

**UNIVERSIDAD DE CARABOBO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**METODOLOGÍA PARA LA EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO DE  
MECÁNICA DE SUELOS PARA LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**AUTOR:**  
Prof. Marco Rojas C.I.:15.283.370

**TUTOR:** Prof. Edinson Guanchez

**Diciembre de 2.012**

**UNIVERSIDAD DE CARABOBO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**METODOLOGÍA PARA LA EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO DE  
MECÁNICA DE SUELOS PARA LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**AUTOR:**

Prof. Marco Rojas

C.I.:15.283.370

Trabajo presentado ante Trabajo presentado ante la  
Universidad de Carabobo como  
Requisito para optar a la Categoría de  
Profesor Asistente

**Bárbula, Diciembre de 2.012**

## INDICE

<b>INDICE</b> .....	iii
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	vi
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	ix
<b>RESUMEN</b> .....	xi
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	12
<b>CAPÍTULO I</b> .....	14
<b>EL PROBLEMA</b> .....	14
<b>Planteamiento del Problema</b> .....	14
<b>Formulación del Problema</b> .....	14
<b>Objetivos de la Investigación</b> .....	15
Objetivo General .....	15
Objetivos Específicos.....	15
<b>Justificación de la Investigación</b> .....	15
En lo social:.....	16
En lo académico:.....	16
En lo Técnico: .....	16
<b>Delimitación de la Investigación</b> .....	16
<b>CAPITULO II</b> .....	18
<b>MARCO TEÓRICO</b> .....	18
<b>Antecedentes</b> .....	18
<b>Bases Teóricas</b> .....	19
<b>CAPÍTULO III</b> .....	24
<b>MARCO METODOLÓGICO</b> .....	24

<b>Diseño de la Investigación</b> .....	24
<b>Tipo de Investigación</b> .....	24
<b>Nivel de Investigación</b> .....	25
<b>Descripción de la Metodología</b> .....	25
<b>Población y Muestra</b> .....	26
<b>Técnicas de Recolección de Datos</b> .....	27
<b>La Observación</b> .....	27
<b>El Fichaje</b> .....	27
<b>Instrumentos de Recolección de Datos</b> .....	28
<b>CAPITULO IV</b> .....	29
<b>RESULTADOS</b> .....	29
<b>PRÓLOGO</b> .....	30
<b>IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS (ASTM D2488)</b> .....	32
<b>LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG</b> .....	46
<b>GRANULOMETRÍA (ASTM D422)</b> .....	66
<b>COMPACTACIÓN (ASTM D698; ASTM D1557)</b> .....	86
<b>DENSIDAD DE CAMPO</b> .....	104
<b>GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO (ASTM D854)</b> ....	122
<b>CONSOLIDACIÓN</b> .....	138
<b>ENSAYO DE RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO</b> .....	166
<b>EXPLORACIÓN Y MUESTREO</b> .....	209
<b>CAPITULO V</b> .....	245
<b>Conclusiones</b> .....	245
<b>Recomendaciones</b> .....	246

**Referencias Bibliográficas.....247**

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1. Proceso de formación de rocas ígneas (Griem, 2002).....	19
Figura N° 2. Diagrama del Origen y Formación de los Suelos.....	21
Figura N° 3. Variación del volumen y consistencia con respecto al contenido de humedad .....	47
Figura N° 4. Dispositivo mecánico de A. Casagrande para determinar el Límite Líquido.....	51
Figura N° 5. Herramienta tipo ASTM para hacer la ranura.....	52
Figura N° 6. Ensayo de Límite Líquido en una muestra de Suelo.....	53
Figura N° 7. Representación gráfica de Límite Líquido .....	54
Figura N° 8. Ensayo de Límite Plástico en una muestra de Suelo .....	55
Figura N° 9. Equipos para el ensayo Límite de Contracción.....	56
Figura N° 10. Tamaño de Partículas según la denominación .....	66
Figura N° 11. Esquema del Hidrómetro.....	79
Figura N° 12. Curva Granulométrica .....	85
Figura N° 13. Equipos del Ensayo de Compactación .....	94
Figura N° 14. Procedimiento del Ensayo de Compactación.....	96
Figura N° 15. Curva de Compactación.....	98
Figura N° 16. Relación entre el Peso Unitario Seco Máximo, Humedad Óptima y Límites de Consistencia.....	101
Figura N° 17. Dimensiones del Cono de Arena.....	106
Figura N° 18. Equipo utilizado para el ensayo de Densidad del suelo por el cono y arena (ASTM D 1556).....	108
Figura N° 19. Representación del cono, arena y placa metálica en el sitio.....	111

Figura N° 20. Equipo utilizado para el ensayo de Densidad y Peso Unitario por el Globo de Hule.....	114
Figura N° 21. Equipo y accesorio usado en el Densímetro Nuclear.....	115
Figura N° 22. Equipo y accesorio usado en el Densímetro Nuclear.....	116
Figura N° 23. Esquema del Densímetro Nuclear Método Retro-dispersión.....	117
Figura N° 24. Esquema del Densímetro Nuclear Método Transmisión Directa.....	118
Figura N° 25. Equipo del Ensayo Gravedad Específica del suelo.....	123
Figura N° 26. (a) Esquema del ensayo de consolidación.(b) curva de compresibilidad .....	141
Figura N° 27. Curva de Relación de vacíos (e) vs log (t).....	148
Figura N° 28. Curva de consolidación con la raíz cuadrada del tiempo como abscisas .....	150
Figura N° 29. Equipos del ensayo de consolidación.....	152
Figura N° 30. Esquema del mecanismo de transmisión de carga de un consolidómetro .....	153
Figura N° 31. Ensayo de Consolidación con anillo flotante.....	155
Figura N° 32. Montaje de un ensayo de consolidación típico .....	158
Figura N° 33. Curva Teórica de Consolidación .....	159
Figura N° 34. Envolvente de Falla y parámetros de resistencia al corte.....	168
Figura N° 35. Equipo de Corte Directo.....	170
Figura N° 36. Esquema del Ensayo de Corte Directo.....	171
Figura N° 37. Relación L/d para cualquier ensayo de compresión (inconfiada, triaxial u otros) .....	193
Figura N° 38. Esquema del Ensayo.....	194
Figura N° 39. Esquema del Ensayo Triaxial .....	199

Figura N° 40. Círculos de Mohr y línea de falla para arcilla saturada y normalmente consolidada en prueba lenta. ....	202
Figura N° 41. Círculos de Mohr y línea de falla para el Ensayo CU.....	204
Figura N° 42. Círculo de Mohr de Falla en el ensayo UU.....	205
Figura N° 43. Barrenos Helicoidales.....	213
Figura N° 44. Calicatas.....	214
Figura N° 45. Fosas Exploratorias.....	215
Figura N° 46. Método de Refracción Sísmica.....	219
Figura N° 47. Ensayo de Veleta.....	220
Figura N° 48. Equipo requerido para ejecución de ensayos con el Presurímetro de Menard .....	222
Figura N° 49. Equipo Dilatómetro (MARCHETTI Y SCHMERTMANN) .....	223
Figura N° 50. Esquema de la Prueba SPT .....	225

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1. Selección del tamaño de la muestra de acuerdo al diámetro nominal máximo.....	39
Tabla N° 2. Lista para describir un suelo de Grano Grueso.....	43
Tabla N° 3. Suelos de Grano Fino identificación a partir de Ensayos Manuales .....	44
Tabla N° 4. Suelos de Grano Fino y parcialmente orgánicos .....	45
Tabla N° 5. Descripción de las características del suelo en función del Índice de Consistencia .....	62
Tabla N° 6. Características que indican los Límites Atterberg.....	63
Tabla N° 7. Denominación de las fracciones según el tamaño del grano.....	67
Tabla N° 8. Abertura de tamices.....	68
Tabla N° 9. Peso Mínimo de la muestra.....	69
Tabla N° 10. Valores de K para el cálculo del diámetro de partículas en el análisis hidrométrico. ....	75
Tabla N° 11. Valores para la corrección por temperatura, de las lecturas del hidrómetro para un peso específico del sólido en suspensión: $G = 2,65$ (p.e ASTM 152H).....	81
Tabla N° 12. Ensayos de Compactación.....	91
Tabla N° 13. Variación de la densidad de los suelos.....	123
Tabla N° 14. Valores típicos de valores $\alpha$ de acuerdo a la temperatura del ensayo.....	133
Tabla N° 15. Factor Tiempo (T) y porcentaje de Consolidación (U%).....	147
Tabla N° 16. Estudios de evaluación geotécnica. Número mínimo de sondeos exploratorios. ....	227
Tabla N° 17. Estudios para la construcción. Clasificaciones de las estructuras .....	228
Tabla N° 18. Estudios para la construcción. Distancias máximas de ubicación de las perforaciones.....	229

Tabla N° 19. Estudios para la construcción. Separación de las perforaciones. ....	231
Tabla N° 20. Profundidades de los sondeos exploratorios.....	231
Tabla N° 21. Exploraciones geotécnicas, con respecto a la situación del proyecto. .....	233
Tabla N° 22. Las exploraciones geotécnicas, con respecto a la resistencia del terreno .....	234



**UNIVERSIDAD DE CARABOBO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**METODOLOGÍA PARA LA EJECUCIÓN DE ENSAYOS PARA EL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA LA FACULTAD DE  
INGENIERÍA CIVIL**

Autor: Prof. Marco Rojas.

Tutor: Edinson Guanchez

Diciembre de 2012

**RESUMEN**

El objetivo de la presente investigación, consistió en Elaborar una Metodología para la Ejecución de Ensayos para el Laboratorio de Mecánica de Suelos en la Facultad de Ingeniería Civil; que sirva de herramienta para impartir las clases en el componente práctico de la materia Mecánica de Suelos.

Dada la importancia que el suelo tiene, se hace necesaria la aplicación de procesos que nos permitan la definición de los parámetros que lo constituyen, partiendo de procedimientos planteados por normas internacionales (ASTM, ASSHTO), que instan a seguir unas metodologías.

La conceptualización de estos parámetros, son los que nos van a permitir hacer una evaluación y tener la definición del grado de aceptabilidad que pudiera tener la masa de suelo, para ser usado como elemento fundamental dentro de la ingeniería.

## INTRODUCCIÓN

Todos los suelos provienen de la descomposición mecánica y química de las rocas, a excepción de los suelos orgánicos, que provienen de la descomposición de organismos. En tal sentido, las propiedades y características del suelo guardan un papel muy importante; ya que éstas son las responsables de su comportamiento e influyen en la relación suelo-estructura. Con el propósito de obtener dichas propiedades, se realizan varios ensayos que permiten además, la posibilidad de adquirir conocimientos para la determinación del tipo de suelo; a través de la aplicación de metodologías, con procesos normalizados.

Dando lugar, al planteamiento en este trabajo, de la elaboración de una **Metodología para la Ejecución de Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos para la Escuela de Ingeniería Civil**; con el fin de obtener parámetros y propiedades que definan su comportamiento

En tal sentido, con relación a esto se desarrolló este trabajo, el cual para lograr los objetivos propuestos se estructuró en cuatro capítulos que se describen a continuación:

En el **Capítulo I**, se plantea la situación problemática de la investigación, los Objetivos General y Específicos, la Justificación y se delimita el ámbito de la misma.

En el **Capítulo II** se desarrolla el Marco Teórico, presentando los Antecedentes relacionados con la investigación así como también las Bases Teóricas que sirvieron de sustentación de la misma.

El **Capítulo III** tipifica la investigación a la vez que describe la Metodología empleada.

El **Capítulo IV** presenta los resultados obtenidos durante la investigación.

El **Capítulo V** desarrolla las conclusiones, recomendaciones obtenidas en este trabajo.

# CAPÍTULO I

## EL PROBLEMA

### Planteamiento del Problema

Toda la aplicación práctica de la mecánica de suelos no tendría ningún valor de no contarse con datos firmes y confiables para el estudio del suelo, donde se proyecta la construcción de una obra. El suelo es analizado en el Laboratorio, donde son estudiadas sus propiedades físico-mecánicas e hidráulicas; así como también su capacidad portante, datos imprescindibles y requeridos por los ingenieros proyectistas para diseño de fundaciones, muros, obras de tierra, etc. Dicho análisis de laboratorio se logra mediante la aplicación de procedimientos normalizados, que a través de la experiencia han demostrado que simulan o describan a las condiciones reales que pudiera estar sometido la muestra. Dado lo anteriormente descrito se plantea la necesidad de proponer una **Metodología para la Ejecución de Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos para la Escuela de Ingeniería Civil**; para que la misma sea una herramienta que facilite a los alumnos, conocer a profundidad las técnicas y el protocolo de cada ensayo.

### Formulación del Problema

¿La elaboración de una **Metodología para la Ejecución de Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos para la Escuela de Ingeniería Civil**, será una herramienta clave de ayuda al estudiante, y le permitirá completar los conocimientos adquiridos en el módulo teórico?

## **Objetivos de la Investigación**

### Objetivo General

Elaborar una Metodología para la Ejecución de Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos para la Escuela de Ingeniería Civil.

### Objetivos Específicos

Realizar una revisión bibliográfica referida a los ensayos que son desarrollados en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Escuela de Ingeniería Civil.

Determinar las normas aplicables para el protocolo de cada ensayo.

Desarrollar una metodología para la ejecución de ensayos en el laboratorio de mecánica de suelos de la Escuela de Ingeniería Civil.

## **Justificación de la Investigación**

La investigación planteada considera un aporte importante para los estudiantes de la escuela de ingeniería civil, cursantes de las asignaturas: Mecánica de Suelos, Trabajo Especial de Grado I y Trabajo Especial de Grado II, puesto que el texto presenta los protocolos de los ensayos requeridos en las prácticas, además de las bases teóricas que permitan al estudiante prepararse previamente, tener los conocimientos generales de los conceptos y criterios que se manejan en cada clase práctica, y en la metodología en el proceso de selección del tema de investigación, planificación y desarrollo del trabajo de investigación, así como también en la preparación del reporte final del Trabajo Especial de Grado. Además la investigación se centra en la necesidad de profundizar en un sistema metodológico, con procesos normalizados.

En líneas generales, el texto servirá como material de apoyo en las siguientes áreas:

En lo social:

Constituye una herramienta eficaz en el desarrollo de proyectos sociales, tanto para el estudiante investigador, como para el futuro Ingeniero Civil, en el desarrollo de su vida profesional.

En lo académico:

Es una fuente de información, para dictado de clases de laboratorio de Mecánica de Suelos, así como también, una guía para el estudiante investigador.

En lo Técnico:

El uso de una **Metodología para la Ejecución de Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos para la Escuela de Ingeniería Civil**, le va a permitir al estudiante, adquirir sistemáticamente conocimientos para la ejecución de los procedimientos normativos de los ensayos planteados en esta.

### **Delimitación de la Investigación**

La investigación a realizar la cual es una **Metodología para la Ejecución de Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos para la Escuela de Ingeniería Civil**, se ha limitado a cubrir el Programa vigente que complementa, lo visto en la Asignatura, Mecánica de Suelos. Además, el trabajo se centra en plasmar procesos relacionados con la ayuda de las normas internacionales (ASTM, ASSHTO) que buscan simular y determinar las condiciones para el cual el suelo se encuentra sometido en campo, los ensayos presentados en este trabajo son los siguientes:

- ✓ Identificación de los Suelos (ASTM D2488)
- ✓ Límites de Consistencia o Atterberg (ASTM D4318; ASTM D427)

- ✓ Granulometría (ASTM D422)
- ✓ Compactación (ASTM D698 ó AASHTO T99; ASTM1557 ó AASHTO T180)
- ✓ Densidad de Campo (ASTM D1556; ASTM D2167; ASTM D2922)
- ✓ Gravedad Específica de los Sólidos del Suelo (ASTM D854)
- ✓ Consolidación (ASTM D2435 ó AASHTO T216)
- ✓ Resistencia al Corte del Suelo (ASTM D3080; ASTM D2166 ó AASHTO T208; ASTM D2850 Y ASTM D4767)

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

Para el marco teórico de un proyecto de investigación, se exponen o analizan las teorías, investigaciones y los antecedentes que están relacionados con el tema que se pretende desarrollar.

#### **Antecedentes**

UGAS T. CELSO, UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA (1997), Caracas, Venezuela.

El objetivo de la elaboración de este manual práctico fue, poner a disposición de los estudiantes de mecánica de suelos, de la Escuela de Ingeniería Civil un texto que sirviera de guía para la ejecución de los ensayos de laboratorio de suelos y agregados.

MEDINA PABLO, BARRA EDUARDO, GUZMAN LIENTUR, UNIVERSIDAD SANTIAGO DE CHILE (2008).

Este documento tiene como finalidad apoyar la docencia y entregar antecedentes básicos sobre las experiencias que se desarrollan en el laboratorio. En ningún caso, el alumno, debe considerar el contenido de este documento como suficiente para comprender la mecánica de suelos, el estudio constante complementará sus conocimientos.

SÁNCHEZ DE VILANOVA, UNIVERSIDAD CENTROCCIDENTAL LISANDRO ALVARADO (1998)

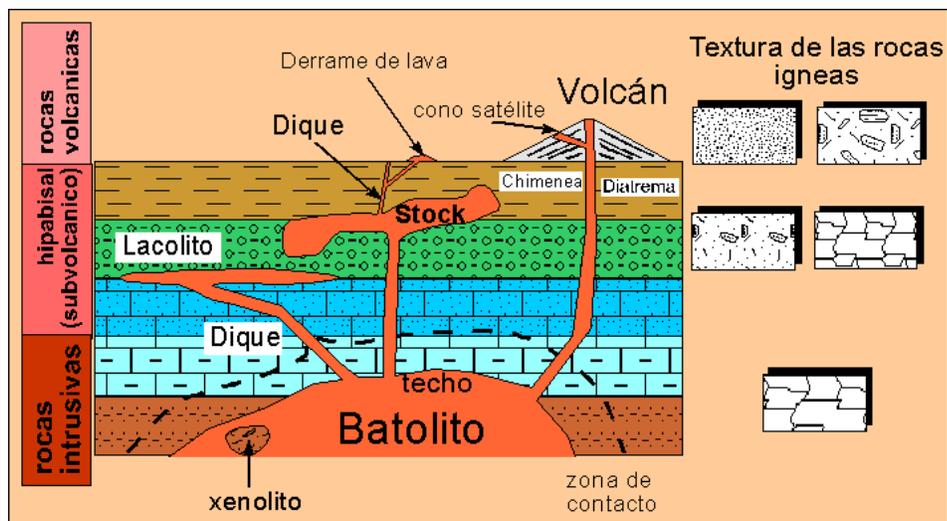
Este trabajo tiene por objeto introducir a los estudiantes de ingeniería civil en el conocimiento de los ensayos contemplados en el programa de la asignatura mecánica de suelos, ubicada en el séptimo semestre de la carrera. La elaboración de este manual es producto de la necesidad de que el estudiante disponga de un

material de fácil acceso y comprensión y que además esté ajustado a las características y condiciones propias del laboratorio de mecánica de suelos del Decanato de Ingeniería Civil.

## Bases Teóricas

Origen y Formación de los Suelos: Las rocas, en cuanto a su origen, se clasifican en tres grandes grupos: ígneas (o eruptivas), sedimentarias y metamórficas.

*Rocas Ígneas o eruptivas.* Se forman por el enfriamiento y cristalización del magma fundido, procedente de la corteza terrestre, cuando es arrojado al exterior ver **Figura 01**. Ej.: granito, basalto, sienitas, dioritas, pórfidos, diabasas, etc.



**Figura Nº 1. Proceso de formación de rocas ígneas (Griem, 2002)**

*Rocas Sedimentarias.* Están formadas por la sedimentación de los productos ocasionados por la descomposición de las rocas ígneas que, arrastradas por el agua, se fueron depositando en zonas determinadas. Ej.: calizas, areniscas, dolomitas, lutitas, limolitas, etc.

*Rocas Metamórficas.* Proviene de rocas sedimentarias sujetas a la acción de ciertos agentes: grandes presiones, elevadas temperaturas, etc. Ej.: esquistos, pizarras, gneis, mármol, cuarcitas, etc.

La roca madre que se va descomponiendo y transformando en suelo puede ser de origen ígneo, sedimentario metamórfico.

La transformación de la roca pasa por dos etapas:

- ✓ La acción física, proveniente de agentes exteriores como calor, humedad, hielo y deshielo, etc.; que se limita a la acción mecánica de fraccionar y pulverizar la roca, dando lugar a las gravas y arenas.
- ✓ La acción química, que unida a la física, descompone y transforma las gravas y arenas dando lugar a la formación de una serie de productos (limos y arcillas entre ellos).

En la **Figura 02** se presenta el origen y formación de los suelos.

Las características físicas y mecánicas de los suelos, se determinan por los procedimientos o ensayos que se explican en los temas sucesivos de este folleto.

El ingeniero civil clasifica los materiales que constituyen la corteza terrestre en dos categorías: Suelo y Roca.

Suelo. Es todo agregado natural de partículas minerales, separables por medios mecánicos de poca intensidad, que se origina de la desintegración mecánica y/o descomposición química de las rocas.

Roca. Es un agregado de minerales unidos por fuerzas cohesivas poderosas y permanentes, que sólo puede ser excavado mediante el uso de taladros, explosivos u otro método de fuerza bruta.

Para el geólogo el término roca se aplica a todo material que constituye la corteza terrestre. En ocasiones se ha definido roca al material de origen

geológico con una resistencia a compresión igual o mayor que  $15 \text{ kg/cm}^2$ ; sin embargo no existe una línea divisoria definida entre suelo y roca.

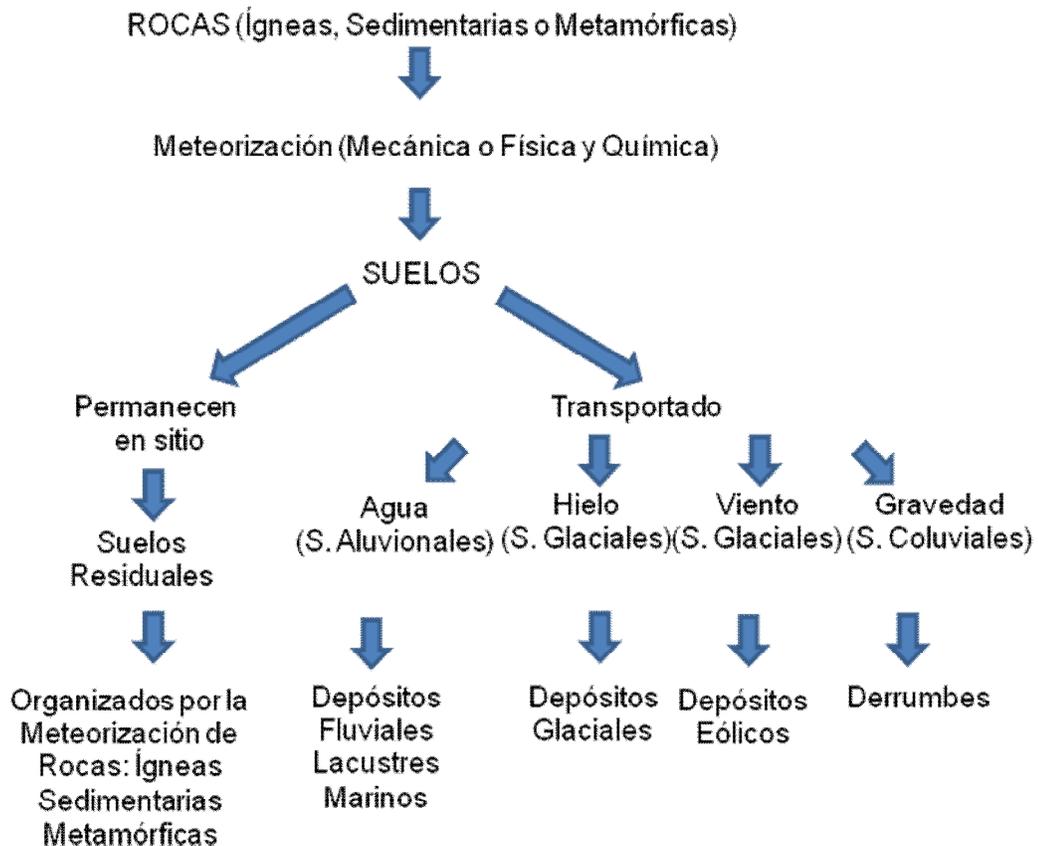


Figura Nº 2. Diagrama del Origen y Formación de los Suelos

ASTM: Fue fundado el 16 de mayo de 1898, como **American Section of the International Association for Testing Materials** por iniciativa de Charles Benjamin Dudley, entonces responsable del (diríamos hoy) *Control Calidad de Pennsylvania Railroad*, quien tuvo la iniciativa de hacer que los hasta entonces rivales ferrocarriles y las fundiciones de acero coordinaran sus controles de calidad.

