (76,2 cm). Se cuenta el número de golpes para avanzar tres tramos de 6" (15 cm) mientras el suelo va llenando el toma-muestras. Esto se registra como $n_{1/6}$, $n_{2/6}$, $n_{3/6}$ ". Esta operación se repite con intervalos verticales de 3m en estudios preliminares, y de 1,5m en estudios definitivos, cuando este ensayo es pertinente y aplicable.

1.3 RESULTADOS

El resultado característico del ensayo SPT es el N, golpes por pie, resultado de sumar $n_{2/6}$ + $n_{3/6}$ ".

1.4 APLICABILIDAD Y LIMITACIONES

- Este ensayo SPT es adecuado y da buena información en suelos arenosos y limosos de variadas densidades y en suelos arcillosos de consistencia firme a dura. No da información útil cuando se realiza en suelos arcillosos sensitivos de consistencia media a muy blanda.
- Da información errónea cuando el suelo tiene partículas de tamaño mayor que $\frac{3}{4}$ ", pues las piedras pueden dificultar la entrada libre de la matriz del suelo hacia el interior del toma-muestras o físicamente pueden trabar o bloquear la entrada del SS, convirtiendo el ensayo en una prueba de la resistencia a la rotura de las piedras.
- Cuando el conteo es $>40/6$ " se debe suspender el ensayo, puesto que se puede estar ante la presencia de un estrato de gravas o piedras o ante el comienzo del basamento rocoso, y, además, se puede deteriorar el SS.
- El nivel del agua libre dentro de la perforación debe estar siempre por encima del nivel freático y por encima del nivel piezométrico de un eventual estrato granular acuífero confinado durante el avance de la perforación y durante la ejecución de los ensayos SPT, pues, de lo contrario, las fuerzas de infiltración ascendentes resultantes aflojarán el suelo granular y se obtendrán valores N muy bajos, no representativos de la real condición de densidad del suelo.
- Se ha establecido que el procedimiento de ensayo SPT típico, con el que se han desarrollado muchas correlaciones prácticas para diseño divulgadas a nivel mundial, y que sirve como referencia, es el ensayo SPT ejecutado con una eficiencia del orden del 60% en la transmisión de la energía de la caída del martillo al toma-muestras SS. Esto exige una revisión permanente de la verticalidad del tubo guía para la caída del martillo, y un control del número de vueltas de la manila (medianamente

usada y preferiblemente enrollada dos vueltas en el cabrestante de izaje del martillo inmediatamente antes de la caída libre de éste).

$$C_N = \frac{2}{1 + s'_{v0}}, \text{ con } s'_{v0} \text{ en kg/cm}^2, \text{ Skempton, 1986}$$

1.5 CORRECCIONES

En estratos granulares el resultado de campo, N_f , del ensayo SPT está influido principalmente por dos factores, a saber: La Densidad Relativa, D_r , y el esfuerzo efectivo vertical existente al nivel del ensayo y en el momento del ensayo, s'_{v0} . Se encuentran en la literatura técnica varias propuestas de corrección al valor de N_f , denominadas C_N , para normalizar el resultado a un nivel de esfuerzo efectivo igual a 1 kg/cm². Las más recientes propuestas son:

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{s'_{v0}}}, \text{ con } s'_{v0} \text{ en kg/cm}^2, \text{ Liao y Whitman, 1986}$$

$$N_{corr} = C_N * N_f$$

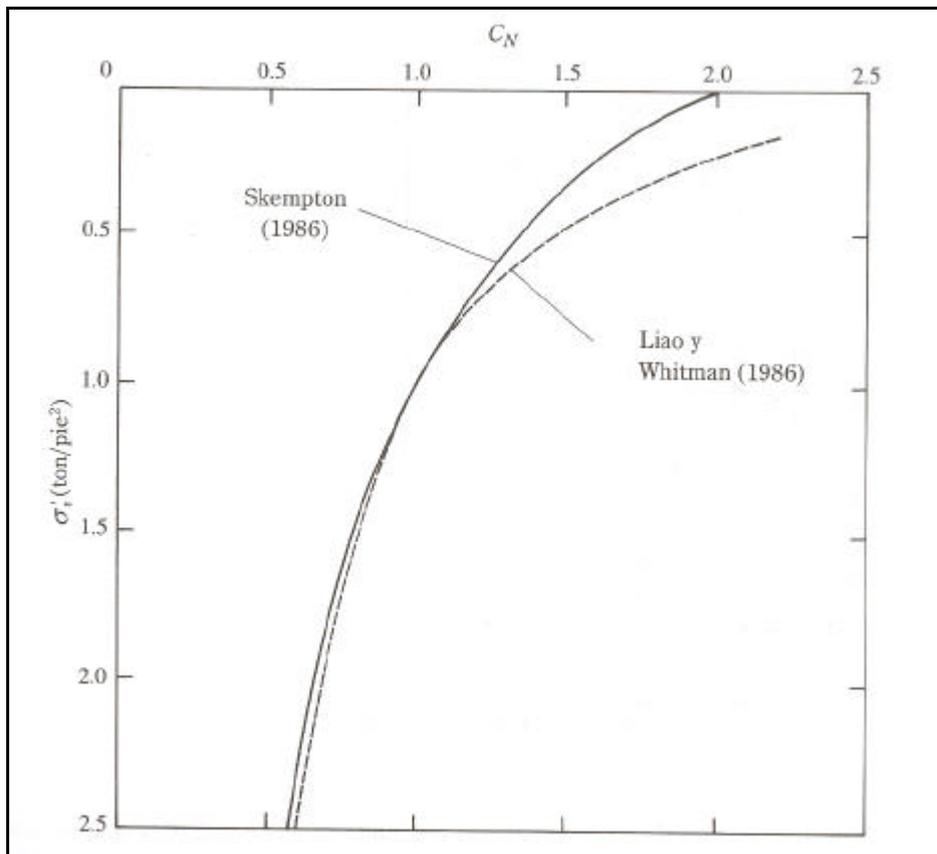


Figura 3: Gráficas comparativas de C_N vs σ'_v obtenidas de relaciones dadas por Liao y Witman (1986) y Skempton (1986)

- En arenas muy finas y limos arenosos saturados bajo el nivel freático, Terzaghi recomendó hace muchos años aplicar una corrección en aquellos casos en los cuales N fuera mayor de 15g/p,

considerando que tales casos podrían presentar dilataciones momentáneas durante el ensayo SPT, que pudieran producir presiones de poros negativas transitorias, incrementar

momentáneamente los esfuerzos efectivos y, por lo tanto, aumentar el valor de la resistencia instantánea. Dicha corrección propuesta por Terzaghi supone que para un N igual a 15g/p se tiene la condición de relación de vacíos crítica, e_{crit} . Dicha corrección se aplica así:

$$N^* = \frac{N + 15}{2}$$

En el caso de estos suelos, arenas muy finas y/o limos sumergidos, se recomienda aplicar en primer lugar la corrección por confinamiento efectivo descrita en el párrafo anterior, y, en segundo lugar, aplicar la corrección por dilatación si el $N_{corr} > 15g/p$.

1.6 CORRELACIONES

- Para arenas: Se tiene la correlación muy conocida entre el N (léase N_{corr}) y la densidad Relativa, D_r , propuesta por Terzaghi y Peck, 1948, y ampliamente difundida:

N_{corr} , g/p	Densidad Relativa, D_r , %	Descripción de Compacidad
0-4	0-15	Muy suelto
4-10	15-35	Suelto
10-20	35-50	Medianamente suelto
20-30	50-65	Medianamente denso
30-50	65-85	Denso
>50	>85	Muy denso

- Para arenas: Se cuenta, entre otras, con una correlación entre el $f'_{máx}$ y el N_{corr} , en forma de curva de Peck, Hanson y Thornburn, 1974, y expresada en ecuación por Wolff, 1989:

$$f'_{máx} = 27,1 + 0,3N_{corr} - 0,00054(N_{corr}^2)$$

- Para arenas: Se tiene la correlación de Schmertmann, 1975, entre N_F , s'_{vo} , f' , presentada en forma gráfica, así:

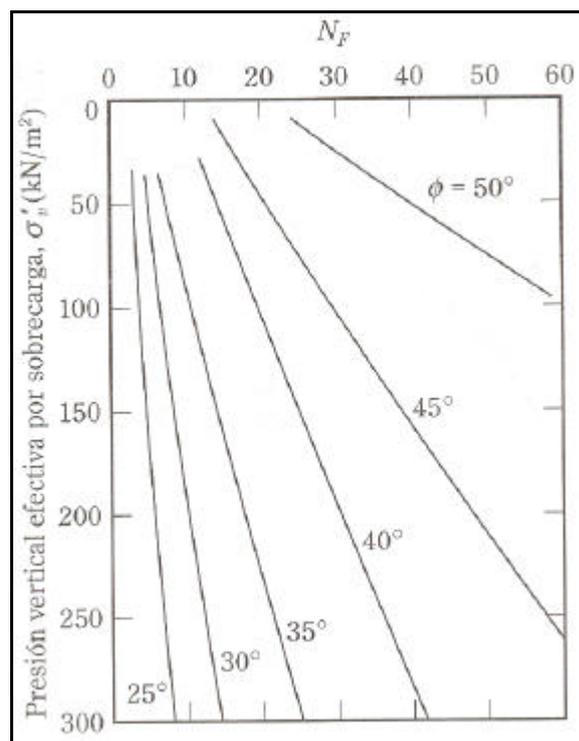


Figura 4: Correlación entre N_F , σ'_v y ϕ para suelos granulares según Schmertmann (1975)

N, g/p	Resistencia al Corte no Drenado, S_u , kg/cm²	Descripción de Consistencia
0-2	0-0,125	Muy blanda
2-4	0,125-0,25	Blanda
4-8	0,25-0,50	Media
8-15	0,50-1,0	Firme
15-30	1,0-2,0	Muy firme
>30	>2,0	Dura

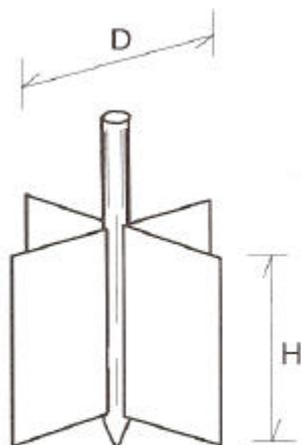
De esta tabla resulta una correlación de $N/S_u = 15$. Investigaciones posteriores, particularmente las de Schmertmann, 1975, indican que N/S_u es una función del índice de Plasticidad, IP, y de la Sensitividad, Si. A manera de guía se pueden tomar en forma aproximada las siguientes correlaciones:

Índice de Plasticidad, IP, %	N/S_u (N en golpes/pie, S_u en kg/cm²)
8	30
15	15
30	10
60	5
100	4

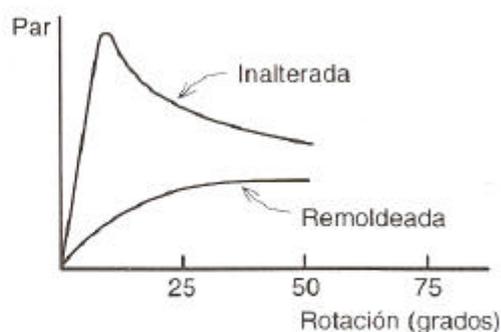
2 ENSAYO DE TORSIÓN CON VELETA DE CAMPO – S_{uv}

2.1 EQUIPO

Varillaje, acoples, veleta y torcómetro. La veleta puede ser de aspas rectangulares o de aspas trapezoidales semejando el tener puntas cónicas. Los diámetros usuales de la veleta son 2", 2½" y 3".



(a) Esquema del aparato rotatorio de veleta



(b) Curvas típicas rotación-par correspondientes a arcilla blanda sensitiva

Figura 5: Ensayo rotatorio de veleta in situ

2.2 PROCEDIMIENTO

Se acopla la veleta en la parte inferior del varillaje. Se baja el ensamblaje al fondo de la perforación. Se hinca suavemente a presión la veleta dentro del suelo natural una distancia cercana a 30cm, de tal manera que el cuerpo de la veleta quede totalmente rodeado de suelo inalterado, no perturbado por las operaciones previas de avance de la perforación. Se aplica un torque en la parte superior del varillaje girándolo a una velocidad que debe estar entre 6° y 12° por minuto, en un proceso sostenido y continuo.

2.3 RESULTADOS

Se lee el valor del torque máximo aplicado en el momento en que se produjo la falla alrededor de una

Generalmente la altura de las aspas, H , es dos veces el diámetro, D , de la veleta. A mayor consistencia del suelo arcilloso se emplea un menor diámetro de veleta y a menor consistencia, un mayor diámetro de veleta.

superficie de un cilindro de suelo demarcado por las aspas de la veleta. A continuación, se realizan cuatro a cinco giros completos del varillaje para remoldear totalmente el suelo a lo largo de las superficies de falla. Enseguida, se ejecuta nuevamente el procedimiento de lectura del torque para producir una nueva falla.

Se obtienen así lecturas de torque para la condición de falla del suelo inalterado y para la condición de falla del suelo remoldeado, obteniéndose con su relación (T_{ui}/T_{ur}) el grado de sensibilidad, S_i .

2.4 APROXIMACIONES

Para llegar a una expresión sencilla que relacione el torque de falla y la resistencia al corte no drenado

del suelo arcilloso se requiere hacer las siguientes aproximaciones:

- La resistencia al corte no drenado del área perimetral, S_{uper} , se alcanza al mismo tiempo que la resistencia al corte no drenado en las áreas circulares superior e inferior, S_{ubases} .
- No hay anisotropía en la resistencia al corte no drenado.
- En las áreas circulares superior e inferior se llega al momento de la falla por corte al mismo tiempo en todos los puntos del área.



Fotografía 11: Ejecución del ensayo de veleta

2.5 ECUACIÓN

Con las aproximaciones descritas, para una veleta de aspas rectangulares que tenga una relación $H/D=2$, el valor de resistencia al corte obtenido con la veleta de campo, S_{uv} , es:

$$S_{uv} = \frac{6T_u}{7pD^3}$$

2.6 FACTOR DE CORRECCIÓN

Se conocen varios factores de corrección al valor de resistencia al corte obtenido en campo para llegar a valores de resistencia que se puedan aplicar en diseño. La más conocida fue desarrollada por Bjerrum en 1972 como resultado de estudiar fallas profundas por la construcción de terraplenes sobre suelos blandos, y de aplicar retroanálisis a dichas fallas. Encontró que debería aplicarse un factor de corrección a los valores de resistencia al corte obtenidos en campo con la veleta principalmente por dos factores: la velocidad de aplicación de carga durante el ensayo, y la anisotropía de resistencia al corte generalmente existente en los suelos.

Bjerrum encontró que dicha factor de corrección es una función inversa del índice de plasticidad, IP:

$$I = 1,7 - 0,54\log(IP)$$

Así, el valor de diseño de la resistencia al corte no drenado, $S_u = I S_{uv}$

2.7 APLICABILIDAD Y LIMITACIONES

Este ensayo de torsión con veleta de campo es especialmente apropiado en suelos arcillosos de consistencia media a blanda que no tengan contenidos apreciables de arena.

Debe verificarse la calibración del torcómetro y el buen estado de las aspas o paletas de la veleta.

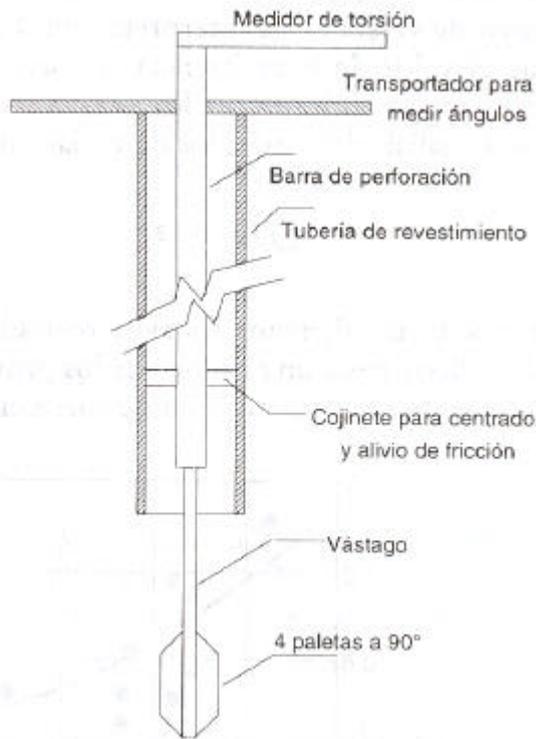


Figura 6: Disposición esquemática del ensayo de veleta

3 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁTICA DE CONO – CPT

3.1 EQUIPO

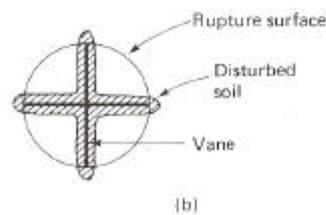
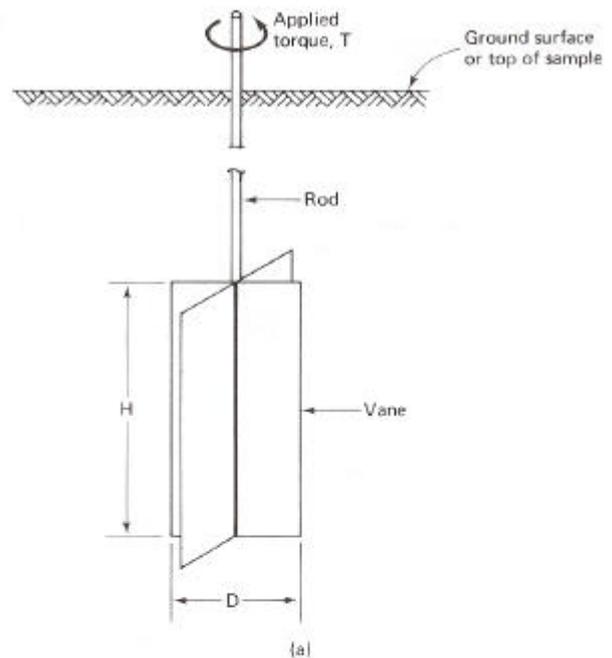
Dispositivo especial mecánico o hidráulico con una sarta de varillas en cuyo extremo inferior va el cono.

El más popular de los conos de penetración estática es el Cono Holandés, con un cono de vértice a 60°, de 3,6cm de diámetro y un área de su base de 10cm². Hay modelos que solamente miden la resistencia por la punta, mientras que hay otros más modernos dotados de una funda de 13cm de largo y 150cm² de área perimetral para medir también la resistencia por fricción lateral.

3.2 PROCEDIMIENTO

Sin necesidad de contar con una perforación previa, el equipo va hincando a presión mecánica o hidráulica el varillaje con el cono en su punta. A

espaciamientos verticales de 20 ó 30cm se realizan las mediciones de resistencia por la punta, q_c , de resistencia combinada punta y fricción, deduciéndose, por diferencia, la resistencia unitaria por fricción lateral, f_c . Para obtener la lectura de resistencia por la punta se avanza un varillaje interno que le comunica movimiento únicamente a la punta en una longitud de 4cm, con una velocidad de 0,5-1cm/s.



(c) Typical sizes (H/D):

Lab: 12 × 12 mm
16 × 16 mm
Field: 76 × 38 mm
100 × 50
130 × 65

(d) Theoretical formulas:

$$\frac{H}{D} = 1: \tau_f = \frac{3}{2} \frac{T_{max}}{\pi D^3}$$

$$\frac{H}{D} = 2: \tau_f = \frac{6}{7} \frac{T_{max}}{\pi D^3}$$

Figura 7: (a) vista del equipo para el ensayo de corte (VST); (b) vista en planta de la veleta, mostrando la posible zona de alteración del terreno y la superficie de falla (Cadling & Odenstad, 1950); (c) tamaños típicos de veleta; (d) fórmulas teóricas para τ , asumiendo una distribución de esfuerzos uniforme

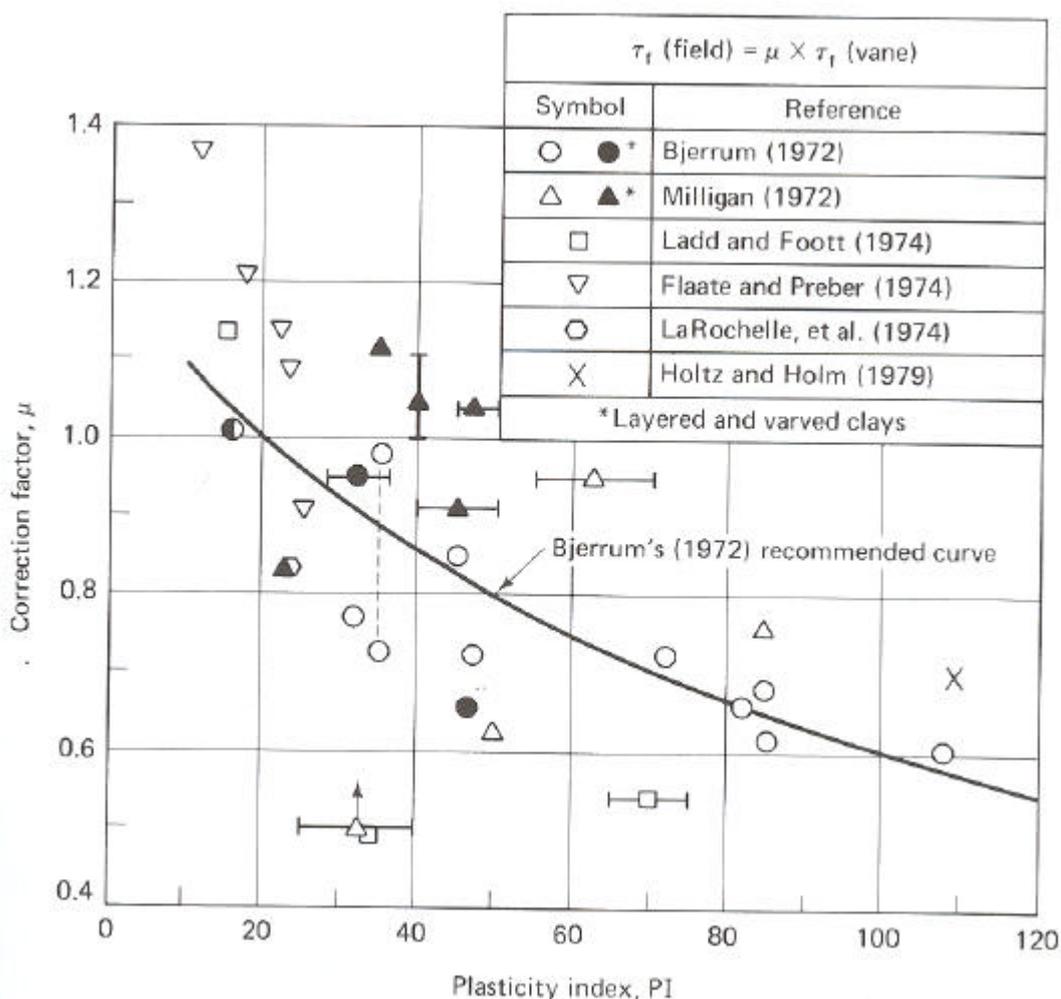


Figura 8: Factor de corrección para el ensayo de veleta de campo como función del Índice de Plasticidad, basado en la falla de terraplenes (Ladd, 1975, y Ladd, et al., 1977)

A continuación se mueve el conjunto de punta y funda por una longitud de 4cm adicionales para obtener la resistencia conjunta de punta y fricción lateral. Finalmente, se recoge el dispositivo y se avanza todo el ensamblaje a una nueva posición de ensayo 20 a 30cm más abajo. De esta forma se obtienen lecturas de resistencia a intervalos muy cortos, dando una gran continuidad a la información.

3.3 RESULTADOS

Resistencia por la Punta: q_c . Resistencia por Fricción Lateral: f_c . Relación de Fricción: $F_r = F_c/q_c$.

Para encontrar estos resultados debe tenerse en cuenta que la fuerza aplicada a la punta o cono y al sistema punta y funda de fricción es la fuerza registrada en el manómetro localizado en el equipo principal, por encima de la superficie del terreno, **más** el peso del varillaje interno (inner rods) que se tenga en ese momento.

3.4 APLICABILIDAD Y LIMITACIONES

Este ensayo de penetración estática de cono es apropiado para todo tipo de suelos arcillosos blandos a firmes y arenosos sueltos a densos. No presenta problema por la existencia de niveles piezométricos altos. Si se llega a tocar una gran

pedra o el basamento rocoso debe suspenderse y cambiarse por una perforación de rotación con corona abrasiva para atravesar el obstáculo o penetrar algunos metros dentro del macizo rocoso tomando núcleos de roca. Después de atravesar el obstáculo, si vuelven a aparecer suelos se puede continuar hacia abajo con la penetración estática de cono.

- $Dr(\%) = -98 + 66 \log \frac{q_c}{\sqrt{S'_{v0}}}$, para arenas normalmente consolidadas (Lancellotta, Jamiolkowski y otros, 1985)

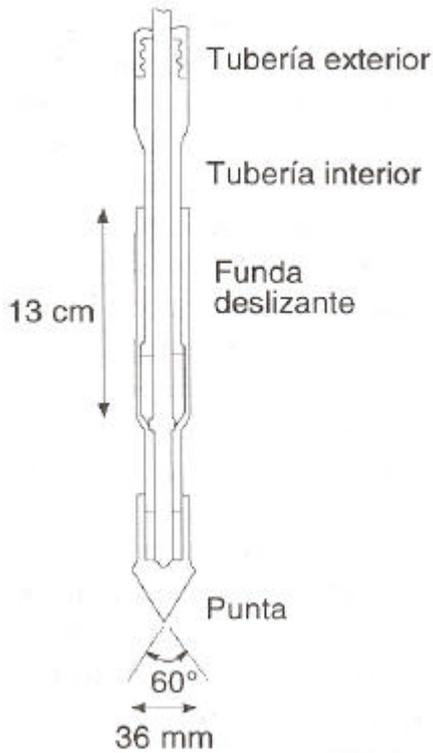


Figura 9: Corte esquemático del cono holandés de doble movimiento

3.5 CORRELACIONES

Se han establecido en los últimos 50 años muchas correlaciones entre los resultados del ensayo de cono y características de los diferentes suelos. A manera de ejemplo:

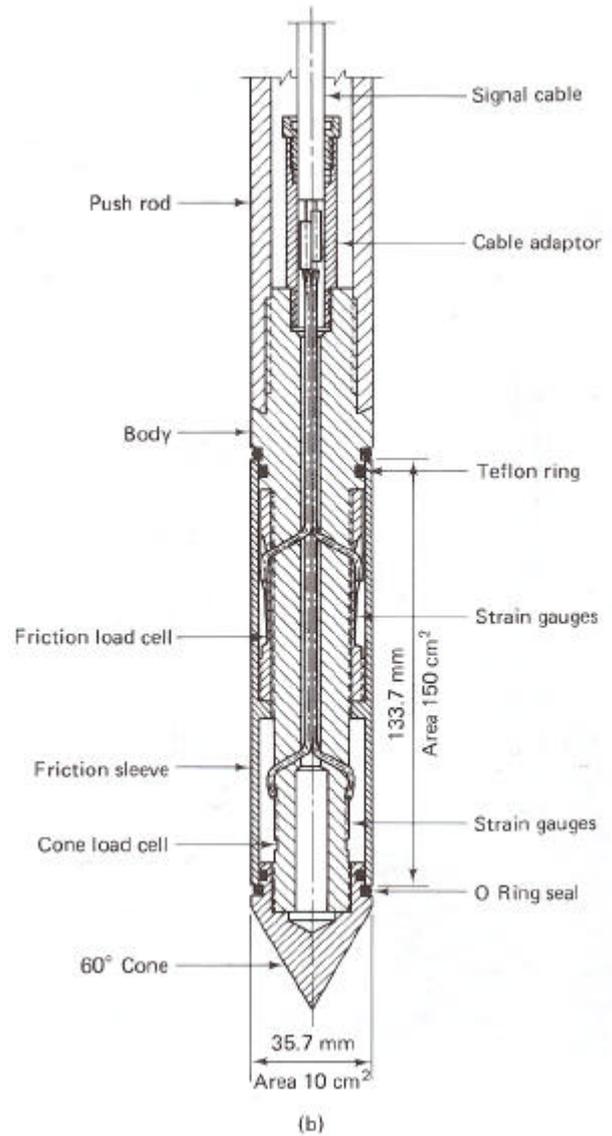


Figura 10: Cono holandés: (b) Sección transversal de un moderno penetrómetro eléctrico con deformímetros para medición de resistencia en la punta y en el fuste (Holden, 1974)

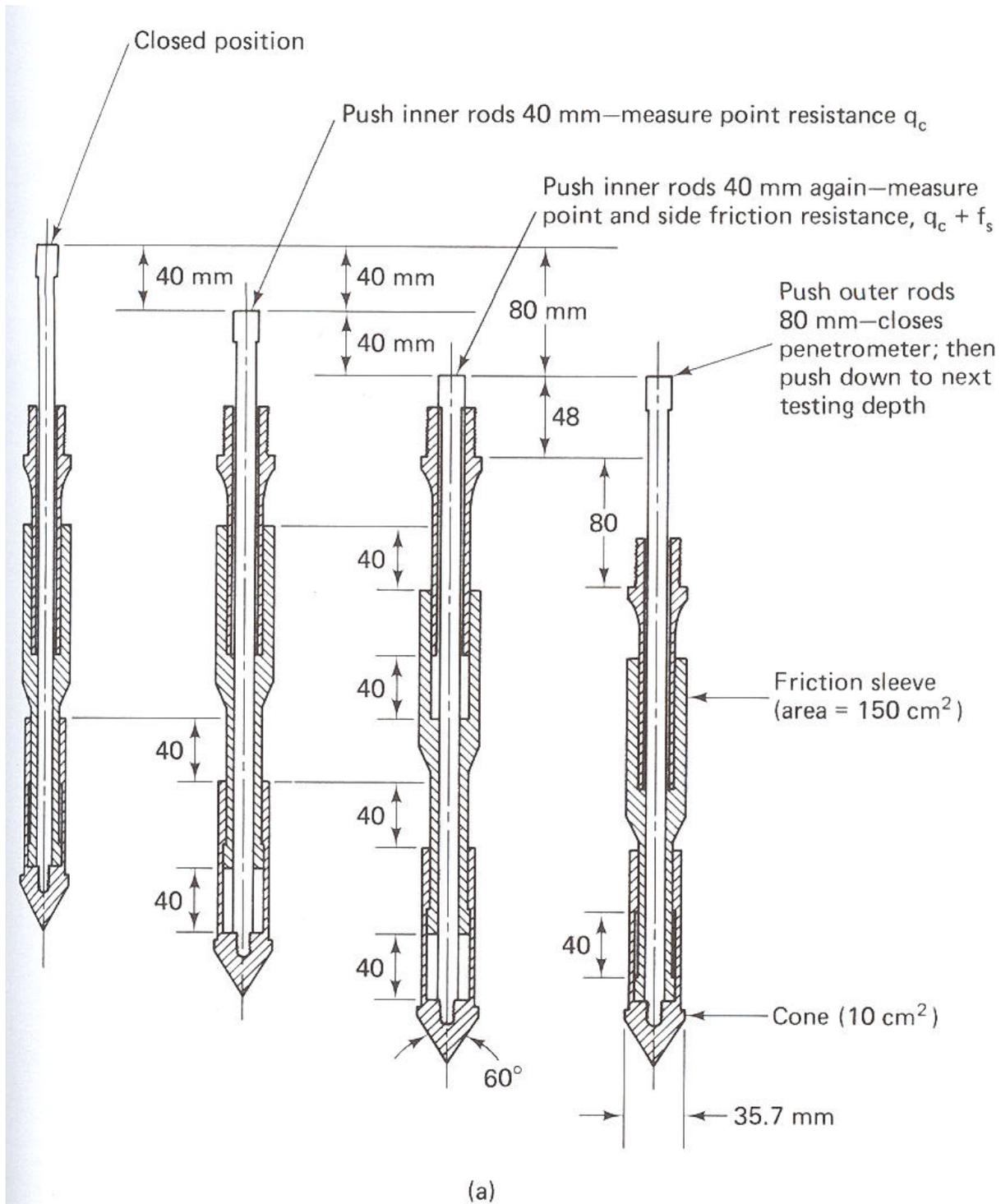


Figura 11: Cono de penetración Holandés (CPT): (a) Begemann (1953) con medición de fricción lateral

- Robertson y Campanella han presentado, en forma gráfica, correlaciones para arenas entre:

- q_c , Densidad relativa en % y s'_{vo}
- q_c , s'_{vo} y $f'_{m\acute{a}x}$

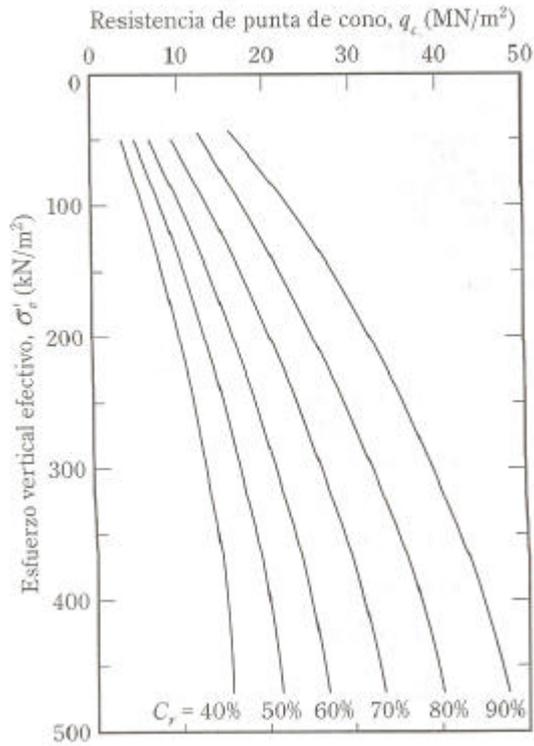


Figura 12: Variación de q_c y C_r para arena de cuarzo normalmente consolidada (según Baldi y otros, 1982, y Robertson y Campanella, 1983)

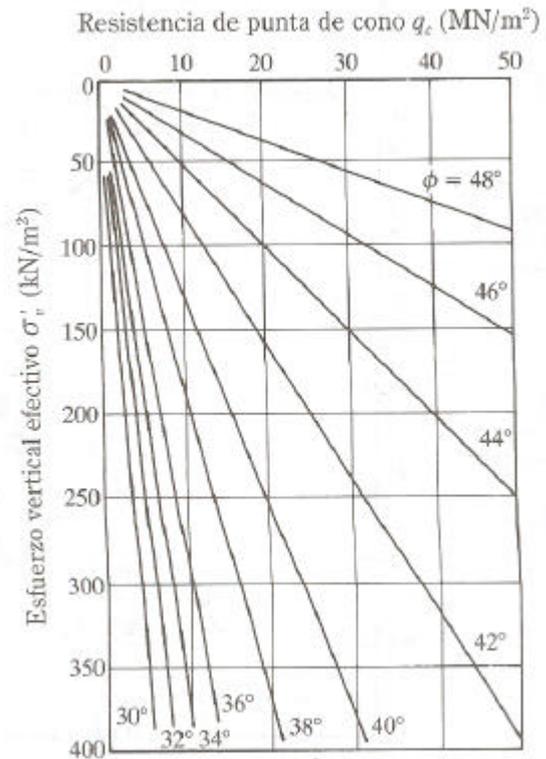


Figura 13: Variación de q_c con s'_{vo} y f en arena de cuarzo normalmente consolidada (según Robertson y Campanella, 1983).