Algunos años antes se había fundado la *International Association for Testing Materials* (IATM), y justamente el 16 de junio de 1898 los setenta miembros de la IATM se reunieron en Filadelfia para fundar la sección americana de la organización.

En 1902, la sección americana se constituye como organización autónoma con el nombre de: **American Society for Testing Materials**, que se volverá universalmente conocida en el mundo técnico como **ASTM**. Dudley fue, naturalmente, el primer presidente de la ASTM.

El campo de acción de la ASTM se fue ampliando en el tiempo, pasando a tratar no solo de los materiales ferroviarios, sino todos los tipos de materiales, abarcando un espectro muy amplio, comprendiendo los revestimientos y los mismos procesos de tratamiento.

El desarrollo de la normativa en los años 1923 al 1930 llevó a un gran desarrollo de la ASTM (de la cual por ejemplo Henry Ford fue miembro). El campo de aplicación se amplió, y en el curso de la segunda guerra mundial la ASTM tuvo un rol importante en la definición de los materiales, consiguiendo conciliar las dificultades bélicas con las exigencias de calidad de la producción en masa. Era por lo tanto natural un cierto reconocimiento de esta expansión y en 1961 ASTM fue redefinida como **American Society for Testing and Materials**, habiendo sido ampliado también su objetivo. A partir de ese momento la cobertura de la ASTM, además de cubrir los tradicionales materiales de construcción, pasó a ocuparse de los materiales y equipos más variados, como las muestras metalográficas, cascos para motociclistas, equipos deportivos, etc.

En el 2001 la ASTM asume su nombre actual: **ASTM International** como testimonio del interés supranacional que actualmente han alcanzado las técnicas de normalización.

Es una de las organizaciones internacionales de desarrollo de normas más grandes del mundo; donde se reúnen productores, usuarios y consumidores, entre otros, de todo el mundo, para crear normas de consenso voluntarias. Las normas ASTM se crean usando un procedimiento que adopta los principios del convenio de barreras técnicas al comercio de la Organización Mundial del Comercio (World Trade Organization Technical Barriers to Trade Agreement). El proceso de creación de normas de ASTM es abierto y transparente; lo que permite que tanto individuos como gobiernos participen directamente, y como iguales, en una decisión global consensuada.

ASSHTO: Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte o por sus siglas en inglés AASHTO de American Association of State Highway and Transportation Officials, es un órgano que establece normas que publica especificaciones, hace pruebas de protocolos y guías usadas en diseños de autopistas y construcción de ellas en todo los Estados Unidos. A pesar de su nombre, la asociación representa no sólo a las carreteras, sino también al transporte por aire, ferrocarril, agua y transporte público.

Los miembros votantes del AASHTO son del Departamento de Transporte de cada estado en los Estados Unidos, al igual que el de Puerto Rico y el del Distrito de Columbia. El Departamento de Transporte de los Estados Unidos, algunos condados y ciudades estadounidenses, operadores de peajes, la mayoría de las provincias canadienses al igual que los departamento de carreteras de Hong Kong, el Ministro de Obras Publicas y Asentamientos de Turquía y la Asociación Nigeriana de Funcionarios de Carreteras y Transporte Público no tienen votos de membrecía.

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO**

El marco metodológico se refiere a los lineamientos a seguir para el desarrollo de la investigación, hasta que se escribe el reporte final de la misma. Al respecto, Tamayo (1994) nos dice: “todo investigador requiere de una orientación metodológica para la interpretación de los hechos y las relaciones que se establecen entre las variables que se estudian, a fin de que los resultados obtenidos o nuevos conocimientos tengan el grado máximo de exactitud y confiabilidad”.

#### **Diseño de la Investigación**

La presente investigación es documental, puesto que se basa en los datos provenientes de fuentes impresas y otro tipo de documentos.

El Manual UPEL (2007), conceptualiza la investigación documental como: “el estudio de problemas con el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de su naturaleza, con apoyo principalmente, en trabajos previos, información y datos divulgados. Por medios impresos, audiovisuales o electrónicos. La originalidad del estudio se refleja en el enfoque, criterios, conceptualizaciones, reflexiones, recomendaciones y en general, en el pensamiento del autor.

#### **Tipo de Investigación**

Esta investigación se enmarca como un Proyecto Especial de acuerdo a la naturaleza y características del problema objeto del estudio, ya que la misma desarrollará una Metodología para la Ejecución de Ensayos para el Laboratorio de Mecánica de Suelos para la Facultad de Ingeniería Civil.

Según el manual de la UPEL (2009), “Proyectos Especiales son aquellos que se refieren a: Trabajos que lleven creaciones tangibles, susceptibles de ser utilizadas como soluciones a problemas demostrados o que respondan a necesidades o intereses de tipo cultural, se incluyen en esta categoría los trabajos de elaboración de textos y de materiales de apoyo educativo, el desarrollo de software, prototipos y de productos tecnológicos en general”.

### **Nivel de Investigación**

El Nivel de Investigación se refiere a: “al grado de profundidad con que se aborda un fenómeno u objeto de estudio” Arias (2006:23). Según los objetivos del presente estudio, este se ubica en el nivel descriptivo, cuyo propósito es interpretar realidades de hecho. Incluye descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual, composición o procesos de los fenómenos. Siguiendo con Arias (2006:24), este señala “que este nivel de investigación consiste en la caracterización de un hecho, fenómeno con el fin de establecer su estructura o comportamiento”.

### **Descripción de la Metodología**

El procedimiento que seguirá la investigación será la siguiente:

La revisión de fuentes bibliográficas y documentales tales como: textos, guías en otras universidades nacionales e internacionales, seminarios, formatos, hojas web, etc., que permitan obtener la información necesaria al trabajo.

Discriminar toda información obtenida.

Analizar y procesar cada ensayo y verificar que los mismos se adapten a los protocolos establecidos por las normas vigentes.

Elaborar de una Metodología para la Ejecución de Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos para la Escuela de Ingeniería Civil.

Describir la metodología de un proyecto de investigación, es establecer y explicar las etapas que permitan alcanzar los objetivos propuestos, en una investigación cuya modalidad es de proyecto Especial, estas etapas son:

Etapa I: Revisar el contenido de la Asignatura

La Comisión Curricular de la Facultad de Ingeniería, es el custodio de los contenidos programáticos, de las asignaturas que componen el pensum de estudios de las diferentes Escuelas de la Facultad. De manera tal, que para la revisión del contenido programático de la asignatura, se debe requerir de esa dependencia, el programa respectivo.

Etapa II: Analizar los objetivos de la Asignatura

El proceso de análisis de los objetivos de la asignatura, conlleva también una contrastación con los objetivos del Reglamento del Trabajo Especial de Grado, vigente en la Universidad de Carabobo.

Etapa III: Proponer una **Metodología para la Ejecución de Ensayos para el Laboratorio de Mecánica de Suelos para la Facultad de Ingeniería Civil.**

En esta fase se hace un acopio de las fuentes secundarias de información (libros). Se clasifica la información y se contrasta con el material que a través del tiempo, se ha utilizado como soporte en el dictado de la asignatura. Este es el proceso donde se interpretan los enfoques teóricos y las posturas de los diferentes autores consultados. Luego se estructura la metodología siempre en concordancia con el contenido programático de la asignatura.

### **Población y Muestra**

Toda investigación, en la etapa de diseño, “implica la determinación del tamaño poblacional y muestra necesario para su ejecución. La ausencia de este paso puede conducir a que el estudio carezca del número adecuado de sujetos, con lo cual es imposible estimar adecuadamente los parámetros ni identificar diferencias significativas, cuando en realidad si existen” Palella y Martins, (2006:115). Siguiendo

a Palella y Martins (2006) define a la población de la siguiente manera: “Es el conjunto de unidades de las que se desea información y sobre las que se van a generar conclusiones. La población puede ser definida como el conjunto finito o infinito de elementos, personas o cosas”; y la muestra es la escogencia de una parte representativa de la población, cuyas características reproduce de la manera más exacta posible. En el caso de la presente investigación, la población está conformada por el contenido programático de la asignatura Mecánica de Suelos, de la Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de la Universidad de Carabobo.

### **Técnicas de Recolección de Datos**

La recolección de datos es un proceso que debe ser precedido por la planificación de la investigación, además de tener resueltos los problemas que presenta el muestreo, es decir, es el momento en que empieza el contacto con la realidad objeto de investigación, en otras palabras, empieza el trabajo de campo. En este momento empieza la recolección de información, para lo cual utilizamos diferentes técnicas de recolección de datos, tales como: la observación, las pruebas, la entrevista y el fichaje. En la presente investigación, se hizo uso de la observación y del fichaje.

### **La Observación**

Es imprescindible en todos los campos de la ciencia y la misma consiste en el uso sistemático de nuestros sentidos, orientados a la captación de la realidad que se estudia, es por lo tanto una técnica de recolección de datos tradicional, usada por los hombres de ciencia, a través de la historia de la humanidad. El ser humano, a través de los sentidos, capta la realidad que lo rodea y luego la organiza intelectualmente, como ejemplos podemos citar: la ley de la gravedad de Newton y las leyes de la herencia de Mendel.

### **El Fichaje**

Importante en la investigación científica, consiste en registrar los datos que se van obteniendo en la revisión bibliográfica. La información se va registrando en formatos

llamados fichas, las cuales debidamente elaboradas y ordenadas, contienen la mayor parte de la información que se recopila en una investigación.

### **Instrumentos de Recolección de Datos**

Se define un instrumento de recolección de datos, a cualquier recurso del cual pueda valerse el investigador para acercarse a los fenómenos y extraer de ellos información, Palella y Martins (2006:137). El Instrumento por excelencia en una investigación, en la modalidad del proyecto especial, es la ficha, la cual se utiliza en la organización de los datos secundarios de una investigación. Las fichas, según sus características se dividen en:

**Bibliografías:** Son una simple guía para recordar cuales libros o trabajos han sido consultados o existen sobre el tema de investigación. Debe contener los siguientes elementos: Nombre del autor o autores, Año de la edición, Título de la Obra y Lugar y Editorial que la publicó.

**Textuales:** Constan de párrafos o trozos que aparecen en la obra, figuras y cuadros entre otros. Los fragmentos se repiten exactamente tal como han sido escritos, sin la menor alteración, para respetar el trabajo creador de quien se está citando. La cita debe encerrarse entre comillas.

**De contenido:** también llamadas fichas de resumen, incluyen resúmenes o síntesis de párrafos, capítulos y algunas veces un resumen de toda la obra.

**Mixtas:** este tipo de fichas son una integración de la información textual y de la libre creación del investigador.

## **CAPITULO IV**

### **RESULTADOS**

## PRÓLOGO

Se puede definir la geotecnia como el conjunto de técnicas, tanto de campo como de laboratorio, que permiten conocer al terreno, para utilizarlo adecuadamente como elemento de construcción, bien directamente como material (en caminos, diques, canales, etc.), bien como soporte de una estructura determinada.

Es a partir del año 1925 en que el profesor Dr. Karl Von Terzagui publicó su teoría sobre mecánica de suelos, lo que ha dado lugar a la actual "Geotecnia" (al cual llamamos con frecuencia "Mecánica de Suelos"), puede parecer en algunos casos como una rama de la Geología aplicada, mientras que, en realidad es una adaptación de un conjunto de teorías de la mecánica racional; elasticidad, plasticidad, hidráulica, por citar sólo las principales.

Pero todas estas teorías no son aplicables más que a medios homogéneos y continuos, mientras que el suelo es, por naturaleza incluso discontinuo, heterogéneo y anisótropo. Resulta, pues, que sólo se podría utilizar para los suelos que cumplieran con estas condiciones. Esto no quiere decir que no haga falta teoría, ni matemáticas, sino simplemente que no hay que ver en un razonamiento matemático o en el resultado de un cálculo más que un remedio de apreciar el aspecto cualitativo de los fenómenos, y no siempre es razonable ni prudente dar demasiada importancia al rigor de las cifras.

Para aplicar los métodos de la mecánica de suelos, el proyectista necesita conocer en la forma más perfecta posible, y con los mínimos detalles, el medio sobre el que trabaja, y para ello hay que describir al suelo.

En la descripción implica, el conocimiento físico del material propiamente dicho, con todas las propiedades; aspecto visual, color, consistencia, estructura, espesor de las capas, inclinación, estratificación, nivel freático, etc. Toda esta información debe ir completada con ensayos de laboratorio identificación y/o resistentes, a efectos del posterior cálculo.

Este documento tiene como finalidad apoyar la docencia y entregar antecedentes básicos sobre las experiencias que se desarrollan en el laboratorio. En ningún caso, el alumno, debe considerar el contenido de este documento como suficiente y definitivo para comprender la mecánica de suelos, el estudio constante complementará sus conocimientos.

Se ha incluido material proveniente de diversas fuentes adecuándolo a los programas de las asignaturas del área; con el contenido a desarrollar a continuación:

- ✓ Identificación de los Suelos (ASTM D2488)
- ✓ Límites de Consistencia o Atterberg (ASTM D4318; ASTM D427)
- ✓ Granulometría (ASTM D422)
- ✓ Compactación (ASTM D698 ó AASHTO T99; ASTM1557 ó AASHTO T180)
- ✓ Densidad de Campo (ASTM D1556; ASTM D2167; ASTM D2922)
- ✓ Gravedad Específica de los Sólidos del Suelo (ASTM D854)
- ✓ Consolidación (ASTM D2435 ó AASHTO T216)
- ✓ Resistencia al Corte del Suelo (ASTM D3080; ASTM D2166 ó AASHTO T208; ASTM D2850 Y ASTM D4767)
- ✓ Exploración y Muestreo

## **IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS (ASTM D2488)**

### **Procedimiento Visual- Manual**

#### **Objetivo**

Identificar el suelo en forma subjetiva, previo a la clasificación, realizándole una inspección visual y manual a una muestra de suelo, a través del procedimiento ASTM-D2488-00 y en conjunción con el juicio profesional.

#### **Definiciones**

Es de gran importancia y utilidad en los trabajos de campo el poder identificar un suelo por medio del olfato, vista y tacto.

**Olfato:** la descomposición de la materia orgánica que contiene un suelo le da un olor característico, el cual se intensifica con el calor. Si el suelo es inorgánico, en estado húmedo generalmente tiene un olor intenso o característico como las arcillas y en estado seco no poseen ningún olor.

**Vista:** en forma visual es posible reconocer o distinguir un suelo de otro, debido a diferencia de:

- ✓ Color: oscuros (orgánicos) o claros (inorgánicos)
- ✓ Tamaño: gruesos o finos.
- ✓ Forma: angular, sub-angular, redondeada o sub-redondeada.

**Tacto:** frotando una pequeña cantidad de suelos entre los dedos podemos notar la sensación que nos produce, esto determina su textura. Harinosa, suave, áspera, granular, etc. La arena presenta una sensación granular al tacto, el limo tiene una textura áspera o harinosa y la arcilla es suave y grasosa. Tratando de deformar o romper el agregado de suelo entre los dedos podemos determinar su consistencia y dependiendo de la resistencia ofrecida será: duro, resistente, frágil, pegajoso, plástico o blando. La arcilla se pega a los dedos y se seca lentamente,

mientras que el limo se seca más rápidamente y se puede reducir al polvo entre los dedos, dejando sólo una mancha.

Los nombres que reciben los granos que componen un suelo depende de su tamaño y sus propiedades. Se distinguen así principalmente cuatro componente: *gravas, arenas, limos y arcillas*.

**Grava y Arena:** Son suelos de grano grueso identificados visualmente como partículas mayores de 5 a 6 mm. (1/4") y menores de 70 a 80 mm (3") para las gravas, y para las arenas se considera menos de 5 a 6 mm (1/4") hasta las que se puedan distinguirse a simple vista.

**Limo y Arcilla:** Son suelos de grano fino y sus partículas no se identifican visualmente sino mediante pruebas ejecutadas manualmente; para ello se quitan a mano las partículas gruesas ( $d > 2$  mm) que interfieran con las pruebas. Dichas pruebas se hacen con la porción de suelos que pasa por el tamiz N° 40 (abertura de tamiz es 0,425 mm); y fundamentalmente son las siguientes:

- ✓ Prueba de la dilatancia. También se le denomina: reacción al agitado, ensayo de sacudida, deformabilidad y movilidad del agua. La dilatancia es la propiedad de cambiar de volumen al cambiar de forma. Para la prueba se prepara una pastilla de suelo húmedo, si es necesario añádase agua para dejar el suelo suave pero no pegajoso. Colóquese la pastilla en la palma de la mano y golpéese vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en que aparece agua y se vuelve lustrosa la superficie de la pastilla, pero cuando ésta se estrecha desaparecen el agua y el lustre. La rapidez con que aparece y desaparece el agua en la superficie al agitar y apretar, sirve para identificar la clase de finos del suelo.

Las arenas muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas y los limos arcillosos no tienen reacción. Los limos inorgánicos dan una reacción moderada.

- ✓ Tenacidad (consistencia cerca al Límite Plástico –ver límites de consistencia-). Se humedece la muestra y se amasa en hebras, con un diámetro aprox. de 3 mm, sobre una superficie plana. Se amasa y se vuelven a formar hebras varias veces, con lo cual el suelo pierde humedad y plasticidad, la operación de amasado se repite hasta que las hebras empiecen a romperse; en ese instante el contenido humedad se denomina límite plástico y su resistencia al moldeo, tenacidad. Después que el rollo se ha desmoronado, los pedazos se unen para formar una bola y amasando ligeramente hasta que la masa se quiebre de nuevo.

La preponderancia de la fracción arcillosa de un suelo se identifica por la mayor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la bolita al romperla finalmente entre los dedos. La plasticidad es una propiedad coloidal que se atribuye sólo a un número limitado de coloides, entre los cuales se encuentran los minerales arcillosos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la cohesión en la bolita al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín y arcillas orgánicas.

- ✓ Resistencia a compresión o resistencia al quebramiento en estado seco.

Humedezca un poco el suelo y amáselo haciendo bolitas ( $\Phi$  3mm. Aprox.). Séquese luego en horno, al fuego, o al sol y pruébese su resistencia al esfuerzo cortante rompiéndola y que quebrándola entre los dedos. Esta resistencia depende del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene, o puede ser causada por la presencia de agentes cementadores cálcicos, la cual se determina por la intensidad de la reacción del suelo con ácido clorhídrico.

La resistencia al esfuerzo cortante en estado seco se incrementa al aumentar la plasticidad del suelo. En las arcillas esa resistencia es alta, en un limo inorgánico típico es muy baja al igual que en las arenas finas limosas, estos dos últimos suelos pueden distinguirse por la sensación táctil

si se pulveriza el material, la arena fina se siente granular mientras que el limo típico da la sensación suave de harina.

Existen además otras características que permiten clasificar mejor un suelo.

**Plasticidad:** Es la propiedad del suelo de cambiar su forma si se le aplica una fuerza sin recuperación elástica, sin cambio sensible de volumen y conservando la nueva forma adquirida.

**Gradación:** Depende de la cantidad de los diferentes tamaños de granos presente en un suelo. En el campo se estima visualmente si un suelo está bien o mal gradado. Las gradaciones típicas de los suelos de acuerdo al Sistema de Clasificación Unificada (SCU) son:

- ✓ Bien gradado (símbolo W): cuando todos los tamaños de partículas, desde las más pequeñas hasta las más grandes, se encuentran presentes en proporciones semejantes.
- ✓ Mal gradado (símbolo P):

*Uniforme:* La mayoría de sus partículas son aproximadamente de igual tamaño.

*Desuniforme o salteada:* Ausencia de uno o más tamaños intermedios.

**Brillo:** Es una prueba complementaria para reconocer la presencia de arcilla. Con un cuchillo o una espátula secciona una muestra ligeramente húmeda de arcilla; si aparece una superficie brillante el material es arcilla de alta plasticidad, en caso contrario, puede ser una arcilla de baja plasticidad o un limo.

**Materia coloidal o carbonato de calcio:** La efervescencia que produce sobre un suelo el ácido clorhídrico diluido (20% HCL) evidencia la presencia de carbonato de calcio, que es un agente cementante muy común, el cual ocasiona la resistencia en seco del suelo en lugar de las materias coloidales. La reacción será descrita de acuerdo a su intensidad como: fuerte, débil o ninguna. De la intensidad y

duración de la efervescencia se puede estimar el contenido aproximado de carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ). Para su determinación pueden considerarse los datos siguientes, de acuerdo a las indicaciones de la Sociedad Suiza de Ensayos de Materiales.

<b>Efervescencia</b>	<b>% de Carbonatos</b>
Ninguna	<1
Débil de poca duración	1 a 2
Fuerte de poca duración	2 a 4
Fuerte de larga duración	>5

**Estructura:** La característica estructural de muestras del suelo intacto suministra una guía importante en su composición como material de fundación. Siempre que tales muestras estén disponibles o cuando el perfil del suelo puede ser inspeccionado durante la toma de muestras en una perforación, las características estructurales deberían describirse con uno de los calificativos siguientes:

- ✓ Estratificada, cuando el material está formado de capas alternadas de tipo variado (o color). Si las capas son de espesor menor de 6mm (1/4”), se puede describir como laminado si tiene principalmente grano fino. Los materiales fisurados se rompen a lo largo de planos de fractura definidos con poca resistencia a la fractura. Si los planos de fractura aparecen alisados o lustrosos, se describirán como superficies de deslizamiento. Si un suelo cohesivo puede ser roto fácilmente en pequeños terrones, los cuales resisten fallas adicionales, la estructura puede ser descrita como en bloque.
- ✓ Cristalizada, se conoce por la inclusión de pequeñas cavidades con textura diferente, tal como pequeños cristales de arena esparcidos en una masa de arcilla. La presencia de características especiales en la estructura tales como cavidades dejadas por raíces, o poros abiertos deberían también ser considerados.

- ✓ Homogénea, si el suelo no presenta características estructurales claras o aparentes.

### **Equipo**

Pera de goma y envase pequeña con agua limpia.

Cuchillo pequeño o espátula

Botella con ácido clorhídrico diluido

### **Muestra**

Tómese una muestra representativa del suelo a identificarse, obtenida mediante un cuarteo.

### **Procedimiento**

Procedimiento general para identificación: en base al examen de las características de las partículas que componen la muestra, es posible considerarla dentro de uno de los tres grupos principales: Suelos de grano grueso, suelos de grano fino y suelos orgánicos.

Sin embargo la mayoría de los suelos tienen componentes representativos de dos o más grupos y los denominados “suelos de grano mezclado”, en ellos podrán distinguirse un componente predominante designándose entonces la muestra dentro del grupo representativo de dicho componente.

**Suelos de grano grueso:** son aquellos en los cuales más de la mitad (en peso) de las partículas son visibles a simple vista, excluyéndose los granos de diámetro mayor que 3” (76 mm). Sin embargo, donde se observe cantidad apreciable de canto rodado, piedras y guijarros (fragmentos de rocas redondeadas o semi-redondeadas de dimensiones mayores a 3”, y hasta de 12” o más), deberá

estimarse en porcentaje de dicho material independientemente de la descripción del material de diámetro menor que 3”.

**Suelos de grano fino:** son aquellos en los cuales más de la mitad (en peso) de las partículas son tan finos que no pueden ser distinguidas a simple vista.

**Suelos orgánicos:** son aquellos que contienen cantidad significantes de materia orgánica. Es conveniente señalar aquí, que los suelos de grano grueso o de grano fino pueden contener materia orgánica.

**Los suelos altamente orgánicos** pueden ser reconocidos rápidamente por la presencia de raíces podridas, hojas, hierbas y otras materias vegetales fibrosas en varios estados de descomposición. Estando húmedos, tienen un color marrón oscuro, gris muy oscuro o negros y una sensación blanda esponjosa. Si las muestras son frescas, puede notarse un olor distintivo de materia orgánica descompuesta.

**Los suelos parcialmente orgánicos** están compuestos predominantemente de material orgánico. Tales suelos, sin embargo, se comportan diferentes a los suelos inorgánicos típicos y la presencia de materia orgánica relativamente pequeña deberá ser notada dondequiera que sea posible. La aplicación de calor sobre una muestra húmeda hará resaltar el olor distintivo de la materia orgánica.

Los suelos inorgánicos se caracterizan usualmente por brillo y los colores claros.

**Suelos de grano mezclado:** son aquellos suelos inorgánicos o parcialmente orgánicos los cuales contienen materiales representativos de ambas fracciones del suelo: la gruesa y la fina. Un alto porcentaje de suelos naturales son de grano mezclado. En muchos de ellos, sin embargo, una fracción predomina en una extensión tal que para propósitos prácticos el suelo puede ser identificado como aquella fracción y la presencia de la otra distinguida como una fracción apropiada. La proporción relativa de fracción gruesa y fina deberá estimarse tan exacto como sea posible, para todos los suelos de grano mezclado.