- q_c , F_r y tipo de suelo

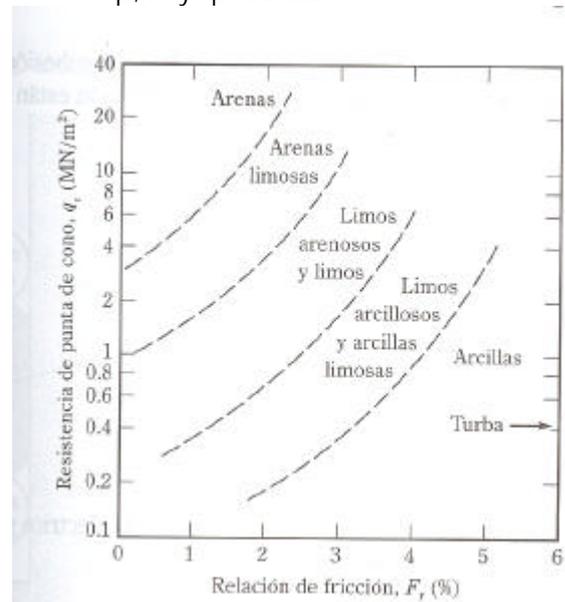


Figura 14: Correlación entre q_c y F_r de suelo según Robertson y Campanella (1983)

- q_c/N_F y el tamaño de las partículas de suelo

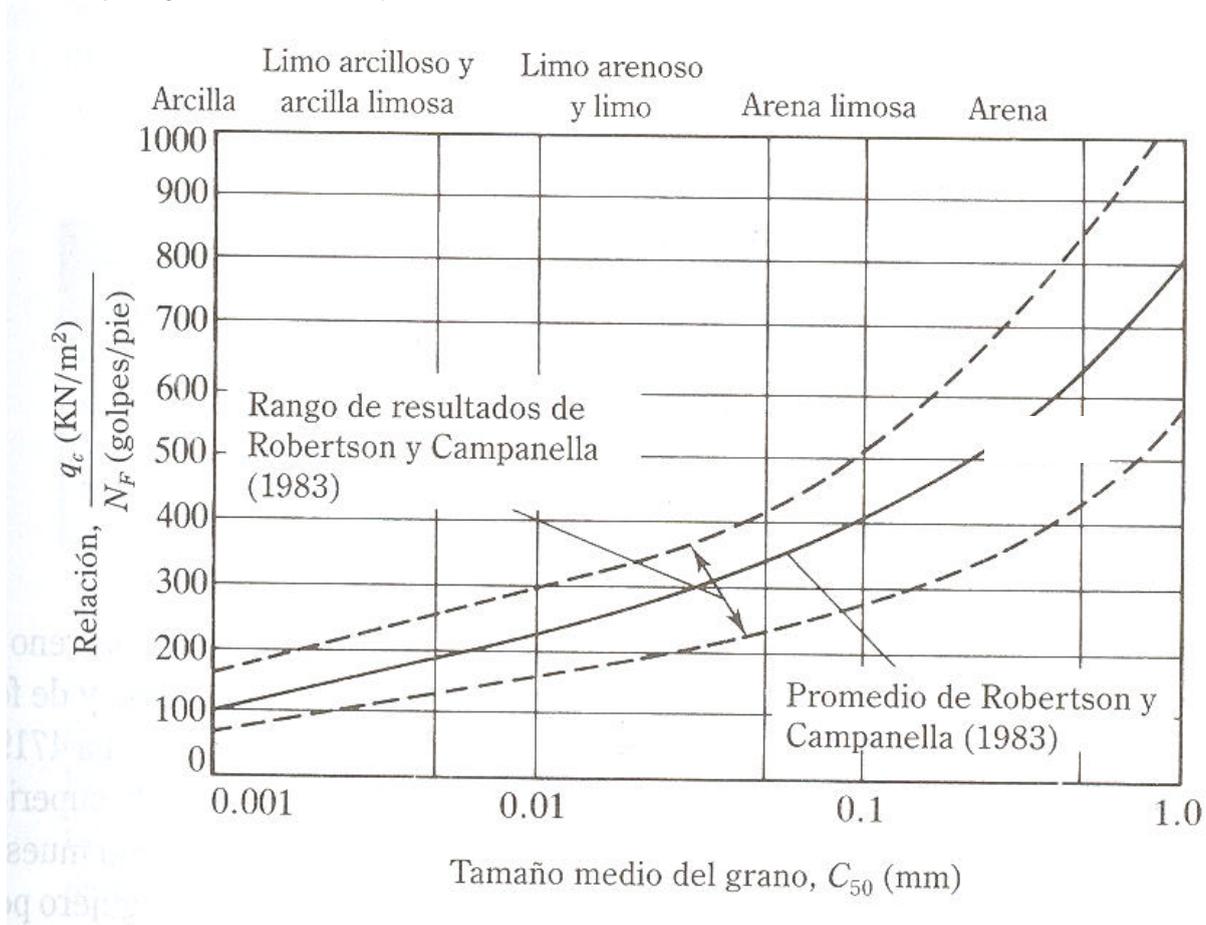


Figura 15: Rango general de la variación de q_c/N_F para varios tipos de suelo (según Robertson y Campanella, 1983)

- Para suelos arcillosos se ha establecido que la resistencia al corte no drenado es $S_u = (q_c - s_w)/N_k$, donde N_k es un factor de capacidad portante que se puede tomar aproximadamente igual a 15 cuando se emplea un cono eléctrico, y 20 cuando se emplea uno mecánico.

4 ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA DE CONO - DCPT

4.1 EQUIPO

Varillaje, cono de acero, martillo o pesa, dispositivo para izaje de la pesa y tubo guía para el recorrido del martillo.

4.2 PROCEDIMIENTO

Se hincan una sarta de varillas con un cono de acero en su punta por medio de la caída libre de un martillo o pesa desde una altura determinada fija y se cuenta el número de golpes necesarios para avanzar una cierta distancia. Se repite el procedimiento para un tramo igual de penetración.

Así, se obtiene un registro muy continuo de resistencia. No se necesita ejecutar previamente una perforación, aunque también se puede realizar este ensayo en el fondo de una perforación. Este ensayo no toma muestras.

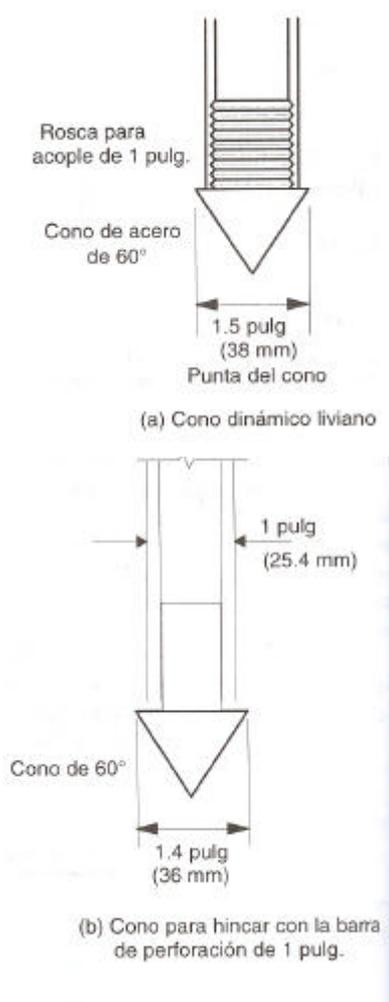


Figura 16: Conos dinámicos

4.3 VERSATILIDAD

Para un determinado proyecto se escogen el tipo y las dimensiones del cono que se va a emplear. Los hay recuperables y no recuperables. Si se emplea un cono recuperable, éste debe ir roscado al final del varillaje. En este caso se requerirá mayor fuerza para recuperar el varillaje con el cono en su extremo. Cuando se emplea un cono no recuperable, éste va ajustado al varilla sin unión de rosca. Al terminar el sondeo se retira el varillaje del terreno, quedando perdido el cono. En general los

conos tienen un ángulo de 60° en su vértice y un diámetro de 1,4 – 1,5 pulgadas, ligeramente mayor que el diámetro de la tubería o varilla, el cual es, generalmente de una pulgada. Esa diferencia de diámetros produce una reducción de la fricción lateral suelo-varillaje durante el proceso de hincamiento por golpes, concentrando la energía suministrada en medir la resistencia a la penetración del cono situado en la punta.

Se pueden escoger convenientemente el peso del martillo o pesa y la distancia de la caída libre. En un proyecto específico la estrategia consiste en calibrar los resultados de este ensayo de penetración dinámica de cono para un determinado peso del martillo, una determinada altura de caída y una longitud específica de penetración, con los resultados del ensayo de penetración estándar, SPT, ejecutado en un lugar muy cercano. Una vez obtenida su calibración se ejecuta el sondeo con penetración dinámica de cono, DCPT, en muchos sitios en forma económica y rápida, complementando la exploración del suelo de una gran área.

Dos esquemas muy conocidos de ensayos DCPT son:

- Diámetro del cono de acero = 1,4 pulgadas, cono no recuperable, diámetro exterior del varillaje = 1,0 pulgada, peso del martillo = 63,5 kgs (140 libras), altura de caída = 76,2 cm (30"). De acuerdo con Sowers y Sowers (1970), el número de golpes necesario para hincar 30 cm este cono es comparable con el número de golpes/pie, N , del ensayo de penetración estándar, SPT.
- Diámetro del cono de acero de 60° = 1,5 pulgadas, cono recuperable con rosca para acople a tubería de 1 pulgada de diámetro exterior, peso del martillo = 18,1 kg (40 libras) y una altura de caída de 45,7 cm (18"). Se puede estimar la compacidad de suelos granulares a partir del número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30,5 cm (un pie), N_c . En este caso la correlación que se ha establecido (Parcher y Means, 1968) $N = CN_c$, tiene un coeficiente $C = 0,4 - 0,6$, para N_c entre

25 y 50, y un $C = 0,6 - 0,63$ para N_c entre 50 y 80.

4.4 APLICABILIDAD Y LIMITACIONES

- Muy adecuado para establecer condiciones de compacidad de estratos arenosos sueltos a densos y condiciones de consistencia de estratos arcillosos de consistencia media a firme. Debido a su carácter dinámico no es muy adecuado o confiable para suelos arcillosos sensitivos de consistencia media a baja.
- En suelos arenosos el resultado del DCPT está influido principalmente por la densidad relativa del suelo y por el nivel de confinamiento efectivo reinante a la profundidad del ensayo, similar a lo expresado para el ensayo SPT. Para arenas muy finas y limos arenosos saturados con densidades relativas superiores a la crítica el resultado del DCPT puede ser anormalmente alto debido a las presiones de poros negativas generadas por la dilatancia, con el consecuente aumento instantáneo de los esfuerzos efectivos y de la resistencia.
- Muy adecuado para complementar exploraciones de suelo, combinándolo con perforaciones, muestreos, sondeos y otros ensayos de campo. Reduce costos y tiempo y cubre grandes áreas con suficiente información.
- Especialmente apropiado cuando se quiere precisar en una gran área la profundidad a la cual se encuentra un estrato competente sobreyacido por estratos blandos. Este caso es

de suma importancia para determinar con buena precisión la longitud de pilotes hincados que se van a prefabricar.

- Un caso muy particular de este ensayo es la penetración dinámica de cono tipo Yoder, con un cono y un varillaje muy delgados, una pesa liviana y un recorrido de caída muy pequeño. Este ensayo se ejecuta generalmente en los 1,5 – 2 metros superiores de una subrasante de vías. Existen correlaciones entre los resultados de este ensayo dinámico de penetración con el CBR de campo de subrasantes, según el tipo de suelo. Es muy conveniente para complementar exploraciones de subrasantes de carreteras, ferrocarriles y aeropuertos.

5 ENSAYO DEL PRESURÍMETRO DE MENARD – PMT

5.1 EQUIPO

Conjunto de tres celdas, la superior y la inferior (de guarda), y la intermedia (de medición), cables para expandir las celdas por medio de un líquido o de un gas, dispositivos para medir la presión aplicada al fluido y para medir la expansión volumétrica de la celda intermedia. La probeta más usada tiene un diámetro de 58 mm, una longitud de 420 mm y un volumen inicial de la celda intermedia, V_0 , de 535 cm^3 .

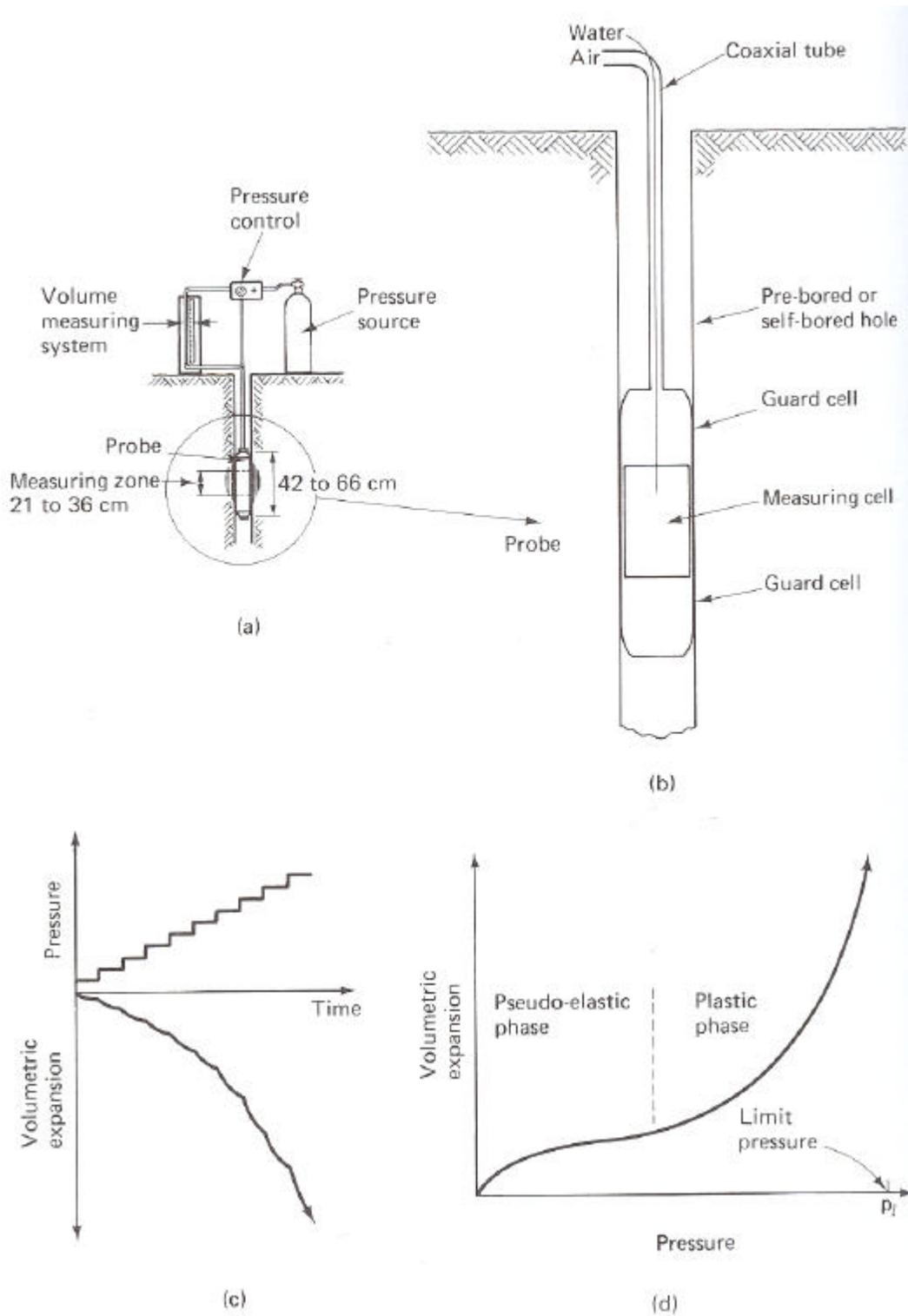


Figura 17: Ensayo de Presurómetro (PMT): (a) Esquema de la prueba y el sistema de medición (Mitchell y Gardner, 1975). (b) Detalle de la prueba. Resultados típicos del ensayo: (c) Presión y expansión volumétrica vs tiempo, y (d) expansión volumétrica vs presión (Ménard, 1975)

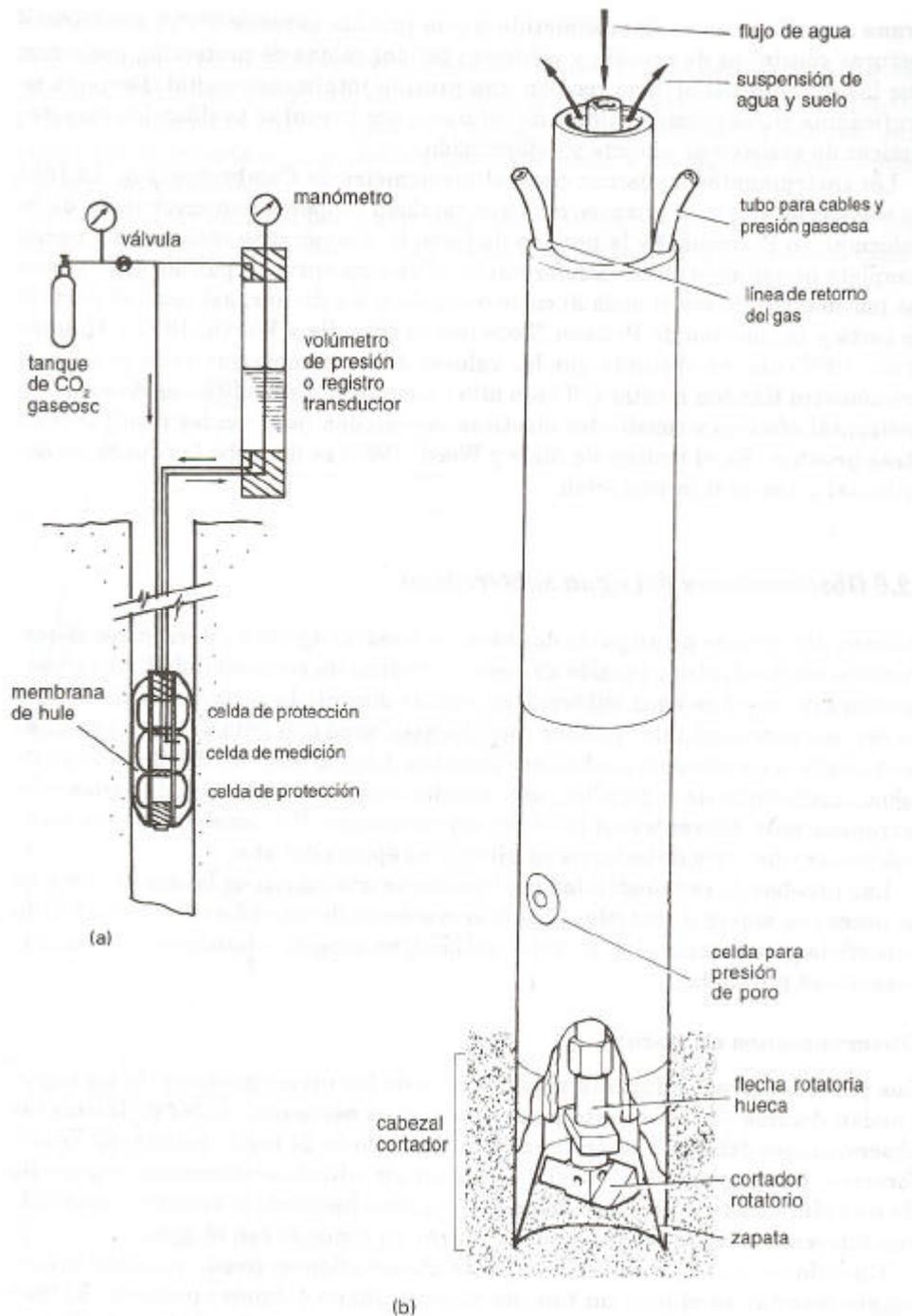


Figura 18: Presurómetros (a) Tipo Menard, (b) tipo Cambridge

5.2 PROCEDIMIENTO

La prueba se lleva a cabo dentro de una perforación a diferentes profundidades, espaciadas

convenientemente. Se mide el volumen V_0 de la celda intermedia o de medición y se inserta la probeta en la perforación hasta la profundidad del ensayo. Las celdas de guarda son expandidas para reducir el efecto de la condición de extremo o de

borde sobre la celda de medición. Se aplica presión en incrementos y se mide la expansión volumétrica de la celda intermedia. Se continúa hasta que el suelo falla o hasta que se alcanza la presión límite del dispositivo. Se considera que el suelo falla cuando el volumen de la cavidad expandida, V , es aproximadamente dos veces el volumen de la cavidad original. Después de terminada la prueba, se desinfla la probeta y se desplaza para ser probada a otra profundidad. (ASTM – Designation 4719).

5.3 RESULTADOS

Este ensayo, desarrollado originalmente por Menard en 1956, sirve para medir la resistencia y la deformabilidad del suelo. Los resultados se expresan en una gráfica de presión versus volumen. Se diferencian tres zonas: zona de recarga, zona pseudoelástica y zona plástica. Del gráfico se obtienen p_o (esfuerzo total horizontal in-situ o inicial), p_f (presión de fluencia o de flujo plástico) y p_l (presión límite), y el módulo del presurímetro, E_p .

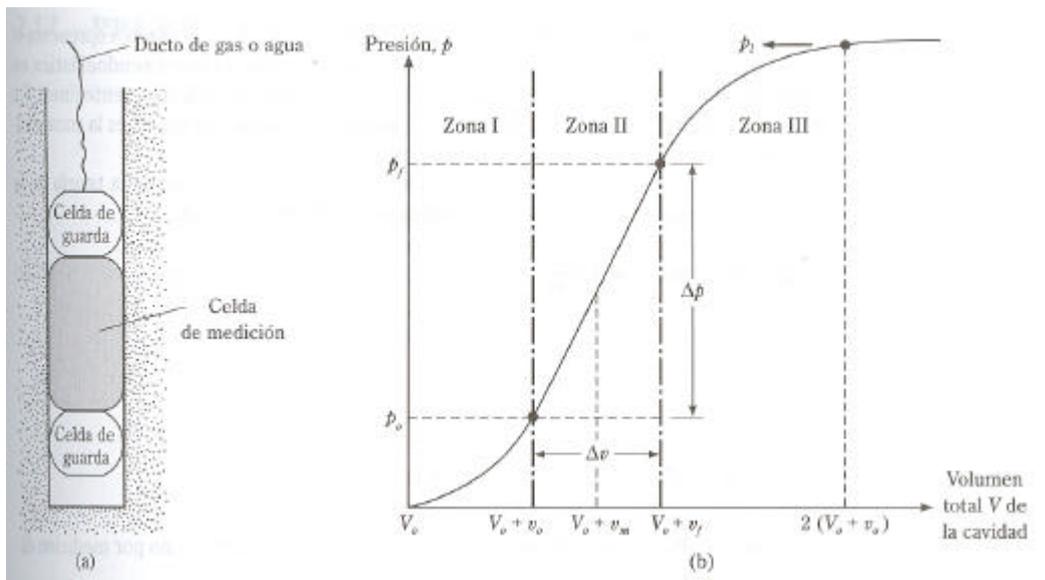


Figura 19: (a) Presurímetro; (b) gráfica de presión vs volumen total de la cavidad

5.4 CORRELACIONES

Se han establecido correlaciones entre los resultados del ensayo PMT y las características de resistencia y deformabilidad de diferentes suelos. Por ejemplo, existen correlaciones entre:

- p_l y la presión de preconsolidación: $S'p = 0,45 \times p_l$. (Kulhawy y Mayne, 1990).
- Resistencia al corte no drenado, $S_u = \frac{p_l - p_o}{N_p}$, donde $N_p = 1 + \ln \frac{E_p}{3S_u}$. N_p varía entre 5 y 12, con un valor promedio de 8,5 aproximadamente. (Baguelin et Al, 1978).

- En arcillas, E_p (kN/m²) = 1930(N_F)^{0,63} (Kulhawy y Mayne, 1990), donde N_F es el número de golpes por pie de campo del ensayo SPT.
- En arenas, E_p (kN/m²) = 908(N_F)^{0,66} (Kulhawy y Mayne, 1990).

5.5 APLICABILIDAD Y LIMITACIONES

El ensayo del presurímetro, PMT, es un ensayo poco conocido en nuestro medio. Sin embargo, en otros países se emplea cada vez con mayor frecuencia. Con él se pueden establecer algunas características del estado inicial de esfuerzos y características de deformabilidad y resistencia en forma confiable para modelaciones avanzadas de casos complejos.

Para superar la dificultad de preparar la perforación al tamaño apropiado se han desarrollado presurímetros autoperforantes, self-boring pressuremeters, (SBPMT).

6 ENSAYO DEL DILATÓMETRO DE MARCHETTI – DMT

6.1 EQUIPO

Una pala u hoja plana de acero inoxidable de 220 mm de longitud, 96 mm de ancho y 15 mm de espesor. Su lado inferior posee un filo cortante agudo en forma de V (ángulo aproximado de 10°). A ras, en el centro de un lado de la placa se localiza una membrana de acero, delgada, plana, circular, expansible, con diámetro de 60 mm. Un solo cable, con ducto de gas y alambre eléctrico, se extiende desde la caja de control en la superficie del terreno hasta la hoja a través del vástago del penetrómetro.

6.2 PROCEDIMIENTO

El dilatómetro se conecta a una sarta de barras de perforación y se inserta a presión en el terreno hasta la profundidad del ensayo, usando un equipo similar al del ensayo de penetración estática de cono. Se usa gas nitrógeno a alta presión para inflar la membrana. Un ensayo consiste en tomar tres presiones, a saber: la presión A, justamente necesaria para iniciar el movimiento de la membrana contra el suelo (el despegue típico es un movimiento de 0,05mm), la presión B, requerida para producir una deflexión de 1,1mm en el centro de la membrana, y la presión C, que se obtiene cuando la membrana vuelve exactamente a su posición inicial, al liberar cuidadosamente la presión del gas. Esta última lectura se puede relacionar con el exceso de presión de poros. Estas presiones se pueden medir con precisión porque una señal de audio indica cuándo se presenta el movimiento deseado de la membrana. Las presiones leídas se corrigen por factores de calibración debido a la rigidez de la membrana. La prueba se realiza generalmente a profundidades espaciadas 20 – 30 centímetros.

6.3 RESULTADOS

Las presiones A y B corregidas son p_0 y p_1 , respectivamente. Con base en estas presiones, en la presión de poros, u_0 , y el esfuerzo efectivo vertical in-situ, S'_{vo} , se establecen:

- Índice del material: $I_D = (p_1 - p_0)/(p_0 - u_0)$
- Índice de esfuerzo horizontal: $K_D = (p_0 - u_0)/\sigma'_{vo}$
- Módulo del dilatómetro: $E_D = 34,7(p_1 - p_0)$, en kPa.

6.4 CORRELACIONES

Marchetti (1980) estableció las siguientes correlaciones:

- Coeficiente de presión de tierras en reposo: $K_0 = (K_D/1,5)^{0,47} - 0,6$
- Relación de sobreconsolidación: $RSC = (0,5K_D)^{1,6}$
- $Su/\sigma'_{vo} = 0,22$ para arcilla normalmente consolidada
- $(Su/\sigma'_{vo})_{OC} = (Su/\sigma'_{vo})_{NC} \times (0,5K_D)^{1,25}$ (OC=suelo sobreconsolidado, NC = suelo normalmente consolidado)
- Módulo de elasticidad, $E = (1 - \mu^2)E_D$

Por su parte, Schmertmann (1986) propuso una correlación entre el Índice del material, I_D , y el Módulo del dilatómetro, E_D , para lograr en forma indirecta la descripción del suelo y su peso unitario, g , como se muestra en la gráfica.

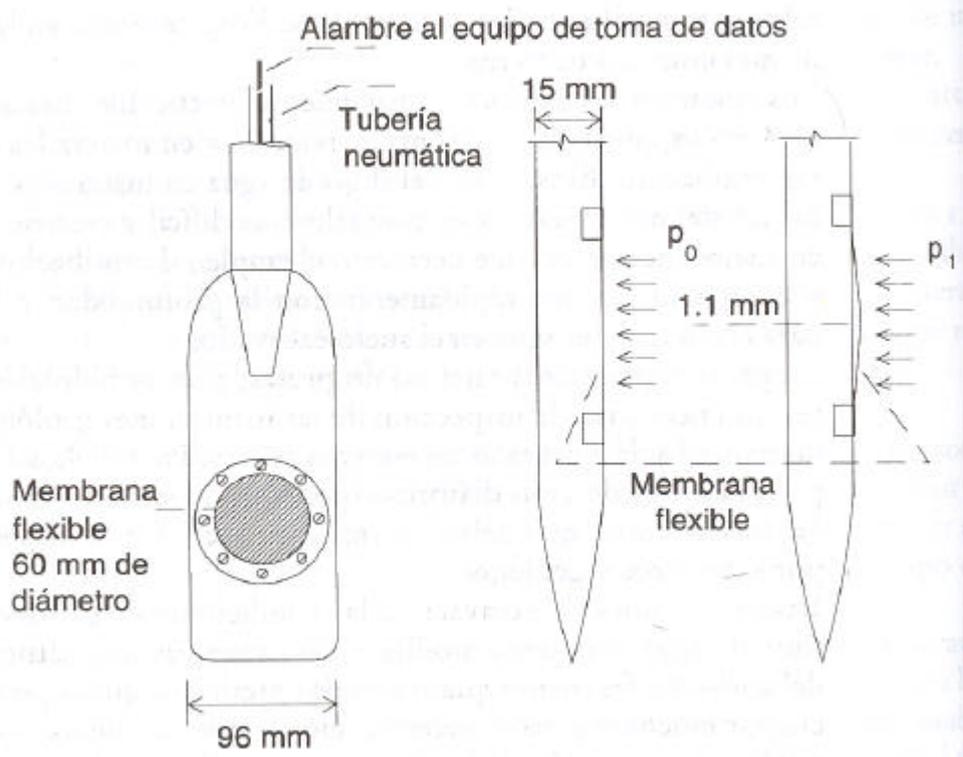


Figura 20: Dilatómetro de Marchetti (según Marchetti, 1980)

6.5 APLICABILIDAD Y LIMITACIONES

- Este ensayo, desarrollado hace menos de 25 años, en 1980, por Marchetti en Italia, está empleándose cada vez más en Europa y en Estados Unidos por su sencillez y precisión. Se aplica a gran cantidad de perfiles de suelo, obteniendo información valiosa sobre la resistencia y la deformabilidad de los suelos.

Cuando se llega a un obstáculo muy duro se suspende la hincas a presión del varillaje con el dilatómetro y se ejecuta una perforación para atravesar, quizás por rotación, la piedra. Una vez superado el obstáculo se vuelve a introducir el varillaje con la pala del dilatómetro dentro de la perforación y se continúa con el sondeo tipo DMT.

7 BIBLIOGRAFÍA

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente - NSR - 98", Santafé de Bogotá, D.C., 2000.

BERRY, Peter L. y REID, David, "Mecánica de Suelos", Editorial McGraw-Hill Interamericana, S.A., Santafé de Bogotá D.C., 1993.

DAS, Braja M., "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", International Thomson Editores, Cuarta Edición, México, 2001.

DAS, Braja M., "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", International Thomson Editores, México, 2001.

HOLTZ, Robert, and KOVACS, William, "An Introduction to Geotechnical Engineering", Editorial Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1981.

HVORSLEV, Juul, "Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes", American Society of Civil Engineers, Edited and printed by Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1949.

PECK, Ralph, HANSON, Walter y THORNBURN, Thomas, "Ingeniería de Cimentaciones", Editorial Limusa, México, 1987

WHITLOW, Roy, "Fundamentos de Mecánica de Suelos", Editorial CECSA, Segunda Edición, México, 2000.

WINTERKORN, Hans F., y FANG, Hsai-Yang, "Foundation Engineering Handbook", Editorial Van Nostrand Reinhold, New York, 1975.

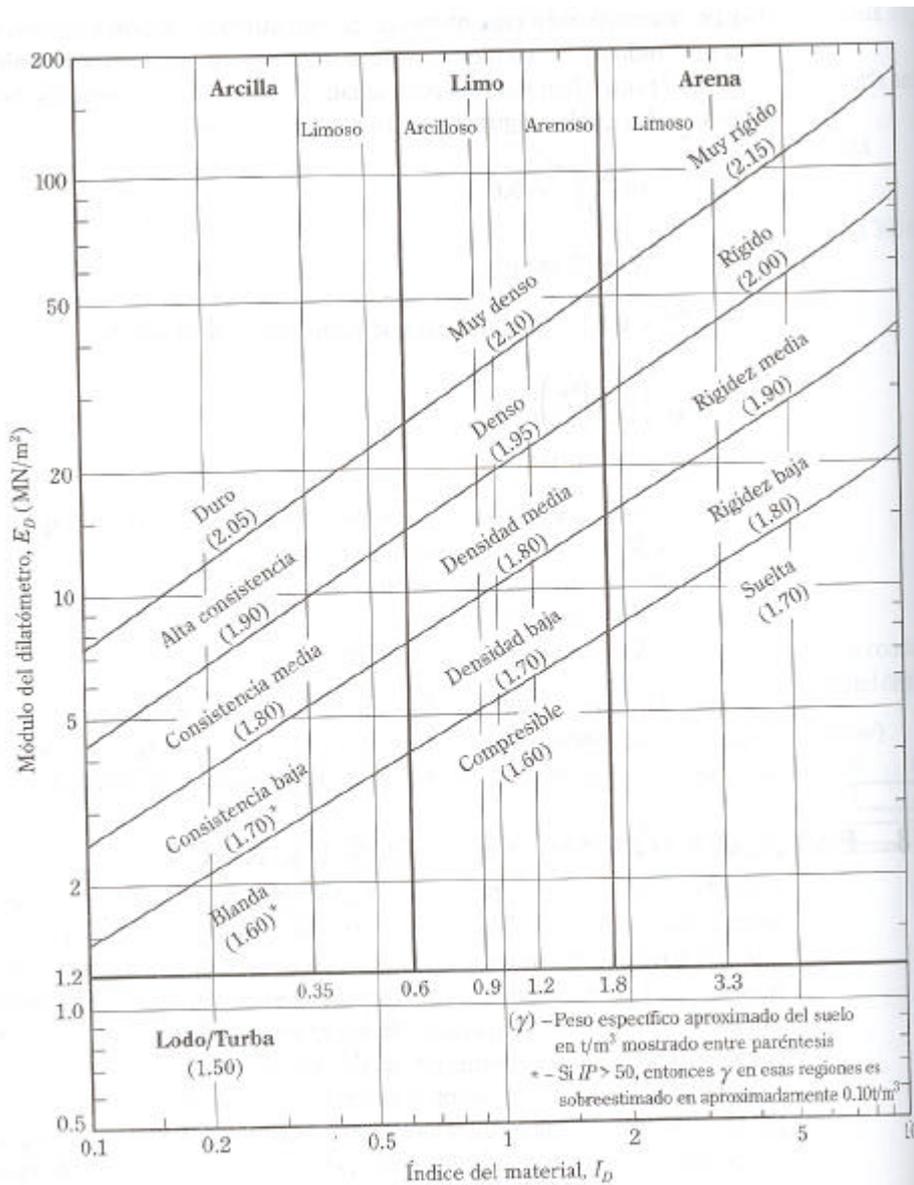


Figura 21: Carta para la determinación de la descripción del suelo y del peso unitario (según Schmertmann, 1986); Nota: $1 \text{ t/m}^3 = 9.81 \text{ kN/m}^3$

Técnicas de muestreo en suelo

M. A. Raba Moyano

I.C., Especialista en Fundaciones

1 INTRODUCCIÓN

Dentro del programa de la Investigación Geotécnica del subsuelo, es importante la ejecución de un muestreo de buena calidad que permita obtener con un buen nivel de acercamiento, el comportamiento físico y mecánico de los suelos. En este artículo se presentan las herramientas básicas y los criterios de juicio necesarios para la ejecución y evaluación de un muestreo de buena calidad, en función de los requerimientos básicos de un proyecto en particular.

En primera medida se hace una descripción breve y completa sobre los conceptos disponibles en la literatura, en lo referente a la clasificación y estado del arte del muestreo; se incluye una presentación de los diferentes tipos de muestreadores para suelos que están disponibles en nuestro medio, destacando sus ventajas y limitaciones.

En segunda medida se suministran herramientas básicas para la evaluación de la calidad de las muestras, en función de los procedimientos de muestreo, destacando los factores que generan alteración; como resultado de esta parte del trabajo se presentan métodos sencillos y complejos para seleccionar y valorar la calidad de las muestras obtenidas de campo, y los procedimientos para reducir el efecto de alteración de las muestras en el laboratorio.

2 DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE MUESTREO

2.1 GENERALIDADES

En la Ingeniería Geotécnica es necesario elaborar un programa eficiente y detallado de la estratigrafía del suelos y sus propiedades geotécnicas, el cual es

la base para los análisis y diseños de fundaciones y de otras estructuras geotécnicas. Un procedimiento tradicional para determinar estas propiedades, consiste en la ejecución de ensayos en el sitio, tema que ya ha sido objeto de estudio en capítulos previos; sin embargo, estos ensayos presentan algunas limitaciones ya que requieren en la mayoría de los casos, la aplicación de una ley física que permita valorar indirectamente alguna de sus propiedades. Otra alternativa para el estudio detallado y profundo de los materiales, consiste en la ejecución de pruebas de laboratorio sobre muestras de buena calidad que permitan evaluar en forma directa su comportamiento; para ésta evaluación se deben tener en cuenta dentro de la ejecución de los ensayos de laboratorio, ciertas condiciones de fronteras de esfuerzos, deformaciones y de drenaje para su estudio, las cuales se pueden manejar con cierta versatilidad dependiendo del tipo de equipos de laboratorio disponibles; sin embargo, existe una gran limitante en este proceso de caracterización y en esencia se trata de la alteración que las muestras sufren, desde el momento de su recuperación en campo, hasta antes de efectuar los ensayos de laboratorio; este proceso de alteración genera grandes variaciones en las propiedades geotécnicas del suelo, trayendo consigo una interpretación incierta o falsa sobre su comportamiento real.

2.2 CLASIFICACIÓN DE LOS MUESTREADORES SEGÚN EL GRADO DE ALTERACIÓN DE LAS MUESTRAS :

Dependiendo del tipo y calidad del muestreo que se realice, se pueden clasificar las muestras en función de su grado de alteración en las siguientes categorías:

2.2.1 Muestras Alteradas

Son muestras obtenidas en campo, a partir de procesos de muestreo como corte o lavado. En este tipo de muestras el grado de alteración puede variar ampliamente.

Las muestras obtenidas mediante el proceso de corte con barrenos helicoidales, puede usarse para identificar diferentes estratos en el suelo, en particular cuando se encuentran capas delgadas de suelos, que están inter-estratificados con otros materiales predominantes dentro del perfil del terreno y que pueden tener un significado importante para el estudio de un problema geotécnico específico. Algunas de estas muestras pueden ser representativas para la ejecución de ensayos de clasificación de suelos, desde que no se contaminen con otro suebs o lodos de perforación.