### Procedimiento para suelo de grano grueso.

Seleccione una muestra representativa del suelo con material más fino que 3" (76 mm), extiéndalo para examinarlo y continúe el procedimiento de identificación.

Para una identificación precisa, las cantidades mínimas requeridas de muestra deberán estar de acuerdo a lo siguiente:

Diámetro Nominal Máximo	Peso Mínimo de la Muestra Kg
2 - 2 ½" (50-65mm)	4
1 - 1 ½" (25-38 mm)	2
¼ - ½" (6 - 12 mm)	0.50
Menor de 1/8" (3mm)	0.10

**Tabla Nº 1. Selección del tamaño de la muestra de acuerdo al diámetro nominal máximo.**

Estime el porcentaje de la fracción gruesa, mayor de ¼" o 5 mm. Correspondiente al tamiz Nº4) e identifique el suelo así:

- ✓ Grava, si el 50% o más es mayor de 5mm.
- ✓ Arena, si menos del 50% es mayor de 5 mm

Estime, visualmente, el porcentaje de finos e identifique el suelo así:

- ✓ Grava limpia o arena limpia, si el contenido de finos es poco o ninguno (5% o menos).

Bien gradado, si tiene un amplio rango de tamaño de partículas y cantidades substanciales de la mayoría de las partículas de tamaños intermedios.

Mal gradado, si consiste predominantemente de un tamaño es uniformemente gradado y si tiene un amplio rango de tamaños con ausencia de algunos tamaños intermedios es desuniformemente gradado.

- ✓ Grava con finos o arena con finos, si el contenido de finos es apreciable (mayor de un 12 %).

Identifique el suelo con la presencia doble de contenido de finos si se encuentra entre los límites de 5% a 12% aproximadamente.

Describa los finos como limosos o arcillosos de acuerdo con el procedimiento de identificación indicado para suelos de grano fino.

Describa la forma de las porciones de arena y grava como: angular, sub-angular, redondeada o sub-redondeada.

Angular: partículas de bordes afilados y lados relativamente planos con superficie áspera.

Sub-angular: partículas similares a las angulares pero tienen los bordes algo redondeados.

Redondeada: partículas con lados curvados parejamente y sin filos.

Sub-redondeada: partículas que exhiben lados casi planos pero tiene esquinas y bordes bien redondeados.

### **Procedimientos para suelos de grano fino y suelos orgánicos.**

Seleccione una muestra representativa del material a ser identificado de acuerdo a la **Tabla Nº 01**.

Identifique el suelo como orgánico si tiene un color negro, gris oscuro o marrón oscuro y un olor orgánico distintivo. Defínalo en forma más precisa como:

- ✓ Altamente orgánico; si tiene una textura predominante fibrosa o leñosa que resulta de una composición de hojas parcialmente descompuesta, ramitas, raíces, tallos, etc.; en este caso no se requiere de identificación adicional.
- ✓ Parcialmente orgánico, si no posee una textura fibrosa y presenta una característica predominantemente mineral. En este caso continúe con el procedimiento de identificación del suelo de grano fino.

De la muestra representativa elimine las fracciones de grava y seleccione del material restante una cantidad suficiente para realizar los ensayos de dilatancia, tenacidad y resistencia a compresión descritos anteriormente.

- ✓ Resistencia a la compresión. Describa el resultado de la resistencia en seco del suelo por el comportamiento de sus pelotas al ser trituradas entre los dedos, de la manera siguiente:

Ninguna o muy baja, si la muestra seca se desmorona con la simple presión de la manipulación.

Baja, si se desmenuza a polvo con pequeña presión de los dedos.

Media, si se requiere considerable presión de los dedos para pulverizar la muestra.

Alta, si no puede ser triturada a polvo con la presión de los dedos, aunque pueda ser fracturada.

Muy Alta, si la muestra no puede ser quebrada entre el dedo pulgar y una superficie dura.

- ✓ Dilatancia: La aparición y desaparición de agua en la superficie de la muestra, con la sacudida y el estrangulamiento se denomina "reacción ". Esta se describe como reacción rápida si el agua aparece rápidamente, lenta en caso contrario y ninguna reacción se produce cuando el agua no aparece.

La presencia o ausencia del agua libre puede notarse por la apariencia brillante u opaca de la superficie del suelo.

- ✓ Tenacidad: Describa cualitativamente la presión requerida para amasar los hilos hasta 3 mm y cerca del límite plástico, observe también la resistencia del rollito. Según los resultados califique la tenacidad del material así:

Baja, si la presión requerida es pequeña, el hilo tiene poca o ninguna resistencia y después del agrietamiento los pedazos del filete no pueden formar una masa coherente y son sumamente quebradizos

Media, si la presión es mediana, el hilo soporta su propio peso si es de pocos centímetros de longitud, y los pedazos del hilo desmoronado pueden ser moldeados en una masa que se desmorona con un ligero amasado.

Alta, si la presión requerida es considerable, el hilo soportará fácilmente su propio peso con varios centímetros de longitud, y después del agrietamiento los pedazos de hilo pueden ser moldeados en una masa la cual es coherente y tenaz soportando un nuevo amasado.

<b>1.-Nombre típico</b>	Canto Rodado-Guijarro-Grava-Arena
<b>2.- Gradación:</b>	Bien gradado-Mal gradado (uniforme o des-uniforme). Describa variedad de tamaño de partícula; tamaño predominante y tamaños como grueso, medio, o arena fina o grava
<b>3.- Tamaño máximo de partícula</b>	Indique el porcentaje de cantos rodados y guijarros.
<b>4.- Distribución de tamaño</b>	Señale el porcentaje aproximado de grava, arena y finos, en fracción más fina que 3" (76mm). Indique plasticidad de los finos.
<b>5.- Forma de los granos</b>	Angular - Sub-angular - Redondeada - Sub-redondeada.
<b>6.- Mineralogía</b>	Roca tipo en grava y minerales predominantes en arena. Note especialmente si existe presencia de mica en laminillas, partículas esquistas y material orgánico.
<b>7.- Color</b>	Si es posible, el color será descrito para muestras húmedas
<b>8.- Olor</b>	Ninguno - Terroso - Orgánico (Puede no mencionarse, excepto para suelos de color oscuro)
<b>9.- Contenido de humedad</b>	Seco - Húmedo - Mojado - Saturado
<b>10.- Densidad natural</b>	Suelto - Denso
<b>11.- Estructura</b>	Estratificada - Cristalina - No estratificada
<b>12.- Cementación</b>	Débil - fuerte. Indique también la relación con HCL como: ninguna, débil o fuerte.
<b>13.- Nombre geológico o local</b>	
<b>14.- Símbolo del grupo o clasificación del suelo</b>	De acuerdo al sistema de clasificación utilizado.

**Tabla Nº 2. Lista para describir un suelo de Grano Grueso**

<b>NOMBRE TÍPICO</b>	<b>RESISTENCIA A COMPRESIÓN</b>	<b>DILATANCIA</b>	<b>TENACIDAD</b>	<b>PLASTICIDAD</b>
Limo Arenoso	Ninguna a muy baja	Rápida	Baja	Ninguna a Baja
Limo	Muy baja a baja	Rápida	Baja	Ninguna a Baja
Limo Arcilloso	Baja a Media	Rápida a Lenta	Media	Baja a Mediana
Arcilla Arenosa	Baja a Alta	Lenta a Ninguna	Media	Baja a Mediana
Arcilla Limosa	Media a Alta	Lenta a Ninguna	Media	Baja a Mediana
Arcilla	Alta a muy Alta	Ninguna	Alta	Alta
Limo Orgánico	Baja a Media	Lenta	Baja	Baja
Arcilla Orgánico	Media a muy Alta	Ninguna	Media	Mediana a Alta

**Tabla Nº 3. Suelos de Grano Fino identificación a partir de Ensayos Manuales**

<b>1.-Nombre típico</b>	Limo Arenoso; Limo; Limo Arcilloso; Arcilla Arenosa; Arcilla Limosa; Arcilla Limo Orgánico; Arcilla Orgánico
<b>2.- Tamaño máximo de partícula</b>	Indique el porcentaje de cantos rodados y guijarros.
<b>3.- Distribución de tamaño</b>	Señale el porcentaje aproximado de grava, arena y finos, en fracción más fina que 3" (76mm).
<b>4.- Resistencia a compresión</b>	Ninguna - Muy Baja - Baja - Media - Alta - Muy Alta
<b>5.- Dilatancia</b>	Ninguna - Lenta - rápida
<b>6.- Tenacidad</b>	Baja - Mediana - Alta
<b>7.- Plasticidad de los finos</b>	Ninguna - Baja - Mediana - Alta
<b>8.- Color</b>	Si es posible, el color será descrito para muestras húmedas
<b>9.- Olor</b>	Ninguno - Terroso - Orgánico (Puede no mencionarse, excepto para suelos de color oscuro)
<b>10.- Contenido de humedad</b>	Seco - Húmedo - Mojado - Saturado
<b>11.- Consistencia</b>	Fluida - Blanca - Semidura - Dura - Muy Dura
<b>12.- Estructura</b>	Estratificada - Laminada - Fisurada - Deslizante (presenta planos de deslizamiento), En bloque - Cristalizada - Homogénea (No estratificada)
<b>13.- Cementación</b>	Débil - fuerte. Indique también la relación con HCL diluido como: ninguna, débil o fuerte.
<b>14.- Nombre geológico o local</b>	
<b>15.- Símbolo del grupo o clasificación del suelo</b>	De acuerdo al sistema de clasificación utilizado.

**Tabla Nº 4. Suelos de Grano Fino y parcialmente orgánicos**

## **LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG**

### **Objetivo**

Determinar los límites de consistencia de los suelos finos y entender el grado de cohesión de las partículas y su resistencia a aquellas fuerzas exteriores que tienden a deformar o destruir su compacidad.

Poder observar los diferentes estados del suelo al pasar por distintos contenidos de humedad.

### **Definiciones y Generalidades**

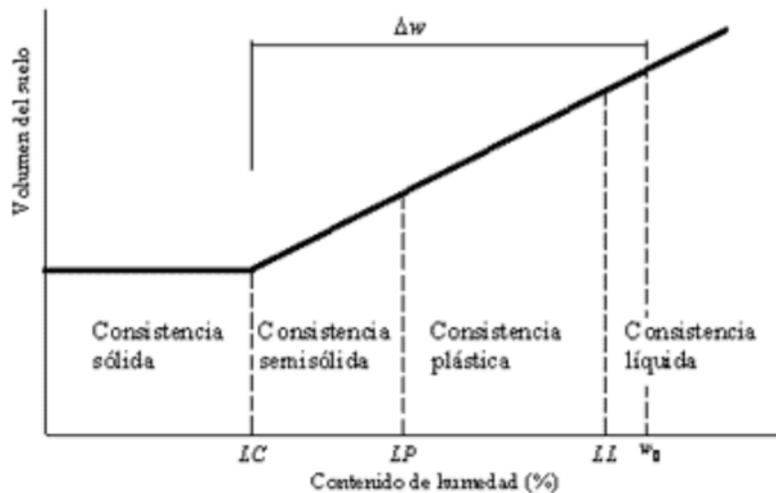
Se entiende por consistencia el grado de cohesión de las partículas de un suelo y su resistencia a aquellas fuerzas exteriores que tienden a deformar o destruir su estructura.

Un suelo de grano fino puede existir en un estado cualquiera de consistencia, dicho estado depende de la cantidad de agua en el sistema trifásico: suelo, agua y aire. En 1911 A. Atterberg definió las fronteras de cuatro estados de consistencia en términos de límites en la forma siguiente:

- ✓ Límite Líquido (LL), es la frontera entre los estados líquido y plástico
- ✓ Límite Plástico (LP), la frontera entre los estados plástico y semisólido
- ✓ Límite de Contracción (LC), la frontera entre los estados semi-sólido y sólido.

Estos límites han sido definidos en forma más precisa, por A. Casagrande, en función de los contenidos de humedad del suelo y se describen en las páginas siguientes.

Los límites y estados de consistencia mencionados pueden ser representados gráficamente como se ilustra a continuación:



**Figura N° 3. Variación del volumen y consistencia con respecto al contenido de humedad**

### **Aparatos**

Límite líquido

Aparato de A. Casagrande y ranurador, tipo ASTM, para determinar el Límite Líquido

Límite Plástico

Superficie Lisa (ej. Vidrio) de unos 20x20 cm

Límite de Contracción

Molde de contracción: molde cilíndrico metálico con base plana de diámetro 45 mm y 10 mm de altura aproximadamente.

Envase de vidrio de aproximadamente 60mm de diámetro y 30 mm de altura, con borde superior pulido y definido en un plano paralelo a la base.

Placa transparente con tres puntas metálicas para sumergir la muestra en el mercurio.

Regla de acero para enrasar la superficie de la muestra en el molde

Cilindro graduado con capacidad de 25 ml y apreciación de 0.2 ml

Mercurio, suficiente para llenar el envase de vidrio hasta rebosar.

Utensilios de uso general, como:

Cápsula de evaporación, preferiblemente de porcelana, de unos 12 cm. O más de diámetro.

Espátula pequeña de hoja flexible y unos 8 cm de largo por 2 cm de ancho.

Recipientes pequeños con tapa para secar el suelo ensayado en el horno.

Balanza con sensibilidad de 0.01 gr

Horno para secar el suelo.

Desecador de vidrio.

Tamiz N° 10 y N°40 ASTM designación E-11

Mortero y pisón de porcelana

Agua destilada o desmineralizada.

### **Muestra**

La determinación de los límites de consistencia se hará con la fracción de suelo que pasa por el tamiz N°40.

### **Preparación de la muestra**

La muestra requerida para la determinación de los límites de consistencia debe estar constituida en forma exclusiva por partículas pasantes por el tamiz N°40

Se emplean dos procedimientos en la preparación de la muestra. Para determinar cual proceso conviene, tómesese una muestra auxiliar secada al horno y presiónese con los dedos. Si se desmorona fácilmente (material areno-limoso o limoso), usar el método de separación en seco; si la muestra ofrece resistencia considerable y los granos no pueden separarse (material arcilloso), prepárese con ayuda del agua.

#### **Procedimiento por vía seca**

- ✓ Secar la muestra al aire libre a temperatura ambiente o en horno a temperatura no superior a 60°.
- ✓ Pasar el material seco por el tamiz N° 10 y desmoronar los terrones con el pisón, teniendo cuidado de no romper las partículas grandes.
- ✓ Tamizar luego por la malla N° 40 y tómesese 200 gr de material que pasa dicho tamiz.
- ✓ Agréguese agua y con la espátula mézclese hasta obtener una pasta uniforme, suave y espesa.
- ✓ Guárdese la muestra humedecida en un frasco durante unas 12 horas o más, para que la humedad se distribuya uniformemente en todos los granos del suelo.

#### **Procedimiento por vía húmeda**

- ✓ Se emplea en los suelos con materia orgánica y algunos inorgánicos que sufren cambios importantes en los límites de Atterberg, si son secados en el horno.
- ✓ Colóquese la muestra en un envase apropiado, cúbrase con agua y déjese remojar hasta que todos los terrones se ablanden. Lávese a continuación el material por el tamiz N°40 y recójase en un recipiente toda el agua usada en el lavado.

- ✓ Déjese sedimentar el material contenido en el agua de lavado y luego decántese o sepárese por sifoneado el agua que quede encima del material lavado.

El agua restante puede eliminarse filtrando la suspensión por un papel de filtro adecuado.

### **Límite líquido (LL) ASTM D4318**

#### **Definición**

Es el contenido de humedad de un suelo para el cual, dos secciones de una muestra moldeada del mismo separadas por una ranura de dimensiones standard, alcanzan apenas a tocarse, sin unirse, al someterla al impacto de 25 golpes bien definidos en el aparato de A. Casagrande.

Los materiales granulares tienen límites líquidos bajos o pueden no presentarlos. Los suelos de límite líquido elevado son siempre de grano fino y contienen muchos minerales absorbentes de agua. Estos suelos no son favorables para la construcción, porque generalmente son muy compresibles.

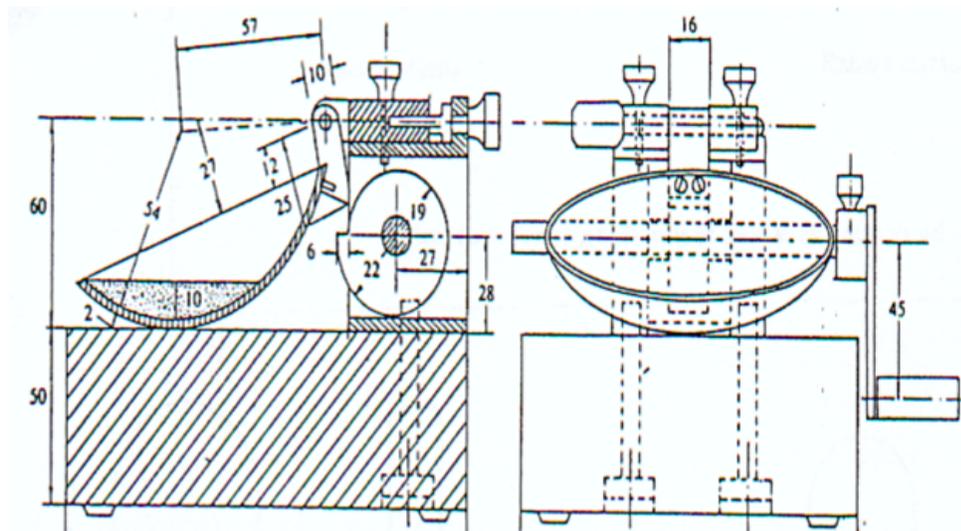
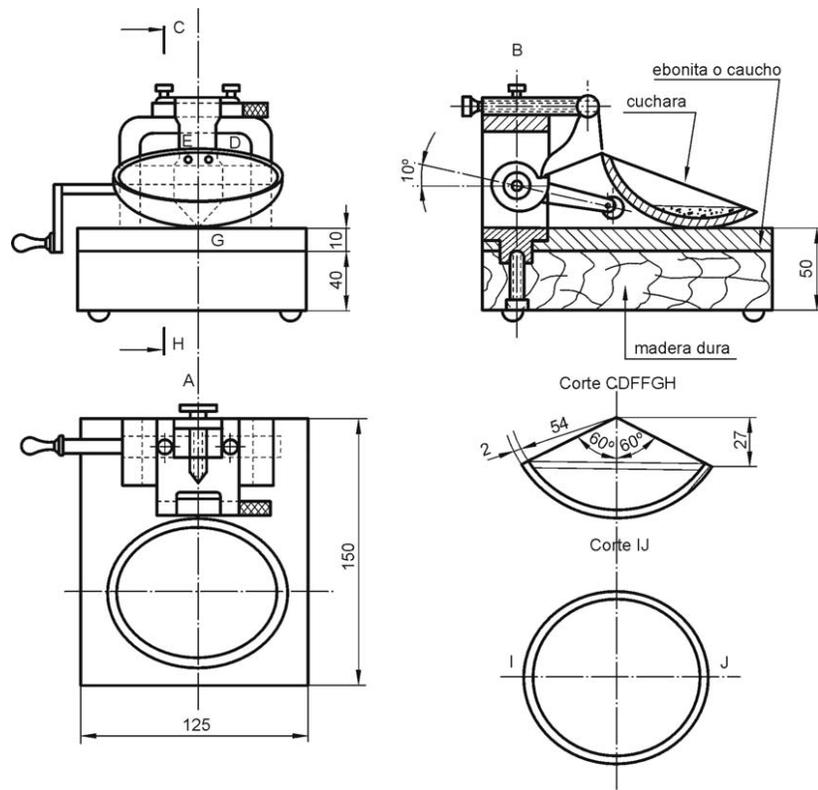
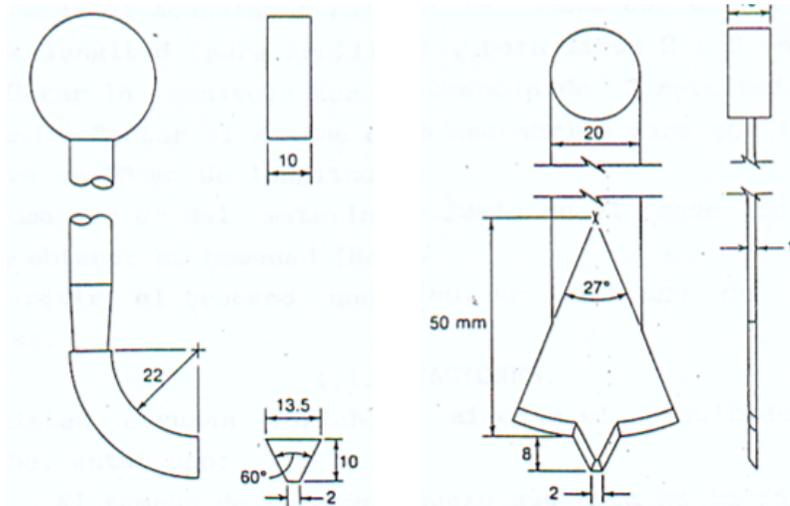


Figura Nº 4. Dispositivo mecánico de A. Casagrande para determinar el Límite Líquido



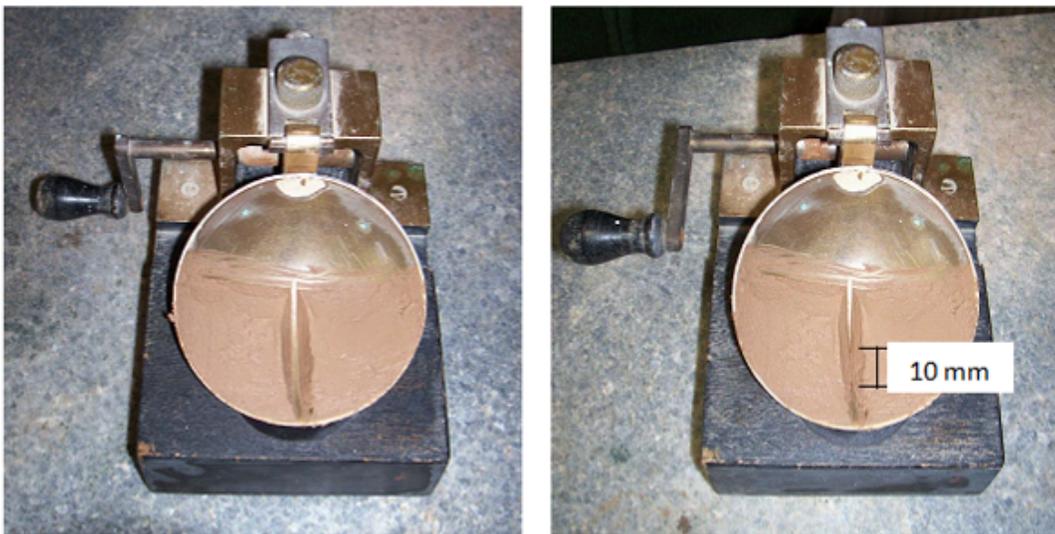
**Figura Nº 5. Herramienta tipo ASTM para hacer la ranura**

## **Determinación del Límite Líquido**

### **Método Convencional**

- ✓ Ajústese la altura de caída de la cápsula de latón (aparato de A. Casagrande) para que sea exactamente de 1 cm, esa distancia se logra con el extremo de la ranuradora que tiene 1 cm por lado y los tornillos de ajuste del aparato.
- ✓ Colóquese por partes en el platillo la muestra preparada en la forma ya descrita, apisonándola contra el fondo con movimientos circulares mediante la espátula evitando así que el suelo atrape burbujas de aire.
- ✓ Finalmente, se nivela y alisa horizontalmente la superficie con la espátula procurando obtener 1 cm de profundidad en el punto de espesor máximo.
- ✓ Sepárese la muestra por el centro con el ranurador desde el interior hasta el borde libre del platillo dejando un canal limpio y claro.

- ✓ Gírese la manivela, del aparato con una velocidad en la caída del platillo de dos golpes por segundo, contando el número de golpes requeridos para que los labios de la ranura se unan en una longitud de 1 cm aproximadamente.
- ✓ Anótese el número de golpes tóme-se una muestra del suelo próximo a los labios de la ranura en la parte donde se cerró, pesarla y secarla al horno para determinar su contenido de humedad.
- ✓ Repítase los pasos anteriores, limpiando y secando previamente el platillo, disminuyendo el contenido de humedad de la muestra, hasta obtener 3 ensayos en los cuales el número de golpes necesarios para el cierre de la ranura esté en los rangos de 10 a 20 a 30 y 30 a 35.



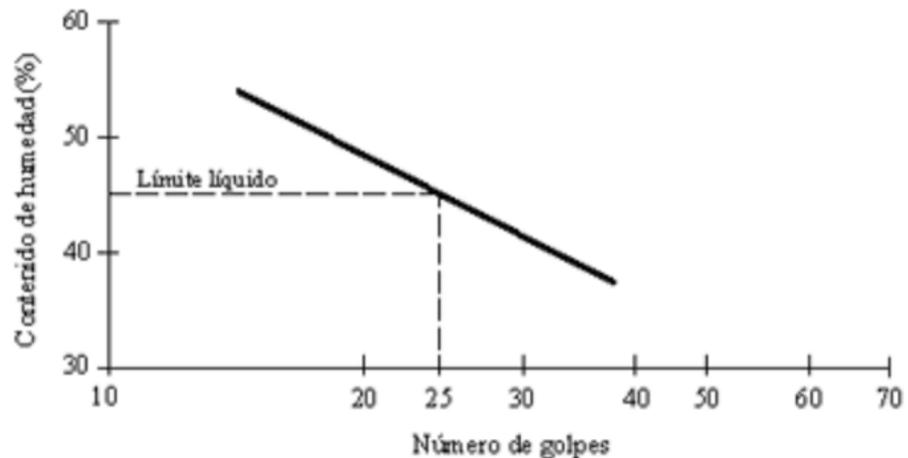
**Figura Nº 6. Ensayo de Límite Líquido en una muestra de Suelo**

### **Evaluación**

En un gráfico, que tenga en abscisas el número de golpes es escala logarítmica y en ordenadas los porcentajes de humedad del suelo en escala aritmética, dibújese los valores obtenidos en el ensayo.

Trácese la recta media entre los puntos y repórtese como límite líquido, el contenido de humedad, leído sobre la recta, que corresponda 25 golpes. La pendiente de esta recta se denomina índice de fluencia ( $I_f$ )

La desviación del punto intermedio con la recta que une los extremo, medido verticalmente, debe ser menor del 3% LL, en caso contrario repítase el ensayo.



**Figura N° 7. Representación gráfica de Límite Líquido**

### **Límite Plástico (LP) ASTM D4318**

#### **Definición**

Se ha convenido en considerar el límite plástico de un suelo como su mínimo contenido de humedad que permite amasarlo en cilindros de 3 mm (1/8") de diámetro sin que se rompan o desmoronen.

La plasticidad es una característica de los suelos cohesivos que les permite sufrir deformaciones considerables de corte sin romperse, sin presentar agrietamiento en su superficie, sin rebote elástico y sin sufrir cambios de volumen apreciables.

La plasticidad de los suelos se debe al efecto lubricante de la película de agua que hay entre partículas adyacentes, y depende de los factores que influyen

sobre la superficie y el espesor de la película de agua. Por ello, la plasticidad es función de la forma y el tamaño de las partículas y de la naturaleza química de su superficie.

El límite plástico tiene importancia práctica, ya que la manipulación del suelo y la ejecución de obras de tierra es más fácil en ese estado. La excavación del material y su compactación se realizan con el menor trabajo.

### **Determinación del Límite plástico.**

#### **Procedimiento**

- ✓ Tómese una pequeña cantidad de suelo preparada como se describió en el ensayo anterior.
- ✓ Amásese y ruédese sobre una superficie lisa (lámina de vidrio) con la mano: hasta formar cilindros de 3 mm de diámetro (aproximadamente), comprímase y repítase el amasado, se pierde con ello cierta humedad. Repítase la operación hasta que el cilindro se agriete durante el proceso de amasado.



**Figura Nº 8. Ensayo de Límite Plástico en una muestra de Suelo**

- ✓ Reúnase los trozos del suelo en un envase, pésese y determínese su contenido de humedad secándolo al horno.

- ✓ En el caso de suelos arenosos el amasado de los rollos se hará con la espátula, secando continuamente el agua que deja el material sobre la superficie. Cuando la muestra se resquebraje, se considera que alcanzó su límite plástico. El diámetro del rollo, en este caso, puede o no ser de 3 mm; usualmente será mayor.
- ✓ Si el límite plástico no puede ser determinado, entonces se dice que el suelo es no plástico (NP)
- ✓ El límite plástico será el promedio de los valores de humedad antes determinados (mínimo: dos), la diferencia entre dos determinaciones debe ser menor del 2%, de lo contrario repítase el ensayo.

### Límite de Contracción (Lc) ASTM D427

#### Definición

Es el contenido de humedad para el cual cesa la disminución del volumen de la masa de suelo, aun cuando el contenido de agua continúe disminuyendo (evaporándose).



Figura Nº 9. Equipos para el ensayo Límite de Contracción

### **Procedimiento**

- ✓ Tómese una muestra representativa de unos 30 gr de material pasante el tamiz N° 40 y preparada como se describió en el ensayo de límite líquido.
- ✓ Pésese el molde contracción ( $W_{molde}$ ), y determínese su volumen ( $V_{molde}$ ) así: llénese con mercurio, se enrasa con una placa de vidrio lisa y rígida y médase el volumen de mercurio contenido en el molde con un cilindro graduado de 25 ml. El volumen inicial de la probeta húmeda ( $V_m$ ) se considerará igual al volumen del molde ( $V_{molde} = V_m$ )
- ✓ Colóquese el suelo en una cápsula de evaporación y mézclase con agua destilada o desmineralizada hasta obtener una trabajabilidad igual o algo superior al límite líquido del suelo.
- ✓ Para evitar la adhesión del suelo al interior del molde de contracción, se recubre éste con una delgada capa de vaselina u otra grasa pesada.
- ✓ Colóquese el suelo en el molde entre porciones aproximadamente iguales hasta llenarlo y después de colocada cada porción se golpea el conjunto sobre una superficie firme, amortiguada con varias capas de papel periódico o similar, hasta lograr extender el material y remover las burbujas de aire atrapadas en la masa.
- ✓ Si hace falta, agréguese más suelo y continúese el proceso hasta que se rebose el molde.
- ✓ Enrase la superficie del suelo con la regla de acero, límpiase el molde por fuera y pésese y réstele el peso del molde vacío a dicha muestra ( $W_m$ )
- ✓ Séquese el suelo al aire, a temperatura ambiente, hasta que su color originalmente oscuro se torne más claro; luego séquese en horno a  $105^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$ , ó a  $60^{\circ}\text{C}$  si contiene material orgánico, hasta que adquiera un peso constante (después de 24 horas aproximadamente). Déjese enfriar a

temperatura ambiente en el desecador y pésese a continuación restándole el peso del molde vacío ( $W_s$ ).

- ✓ Se separa la muestra seca del molde y se determina su volumen en la forma siguiente: llénese el envase de vidrio con mercurio y enráselo utilizando la placa con tres puntas, límpiase el envase de todo mercurio adherido por fuera y colóquelo en una vasija de porcelana. Póngase la muestra sobre la superficie del mercurio e introdúzcala en él utilizando la placa con las tres puntas apretando a esta contra el borde del envase; se mide luego el volumen del mercurio desalojado por la muestra en el cilindro en el cilindro graduado de 25 ml ( $V_s$ ). Es importante que no haya quedado aire atrapado debajo de la muestra.
- ✓ El volumen del mercurio desalojado se considerará igual al de la muestra seca ( $V_s = W_{\text{Hg desplaza}} / \rho_{\text{Hg}}$ ).

#### Contenido de humedad

$$\% w = \frac{W_m - W_s}{W_s} \times 100 \quad (\text{ec.01})$$

#### Límite de Contracción (Lc)

Calcúlese el límite de contracción (Lc) utilizando alguna de las expresiones siguientes:

$$Lc = \left[ w - \frac{(V_m - V_s)}{W_s} \gamma_w \right] \times 100 \quad (\text{ec. 02})$$

$$Lc = \left( \frac{1}{\gamma_0} - \frac{1}{G} \right); \quad (\text{ec. 03})$$

G: peso específico de las partículas de suelo

Siendo

$$\gamma_0 = \frac{W_s}{V_s \times \gamma_w} \text{ y } \gamma_w = 1 \text{ g / cm}^3 ; \quad (\text{ec. 04})$$

$\gamma_0$  : Relación de contracción

### **Contracción volumétrica (%Cv)**

Es la disminución de volumen (en porcentaje) que experimenta la masa de suelo cuando su contenido de humedad se reduce de un porcentaje cada ( $\%w_i$ ) al límite de contracción (Lc); y se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$\%Cv = (\%w_i - Lc) \times \square_0 \quad (\text{ec. 05})$$

$\%w_i$ : Contenido de humedad obtenido de la prueba de humedad equivalente.

**Lc**: Límite de Contracción

$\square_0$ : Relación de contracción

### **Contracción Lineal**

Es la disminución unidimensional de una masa de suelo, expresada como un porcentaje de la dimensión original, cuando el contenido de humedad se reduce de un valor dado al límite de contracción; y puede calcularse mediante la fórmula siguiente:

$$CL = 100 \times \left( 1 - \sqrt[3]{\frac{100}{\%C_v + 100}} \right) \quad (\text{ec. 06})$$

### **Peso específico (G)**

Suponiendo que no queda atrapada ninguna burbuja de aire, al introducir el suelo húmedo en el molde de contracción, el peso específico de los sólidos puede calcularse para la fórmula siguiente:

$$G = \left( \frac{1}{\frac{1}{\gamma_0} - \frac{Lc}{100}} \right) \quad (\text{ec. 07})$$

### **Índices de Consistencia**

Los índices de consistencia se derivan de los límites: líquidos, plástico y de contracción, y son los siguientes:

#### **Índice de Plasticidad (Ip)**

Es el valor numérico de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, o sea:

$$I_p = LL - LP \quad (\text{ec. 08})$$

Aquellos suelos que no poseen límite plástico no tienen plasticidad (NP), como por ejemplo la arena. El índice de plasticidad de un suelo es una medida de capacidad de desarrollar cohesión. Mientras mayor sea la plasticidad, valores más elevados podrá alcanzar la cohesión del suelo. Esta propiedad índice desempeña un papel importante en la clasificación de los suelos.

### **Índice de flujo (If), o de escurrimiento**

Se define como la pendiente de la curva de flujo obtenida en un ensayo de límite líquido, expresada como la diferencia entre los contenidos de humedad a 1 y 10 golpes, a 5 y 50 golpes, o a 10 y 100 golpes.

$$I_f = w_5 - w_{10} \quad (\text{ec. 09})$$

### **Índice de tenacidad (I<sub>T</sub>)**

Es la relación entre el índice de plasticidad (Ip) y el índice de flujo (If), ambos expresados en fracción racional.

$$I_T = \frac{I_p}{I_f} \quad (\text{ec. 10})$$

### **Índice de Contracción (Ic)**

Es la diferencia numérica entre los límites plásticos y de contracción:

$$I_c = L_p - L_c \quad (\text{ec. 11})$$

### **Índice de Fluidéz o liquidez (I<sub>L</sub>)**

Es la relación agua-plasticidad

$$I_L = \frac{w - L_p}{LL - L_p} \quad (\text{ec.12})$$

w: humedad natural del suelo in situ

### **Índice de consistencia o consistencia relativa (Cr)**

Indica la consistencia de un suelo en su estado natural, expresada por un contenido natural de humedad (w), con relación a sus límites plásticos y líquido.

$$Cr = \frac{LL - w}{LL - Lp} \quad (\text{ec. 13})$$

La consistencia de un suelo estará definida según el valor del índice de consistencia y dentro de los rangos indicados en la **Tabla N°05**.

Indice de Consistencia Cr	Humedad Natural w	Consistencia del suelo
0 ó menor	$w \geq LL$	Fluida
0 a 0.5	$LL > w \geq Lp$	Muy Blanda
0.5 a 0.75		Blanda
0.75 a 1.0		Semidura
>1.0	$Lp > w \geq Lc$ $w < Lc$	Dura Muy Dura

**Tabla N° 5. Descripción de las características del suelo en función del Índice de Consistencia**

### Resultados

Los límites líquido y plástico dependen de la fracción arcillosa del suelo. Un suelo con alto contenido arcilloso tiene usualmente límites plásticos y líquidos muy altos, mientras que los suelos arenosos, menos cohesivos, dan resultados bajos en el ensayo. Los límites líquidos por debajo del 20 % son excepcionales y difíciles de determinar experimentalmente, mientras que la mayoría de los suelos arcillosos tienen límites líquidos del orden del 50 al 90 por ciento. Cuando un suelo contiene una proporción alta de materia orgánica, ambos límites son muy altos, aunque el índice de plasticidad es similar al del mismo suelo sin materia orgánica.

El índice de plasticidad ( $I_p$ ) generalmente es una función de la cantidad de arcilla que hay en el suelo, mientras que los límites plástico y líquido,

individualmente, son funciones de la cantidad y tipo de arcilla. Por consiguiente, si se consideran los límites líquidos en relación con los índices de plasticidad, una diferencia en estas relaciones será debida a diferencias en el tipo de arcilla. Una excepción son los suelos que contienen mucha materia orgánica y aquellos cuyas partículas son porosas y contienen huecos, los cuales tienen límite líquido relativamente alto para un índice de plasticidad dado.

Los límites de consistencia permiten identificar un suelo; así como también, dan información respecto a las propiedades cohesivas de un suelo y la cantidad de agua capilar que puede retener. Casagrande resume otras características que indican los límites Atterberg, ellas se muestran a continuación:

<b>Característica</b>	<b>Comparando Suelos de igual LL con Ip que aumenta</b>	<b>Comparando Suelos de igual Ip con LL que aumenta</b>
<b>Compresibilidad</b>	<b>Aproximadamente la misma</b>	<b>Aumenta</b>
<b>Permeabilidad</b>	<b>Disminuye</b>	<b>Aumenta</b>
<b>Tenacidad cerca del Lp</b>	<b>Aumenta</b>	<b>Disminuye</b>
<b>Resistencia Seca</b>	<b>Aumenta</b>	<b>Disminuye</b>

**Tabla N° 6. Características que indican los Límites Atterberg**

### Ensayo Límites de Consistencia

**Obra:**

**Ubicación:**

**Procedencia:**

**Muestra N°:**

**Descripción del suelo:**

**Realizado por:**

**Fecha:**

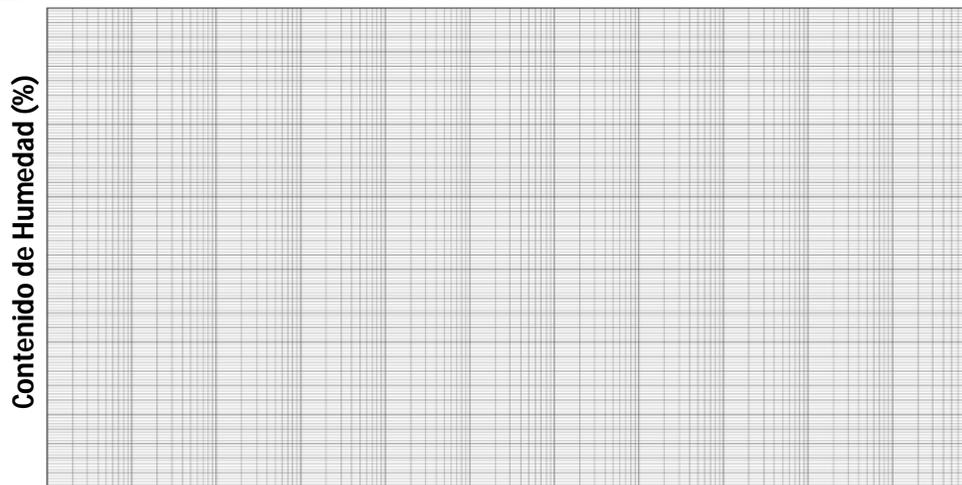
**Límite Líquido**

Tara N°	Peso de la tara (gr)	Peso de Tara+Suelo Húmedo (gr)	Peso de Tara + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso del Suelo Seco (gr)	Contenido de humedad (%)	Número de Golpes

**Límite Plástico**


**Límite de Contracción**

							Volumen de la muestra (Vm)	Volumen del suelo seco (Vs)



**LL=**

**Lp=**

**Lc=**

**Describa de acuerdo a los límites de consistencia y la práctica anterior que tipo de suelo se está analizando:**

## GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

### Objetivo

Determinar la distribución de tamaños de partículas en un suelo

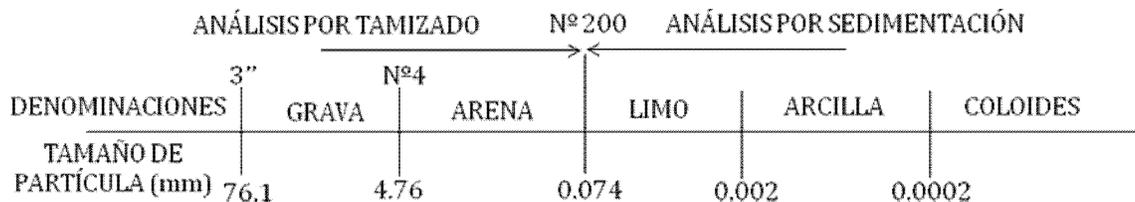
### Definiciones y Generalidades

El análisis granulométrico o análisis mecánico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños las partículas que lo componen determinando en porcentaje, del peso total, la cantidad de granos de distintos tamaños que contiene dicho suelo.

El tamaño de la partícula  $d(\text{mm})$ , se define como la abertura del tamiz de malla cuadrada más cerrada por la cual pasa la partícula; si ésta fuera menor de  $0.074\text{mm}$  será entonces, el diámetro de una esfera de peso específico igual al suelo que descende en agua destilada con la misma velocidad que la partícula de suelo respectiva.

Dependiendo del tamaño de los granos el análisis puede ser:

- ✓ Por tamizado
- ✓ Por sedimentación: Hidrómetro o sifoneado.
- ✓ Análisis combinado (tamizado y sedimentación)



**Figura Nº 10. Tamaño de Partículas según la denominación**

No existe un patrón internacional para correlacionar el tamaño de las partículas con una denominación; aunque en varios se emplea un mismo criterio.

Sistema de clasificación	Tamaño de los granos, en mm						
	100	10	1	0.1	0.01	0.001	0.0001
U. S. Bureau of Soils, 1890-95	Grava		Arena		Limo	Arcilla	
	1		0.05		0.005		
Atterberg, 1905	Grava	Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla		
	2		0.2	0.02	0.002		
MIT, 1931	Grava	Arena		Limo	Arcilla		
	2		0.06		0.002		
U.S. Dept. Agr., 1938	Grava	Arena		Limo	Arcilla		
	2		0.05		0.002		
AASHTO, 1970	Grava	Arena		Limo	Arcilla		Coloides
	75	2	0.075		0.002	0.001	
Unificado 1953 ASTM 1967	Grava	Arena		Finos(limo y arcilla)			
	75	4.75	0.075				

**Tabla Nº 7. Denominación de las fracciones según el tamaño del grano**

### Aparatos

Balanza de torsión o eléctrica, con sensibilidad de 0.1 gr.

Tamices: juego de tamices de malla cuadrada que cumpla las especificaciones ASTM E-11, con su tapa y recipiente inferior. Se recomienda incluir los tamices indicados en la **Tabla Nº 08**.

Tamizadora mecánica, es opcional.

Aparato agitador: licuadora mecánica o eléctrica con su vaso.

Hidrómetro tipo 151 H ó 152 H, conforme especificaciones ASTM E-100

Cilindro de sedimentación: cilindro de vidrio, de unos 45 cm de alto, marcado para un volumen de 1000 ml a 20 °C.

Termómetro de inmersión, con apreciación de 0.5 °C

Cronómetro o reloj con segundero.

Utensilios de uso general: horno de secado, envases apropiados para el manejo y secado de las muestras.

### **Análisis por Tamizado**

Para clasificar por tamaños las partículas gruesas, el método más adecuado es el tamizado. En éste se utilizará un juego de tamices de malla cuadrada que cumpla con las especificaciones ASTM E-11. Un conjunto de tamices que permita un espaciamento uniforme en los puntos de la curva granulométrica es el siguiente:

TAMIZ	3"	1 1/2"	3/4"	3/8"	Nº 4	Nº10	Nº20	Nº40	Nº100	Nº200
ABERTURA (mm)	76.2	38.1	19.1	9.5	4.76	2	0.84	0.42	0.149	0.074

**Tabla Nº 8. Abertura de tamices**

En general; un buen espaciamento de los diámetros del suelo en la curva de distribución de tamaños se obtendrá si se emplea un conjunto de tamices que tengan aberturas aproximadamente la mitad del tamiz del tamiz anterior mas grueso. Así tenemos que para suelos más finos que el tamiz Nº 10 (2mm), la ASTM exige los tamices siguientes Nº 20, 40, 60, 140 y 200.

### **Muestra**

La muestra está constituida por dos fracciones: una retenida sobre el tamiz Nº10 (2.00 mm) y la otra pasante por ese tamiz. Ambas fracciones se ensayarán por separado.

El peso total de la muestra será la suma de los pesos secos de ambas fracciones.

El análisis granulométrico para las dos fracciones se realiza así:

Fracción granular gruesa (retenido en Nº 10) —————> Tamizado en seco

Fracción granular fina (pasa N°10)

—————> Tamizado en seco

Lavado y Tamizado

### **Análisis de la fracción gruesa.**

#### **Procedimiento (tamizado en seco)**

Secar el material en un horno a temperatura constante de  $105 \pm 5^\circ\text{C}$ . Si el suelo contiene material orgánico u otras sustancias cuya constitución pueda ser alterada a la temperatura de  $105^\circ\text{C}$ , se secará entonces a una temperatura no mayor de  $60^\circ$  duplicándose el tiempo de secado.

Tómese una muestra representativa del material, cuyo peso se indica en la **Tabla N°09**, en función del tamaño de sus partículas más grandes.

<b>Diámetro Nominal de las partículas más grandes (pulgadas)</b>	<b>Peso mínimo de la muestra (gr)</b>
3/8	500
3/4	1000
1	2000
1 1/2	3000
2	4000
3	6000

**Tabla N° 9. Peso Mínimo de la muestra**

Tamizar la muestra por los tamices de 3" al N° 10 durante 15 minutos a mano o 10 minutos en la tamizadora efectuando principalmente movimientos horizontales.

Pésese la fracción retenida en cada tamiz.

### **Cálculos**

El porcentaje retenido sobre un tamiz  $i$  se calculará así:

$$\% Ret_i = \frac{\text{Peso ret. en tamiz } i}{\text{Peso Total}} \times 100$$

El porcentaje más fino se obtiene restando de 100% el porcentaje retenido en el primer tamiz, a este resultado se le resta el porcentaje retenido en el tamiz siguiente y así sucesivamente. También se obtiene restando de 100% los porcentajes en forma acumulada de los retenidos sobre cada tamiz, hasta llegar al tamiz en consideración.

$$\% Mas\ fino_i = 100\% - \sum \% Ret_i$$

### **Análisis de fracción fina.**

Tamizado en seco: se emplea para materiales arenosos que contengan muy poco limo y arcilla y cuyos terrones en estado seco se desintegren con facilidad.

### **Procedimiento**

Tómese unos 100 a 200 gr. (peso inicial) de la muestra seca que pasó por el tamiz N°10 (2.00 mm). Si el suelo presenta terrones éstos se desmoronan cuidadosamente para no romper los granos.

Tamizar el material por los tamices del N° 10 al N°200 y determinar los pesos retenidos en cada tamiz.

### **Cálculos**

El porcentaje retenido sobre el tamiz  $i$  se calculará así:

$$\% Ret_i = \frac{\text{Peso ret. en tamiz } i}{\text{Peso Inicial}} \times (\% Pasa N^{\circ}10)$$

El porcentaje más fino se obtiene restando del %Pasa N° 10 el % Retenido en el tamiz siguiente, a este resultado se le resta el % Retenido en el tamiz que sigue y así sucesivamente. También se puede obtener restando del %Pasa N°10 los porcentajes retenidos en forma acumulada sobre cada tamiz.

$$\% Mas\ fino_i = \% Pasa N^{\circ}10 - \sum \% Ret_i$$

### **Lavado y tamizado**

Se requiere en caso de materiales limosos y arcillosos con poco contenido de arena, cuyos terrones en estado seco no se rompen con facilidad.

### **Procedimiento**

Tómese unos 100 a 200 gr (peso inicial) del material seco pasante por el tamiz N°10. Si el material presenta humedad higroscópica se determinará su contenido de humedad sobre una muestra auxiliar secándola al horno, así podrá calcularse el peso del material seco.

Colocar el material en un vaso de precipitados (beaker) y cúbrase con agua para dejar en remojo hasta que todos los terrones se ablanden.

Después de la inmersión (18 a 24 horas), lavar todo el contenido del vaso de precipitado sobre el tamiz N°200 hasta que pase el agua limpia. Se debe cuidar de no perder ninguna partícula de las retenidas en el tamiz y evitar frotar la muestra contra el tamiz.

El material retenido en el tamiz N°200, después de lavado, se coloca en una cápsula lavando la malla con agua y se seca a  $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$  su contenido.

Tamícese en seco por los tamices de malla inferior al N° 10 y pesar lo retenido en cada uno.