Algunas muestras alteradas, como las obtenidas en procesos de lavado de perforaciones, se consideran de poco valor y puede generar información errada sobre las características propias del material, teniendo en cuenta que éste material normalmente se encuentra contaminado y en el caso de suelos de granulometría variable, se puede generar la pérdida de la fracción fina de suelo; éste tipo de muestras se considera útil solamente para identificar cambios de estratos en la perforación.

2.2.2 Muestras obtenidas mediante procesos de impacto

Existe una amplia variedad de muestreadores de hincado, que generan muestras con diferentes grados de alteración; los mas conocidos se mencionan a continuación:

2.2.2.1 Muestreador de tubo partido del Ensayo de Penetración estándar (SPT):

Es el más conocido en nuestro medio, y consiste en un muestreador de 35mm de diámetro inferior y 51 mm de diámetro externo, con una zapata biselada de acero de filo templado en la punta. En la parte

media se cuenta con un barril conformado por un tubo partido longitudinalmente en dos mitades (tubo de media caña), y un sistema de acople en la parte superior, que sirve como elemento conector con la tubería de perforación; en la parte interna del sistema de acople, se cuenta con un balín de acero de 19 mm de diámetro, el cual actúa como una válvula cheque permitiendo el flujo ascendente de agua dentro del muestreador, en el momento de hincarlo dentro del suelo; en la Figura 1, se presenta un esquema del muestreador.

La muestra se recupera mediante un proceso de hinca que se efectúa a través de la aplicación de una energía de impacto, con la ayuda de un martillo de gravedad de 140 libras de peso, que se deja caer desde una altura libre de 760 mm; la energía aplicada se transmite al muestreador a través de la tubería, de tal manera que éste penetra varios centímetros dentro del suelo; se aplican varios golpes sobre el muestreador hasta alcanzar una profundidad de penetración de 450 mm. Para suelos arenosos sueltos, se incluye en la base del muestreador, una canastilla retenedora, la cual impide que la muestra se devuelva en el momento de retirar el muestreador del fondo de la perforación. También existe canastillas especiales para la recuperación de lodos como la presentada en la figura 1.

Las muestras obtenidas mediante éste sistema presentan un grado significativo de alteración, por lo cual éstas se utilizan solamente para la descripción de suelos y ensayos de clasificación. Con la interpretación del Ensayo de Penetración Estándar, se pueden determinar de forma indirecta algunas características del suelo como su grado de compacidad y resistencia al corte, las cuales ya han sido objeto de presentación en el capítulo de ensayos en el sitio.

2.2.2.2 Otros muestreadores de impacto:

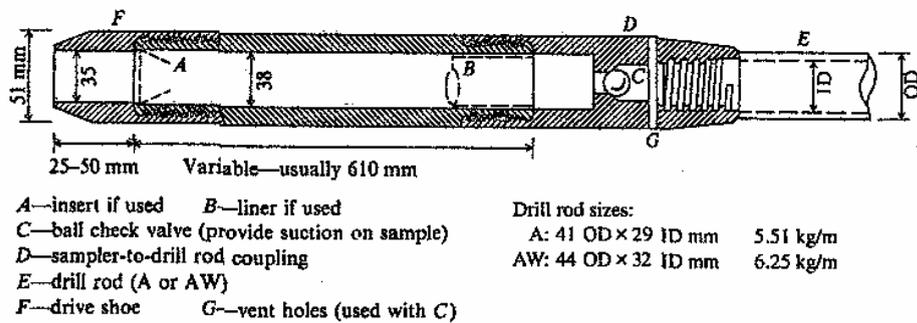
Otro tipo de muestreador no conocido en nuestro medio es el British V100 (también conocido como V4), de 100mm de diámetro inferior y 450mm de longitud y relación de área de 0.25, el cual permite obtener muestras de mejor calidad que las

resultantes del Ensayo de Penetración Estándar convencional.

En los países nórdicos se utiliza también el muestreador de hincado abierto NGI de 97 mm de diámetro interior, el cual es usado en conexión con martillos de gravedad o también con el uso de equipos neumáticos que incluyen una zapata excéntrica en la parte inferior; éste último método conocido como método ODEX, se utiliza con frecuencia para el muestreo de morrenas. El esquema del equipo se presenta en la Figura 2.

El sistema ODEX es usado en conjunto con camisas metálicas de 3 y 5 pulgadas de diámetro, las cuales son empujadas hacia abajo, para permitir posteriormente el muestreo a través de ésta. Se incluye un sistema refrigerante que puede consistir en agua, aire o espumas.

El muestreador es hincado dentro del suelo por medio de la máquina de perforación que aplica una energía de 210 Nm/golpe a una frecuencia de 32 Hz. Debido a los altos esfuerzos al que es sometido el muestreador, éstos deben ser fabricados con aceros de alta calidad.



Drill rod sizes:

A: 41 OD × 29 ID mm	5.51 kg/m
AW: 44 OD × 32 ID mm	6.25 kg/m

(a) Standard split barrel sampler (also called a split spoon).
 Specific sampler dimensions may vary by ± 0.1 to 1.0 mm.

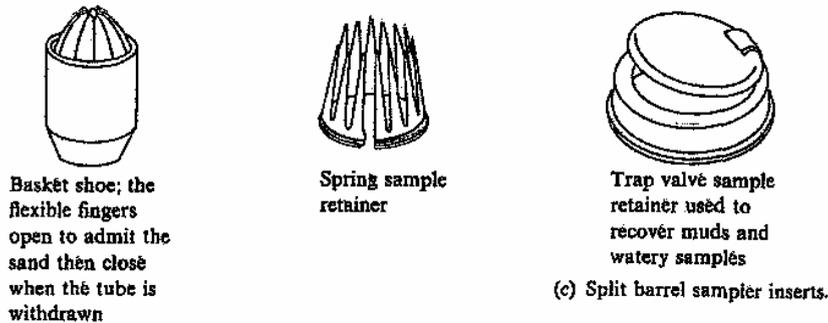


Figura 1: Muestreador de tubo partido del Ensayo de Penetración Estándar

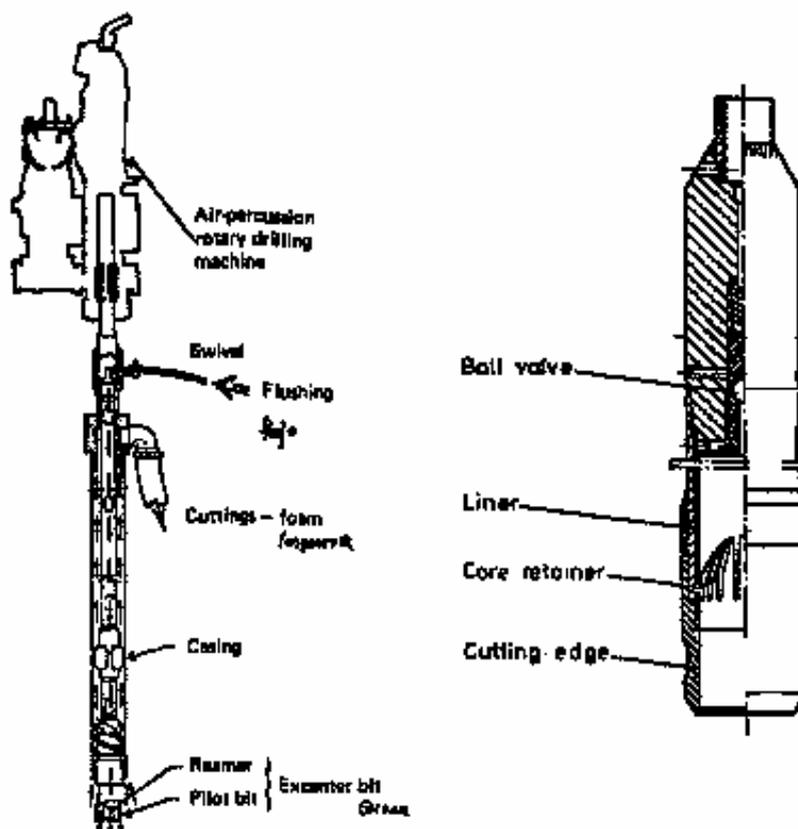


Figura 2: Método de perforación ODEX, y muestreador de hincado abierto,

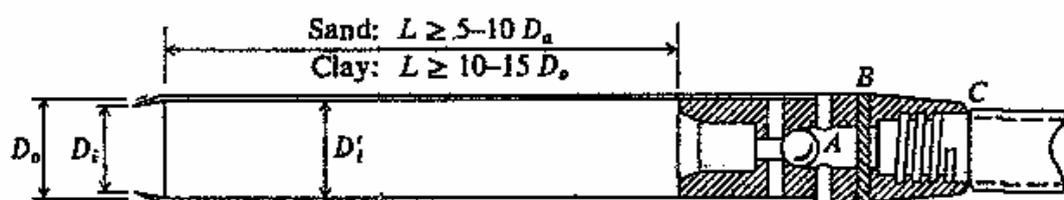
2.2.3 Muestras obtenidas mediante procesos de presión:

2.2.3.1 Muestreadores de tubos de pared delgada

Consiste en muestreadores en tubería de acero, con baja relación de área, los cuales son comúnmente utilizados en arcillas saturadas. Los diámetros de estos muestreadores pueden variar entre 50 y 100 mm, siendo los más eficientes los de mayor diámetro, ya que permiten lograr una buena calidad de muestreo. Con este tipo de muestreadores se dice en la práctica normal que se obtienen "muestras inalteradas", pero realmente lo que se

logra son muestras con grado de alteración entre bajo y moderado. En la Figura 3, se presenta una sección típica del muestreador con sus aditamentos.

El grado de alteración de las muestras extraídas con esta técnica depende entre otros factores de la fuerza que se aplica al muestreador, la manera de aplicar la fuerza mediante procesos de empuje o golpeado, la rapidez de penetración y las dimensiones del muestreador. Respecto a este último factor, se tienen dos criterios geométricos básicos para que el muestreador sea de buena calidad:



A—ball check valve to hold sample in tube on withdrawal

B—tube-to-drill rod coupling

C—drill rod

$$\text{Inside clearance ratio} = \frac{D_i' - D_i}{D_i}$$

Common D_o : 51, 64, 76, and 89 mm

(b) Thin wall tube sampler.

Figura 3: Muestreador tipo shelby convencional (tomado del libro Foundation Analysis and Design, Joseph Bowles)

En primera medida se define la relación de áreas como:

$$A_r(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100$$

Siendo (D_o) el diámetro externo del muestreador y (D_i) el diámetro interno de la cuchilla por donde debe pasar la muestra. Si la relación de área es menor a 10, se dice que se puede lograr con un procedimiento adecuado una buena calidad de muestreo.

Se define un segundo parámetro, conocido como tolerancia interna o relación de espacios libres interiores C_r , el cual tiene como principio básico garantizar una fricción mínima en la pared interna del muestreador.

$$C_r(\%) = \frac{D_{i1}^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100$$

Siendo D_{i1} , el diámetro de la pared interna del muestreador; si ésta tolerancia es muy grande, la muestra se ensancha demasiado al pasar por el muestreador; en un muestreador de buena calidad éste parámetro no debe exceder del 1%.

Un tercer parámetro geotécnico corresponde al ángulo de ataque de la cuchilla inferior del

muestreador, el cual debe oscilar entre 5 y 10 grados.

Para lograr un muestreo de buena calidad se deben cumplir además con los siguientes requerimientos básicos:

1. El fondo de la perforación o pozo debe estar completamente limpio, libre de lodos o detritos que interfieran con el proceso de hincado.
2. El avance del muestreador debe efectuarse con un movimiento rápido y uniforme, a una tasa de penetración constante y en ningún caso se deben presentar vibraciones. La longitud de penetración debe ser del orden del 90% de la longitud del tubo. La longitud de la muestra debe estar entre 10 y 15 diámetros en suelos blandos sensibles y entre 5 y 10 diámetros en suelos con contenido de arenas.
3. Se recomienda dejar un tiempo de reposo de unos 5 a 10 minutos, para que se incremente levemente la adhesión suelo-tubo en la pared interna del muestreador.
4. Una vez la muestra está dentro del tubo, se recomienda aplicar por lo menos dos revoluciones lentas, de tal manera que se genere una superficie de corte en la parte inferior del muestreador. El retiro de la muestra hasta la superficie se debe efectuar después del proceso de precorte, con el fin de evitar que se genere succión en el fondo.

La extracción de la muestra se efectúa mediante el uso de un extractor que consiste básicamente en un pistón del mismo diámetro del muestreador que tiene como función de empujar la muestra desde el extremo inferior del tubo (lado de la cuchilla); en algunos casos se acostumbra partir el tubo de pared delgada en longitudes de unos 15 cm, antes de extraer la muestra, con el fin de reducir la fricción y lograr de esta manera una mejor calidad de muestreo.

Por experiencia del autor, es importante tener en cuenta el tiempo que transcurre desde el momento de hincar el tubo, hasta la extracción de la muestra en el laboratorio, ya que dependiendo de la naturaleza del suelo, durante éste periodo se presenta un proceso gradual de expansión de la muestra en el tiempo, que genera una mayor componente de fricción en la interfase tubo-suelo; a mayor tiempo de reposo será necesario aplicar una mayor fuerza de extracción, generando consigo un mayor grado de alteración sobre la muestra.

Con este tipo de muestreador se pueden obtener muestras de buena calidad en suelos cohesivos blandos sin presencia de gravas; se pueden obtener también muestras de calidad aceptable en algunos tipos de arenas arcillosas. La presencia de gravas en el suelo dificulta el uso del muestreador y genera alteración importante sobre la muestra.

2.2.3.2 *Muestreador de pared delgada con pistón fijo estacionario*

Una variación del método convencional de muestreo con tubos de pared delgada consiste en la adición de un elemento rígido del mismo diámetro del muestreador y que se apoya directamente en el fondo de la perforación contra el suelo que se va a recuperar; éste elemento actúa como un pistón que permanece fijo en el momento de hincar el tubo de pared delgada en el suelo (Hvorselv, 1949).

El uso de muestreadores de pistón fijo comparado con un muestreador convencional de tubo abierto, presenta las siguientes ventajas:

1. El hecho de que el pistón esté fijo en el fondo del muestreador antes de hincar la muestra, evita el ingreso de suelo en éste, antes de iniciar el proceso de hincado.
2. Con el pistón fijo se puede desplazar a un lado el material alterado en el fondo de la perforación antes de tomar la muestra con el tubo.
3. Al contemplar un sello anular de caucho en el borde del pistón se garantiza un 100% de recuperación de la muestra y permite que se desarrolle succión, la cual ayuda a reducir la fricción relativa tubo-suelo; este efecto contribuye a reducir las deformaciones sobre las muestras durante la hinca.
4. Al estar la muestra totalmente llena con el pistón en la parte superior, evita que el vacío que se presenta en el momento de retirar la muestra del fondo genere alteraciones sobre ésta.

Se encuentran varios tipos de muestreadores de pistón estacionario; en primera medida se cuenta con el muestreador tipo Osterberg convencional, de diámetro variable entre 51 y 89 mm y longitud de 600 mm; este muestreador se acciona mediante un sistema hidráulico, tal como se representa en la Figura 4; en la parte superior derecha de la misma figura se presenta un refinamiento del muestreador desarrollado en Suecia, el cual incluye unas pequeñas bandas laterales de acero que reducen la fricción lateral en el momento de hincar el muestreador.

Con este tipo de muestreadores y con la ayuda de algunas técnicas de congelamiento o mediante el uso de ligantes asfálticos se pueden lograr la recuperación de muestras inalteradas sobre materiales granulares finos (Bishop, 1.948).

2.2.4 **Muestras obtenidas mediante el uso de coronas:**

Son aquellos tipos de muestras obtenidas a partir del uso de un barril de perforación que avanza dentro del suelo mediante el uso de coronas de punta de diamante, a partir de procesos de rotación.

Con esta técnica de muestreo se puede lograr altos estándares de calidad, pero tiene una gran dependencia de la experiencia del operario de la máquina de perforación en la calidad final de muestreo. Dentro de esta categoría destacamos, los siguientes tipos de muestreadores:

2.2.4.1 a) *Tubo Denison:*

El más conocido en el medio, es el muestreador de 'tubo Denison', el cual permite tomar muestras de suelos y rocas de diámetro variable entre 68 y 150mm; en la Figura 5 se presenta un esquema del muestreador.

Este muestreador consta de un barril externo con una broca de punta de diamante en la parte inferior que permite el avance de la perforación mediante sistemas de rotación. En el interior del muestreador se cuenta con un segundo barril interior estacionario en tubo de pared delgada que incluye en su extremo inferior una zapata de corte, la cual se encuentra desplazada unos centímetros de la corona de corte del barril externo.

La función del segundo tubo consiste en aislar la zapata del corte inferior de la punta de diamante, la cual requiere de un sistema de refrigeración que preserva la corona y evita que ésta se recaliente; éste aislamiento impide que el agua de refrigeración erosione la muestra. El desplazamiento relativo entre las puntas del tubo interior y exterior varía en función de la dureza del suelo, siendo ésta mayor para el caso de muestreo en suelo blandos. El barril interior cuenta con un sistema de accionamiento hidráulico de la muestra que permite efectuar de manera simultánea el hincado del tubo de pared delgada y el avance por rotación del barreno externo.

El muestreador Denison, fue inicialmente construido para recuperar muestras de 6 pulgadas de diámetro. También se encuentran disponibles diámetros nominales de 2 3/8", 2 13/16", 4 3/32" y 6 5/16"; las longitudes de núcleos varían entre 2 y 5 pies.

Con este tipo de muestreador se pueden recuperar muestras inalteradas en suelos cohesivos firmes a duros, suelos arenosos cementados, las cuales no se pueden obtener con tubos convencionales de pared delgada, ya que se requerirían de la aplicación de fuerzas de hincado altas, que comprometerían la integridad de la muestra. Para el caso de arenas es necesario usar lodos de perforación, válvulas de vacío y canastas retenedoras.

2.2.4.2 *Muestreador TAMS:*

Existen dos tipos de muestreadores: en primer lugar el de barreno corazonador, desarrollado paralelamente con el muestreador Denison, y el cual presenta características muy similares de funcionamiento a éste y en segundo lugar el muestreador de tubo helicoidal, que es objeto de análisis en ésta presentación; en la Figura 6, se presentan los dos tipos de muestreadores.

El muestreador TAMS tipo helicoidal, presentada en la parte derecha de la figura, fue desarrollado en 1.951 para obtener muestras de buena calidad de limos, arenas y arenas limosas que se encuentran por encima del nivel freático, donde el uso de agua de refrigeración puede alterar las condiciones del suelo. La operación de este muestreador es similar al del tubo Denison, exceptuando que se incluye una helice de avance que se utiliza para remover el material de corte. En el interior del tubo de pared delgada se incluye un tubo "liner" de plástico o en bronce, o papel impregnado de resina fenólica en su interior de 2 3/4 de pulgada de diámetro interior y 6 pulgadas de longitud.

2.2.4.3 *Muestreador Pitcher:*

Consiste básicamente en un muestreador Denison, el cual incluye en su parte interna un resorte helicoidal que le permite ajustar automáticamente la distancia relativa de la zapata de corte de la corona del barreno corazonador, durante el muestreo. Este muestreador cuenta además con una válvula interna que permita la hincada del muestreador en suelo antes del avance de la corona de corte (ver la figura 7).

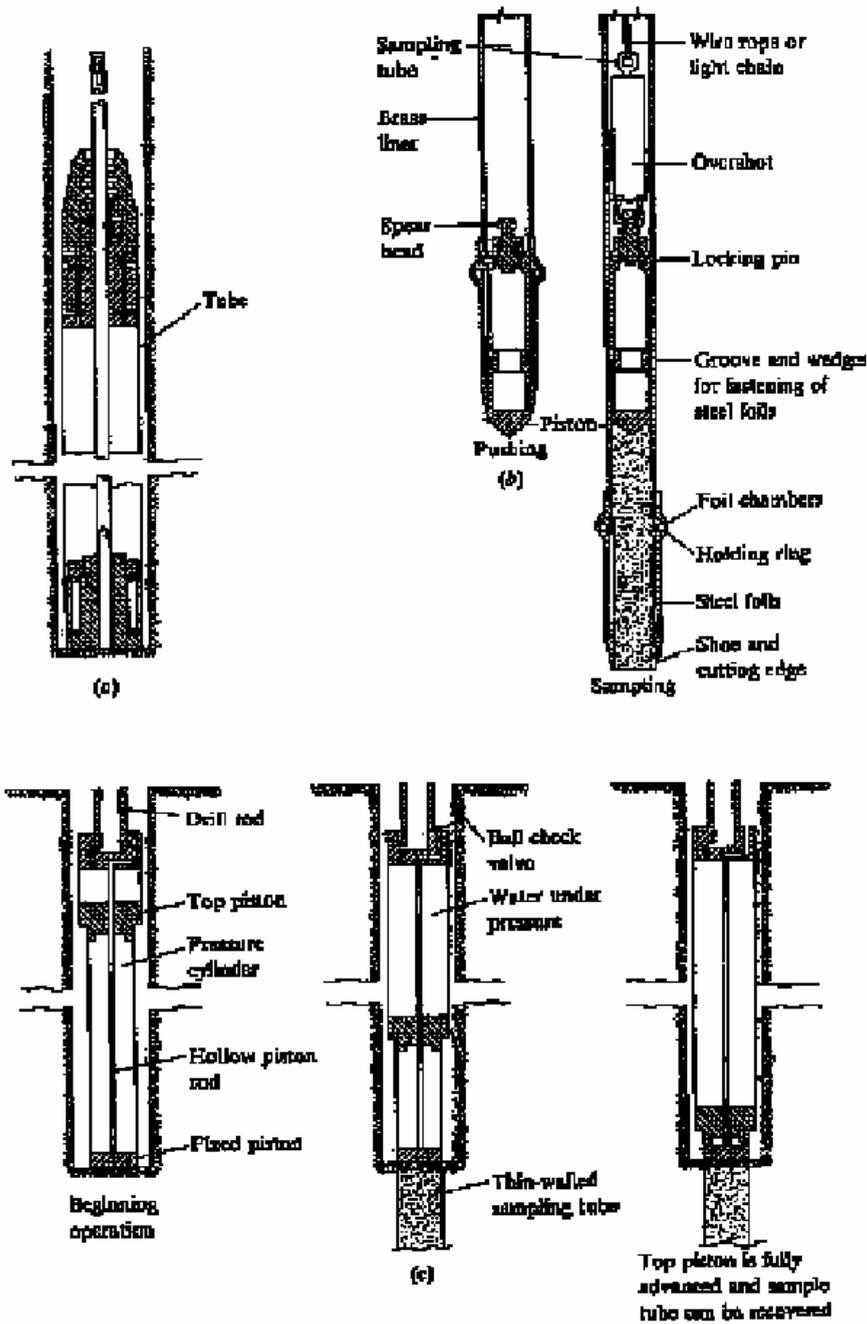


Figura 4: Muestreador de pared delgada con pistón fijo estacionario. (tomado del libro Handbook Engineering Foundations, H. Y. Fang)

En suelos duros la punta de corte queda localizada ligeramente por encima de la punta corazonadora y en suelos blandos el resorte interior se encarga de mantener la punta del muestreador por debajo de la punta corazonadora protegiéndola del agua de

refrigeración. Este tipo de muestreador puede ser utilizado paralelamente en suelos cohesivos duros y blandos.

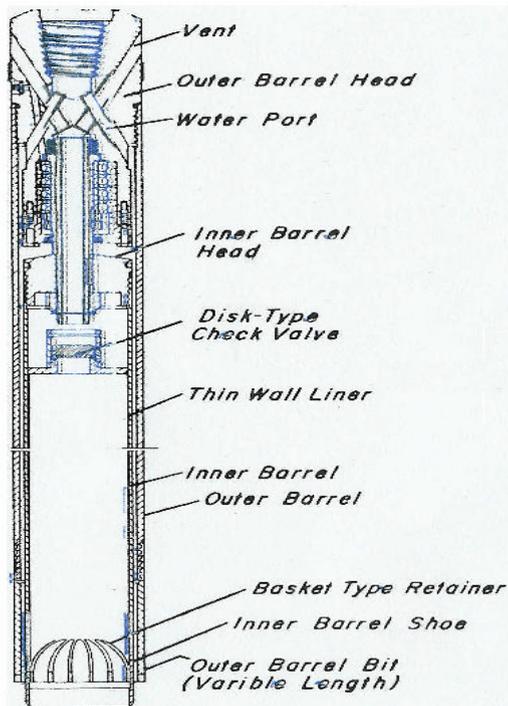


Figura 5: Muestreador de tubo doble tipo Denisson (tomado del libro Handbook Engineering Foundations, H. Y. Fang)

2.2.5 Muestras en Bloque

Este método es reconocido en muchos países, como el más eficiente para lograr las mejores muestras con altos estándares de calidad. Sin embargo en algunos casos, el método está restringido a profundidades de exploración a unos 5m por debajo del nivel del terreno. Normalmente el tamaño de las muestras obtenidas son cubos del orden de 300mm de lado, los cuales son encajonados en el sitio antes de removerlos.

En el Reino Unido y otros países se acostumbra incluir espuma plástica en el espacio libre que queda entre las paredes de la caja y el borde de la muestra, esto con el fin de reducir su alteración durante el transporte.

En la Figura 8 se ilustra el procedimiento utilizado para obtener una muestra de bloque de buena calidad.

3 FUENTES DE ALTERACION EN ARCILLAS SATURADAS

3.1 GENERALIDADES

Una vez que se tenga claro el tipo y calidad de muestreo que se puede lograr mediante las diferentes técnicas de muestreo descritas, es importante que el Ingeniero encargado del diseño del programa de exploración y de la elaboración del programa de ensayos, determine de manera cualitativa o cuantitativa cual es el grado de alteración finalmente alcanzado en el momento de efectuar los ensayos de laboratorio, y así mismo valorar que ensayos son viables en éste tipo de muestras y cual es la incidencia de éste fenómeno sobre los resultados finales obtenidos. En este numeral se hace énfasis sobre el comportamiento de suelos cohesivos saturados ante procesos de muestreo mediante el hincado de tubos de pared delgada, desde el momento en que se toma la muestra en el sitio hasta el instante en que se realizan los ensayos de laboratorio. También se hace una comparación de muestras de pared delgada con muestras inalteradas en bloque. Como resultado de esta evaluación se dan algunas herramientas para valorar la calidad de las muestras y para reducir el efecto de alteración en las pruebas de laboratorio.

3.2 FACTORES QUE GENERAN ALTERACIÓN

3.2.1 Generalidades

Siguiendo el proceso efectuado durante el muestreo se distinguen los siguientes factores que generan alteración:

1. Cambios en las condiciones del suelo, durante los procesos de avance y operación de los equipos de perforación.
2. Hincado y penetración del tubo muestreador y retiro de la muestra hasta la superficie.
3. Redistribución del contenido de agua dentro del tubo.
4. Extracción de la muestra del tubo.
5. Secado y/o cambios en la presión del agua.
6. Manipulación de las muestras en el laboratorio.

Los factores 2, 3 y 4 se presentan solamente con el uso de muestreadores de pared delgada.

3.2.2 Cambios en las condiciones del suelo, durante los procesos de avance y operación de los equipos de perforación.

En lo referente a éste primer factor, los procesos de exploración pueden incidir notablemente por el

cambio local en el estado de esfuerzos en el momento de realizar la perforación; ésta situación es controlada en parte por los sistemas de estabilización, mediante el uso de agua, lodos bentoníticos y espumas o polímeros entre otros, los cuales se encargan de compensar en parte los cambios de esfuerzos generados en el contorno de excavación.

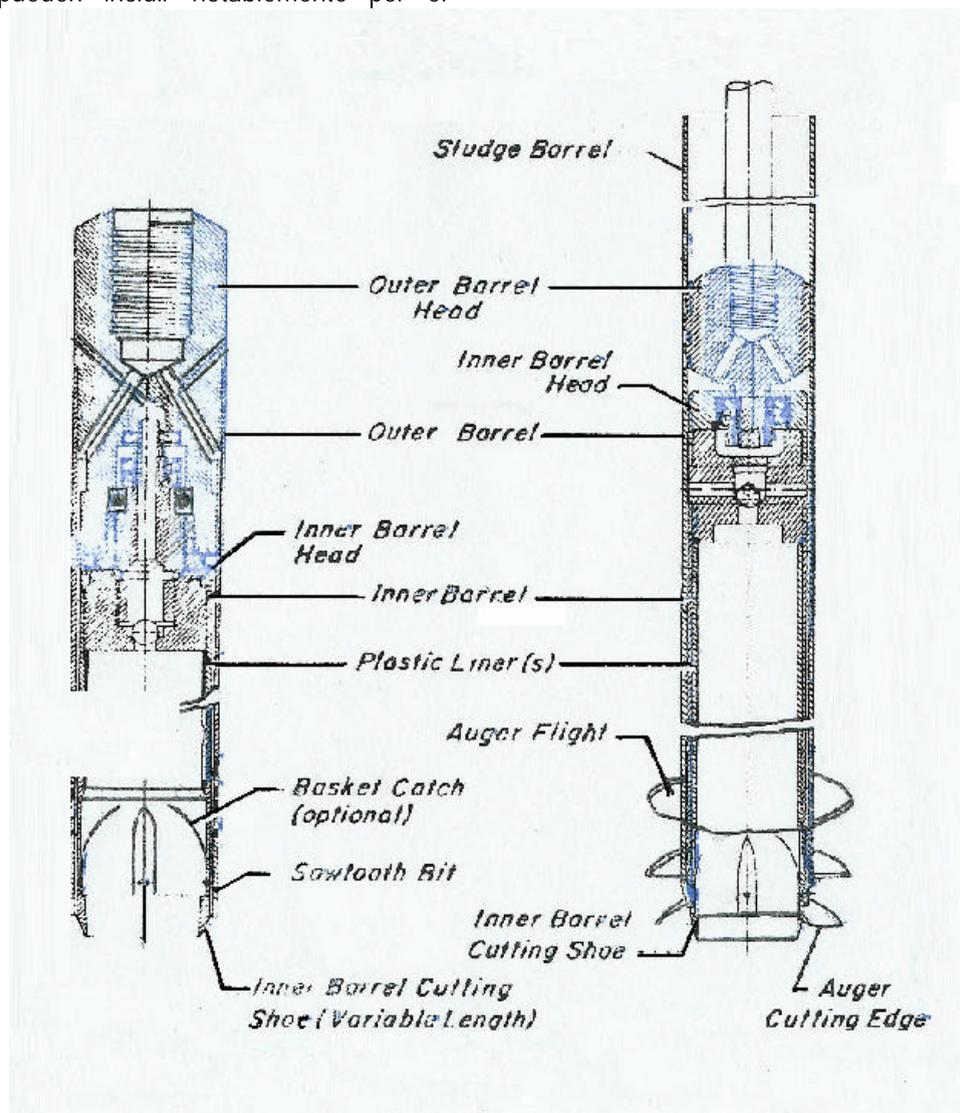


Figura 6: Muestreador de Tubo doble Tipo TAMS (tomado del libro Handbook Engineering Foundations, H. Y. Fang)

En suelos cohesivos muy blandos, el uso de camisas metálicas en las paredes de la excavación, desempeña un papel fundamental en la calidad de las muestras, puesto que la fricción relativa suelo-tubo contribuye favorablemente a reducir los esfuerzos de corte en la base de la excavación,

previniendo así la generación de deformaciones plásticas del suelo en el fondo de la perforación.

Para el caso de perforaciones en suelos arenosos no cementados, la influencia del agua en la perforación puede incidir notablemente en las

condiciones de densidad del suelo; los cambios del nivel de agua en la perforación, pueden generar condiciones de flujo trasiente de agua, los cuales pueden ocasionar fenómenos locales de tubificación e inclusive falla del fondo de la excavación. Estos efectos locales pueden conducir a cambios locales en el grado de compacidad del suelo en el sitio.

En el caso de perforaciones efectuadas con equipo manual de perforación, mediante el uso de hélices de avance, el efecto de succión en el momento de extraer la hélice llena de suelo, puede generar alteración del suelo adyacente en el contorno de la hélice.

El uso de lodos de perforación generan una película delgada en el contorno de la perforación que afectan las condiciones de permabilidad del suelo.

Todos estos factores o elementos que generan alteración, se pueden reducir mediante la implementación de procedimientos seguros y confiables; entre ellos destacamos del uso de sistemas de revestimiento en las paredes de la perforación, de tal manera que la base de la camisa este en todo momento muy cerca del fondo transitorio de perforación; para excavaciones por debajo del nivel freático es importante contar con el uso de lodos de estabilización o agua con el fin de mantener condiciones de esfuerzos no muy diferentes a las iniciales del suelo, y garantizar que el nivel de agua o lodo siempre esté muy cerca de la cota del terreno.

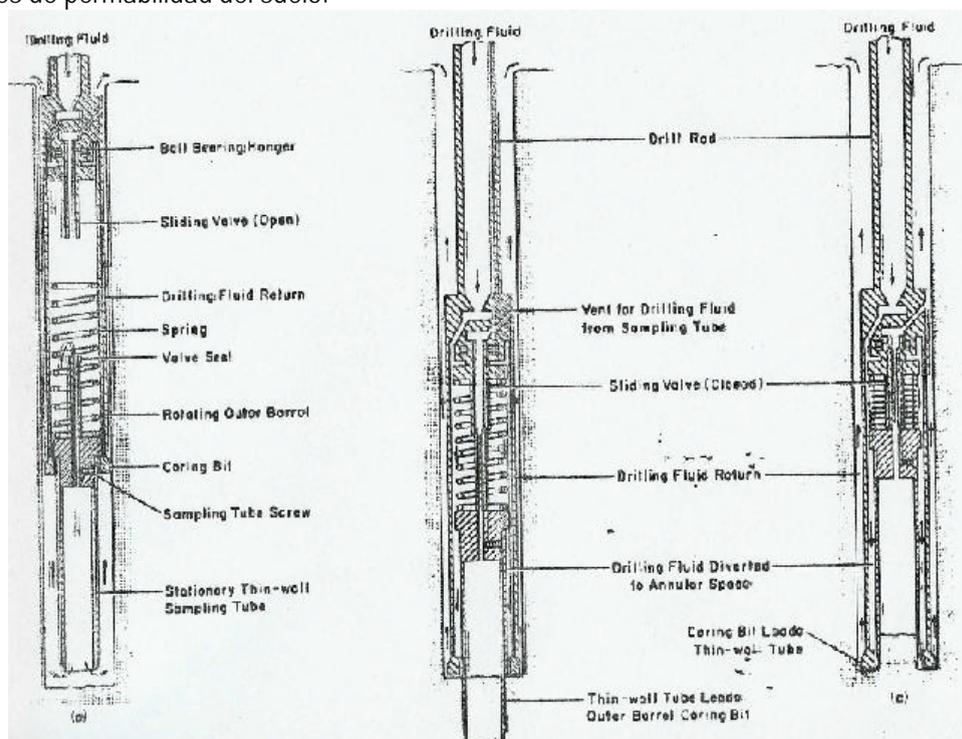


Figura 7: Muestreador Pitcher (tomado del libro Handbook Engineering Foundations, H. Y. Fang)

La manipulación inadecuada de las herramientas de trabajo se puede considerar como otra posible fuente de alteración de las muestras.

3.2.3 Hincado y retiro del tubo muestreador

Este factor se presenta en el caso de muestreadores de pared delgada; con base en las investigaciones

efectuadas por Moh & Balic, se ha encontrado que el proceso de hincado del muestreador, es uno de los que genera mayor grado de alteración en las muestras de suelos cohesivos saturados.

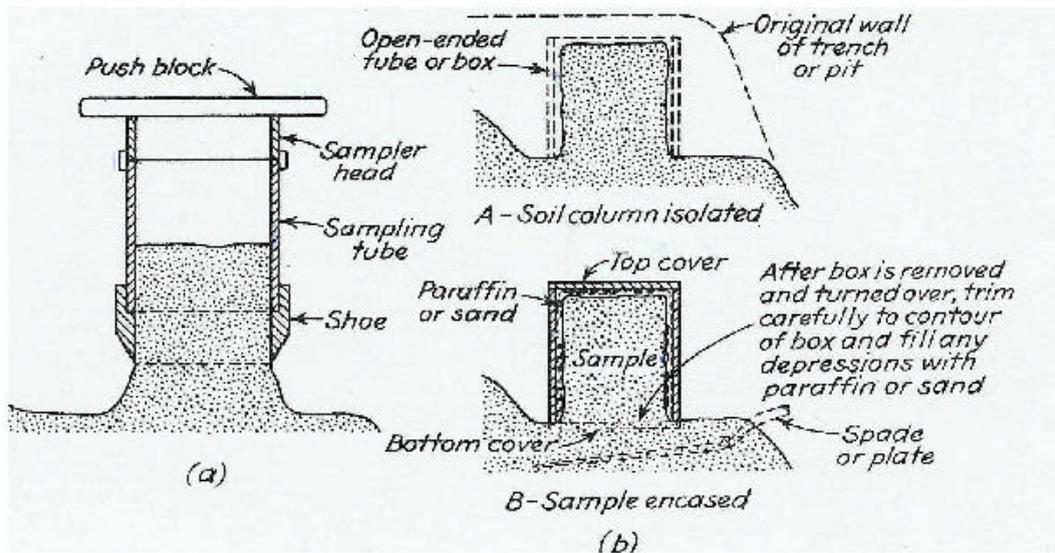


Figura 8: Procedimiento de recuperación de muestras en bloque. (Tomado de Foundation Engineering, Peck y otros, 1967)

Según estos autores el efecto de hincado del muestreador en el suelo induce esfuerzos temporales de compresión y luego de extensión que generan un grado de alteración importante en el suelo. En la figura 9 se ilustra la trayectoria de deformaciones unitarias verticales ϵ_{zz} en un punto dentro de la muestra localizado a una profundidad z del borde del muestreador.