### **Cálculos**

El % **Ret.i** y el %**Mas fino i** al igual como se mencionó para el caso del Análisis de la fracción fina.

El porcentaje de material pasante por el tamiz N° 200 se calculará así:

$$\% Pasa N^{\circ}200 = \frac{\text{Peso inicial} - \text{peso ret. seco}}{\text{Peso Inicial}} \times (\% Pasa N^{\circ}10)$$

### **Análisis por Sedimentación**

El tamizado por sí solo es un ensayo incompleto, excepto cuando se trata de suelos predominantemente arenosos. La determinación del contenido de limo y arcilla en un suelo no puede realizarse por tamizado y por ello se recurre a ensayos de sedimentación.

Los procedimientos que se mencionan a continuación están basados en la ley de Stokes, que relaciona la velocidad de caída libre de una esfera en el seno del fluido con su diámetro.

$$v = \frac{1}{18} \times \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\mu} d^2 \quad \text{(ec.14)}$$

Donde:

v= velocidad de sedimentación (cm/seg)

μ= coeficiente de viscosidad del fluido en poises

$d$  = diámetro de la esfera (cm)

$\rho_s$  = peso unitario de la esfera ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ )

$\rho_f$  = peso unitario del fluido ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ )

Los métodos que están corrientemente en uso y basados en la Ley de Stokes son:

- ✓ Método del hidrómetro, de Bouyoucos – Casagrande.
- ✓ Método del sifoneado, de R. Valle Rodas
- ✓ Método de la pipeta, de Robinson

De los tres, el de mayor uso en el laboratorio es el primero.

### **Método del Hidrómetro.**

Este método es el más usado para hacer la determinación indirecta de los diámetros ( $d$ ) y las fracciones ( $s$ ) de las partículas que pasan a través de la malla N°200 (0.074mm).

Por medio del hidrómetro o densímetro de cristal es posible conocer la variación de la densidad que experimenta la suspensión (partículas de suelo y agua), a medida que las partículas sedimentan la densidad decrece y el densímetro se hunde cada vez más. Las lecturas del densímetro, simultáneas con las del tiempo y temperatura, referidos al instante inicial, y el peso seco inicial de las partículas, son los datos que permiten la determinación del diámetro y peso de las partículas que quedan en suspensión en un momento dado.

### **Determinación del diámetro.**

Si la partícula desciende hasta una profundidad  $Z_r$  por debajo de la superficie de la suspensión en un tiempo  $t$ , la velocidad de descenso será:

$$v = \frac{Zr}{t} \quad (\text{ec.15})$$

Siendo la velocidad en (ec.14) y (ec.15) teóricamente la misma se tiene:

$$\frac{Zr}{t} = \frac{G - G_{wT}}{18\mu} \times \gamma_{wT} \times d^2$$

Para propósitos de cálculo esta ecuación se expresa usando **Zr** (cm); y **t** (min); para obtener **d** en (mm).

$$d = \sqrt{\frac{30\mu}{980(G - G_{wT}) \times \gamma_{wT}} \times \frac{Zr}{t}} \quad (\text{ec.16})$$

Donde;

G= peso específico del suelo

G<sub>wT</sub> = peso específico del agua a la temperatura T

γ<sub>wT</sub>= peso unitario del agua a la temperatura T

t= tiempo en minutos

Zr= profundidad efectiva en cm

La ecuación anterior puede escribirse así:

$$d = K \times \sqrt{\frac{Zr}{t}} \quad (\text{ec.17})$$

K= coeficiente que depende de la temperatura de la suspensión y del peso específico del suelo. La viscosidad del agua (μ) varía con la temperatura. Los valores de K aparecen en la tabla siguiente:

Temp	Peso específico de las partículas de suelo								
°C	2,45	2,50	2,55	2,60	2,65	2,70	2,75	2,80	2,85
10	0,01659	0,01631	0,01604	0,1583	0,1555	0,01532	0,01510	0,01488	0,01468
11	0,01636	0,01608	0,01582	0,01557	0,01533	0,01511	0,01489	0,01468	0,01448
12	0,01613	0,01586	0,01560	0,01535	0,01512	0,01490	0,01468	0,01448	0,01428
13	0,01591	0,01565	0,01539	0,01515	0,01492	0,01470	0,01449	0,01428	0,01409
14	0,01571	0,01544	0,01519	0,01495	0,01474	0,01451	0,01430	0,01410	0,01391
15	0,01551	0,01525	0,01500	0,01476	0,01454	0,01432	0,01412	0,01392	0,01373
16	0,01530	0,01505	0,01481	0,01457	0,01435	0,01414	0,01394	0,01374	0,01356
17	0,01521	0,01486	0,01462	0,01439	0,01417	0,01396	0,01376	0,01356	0,01338
18	0,01492	0,01467	0,01443	0,01421	0,01399	0,01378	0,01359	0,01339	0,01321
19	0,01437	0,01449	0,01425	0,01403	0,01382	0,01361	0,01342	0,01323	0,01305
20	0,01456	0,01431	0,01408	0,01386	0,01365	0,01344	0,01325	0,01307	0,01289
21	0,01438	0,01414	0,01391	0,01369	0,01348	0,01328	0,01309	0,01291	0,01273
22	0,01421	0,01397	0,01374	0,01353	0,01332	0,01312	0,01294	0,01276	0,01258
23	0,01404	0,01381	0,01358	0,01337	0,01317	0,01297	0,01279	0,01261	0,01243
24	0,01388	0,01365	0,01342	0,01321	0,01301	0,01282	0,01264	0,01246	0,01229
25	0,01372	0,01349	0,01327	0,01306	0,01286	0,01267	0,01249	0,01232	0,01215
26	0,01357	0,01334	0,01312	0,01291	0,01272	0,01253	0,01235	0,01219	0,01201
27	0,01342	0,01319	0,01297	0,01277	0,01258	0,01239	0,01221	0,01204	0,01188
28	0,01327	0,01304	0,01283	0,01264	0,01244	0,01225	0,01208	0,01191	0,01175
29	0,01312	0,01290	0,01269	0,01249	0,01230	0,01212	0,01195	0,01178	0,01162
30	0,01298	0,01276	0,01256	0,01236	0,01217	0,01199	0,01182	0,01165	0,01149

**Tabla Nº 10. Valores de K para el cálculo del diámetro de partículas en el análisis hidrométrico.**

### **Determinación de la fracción en suspensión**

Vamos a realizar esta determinación para los dos tipos de hidrómetros conocidos;

- ✓ De concentración: está calibrado a 20° C de temperatura para medir la cantidad de gr/lit del suelo en suspensión y corresponde al hidrómetro ASTM-152H

Inicialmente, el peso unitario de la suspensión es:

$$\gamma_i = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s + (V - \frac{W_s}{\gamma_s})\gamma_w}{V} = \gamma_w + \frac{W_s}{V} \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right)$$

$$\gamma_i = \gamma_w + \frac{W_s}{V} \left(1 - \frac{1}{\gamma_s/\gamma_w}\right)$$

Pero;  $\gamma_s/\gamma_w_{20^\circ\text{C}} = G$

Luego;

$$\gamma_i = \gamma_w + \frac{W_s}{V} \left(\frac{G-1}{G}\right) \quad \text{(ec.18)}$$

Para t=0

Siendo: V= Volumen total de la suspensión

W<sub>s</sub>= Peso del suelo en suspensión

G= Peso específico del suelo

W<sub>w</sub>= Peso total del agua en la probeta.

□<sub>i</sub> = Peso unitario inicial de la suspensión

□<sub>w</sub> = Peso unitario del agua a la temperatura de la suspensión

En cualquier momento después será:

$$\gamma = \gamma_w + \frac{SW_s}{V} \left( \frac{G-1}{G} \right) \quad (\text{ec.19})$$

Para  $t \neq 0$

Donde;

$\square$  = Peso unitario de la suspensión

S= Fracción de los Sólidos en suspensión

$$S = \frac{\text{sólidos en suspensión}}{\text{total de sólidos}} = \frac{W`s}{W_s}$$

SWs = Peso de suelo en suspensión

Despejando S de la Ec. 06 se tiene:

$$S = \frac{V}{W_s} \frac{G}{G-1} (\gamma - \gamma_w) \quad (\text{ec.20})$$

Si consideramos:

$$r = \gamma - \gamma_w \quad \text{y} \quad a = \frac{G}{G-1}$$

V= 1 lt

r = lectura corregida del hidrómetro

a = coeficiente de corrección

Se tiene entonces, expresado en porcentaje:

$$\% S = \frac{r \times a}{W_s} \times 100 \quad (\text{ec.21})$$

- ✓ De densidad: está calibrado para medir la densidad de la suspensión (gr/cm<sup>3</sup>), con un peso específico de G=2.65 y corresponde al hidrómetro ASTM-151H

La densidad de la suspensión (r) en un tiempo (t) cualquiera es:

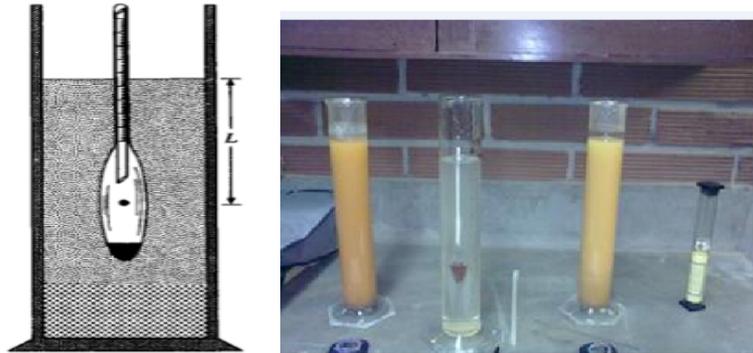
$$r = \frac{SW_s + W_w}{V} = \frac{SW_s + (V - \frac{SW_s}{\gamma_s})\gamma_w}{V}$$

SW<sub>s</sub> = Peso de suelo en suspensión

$$r = \frac{SW_s}{V} \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right) + \gamma_w$$

Si V= 1Lt y expresamos a S en porcentaje será:

$$\% S = \frac{r - \gamma_w}{W_s} \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_w 20^\circ\text{C}} \times 100 \quad (\text{ec.22})$$



**Figura Nº 11. Esquema del Hidrómetro**

### **Corrección de las lecturas del hidrómetro:**

Estando la lectura del hidrómetro afectada de varios factores es necesario corregirlas por los conceptos siguientes:

- ✓ Menisco,  $C_m$
- ✓ Temperatura;  $C_T$
- ✓ Defloculante,  $C_d$
- ✓ Desplazamiento del punto cero,  $C_0$

Antes de proceder con la calibración del hidrómetro, lávese éste con jabón enjuáguese con agua, luego con alcohol y finalmente con agua destilada. El bulbo y la parte del vástago con la escala, no debe tocarse con la mano.

### **Corrección por menisco ( $C_m$ )**

Se determina sumergiendo el hidrómetro en agua destilada y tomando dos lecturas en la escala del vástago: una en la parte superior del menisco y otra al nivel de la superficie horizontal del agua. La diferencia entre las lecturas será la corrección por menisco que debe sumarse a las lecturas hechas al estar operando.

Esta corrección se debe a que las suspensiones de suelo son transparentes, por lo que al formarse el menisco alrededor del vástago la lectura correcta no puede hacerse.

Valores frecuentes de  $C_m$  son:

Hidrómetro ASTM 151H:  $C_m=0.6$

Hidrómetro ASTM 152H:  $C_m=1.0$

### Corrección por Temperatura ( $C_T$ )

El cambio de volumen del hidrómetro, por la dilatación del vidrio, en función de la temperatura de la suspensión, es tomado en cuenta por el factor de corrección ( $C_T$ ) y sus valores determinados analíticamente aparecen en la siguiente tabla:

Temp °C	$C_T$		Temp °C	$C_T$	
	Hidrómetro Densidad (gr/cm <sup>3</sup> )	Graduado en concentración (gr/lit)		Hidrómetro Densidad (gr/cm <sup>3</sup> )	Graduado en concentración (gr/lit)
10	-1.25	-2.00	20	0.00	0.00
11	-1.18	-1.89	21	0.19	0.01
12	-1.09	-1.75	22	0.38	0.61
13	-1.00	-1.6	23	0.59	0.95
14	-0.89	-1.43	24	0.8	1.28
15	-0.78	-1.25	25	1.04	1.64
16	-0.64	-1.03	26	1.27	2.04
17	-0.5	-0.8	27	1.52	2.44
18	-0.34	-0.54	28	1.77	2.84
19	-0.18	-0.3	29	2.04	3.27
			30	2.3	3.69

**Tabla N° 11. Valores para la corrección por temperatura, de las lecturas del hidrómetro para un peso específico del sólido en suspensión: G= 2,65 (p.e ASTM 152H)**

**Corrección por defloculante ( $C_d$ ) y por desplazamiento del punto cero ( $C_0$ ):**

Estas dos correcciones usualmente se hacen juntas. A continuación se explican las causas de las correcciones y luego como se procede en su determinación.

El defloculante es un agente de dispersión para evitar la atracción entre partículas, las cuales tienden a formar grumos o flóculos entre sí durante la sedimentación de las partículas de suelo en suspensión.

Algunos de los agentes de dispersión utilizados con frecuencia son: Hexametáfosfato de sodio (125ml/lit de suspensión), silicato de sodio (0.5 a 2.0 ml/lit) y oxalato de sodio, goma arábiga e hidróxido de sodio a una concentración conveniente.

La densidad de la suspensión aumenta al agregarle un agente dispersante, por ello hay que hacer la corrección correspondiente ( $C_d$ ) que depende de la cantidad de floculante.

Originalmente la escala de un hidrómetro ha sido graduada para registrar una lectura cero o una lectura inicial a una temperatura de base que generalmente es 67 °F (19.4 °C). Si la temperatura es otra, existirá un desplazamiento del punto cero y en consecuencia deberá corregirse.

Prepare 1000 ml de agua destilada con agente dispersante en la misma proporción que se utilizará en el ensayo. Viértase la solución en un cilindro de sedimentación y colóquese en ella el hidrómetro, cuando las temperaturas del hidrómetro y del líquido se hayan igualado registre la lectura de calibración ( $r_c$ ) en la parte superior del menisco mídase la temperatura (T) del líquido. La corrección por punto cero y defloculante será:

$$C_0 + C_d = r'_c + C_T + C_m \quad (\text{ec.23})$$

Finalmente la corrección total resulta ser:

$$C = C_m \pm C_T - C_0 - C_d \quad (\text{ec.24})$$

Y la lectura correcta del hidrómetro:

$$r = r' \pm C \quad (\text{gr/lit}) \quad (\text{ec.25})$$

### **Procedimiento**

- ✓ Del material seco pasado por la malla N°10 tómesese una muestra representativa de unos 100 gr si el suelo es arenoso o de unos 50 gr si se trata de limo o arcilla. Si la granulometría está completa hasta el tamiz N° 200 se tomará 50 gr del material seco pasado por la malla N°200 para ser analizado por el hidrómetro. Si la muestra no está seca se determinará su contenido de humedad (w) sobre una muestra auxiliar para conocer su peso seco.
- ✓ Colóquese la muestra en un vaso de precipitados (beaker) cúbrase con agua destilada y añádase un agente defloculante (unos 200 ml) déjese luego en remojo durante 18 horas mínimo.
- ✓ Luego del período de inmersión se coloca el contenido del vaso de precipitado en el vaso de una agitadora eléctrica, evitando cualquier pérdida de material; agítese durante 5 minutos si el suelo es arenoso y 15 minutos para suelos arcillosos.
- ✓ Viértase la suspensión en un cilindro de sedimentación, enjuagando bien el vaso de la mezcladora, completando el volumen a 1000 ml (1 litro) con agua destilada.

- ✓ Agítase la suspensión moviendo la probeta en posición horizontal o invirtiendo el cilindro varias veces, durante un minuto y tapando la boca del cilindro con la palma de la mano.
- ✓ Inmediatamente colóquese el cilindro, rápida y cuidadosamente sobre la superficie horizontal, póngase en marcha el cronómetro y sumérgase el hidrómetro poco a poco, producir turbulencia en el fluido, hasta que comience a flotar. Tómese lecturas a los 0.5, 1 y 2 minutos después de los cuales se retira el hidrómetro y con un termómetro se determina la temperatura de la suspensión.
- ✓ Se vuelve a hacer lecturas a los 5, 10, 15, 20, 25, 30 minutos, 1, 2, 4 y 24 horas, sumergiéndolo en la suspensión unos 20 seg. Antes de cada lectura y registrando la temperatura de ésta después de cada operación. Enjuáguese, entre lectura y lectura, el hidrómetro en un cilindro similar al del ensayo lleno con agua destilada.

Si el material ensayado pasa el tamiz N° 200 la prueba se dará por concluida; si no continúe con el siguiente paso.

- ✓ Después de la lectura final del hidrómetro viértase todo el material en el cilindro de sedimentación sobre un tamiz N° 200 y lávese con agua abundante, hasta que ésta salga clara. La fracción retenida sobre la malla N° 200 deberá secarse en una cápsula colocada en el horno a  $105 \pm 5$  ° C. Pése y tamícese en seco.

### **Resultados**

Los resultados numéricos obtenidos en el análisis granulométrico se representan en un sistema de coordenadas semilogarítmicas, obteniéndose así la curva granulométrica correspondiente al suelo ensayado. La representación semilogarítmica es preferible, ya que se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, los cuales resultan muy comprimidos en escala natural.

El análisis granulométrico es importante como una primera clasificación; ya que los datos obtenidos en relación con el tamaño de los granos no son suficientes, puesto que la forma de los granos tienen también un efecto importante en determinar las propiedades de los suelos; así tenemos por ejemplo, que una arcilla que tenga partículas chatas y escamosas tendrá características plásticas muy diferentes, de las de un polvo de roca constituido por granos más bien casi esféricos, aunque ambos suelos tengan partículas del mismo diámetro equivalente.

**Tamaño máximo:** el tamaño máximo de las partículas puede obtenerse directamente de la curva.

**Tamaño efectivo:** es el tamaño máximo de los granos que forman el 10% en peso más fino (este tamaño siempre existe)

$D_{10}$  = tamaño o diámetro efectivo

**Coefficiente de uniformidad o de Hazen (Cu):** es la relación que existe entre el diámetro que corresponde al 60% de peso más fino y el 10% del mismo. Este coeficiente indica la pendiente media de la curva granulométrica en su parte central, comprendida entre el 60% y el 10%.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{ec. 26})$$

$Cu < 5$  Suelos uniformes

$5 \leq Cu \leq 15$  Suelos No uniformes (heterogéneos)

$Cu > 15$  Suelos desuniformes (muy heterogéneos)

El coeficiente de uniformidad  $Cu$  indica la proporción de partículas del mismo tamaño. Si las partículas son todas del mismo diámetro  $Cu = 1$ .  $Cu$  puede ser cualquier número mayor que uno, el aumento del valor de  $Cu$  representa un amplio rango de diferentes tamaños de partículas.

La uniformidad de un suelo granular o ligeramente cohesivo da una idea sobre su compacidad al compactarlo. En general, los suelos con  $C_u > 15$  presentan una compacidad mayor al compactarlos.

**Coefficiente de curvatura:** es la relación del diámetro de porcentaje 30% entre el producto del diámetro del 60% y 10%.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} D_{10}} \quad (\text{ec. 27})$$

El coeficiente de curvatura  $C_c$  describe la suavidad y la forma de la curva de gradación. Valores de  $C_c$  muy altos o muy bajos indican que la curva es irregular. Los suelos bien graduados tienen valores comprendidos entre 1 y 3.

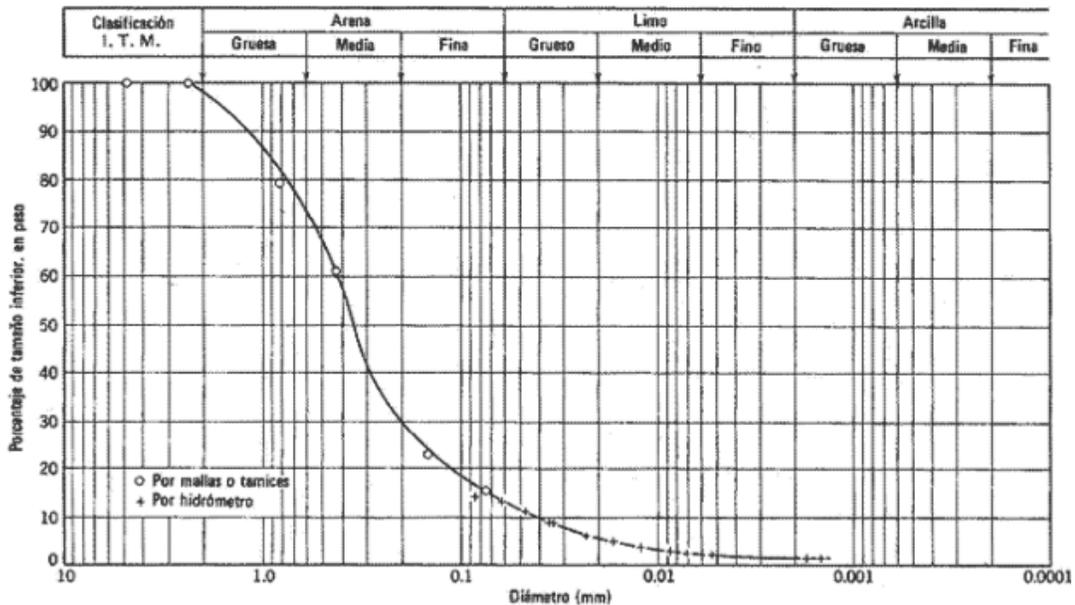


Figura Nº 12. Curva Granulométrica

OBRA: \_\_\_\_\_

UBICACIÓN: \_\_\_\_\_

PERFORACIÓN: \_\_\_\_\_ CALICATA No. \_\_\_\_\_

MUESTRA No. \_\_\_\_\_ PROFUNDIDAD: \_\_\_\_\_ m.

PESO DE TARA: \_\_\_\_\_ g.

PESO DE TARA + MUESTRA: \_\_\_\_\_ g.

PESO DE MUESTRA: \_\_\_\_\_ g.

**GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO**

DESIGNACIÓN DEL TAMIZ	TAMAÑO NOMINAL (mm)	PESO DEL TAMIZ (g)	PESO TAMIZ + SUELO (gr)	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	% PASANTE
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.100					
3/8"	9.520					
# 4	4.750					
# 10	2.000					
# 20	0.840					
# 40	0.420					
# 60	0.250					
# 100	0.150					
# 200	0.074					
Plato						

Grava Gruesa	Grava Fina	Arena Gruesa	Arena Media	Arena Fina	Pasa # 200
%	%	%	%	%	%

D<sub>10</sub> = \_\_\_\_\_ D<sub>30</sub> = \_\_\_\_\_ D<sub>60</sub> = \_\_\_\_\_  
 C<sub>c</sub> = \_\_\_\_\_ Cu = \_\_\_\_\_

Realizado por: \_\_\_\_\_

Fecha: \_\_\_\_\_

<b>U.C.</b>	<b>FACULTAD DE INGENIERÍA LABORATORIO DE SUELOS</b>													
<b>ENSAYO DE GRANULOMETRÍA</b>														
TAMAÑO DE LA ABERTURA EN PULGADAS	TAMAÑO DE MALLAS POR PULGADAS	TAMAÑO DE LOS GRANOS EN mm											No. LABORATORIO	
100 90 80 70 60 50 40 30 20 10 0	100 80 60 50 40 30 20 16 12 10 8 6 5 4 3 2 1.5 1.2 1 0.75 0.6 0.5 0.4 0.3 0.25 0.2 0.15 0.125 0.1 0.075 0.06 0.05 0.04 0.03 0.025 0.02 0.015 0.01 0.0075 0.006 0.005 0.004 0.003 0.002 0.0015 0.001 0.00075 0.0006 0.0005 0.0004 0.0003 0.0002 0.00015 0.0001	1000 2000 3000 4000 5000 6000 7000 8000 9000 10000 20 10 5 2 1 0.5 0.2 0.1 0.05 0.02 0.01 0.005 0.002 0.001	100 90 80 70 60 50 40 30 20 10 0	PORCENTAJE MÁS FINO POR PESO										100 90 80 70 60 50 40 30 20 10 0
			CANTOS RODADOS			GRAVA			ARENA					
			200 100 80 60 50 40 30 20 16 12 10 8 6 5 4 3 2 1.5 1.2 1 0.75 0.6 0.5 0.4 0.3 0.25 0.2 0.15 0.125 0.1 0.075 0.06 0.05 0.04 0.03 0.025 0.02 0.015 0.01 0.0075 0.006 0.005 0.004 0.003 0.002 0.0015 0.001	100 90 80 70 60 50 40 30 20 10 0										
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa			Gruesa		
			Gruesa			Gruesa			Gruesa					

## **COMPACTACIÓN (ASTM D698; ASTM D1557)**

### **Objetivo**

Obtener los parámetros de la densidad seca máxima y el contenido de humedad óptimo, parámetros fundamentales para lograr una compactación idónea.

### **Definiciones**

Se entiende por compactación todo proceso que aumente la densidad seca de un suelo por medios mecánicos, este proceso está acompañado sólo por la expulsión de aire al aplicarse la carga dinámica.

Ventajas del proceso de densificación del suelo:

Disminución del asentamiento en el suelo, al presentar un reacomodo de partículas dentro del mismo.

Permite la estabilidad dentro de la masa de suelo al hacerlo más resistente y aumentando su capacidad soporte.

Se disminuyen los espacios vacíos e impide la penetración del flujo, haciendo de este menos permeable.

Las partículas del suelo absorben una película de agua cuando se añade agua a un suelo seco. Con la adición de más agua dicha película aumenta el espesor y permite que las partículas del suelo deslicen una sobre otras más fácilmente. Como el espesor de la película de agua sobre un agregado grueso es despreciable en comparación con el diámetro de la partícula, los efectos de lubricación están limitados a los suelos de grano fino.

Sin embargo es importante acotar, si bien es claro que la adición de pequeñas cantidades de agua contribuye al proceso de compactación (reemplaza el aire de los vacíos del suelo), también es cierto que un exceso del mismo conlleva a la saturación del suelo. Existe, por lo tanto, una cantidad óptima de agua mezclada

para un suelo dado a la cual corresponde un peso unitario máximo, para una misma energía de compactación aplicada.

Los métodos usados para la compactación de los suelos dependen del tipo de material con que se trabaje en cada caso, y depende fundamentalmente de cuatro formas principales (o una combinación de ellas):

**Por peso estático:** son compactadores con rodillos lisos de acero, de baja velocidad de desplazamiento, generalmente autopropulsados, y no recomendados para operar sobre pendientes elevadas. Corresponden a la primera generación de compactadores y actualmente, con ellos se logran los mejores resultados sobre suelos granulares gruesos.

**Por amasamiento:** son compactadores por peso estático provistos de llantas neumáticas o rodillos pata de cabra. El vehículo en sí es un recipiente para lastres, sólidos o líquidos, lo que da el peso de compactación. Los de llantas neumáticas disponen de dos ejes en tándem con cuatro a nueve ruedas cada uno. Son de control más riguroso, porque la presión sobre el suelo depende: del peso del vehículo, de la presión de aire de las llantas, del tamaño de ellas y del tipo de suspensión de las ruedas. Las desventajas de este tipo de equipo es su mala flotación en materiales sueltos, deslizamiento de las unidades autopropulsadas en suelos muy húmedos, profundidad máxima de compactación efectiva de 15 cm y densidad deseada sólo en las capas superiores. Los compactadores con rodillos pata de cabra se emplean en densificar suelos cohesivos del tipo arcillas limosas. Se deben aplicar a espesores de 25 cm a 30 cm, sin importar que eventualmente hagan "puente" (el rodillo hace contacto sólo parcial con el suelo), ya que este efecto cesa después de algunas pasadas.

**Por impacto:** son unidades que logran compactar por medio de una acción de saltos sobre el suelo. Su sistema motriz tiene una frecuencia muy baja y una amplitud muy alta, con lo que el golpe dado al suelo es varias veces

mayor que su peso. Estos equipos suelen ser apisonadores manuales que se utilizan en zonas pequeñas o espacios restringidos, sobre cualquier suelo (incluso cohesivos) que tengan su humedad cercana al óptimo.

**Por vibración:** el compactador vibratorio funciona impartiendo una fuerza dinámica al suelo por medio de una serie de impactos rápidos. Su éxito está en la capacidad de compactar una amplia variedad de suelos, de mayor profundidad y en menor tiempo que los métodos estáticos. Pueden ser de rodillo, en que la vibración se imparte al suelo mediante un tambor de acero liso o pata de cabra, o de placas, que es la versión manual para trabajar en fondos de zanjas, espacios reducidos y cuestas.

### **Generalidades**

Este ensayo permite determinar, en el laboratorio, la relación entre el contenido de humedad y el peso unitario seco de los suelos, compactado según un método apropiado.

En la actualidad se conocen varios métodos para determinar la humedad óptima y la densidad máxima de un suelo. La mayoría de estos métodos son dinámicos y algunos estáticos. Los dinámicos utilizan cargas aplicadas mediante pistones o martillos, y los métodos estáticos emplean cargas aplicadas por medio de prensas hidráulicas.

Los métodos dinámicos más empleados en la actualidad, en el laboratorio, son los normalizados por AASHO y ASTM, los cuales fueron descritos por Proctor en 1933 y son ahora clásicos en todos los países.

Ensayo	Variante	Diámetro del Molde (pulg)	Material que pasa el tamiz	Número de Capas (n)	Número de golpes por Capa (N)	Peso del martillo (Lbs) ( $W_{mart}$ )	Altura de caída (pulg) h	Volumen del molde ( $cm^3$ )	Energía de compactación Kg $m/dm^3$ EC
Proctor Standard ASTM D 698 ó AASHTO Standard AASHTO T99	A	4	Nº4	3	25	5.5 (2.5 Kg)	12 (30.5 cm)	945	58
	B	6	Nº4	3	56	5.5 (2.5 Kg)	12 (30.5 cm)	2145	60
	C	4	3/4"	3	25	5.5 (2.5 Kg)	12 (30.5 cm)	945	58
	D	6	3/4"	3	56	5.5 (2.5 Kg)	12 (30.5 cm)	2145	60
Proctor Modificado ASTM D 1557 ó AASHTO Modificado AASHTO T180	A	4	Nº4	5	25	10 (4.5 kg)	18 (45.7)	945	262
	B	6	Nº4	5	56	10 (4.5 kg)	18 (45.7)	2145	270
	C	4	3/4"	5	25	10 (4.5 kg)	18 (45.7)	945	262
	D	6	3/4"	5	56	10 (4.5 kg)	18 (45.7)	2145	270
Proctor de 15 golpes	E	4	Nº4	3	15	5.5 (2.5 Kg)	12 (30.5 cm)	945	35
	E	6	Bajo	3	15	5.5 (2.5 Kg)	12 (30.5 cm)	945	35

Tabla Nº 12. Ensayos de Compactación

Trabajo durante la caída del martillo:  $EC = (W_{mart}) h n N / V$

Los métodos para determinar la relación Humedad-Densidad Seca tienen una doble finalidad:

- ✓ Obtener muestras de suelo compactadas, que teóricamente coinciden con las condiciones de campo, a fin de investigar sus propiedades mecánicas y disponer de valores confiables para el diseño de terraplenes, diques, presas, pavimentos, carreteras, etc.
- ✓ Controlar la calidad de la compactación en campo con la finalidad de verificar que el equipo usado está trabajando efectivamente en las condiciones previstas en el proyecto y detectar los posibles cambios de material que no cumplan con las especificaciones (densidad máxima, humedad óptima, etc.) previamente establecidas.

La energía específica de compactación a emplearse en el ensayo debe corresponder a la energía que se pueda lograr en el campo con los procedimientos habituales y el equipo de que se disponga. En tal sentido, la energía de compactación es proporcional al peso del equipo de campo que se emplee.

En cuanto a la granulometría del material a ser ensayado, en el método que nos ocupa, se distinguen cuatro procedimientos que son designados como métodos A, B, C y D. En los métodos A y B el material a usar debe ser pasante del tamiz N°4 y según se desprende del cuerpo de estas especificaciones, no presenta mayores complicaciones. En los métodos C y D se emplean materiales pasante del tamiz de  $\frac{3}{4}$ ", en estos casos es conveniente aclarar que el método C se empleará cuando la fracción granular gruesa se halle embebida en una matriz de finos, de tal forma que no existe una continuidad de los mismos y por lo tanto se hará necesario corregir la granulometría del material pasante del tamiz de  $\frac{3}{4}$ " por material grueso para mantener el mismo porcentaje de material grueso. En cambio se usará el método D cuando la fracción granular se encuentre definiendo la estructura del material a ensayar y por consiguiente no será necesario hacer la corrección antes mencionada.

## **Aparatos**

Moldes cilíndricos metálicos con capacidad y dimensiones según tipo de ensayo proctor. El molde poseerá base para su fijación y collar superior removible.

Martillo cilíndrico de peso y longitud definidas según el ensayo.

Extractor de muestras que puede consistir de un gato hidráulico accionado por palanca u otro dispositivo, que permita extraer del módelo muestra compactada.

Balanza de unos 15 kg de capacidad en el platillo y sensible a 1 gr; y otra balanza eléctrica o de torsión con capacidad de 500 gr y 0.01 gr de apreciación.

Horno que pueda mantener su temperatura a  $105\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  y a  $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Regla de acero de unos 30 cm de longitud, para enrasar.

Amasadora mecánica o guantes de goma para amasar manualmente.

Probeta graduada de unos 1000 ml de capacidad.

Un tamiz de 2" (50.8 mm), uno de  $\frac{3}{4}$ " (19mm) y otro N° 4 (4.76 mm), de la serie ASTM.

Material general de laboratorio (taras, espátulas, recipientes para mezclar, etc.)



**Figura Nº 13. Equipos del Ensayo de Compactación**

### **Procedimiento**

#### Preparación de la muestra

Si la muestra está húmeda, colóquese en el horno 60 °C hasta obtener peso constante y luego desmorónese las aglomeraciones o terrones por medio del mortero o mazo de goma.

Tamícese el material a través de las mallas de 2", ¾" y Nº 4

Si no hay material retenido en el tamiz Nº4 el ensayo se ejecutará según las variantes A o E, empleándose unos 15 y 7 kg respectivamente del suelo para realizar el ensayo de compactación.

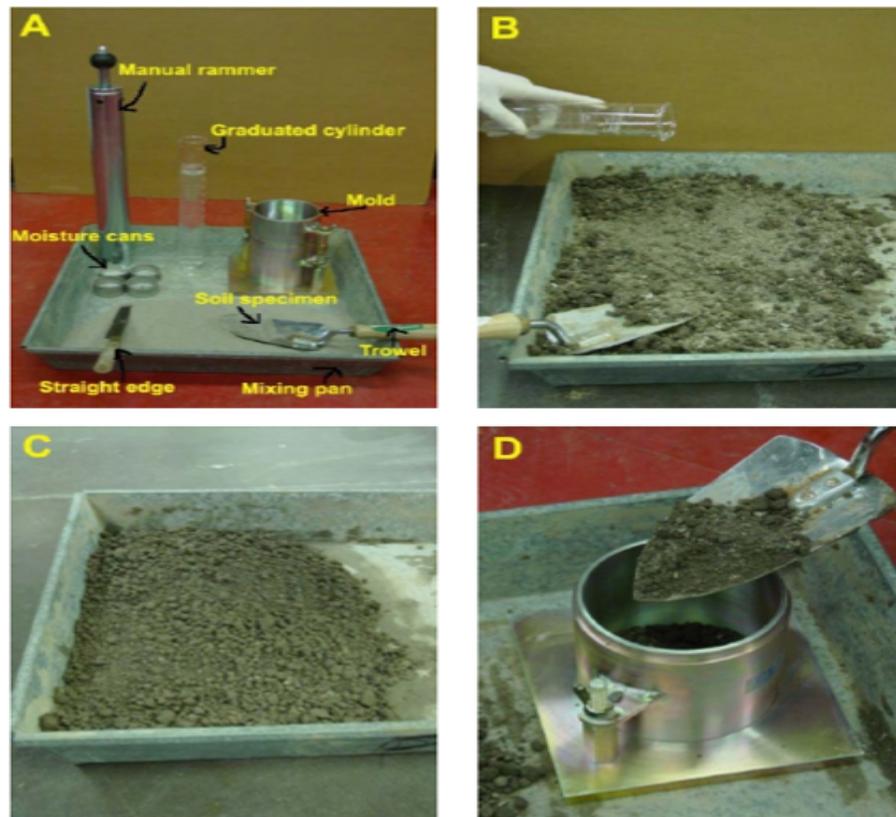
Si el porcentaje de material retenido en el tamiz Nº 4 no es mayor de 25% y no existe material retenido en ¾", ejecútese el ensayo según la variante B y con unos 30 kg de material.

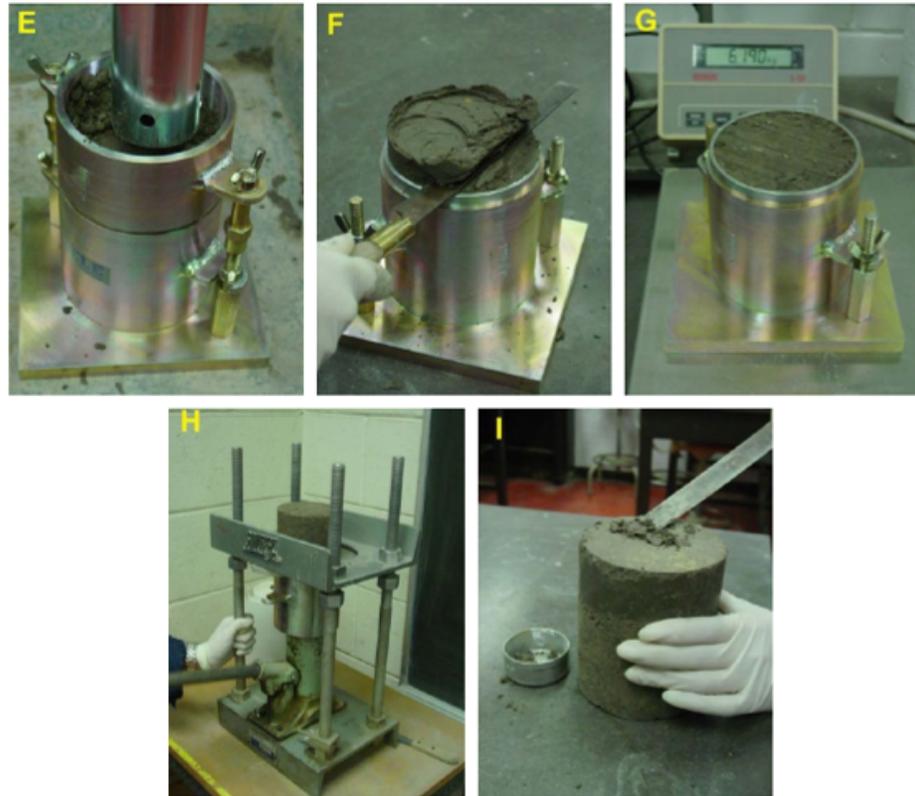
Si el porcentaje retenido en ¾" no es mayor del 25%, es conveniente realizar la corrección por gruesos para mantener el mismo porcentaje de material grueso. Deséchese el material retenido en el tamiz de 2". Pésese el material que pasa 2" y retenido en ¾" y reemplácese por un peso igual de material que pasa por ¾" y retenido en Nº4. El material que se utilice para este reemplazo deberá

tomarse de la fracción sobrante de la muestra. La cantidad de material así preparado debe pesar unos 15 kg para ejecutar el ensayo según la variante C.

Si el porcentaje retenido en 3/4" es mayor del 25 %, ejecútese el ensayo según la variante D y con unos 30 kg de material.

Dividir por cuarteo, el material obtenido en la forma antes descrita, en siete porciones aprox. iguales.





**Figura Nº 14. Procedimiento del Ensayo de Compactación**

**Ejecución del ensayo.**

Pésese el molde vacío, de diámetro 4" ó 6" según la variante del ensayo, con la base y sin collar.

Tómese una de las siete porciones anteriormente divididas, y mézclese con agua en cantidad suficiente para humedecerla uniformemente, aproximadamente 4% ó 5% por debajo de la humedad correspondiente a la óptima. Dicha humedad es aproximadamente igual al límite plástico del suelo.

Según el tipo de ensayo (standard o modificado) y la variante correspondiente se ejecutará el ensayo. Para ello se llena el molde de 4" o 6" en 3 o 5 capas, cada una de ellas con un espesor compactado aproximadamente igual a 1/3 ó 1/5 de la profundidad del molde. Se compacta cada una de estas capas, 25, 56

o 15 golpes, del martillo de 2.5 ó 4.5 kg de peso, distribuidos uniformemente y con una altura de caída de 30 ó 45 cm. La última capa compactada, entrará unos 2 cm, en el collar removible. Durante la compactación debe colocarse el molde sobre una base suficientemente rígida, para que no amortigüe los golpes.

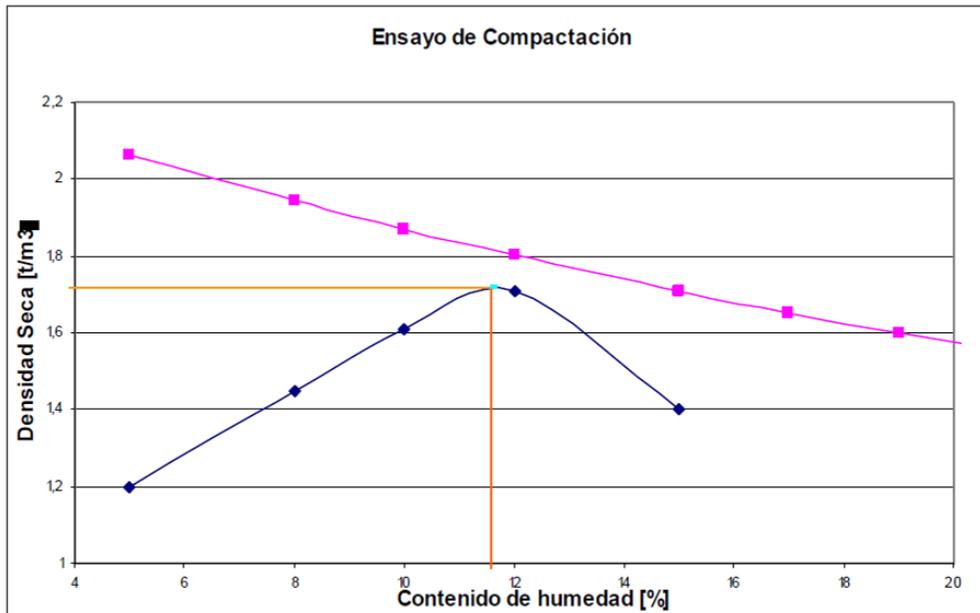
Después de la compactación, se separa el collar y con la regla de acero se enrasa la superficie apoyándose en los bordes del molde, así se elimina el exceso de material.

Se determina el peso del conjunto correspondiente al molde, más el suelo compactado.

Sáquese la muestra del molde, con una ayuda de un gato hidráulico y tómesese dos porciones de suelo, una de la parte superior y otra de la parte inferior de la muestra, para determinar la humedad del material.

La operación se repite con nuevas porciones de suelo y con contenidos de agua crecientes hasta obtener los puntos necesarios para dibujar la curva que relaciona las densidades en seco con los tantos por ciento de humedad.

Generalmente son suficientes cinco puntos para definir la curva de compactación, tratando que dos de ellos estén en la zona seca (rama izquierda de la curva), uno cerca al punto de densidad máxima y los dos restantes en la zona húmeda (rama derecha de la curva). La distancia entre los puntos debe variar de 1.5% a un 3% de agua, según sea el tipo de suelo arenoso arcilloso respectivamente.



**Figura Nº 15. Curva de Compactación**

### Cálculos y resultados

El peso unitario seco del suelo,  $\gamma_d$ , se puede calcular mediante la expresión:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + w} \quad (\text{ec.28})$$

Donde:

$\gamma_m$  = Peso Unitario del suelo Húmedo

$w$  = Contenido de humedad del suelo compactado

Con estos parámetros ( $\gamma_d$ ;  $w$ ) se construye, la curva de compactación del material, es decir, Peso unitario seco vs. Contenido de humedad. Dicha curva presenta un punto para el cual la densidad es máxima y la humedad correspondiente es la óptima.

Cabe señalar que la masa de suelo, utilizada en el proceso de compactación de laboratorio, es un sistema de tres fases (sólidos, aire y agua), al comienzo de la prueba, cuando se utilizan contenidos bajos de humedad, se tiene un cilindro de suelo con vacíos parcialmente lleno de agua. A medida que se añade más agua, la eficiencia del proceso de compactación aumenta, debido a los efectos de la lubricación, y a las roturas de los enlaces entre partículas. Esto ocasiona que los espacios llenos de aire disminuyan y aumente el grado de saturación. Si el proceso de compactación fuera completamente eficiente, sería posible expulsar todo el aire de los espacios vacíos, en cuyo caso todos se llenarían de agua (100% de saturación y la densidad sería mayor que en el caso real). Es por esto que la curva de compactación siempre cae por debajo de la curva de compactación ideal (contenido de aire en los vacíos igual a cero). Esta última se ha de obtener si para cada contenido de humedad determinado en el laboratorio, utilizamos la relación.

$$\gamma_d = \frac{G \times \gamma_w}{1 + \frac{w \times G}{S}} \quad \text{(ec. 29)}$$

Donde G es la gravedad específica de los sólidos del suelo y S: es el grado de saturación al 100%.

Un valor aproximado del peso unitario seco máximo del suelo compactado y de la humedad óptima correspondiente se puede determinar por varios métodos, de los que citamos dos:

Conociendo el límite de contracción, el peso específico y las características granulométricas del material, mediante las expresiones siguientes:

$$\gamma_{d \max} (aprox) = \frac{D}{1 + \frac{D - \gamma_0}{G}}$$

$$w_{opt} (aprox) = Lc \frac{B}{A}$$

$$D = \gamma_0 \frac{A}{B}$$

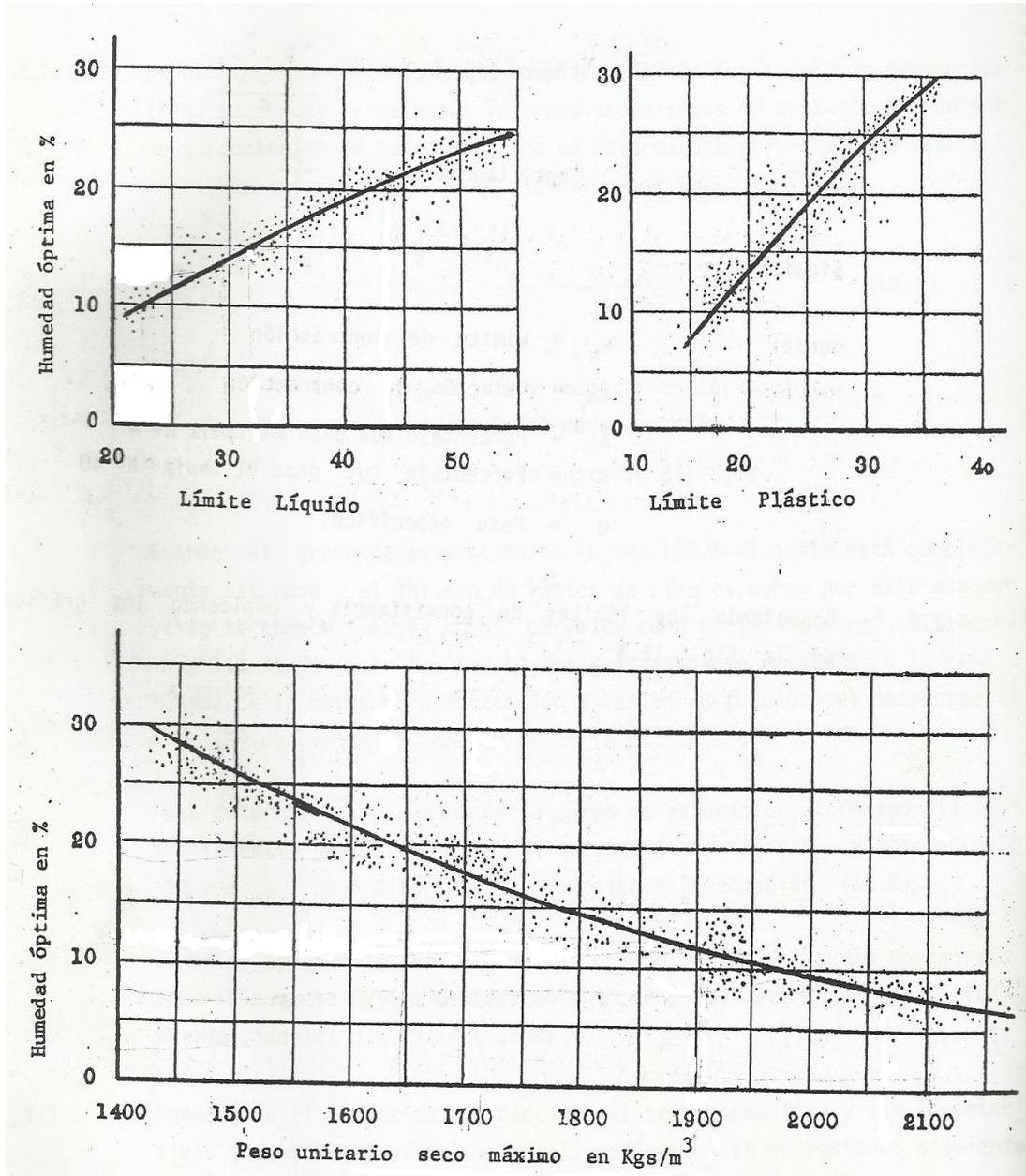
**Lc:** Límite de contracción

$\gamma_0$ : Relación de contracción

**A:** Porcentaje que pasa el tamiz N° 4

**B:** Porcentaje que pasa el tamiz N° 40

**G:** Peso específico



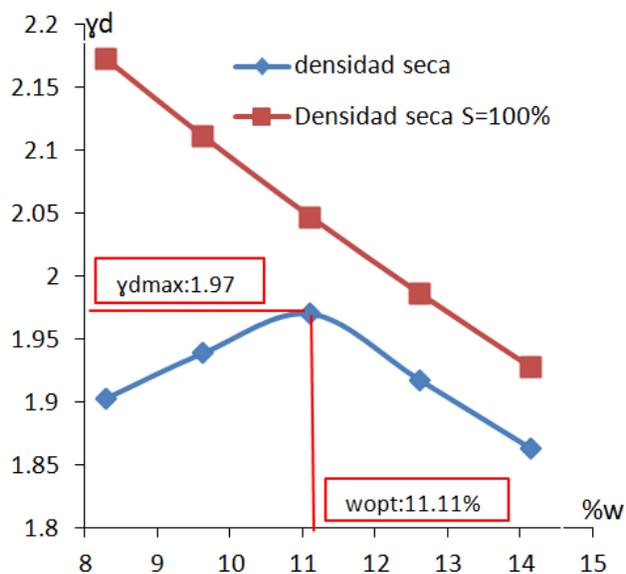
**Figura Nº 16. Relación entre el Peso Unitario Seco Máximo, Humedad Óptima y Límites de Consistencia**