En la etapa inicial de hincado, se generan esfuerzos y deformaciones de compresión alcanzando un valor máximo en el punto b a una altura $z = -0.4 B_s$; luego estas deformaciones se reducen a cero justo en el momento en que el borde de muestreador alcanza el punto de referencia ($z=0$); posteriormente se generan deformaciones unitarias negativas debido a esfuerzos de tensión hasta alcanzar un valor máximo en el punto c a una altura $z = 0.4 B_s$ y por último las deformaciones se reducen a cero para una altura $z > 2 B_t$.

Las deformaciones unitarias resultantes durante la hincada son del orden del 2%, para muestras con relación diámetro espesor RDE del orden de 20 y un índice de tolerancia interna de 1.86%. Para muestras con RDE de 50 e ICR de 0.79, estas deformaciones unitarias se reducen al 0.8%.

Al ver las trayectorias de esfuerzos que se generan durante el proceso de hincado de un muestreador de

pared delgada (figura 10), se encuentra que el suelo puede alcanzar fácilmente los estados de fluencia o falla durante el proceso; los puntos b y c, corresponde a puntos donde se alcanza la envolvente de falla del suelo. Nótese al final del proceso de hincada que el estado de esfuerzos en el punto e, es significativamente menor al estado de esfuerzos inicial de la muestra representada por el punto a.

Al comparar las curvas de esfuerzo vs deformación obtenidas de ensayos de compresión triaxial no drenados, de muestras de tubos de pared delgada resultantes de un muestreo de buena calidad (proceso de muestreo ideal ISA), con las curvas reconstruidas de un material inalterado, se obtienen las siguientes variaciones en el comportamiento esfuerzo vs deformación del suelos (Ver la Figura 10):

1. Se genera una reducción importante en el esfuerzo efectivo dentro de la muestra; en un muestreo de buena calidad esta reducción es mayor al 100% del esfuerzo inicial del sitio.
2. Se reduce la resistencia al corte del suelo; en un muestreo de buena calidad, esta reducción es del orden de 50%.
3. Se incrementa la deformación de falla del suelo, para la resistencia pico; en un muestreo de buena calidad, ésta deformación es del orden de 20 veces o más comparado con el valor real.

4. El módulo de rigidez del suelo se reduce; en un muestreo de buena calidad ésta reducción es del orden de 7 veces o mas.

La resistencia después del valor pico cambia notablemente, ya que a pesar de contar con un muestreo de buena calidad prácticamente se elimina el proceso de ablandamiento por deformación.

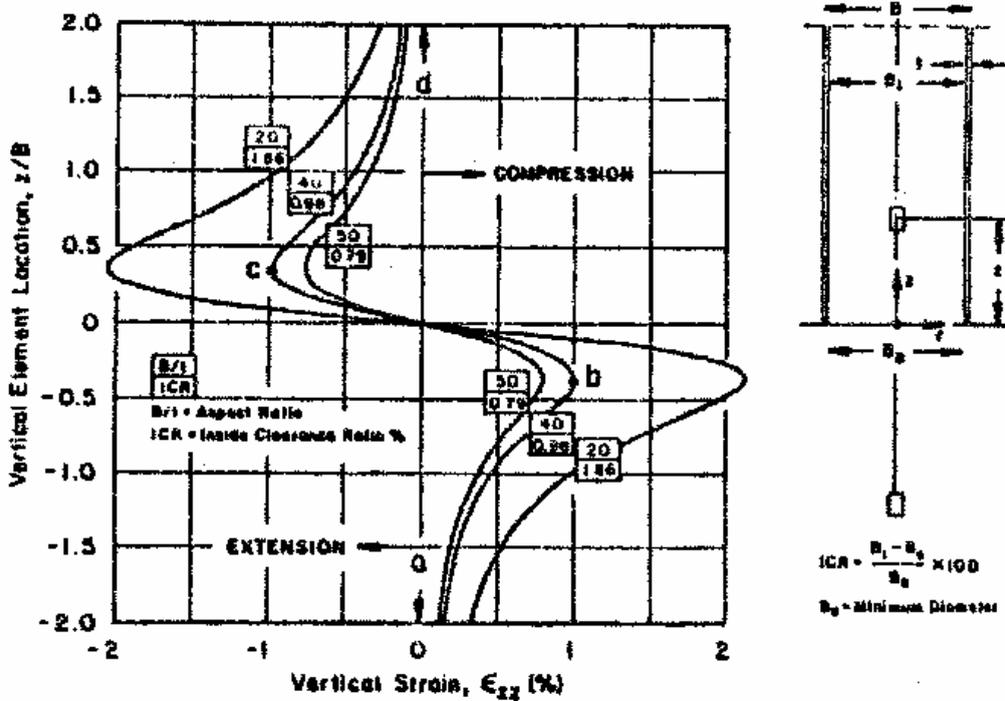


Figura 9: Historia de deformaciones unitarias verticales a lo largo del eje central de una muestra obtenida mediante la hinca de un tubo de pared delgada. (tomado de Moh & Balic, 1987)

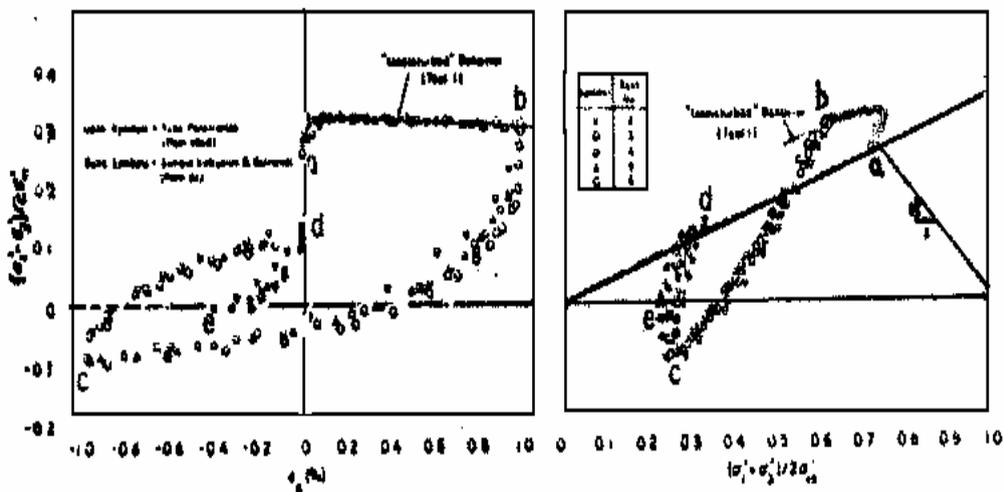


Figura 10: Trayectoria de esfuerzos que se genera durante el proceso de un muestreo ideal mediante la hinca de tubos de pared delgada. (tomado de Moh & Balic, 1987).

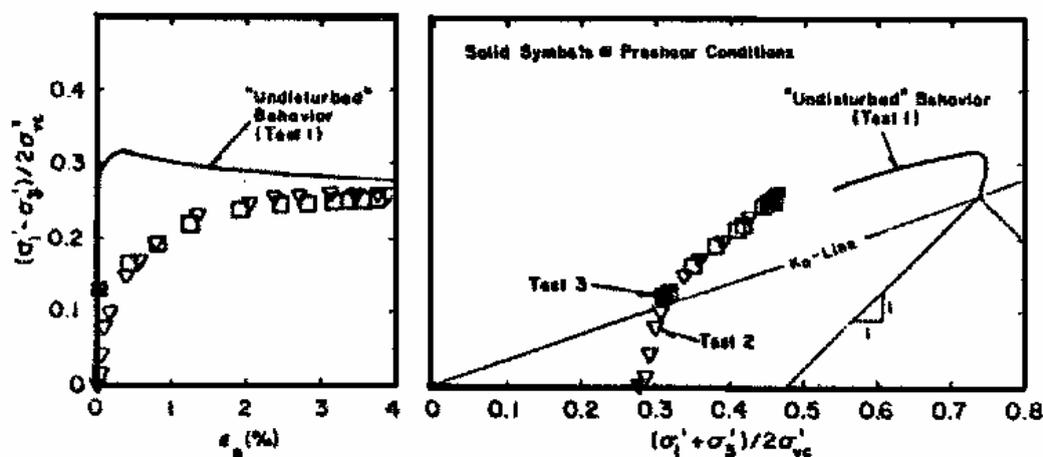


Figura 11: Comparación de las trayectorias de esfuerzos y de las curvas esfuerzo vs deformación, de una muestra de buena calidad obtenida con tubos de pared delgada (proceso de muestreo ideal), con las curvas de una muestra inalterada reconstruida en una cámara t

Esto quiere decir que a pesar de contemplar condiciones estrictas de muestreo de buena calidad, mediante el uso de muestreadores de pared delgada, se van a presentar cambios importantes en las curvas de esfuerzo vs deformación de los suelos, las cuales se alejan notablemente del comportamiento real esperado. En este sentido se considera inadecuada la práctica de determinar los parámetros de resistencia y compresibilidad "no drenada" del suelo a partir de muestras "inalteradas" obtenidas de tubo de pared delgada, de uso muy común en la práctica normal de la Ingeniería de Fundaciones.

3.2.4 Redistribución del contenido de agua del suelo:

Este efecto de alteración se presenta en suelos saturados, en donde el efecto de hincado del muestreador y el de extracción de la muestra, puede generar procesos de migración de agua desde el interior de las muestras hacia los bordes alterando su comportamiento.

3.2.5 Extracción de la muestra en el tubo:

La extracción de las muestras del interior de los muestreadores se efectúa mediante el uso de un pistón accionado con sistemas hidráulicos o mecánicos.

Con base en mediciones efectuadas sobre tubos muestreadores, se ha podido comprobar que durante el proceso de extracción de las muestras se pueden generar grandes esfuerzos de compresión que fácilmente superan el esfuerzo cortante no drenado de falla del suelo. La relación entre el esfuerzo máximo aplicado y la resistencia al corte no drenada del suelo puede fácilmente superar el 900%; estos esfuerzos de extracción generan inevitablemente alteraciones en el suelo.

A partir de un análisis de radiografía se han podido detectar dos efectos de deformación en las muestras (Figura 12).

1. Un primer efecto se trata de la inclinación de las capas del suelo con una deformación mayor en la parte superior del tubo, y menor hacia la zona central. Este efecto es mas acentuado en suelos blandos que en los duros.
2. Un segundo tipo de alteración detectado por métodos radiográficos consiste en un patrón de falla plana en arcillas duras en donde se conforma un cono o plano de falla en la parte superior de las muestras.

Mediante el uso de técnicas fotoelásticas sobre mezclas de agua-gelatina colocadas en tanques de prueba, se ha podido comprobar la formación de los

dos patrones de falla anteriores indicados. Aunque estas deformaciones se generan en parte durante el proceso de hincado del tubo en el suelo, existe un aporte importante durante el proceso de extracción de las muestras.

3.2.6 Grado de alteración de muestras en bloque

En el caso de las muestras en bloque, desaparecen las fuentes de alteración generadas por el hincado y extracción de las muestras que se presentan en los casos del uso de muestreadores de pared delgada. Con base en las investigaciones de Moh y Baligh, un proceso de muestreo en bloque de buena

calidad, se asemeja a un modelo de muestreo perfecto PSA, en el cual, la única fuente de alteración de las muestras está relacionada con el cambio inevitable en el estado de esfuerzos que se genera por el proceso de extracción de la muestra, en donde se pasa de un estado anisotrópico de esfuerzos (condición K_0) a un estado isotrópico, antes de efectuar las pruebas de laboratorio; es importante destacar que en esta evaluación no se tiene en cuenta el efecto del alivio de esfuerzos que se presenta en el tiempo que transcurre desde la toma de la muestra y la ejecución de los ensayos de laboratorio.

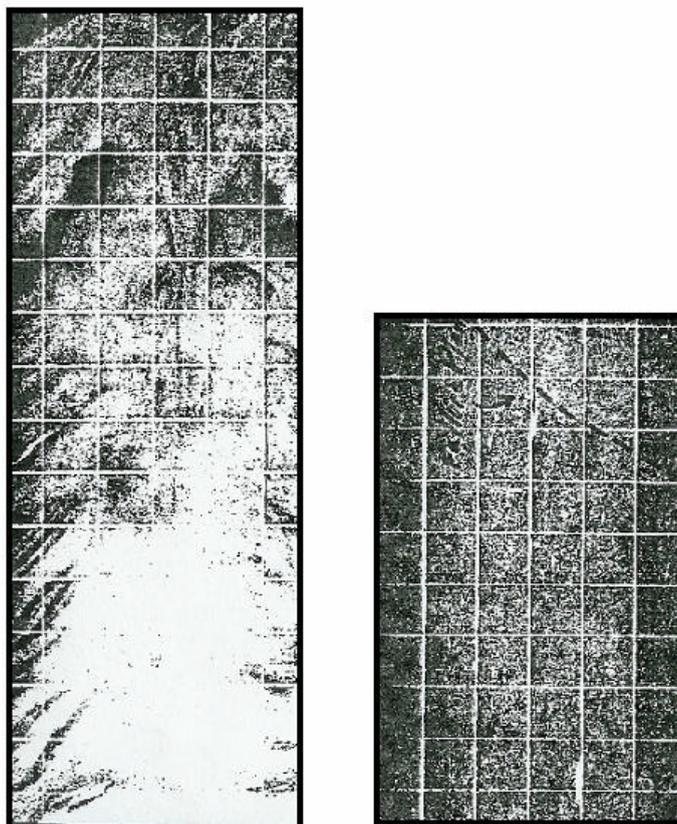


Figura 12: Ejemplos de radiografías tomadas sobre muestras obtenidas de tubos de pared delgada, para arcillas blandas caso (a) y arcillas firmes caso (b) (tomado de Arman & McManis, 1976)

En la figura 13 se presenta la trayectoria de esfuerzos que se presenta en una muestra de arcilla normalmente consolidada sometida a un proceso de muestreo perfecto.

El punto A representa el estado de esfuerzos que presenta una muestra en su estado natural en el sitio, y el punto B representa el estado de esfuerzos después de un proceso de muestreo perfecto. El cambio en el estado de esfuerzos entre A y B genera una reducción en el esfuerzo efectivo final

del orden del 63%. Al someter estos dos puntos A y B a un proceso de compresión axial no drenado, se obtienen las curvas 1 y 2 de trayectorias de esfuerzos (lado derecho) y las correspondientes curvas esfuerzos deformación, para los casos de una "muestra inalterada", comparada con las correspondientes curvas después de un proceso de muestreo perfecto. Se incluyen en éstas figuras las curvas 5 y 6 que representa el intervalo de variación en términos de trayectorias de esfuerzos y deformaciones para el caso de muestras de pared delgada después de la extracción de las muestras (curva 5) y de su manipulación en el laboratorio (curva 6).

Al comparar las curvas 1 y 2 después de un proceso de muestreo perfecto se encuentra lo siguiente:

1. Se genera un cambio importante en las curvas esfuerzo vs deformación del suelo, que si se

expresa en términos de módulo secante al 50% de falla, se encuentra una reducción de éste parámetro en un 20% aproximadamente.

2. Se genera igualmente un incremento de la deformación axial necesaria para alcanzar la resistencia pico, en un 140%.
3. Se genera una reducción de la resistencia al corte no drenado del suelo en un 15%.

Como se puede deducir de éste análisis los cambios obtenidos en los parámetros no son tan diferentes comparados con los reales esperados del suelo en el sitio. Por otra parte vale la pena resaltar en las gráficas la gran diferencia de las gráficas 1 y 2, comparadas con las gráficas 5 y 6, en donde se percibe una gran influencia del proceso de hincado y extracción de muestras de tubos de pared delgada en los parámetros no drenados de resistencia y compresibilidad del suelo.

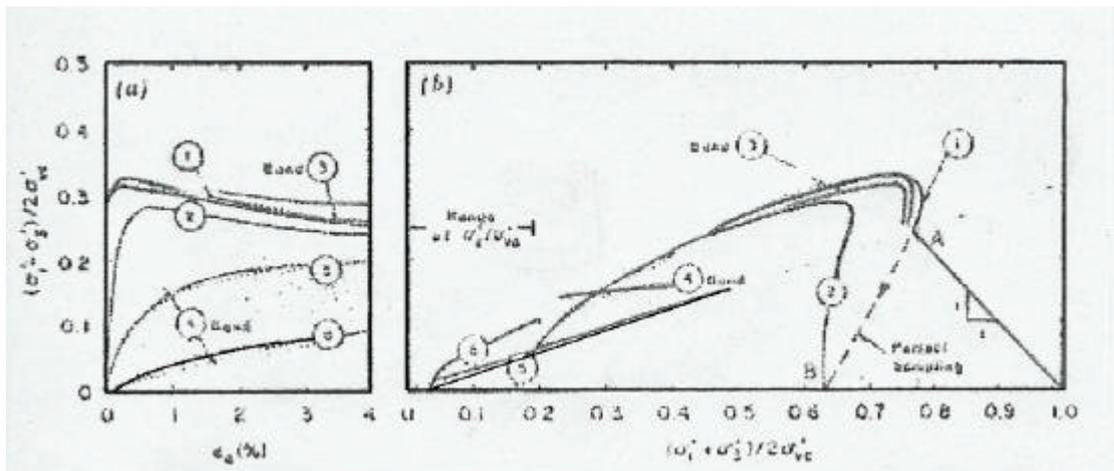


Figura 13: Comparación de las trayectorias de esfuerzos y de las curvas esfuerzo vs deformación, de una muestra de buena calidad obtenida después de un proceso de muestreo perfecto (muestras en bloque), y las esperadas a partir de muestras obtenidas con tubos de pared delgada (tomado de Moh & Balic, 1987).

Aquí se puede notar que se presenta una caída apreciable de la esfuerzo máximo de compresión y de las presiones de poros en la muestra durante el primer día de relajación, y posteriormente presenta un comportamiento asintótico de reducción gradual en el tiempo, de estas dos variables.

Estas curvas fueron comparadas de muestras sometidas a procesos de consolidación anisotrópica e isotrópica obteniendo los siguientes resultados.

La máxima resistencia del suelo obtenida sobre muestras preparadas después de un día de relajación de presiones es del orden del 40 al 50%, comparada con la resistencia obtenida sobre muestras libres procesos de alteración. Para las mismas condiciones se obtienen módulos de deformación del orden del 50% menores a los reales esperados.

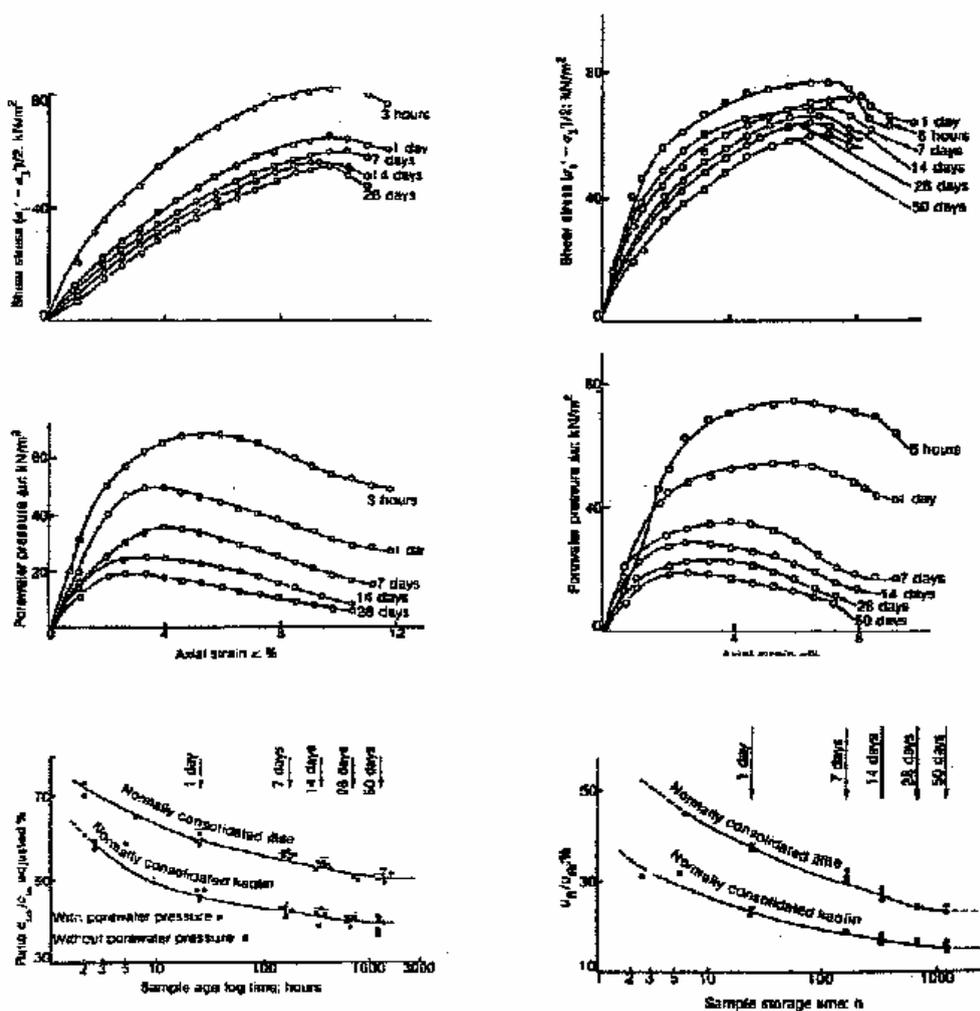


Figura 14: Influencia del alivio de presiones de poros en el tiempo sobre muestras de arcillas fabricadas en el laboratorio (Kilpatrick y Khan, 1984)

3.2.7 Influencia del sistema de protección y del almacenamiento de las muestras

Con respecto al almacenamiento y protección de las muestras se cuenta con las investigaciones efectuadas por Norman & McManis en 1976 donde analizó el efecto de protección y almacenamiento de muestras arcillosas de diferente tipo.

En lo referente al tipo de protección se han encontrado que el uso de parafina en las muestras aunque mantiene sus condiciones de humedad y preservan su integridad, se tienen dificultades al remover dicha capa de suelo, en donde se pueden ocasionar daños físicos sobre la muestra. Por otra

parte al colocar la capa fundida de parafina en el suelo a unos 49°C (120°F) aproximadamente, se genera un incremento de humedad hacia la parte externa afectando la homogeneidad de comportamiento de la muestra en el suelo.

El uso de bolsas de polietileno con cobertura de aluminio, ofrecen las mismas características de protección que la técnica de parafina y se eliminan las fuentes de alteración por temperatura y adherencia que se presentan con la técnica de parafinado.

Respecto al efecto de almacenamiento de las muestras en el largo plazo, en la figura 13 se muestran los resultados de las investigaciones

efectuadas por los mismos autores respecto a la variación de la presión de consolidación y de la resistencia al corte no drenada, en el tiempo, para muestras preparadas en el laboratorio de 2.5 pulgadas de diámetro, obtenidas a partir de muestras de bloque y de muestras cilíndricas obtenidas de tubos de pared delgada de 2.8 pulgadas y 2.5 pulgadas de diámetro.

Como se puede deducir de las graficas de presión de consolidación vs tiempo, y resistencia al corte no drenado vs tiempo, se concluye que las muestras en bloque tienen mayor capacidad de preservación de la resistencia del suelo en el tiempo comparado con muestras obtenidas de tubos de pared delgada.

3.2.8 Manipulación y selección de las muestras en el Laboratorio:

Cuando llegan las muestras al laboratorio, se efectúa un proceso de manipulación el cual puede ser otra fuente de alteración en las muestras y que resulta de difícil evaluación.

En cuanto a la selección de muestras representativas, según los resultados obtenidos de las fuentes de alteración, la zona que es menos vulnerable a procesos de alteración corresponde a la parte media de la muestra, la cual resulta menos afectada por los procesos de hincado del muestreador en el suelo y por efecto de la extracción de la muestra del tubo del tubo muestreador.

Por otra parte es importante destacar que la pared externa de la muestra cilíndrica a sido sometida a grandes deformaciones, producto del desplazamiento relativo que se genera en la interfase suelo-tubo, la cual se encuentra alterada y debe removerse para la selección de la muestra de menor grado de alteración.

En la Figura 16 se muestra el perfil de densidad seca, humedad y resistencia del suelo obtenido sobre una muestra homogénea de arcilla limosa de 36 pulgadas de longitud; en ella se puede apreciar que los cambios en densidad y humedad natural son poco significativos, y se refleja solamente un cambio importante en la resistencia al corte no drenada del suelo, en el tercio superior de la muestra, atribuible a alteración producida durante la extracción.

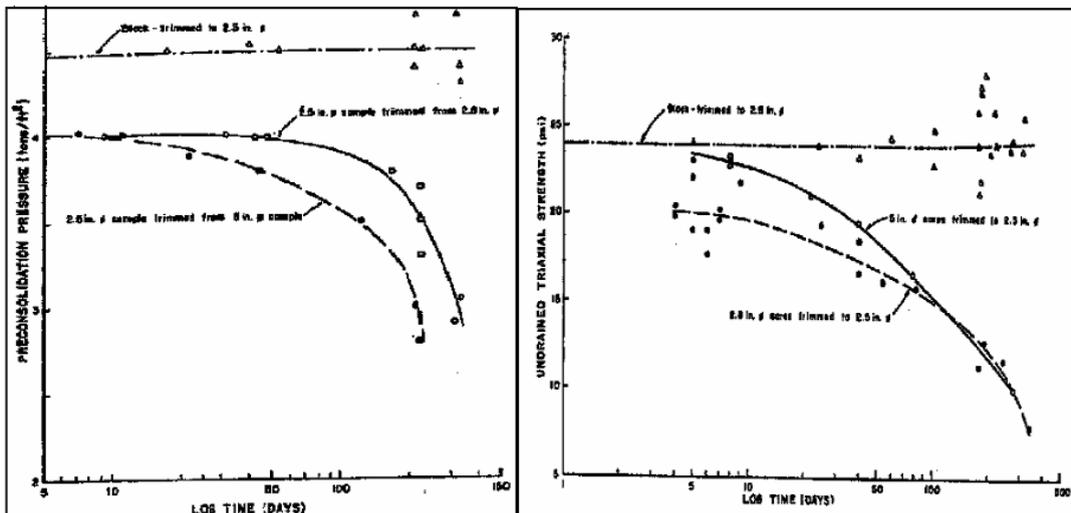


Figura 15: Curvas de tiempo de almacenamiento vs presión de preconsolidación y resistencia al corte no drenado, para diferentes tipos de muestras, (Norman & McManis en 1976).

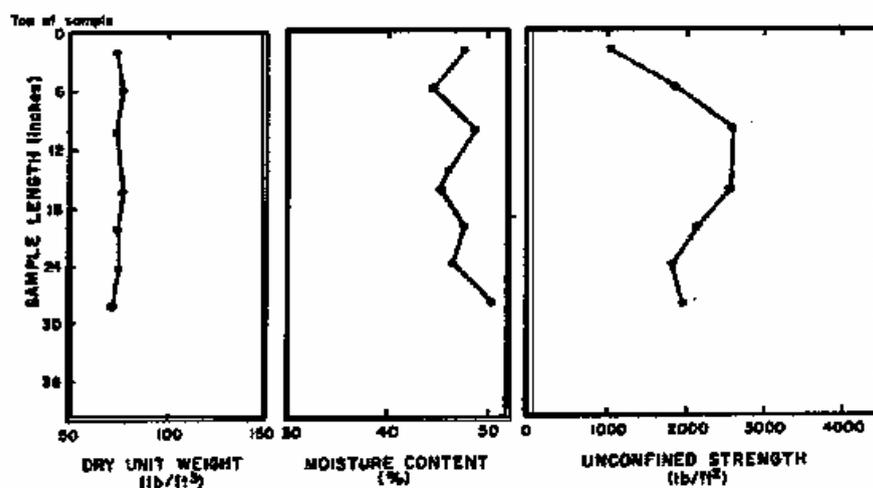


Figura 16: Variación de la densidad seca, la humedad y la resistencia al corte no drenada, de un espécimen de arcilla de 36 pulgadas. (Norman & McManis en 1976).

Sin embargo es posible encontrar pequeños espejos de falla los cuales no son perceptibles a la vista, así como la presencia de capas delgadas de arenas y nódulos calcáreos los cuales solo pueden ser observados mediante radiografías de partes del espécimen.

Respecto a la determinación de las variaciones de la resistencia al corte no drenado del suelo, se acostumbra a utilizar el penetrómetro de bolsillo; el

uso de éste instrumento se considera útil para evaluar la calidad de un espécimen de suelo, pero debido a su amplia dispersión, no se considera adecuado para la determinación confiable de la resistencia al corte no drenada del suelo. En la Figura 17 se presenta la comparación de los resultados de ensayos de compresión confinada y triaxiales consolidados no drenados, con los datos de resistencia medidos con penetrómetro manual, los cuales arrojan un amplio grado de dispersión

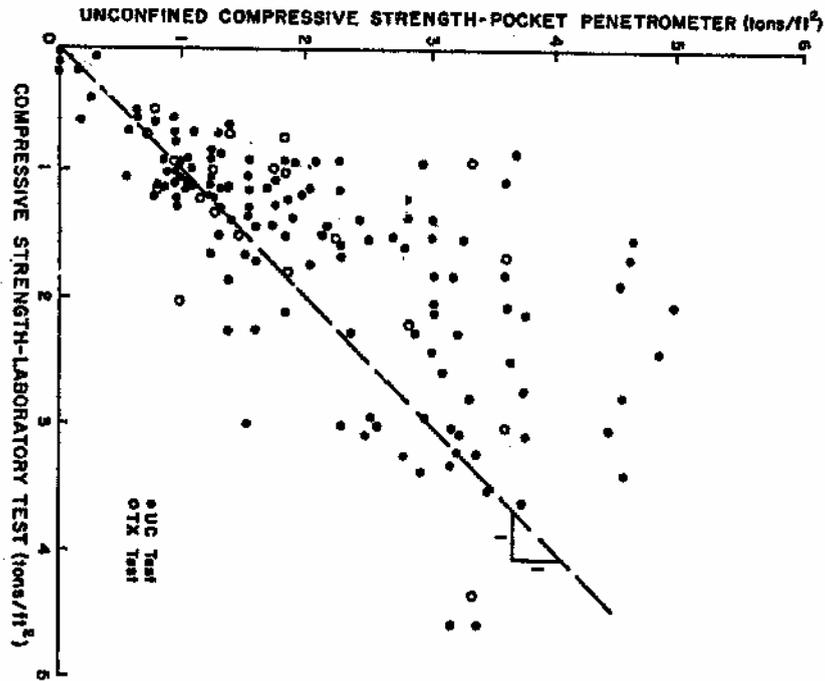


Figura 17: Comparación de la resistencia al corte no drenada medida en ensayos triaxiales y ensayos de compresión inconfiada, con datos obtenidos con penetrometro de bolsillo. (Norman & McManis en 1976).

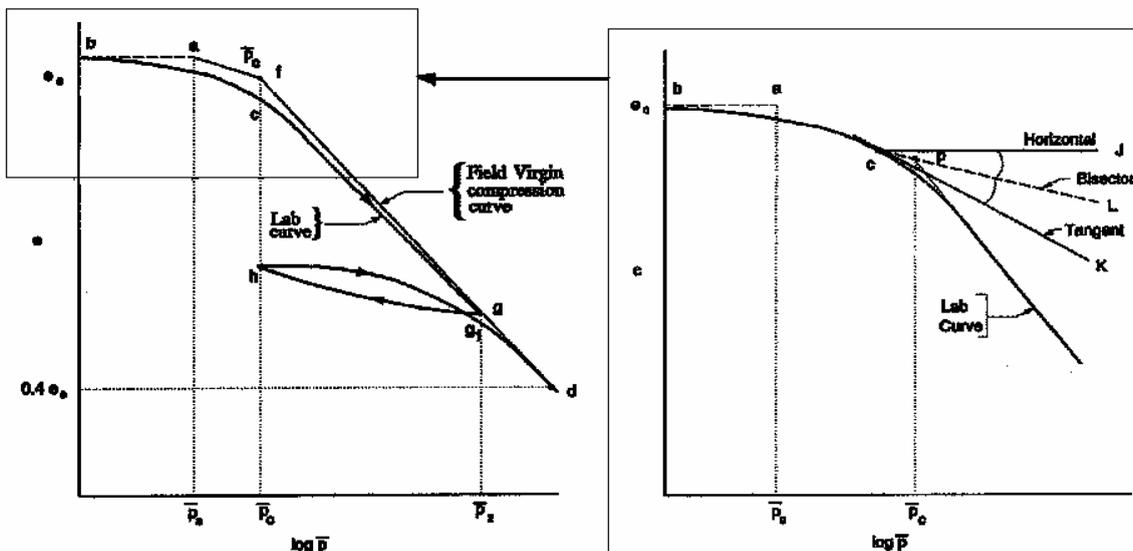


Figura 18: Método gráfico para la determinación de la curva de compresión de campo a partir del ensayo edométrico de laboratorio sobre una muestra de bajo grado de alteración. (Tomado del libro Fundamentals of Soil Mechanics, Prakash)

Otra técnica de laboratorio para la selección de la parte de la muestra de menor grado de alteración que se considera conveniente para los ensayos de laboratorio, consiste en rebanar la muestra de suelo en sus extremos en tajadas longitudinales del orden de 2 cm de ancho y 5 cm. De alto, con el fin de

inspeccionar visualmente el cambio de tonalidad del suelo, que refleja posibles cambios en el contenido de humedad en el suelo dentro de la muestra; de todas maneras éstas técnicas aunque son prácticas no son siempre confiables y en algunos casos es

necesario recurrir a otros procesos mas avanzados como el uso de rayos x.

4 MUESTRAS PARA ENSAYOS DE LABORATORIO

4.1 CLASIFICACIÓN DE MUESTRAS EN FUNCIÓN DEL GRADO DE ALTERACIÓN :

Como se puede deducir de los capítulos anteriores, el proceso de muestreo genera inevitablemente alteración en las muestras, situación que redundará en una mayor dificultad en la determinación confiable de los parámetros físicos y mecánicos de un suelo. En primera medida para una selección del tipo de muestras es necesario clasificar el grado de alteración de las muestras, para ello se cuenta con una escala que varía el muestreo en cinco clases así:

Un muestreo de clase 1, corresponde a muestras inalteradas de alta calidad que sirven para la ejecución de ensayos de laboratorio tipo geomecánico, con el fin de determinar propiedades de resistencia, compresibilidad de algunas arcillas y arenas. En éste tipo de muestras se puede obtener con un nivel de confiabilidad adecuado parámetros no drenados y drenados del comportamiento de suelos arcillosos. Dentro de éste grupo clasifican las muestras inalteradas en bloque y eventualmente muestras obtenidas por sistemas de rotación (tubo denisson o similares) en suelos cohesivos no blandos, y algunos tipos de arenas limosas que están por encima del nivel freático.

Un muestreo clase 2, corresponde a muestras con un grado de alteración moderada, las cuales mantienen la estructura del suelo, pero han sufrido procesos de deformaciones que alteran sus propiedades geomecánicas; esta clase de muestras son útiles para la ejecución de ensayos de humedad natural, densidad y permeabilidad, y no son confiables para la determinación de parámetros no drenados de resistencia al corte del suelo, en donde es necesario efectuar algún tipo de corrección. Este tipo de muestras se considera aceptable para la

determinación de los parámetros drenados de resistencia al corte de suelos granulares y cohesivos. Dentro de este grupo clasifican las muestras "inalteradas", obtenidas mediante el uso de tubos de pared delgada y pistón estacionario.

Un muestreo clase 3 y 4, corresponde a muestras alteradas de calidad media a baja, donde se ha perdido gran parte de la estructura del suelo y se han presentado procesos notables de deformación; éstas muestras sirven solamente para la ejecución de ensayos de identificación y clasificación de suelos, granulometrías por tamizado mecánico o por hidrómetro, límites de Atterberg, peso específico de sólidos, contenido de humedad, entre otros.

Un muestreo clase 5, corresponde a muestras totalmente alteradas obtenidas por procesos de corte o lavado durante la perforación; estas muestras sirven solamente para identificar cambios en el perfil estratigráfico de un suelo; en algunos casos pueden servir para la identificación de suelos, cuando se mantiene su estructura.

4.2 MÉTODOS ALTERNATIVOS PARA EVALUAR O REDUCIR EL EFECTO DE ALTERACIÓN EN MUESTRAS

4.2.1 Generalidades

La obtención de un muestreo de alta calidad puede redundar en altos costos de exploración, situación que puede ser una limitante para el desarrollo de un programa de investigación del subsuelo de un proyecto en particular; dadas esta situación existen varias herramientas que permiten evaluar el grado de alteración de los suelos y de esta manera efectuar las correcciones pertinentes en las pruebas de laboratorio, para efectuar una interpretación adecuada de los mismos que permitan a su vez efectuar una predicción lo suficientemente confiable de los parámetros del suelo en el sitio.