## ENSAYO DE COMPACTACIÓN

**Tipo de Ensayo:** Standard Proctor **Ensayado por:** Marco Rojas  
**Fecha del Ensayo:** 30/10/2012 **Nombre del Proyecto:** Taller del Radiador  
**Número de la muestra:** C-1-E **Clasificación Visual y Manual del Suelo:** Arcilla Arenosa de baja plasticidad

**Datos y Resultados de Ensayo /** **Peso del Molde Proctor:3185 gr** **Volumen: 2127 cm<sup>3</sup>** **Gs:2.65**

Muestra	1		2		3		4		5	
	1A	1B	2A	2B	3A	3B	4A	4B	5A	5B
Tara N°	40.43	40.45	40.36	40.48	40.59	40.61	40.27	40.3	40.22	40.25
Peso Tara + Suelo Húmedo gr	120.31	120.34	120.97	121	121.52	121.55	121.7	121.73	119.75	119.78
Peso Tara + Suelo Seco gr	114.04	114.4	113.72	114.1	113.24	113.64	112.39	112.79	109.72	110.1
<b>Humedad %</b>	8.56	8.03	9.88	9.37	11.4	10.83	12.91	12.33	14.43	13.86
Peso Molde+Suelo Húmedo gr	7568	7570	7706	7708	7842	7844	7777	7779	7708	7710
Peso suelo Húmedo gr	4383	4385	4521	4523	4657	4659	4592	4594	4523	4525
Densidad Húmeda gr/cm <sup>3</sup> =ton/m <sup>3</sup>	2.06	2.06	2.13	2.13	2.19	2.19	2.16	2.16	2.13	2.13
<b>Densidad Seca gr/cm<sup>3</sup> =ton/m<sup>3</sup></b>	1.898	1.908	1.934	1.944	1.965	1.976	1.912	1.923	1.858	1.868
<b>Densidad Seca con S=100% gr/cm<sup>3</sup> =ton/m<sup>3</sup></b>	2.160	2.185	2.100	2.123	2.035	2.059	1.975	1.997	1.917	1.938



**ENSAYO DE COMPACTACIÓN**

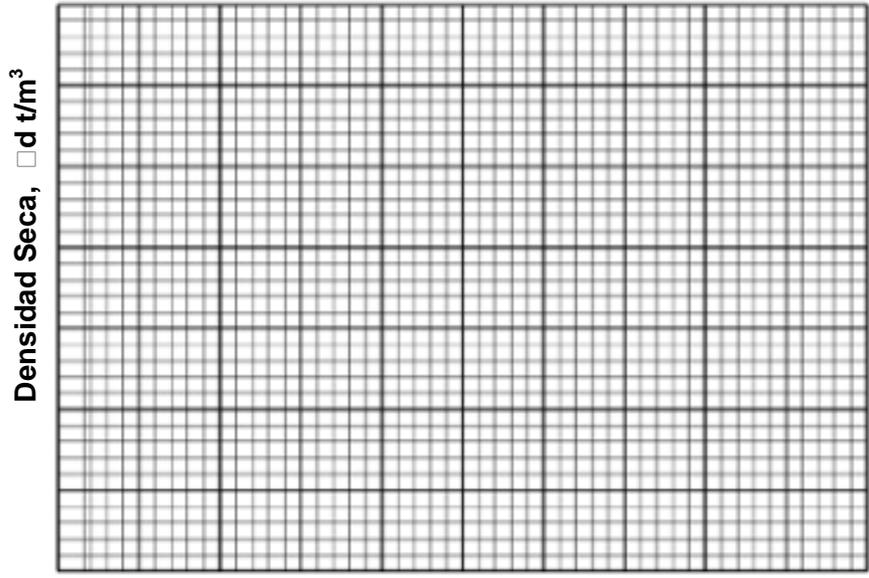
Tipo de Ensayo: \_\_\_\_\_ Ensayado por: \_\_\_\_\_

Fecha del Ensayo: \_\_\_\_\_ Nombre del Proyecto: \_\_\_\_\_

Número de la muestra: \_\_\_\_\_ Clasificación Visual y Manual del Suelo: \_\_\_\_\_

Datos y Resultados de Ensayo / Peso del Molde Proctor: gr Volumen: cm<sup>3</sup> Gs:

Muestra	1	2	3	4	5
Tara N°					
Peso Tara gr					
Peso Tara + Suelo Húmedo gr					
Peso Tara + Suelo Seco gr					
Humedad %					
Peso Molde+Suelo Húmedo gr					
Peso suelo Húmedo gr					
Densidad Húmeda gr/cm <sup>3</sup> =ton/m <sup>3</sup>					
Densidad Seca gr/cm <sup>3</sup> =ton/m <sup>3</sup>					
Densidad Seca con S=100% gr/cm <sup>3</sup> =ton/m <sup>3</sup>					



Wopt= \_\_\_\_\_ %

ρ dmax = \_\_\_\_\_

## DENSIDAD DE CAMPO

### Objetivo

Determinar la Densidad Seca y la Humedad de un suelo compactado en el campo y verificar el Grado de Compactación del suelo en el campo.

### Definición

Este ensayo proporciona un medio para comparar las densidades secas en obras en construcción, con las obtenidas en el laboratorio. Para ello se tiene que la densidad seca obtenida en el campo se fija con base en una prueba de laboratorio. Al comparar los valores de estas densidades, se obtiene un control de la compactación, conocido como Grado de Compactación, que se define como la relación en porcentaje, entre la densidad seca obtenida por el equipo en el campo y la densidad máxima correspondiente a la prueba de laboratorio (curva de compactación).

$$\% \text{ de Compactación} = \frac{\gamma_{d \text{ sitio}}}{\gamma_{d \text{ max}}} \times 100 \quad (\text{ec.30})$$

En la actualidad existen los métodos tradicionales donde se destaca el Densidad del suelo por el cono y arena (ASTM D 1556), Densidad y peso unitario por el Globo de Hule ( ASTM – 2167); y el Densímetro nuclear (ASTM D 2922 y D 3017).

### Densidad del suelo por el cono y arena (ASTM D 1556)

Consiste en determinar la densidad seca de una capa compactada cuyo espesor no sea mayor de 20 cm. Para ello se coloca una placa de densidad sobre una superficie alisada de terreno. Esta placa tiene una abertura en el centro de 4" de diámetro para suelos de granulometría fina, y 6" para suelos de grano grueso.

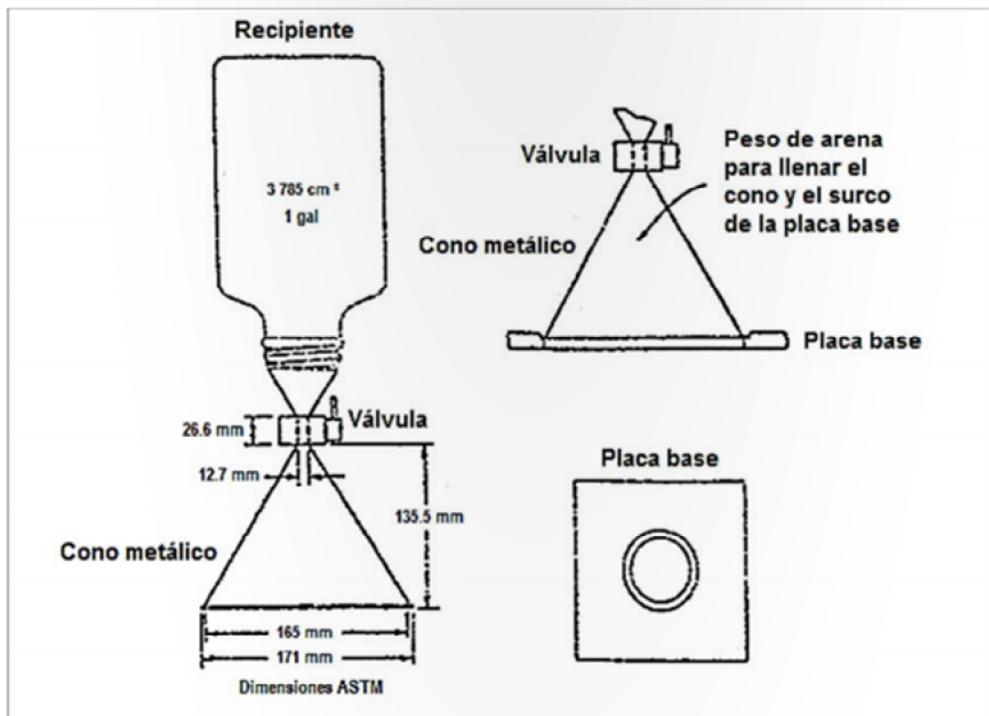
La placa sirve de guía para excavar un hueco el diámetro antes indicado, según sea el tipo de suelo, hasta una profundidad de 1 a 2 veces el diámetro. El material proveniente de la excavación se coloca en un recipiente y se pesa. Este será

el peso húmedo del terreno. Luego se llevará una muestra al horno a fin de determinar su contenido de humedad. Posteriormente, sobre el orificio se coloca el aparato que contiene la arena que fue previamente calibrada, y deja llenar el hueco con la arena. El volumen que ocupa la arena dentro del hueco será el volumen del mismo, y con el peso húmedo y la humedad se determina la densidad seca.

**Aparato del cono de arena:**

El aparato del cono de arena consistirá de un frasco de aproximadamente un galón (3.785lts.) y de un dispositivo ajustable que consiste de una válvula cilíndrica con un orificio de 12.7mm (1/2") de diámetro y que tiene un pequeño embudo que continua hasta una tapa de frasco de tamaño normal en un extremo y con un embudo mayor en el otro. La válvula deberá tener topes para evitar su rotación cuando este en posición completamente abierta o completamente cerrada. El aparato deberá estar de acuerdo con las exigencias indicadas.

Placa base, para su uso esto puede hacer más difícil la nivelación pero permite en el ensayo abrir agujeros de diámetro mayores y puede reducir la pérdida de suelo al pasarlo del agujero de ensayo al recipiente, así como también ofrecer una base más constante para ensayos en suelos blandos. Cuando se usa la placa de base deberá considerarse como una parte del embudo en el procedimiento de este método de ensayo.



**Figura N° 17. Dimensiones del Cono de Arena**

**Arena:**

La arena que se utilice deberá ser limpia, seca, uniforme, no cementada, durable y que fluya libremente. Además deberá tener un coeficiente de uniformidad (D60/D10) menor que 2 y no contener partículas que queden retenidas en el tamiz de 2mm (N°10). Debe ser uniforme y preferiblemente de forma redondeada o sub-redondeada para favorecer que fluya libremente, y desprovista de partículas o arena fina, para prevenir segregación en almacenamiento o uso, y cambios de peso unitario aparente como consecuencia de variaciones en la humedad atmosférica.

Al seleccionar una arena para ser usada, deberá hacerse, como mínimo, cinco determinaciones de peso unitario aparente de cada bulto y para que la arena sea aceptable, no deberá existir entre cada uno de los resultados individuales y el promedio una variación mayor que el 1% del promedio. Antes de usar una

arena deberá secarse y dejarse luego en reposo hasta que obtenga la condición de “seca al aire”, en la zona en que va a ser usada.

**Balanzas:**

Una balanza de capacidad de 10Kg. Y sensibilidad de 2g. y otra de capacidad de 200g. y sensibilidad de 0.1g.

**Equipo para el secamiento:**

Estufa, horno u otro equipo adecuado para secar muestras con el fin de determinar su contenido de humedad.

**Equipo misceláneo:**

Martillo de goma, cinceles y cucharas para excavar el agujero de ensayo, cazuela para freír de 224mm (10”) o cualquier otro recipiente adecuado para secar muestras; para que contengan las muestras de peso unitario y humedad o para el peso unitario de la arena respectivamente, pequeña brocha de pintura, cuaderno y cartera, etc.



**Figura Nº 18. Equipo utilizado para el ensayo de Densidad del suelo por el cono y arena (ASTM D 1556)**

**PROCEDIMIENTO**

Antes de efectuar dicha práctica se tendrá que realizar algunas calibraciones:

**Calibración de la arena (determinar su densidad)**

Pese el molde proctor de 4"

Proceda a medir el diámetro y la altura del molde

Tome el envase lleno de arena con el cono de 4" y cierre el dispositivo para que no salga la arena con el cono de 4" y cierre el dispositivo para que no salga la arena al voltear el recipiente.

Coloque la placa base de 4" sobre el molde proctor con collarín.

Coloque el envase lleno de arena sobre la placa

Abra el dispositivo y manténgalo abierto hasta que se llene el molde, procurando no golpear la mesa ni mover el envase.

Luego de llenar el molde, cierre el dispositivo y retire el envase cuidadosamente.

Retire el collarín procurando no mover el molde.

Nivele la superficie con la regla metálica.

Pese con sumo cuidado el molde con la arena

Este procedimiento se repite 3 veces

Verificar si la diferencia entre los pesos no supera 10 g. si algún valor lo supera se descartará y se promediará los restantes siempre y cuando su diferencia de menor de 10 g, caso contrario se deberá realizar nuevamente el proceso antes indicado.

**Datos del Molde Proctor de 4" :**

Diámetro: \_\_\_\_\_ cm

Altura: \_\_\_\_\_ cm

Peso: \_\_\_\_\_ g

Volumen: \_\_\_\_\_ cm<sup>3</sup>

Medición N°	Peso del Molde + Arena (g)	Peso de Arena (g)
1		
2		
3		
4		
<b>Promedio de Peso de la Arena (W)</b>		

$$\gamma_{arena} = \frac{W_{arena}}{V_{molde}} =$$

**Calibración de la arena retenida entre el cono y la placa**

Extienda un plástico en la mesa de trabajo

Coloque la placa base de 6" sobre el plástico

Pese el envase con arena y cono, este pendiente de cerrar el dispositivo coloque el envase sobre la placa y abra el dispositivo y tenga cuidado de no golpear la mesa ni el envase, dado que esto distorsiona el resultado

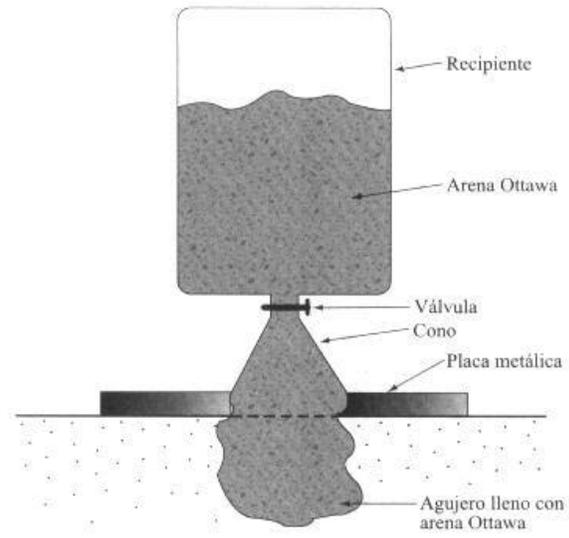
Cierre el dispositivo, retire el envase y péselo.

Este procedimiento se repite 3 veces

Verificar si la diferencia entre los pesos no supera 10 g. si algún valor lo supera se descartará y se promediará los restantes siempre y cuando su diferencia de menor de 10 g, caso contrario se deberá realizar nuevamente el proceso antes indicado.

Medición Nº	Peso del envase + arena (g)	Peso del envase + arena remanente(g)	Peso de arena retenida en placa y cono (g)
1			
2			
3			
4			
<b>Peso promedio de arena retenida entre el la placa y el cono</b>			

**Nota antes de salir al campo:** luego de realizar las calibraciones, se pesa el envase con cono y arena, dos taras de las pequeñas, una bandeja para posteriormente colocar el suelo extraído. También llevar dos bandejas aparte, para colocar la arena usada una vez culminado el vaciado de la misma, el martillo de goma, cincel, la cuchara, el centímetro o vernier y la brocha.



**Figura Nº 19. Representación del cono, arena y placa metálica en el sitio**

Obra: \_\_\_\_\_  
 Ubicación: \_\_\_\_\_  
 Descripción de la obra (\*): \_\_\_\_\_

Realizado: \_\_\_\_\_ Fecha: \_\_\_\_\_

	Muestra				
	Profundidad del hueco (cm)	10	10	10	
a	Peso Inicial del frasco +arena, (gr)	5100	5045	5470	
b	Peso de arena retenida en el frasco, (gr)	1888	1625	1743	
c	Peso de arena empleada (a-b), (gr)	3212	3420	3727	
d	Peso de la arena en cono y la placa, (gr)	1726	1726	1726	
e	Peso de la arena en el hueco (c-d), (gr)	1486	1694	2001	
f	Densidad de la arena, (gr/cm <sup>3</sup> )	1.527	1.527	1.527	
g	Volumen del hueco (e/f), cm <sup>3</sup>	973.15	1109.36	1310.41	
h	Peso de tierra húmeda+roca+badeja para suelo en campo; (gr)	2283	2594	3125	
i	Peso de bandeja para suelo en campo, (gr)	205	205	205	
j	Peso de tierra húmeda+roca (h-i)(gr)	2078	2389	2920	
k	Peso de la roca (gr)	0	0	0	
l	Peso de la tierra húmeda (j-k) (gr)	2078	2389	2920	
m	Volumen de la roca, (cm <sup>3</sup> )	0	0	0	
n	Volumen del Hueco-Volumen de la Roca (g-m), (cm <sup>3</sup> )	973.15	1109.36	1310.41	
o	Densidad de la tierra húmeda (l/n), (gr/cm <sup>3</sup> )	2.135	2.153	2.228	
p	Peso de la tara (contenido de Humedad) (gr)	2	2	2	
q	Peso de tara+suelo humedo (gr)	22.964	25.9016	21.7562	
r	Peso suelo humedo (p-q) (gr)	20.964	23.9016	19.7562	
s	Peso de tara+suelo seco (gr)	22	25	21	
t	Peso suelo seco (p-s) (gr)	20	23	19	
u	Peso del agua (gr) (r-t)	0.964	0.9016	0.7562	
v	Porcentaje de Humedad, (u/t*100)(%)	4.82	3.92	3.98	
w	Densidad tierra seca (o/(1+(v/100))), (gr/cm <sup>3</sup> )	2.037	2.072	2.143	
x	Densidad seca máxima, (gr/cm <sup>3</sup> )	2.189	2.189	2.189	
y	Grado de compactación ((w/x)*100), (%)	93.06	94.67	97.90	

\* Complejidad Geotecnia (topografía y la morfología); área de construcción; Tipo de construcción.

Obra: \_\_\_\_\_  
 Ubicación: \_\_\_\_\_  
 Descripción de la obra (\*): \_\_\_\_\_

Realizado:		Fecha:			
	Muestra				
	Profundidad del hueco (cm)				
a	Peso Inicial del frasco +arena, (gr)				
b	Peso de arena retenida en el frasco, (gr)				
c	Peso de arena empleada (a-b), (gr)				
d	Peso de la arena en cono y la placa, (gr)				
e	Peso de la arena en el hueco (c-d), (gr)				
f	Densidad de la arena, (gr/cm <sup>3</sup> )				
g	Volumen del hueco (e/f), cm <sup>3</sup>				
h	Peso de tierra húmeda+roca+bodega para suelo en campo; (gr)				
i	Peso de bandeja para suelo en campo, (gr)				
j	Peso de tierra húmeda+roca (h-i)(gr)				
k	Peso de la roca (gr)				
l	Peso de la tierra húmeda (j-k) (gr)				
m	Volumen de la roca, (cm <sup>3</sup> )				
n	Volumen del Hueco-Volumen de la Roca (g-m), (cm <sup>3</sup> )				
o	Densidad de la tierra húmeda (l/n), (gr/cm <sup>3</sup> )				
p	Peso de la tara (contenido de Humedad) (gr)				
q	Peso de tara+suelo humedo (gr)				
r	Peso suelo humedo (p-q) (gr)				
s	Peso de tara+suelo seco (gr)				
t	Peso suelo seco (p-s) (gr)				
u	Peso del agua (gr) (r-t)				
v	Porcentaje de Humedad, (u/t*100)(%)				
w	Densidad tierra seca (o/(1+(v/100))), (gr/cm <sup>3</sup> )				
x	Densidad seca máxima, (gr/cm <sup>3</sup> )				
y	Grado de compactación ((w/x)*100), (%)				

\* Complejidad Geotecnia (topografía y la morfología); área de construcción; Tipo de construcción.

### Método Densidad y Peso Unitario por el Globo de Hule (ASTM D 2167):

El procedimiento es similar al del método del Cono de arena; se hace un hueco de prueba y se determinan el peso húmedo del suelo retirado del hueco y su contenido de agua. Sin embargo, el volumen del hueco se determina introduciendo a éste un globo de hule con agua de un recipiente calibrado, del cual el volumen se lee directamente; con la salvedad que dicha membrana de hule es sensible a la rotura.

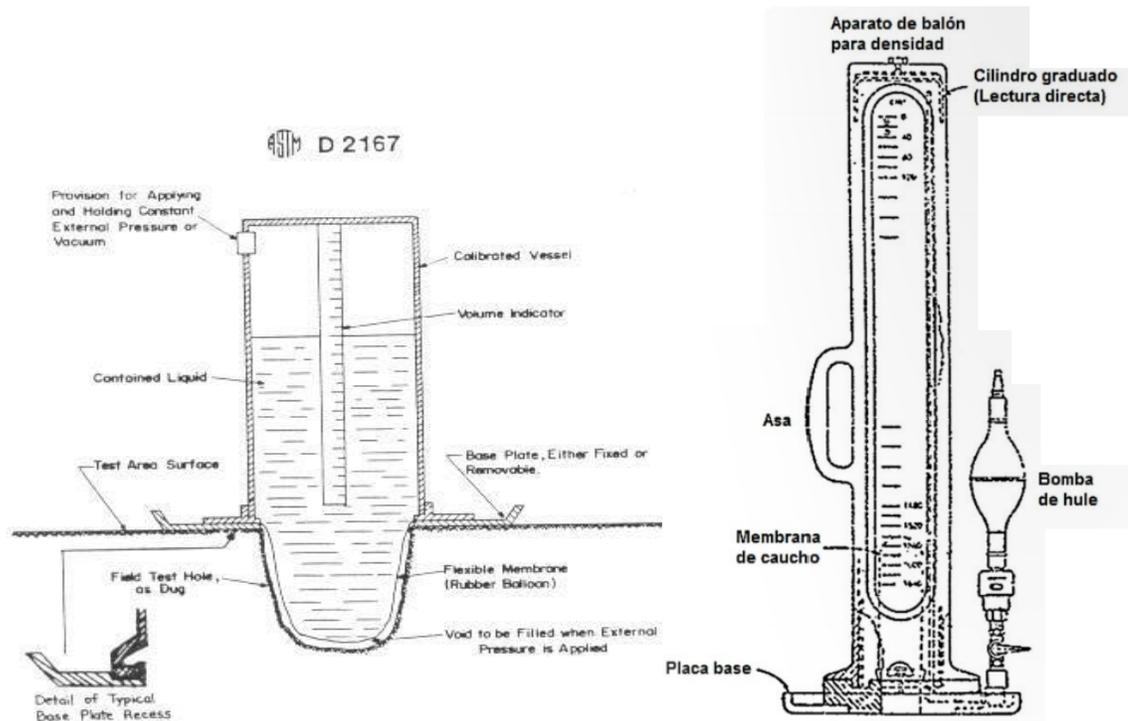


Figura Nº 20. Equipo utilizado para el ensayo de Densidad y Peso Unitario por el Globo de Hule

### Densímetro Nuclear (ASTM D 2922 y D 3017)

La determinación de la densidad total o densidad húmeda a través de este método, está basada en la interacción de los rayos gamma provenientes de una fuente radiactiva y los electrones de las órbitas exteriores de los átomos del suelo, la cual es captada por un detector gamma situado a corta distancia de la fuente emisora, sobre, dentro o adyacente al material a medir.