Aquí en esencia se presentan algunos procedimientos básicos para la corrección de resultados de laboratorio obtenidos de muestras clase 2. Como puede verse el efecto de muestreo

con tubos de pared delgada generan cambios notables en los parámetros geomecánicos de un suelo. Al respecto se mencionan algunos procedimientos básicos disponibles para evaluar y corregir el grado de alteración de las muestras:

4.2.2 Ensayos edométricos

Este ensayo es tal vez el que permite indicar con un buen grado de confiabilidad el grado de alteración de una muestra, esto es basado en los trabajos efectuados por Casagrande, sobre la forma en que varía la curva de compresibilidad en un ensayo de compresión unidimensional, en función del procedimiento mismo del ensayo y del grado de alteración de la muestra, en donde encontró lo siguiente:

1. Se presenta una reducción del índice de compresión C_c con el grado de alteración de la muestra.
2. Se presenta un incremento del índice de recompresión C_r con el grado de alteración de la muestra.
3. Se presenta una reducción del esfuerzo de preconsolidación del suelo, con el grado de alteración de la muestra.
4. Las curvas de campo y laboratorio convergen a un mismo punto para una relación de vacíos $e_p = 0.42$ eo.

A partir de éstas observaciones determinó un procedimiento gráfico para determinar la curva de compresibilidad de campo, a partir de la obtenida en el laboratorio, la cual se presenta en la Figura 18.

Mediante éste procedimiento se puede obtener el esfuerzo de preconsolidación del suelo σ_p el cual se considera un parámetro básico para la evaluación de la resistencia del suelo.

Este procedimiento presenta limitantes teniendo en cuenta los efectos de consolidación secundaria del suelo, para lo cual es necesario corregir la curva de compresibilidad para el 100% de consolidación primaria, la cual puede obtenerse a partir de los métodos gráficos de Taylor y Casagrande, que se ilustran en la Figura 19. También influye en los resultados la relación de carga que se utilice en

cada uno de los incrementos, la cual tiene una marcada influencia en el acomodamiento de las partículas de arcillas para lo cual se sugiere utilizar relaciones de carga en un intervalo variable de $\Delta\sigma/\sigma$ entre 0.5 y 1.0.

4.2.3 Ensayos triaxiales

Un procedimiento complementario para evaluar los parámetros no drenados de resistencia al corte de un suelo, se basa en la ejecución de pruebas triaxiales en condiciones de consolidación isotrópica o preferiblemente anisotrópica, de tal manera que permitan reproducir de manera más fiel las condiciones de esfuerzos en el sitio, y determinar con un nivel de confiabilidad adecuado el comportamiento geomecánico del suelo.

El método más conocido y mencionado en la literatura para suelos estructurados, se trata del método SHANSEP, en el cual el suelo se reconsolida anisotrópicamente a lo largo de una trayectoria K_0 , (condición in situ), hasta un esfuerzo de reconsolidación que excede entre 1.5 y 2.0 veces el esfuerzo el máximo esfuerzo vertical máximo alcanzado en su historia geológica. La razón de efectuar este proceso es con el fin de recuperar el daño presentado en la estructura del suelo, por recompresión. Un caso específico de este tipo de reducción fueron presentados en las figuras 11 y 13, para casos de muestreo perfecto y muestreo ideal, en arcillas azules de Boston, en donde el comportamiento más ajustado se encuentra para un esfuerzo de reconsolidación de 1.5 veces el esfuerzo de preconsolidación.

Existen otros métodos que pueden ser aplicables a suelos no estructurados y de baja sensibilidad, en donde el suelo se reconsolida a un esfuerzo igual al esfuerzo vertical de sobrecarga en el sitio. En este sentido se destacan los trabajos efectuados por Kilpatris, donde comparan muestras prefabricadas de caolinitas e illitas falladas después de procesos de reconsolidación isotrópica y anisotrópica, obteniendo como es de esperar un mayor acercamiento a las condiciones reales del suelo mediante los procesos de consolidación anisotrópica.

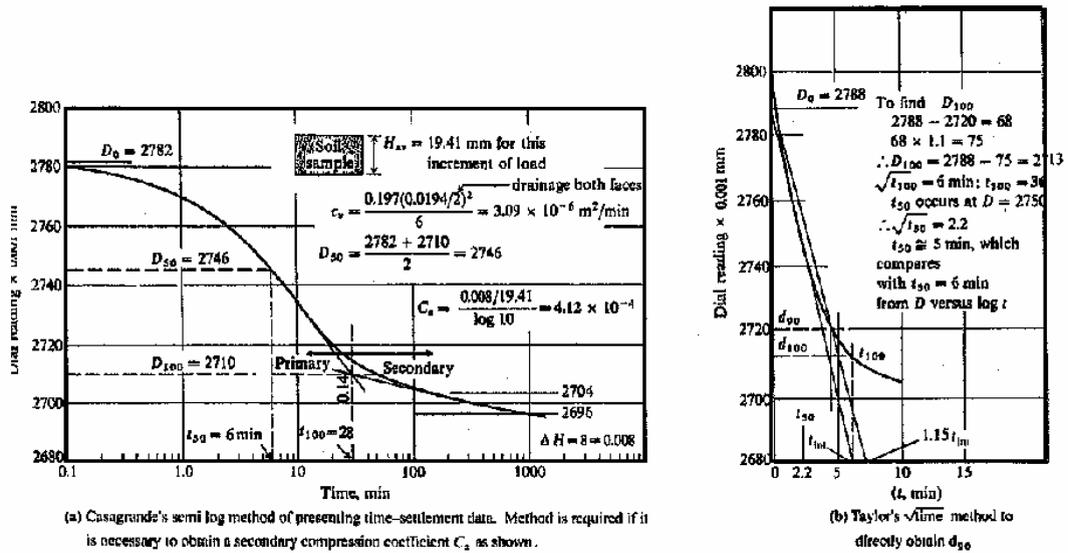


Figura 19: Método gráfico para la determinación del t_{100} del proceso de consolidación primaria a partir de las curvas de Taylor y Casagrande (tomado del libro Foundation Analysis and Design, J. Bowles).

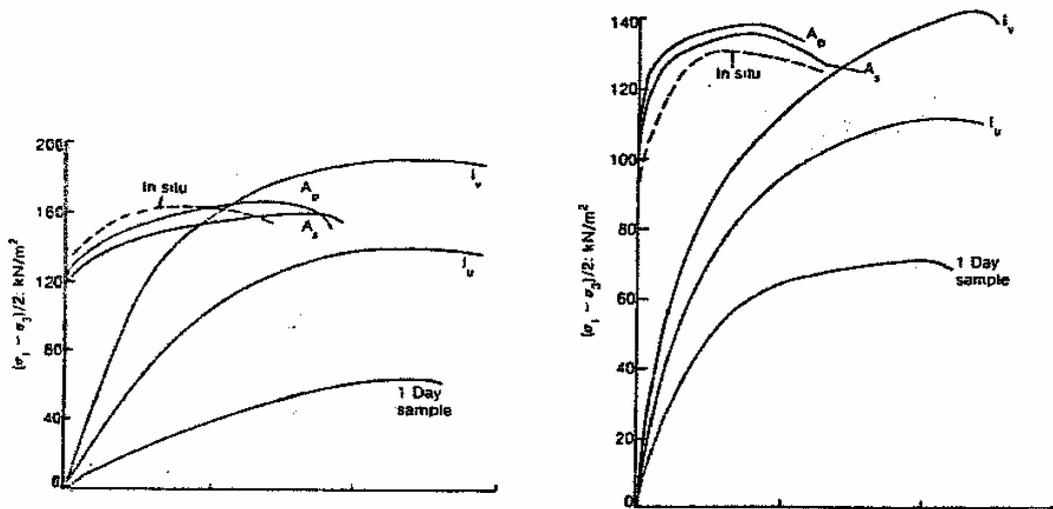


Figura 20: Curvas de carga vs deformación obtenidas a partir de muestras reconsolidadas isotrópicamente y anisotrópicamente. (tomado de Kirkpatrick & Khan, 1984).

4.2.4 Comparación de modelos

Con base en los dos ensayos anteriores se pueden generar modelos matemáticos simples que permitan determinar con un grado de aproximación aceptable las condiciones reales de resistencia al corte no drenada del suelo cohesivo, en función del esfuerzo

de confinamiento y el esfuerzo de preconsolidación del suelo en el sitio.

A partir de este base matemática se puede extrapolar dicho comportamiento para varias profundidades del suelo analizado, en función de ensayos de resistencia al corte confiables, como pruebas de veleta de campo en el sitio, los cuales tienen la gran ventaja de estar libre de los efectos

marcados de alteración que se presentan en un proceso de muestreo convencional.

A continuación se presentan una expresión clásica que relacionan la resistencia al corte no drenado del suelo, teniendo en cuenta el esfuerzo vertical efectivo de sobrecarga, y la relación de sobreconsolidación:

$$\left(\frac{Cu}{SvO'}\right)_{OCR} = \left(\frac{Cu}{SvO'}\right)_{NC} \times OCR^m$$

Al comparar los resultados de veleta de campo, con los ensayos de laboratorio, se encuentra una similitud apreciable entre los valores obtenidos a partir de ensayos edométricos corregidos por el método de Casagrande, y los derivados de los ensayos de veleta de campo a partir de la expresión anterior. Los datos obtenidos en ensayos triaxiales, tienden a sobreestimar los valores de resistencia al corte no drenado del suelo.

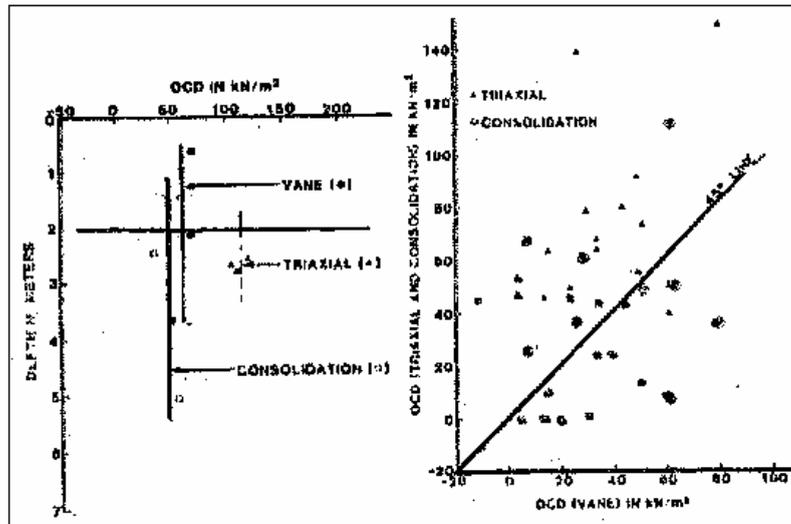
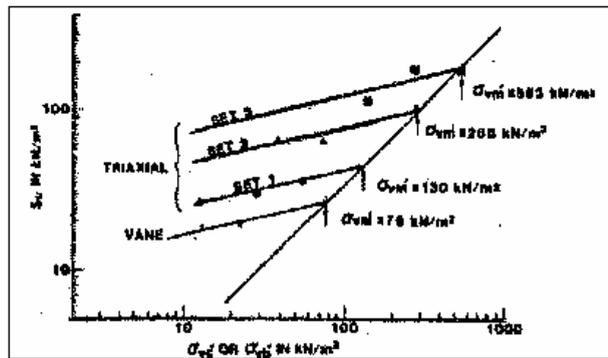


Figura 21: Comparación de valores de resistencia al corte y presiones de preconsolidación obtenidos de ensayos triaxiales, ensayos de veleta y consolidaciones. (tomado de Olsen et al, 1.986).

En la Figura 22 se presenta un caso particular de la ciudad de Bogotá, en donde se ha relacionado, el esfuerzo vertical de preconsolidación derivado de los

resultados de ensayos de veleta de campo a partir de la expresión del método SHANSEP, con ensayos de consolidación unidimensional.

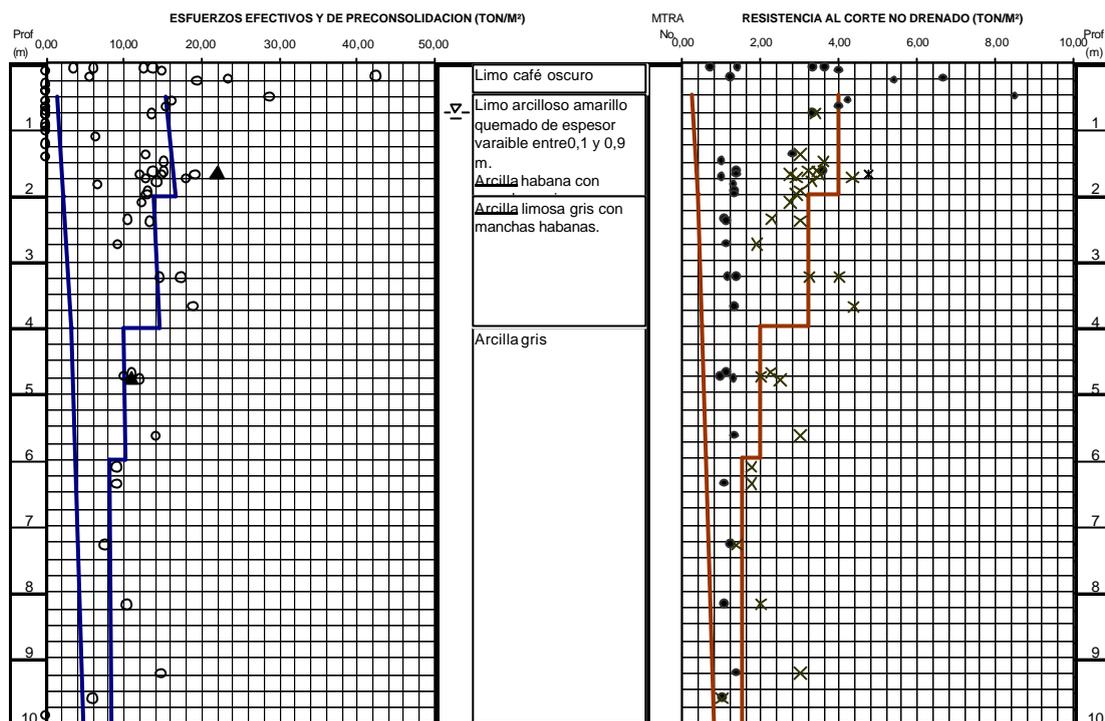


Figura 22: Perfil de esfuerzos verticales iniciales y de preconsolidación obtenido para un suelo típico de la ciudad de Bogotá, a partir de ensayos de veleta de campo y laboratorio (INGEOMAR, 2005).

4.2.5 Densidad en suelos granulares:

Para el caso de suelos granulares el proceso de hincado de muestreadores en el suelo, pueden generar cambios en la densidad del suelo.

En la figura 20 se muestra un abaco que permite determinar la densidad seca de la arena corregida, en función de la densidad inicial medida en el laboratorio, la posición del muestreador y el esfuerzo de confinamiento del suelo en la profundidad de muestreo.

5 CONCLUSIONES

En este documento se ha efectuado una presentación detallada de la clasificación de los principales tipos de muestreadores que se utilizan a nivel mundial, y su clasificación en función del

grado de alteración de las muestras que se pueden lograr con ellos.

Se hace también una exposición sobre las diferentes fuentes que pueden generar alteración de las muestras y la manera como éstas se pueden detectar evaluar y controlar.

Del mismo modo se dan los criterios básicos para la evaluación de la calidad de un muestreo, y los tipos de ensayos que se pueden efectuar en función de la clase de muestreo que se obtenga dentro de un programa de exploración del subsuelo.

Finalmente se presentan herramientas para corregir y evaluar el efecto de alteración de las muestras en la evaluación de los parámetros geomecánicos a partir de ensayos de laboratorio.

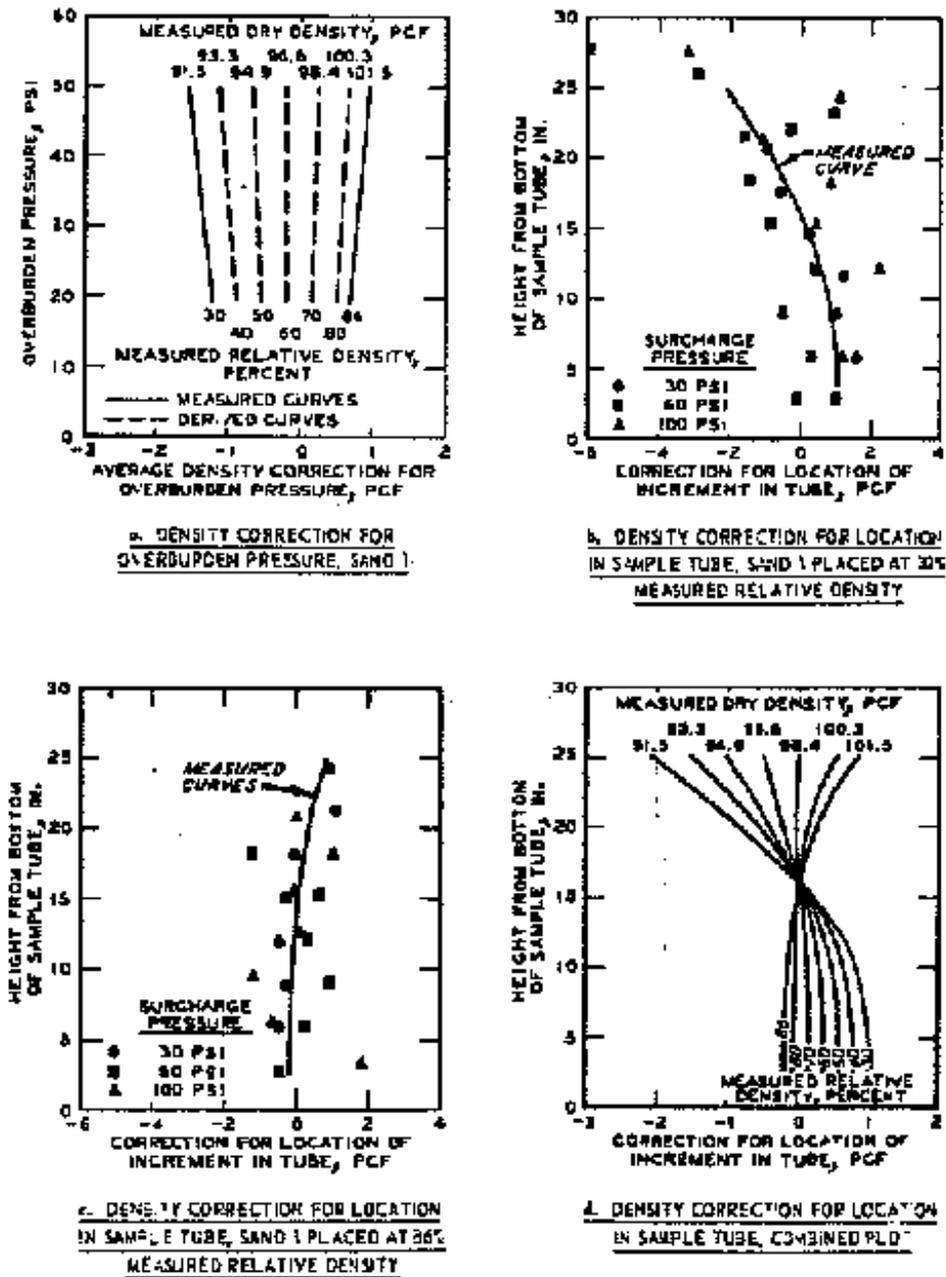


Figura 23: Abaco para la determinación de la densidad corregida de una muestra inalterada de arenas, en función de la posición del muestreador y la presión de sobrecarga. (Marcuson y Franklin, 1979)

6 BIBLIOGRAFÍA

ANDRESEN. (1979) Sampling in moraine, gravel, and sand deposits in Norway. Inter. Symposium of soil sampling Singapore.

BALINGH ET AL. (1987). Disturbance due to "ideal" tube sampling. JGE ASCE Vol 113 (7).

BRAND ET AL. (1985) Review of international practice for sampling and testing of residual soils. South East Asian geotechnical Society.

JOSEPH E, BOWLES (1996). Foundation análisis and design, fifth edition.

KIRKPATRICK ET AL. (1984). The reaction of clays to sampling stress relief. geotechnique 34(1).

MARCUSON ET AL. (1979) State of the art of undisturbed sampling of cohesionless soils. Inter. Symposium of soil sampling Singapore.

OLSEN ET AL. (1986). Piston core properties and disturbance effects. JGE ASCE Vol 112 (6).

OSTERBERG ET AL. (1979). State of the art of undisturbed sampling of cohesive soils. Inter. Symposium of soil sampling Singapore.

SHAMSHER PRAKASH. (1995). Fundamentals of soil mechanics.

Y. FANG; HANDBOOK FOUNDATIONS ENGINEERING.

Técnicas de muestreo en rocas

L.G. Rojas M., I.C.

Departamento de Geotecnia, Gómez Cajiao y Asociados S.A.

Cuando los materiales a perforar son suelos consolidados, rocas, depósitos aluviales o suelos con alto contenido de cantos y gravas gruesas, se hace necesario el uso de herramientas capaces de cortar esos materiales. Se utilizan unos elementos llamados brocas impregnadas con diamantes, triconos de tungsteno, carburo, etc. La broca cortadora se encuentra acoplada a un barril donde quedan alojados núcleos de la roca perforada.

El objetivo principal de una perforación de investigación en roca es la toma de muestras lo más inalteradas posibles. Para lograr ese propósito se deberán utilizar equipos y herramientas adecuadas que dependen de la profundidad de la perforación, del diámetro exigido y del tipo y el estado en que se encuentra la roca a perforar. En muchos proyectos de investigación, el precio que se paga por un metro de perforación en roca, puede ser disminuido si no se logra determinado porcentaje de recobro.

En este artículo se describen los equipos, herramientas y procedimientos más adecuados para alcanzar los mejores resultados en un trabajo de perforación en roca.

1 EQUIPO

Para perforaciones en roca se utilizan los siguientes equipos:

- Taladros mecánicos o hidráulicos con sistema de rotación.
- Brocas, rimas y tubería de perforación.
- Motobombas y herramientas menores.

Para tomar muestras de buena calidad de la roca es necesario utilizar los equipos y elementos adecuados.

1.1 TALADRO

Un taladro mecánico consta de un motor a gasolina o diesel que se encarga de mover los demás componentes como bombas hidráulicas, sistema de rotación y malacate. Después de los años 90's salieron al mercado taladros hidráulicos que tienen un motor externo que mueve una bomba hidráulica, la cual se encarga de mover un motor hidráulico para cada uno de los componentes (rotación, avance y malacate). Estos taladros son más livianos y más fáciles de transportar, especialmente a sitios de difícil acceso.

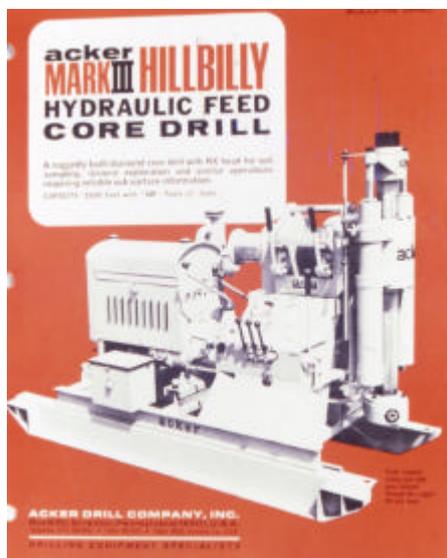
También existen taladros de martillo de fondo, que requieren un compresor de mediana a alta capacidad para su funcionamiento. El martillo rota y percute únicamente en el fondo, facilitando y agilizando enormemente la perforación. Tiene la desventaja que no se pueden tomar muestras de roca inalterada; se utilizan para realizar las perforaciones necesarias para la instalación de anclajes, piezómetros y drenajes.

Los taladros de acuerdo con su capacidad de perforar diferentes profundidades se clasifican en tres grupos: taladros de baja, mediana y alta capacidad.

Los taladros mecánicos de baja capacidad son los adecuados para realizar perforaciones de máximo 60 metros de profundidad con diámetros NQ. Son taladros que puedan pesar entre 100 y 300 kg.

Los taladros mecánicos de mediana capacidad son capaces de perforar hasta 200 metros de profundidad en diámetro NQ. Son taladros que pueden pesar entre 700 y 1500 kg.

Los taladros de alta capacidad son los adecuados para profundidades mayores a 500 metros en diámetros NQ. Son taladros con un peso mayor a 2500 kg.



Fotografía 1: Taladro de marca ACKER para perforaciones en roca de mediana capacidad.

1.2 TUBERÍA Y BROCAS

La tubería y elementos de perforación se encuentran estandarizados por la DCDMA. (Diamond Core Drill Manufactures Association). Las brocas con diamante para cortar la roca se conocen con la siguiente nomenclatura:

LETRA	DIÁMETRO
R	1" - 25 m.m.
E	1 ½" - 40 m.m.
A	2" - 50 m.m.
B	2 ½" - 65 m.m.
N	3" - 75 m.m.
H	4" - 100 m.m.

Las anteriores letras se complementan con una X que significa que se utiliza sistema de perforación convencional, o con una Q que significa que se utiliza sistema de perforación Wire-Line. Más

adelante se explica en detalle la diferencia entre estos dos sistemas.

Los elementos básicos que conforman el sistema de perforación en roca, son los siguientes:

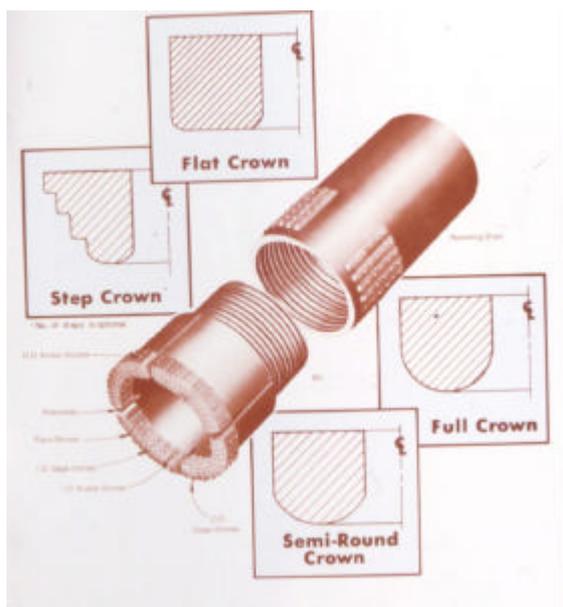
- Broca
- Rima
- Barril

La broca se acopla a la rima y ésta al barril. El barril se acopla a la tubería de perforación. Para perforar en roca todo el conjunto debe girar a una velocidad entre 400 y 1200 r.p.m. (Broca diámetro NQ) e inyectarle continuamente agua, que es la encargada de refrigerar la broca y sacar a la superficie los fragmentos cortados de roca (puede ser polvo de roca).

La calidad de las brocas depende de los siguientes factores:

- Material de la matriz
- Forma de la corona.
- Tipo y cantidad de vías de agua.
- Tamaño de los diamantes.
- Quilates de los diamantes.

Dependiendo de la calidad, dureza, fracturación, y meteorización de la roca a perforar, se debe emplear el tipo adecuado de broca.



Fotografía 2: Se pueden ver los diferentes perfiles que pueden tener una broca y la rima o escariador.

En la siguiente fotografía se muestran los diferentes tipos de brocas:



Fotografía 3: Diferentes tipos de brocas.

La broca es la encargada de cortar la roca y permite que un núcleo se aloje en el barril. La rima o escariador, que tiene un cinturón de diamantes, se encarga de ampliar un poco el diámetro de la perforación y así disminuir la fricción entre las paredes y el barril. También hay brocas llamadas destructoras o ciegas, las cuales se utilizan cuando el objetivo de la perforación es hacer el hueco y no hay necesidad de tomar muestras.



Fotografía 4: Tricono para perforar roca; no permite tomar muestras de la roca ya que la tritura.

2 SISTEMAS DE PERFORACIÓN

Para perforar roca y tomar muestras existen básicamente 2 sistemas: perforaciones con barril de tubo sencillo y perforaciones con barril de tubo doble.

- Tubo sencillo: El núcleo cortado por la broca es alojado directamente en el barril (ver Figura No. 1). Como el barril gira a la misma velocidad de la broca, los núcleos recobrados con este sistema son sumamente alterados y fracturados, especialmente si el diámetro utilizado es BX o menor.
- Tubo doble: El núcleo cortado por la broca es alojado en tubo interno independiente del barril. Este tubo interno permanece quieto y se logra una mejoría importante en la calidad de los núcleos recobrados. (ver Figura No. 1).

En los sistemas de barril con tubo doble actualmente existen equipos que permiten extraer el tubo donde se aloja el núcleo sin necesidad de sacar la totalidad de la tubería de perforación (wire-line), logrando una economía muy importante en tiempo y además evitan problemas de estabilidad de las paredes de la perforación al estar sacando frecuentemente la tubería de perforación.

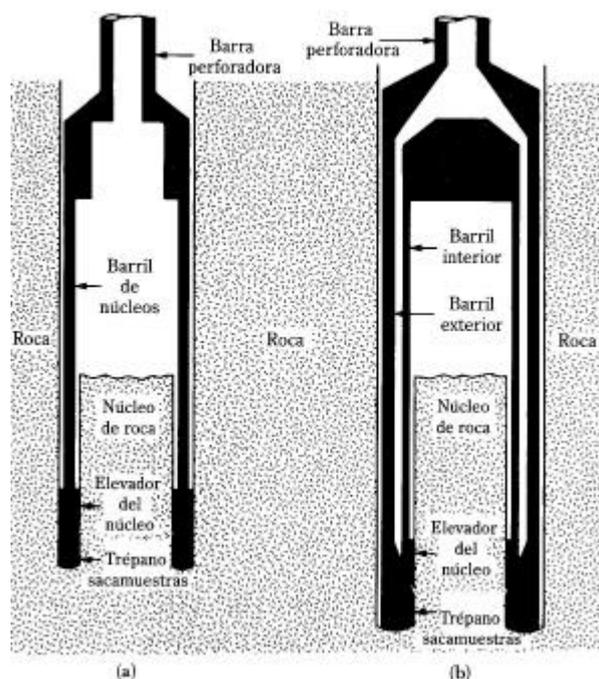


Figura 1: a) Sistema de perforación convencional o con tubo sencillo. B) Sistema de perforación con tubo doble.

En minería también se utilizan equipos que usan triple tubo (especialmente en diámetros HQ), que consiste básicamente en que el núcleo recobrado queda alojado en un tercer tubo (liner), que se puede abrir en dos en sentido longitudinal para mayor facilidad de extracción de la muestra.

3 PROCEDIMIENTO PARA PERFORAR EN ROCA Y TOMAR MUESTRAS DE BUENA CALIDAD.

Para que una perforación en roca se desarrolle con éxito es necesario tener en cuenta:

3.1 INSTALACIÓN DEL TALADRO

Antes de comenzar la perforación son necesarios los siguientes preparativos básicos:

- Construir una plataforma de trabajo: Debe construirse una plataforma segura, firme y bien nivelada que sirva como base para el taladro y como sitio de trabajo para el operador y los ayudantes.
- Montar un trípode apropiado: Para subir y bajar la tubería de perforación es necesario armar un trípode, preferiblemente formado por una armadura portátil que pueda armarse y desmontarse rápidamente.
- Hincada de la tubería de revestimiento: Para conservar limpia la perforación y que pueda soportar repetidamente las operaciones de subir y bajar la tubería de perforación, se debe colocar una camisa de revestimiento. Un buen revestimiento impide que se derrumbe la pared del hueco, o que se formen cavidades, especialmente en suelos de cobertura como arenas, gravas y otros materiales no cohesivos. Es esencial que el equipo de perforación esté provisto de un malacate para accionar el martillo con que se hincan el revestimiento.

El revestimiento es importante en la mayoría de las perforaciones, pero hay condiciones en que el tiempo y el costo de colocar una tubería de revestimiento pueden economizarse, por ejemplo en los siguientes casos: cuando se comienza directamente sobre roca, en perforaciones poco profundas y en arcillas duras.

Sin embargo, aun cuando el revestimiento no se use, es necesario colocar un tramo de tubería o collar, de unos 1.50 metros de profundidad, sellado con arcilla en su contorno. Esto conservará el hueco limpio e impedirá la formación de cráteres o cavernas. Este tubo también facilita la inspección y el análisis del agua de retorno.

- Adecuado abastecimiento de agua: La perforación con taladro rotatorio es básicamente

un proceso de erosión, por consiguiente se necesita un adecuado abastecimiento de agua, que se encarga de refrigerar la broca y de sacar los fragmentos o el polvo de roca cortado. Para economizar el agua en sitios donde no es fácil llevarla al lugar donde se perfora, o no es abundante, puede usarse un sistema simple consistente en un recipiente que recoja el agua de salida y que por rebose alimente el pozo de succión de la bomba. Es importante que el taladro tenga una bomba adecuada para hacer circular el agua hasta la broca y limpiar el hueco.

3.2 PERFORACIÓN CON BROCAS

La herramienta más costosa usada en las perforaciones de roca, es la broca y el anillo ensanchador o rima; la vida de estos elementos se puede prolongar mediante un uso cuidadoso. Esto depende principalmente del operario mismo.

En general, las rimas no se necesitan para perforar huecos de poca profundidad. Sin embargo, en trabajos más profundos o en formaciones abrasivas, ayuda a mantener el calibre del agujero y proteger la barrena porta-muestras o barril de un desgaste excesivo.

Hasta finales de los 80's el único tipo de brocas que se utilizaba en nuestro país era de diamante superficial (diamantes naturales). Hoy en día se trabaja especialmente con brocas impregnadas con diamantes sintéticos o industriales. Estas últimas tienen algunas ventajas sobre las brocas de diamantes naturales:

- Se logra una mayor eficiencia resultando en un costo más bajo por metro perforado.
- Se perforan más metros sin necesidad de sacar el tren de varillas de perforación para reemplazar la broca.
- Se alcanza un porcentaje más alto de recobro en formaciones muy fracturadas.
- Utilización en mayores tipos de formaciones.
- No se recuperan los diamantes, lo que reduce la inversión de operación y la broca se puede llevar hasta desgaste completo.

3.2.1 Brocas de diamante superficial (diamantes naturales).

Las brocas de diamante superficial se identifican de acuerdo con los diamantes montados en ellas. En general hay tres clases de brocas: Congo, África Occidental y Bortz.

El costo de una broca depende de los quilates de los diamantes que tenga más el costo de fabricación. El peso en quilates varía en cada broca. Cuando se espera perforar formaciones extremadamente duras, se fabrican las brocas con una mayor concentración de diamantes para obtener un resultado más eficiente. Si bien es cierto que la mayor concentración aumenta el precio inicial, no debe olvidarse que el valor de la recuperación de diamantes será también más alto.

La calidad, el tamaño y la forma de los diamantes usados, tiene una influencia considerable sobre el funcionamiento final de la broca. Siempre deben colocarse en la matriz de modo que permita utilizarse con la mayor eficiencia posible. La eficiencia como medio abrasivo de una broca está en proporción directa con la calidad de los diamantes, siempre que se usen adecuadamente. En general, las formaciones rocosas duras y masivas requieren diamantes pequeños de buena calidad, mientras que las blandas y ligeramente cementadas, se deben perforar económicamente con diamantes de mayor tamaño y de menor calidad.

Son tantos los factores y variables en los trabajos de perforación con diamante, que las reglas de carácter general casi no tienen utilidad alguna; no obstante, hay ciertos principios que se aplican a las perforaciones con brocas de diamante, y que pueden seguirse con absoluta confianza, para obtener la mayor economía posible, siempre que se cuiden y usen los taladros de perforación adecuadamente.

3.2.1.1 Características de las brocas de diamante superficial

Las brocas llevan en la parte que trabaja (anillo), una capa de diamantes engastados en una matriz resistente a la abrasión y distribuidos de forma uniforme. Se puede fabricar una amplia gama de brocas de diamante de tipo standard. Estos tipos incluyen una variedad de perfiles, tamaños y calidades de diamantes para asegurar un mayor rendimiento de corte en cada broca, cualquiera que sea la clase de material a perforar.

Las brocas de diamante superficial actualmente se usan para perforar rocas de dureza baja a media, tales como arcillolitas, lutitas y carbón. Con una broca de diamante superficial se puede perforar hasta que sea necesario aumentar considerablemente la presión sobre la broca para mantener la tasa de penetración normal. Esto significa que los diamantes se han pulido o quebrado (también puede ser que la roca es más dura). En este momento se deberá remover la broca vieja y cambiarla por una nueva, guardando la usada para una posterior recuperación de los diamantes. Una tasa de penetración menor de 1" por minuto, es considerada como el límite para reemplazar una broca de diamante superficial.

Para escoger o mandar fabricar una broca de diamante superficial se debe tener en cuenta lo siguiente:

- **Calidad del Diamante:** Es el factor más importante que se debe considerar en la selección de una broca de diamante superficial, dado que afecta directamente el metraje perforado y el costo por metro, y por supuesto, también afecta el costo de compra de la broca. Cuando más dura la roca, mejor calidad de diamante debe usarse.

Actualmente se tienen tres grados de calidad de diamantes, los cuales permiten escoger el costo inicial de la broca con respecto al resultado esperado:

Grado A o P-2: Diamantes de calidad media, aptos para perforar carbón, lutitas y otras rocas blandas.

Grado AA o P-1: Diamantes naturales de calidad media y alta, adecuados para perforar areniscas, calizas, dolomitas, esquistos y otros materiales de dureza media.

Grado AAA: Diamantes naturales de alta calidad, aptos para perforar rocas tales como cuarzos masivos, cuarzodioritas, cuarcitas, riolitas y otros materiales de dureza alta a muy alta.

- **Tamaño del Diamante:** El tamaño de los diamantes que se montan en una broca se expresa como el número de piedras (diamantes) por quilate. En general se puede decir que diamantes pequeños para rocas duras y diamantes grandes para rocas blandas. Para rocas fracturadas se deben usar tamaños pequeños. Normalmente se usan los siguientes tamaños:

10/14 (12) o 1.5/30 (20) P/k: Se utiliza para perforar carbón, lutita, areniscas blandas, yesos.

20/40 (30) P/k: Se utiliza para perforar rocas de dureza media, tales como caliza, algunas dolomitas, arenisca dura y esquistos.

30/50 (40) P/k: Rocas moderadamente duras, tales como andecitas, dolomitas, granitos con estructura granular grande, calizas duras y areniscas duras.

40/60 (50) P/k: Granitos duros, muchas rocas ígneas y minerales duros.

60/100 (80) P/k: Rocas muy duras y masivas tales como algunos depósitos minerales, capas de cuarzo y algunas rocas ígneas.

- **Cantidad de Diamantes:** Es un punto importante que hay que tomar en consideración para determinar la capacidad de corte de una broca, pues cada tipo de broca requiere un mínimo de diamantes con el fin de asegurar un adecuado recubrimiento que le permita obtener una penetración adecuada y una duración acorde con el material a perforar. Usualmente se expresa como el número total de piedras usadas

o como el peso total de las piedras usadas en quilates.

- Dureza de la Matriz: La matriz es el metal en el cual los diamantes están montados. En general los fabricantes ofrecen tres clases de matrices según su dureza:
 - Matriz Media: Dureza Rockwell (RC) 25 a 35, utilizada para formaciones no abrasivas.
 - Matriz Dura o Standard: Dureza Rockwell 30 a 35, utilizada para formaciones moderadamente abrasivas.
 - Matriz Extradura: Dureza Rockwell 35 a 45, utilizada para formaciones abrasivas o fracturadas.
- Perfiles de las brocas de diamante: Es la forma del anillo de la broca compuesto por la matriz y los diamantes. Normalmente se utilizan dos tipos de perfiles para la perforación normal:
 - Perfil Semicircular: Standard para la mayoría de las brocas no escalonadas. Excepcionalmente robusto en terreno duro y fracturado. Requiere alta presión en la broca.
 - Perfil Escalonado: Perfil standard para las brocas Wire Line. Buena penetración y estabilización en todos los casos, excepto en terrenos muy fracturados.
- Vías de Agua: Normalmente son poco profundas para poder dar paso al agua de enfriamiento sobre toda la superficie de corte. Se utilizan dos tipos de vías de agua:
 - Lateral: Standard para la mayoría de las brocas.
 - Frontal: Utilizada para terrenos blandos y erodables con el fin de disminuir el lavado de la muestra.

Para retardar el desgaste de las vías de agua causada por la acción del agua, éstas normalmente se refuerzan en un lado con unas pequeñas plaquetas de carburo de tungsteno.

3.2.1.2 Manejo de las brocas de diamante superficial.

Hay una relación directa entre el peso sobre la broca, la velocidad de rotación y la penetración.

- Peso sobre la Broca

Los parámetros que influyen en el peso sobre la broca son los siguientes:

- Calidad, tamaño, forma, número y distribución de los diamantes.
- Matriz y perfil de la broca.
- Tipo de material perforado y condiciones de las paredes del sondeo.
- Presión hidráulica y peso del varillaje.

- Velocidad de Rotación de la Broca

BROCA	VELOCIDAD ROTACION, RPM
AQ	800 a 1800
BQ	600 a 1500
NQ	400 a 1200
HQ	200 a 700

- Caudal de Inyección: El fluido de perforación sirve para:
 - Refrigerar la broca.
 - Remover los sedimentos de perforación y transportarlos a la superficie.
 - Estabilizar las varillas de perforación y la barrena durante la rotación.

La cantidad de fluido de perforación depende de:

- El área anular entre las varillas y la pared del hueco.
- El tipo de fluido utilizado y sus propiedades.
- El tamaño y cantidad de sedimentos.
- Los materiales perforados.

Los caudales más usuales utilizados en perforación son:

BROCA	CAUDAL	
AQ	8 – 12 lit/min	2 – 3 gpm
BQ	15 – 20 lit/min	4 – 5 gpm
NQ	20 – 25 lit/min	5 – 7 gpm
HQ	25 – 40 lit/min	7 – 11 gpm

- Rima o escariador

La rima es una herramienta tubular que se acopla entre la broca y el tubo del barril donde se aloja la muestra. La superficie exterior de la rima tiene un cinturón de diamantes a un diámetro específico para asegurar que el hueco mantenga un diámetro constante. La rima sirve también para estabilizar la broca.

Se recomienda su empleo en todos los casos y en toda clase de formaciones rocosas. Se recomienda cambiar la rima cuando se desgaste el anillo de diamantes.

3.2.2 Brocas Impregnadas

Los diamantes Bortz (diamantes naturales) usados en las antiguas brocas no presentaban uniformidad en el tamaño y forma, razones que contribuían a una baja tasa de penetración y a una necesidad constante de afilado. Lo anterior combinado con una posibilidad muy limitada de cambiar el tipo de matriz utilizada por los fabricantes, resultaba en un uso poco frecuente de dichas brocas.

La fabricación a escala comercial de diamantes sintéticos o manufacturados, en un rango muy amplio de grados y tamaños, impulsó el desarrollo de una nueva generación de brocas impregnadas, como las que usan hoy en día.

Las brocas impregnadas actuales presentan algunas ventajas sobre las brocas de diamantes naturales, ya citadas en el numeral 3.2.

3.2.2.1 Características de las brocas impregnadas

Las brocas impregnadas actuales se fabrican con diamantes sintéticos de alta calidad y tamaño muy pequeño distribuyéndolos en toda la matriz, para asegurar que todos los diamantes trabajen de una manera igual, lo que resulta en una penetración más rápida y una duración más larga.

Las matrices fabricadas con durezas de acuerdo con el tipo de material a perforar, permiten durante su uso, el desgaste paulatino de éstas, soltando diamantes quebrados o pulidos y dejando al

descubierto diamantes nuevos y cortantes, en un proceso ininterrumpido.

En general se utilizan matrices blandas para perforar formaciones muy duras y no abrasivas o fracturadas y matrices duras para perforar rocas más blandas pero abrasivas o fracturadas.

En el caso de las brocas impregnadas, como los diamantes son muy pequeños y sobresalen de la cara del anillo muy poco, el corte de la roca se efectúa de la misma manera como si un buril cortara acero. Una penetración satisfactoria se obtiene con una adecuada combinación de presión y velocidades de rotación altas.

Las brocas con diamantes impregnados tienen las siguientes características:

- Perfil: Las brocas impregnadas se fabrican con dos tipos de perfiles:
 - Perfil plano: utilizado para perforar formaciones fracturadas o aluviones, o para perforar con taladros de alto torque.
 - Perfil en V o tipo serrucho: Es el más empleado y generalmente se obtiene una penetración más rápida que con las de perfil plano, pero no es recomendado para perforar formaciones fracturadas, por ser más susceptible de daños en el anillo.
- Matriz: Como cada fabricante usa para sus matrices diferentes composiciones o formulaciones secretas de combinaciones de materiales para obtener las durezas y calidades que generalmente ofrecen, no se puede dar una especificación exacta del tipo de matriz a usar para los diferentes tipos y condiciones de las rocas. En general se utilizan las siguientes matrices:
 - Matriz blanda: (Dureza Rockwell 10), para perforar rocas duras a muy duras no abrasivas y masivas.
 - Matriz Media: Dureza media (Dureza Rockwell 15), para perforar rocas de dureza media y abrasión moderada.

- Matriz Dura: Dureza alta (Dureza Rockwell 20), para perforar rocas abrasivas y fracturadas.

para rocas muy duras, alta (40 a 60) para rocas duras y muy alta (60 a 80) para rocas de dureza moderada.

Normalmente los fabricantes ofrecen entre cinco y seis tipos de matrices variando entre durezas blanda, blanda a media, media, media a dura, dura y muy dura; y presentan las brocas en colores designando cada dureza con un color escogido caprichosamente. Los colores no han sido estandarizados y su significado puede variar de un fabricante a otro.

- Altura de Impregnación: Es la altura del segmento de anillo donde se colocan los diamantes. Normalmente las brocas se fabrican con tres (3) alturas de impregnación:

- milímetros: Es usada para perforar materiales donde es posible que la broca pueda quedar inutilizada primero por desgaste en el cuerpo o daños físicos, que por desgaste de la matriz, como es el caso de la perforación de rocas muy fracturadas o aluviones.

- Milímetros: Es la altura más usada normalmente.

- 8 Milímetros: Usada en brocas con matriz blanda para tratar de alargar la vida de estas, debido al rápido desgaste que a veces se presenta cuando se utilizan esas matrices.

- Concentración de Diamantes: Se llama concentración a la cantidad de diamantes contenidos por unidad de volumen. Esta concentración depende del tamaño del diamante y a medida que el grano sea más grueso, se usa mayor concentración. Según definición aceptada por la industria diamantina, una concentración de 100 equivale a 72 quilates/pulgada³. (Una concentración de 50 sería de 36 quilates/pulgada³).

Los fabricantes ofrecen normalmente las siguientes concentraciones: media (30 a 40)

- Vías de Agua: Las brocas impregnadas por su forma de trabajo requieren más vías de agua que las brocas de diamante superficial. Normalmente se utilizan entre 6 y 12 vías de agua dependiendo del tamaño de la broca.

- Refuerzos en los Diámetros: Para disminuir el desgaste de los diámetros interno y externo de las brocas y poder mantener las dimensiones exactas, normalmente se les colocan refuerzos de carburo de tungsteno en ambos diámetros. Adicionalmente se colocan también diamantes naturales de primer grado en ambos diámetros.

3.2.2.2 Manejo de las brocas impregnadas

- Fluido de Perforación: El espacio anular entre la roca y la matriz en las brocas impregnadas es muy pequeño, así que el espacio para el paso del líquido entre la matriz y el fondo del hueco es mínimo. La cantidad de líquido que puede pasar por este espacio es muy pequeña. Por esta razón existe un alto riesgo de quemar la broca en rocas de baja dureza o moderadamente duras, porque los diamantes pueden penetrar profundamente dentro de la roca.

El riesgo de quemar una broca se incrementa en terrenos donde se alternan formaciones duras y blandas; por ejemplo, cuando se perfora un esquisto cuarcítico o se encuentra una veta de arcilla dentro de una caliza dura. Una de las funciones de las ranuras que presentan los perfiles en V (o tipo serrucho), es el de asegurar el enfriamiento adecuado en los momentos críticos iniciales.

Cuando se utiliza bentonita, es importante controlar la cantidad de sólidos en el sistema. En este caso se debe prever la instalación de tanques o apiques de sedimentación para eliminar las partículas abrasivas. Si no se eliminan los materiales abrasivos, estos causarán un desgaste prematuro de la matriz.

- Cantidad de Fluido de Perforación: La experiencia práctica del perforador es la que debe determinar la cantidad de agua o fluido de perforación requerido.

En general si se utiliza poco fluido hay riesgo de quemar la broca y si se utiliza mucho fluido puede ocurrir un desgaste prematuro de la matriz de la broca.

Brocas diseñadas para perforar roca muy dura presentan una matriz relativamente blanda y por lo tanto están sujetas a una mayor erosión o desgaste por acción del agua especialmente en el diámetro externo. Por otro lado el concepto de diseño en las brocas con perfil en V, es que los sedimentos entre las ranuras ayudan a mantener afiladas las brocas, y por lo tanto demasiada cantidad de agua, sacaría muy rápidamente a la superficie los sedimentos de perforación.

En general para perforar con brocas impregnadas se debe usar aproximadamente la mitad o las 2/3 partes de la cantidad de agua requerida para perforar con brocas de diamante superficial.

Se recomiendan los siguientes caudales de fluido de perforación:

BROCA	CAUDAL	
AQ	15 – 25 lit/min	4 – 7 gpm
BQ	25 – 35 lit/min	7 – 10 gpm
NQ	35 – 45 lit/min	10 – 12 gpm
HQ	45 – 55 lit/min	12 – 15 gpm

- Velocidad de Rotación de la Broca: Una velocidad demasiado alta para la presión dada a la broca acarreará un pulimento prematuro de los diamantes de la broca y ésta parará de cortar rápidamente.

Una velocidad demasiado baja para la presión dada a la broca resultará en penetraciones muy lentas y desgaste prematuro de la matriz.

En general las brocas impregnadas se deben trabajar a velocidades mayores que las brocas de diamante superficial.

Se recomiendan las siguientes velocidades promedias de rotación en revoluciones por minuto (RPM):

BROCA	VELOCIDAD ROTACION, RPM		
	ROCA MUY DURA	ROCA DURA	ROCA DE DUREZA MEDIA
AQ	1000 (mínimo)	1200	1500
BQ	700 (mínimo)	1000	1200
NQ	500 (mínimo)	700	1000
HQ	500 (mínimo)	600	800

Rocas muy duras: Cuarzita, cuarzo, basalto, riolita, chert, etc.

Rocas duras: Granito, basalto, gneis, gabro, esquisto cuarcítico, etc.

Rocas de dureza moderada: Andecitas, gabro, arenisca cuarcítica, caliza dura, etc.

En general cuanto más blando el material, mayor revoluciones por minuto (RPM). Al encontrar que las condiciones de los huecos o del equipo causen vibraciones se debe reducir la velocidad.

- Presión del Sistema Hidráulico: No se debe permitir que la broca se pula. Alta velocidad es inútil si la broca solo gira pero no corta. La presión a aplicar en la broca depende de la velocidad utilizada. Demasiada presión resultará en una broca quemada si la roca es muy blanda. La idea principal es la de mantener un avance constante y no dejar de avanzar, porque entonces los diamantes se pulen. En perforaciones cortas perforadores expertos logran buenos resultados con presiones de 150 psi (presión indicada en el manómetro del taladro), mientras que otros inician la operación con 200 y hasta 250 psi.
- Peso de Broca y Tubería: Mucho peso puede dañar la broca o resultar en un desgaste prematuro de la broca. Falta de peso (o de presión) puede ocasionar el pulimento de los

diamantes. Para perforaciones mayores de 200 metros, se recomienda un control preciso del peso sobre la broca.

- **Revoluciones Máximas por Centímetro (RPCM):** La relación entre la penetración y la velocidad de la broca se llama revolución por centímetro de avance y es un factor muy útil para perforar con éxito. Un RPCM demasiado alto, puede resultar en el pulimento del diamante. Un RPCM demasiado bajo, puede resultar en una sobre penetración y un desgaste prematuro de la broca.

Se recomiendan las siguientes revoluciones por centímetro de avance:

BROCA	REVOLUCIONES POR CENTÍMETRO DE AVANCE, RPCM		
	ROCA MUY DURA	ROCA DURA	ROCA DE DUREZA MEDIA
AQ	16	12	9
BQ	14	10	8
NQ	12	10	7
HQ	10	8	6

- **Penetración Esperada de la Broca:** Cuando se respetan los parámetros de operación se pueden esperar las siguientes ratas de penetración:
 - Roca muy dura: 7 a 10 cm/minuto
 - Roca dura: 8 a 13 cm/minuto
 - Rocas de dureza moderada: 10 a 15 cm/minuto
- **Afilado de Brocas:** Las brocas impregnadas pueden cortar constantemente sin necesidad de afilado artificial, pero pueden darse casos en que estas pierdan su poder de corte y requieran un afilado, por ejemplo:

- Por cambios bruscos de material (roca más dura).
- Por cambios en las condiciones de trabajo (velocidad, presión).
- Por mala selección en la matriz de la broca (matriz muy dura).

Nunca se debe permitir que una broca se quede sin cortar o no alcance la penetración apropiada y debe afilarse antes de que disminuya notablemente su rata de penetración, pues si se espera demasiado, la broca se pule y queda inutilizada.

Para afilar las brocas impregnadas se pueden utilizar los siguientes sistemas:

- En Superficie: Con chorro de arena (Sand Blasting) o afilado con cincel.
- Dentro de la Perforación: Se aumenta un poco la presión sobre la broca y al mismo tiempo disminuya la velocidad de rotación drásticamente, disminuyendo también en forma apreciable la cantidad de agua, por períodos cortos de tiempo (entre 30 segundos y máximo de un minuto) hasta que se restituya a la broca su poder de corte. Vuelva inmediatamente a las condiciones de trabajo normal cuando se haya alcanzado la velocidad de penetración normal.

Generalmente la reducción en la cantidad de agua puede ser de 1/3 de lo usual o menos. Usualmente el ayudante acciona el registro que controla el flujo de agua a una orden del perforador, pero mantiene la mano sobre la misma, y de inmediato a una nueva orden del perforador, la vuelve a abrir a la posición usual.

El afilado dentro del hueco deberá evitarse lo más posible, ya que esta operación da origen a mayores desgastes de la matriz de la broca.

Si es necesario afilar una broca varias veces seguidas, es mejor cambiar la broca y usar una con matriz más blanda. También se puede cambiar de condiciones de trabajo aumentando el peso sobre la broca y la velocidad de rotación.

Cortar completamente el suministro de agua mientras se está perforando para afilar más rápidamente una broca es muy peligroso, pues puede quemar la broca.

4 EXTRACCIÓN DE LAS MUESTRAS

Como se dijo al comienzo de este artículo el objetivo principal de una perforación de investigación en roca es la toma de muestras. Cuando el barril portanúcleo está lleno (generalmente es de una longitud de 5 o 10 pies) o cuando se tapona por cualquier motivo, se hace necesaria la extracción del núcleo cortado. Se suspenden los trabajos de rotación y se lava muy bien la perforación hasta que el agua salga completamente clara y se procede a sacar las varillas de perforación en el sistema convencional, o sacar el tubo interno en el caso del sistema wire-line, (en este punto el perforador debe saber exactamente cuánto ha bajado en total y que longitud de muestra ha tomado).

Una vez el tubo interno se encuentra en la superficie, se alza un extremo colocando casi vertical para permitir que la muestra salga (a veces es necesario golpear suavemente el tubo interno con un martillo de caucho para ayudarle a la muestra a salir). La muestra se debe disponer en un sitio adecuado tal como sale, para proceder a examinarla e identificarla. Esta identificación la debe hacer un ingeniero especialista o un geólogo y debe ser lo más completa posible y tratar de incluir los siguientes puntos:

- Composición mineralógica.
- Textura
- Grado de meteorización y fracturación
- Dureza
- Discontinuidades: orientación, tipo (estratificación, foliación o diaclasas),

espaciamiento, forma, rugosidad, apertura, relleno, dureza de las paredes.

En este momento se debe medir el porcentaje de recobro y el RQD.

$$\% \text{ Re cobro} = \frac{\sum \text{Longitud Nucleos Re cobrados}}{\sum \text{Longitud Total Perforada}} \times 100$$

$$RQD = \frac{\sum \text{Longitud Nucleos Re cobrados} > 0.10 \text{ m}}{\sum \text{Longitud Total Perforada}} \times 100$$

De acuerdo con el valor de RQD la calidad de la roca se puede clasificar así:

RQD, %	CALIDAD DE LA ROCA
90 – 100	Excelente
75 – 90	Buena
50 – 75	Media
25 – 50	Mala
0 - 25	Muy Mala

Los núcleos recobrados se deben colocar de una forma ordenada en una caja portanúcleos, que generalmente tienen un metro de largo y 5 carriles de un ancho similar al diámetro del núcleo recobrado. Cada caja se deberá marcar con el nombre la perforación, número de caja que le corresponde, y la profundidad del tramo perforado.



Fotografía 5: Los núcleos de roca recobrados se deben colocar en una caja construida de acuerdo con el diámetro de la broca.

5 ENSAYOS SOBRE MUESTRAS DE ROCA

Sobre los núcleos recobrados de roca se pueden hacer los siguientes ensayos:

- Análisis petrográfico en sección delgada.
- Compresión inconfiada (se pueden usar deformímetros eléctricos)
- Corte directo
- Tensión indirecta
- Carga puntual
- Rotura de granos (con 3 o 9 granos)
- Peso específico
- Desleimiento y durabilidad
- Peso unitario
- Dureza con el martillo de Schmidt
- Velocidad de propagación de onda.

En una perforación en roca se pueden hacer algunos ensayos in-situ:

- Ensayos de esfuerzo-deformación con presurómetros.
- Ensayos de permeabilidad del tipo Lugeon (ensayos de agua a presión).

Los ensayos de agua a presión, tipo Lugeon, permiten determinar la permeabilidad secundaria de la roca, es decir, la permeabilidad que depende de las fisuras y diaclasas que tenga el macizo rocoso. Una unidad Lugeon, UL, se define como la cantidad de agua en litros por minuto y por metro de perforación que puede ser tomada por la roca, bajo una presión de 10 kg/cm². Una UL equivale aproximadamente a una permeabilidad, K, de 1.3×10^{-5} cm/seg o 10 pies/año.

En la Figura 2 se muestra como se realiza un ensayo de agua a presión

6 CONCLUSIONES

El objetivo principal de una perforación en roca es recobrar muestras inalteradas. Para lograr esa tarea con éxito se hace necesario utilizar los equipos y herramientas adecuadas. Adicionalmente, el procedimiento y las técnicas de perforación

utilizadas es otro factor de mucha importancia para lograr buenos resultados.

Hasta finales de los 80's el único tipo de brocas que se utilizaba en nuestro país era de diamante superficial (diamantes naturales). Hoy en día se utilizan en mayor cantidad brocas impregnadas con diamantes sintéticos o industriales. Estas últimas tienen algunas ventajas sobre las brocas de diamantes naturales:

- Se logra una mayor eficiencia resultando en un costo más bajo por metro perforado.
- Se perforan más metros sin necesidad de sacar el tren de varillas de perforación para reemplazar la broca.
- Se alcanza un porcentaje más alto de recobro en formaciones muy fracturadas.
- Utilización en mayores tipos de formaciones.

No se recuperan los diamantes, lo que reduce la inversión de operación y la broca se puede llevar hasta desgaste completo.

En general para un buen desempeño de una broca impregnada se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Dureza de la matriz
- Cantidad de diamantes
- Calidad de diamantes
- Velocidad de rotación
- Vías de agua
- Cantidad de agua
- Forma de la broca

Para escoger la dureza de la matriz se hace necesario conocer las características de dureza, abrasión y fracturación de la roca a perforar. Para perforar una roca dura, masiva y no abrasiva se debe utilizar brocas con matriz blanda. Para perforar rocas de dureza media y abrasión moderada se debe utilizar brocas con matriz de dureza media. Para perforar rocas abrasivas y fracturadas se debe utilizar brocas con matriz dura.

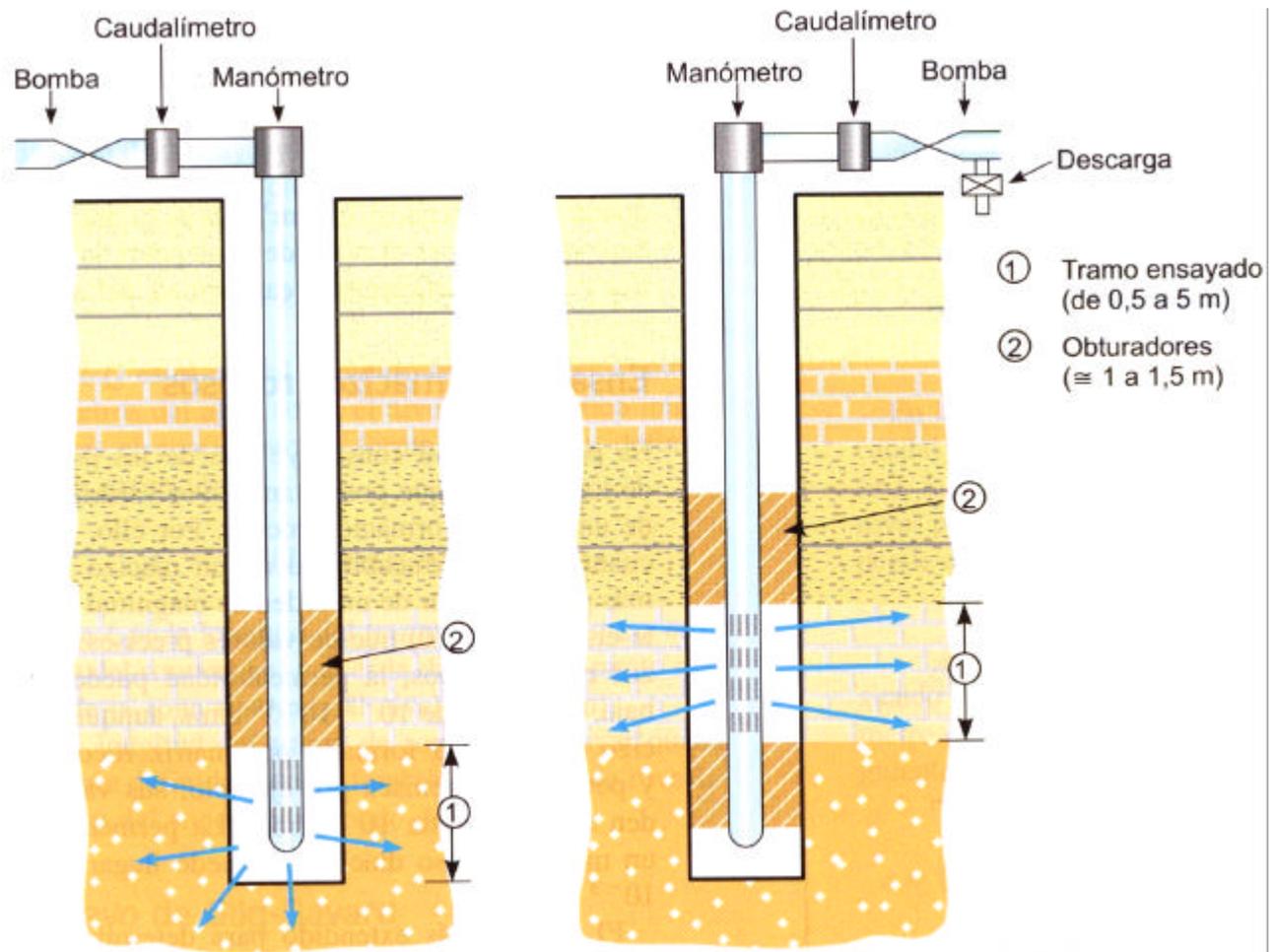


Figura 2: Esquema que muestra un ensayo de agua a presión – tipo Lugeon. En el esquema de la izquierda se muestra un ensayo de fondo y en el de la derecha un ensayo de pared.

En general las brocas impregnadas se utilizan con una concentración de diamantes de 60 a 80 que equivalen a 40 – 60 quilates/pulgada³ que corresponde a una broca ideal para rocas de dureza media. La altura de impregnación más utilizada es entre 5 y 7 mm.

Cuando se habla de calidad de diamantes de una broca, se trata de brocas de diamante superficial. Varía de calidad media para perforar rocas blandas hasta calidad alta para perforar rocas muy duras.

En general en las brocas impregnadas se utiliza una velocidad de rotación alta (600 a 1200 rpm) y baja presión de avance; mientras que en las brocas de diamante superficial se utilizan velocidades de rotación más bajas y alta presión de avance.

La cantidad de vías de agua más utilizadas son entre 6 y 8. Entre mayor cantidad de vías de agua, mejor refrigeración de la broca y mayor facilidad para evacuar el material cortado, pero también menor área de superficie de corte y mayor velocidad de desgaste de la broca.

La experiencia práctica del perforador es la que debe determinar la cantidad de agua o fluido de perforación requerido. En general si se utiliza poco fluido hay riesgo de quemar la broca y si se utiliza mucho fluido puede ocurrir un desgaste prematuro de la matriz de la broca. En general para perforar con brocas impregnadas se debe usar aproximadamente la mitad o las 2/3 partes de la cantidad de agua requerida para perforar con brocas de diamante superficial. En general se recomienda

utilizar un caudal de 40 lit/min para perforar con brocas impregnadas de diámetro NQ.

El perfil o forma de la broca impregnada más utilizado es en V o serrucho. Se obtiene una penetración más rápida que con las de perfil plano, pero no es recomendado para perforar formaciones

fracturadas, por ser más susceptible de daños en el anillo.

El siguiente cuadro es una buena guía para escoger la broca más adecuada dependiendo del tipo de roca a perforar:

DUREZA	TIPO DE ROCA	CONDICION DE LA ROCA	CARACTERISTICAS	CARACTERISTICAS DE LA BROCA (DIAMANTES SUPERFICIALES)	BROCA RECOMENDADA
Rayada con lima de uñas	BLANDA Limolita blanda Lutita, Talco, Calcita Caliza blanda, Toba volcánica, Salgema, Arcillosita, Carbón, Yeso	Masiva	No abrasiva Algo abrasiva	10 / 14 p/k 15 / 30 p/k	Diamantes superficiales
		Fracturada	No abrasiva Algo Abrasiva	10 / 14 p/k 15 / 30 p/k	Diamantes superficiales
Rayada con navaja	MEDIA Limonita, Esquisto blando, Dolomita, Caliza, Marga, Lutita arenosa, Lutita silícea, Arcillolita arenosa, Arenisca, Granito meteorizado, Calcita	Masiva	No abrasiva Algo abrasiva	20 / 40 p/k 30 / 50 p/k	Diamantes superficiales
		Fracturada	No abrasiva Algo Abrasiva Abrasiva	30 / 50 p/k 40 / 60 p/k 40 / 60 p/k	Diamantes S. Impregnada Impregnada
Rayada con lima de acero	DURA Mineral de Hierro, Mármol, Caliza Silícea, Esquisto Duro, Esquisto Mica, Granito, Gneis, Andesita, Diabasa, Basalto, Pegmatita, Gabro	Masiva	Algo abrasiva Abrasiva	50 / 70 p/k 70 / 90 p/k	Impregnada Impregnada
		Fracturada	Algo Abrasiva Abrasiva	50 / 70 p/k NO	Impregnada Impregnada
Raya el acero	MUY DURA Cuarzodiorita, Granito, Dolomita, Cuarzo, Taconita, Chert, Riolita, Cuarcita, Conglomerados, Aluviones	Masiva	Algo abrasiva Abrasiva	90 / 110 p/k NO	Impregnada
		Fracturada	Algo Abrasiva Abrasiva	90 / 110 p/k NO	Impregnada

7 BIBLIOGRAFÍA

Basic Procedures for Soil Sampling and Core Drilling. W. L. Acker III, 1974

Subsurface Exploration and Sampling of Soil for Civil Engineering Purposes. M. J. Hvorslev, 1965.

Diamond Drill Handbook. J. D. Cumming, II Edition, 1986.

Foundation Engineering Handbook, H. F. Winterkorn and H. Y. Fang, I Edition, 1975

Foundation Engineering Handbook, H. Y. Fang, II Edition, 1991

Earth Manual. Bureau of Reclamation of U.S.A. II Edition, 1974

Long Year, Acker y Sprague and Henwood. Folletos y Catalogos varios.

Manuales Técnicos sobre métodos correctos de perforación. Suelos y Fundaciones Ltda.

Registros de la exploración del subsuelo

G. Pabón G., I.C., M.Sc., Ph.D
Consultoría Colombiana S.A.

1 INTRODUCCIÓN

La exploración del subsuelo es una labor de gran importancia dentro del desarrollo de los proyectos de ingeniería civil; la exploración del subsuelo provee al ingeniero con información básica para el diseño y construcción de dichos proyectos.

Existen dos tipos de registros de exploración del subsuelo: registros de campo y registros finales. Los registros de campo deben contener un registro legible, conciso y completo de toda la información relevante de las actividades de perforación y muestreo. Los registros finales deben presentar las condiciones del subsuelo en una forma clara, concisa y precisa, puesto que ésta es la forma en la cual la información del subsuelo es utilizada por el ingeniero de diseño. Los registros finales son usados en los informes de ingeniería y son suministrados como parte de los documentos contractuales para la construcción del proyecto.

En este documento se presentan los tipos de registros de exploración del subsuelo y se hace mención al tipo de información que estos deben incluir; posteriormente, se describe la aplicación de estos registros a los casos de perforaciones, apiques y trincheras. Adicionalmente, se cubre lo referente a la descripción visual de suelos y rocas; al respecto, se hace énfasis en los elementos que las descripciones deben incluir. Ésta es la primera versión del documento, por lo tanto se debe tener en cuenta que está en desarrollo y que vendrán versiones modificadas.

2 TIPOS DE REGISTROS Y REQUERIMIENTOS GENERALES

En este numeral se describen los principales tipos de registros, que son usualmente llevados para consignar los resultados de la exploración del subsuelo. La información que se incluye a continuación con relación a estos registros está basada en lo presentado por Lowe III y Zaccheo (1991) en el capítulo correspondiente a exploración del subsuelo y muestreo (numeral 1.18 Registros de Exploración del Subsuelo). Aunque también se toca lo referente a apiques y trincheras, se hace énfasis en lo concerniente a perforaciones.

Dos tipos de registro son preparados normalmente en relación con los trabajos de exploración del subsuelo. Al primer tipo, se le denomina registro de campo y consiste usualmente en un registro cronológico extremadamente detallado de las operaciones de perforación y muestreo; al segundo tipo, se le denomina registro final y es esencialmente un registro gráfico de la litología, sobre el cual se reporta la información pertinente del subsuelo, y los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio. A continuación se describen los dos tipos de registros.

2.1 REGISTROS DE CAMPO

2.1.1 Generalidades

Un registro legible, conciso y completo de toda la información relevante con relación a las operaciones de perforación y muestreo de cada perforación debe ser llevado simultáneamente con el avance de la perforación. Estos registros son denominados registros de campo y son mantenidos usualmente en formatos preparados específicamente para este propósito ó en libretas del tipo que se usan para registrar los trabajos de topografía. Se prefiere el uso de formatos, pues esto elimina la necesidad constante de repetir los encabezamientos de las columnas y permite que se le dedique más tiempo a la observación del trabajo de exploración.

2.1.2 Información a Incluir

El formato para los registros de campo varía de una organización a la otra, pero, en general, la

información que se registra es esencialmente la misma. Un ejemplo de un registro de campo es presentado en la Figura 1. Los registros de este tipo son utilizados en la selección de muestras representativas para ensayos, en la preparación de perfiles geológicos, y en la preparación de los registros finales que son presentados en los informes de ingeniería y en los planos requeridos por el contrato. Por lo tanto, estos registros deben contener toda la información necesaria para definir completamente el perfil del subsuelo y las condiciones de agua subterránea. El registro debe contener una descripción cronológica completa de las operaciones de perforación y muestreo dentro de la perforación, incluyendo las demoras. Dentro de la información a ser registrada, se tiene la siguiente:

1. Información de referencia que comprende el número del trabajo, el nombre del proyecto y la localización; el número ó denominación de la exploración; la localización de la exploración con coordenadas y cota, incluyendo el nivel de referencia; la inclinación de la perforación y, si es inclinada, el azimut de la inclinación.
2. Información del personal, incluyendo los nombres del contratista de perforación, del perforador, y del ingeniero ó geólogo inspector.
3. Información del equipo, incluyendo el nombre del fabricante y el modelo del taladro de perforación; tipo de equipo motorizado utilizado para excavar los apiques y trincheras; y equipo para las pruebas de presión y flujo.
4. Información acerca del muestreo y la recuperación de núcleos, incluyendo lo siguiente:
 - a. Para todas las operaciones de muestreo y recuperación de núcleos: tipo de muestra y número; diámetro interior, diámetro exterior, y longitud del tubo muestreador; la profundidad al principio y al final de la corrida de muestreo ó recuperación de núcleos; la longitud de la muestra ó núcleo recuperados; el recobro, el cual es definido como la relación, expresada en porcentaje, de la longitud de la muestra ó núcleo recuperado a la longitud total de muestreo ó de la corrida de recuperación de núcleos; y una descripción visual completa de cada muestra ó núcleo incluyendo color, tipo de material, densidad, ó consistencia del suelo, dureza de las rocas, estratificación, estructura de la roca, condiciones de humedad, etc. La descripción debe ser hecha inmediatamente después de la recuperación de la muestra ó núcleo, de tal manera que ésta representa la clasificación de la muestra "en el momento de la recuperación ó extracción". Esto es importante particularmente cuando se muestrean materiales que se tienden a descomponer cuando se exponen al aire; entre estos materiales se tienen las lutitas que se descomponen al aire, y las rocas que contienen minerales arcillosos expansivos.
 - b. Para los muestreadores que se hincan: el peso y la altura de caída del martillo de hincado, y el número de golpes requerido para cada tramo de 6 pulgadas de penetración.
 - c. Para muestreadores que se penetran a presión (estática): la presión hidráulica requerida para la penetración del muestreador en el terreno y la rata de penetración.
 - d. Para la recuperación de núcleos en suelo ó en roca: velocidad de rotación promedio, presión hidráulica hacia abajo de la barrena y rata promedio de penetración.
 - e. Para recuperación de núcleos en roca: el valor de RQD (Rock Quality Designation) desarrollado por Deere (1964) (reportado en Lowe III y Zaccheo, 1991). El RQD es la relación, expresada como porcentaje, de la longitud sumada de fragmentos de núcleo con una longitud mayor de 4" (10 cm) en una corrida, dividida por la longitud de la corrida.
5. Descripción del material penetrado, pero no muestreado, tal como se determinó de la operación de penetración ó disgregación ó por cambios en el color del agua de perforación.

BORING NO. B-9
SHEET 1 OF 10

FIELD LOG - SUBSURFACE EXPLORATION

JOB NO. 9847 JOB TITLE Overlook Hydroelectric Project
LOCATION Hivolt, R.M. COORDINATES N 119,579.05 E 90,848.91
DRILL Failing 1500 ANGLE Vertical REFERENCE ELEV 850.15 DATUM MSL
DRILLING CONTRACTOR J. Lynne DRILLER W. Edward INSPECTOR P. John

DEPTH IN FEET (ELEVATION)	BLOWN SAMPLER FOR 6 INCHES (% RECOVERY)	SYMBOL	SAMPLE NUMBER AND DESCRIPTION OF MATERIAL	SAMPLER AND BIT CASING TYPE	BLOWS/FOOT ON CASING	DATE		DEPTH IN FEET FROM TO	DESCRIPTION OF OPERATION AND REMARKS
						FROM	TO		
0	4,7,7,6 (95%)		Sample No. 1: Reddish-brown f sandy CLAY; trace roots; stiff. (CL)	2" SS		Apr 5 1971	0	8:00 A.M. - 12:00 Set rig over hole and prepared to drill.	
0	(100%)		Sample No. 2: Reddish-brown f sandy CLAY; stiff. (CL)	6" I.D. DEN.			0	2:00 P.M. - 2:30 P.M. Started hole by driving split spoon (SS) from 0 to 2'. Sample length = 1.9'	
5	(93.5%)		Sample No. 3 (Upper 15"): Dark reddish-brown c-m-f sandy CLAY; trace f gravel m.s. 3/8"; very stiff. (CL)	6" I.P. DEN.			0	2:30 P.M. - 2:50 P.M. Cleaned hole with tricone bit.	
10	(95.9%)		Sample No. 3 (Lower 15"): Brown clayey c-m-f SAND and c-m-f GRAVEL; m.s. 3"; dense. (GC)	6" I.D. DEN.			2.0	2:50 P.M. - 5:00 P.M. Further work delayed due to only Denison starting barrel at site being used at second rig.	
15	(83.4%)		Sample No. 4: Brown clayey c-m-f SAND and c-m-f GRAVEL; m.s. 2"; dense. (GC)	6" I.D. DEN.			2.0	2:00 A.M. - 9:00 A.M. Prepare equipment to take Denison sample using sawtooth bit.	
20	(100%)		Sample No. 5: (Upper 11"): Brown clayey c-m-f SAND and c-m-f GRAVEL; m.s. 3"; dense. (GC)	6" I.D. DEN.			2.0	9:00 A.M. - 9:20 A.M. Took Sample 2. Rotary speed = 120 RPM; downward pressure = 100 psi. Sample length = 30"; loss = 0.	
	(41.7%)		Sample No. 5: (Lower 13"): Brown f sandy CLAY; very stiff. (CL)	6" I.D. DEN.			4.0	9:30 A.M. - 10:10 A.M. Took Sample 3. 100 RPM; 110 psi. Drilling harder in lower 15"; drill water changed color at ~ 15". C = 28"; L = 2".	
			Sample No. 6: Brown f sandy CLAY; very stiff. (CL)	6" I.D. DEN.			7.0	10:20 A.M. - 10:40 A.M. Took Sample 4. 125 RPM; 120 psi. C = 27.5"; L = 2.5".	
			Sample No. 7: Brown f sandy CLAY; very stiff. (CL)	6" I.D. DEN.			7.0	10:40 A.M. - 10:55 A.M. Cleaned hole with chipping bit with upward deflected jets.	
			Sample No. 8: Brown c-m-f gravelly c-m-f	6" I.D. DEN.			9.5	11:00 A.M. - 11:25 A.M. Took Sample 5. Bottom-discharge diamond bit; 125 RPM; 120 psi. Drilling easier at 11". C = 23"; L = 1".	
				6" I.D. DEN.			11.5	11:30 A.M. - 12:00 A.M. Took Sample 6. 100 RPM; 90 psi. C = 20"; L = 4".	
				6" I.D. DEN.			13.5	1:00 P.M. - 1:15 P.M. Took Sample 7. Sawtooth bit. 100 RPM; 95 psi. C = 30"; L = 0.	
				6" I.D. DEN.			16.0	1:15 P.M. - 1:45 P.M. Took Sample 8. Diamond bit. 130 RPM; 100 psi. Tools pulled from hole when barrel would not advance farther. Possible boulder has been encountered. C = 5"; L = 7".	

Figura 1: Ejemplo de registro de campo (Tomado de Lowe III y Zaccheo, 1991).

6. Información acerca de la tubería de revestimiento, consistente en el tamaño del revestimiento; la longitud del revestimiento adicionado; la profundidad final del revestimiento; el peso y altura de caída del martillo y el número de golpes para 12 pulgadas de penetración para revestimientos hincados; y, para revestimiento prebarrenado, la velocidad promedio de rotación, la presión hacia abajo del revestimiento y la rata promedio de penetración.
7. Información de las pruebas de flujo y presión, incluyendo las profundidades a las cuales las pruebas fueron realizadas y el tiempo requerido para cada prueba. Los datos de cada prueba serán registrados en formatos para ese propósito.
8. Información de la tabla de agua, incluyendo la profundidad del nivel freático en la perforación, registrado diariamente, al principio y al final del trabajo. Estas lecturas se deben extender después de que se finalice la perforación, hasta que la tabla de agua en la perforación se haya estabilizado.
9. Información de presión artesiana, incluyendo la profundidad a la cual las presiones artesianas fueron encontradas, las cabezas medidas, y el tiempo en el cual cada medida fue hecha.
10. Elevación de la parte superior y del fondo de la perforación, y de la superficie de la roca, si se encontró.
11. Fecha y hora de todas las operaciones y demoras, incluyendo, pero no limitado a, perforación, muestreo, pruebas de presión y flujo, medidas de presión artesiana, daños de la máquina, y accidentes.
12. Información miscelánea que puede ayudar en la interpretación de las condiciones del subsuelo. Esto incluiría la profundidad a la cual el agua de perforación es perdida ó recuperada, la cantidad y color del agua recuperada, y la profundidad a

la cual un cambio en la acción de perforación ocurre. La última incluiría la profundidad a la cual la vibración del varillaje empieza ó termina, la profundidad a la cual la rata ó facilidad de penetración cambia, etc.

13. Cualquier otra información adicional que el perforador, el ingeniero ó el geólogo consideren pertinente para la interpretación de las condiciones del subsuelo.

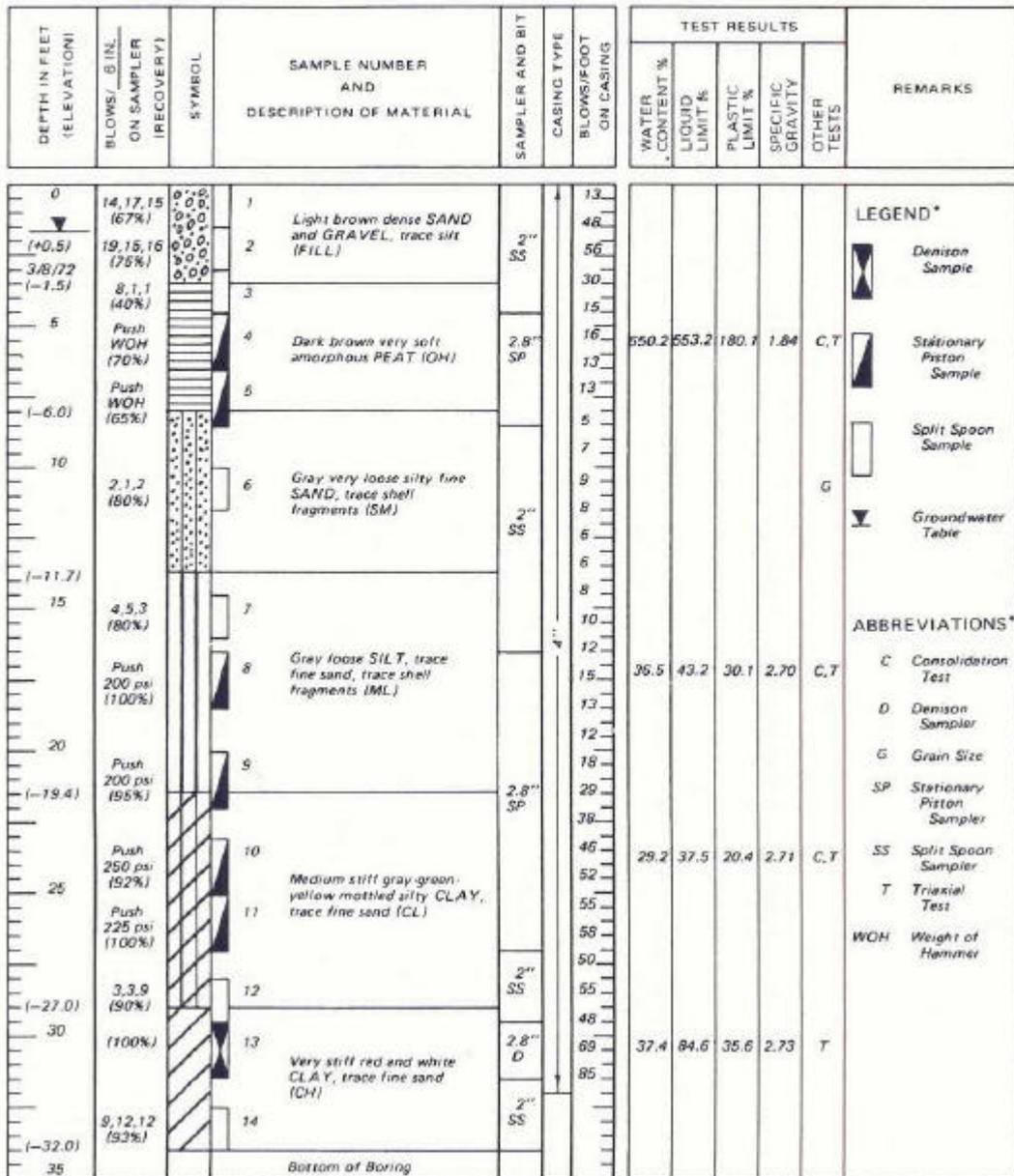
2.2 REGISTROS FINALES

El registro final es esencialmente una condensación del registro de campo que ha sido refinado con base en los resultados de los ensayos de laboratorio y a menudo tiene una limitada cantidad de resultados de ensayos de laboratorio. El registro final debe presentar un cuadro claro, conciso, y preciso de las condiciones del subsuelo puesto que ésta es la forma en la cual la información del subsuelo es utilizada por el ingeniero de diseño. Los registros finales son también utilizados en los informes de ingeniería y son suministrados como parte de los documentos del contrato de construcción del proyecto. La información que debe aparecer en los registros finales es ilustrada en las figuras 2 y 3. La Figura 2 muestra un formato conveniente para uso cuando la perforación está totalmente en suelo. El formato mostrado en la Figura 3 es para perforaciones principalmente en roca. Las principales ventajas del último formato para perforaciones en roca es que la separación de la descripción litológica de la descripción de la estructura permite una más rápida visualización de la estratificación y provee espacio para una más conveniente y adecuada presentación de las características estructurales.

BORING NO. B - 25
SHEET 1 OF 1

SUBSURFACE EXPLORATION LOG

JOB NO. 9067 JOB TITLE BOOTSTRAP INDUSTRIAL PARK
LOCATION SAN LUIS, O.R. COORDINATES N98995.07 E46253.85 DATE MARCH 7-8, 1971
DRILL ACKER TEREDO ANGLE VERTICAL BEARING - REFERENCE EL. +2.0 DATUM MSL
DRILLING CONTRACTOR SUBSUR EXPLO INC DRILLER J. MARTINEZ INSPECTOR M. WOOD
SAMPLER HAMMER WT. 140 LBS. DROP 30 IN. CASING HAMMER WT. 300 LBS. DROP 24 IN.



* The legend and abbreviations shown here in the "Remarks" column are normally presented on a separate page.

Figura 2: Ejemplo de registro final en suelo (Tomado de Lowe III y Zaccheo, 1991).

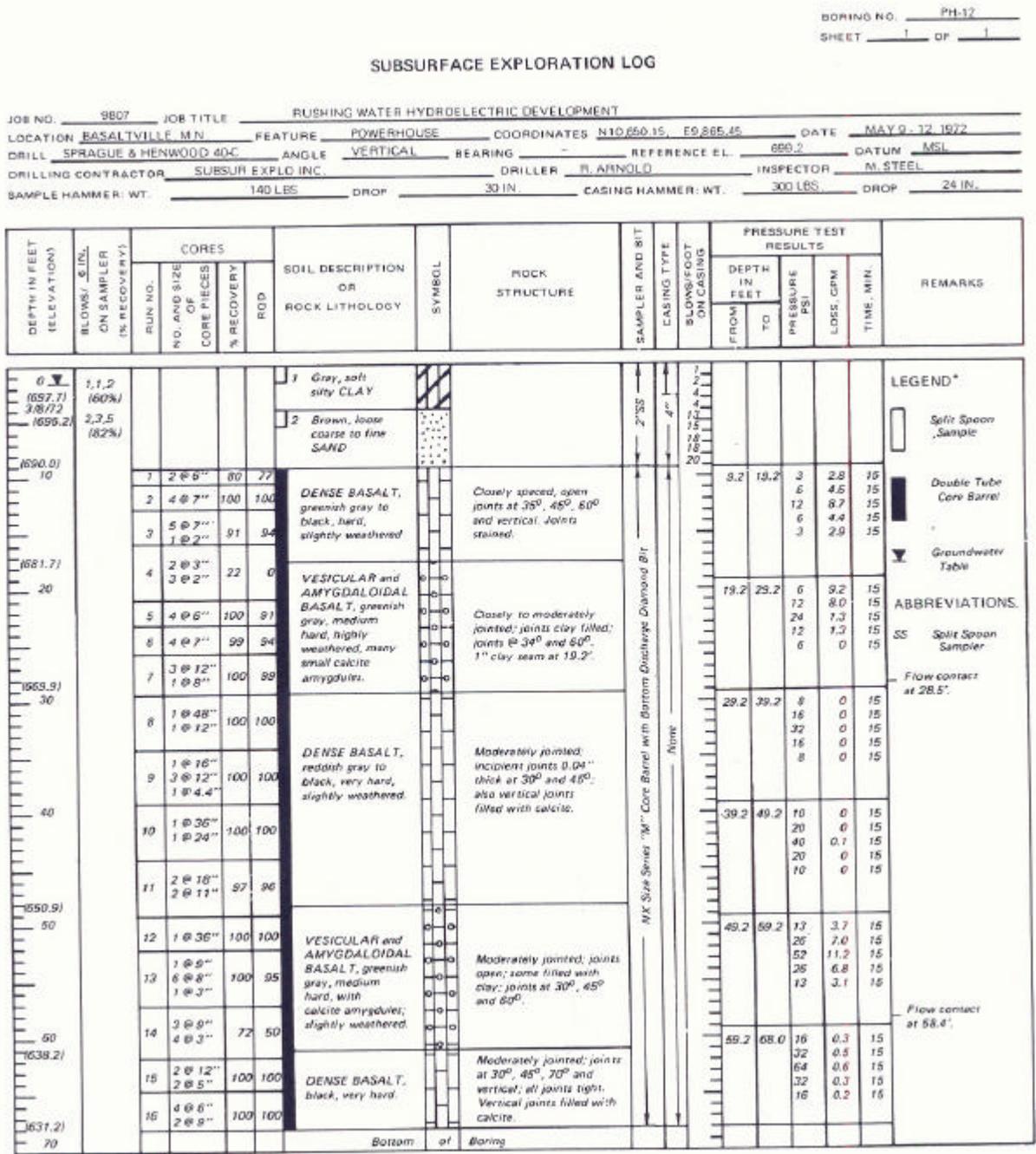


Figura 3: Ejemplo de registro final en roca (Tomado de Lowe III y Zaccheo, 1991).

3 REGISTROS DE PERFORACIÓN

3.1 PARTICULARIDADES DE LOS REGISTROS

En el caso de perforaciones, la información que debe ser incluida en los registros de campo y finales

coincide esencialmente con lo establecido en los numerales 2.1 y 2.2 de este documento, con excepción de las citas específicas que fueron hechas para el caso de apiques y trincheras. A continuación se presentan registros de perforación típicos, de campo y finales, de acuerdo con la experiencia local; como el objetivo es presentar la

información con sus virtudes y defectos para discutirla y así poder mejorar nuestra práctica, se omiten los nombres de las firmas responsables; se agradece a estas firmas el haber producido esta información, la cual es incluida en este documento y será analizada en el curso.

3.2 EJEMPLO DE REGISTROS FINALES A NIVEL LOCAL

En la Figura 4 se presenta un registro final de perforación, elaborado a nivel local.

REGISTRO DE PERFORACIÓN No. FP-5-97																
Localización: Estribo izquierdo Zona del Núcleo		Angulo con la vertical: 0°		Roca Perforada: 11,00 m												
N: 993 806,01		Azimut:		Recobrada: 4,67 m												
E: 1 035 578,66		Cotas Superficie: 3156,99 m.s.n.m.		Porcentaje: 42 %												
Profundidad: 50,00 m		Roca: 3147,99 m.s.n.m.		Fecha de iniciación: 97-05-15												
Equipo: PETTY 1-4		Fondo: 3136,99 m.s.n.m.		Fecha de terminación: 97-06-05												
SISTEMA # DIAMETRO REVESTIMIENTO	COTA METROS	PROFUNDIDAD METROS	ESTRATOS	Descripción	R. Q. D.				RECUBRO %	q _t (MPa)	PERMEABILIDAD cm/s (+)	PERMEABILIDAD LUGGON, UL	AGUA	CAJA No.	Observaciones	
					25	50	75									
SPLIT SPOON RW	3160	1	1	DEPÓSITO FLUVIOGLACIAL (Qfg)	2	3	5	8	83	1,67x10 ⁻³	1,67x10 ⁻³	SECO	SECO	SECO	SECO	(*) Ensayo Lehranc
				Constituido por arcilla gris a h bana oscura, en algunos secto res fragmentas y gravas de lu lita de hasta 0,5 cm, arenisca de hasta 2,0 cm y limolita gris oscura. Firme a muy firme.	5	10	9	19	43							97-05-15
				SIN RECOBRO	2	3	4	7	0							+ 0,70 m - 0,80 m
					4	9	19	28	100							97-05-16
					16	25	21	46	100							
					16	20	16	36	100							
					9	9	10	19	100							+ 3,70 m - 3,50 m
					5	13	24	37	70							97-05-19
					7	19	17	36	100							+ 2,50 m - 3,20 m
				DEPÓSITO FLUVIOGLACIAL (Qfg)	16	25	31	56	100							97-05-20
				Constituido por gravas de hasta 1,0 cm, de lutita gris oscura, embebidas en matriz arcillosa, y en algunos sectores arenosa, gris y hobano oscuro. Presen ta intercalaciones de arcilla arg nosa, habano, con manchas gr ses. Muy firme a denso, con un sector suelto a 8,5 m.	14	21	19	40	100							
	6	17	14	31	100											
	15	17	31	48	100	+ 4,00 m - 3,50 m										
	21	18	23	41	100											
	11	16	22	38	100											
	31	26	12	38	100											
	3	2	3	5	63	97-05-21										
	5	6	10	16	100											
	10	13	35	48	100											
	27	24	28	52	100	+ 10,30 m - 4,50 m										
	15	20	20	40	100	97-05-22										
	14	21	33	54	100											
SPT					6	12	18	N	- NIVEL DE AGUA A LAS 6 A V + NIVEL DE AGUA A LAS 6 P V		Hoja 1 de 3					

Figura 4: (a) Registro final de perforación, elaborado a nivel local.

REGISTRO DE PERFORACIÓN No. FP-5-97

SISTEMA & DIÁMETRO REVESTIMIENTO	DOTA METROS	PROFUNDIDAD METROS	ESTRATOS	Descripción	R. Q. D.			RECORRO M	SECA	SATURADA (MPa)	PERMEABILIDAD cm/s (c)	PERMEABILIDAD LOGEON, UL	AGUA	CALA No.	Observaciones
					25	50	75								
S-S	EN	18			18	23	25	48	76						97-05-22
		20			47	103	1100	76							+ 4,00 m - 10,50 m
		12						82			5.43×10^{-5}				
		13						15			2.33×10^{-4}		HABANA		97-05-23
		14						50			3.46×10^{-5}				+ 14,00 m 97-05-26
		15			DEPÓSITO FLUVIOGLACIAL (Qfg)			100			1.60×10^{-4}				- 13,50 m
		16			Constituida por gravas de hasta 3,0 cm, de arcillita y limolita gris oscura, oxidadas, embebidas en matriz arcilla-limosa gris y habano oscura.			62			5.54×10^{-5}				97-05-27
		17						47			2.48×10^{-5}				+ 10,30 m - 11,00 m
		18			SIN RECORRO			0			1.37×10^{-5}				
		19			DEPÓSITO FLUVIOGLACIAL (Qfg)			21			9.37×10^{-6}				97-05-28
		19			Constituida por gravas de lutita y limolita, oxidadas.										NIVEL DE ROCA A 19,00 m
		19			CRETÁCEO INFERIOR FORMACIÓN CAQUEZA			36			7.86×10^{-5}				+ 1,00 m - 16,00 m
		20			LUTITA (Kic)			39			9.77×10^{-3}				
		21			Gris oscura a negra, limosa, carbonosa, con fracturas subverticales aproximadamente B07, con rellenos menores de 1mm de calcita, con caras de fracturas oxidadas, muy fracturada. En sectores piritita diseminada.			29							97-05-29
		22			RQD muy pobre.			40							45° 80°
		23			ARCILLA (Kic)			29							+ 12,50 m - 19,30 m
		24			Negra, envolviendo fragmentos de lutita menores de 0,3 cm.										97-06-04
					SPT	6" 12" 18" N									

Hoja 2 de 3

Registro final de perforación, elaborado a nivel local. (cont)

4 REGISTROS DE APIQUES Y TRINCHERAS

En este numeral se presenta lo referente a los registros de apiques y trincheras. Se hace una descripción de cada uno de estos métodos de exploración, se presentan particularidades de los registros para este caso, y finalmente se presentan algunos ejemplos de registros a nivel local.

4.1 DESCRIPCIÓN

Los apiques y trincheras son excavaciones a cielo abierto que permiten una visión directa de los materiales. En los numerales siguientes se describen estos dos tipos de exploración.

4.1.1 Apiques

Los apiques son excavaciones de tipo prismático y de sección cuadrada de aproximadamente 1.5 m de lado; las excavaciones se llevan a profundidades máximas de aproximadamente 4 m, dependiendo de la profundidad requerida de exploración y de las condiciones de estabilidad. En los registros de exploración se debe hacer la descripción geotécnica de los materiales encontrados en las cuatro (4) caras del prisma.

4.1.2 Trincheras

Las trincheras son excavaciones en forma de zanja, que se realizan usualmente en una ladera, a lo largo de la pendiente; las excavaciones son ejecutadas en forma escalonada, siguiendo la inclinación del talud. En cuanto a los registros de exploración, se deben incluir la planta, una vista frontal y vistas longitudinales de las paredes; en todas estas vistas se debe hacer la descripción geotécnica de los materiales.

4.2 PARTICULARIDADES DE LOS REGISTROS

En el numeral 2 de este documento se dieron indicaciones generales acerca de la información que deben incluir los registros de campo y finales. En este numeral, con base en lo establecido en el numeral 2, se suministran indicaciones particulares con relación a la información que necesita ser incluida en los registros de los apiques y trincheras.

4.2.1 Registros de campo

La siguiente información necesita ser incluida en los registros de campo para los apiques y trincheras:

1. Información de referencia que comprende el número del trabajo, el nombre del proyecto y la localización; el número ó denominación de la exploración; y la localización de la exploración con coordenadas y cota, incluyendo el nivel de referencia.

2. Información del personal, incluyendo los nombres del contratista de apiques y trincheras, de la persona que ejecuta el trabajo, y del ingeniero ó geólogo inspector.
3. Información del tipo de equipo motorizado utilizado para excavar los apiques y trincheras. Usualmente la excavación es realizada en forma manual.
4. Información acerca del muestreo, incluyendo lo siguiente:

Para todas las operaciones de muestreo: tipo de muestra y número; la profundidad al principio y al final de la muestra; la longitud de la muestra; y una descripción visual completa de cada muestra incluyendo color, tipo de material, densidad, ó consistencia del suelo, dureza de las rocas, estratificación, estructura de la roca, condiciones de humedad, etc. La descripción debe ser hecha inmediatamente después de la recuperación de la muestra, de tal manera que ésta representa la clasificación de la muestra "en el momento de la recuperación ó extracción". Esto es importante particularmente cuando se muestrean materiales que se tienden a descomponer cuando se exponen al aire; entre estos materiales se tienen las lutitas que se descomponen al aire, y las rocas que contienen minerales arcillosos expansivos.

5. Descripción del material excavado, pero no muestreado.
6. Información de las pruebas de permeabilidad y otros ensayos de campo.
7. Información de la tabla de agua, incluyendo la profundidad del nivel freático en el apique ó trinchera, registrado al principio y al final del trabajo. Estas lecturas se deben extender después de que se finalice el apique ó trinchera, hasta que la tabla de agua se haya estabilizado.
8. Información de presión artesiana, incluyendo la profundidad a la cual las presiones artesianas fueron encontradas, las cabezas medidas, y el tiempo en el cual cada medida fue hecha.
9. Elevación de la parte superior y del fondo del apique ó trinchera, y de la superficie de la roca, si se encontró.

10. Fecha y hora de todas las operaciones y demoras, incluyendo, pero no limitado a, muestreo, pruebas de permeabilidad y otras pruebas de campo, medidas de presión artesiana, y accidentes.
11. Información miscelánea que puede ayudar en la interpretación de las condiciones del subsuelo. La profundidad a la cual un cambio en la acción de excavación ocurre (facilidad ó dificultad de excavación).
12. Cualquier otra información adicional que el ejecutor del apique ó trinchera, el ingeniero ó el geólogo consideren pertinente para la interpretación de las condiciones del subsuelo.

4.2.2 Registros Finales

Con relación a los registros finales para apiques y trincheras, es válido lo establecido en el numeral 2.2 de este documento.

4.3 EJEMPLOS DE REGISTROS DE APIQUES A NIVEL LOCAL

En la Figura 5 se muestra un registro de apique, elaborado a nivel local.

4.4 EJEMPLOS DE REGISTROS DE TRINCHERAS A NIVEL LOCAL

En la Figura 6 se presenta un registro de trinchera, obtenido a nivel local.

5 DESCRIPCIÓN VISUAL DE SUELOS Y ROCAS

En este numeral se cubre lo referente a la descripción visual de suelos y rocas; se hace énfasis en los elementos que se deben incluir en la descripción. Donde sea pertinente, se hace referencia a la normatividad existente.

5.1 DESCRIPCIÓN DE SUELOS

5.1.1 Normatividad

La descripción de los suelos debe estar basada en la Norma I.N.V.E – 102 (Descripción e Identificación

de Suelos), la cual corresponde a la Norma ASTM D 2488. A continuación se hace una presentación de los requerimientos de dicha norma.

5.1.2 Elementos a Incluir

De acuerdo con la norma, es necesario incluir los siguientes elementos en la descripción de los suelos: nombre del grupo y símbolo, porcentajes estimados en peso seco, rango del tamaño de partículas, angulosidad de las partículas, forma de las partículas, dimensión mayor de las partículas, dureza de la arena gruesa y de las partículas más gruesas, resistencia seca, dilatancia, tenacidad ó dureza, plasticidad de los finos, color en estado húmedo, olor, humedad, reacción con HCl, consistencia (muestras inalteradas de suelos finos), estructura, cementación, y descripción e interpretación geológica.

De los elementos listados anteriormente, algunos son aplicables a suelos finos y otros son aplicables a suelos granulares (arenas y gravas). La resistencia seca, la dilatancia, la tenacidad ó dureza, la plasticidad y el olor son aplicables a suelos finos; por otra parte, los porcentajes estimados en peso seco, el rango de tamaño de las partículas, la angulosidad de las partículas, la forma de las partículas, la dimensión mayor de las partículas, la dureza de la arena gruesa y las partículas más gruesas y la cementación son más aplicables a suelos granulares; por otro lado, otros como el color en estado húmedo, la humedad, la reacción con HCl, la estructura, y la descripción e interpretación geológica aplican a ambos tipos de suelo. En los siguientes numerales se hace una descripción de cada uno de estos elementos.

5.1.2.1 Nombre del grupo y símbolo

Se le asigna un nombre y un símbolo de grupo, de acuerdo con la clasificación que se le dé al suelo, teniendo en cuenta la distribución granulométrica y la plasticidad.

Con respecto a la distribución granulométrica, el suelo es de grano fino si tiene 50 % ó más de finos (pasa Tamiz No. 200). A estos suelos se les clasifica con base en la resistencia en estado seco, en la dilatancia, en la tenacidad y en la plasticidad (CL, CH, ML y MH); en la Tabla 1 (Tabla 12 de la

Norma I.N.V.E - 102) se presentan los criterios de identificación de suelos inorgánicos de grano fino mediante ensayos manuales.

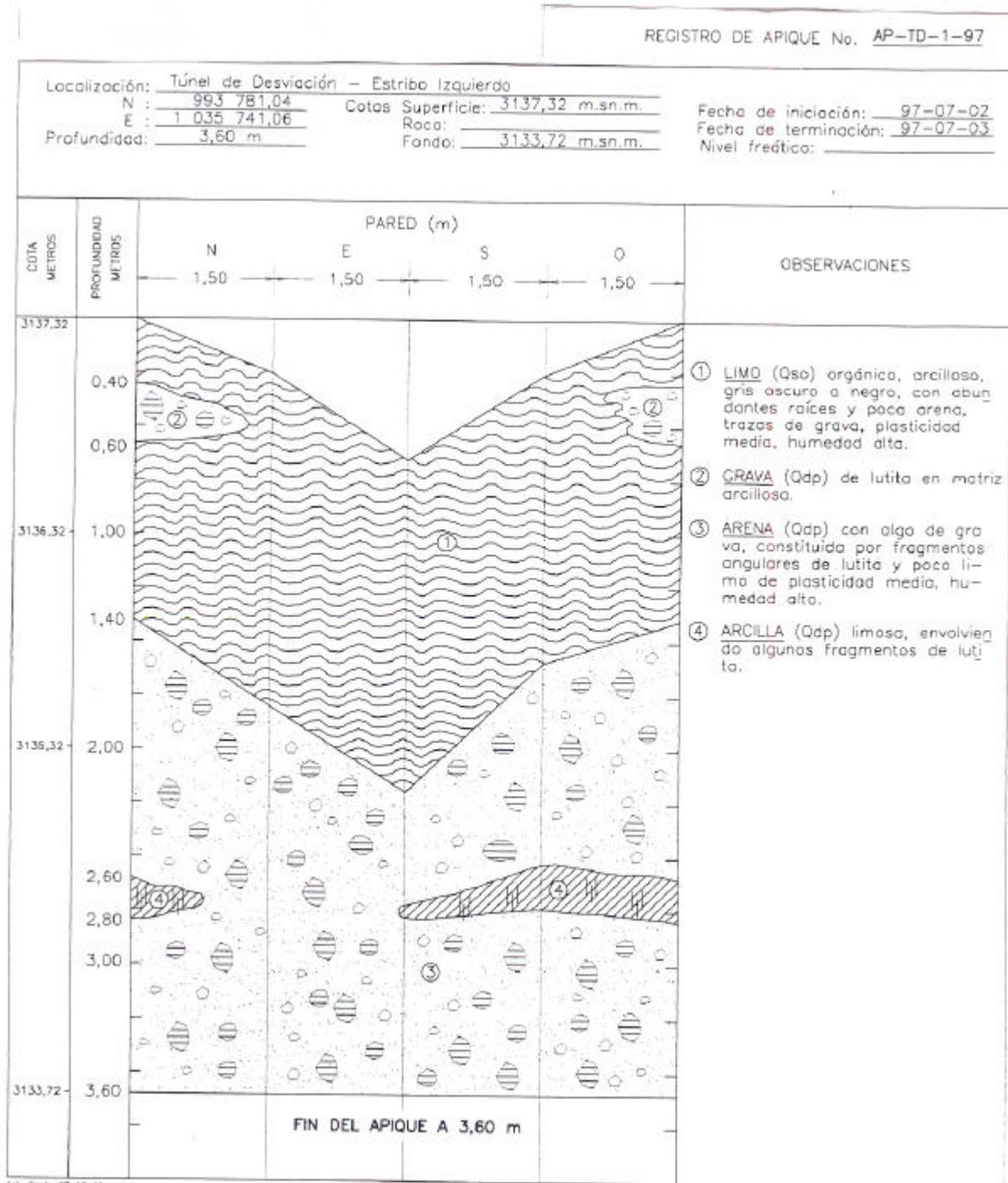


Figura 5: Registro de apique elaborado a nivel local.

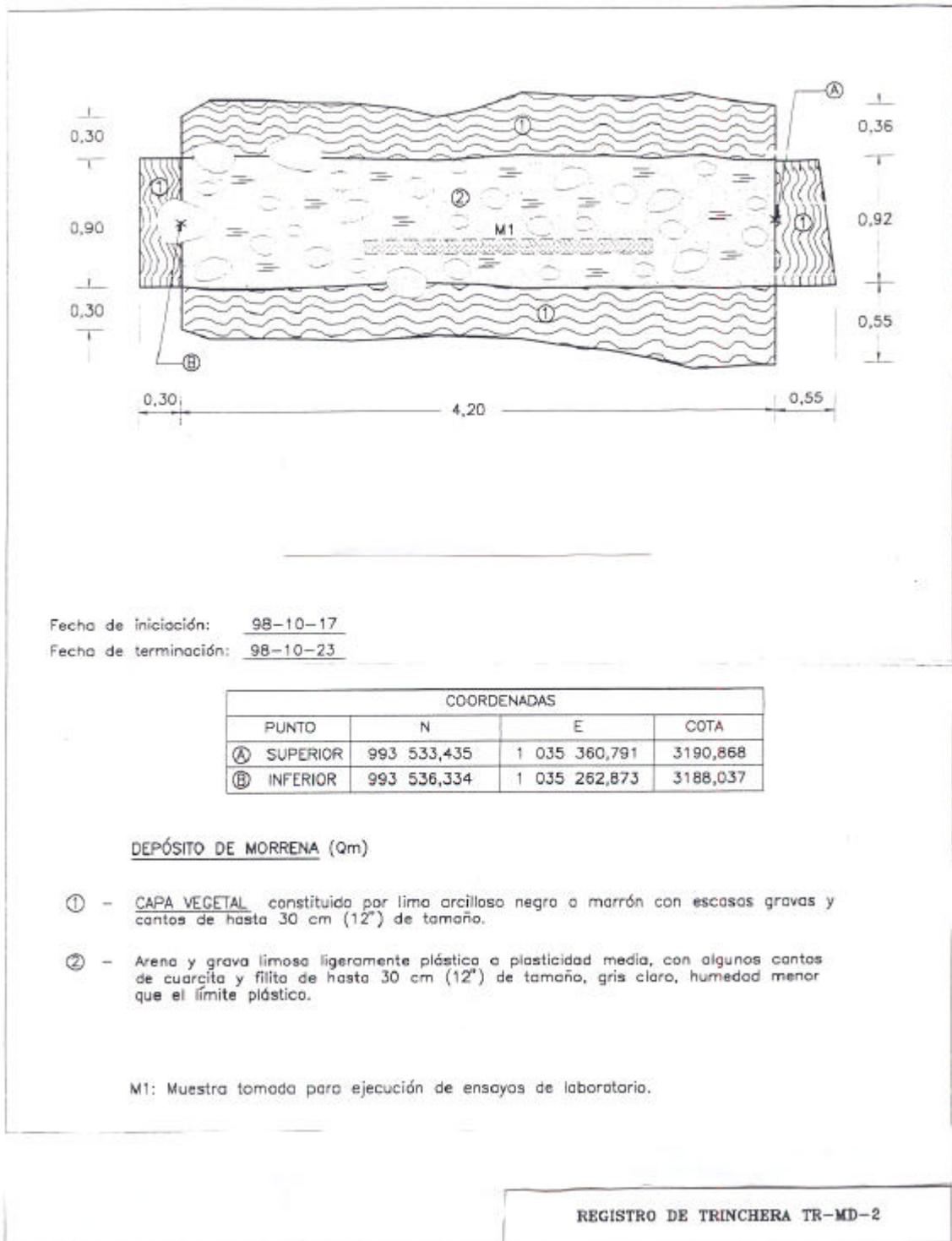


Figura 6: Registro de trinchera obtenido a nivel local.

Tabla 1: Identificación de suelos inorgánicos de grano fino mediante ensayos manuales.

Símbolo del Suelo	Resistencia Seca	Dilatancia	Tenacidad
ML	Nula a baja	Lenta a rápida	No pueden formarse rollitos
CL	Media a alta	Nula a lenta	Media
MH	Baja a media	Nula a lenta	Baja a media
CH	Elevada a muy elevada	Nula	Alta

El suelo es granular si tiene un porcentaje mayor al 50 % de materiales granulares (grava y arena); el suelo es clasificado como grava si se estima que el porcentaje de grava es mayor que el de arena; por otra parte, el suelo es clasificado como arena, si el porcentaje de arena es mayor al de grava.

El suelo es grava limpia ó arena limpia cuando se estima que el porcentaje de finos es del 5 % ó menos. Se identifica el suelo como grava bien gradada (GW), ó como arena bien gradada (SW), si tiene partículas dentro de un intervalo amplio de tamaños y si posee igualmente cantidades sustanciales en los tamaños intermedios. El suelo se identifica como grava pobremente gradada (GP) ó arena pobremente gradada (SP), si tiene predominantemente un solo tamaño (pobremente gradado), ó si posee un amplio margen de tamaños con faltantes en los grados intermedios (gradación con saltos y vacíos).

El suelo puede ser una grava con finos ó una arena con finos, si se estima que el porcentaje de éstos es del 15 % ó mayor. El suelo será identificado como grava arcillosa (GC), ó como arena arcillosa (SC), si los finos son arcillosos cuando se determinan mediante el procedimiento descrito anteriormente. El suelo será clasificado como grava limosa (GM) ó como arena limosa (SM), si los finos son limosos, cuando se determinan mediante los procedimientos descritos arriba.

Si se estima que el suelo contiene del orden del 10 % de finos, se le hará una identificación doble, mediante dos símbolos para el grupo. El primer símbolo deberá corresponder a grava ó arena limpia (GW, GP, SW, SP) y el segundo a grava ó arena con finos (GC, GM, SC, SM). El nombre deberá corresponder al del primer símbolo del grupo más las palabras "con arcilla" ó "con limo", para indicar el carácter plástico de los finos. Por ejemplo: grava

bien gradada con arcilla (GW-GC) ó arena pobremente gradada con limo (SP-SM).

Si la muestra es predominantemente arena ó grava, pero se estima que tiene el 15 % ó más de otros materiales de grano grueso, las palabras "con grava" ó "con arena" deberán agregarse al nombre del grupo. Por ejemplo: "grava pobremente gradada con arena, GP" ó "arena pobremente gradada con grava, SP".

Si la muestra de campo contiene fragmentos ó guijarros, las palabras "con guijarros" ó "con guijarros y fragmentos" deberán agregarse al nombre del grupo. Por ejemplo: "Grava limosa GM con fragmentos". De acuerdo con la Norma I.N.V.E – 102, los guijarros son partículas de roca que pasan una malla con abertura cuadrada de 300 mm (12") y quedan retenidas en un tamiz de 75 mm (3"); por otra parte, los fragmentos son partículas de roca que no pasan una malla con abertura cuadrada de 300 mm (12").

5.1.2.2 Porcentajes estimados en peso seco

Se indicará el porcentaje (en peso seco) de grava ó arena ó finos ó los tres.

5.1.2.3 Rango del tamaño de las partículas

Para las componentes de grava y arena, se describirá el rango de tamaños de las partículas dentro de cada componente, de acuerdo con las siguientes denominaciones:

Grava gruesa: pasa tamiz de 75 mm (3") y queda retenida en el tamiz de 19 mm (3/4").

Grava fina: pasa tamiz de 19 mm (3/4") y queda retenida en el tamiz de 4.75 mm (No. 4).

Arena gruesa: pasa tamiz de 4.75 mm (No. 4) y queda retenida en el tamiz de 2.00 mm (No. 10).

Arena media: pasa tamiz de 2.00 mm (No. 10) y queda retenida en el tamiz de 425 μm (No. 40).
 Arena fina: pasa tamiz de 425 μm (No. 40) y queda retenida en el tamiz de 75 μm (No. 200)

Por ejemplo, cerca del 15 % de grava fina a gruesa, ó alrededor del 25 % de arena media a gruesa.

5.1.2.4 Angulosidad de las partículas

Se describirá la angulosidad de la arena (únicamente arena gruesa), grava, guijarros y fragmentos, como angulosos, subangulosos, subredondeados y redondeados, de acuerdo con lo indicado en la Tabla.2 (Tabla 1 de la Norma I.N.V.E – 102).

Tabla 2: Angulosidad de las partículas gruesas

Descripción	Criterios
Angulosa	Partículas con bordes agudos y caras relativamente planas ó pulidas.
Subangulosa	Partículas similares a las angulosas pero con bordes algo redondeados.
Subredondeada	Partículas con casi todas las caras planas pero con esquinas y bordes redondos.
Redondeada	Partículas con lados suavemente curvos y sin bordes.

5.1.2.5 Forma de las partículas

Se describirá la forma de la grava, guijarros y fragmentos como plana ó alargada, ó como plana y alargada, de acuerdo con lo presentado en la Tabla 3 (Tabla 2 de la Norma I.N.V.E – 102); de otra manera no se indicará la forma. Se indicará la fracción de las partículas que tienen determinada forma, por ejemplo, un cuarto de las partículas de grava son planas.

Tabla 3: Formas de las partículas

Descripción	Criterios
Planas	Cuando ancho/espesor > 3.
Alargadas	Cuando longitud/ancho > 3.
Planas y Alargadas	Cuando se cumplen las dos condiciones de planas y alargadas.

Nota: La longitud es la dimensión mayor; el ancho es la dimensión intermedia; y el espesor es la dimensión menor.

5.1.2.6 Tamaño ó dimensión mayor de las partículas

Se describirá el tamaño máximo de las partículas, de acuerdo con la información que se presenta a continuación.

Tamaño arena: si el tamaño máximo de la partícula es de tamaño arena, se describirá como fina, mediana ó gruesa, de acuerdo con lo presentado en el numeral 5.1.2.3. Por ejemplo, el tamaño máximo de las partículas es el de arena media.

Tamaño grava: si el tamaño máximo de las partículas es tamaño grava, se describirá el tamaño máximo como el tamiz más pequeño que pasará la partícula. Por ejemplo, tamaño máximo de la partícula de 50.4 mm (pasa el tamiz de 50.4 mm (2"))

Tamaños de guijarros ó fragmentos: Si el tamaño máximo de las partículas es el tamaño de fragmentos ó el de guijarros, describase la dimensión máxima de la partícula mayor. Por ejemplo, dimensión máxima 254 mm (10").

5.1.2.7 Dureza de la arena gruesa y de las partículas más gruesas

Se describirá la dureza de la arena gruesa y de las partículas más grandes como de "dura", ó se establecerá lo que sucede cuando las partículas son golpeadas con un martillo, por ejemplo, las partículas de grava se fracturan con considerable número de golpes de martillo, algunas partículas se desmoronan con un golpe de martillo. Duras, quiere decir partículas que no se agrietan, fracturan, ni desmoronan bajo un golpe de martillo.

5.1.2.8 Resistencia seca

Para la evaluación de la resistencia seca, la dilatancia, la tenacidad y la plasticidad, se escoge una muestra representativa de material y se

remueven las partículas mayores que el tamiz de 425 μm (No. 40) (arena media y más gruesa), hasta obtener una muestra equivalente a una manotada de material.

La evaluación de la resistencia seca se hace tal como se describe en el numeral 13.2 de la Norma I.N.V.E – 102. A groso modo, se toma material suficiente y se moldea hasta que tenga la consistencia de una masilla y se forma una esfera de alrededor 25 mm (1") de diámetro; de ser necesario se agrega agua. Del material moldeado se elaboran tres especímenes para el ensayo; cada espécimen tendrá un diámetro de 12.5 mm. Los tres especímenes se secarán al aire ó al sol ó por medios artificiales, siempre y cuando la temperatura no sea mayor de 60 °C. Si la muestra contiene terrones naturales secos de cerca de 12.5 mm (1/2) de diámetro, pueden usarse éstos en vez de las esferas moldeadas; el proceso de moldeo y secado produce generalmente resistencias mayores que las halladas en terrones naturales secos.

Se ensayará la resistencia de las bolitas ó los terrones apretándolos entre los dedos. Se anotará su resistencia como nula, baja, media, alta, ó muy alta, de acuerdo con los criterios establecidos en la Tabla 3 (Tabla 8 de la Norma I.N.V.E – 102). Si se usan terrones naturales secos, deben descartarse los resultados de aquellos que contengan partículas de arena gruesa.

5.1.2.9 Dilatancia

Para la evaluación de la dilatancia, se toma suficiente material para moldear una esfera de aproximadamente 12.5 mm (1/2") de diámetro. La muestra se moldea y si es necesario se le agrega agua hasta que el suelo adquiera una consistencia blanda, pero no pegajosa. Con una navaja ó una espátula se aplanan la esfera de suelo formada en la palma de una de las manos y se agita horizontalmente golpeándola contra la otra mano varias veces; se notará la reacción cuando aparezca agua en la superficie del suelo, el cual mostrará una consistencia gelatinosa y de aspecto brillante. Posteriormente, se exprimirá la muestra apretando el suelo varias veces entre los dedos y se anotará la reacción como nula, lenta ó rápida, de acuerdo con

los criterios presentados en la Tabla 5 (Tabla 9 de la Norma I.N.V.E – 102). La reacción está relacionada con la velocidad con la cual aparece agua mientras se sacude y desaparece cuando se aprieta.

Tabla 4: Criterios para describir la resistencia en seco.

Descripción	Criterios
Ninguna	La muestra seca se desmorona a la simple manipulación.
Baja	La muestra seca se desmorona hasta pulverizarse con ligera presión en los dedos.
Mediana	La muestra seca se rompe en fragmentos ó se desmorona con presión considerable de los dedos.
Alta	No podrá romperse la muestra seca con la presión de los dedos, pero se romperá en fragmentos al aprisionarla con el pulgar sobre una superficie dura.
Muy alta	No podrá romperse la muestra seca al aprisionarla con el pulgar sobre una superficie dura.

Tabla 5: Criterios para describir dilatancia.

Descripción	Criterios
Nula	No hay cambio visible en la muestra.
Lenta	Aparece lentamente agua sobre la superficie de la muestra mientras se sacude, y desaparece lentamente al estrujarla.
Rápida	Aparece rápidamente agua sobre la superficie de la muestra mientras se la sacude, y desaparece rápidamente al estrujarla.

5.1.2.10 Tenacidad ó dureza

Después de la prueba de dilatancia, la muestra se conformará en una pasta alargada y se enrollará con la mano sobre una superficie lisa ó entre las palmas de las manos hasta formar rollos de cerca de 3 mm (1/8") de diámetro. El rollito se desmoronará (ó agrietará) a un diámetro de 3 mm (1/8") cuando el

suelo esté cerca del límite plástico. Se tomará nota acerca de la presión requerida para formar los rollitos cerca del límite plástico, así como de la resistencia de éstos, lo cual está relacionado con la tenacidad del material. Una vez el rollito se desmorone ó agriete, se juntarán los terrones que queden y se amasarán hasta que se desmoronen, y se tomará nota acerca de la tenacidad del material durante el amasado. La tenacidad de los terrones ó rollitos se describirá como baja, media ó alta, con base en los criterios establecidos en la Tabla 6 (Tabla 10 de la Norma I.N.V.E – 102).

Tabla 6: Criterios para describir tenacidad

Descripción	Criterios
Baja	Sólo se necesita ligera presión para formar rollitos cerca del límite plástico. Los rollitos y los terrones son débiles y blandos.
Mediana	Se necesita presión mediana para formar "rollitos" cerca del límite plástico. Los rollitos y los terrones tienen mediana tenacidad.
Alta	Se requiere considerable presión para formar "rollitos" cerca del límite plástico. Los rollitos y los terrones tienen muy alta tenacidad.

5.1.2.11 Plasticidad de los finos

De acuerdo con las observaciones hechas durante el ensayo de tenacidad, se describirá la plasticidad del material según los criterios que se dan en la Tabla 7 (Tabla 11 de la Norma I.N.V.E – 102).

5.1.2.12 Color en estado húmedo

El color es una propiedad importante para la identificación de suelos orgánicos, y dentro de una región dada puede ser útil para identificar materiales de origen geológico similar. Si la muestra contiene capas ó parches de colores variables, deberán anotarse y describir los colores que las representan. Se describirá el color de las muestras húmedas; cuando el color sea de una muestra seca, deberá anotarse esto en el informe.

Tabla 7: Criterios para describir la plasticidad

Descripción	Criterios
No plástico	No pueden formarse rollos de 3 mm con ningún contenido de humedad.
Baja	Difícilmente pueden formarse rollitos y terrones cuando está más seco que el límite plástico.
Media	Es fácil de formar el rollito y pronto alcanza el límite plástico. No puede volverse a enrollar la misma muestra después de que alcanza el límite plástico. Los terrones se desmoronan cuando se secan por debajo del límite plástico.
Alta	Toma considerable tiempo formar rollos y remoldearlos para alcanzar el límite plástico, pero puede volverse a enrollar varias veces la misma muestra después de alcanzar el límite plástico. Pueden formarse terrones sin que se desmoronen cuando están más secos que el límite plástico.

5.1.2.13 Olor

Se describirá el olor, si el material es orgánico ó poco usual. Los suelos que contienen una cantidad significativa de material orgánico generalmente tienen un olor característico de vegetación en putrefacción, el cual se hace más notorio en muestras frescas. Cuando las muestras están secas, se puede revivir el olor calentando una muestra previamente humedecida. Cuando el olor no es usual (productos del petróleo, químicos ó similares), será necesario describirlo.

5.1.2.14 Humedad

La humedad será descrita como seca, húmeda ó saturada, de acuerdo con los criterios que son presentados en la Tabla 8 (Tabla 3 de la Norma I.N.V.E – 102).

Tabla 8: Condiciones de humedad

Descripción	Criterios
Seca	Ausencia de humedad, polvorosa, seca al tacto.
Húmeda	Húmeda pero sin agua libre.
Saturada	Generalmente cuando el suelo está bajo el nivel freático, agua visible.

5.1.2.15 Reacción con HCl

Se describirá la reacción con HCl, como nula, débil ó fuerte, con base en los criterios que aparecen en la Tabla 9 (Tabla 4 de la Norma I.N.V.E – 102). Como el carbonato de calcio es un agente cementante común, deberá informarse acerca de su presencia, si la reacción con ácido clorhídrico diluido es importante.

Tabla 9: Reacción con HCl.

Descripción	Criterios
Ninguna	Sin reacción visible.
Débil	Reacción ligera, se forman burbujas lentamente.
Fuerte	Reacción violenta, se forman burbujas de inmediato.

5.1.2.16 Consistencia (muestras inalteradas de suelos finos)

Para muestras inalteradas de suelos finos, se describirá la consistencia como muy blanda, firme, dura, ó muy dura, con base en lo establecido en la Tabla 10 (Tabla 5 de la Norma I.N.V.E – 102).

Tabla 10: Criterios para describir la consistencia

Descripción	Criterios
Muy blanda	El dedo pulgar penetra en el suelo más de 25 mm.
Blanda	El dedo pulgar penetra en el suelo aproximadamente 25 mm.
Firme	El dedo pulgar hace mella de 6 mm.
Dura	El dedo pulgar no hace mella en el suelo.
Muy dura	La uña del pulgar no hace mella en el suelo.

5.1.2.17 Estructura

Se describirá la estructura de muestras inalteradas con base en los criterios presentados en la Tabla 11 (Tabla 7 de la Norma I.N.V.E – 102).

Tabla 11: Criterios para describir estructura.

Descripción	Criterios
Estratificada	Capas alternadas variables de material ó color, con espesor de por lo menos 6 mm, los cuales deben anotarse.
Laminada	Capas alternadas variables de material ó color, con espesores menores de 6 mm, los cuales deben anotarse.
Fisurada	Rompimiento según planos definidos de fractura con poca resistencia a ésta.
Lisa	Planos de fractura lisos ó lustrosos; algunas veces estriados.
En bloques	Suelo cohesivo que puede romperse en pequeños terrones angulosos resistentes a un rompimiento adicional.
En lentes	Inclusión de pequeñas bolsas de diferentes suelos; tales como pequeños cristales de arena esparcidos en una masa de arcilla; anótase el espesor.
Homogénea	Apariencia y color uniforme.

5.1.2.18 Cementación

Se describirá la cementación de los suelos de grano grueso como débil, moderada ó fuerte, con base en lo establecido en la Tabla 12 (Tabla 6 de la Norma I.N.V.E – 102).

Tabla 12: Criterios para describir la cementación.

Descripción	Criterios
Débil	Se desmorona ó rompe al tocar ó con poca presión de los dedos.
Moderada	Se desmorona ó rompe con considerable presión de los dedos.
Fuerte	No se desmorona ni se rompe con la presión de los dedos.

5.1.2.19 Descripción e interpretación geológica

Se deberán relacionar los materiales encontrados y descritos geotécnicamente con los materiales esperados, de acuerdo con la geología del sector.

5.1.2.20 Comentarios adicionales

Se harán comentarios relacionados con hechos tales como la presencia de raíces ó de huecos debidos a éstas; la dificultad al efectuar la perforación ó barrenos y al hacer la excavación de trincheras ó apiques; la presencia de minerales tales como mica,

yeso, etc.; recubrimientos superficiales de las partículas; y la presencia de cavernas ó costros en las perforaciones de barrenos, ó en las paredes de los apiques ó trincheras.

5.1.2.21 Sugerencia de elementos mínimos para la descripción de suelos y su orden

En la Tabla 5.13 se presenta una sugerencia de elementos mínimos a incluir para la descripción de suelos finos y granulares y su orden; también se incluyen otros elementos que se podrían incluir en casos particulares.

Tabla 13: Sugerencia de elementos mínimos a incluir para la descripción de suelos y su orden.

Tipo de Suelo	Suelos Finos	Suelos Granulares
Elementos a incluir	<ul style="list-style-type: none"> - Origen geológico - Nombre del grupo y símbolo - Color en estado húmedo - Humedad - Consistencia - Plasticidad 	<ul style="list-style-type: none"> - Origen geológico - Nombre del grupo y símbolo - Color en estado húmedo - Humedad - Densidad - Rango de tamaño de partículas - Angulosidad de partículas - Forma de las partículas - Dureza de la arena gruesa y partículas más gruesas
Otros elementos	<ul style="list-style-type: none"> - Olor - Estructura - Reacción con HCl 	<ul style="list-style-type: none"> - Estructura - Cementación - Reacción con HCl

5.2 DESCRIPCIÓN DE ROCAS

La información que se presenta a continuación con relación a la descripción de rocas está basada en el artículo presentado en 1970 por el grupo de trabajo, del grupo de ingeniería, de la Sociedad de Geología y en el documento de la Sociedad Internacional para la Mecánica de Rocas (ISRM, 1981). La descripción de las rocas comprende la litología y la estructura,

incluyendo las discontinuidades; a continuación se presentan los elementos que deben ser incluidos en cada parte de la descripción.

Litología

La descripción desde el punto de vista litológico debe incluir los siguientes elementos:

- a. Nombre de la roca
- b. Minerales relevantes
- c. Color
- d. Grado de alteración
- e. Tamaño de grano
- f. Resistencia del material rocoso

Se considera que las calificaciones son más importantes que el nombre de la roca. La clasificación por propiedades mecánicas es más significativa que la clasificación por mineralogía y textura.

En los siguientes párrafos se incluye el detalle de la descripción de algunos de estos elementos.

5.2.1.1 Grado de alteración

Desde el punto de vista de alteración, se propone el siguiente sistema de clasificación:

- IA - Fresca (F): no tiene signo visible de alteración;
- IB - Débilmente alterada (FW): la alteración está limitada a la superficie de las discontinuidades mayores;
- II - Ligeramente alteradas (SW): alteración penetrante desarrollada en discontinuidades abiertas, pero solamente alteración ligera del material rocoso;
- III - Moderadamente alterada (MW): la alteración se extiende a través de la masa rocosa pero el material rocoso no es friable;
- IV - Altamente alterada (HW): la alteración se extiende a través de la masa rocosa y el material rocoso es parcialmente friable;
- V - Completamente alterada (CW): la roca está completamente descompuesta y en una condición friable, pero la textura de la roca y la estructura son preservadas;
- VI - Suelo residual (RS): un material tipo suelo con la textura original, y la estructura y mineralogía de la roca están completamente destruidas.

En el caso de rocas alteradas con un contenido significativo de arcillas, el material puede exhibir plasticidad en vez de friabilidad; en consecuencia, se debe tener cuidado en la evaluación del grado de alteración de tales rocas.

5.2.1.2 Resistencia

Una escala de resistencia, basada en pruebas de compresión uniaxial, es recomendada como sigue:

Tabla 14: Escala de clasificación del material rocoso con base en la resistencia a la compresión uniaxial.

Resistencia (MN/m ²) (1 MN/m ² = 146 lb/pu ²)	Resistencia (psi)	Clasificación
< 1.25	< 182.5	Muy blanda
1.25 a 5	182.5 a 730	Blanda
5 a 12.5	730 a 1825	Moderadamente blanda
12.5 a 50	1825 a 7300	Moderadamente dura
50 a 100	7300 a 14600	dura
100 a 200	14600 a 29200	Muy dura
> 200	> 29200	Extremadamente dura

Cualquier roca con una resistencia significativamente menor que 1.25 MN/m² debe ser descrita con referencia a la práctica de mecánica de suelos. La escala propuesta arriba es basada en la desarrollada por Deere y Miller (1966) (reportado en Geological Society Engineering Group, 1970).

5.2.2 Estructura

El grado de fracturación de la roca puede ser descrito por medio de los siguientes parámetros: Recobro Total de Núcleos (R), Frecuencia de Discontinuidades (F), y RQD (Rock Quality Designation). Sin embargo, estos parámetros solos no proveen usualmente información suficiente para propósitos de diseño.

Los núcleos de perforación representan muestras lineales del macizo rocoso. Características

estructurales tales como orientación de discontinuidades, espaciamiento, y número de familias no puede ser detectado por una perforación, sin conocimiento previo de la orientación y del número de familias.

Perforaciones cuidadosamente planeadas y ejecutadas, seguidas por una detallada descripción de núcleos e inspección de la perforación puede proveer una información aproximada acerca de muchos de los 10 parámetros requeridos para la descripción del macizo rocoso (ISRM, 1981): 1. Orientación, 2. Espaciamiento, 3. Persistencia, 4. Rugosidad, 5. Resistencia de las paredes, 6. Abertura, 7. Relleno, 8. Infiltración, 9. Número de familias, y 10. Tamaño de bloque.

5.2.2.1 Recobro total de núcleos

El recobro total de núcleos es definido como la sumatoria de longitudes de todos los pedazos de núcleo recuperados, expresados como un porcentaje de la longitud perforada; este parámetro debe ser medido y registrado con una aproximación del 2 %, si es posible. Cuando los núcleos están altamente fragmentados, la longitud de tales porciones es estimada por arreglo de los fragmentos y estimación de la longitud de núcleo que los fragmentos representan.

El recobro total de núcleos es usado normalmente para describir corridas individuales de núcleos. Los resultados obtenidos en un macizo de calidad pobre dependerán del equipo de perforación, y de la habilidad de la cuadrilla de perforación. La molienda de los núcleos puede resultar en una pérdida excesiva de núcleos; los núcleos que estén dañados de esta manera deben ser siempre registrados.

Se deben dar instrucciones a la cuadrilla de perforación, de tal manera que la profundidad perforada al principio y al final de las zonas de pérdida de núcleos sean registradas cuidadosamente. Las longitudes de pérdida de núcleos pueden ser entonces reemplazadas por bloques de madera en las cajas de perforación, con marcas en ambos extremos.

5.2.2.2 Frecuencia (F)

La frecuencia es definida como el número de discontinuidades naturales que interceptan una longitud unitaria de núcleo recobrado; usualmente es tomada por metro de núcleo.

Puesto que la orientación de las discontinuidades no es considerada en esta etapa, es claro que perforaciones orientadas en forma diferente producirán usualmente resultados diferentes.

Las fracturas adicionales que resultan de un duro manejo ó del proceso de perforación deben ser descontadas solamente cuando ellas se pueden distinguir claramente de las discontinuidades naturales.

5.2.2.3 RQD ("Rock Quality Designation")

El RQD es un porcentaje modificado de recobro de núcleos en el cual los pedazos de núcleo con longitud mayor de 10 cm son contados como recobro, y son expresados como un porcentaje de la longitud perforada. Los pedazos pequeños resultantes de diaclasas más cercanas, fallas, ó alteración son descontadas.

Si un núcleo es roto por manejo ó por el proceso de perforación (por ejemplo, si las fracturas son frescas en vez de superficies naturales) los pedazos rotos deben ser puestos juntos y contabilizados como un pedazo, provisto que ellos cumplen el requisito de longitud de 10 cm.

El material que es más blando que la roca circundante como son rellenos sobreconsolidados de fracturas debe ser descontado, aún si este aparece como pedazos intactos de 10 cm de longitud ó más. (Este material será normalmente recuperado cuando se usen los más avanzados equipos de perforación, y las más experimentadas y cuidadosamente supervisadas cuadrillas.)

La longitud de los pedazos individuales de núcleo debe ser evaluada a lo largo del eje central del núcleo, de manera que las discontinuidades que

sean sub-paralelas al eje de la perforación no penalicen de forma indebida el valor de RQD de una roca, que bajo otras consideraciones es masiva.

Se sugiere que los valores de RQD sean reportados para longitudes variables en vez de la longitud fija de una corrida de perforación (ISRM, 1981). Valores para estratos individuales, dominios estructurales, zonas de debilidad etc. deberían ser registrados separadamente, de tal manera que reflejen la variabilidad inherente, y provean un cuadro más preciso de la localización y ancho de las zonas con valores bajos ó cero de RQD.

5.2.2.4 Información complementaria

Como complemento del procedimiento general para registrar el Recobro Rotal de Núcleos (R), la Frecuencia (F), y el RQD, los siguientes procedimientos complementarios son sugeridos para determinar la mayor información que sea posible con respecto a los siguientes diez (10) parámetros de las discontinuidades de los macizos rocosos:

1. Orientación
2. Espaciamiento
3. Persistencia
4. Rugosidad
5. Resistencia de la pared
6. Abertura
7. Relleno
8. Infiltración
9. Número de familias
10. Tamaño de bloque

Orientación

Se debería hacer un esfuerzo para registrar la orientación de las discontinuidades que intersectan el núcleo, y usar un transportador para medir los ángulos agudos de intersección (θ) relativos al eje del núcleo ($\pm 5^\circ$). Si la perforación es vertical, los ángulos ($90-\theta$) representarán el buzamiento

verdadero de las discontinuidades, pero sin un núcleo orientado, la dirección del buzamiento permanecerá desconocida.

Si se ejecutan dos ó más perforaciones no paralelas en un macizo donde hay marcas reconocidas como estratificación y foliación, el buzamiento y la orientación del buzamiento de estas características pueden ser deducidos usando técnicas gráficas (Phillips, 1971, reportado en ISRM, 1981).

Si se ha realizado un mapeo superficial y como resultado de éste se tiene la orientación aproximada de ciertas familias de diaclasas, entonces perforaciones cuidadosamente orientadas pueden ser utilizadas para verificar la orientación de estas características en profundidad.

La orientación verdadera de las discontinuidades (dirección del buzamiento y buzamiento) puede ser obtenida de una perforación, si se emplean dispositivos de orientación durante el proceso de perforación (ISRM, 1981). La orientación de discontinuidades puede ser obtenida también mediante la inspección de las perforaciones con cámaras especiales de televisión y periscopios.

Espaciamiento

En rocas con estratificación ó foliación clara, es posible encajar los pedazos individuales de núcleo de tal manera que el espaciamento de la foliación, la estratificación, y otras familias de discontinuidades, que son interceptadas oblicuamente, puede ser estimado. El espaciamento (S) dependerá de la longitud (L) medida a lo largo del eje del núcleo entre las discontinuidades adyacentes de una familia y el ángulo agudo (θ) que estas características hacen con el eje del núcleo. Así:

$$S = L \cdot \text{Sen}(\theta) \quad (\text{Ec. 1})$$

Los ángulos (θ) entre el eje del núcleo y las discontinuidades individuales de una familia dada serán inherentemente menos confiables que aquellos registrados de observaciones de

afloramientos de roca, debido a la posibilidad de ondulación y rugosidad de la discontinuidad.

Los dispositivos para inspeccionar las perforaciones, que pueden ser orientados, (periscopio, cámara de televisión), incrementarán claramente la confiabilidad de las medidas de espaciamento.

Persistencia

A menos que las perforaciones sean realizadas con un patrón de espaciamento muy cercano, como puede ser el caso para operaciones tales como una cortina de inyecciones, no será usualmente posible evaluar la persistencia de las discontinuidades de observaciones en perforaciones.

Si se dispone de perforaciones con espaciamentos pequeños, se requiere de una correlación muy cuidadosa de discontinuidades antes de llegar a conclusiones confiables acerca de la persistencia de una discontinuidad dada ó una familia.

Rugosidad

Las características de la rugosidad de la pared de la discontinuidad y la correspondiente resistencia al corte no pueden ser obviamente evaluadas por medio del núcleo de perforación solamente. Sin embargo, es posible, tal como lo establece ISRM (1981), asignar a la superficie un grado de *planaridad* (*planar, curvada, irregular*) y un grado de *lisura* (*pulida, lisa y rugosa*).

La inspección de las perforaciones con periscopios ó cámaras de televisión no proveerá generalmente un cuadro mejorado, a menos que la roca sea tan blanda y/o la operación de perforación sea realizada tan pobremente que ocurra el molido de los pedazos de núcleo.

Resistencia de las paredes

Los métodos sugeridos para describir la resistencia de las paredes en ISRM (1981) ((a) grado de alteración del macizo rocoso (b) grado de alteración del material rocoso (c) pruebas índice de tipo manual (d) prueba del martillo Schmidt) pueden

también ser aplicadas a la descripción de núcleos de perforación.

Puesto que el núcleo de perforación provee una muestra lineal del macizo rocoso, características tales como la profundidad de penetración de la alteración dentro de las paredes de la discontinuidad pueden ser directamente observadas y por lo tanto descritas en forma precisa. Por otro lado, los núcleos de perforación son muestras listas para pruebas mecánicas (por ejemplo: pruebas de martillo Schmidt de pedazos de núcleo fijados rígidamente para describir la resistencia de la pared ó carga puntual a través del diámetro para describir la resistencia del material rocoso).

Cuando se evalúe la resistencia de las paredes, se debe tener cuidado en verificar que los pedazos relevantes de núcleo encajen bien. La falta de encajamiento puede indicar la pérdida de material de relleno, desplazamiento de corte, ó el molido de paredes muy alteradas durante el proceso de perforación.

Abertura

La abertura de las discontinuidades interceptadas por la perforación puede ser solamente estimada. Si los pedazos de núcleo en cada lado de la discontinuidad encajan bien, de tal manera que no se observan espacios vacíos, se espera que la discontinuidad sea cerrada In-Situ (por ejemplo: muy cerrada < 0.1 mm, ó cerrada 0.1-0.5 mm). Sin embargo, no es seguro que la discontinuidad sea cerrada, ésta puede estar abierta In-Situ (por ejemplo: moderadamente abierta 0.5-2.5 mm, ó 2.5-10 mm, etc.). El alineamiento de las paredes de los pedazos de núcleo debe ser verificado a este respecto.

Si los dos pedazos de núcleos adyacentes no pueden ser encajados cerradamente a través de la discontinuidad y si los vacíos son visibles, el término *abierto* puede ser usado en la descripción de las discontinuidades. Se reconoce que lo que aparece como una discontinuidad *abierto* ó *parcialmente abierto* en el núcleo de perforación realmente puede estar cerrada In-Situ, si materiales más blandos de relleno no han sido recuperados, ó si algún desgaste

de los materiales alterados ha ocurrido durante el proceso de perforación.

La inspección de las perforaciones con cámaras de video y periscopios debe ser exitosa para distinguir entre las categorías *cerrada* y *abierto* mencionadas arriba, aunque es poco posible que la abertura de las discontinuidades más cerradas pueda ser medida con precisión.

Relleno

A menos que un equipo de perforación de mejor calidad sea utilizado (por ejemplo: barrenas de tubos dobles ó triples, tubos internos partidos, y lavado controlado), existe una baja posibilidad de que cantidades significativas de los rellenos con materiales más blandos sean recuperados. Posiblemente, solamente rastros de minerales arcillosos serán visibles sobre las paredes de la discontinuidad muestreada con recobro de núcleos convencional. Ambos, rastros y cantidades más grandes de relleno deben ser descritos en cuanto a su espesor, mineralogía y resistencia. La naturaleza interpretativa de estas descripciones debe ser establecida claramente.

Las incertidumbres acerca del parámetro relleno, y su extrema importancia donde deformación, estabilidad, y flujo de agua son importantes, justifican el uso de técnicas de recobro especiales y la utilización de métodos de inspección de perforaciones.

Infiltración

Observaciones de los núcleos de perforación proveen una evidencia indirecta de los niveles de infiltración de agua. Manchas de hierro (Fe³⁺) de color carmelito rojizo usualmente indican la zona del macizo rocoso que yace arriba del nivel medio de agua. La oxidación de las paredes de las discontinuidades que están bajo el nivel de agua también puede ocurrir, pero a una tasa grandemente reducida. Frecuentemente, las manchas más fuertes de hierro son encontradas en la zona donde el nivel del agua fluctúa.

Las perforaciones proveen obviamente el medio para verificar niveles de agua mediante el uso de dispositivos de contacto eléctrico operados con baterías, que son bajados dentro de las perforaciones. Información adicional acerca de los niveles de agua debe ser obtenida de los registros de los perforadores. Las paredes de las perforaciones pueden ser inspeccionadas por horizontes de infiltración mediante el uso de periscopios y cámaras de televisión.

Los resultados de pruebas de permeabilidad del tipo Lugeon (u otro tipo) pueden ser registrados y presentados como información complementaria, la cual puede ser presentada convenientemente en un registro, paralelo con el de recobro total de núcleos, frecuencia y RQD.

Número de familias

La cantidad de información que se puede obtener de los núcleos de perforación y de la observación de la perforación dependerá obviamente de la orientación de las perforaciones relativa a las familias de discontinuidades existentes, y de la longitud relativa al espaciamiento de las discontinuidades. Si el mapeo en superficie indica aproximadamente la orientación de ciertas familias de discontinuidades, entonces perforaciones cuidadosamente orientadas pueden ser utilizadas para verificar el número de familias en profundidad. La observación de núcleos de perforación será más fácil si las perforaciones son realizadas para interceptar las diferentes familias a diferentes ángulos. Usualmente, se requieren dos perforaciones que no sean paralelas.

El número de familias de discontinuidades observadas en la superficie es probablemente mayor que el observado en profundidad. La comparación de observaciones en superficie con las de excavaciones de túneles sugieren que esto no es apenas debido a las limitaciones del muestreo en las perforaciones.

Tamaño de bloque

El término tamaño de bloque es una descripción compuesta del macizo rocoso, el cual es influenciado por espaciamiento, número de familias,

persistencia y orientación. Un registro de tamaño de bloque producido por las observaciones de los núcleos de roca puede claramente dar solamente un escenario aproximado del tamaño de bloque.

Un método rápido para estimar el tamaño aproximado del bloque de los núcleos de perforación consiste en seleccionar a ojo varios pedazos típicos de núcleo y tomar sus dimensiones promedio (+/- 10 %). Cada unidad ó dominio puede ser evaluado en esta forma. Si la perforación relevante está orientada de tal manera que las familias presentes son interceptadas (por ejemplo: una perforación diagonal, en el caso de un sistema cúbico de discontinuidades), entonces el promedio de los pedazos de núcleos representarán aproximadamente el índice de tamaño de bloque (Ib) definido bajo el método sugerido en ISRM (1981). Un registro en profundidad mostrando la variación de este índice puede ser un complemento muy útil a la descripción de los núcleos de perforación.

6 REFERENCIAS

- Deere, D. U., y Miller, R. P., 1966, "Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock", Tech. Report no. AFWL-TR-65116, Air Force Weapons Lab, Kirtland Air Force Base, New Mexico.
- Deere, D. U., 1964, "Technical Description of Rock Cores", Rock Mech. Engng. Geol. **1**, 16-22.
- Geological Society Engineering Group (1970), Working Party Report on "The Logging of Rock Cores for Engineering Purposes". Q. Jl. Engng. Geol. **3**, 1-24.
- Instituto Nacional de Vías (INV), 1998, Normas de Ensayo de Materiales para Carreteras, Tomo I, Suelos, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- ISRM, 1981, Rock Characterization Testing and Monitoring, por E. T. Brown, Pergamon Press, pp. 47-52.
- Lowe III, J., y Zaccheo, P.F., 1991, Foundation Engineering Handbook – Capítulo 1, por H.Y. Fang, Chapman & Hall, New York, Segunda Edición, pp. 64-68.

Phillips, F. C., 1971, The Use of Stereographic Projections in Structural Geology, Edward Arnold, Londres, 3ra Edición, 90 p.