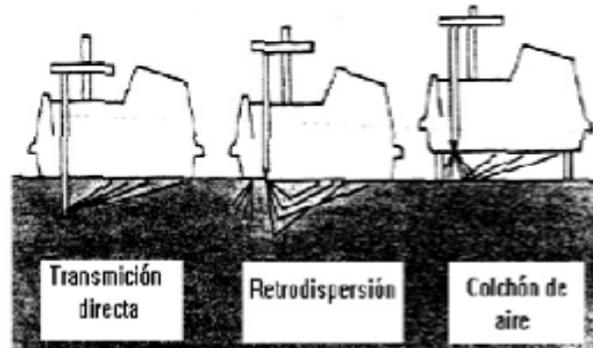


Como el número de electrones presente por unidad de volumen de suelo es proporcional a la densidad de éste, es posible correlacionar el número relativo de rayos gamma dispersos con el número de rayos detectados por unidad de tiempo, el cual es inversamente proporcional a la densidad húmeda del material. La lectura de la intensidad de la radiación, es convertida a medida de densidad húmeda por medio de una curva de calibración apropiada del equipo.



Figura Nº 21. Equipo y accesorio usado en el Densímetro Nuclear

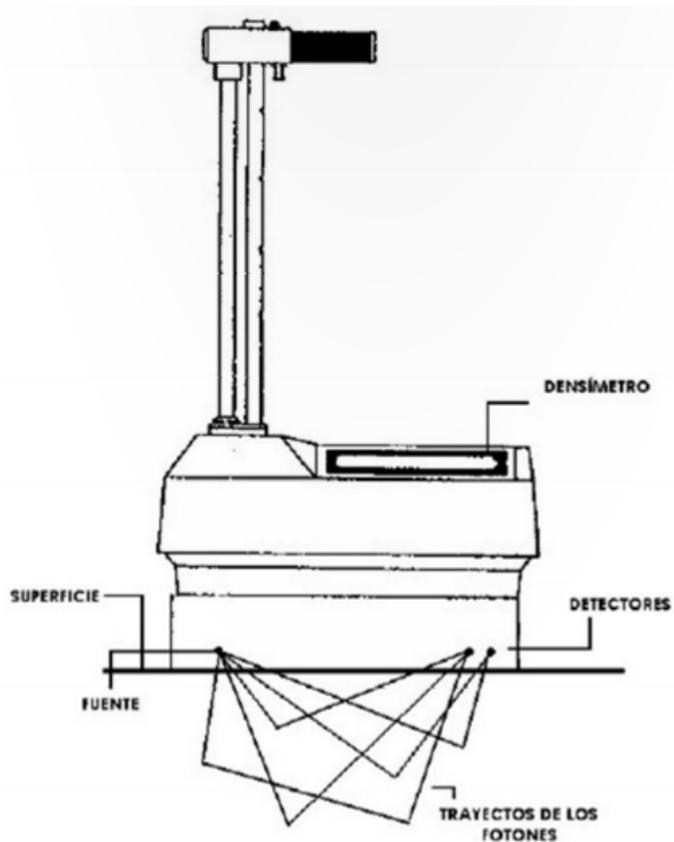
Existen tres formas para hacer las determinaciones, transmisión directa, retrodispersión y colchón de aire, entregando resultados satisfactorios en espesores aproximados de 50 a 300 mm en Venezuela se emplean usualmente las dos primeras determinaciones.



**Figura Nº 22. Equipo y accesorio usado en el Densímetro Nuclear**

#### **Método de la retro-dispersión**

No se atraviesa la masa de suelo sino que se lanza un haz volumétrico de fotones contra la superficie lográndose una pequeña penetración en el suelo. El haz volumétrico de fotones parte de la fuente radioactiva y tiene que forzosamente que penetrar el suelo, entre la superficie del mismo y una profundidad que varia de acuerdo con la densidad. No hay una dirección preferencial sino más bien una madeja de rayos que penetran en el suelo, parte de la cual alcanza los contadores Geiger-Müller al final de su viaje. El recorrido de los fotones no ocurre como en el caso anterior, cuando se baja la barra dentro del suelo.



**Figura Nº 23. Esquema del Densímetro Nuclear Método Retro-dispersión**

**Procedimiento**

Escójase un sitio de prueba que este al menos a 150 mm (6") lejos de cualquier proyecto vertical.

Prepare el sitio de la siguiente manera:

Prepare un área horizontal del tamaño del medidor aplanado hasta una condición lisa

Utilice materiales del sitio o arena fina para llenar los vacíos.

Asentar el medidor firmemente

Mantener fuera del alcance cualquier otro emisor de fuente radioactiva

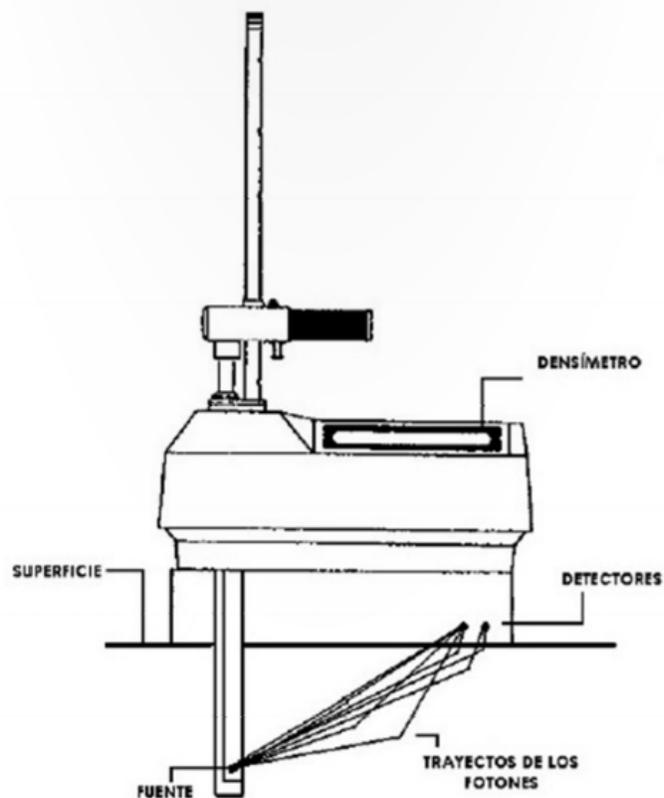
Caliéntese el equipo según la recomendación del fabricante

Obténgase y regístrese una o más lecturas de un minuto

Determine el peso unitario húmedo mediante la curva de calibración establecida previamente.

### Método de Transmisión Directa

Se hace pasar un haz volumétrico de fotones a través de la masa de suelo y se registra la atenuación obtenida mediante contadores Geiger-Müller debidamente conectados a un circuito electrónico. La radiación atraviesa el suelo en sentido diagonal, de abajo hacia arriba, produciéndose una dispersión de fotones cuya forma es aproximadamente la de dos conos rectos unidos por su base, con sus ápices en la fuente y en los conductores.



**Figura Nº 24. Esquema del Densímetro Nuclear Método Transmisión Directa**

El volumen de suelo realmente recorrido por los fotones depende de la profundidad de la fuente y viene dado por el volumen de los dos conos.

#### Procedimiento

Escójase un sitio de prueba que este al menos a 150 mm (6") lejos de cualquier proyecto vertical.

Excave un orificio de al menos 50 mm

Proceda el ensayo de la siguiente manera:

Colóquese el medidor sobre la superficie alineada cuidadosamente con marcas y extiéndase la sonda en la posición requerida.

Inserte la sonda en el orificio

Asiéntese firmemente el medidor mantener fuera del alcance de cualquier otro emisor de fuente radioactiva

Caliéntese el equipo según la recomendación del fabricante

Obtégase y regístrese una o más lecturas de un minuto.

Para realizar la prueba, se penetra el suelo hasta la profundidad deseada, con una barra de diámetro ligeramente mayor la varilla del equipo. Luego por el orificio hace pasar la varilla, y se procede a efectuar la medición. Las partículas atómicas de gran velocidad atraviesan el suelo en forma de doble cono y son detectadas por los contadores, a través de impulsos electrónicos, transmiten la información al microprocesador y coloca en una pantalla de cristal.

Con toda la información ya almacenada, el operador, simplemente tocando una tecla obtiene el contenido de agua por  $m^3$ , % de humedad, densidad húmeda, densidad seca y % de compactación.

### **Calibración del equipo**

Se realizan mediante curva, que se establecen determinando la razón de conteo nuclear de cada uno de varios materiales de densidades conocidas, trazando la razón de conteo contra densidad y ajustando una curva a través de los puntos resultantes. El método usado para establecer la curva, es el mismo que se usa para determinar la densidad in situ. La densidad de los materiales usados para establecer la curva (como por ejemplo bloques de granito, aluminio, magnesio, caliza, etc), deben ser uniformes y variar dentro de un rango de densidades que incluya la del suelo a medir.

El método de transmisión directa es más preciso que el de retro-dispersión, los resultados obtenidos en el primero están menos afectados por las irregularidades de la superficie, mientras que en el segundo están influenciados por la densidad superficial y toma poco en cuenta la densidad promedio de la capa.

La medición de la humedad con este equipo se hace basándose en el principio de termalización de electrones, el cual consiste en el choque de un neutrón con el núcleo del átomo. La máxima cantidad de energía transferida sólo depende de la masa del núcleo. Mientras más pequeño sea el núcleo del átomo, menor será la energía transferida. Cuando un neutrón choca con el núcleo de un átomo de hidrógeno, toda su energía puede ser transferida al núcleo del hidrógeno, también llamado protón. El relativo bajo número de choques requeridos por el hidrógeno para termalizar neutrones es el fundamento del empleo de los neutrones para medir el contenido de agua en los suelos.

**Nota:**

**Almacenamiento**

La bodega en que se almacenen los equipos estará construido con un material sólido que asegure el control de la radiación al exterior.

Debe estar a lo menos cinco metros de los lugares de trabajo, permanecer cerrada, limpia, despejada y libre de humedad.

Debe estar señalizada e identificada con letreros alusivos.

Deberá mantenerse un registro que indique en todo momento donde se encuentran los equipos y la persona responsable del mismo.

La bodega de almacenamiento será de uso exclusivo para el densímetro, no deberá contener otros equipos, materiales o herramientas.



### **Criterio de aceptación en el proceso de compactación**

En nuestro país, las normas han exigido tradicionalmente un mínimo de 95% de la densidad seca máxima de laboratorio (**95%  $\rho_{dmax}$** ) y  $\pm 2\%$  el contenido de humedad optimo ( **$\pm 2\%$  **wopt****), sin embargo, existe una extensa bibliografía y experiencias como las expuestas por el Ing. Roberto Centeno W. en su libro "inspección y control de obras civiles" (1982).

En algunos casos, la aceptación y rechazo se basa en métodos estadísticos donde se exige un promedio de la densidad seca máxima dentro de una desviación estándar muestral bien definida, por ejemplo un promedio de 95% con una desviación estándar muestral máxima del 1%.

## GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO (ASTM D854)

### Objetivo

Familiarizar al estudiante con el método general de obtención de la gravedad específica de la masa de suelo de cualquier material compuesto por partículas pequeñas cuya gravedad específica sea mayor que 1.00. Esta práctica es aplicable específicamente a suelos y agregados finos (o arenas) como los utilizados en mezclas de concreto y asfalto.

### Definición

Se define como Gravedad Específica de los Suelos, a la relación del peso en el aire, de un volumen dado de partículas sólidas, al peso en el aire de un volumen igual de agua destilada a una temperatura de 4° C.

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

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

<b>Cenizas Volcánicas</b>	<b>2.20 a 2.50</b>
<b>Suelos Orgánicos</b>	<b>2.50 a 2.65</b>
<b>Arenas y Gravas</b>	<b>2.65 a 2.67</b>
<b>Limos Inorgánicos</b>	<b>2.67 a 2.72</b>
<b>Arcillas poco Plásticas</b>	<b>2.72 a 2.78</b>

<b>Arcillas medianamente plásticas y muy plásticas</b>	<b>2.78 a 2.84</b>
<b>Arcillas Expansivas</b>	<b>2.84 a 2.88</b>
<b>Suelos con Abundante Hierro</b>	<b>3.00</b>

**Tabla Nº 13. Variación de la densidad de los suelos**



**Figura Nº 25. Equipo del Ensayo Gravedad Específica del suelo**

### **Equipo**

Matraz aforado de cuello largo (frasco volumétrico), de 500 cc. de capacidad a temperatura de calibración de 20°C

Agua Destilada

Dispositivo de succión neumática, capaz de producir el grado de vacío (opcional).

Dispositivo para calentar agua, con temperatura controlable.

Balanza de un centésimo de grado de aproximación y capacidad de 1Kg.

Horno a temperatura constante de 100 a 110° C.

Un desecador.

Batidor Mecánico

Termómetro con aproximación de 0.1° C, graduado hasta 50° C.

Cápsulas para evaporación.  
Pipeta ó cuenta-gotas (gotero)  
Embudo de vidrio de conducto largo.

### **Procedimiento recomendado**

Para el cálculo de la gravedad específica se necesita el dato del peso del frasco volumétrico lleno con agua destilada hasta la marca de aforo, a la temperatura de ensayo.

Este valor se toma por lo general de una curva en que están representados los pesos del frasco más agua vs. la temperatura. Esta gráfica llamada curva de calibración, puede ser determinada experimentalmente ó por medios teóricos.

Antes de realizar el ensayo es necesario hacer la limpieza y calibración al frasco volumétrico.

### **Procedimiento para la limpieza del frasco**

Prepárese una “Mezcla Crómica”, disolviendo en caliente 60 grs., de Dicromato de Potasio en 300 cc., de agua destilada; déjese enfriar la solución y añádase 460 cc., de Ácido Sulfúrico comercial, de manera que escurra por las paredes del recipiente en que se forma la solución.

Con la mezcla crómica enjuáguese el frasco para eliminar la grasa que pueda tener adherida en su interior, enjuáguese de nuevo con agua destilada y escúrrase perfectamente bañando el interior con alcohol, para eliminar los residuos de agua, finalmente vuélvase a enjuagar el frasco con éter sulfúrico. Para facilitar la eliminación de los vapores del éter, es recomendable colocar el frasco boca abajo durante 10 min.

A falta de mezcla crómica puede lavarse el frasco con solución jabonosa, repitiendo lo expuesto en lo anterior.

### **Procedimiento para la calibración del frasco volumétrico**

La calibración del Frasco Volumétrico debe efectuarse cada 18 meses y su procedimiento práctico es el siguiente:

#### **Procedimiento Práctico**

Determinese el peso del frasco volumétrico, seco y limpio con una aproximación de 0.01gr. (Wf).

Llénese el frasco volumétrico con agua destilada a la temperatura ambiente hasta 0.5 cm., debajo de la marca de enrasé ó marca de aforo y déjese reposar durante unos minutos.

Mídase la temperatura del agua contenida en el frasco, con aproximación de 0.1° C, colocando el bulbo del termómetro en el centro del frasco volumétrico.

Con una pipeta ó cuenta-gotas, complétese el volumen del frasco con agua destilada de modo que la parte interior del menisco coincida con la marca de aforo.

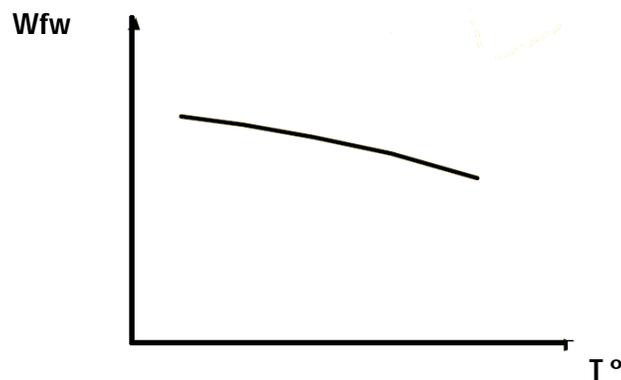
Séquese cuidadosamente el interior del cuello del frasco volumétrico con un papel absorbente, respetando el menisco.

Pésese el frasco lleno con agua hasta la marca de aforo, con aproximación de 0.01gr. (Wfw).

Repítase las etapas anteriores, a la misma temperatura aproximadamente con que se trabajó la primera vez.

Repítase las etapas mencionadas en los ítems anteriores, en otros dos ambientes, uno a temperatura de 5 a 10° C mayor que el primer ensayo, y otro a una temperatura de 5 a 10° C menor que el primer ensayo.

Represéntese en una gráfica los resultados de los pesos obtenidos (peso del frasco lleno de agua), en función de las respectivas temperaturas, teniendo como ordenadas el peso del frasco lleno de agua (Wfw), y en las abcisas la temperatura.



## Procedimiento Teórico

Los puntos de la curva de calibración se pueden obtener por la sustitución de diferentes temperaturas en la siguiente ecuación:

$$W_{fw} = W_f + V_f (1 - \Delta T \cdot E) (\gamma_w - \gamma_a) \quad \text{(ec.31)}$$

Donde;

$W_{fw}$  = Peso del frasco + agua

$W_f$  = Peso del frasco seco y limpio

$V_f$  = Volumen calibrado del frasco a  $T_c$ .

$\Delta T$  =  $T - T_c$

$T$  = Temperatura en grados centígrados a la cual se desea  $W_{fw}$ .

$T_c$  = Temperatura de calibración del frasco = 20° C.

$E$  = Coeficiente término de expansión cúbica del Pyrex, igual a  $0.1 \times 10^{-4}/^{\circ}\text{C}$ .

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua a temperatura de ensayo.

$\gamma_a$  = Peso unitario del aire a temperatura  $T$  y presión atmosférica  $0.001 \text{ gr/cm}^3$ .

## **Procedimiento para la determinación de la gravedad específica**

### **Procedimiento en Suelos no Cohesivos (Granulares).**

Pésense 80 gr., aproximadamente de suelo previamente secado al horno y enfriado ( $W_s$ ).

Pásese la muestra cuidadosamente a un frasco volumétrico seco y limpio, previamente calibrado, según se indicó en los incisos anteriores, llénese éste con agua destilada hasta la mitad del frasco.

Elimínese el aire atrapado en la muestra por calentamiento del frasco durante 15 min., ó utilizando el método indicado por el profesor de la materia.

Añádase con cuidado agua destilada hasta la marca de enrase, verificando que no quede aire atrapado en la muestra; si existiese aire atrapado en la muestra, elimínelo por el método utilizado en el paso anterior.

La presencia de materia orgánica puede producir el efecto de aire no removido a causa de los gases que se forman en contacto con el agua. La materia orgánica podrá descubrirse por olor y por la formación de una película oleaginosa en la superficie del agua.

Si ésta materia existe el método del vacío debe sustituirse por más efectivo para remover gases; éste método puede ser ebullición de la suspensión de un baño de Glicerina durante 30 min., añadiendo de cuando en cuando más agua destilada para impedir la calcinación de la muestra, en todo momento el frasco volumétrico debe estar lleno hasta su mitad; tras este período déjese enfriar el frasco a la temperatura ambiente y aplíquese lo escrito anteriormente.

Desairada la suspensión añádase agua destilada hasta que el borde interior del menisco coincida con la marca de aforo.

Verifique si el menisco está bien enrasado, y que el frasco en su parte exterior esté seco y limpio; pésese el frasco mas el agua más el suelo contenido en él (Wfws), con una aproximación de 0.1 gr.

De inmediato determínese la temperatura de la suspensión con aproximación de  $0.01^{\circ}$  C., introduciendo el bulbo de un termómetro hasta el centro del frasco volumétrico.

Saque el agua y el suelo del frasco sin perder nada y déjese limpio el frasco.

Introduzca la muestra al horno por un tiempo de 24hrs., a una temperatura de  $110^{\circ}$  C.

Saque la muestra del horno, déjela enfriar y determine su peso seco ( $W_s$ ) con aproximación 0.1gr.

Calcule la gravedad específica con la formula siguiente:

$$G_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}} \quad (\text{ec. 32})$$

Donde;

$W_s$  = Peso seco del suelo

$W_{fsw}$  = Peso del frasco + peso del suelo + peso del agua.

$W_{fw}$  = Peso del frasco + peso del agua (de la curva de calibración).

$G_s$  = Gravedad específica de las partículas sólidas del suelo.

### **Procedimiento en Suelos Cohesivos**

La muestra de suelo a ser ensayada, se criba por el tamiz No. 10; del material que pasa por el tamiz No. 10, se pesan aproximadamente 60 gr. de material seco.

Agréguete agua hasta obtener una consistencia pastosa.

Coloque la pasta dentro del frasco volumétrico, calibrado.

Se extrae el aire atrapado como se hizo en los pasos anteriormente descritos, del procedimiento para suelos no cohesivos.

Pese el frasco más agua, mas suelo, ( $W_{sw}$ ).

Saque el agua y el suelo del frasco sin perder nada y déjese limpio el frasco.

Introduzca la muestra al horno por un tiempo de 24hrs., a una temperatura de 110° C.

Saque la muestra del horno, déjela enfriar y determine su peso seco ( $W_s$ ) con aproximación 0.1gr.

Calcúlese la gravedad específica con la formula siguiente:

$$G_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}}$$

Donde;

$W_s$  = Peso seco del suelo

$W_{fsw}$  = Peso del frasco + peso del suelo + peso del agua.

$W_{fw}$  = Peso del frasco + peso del agua (de la curva de calibración).

$G_s$  = Gravedad específica de las partículas sólidas del suelo.

Puede obtenerse un incremento pequeño en precisión si se tiene en cuenta el efecto de la temperatura sobre la densidad del agua expresando la ecuación de la siguiente forma:

$$G_s = \frac{W_s \times \alpha}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}} \quad \text{(ec.33)}$$

Donde  $\alpha$ , la corrección de temperatura, se calcula como:

$$\alpha = \frac{\gamma_T}{\gamma_{20^\circ\text{C}}} \quad \text{(ec.34)}$$

Y es la relación entre los pesos unitarios del agua a la temperatura T del ensayo y a 20 °C de tal forma que el valor de Gs obtenido a la temperatura T (que será muy grande si T es mayor que 20°C) se reduce adecuadamente. Nótese que  $\alpha$  es también Gw del agua a la temperatura del ensayo T.

Los siguientes son valores típicos para el factor de corrección  $\alpha$ :

Temperatura °C	Densidad del agua (g/ml)	$\alpha$
16	0.99897	1.0007
16.5	0.99889	1.0007
17	0.9988	1.0006
17.5	0.99871	1.0005
18	0.99862	1.0004
18.5	0.99853	1.0003
19	0.99843	1.0002
19.5	0.99833	1.0001
20	0.99823	1

20.5	0.99812	0.9999
21	0.99802	0.9998
21.5	0.99791	0.9997
22	0.9978	0.9996
22.5	0.99768	0.9995
23	0.99757	0.9993
23.5	0.99745	0.9992
24	0.99732	0.9991
24.5	0.9972	0.999
25	0.99707	0.9988

**Tabla Nº 14. Valores típicos de valores  $\alpha$  de acuerdo a la temperatura del ensayo**

**Nota:** La fuente más seria de error en la determinación experimental de la gravedad específica no es ni la temperatura (especialmente si la temperatura del ensayo se mantiene entre 18°C y 22°C) ni la utilización de agua común. La mayor fuente de error proviene de la inadecuada desaireación de la mezcla suelo-agua. El agua contiene, en condiciones normales, aire disuelto. Las partículas de suelo también contienen aire, y si este aire no se remueve de ambos materiales, el volumen de aire produce una disminución en el peso  $W_{fsw}$  bastante grande. Lo cual da un menor valor de  $G_s$  ya que  $W_{fw} + W_s - W_{fsw}$  resulta mayor otra fuente de error, que puede ser importante, es la utilización de balanzas desajustadas o la práctica de pesar en diferentes balanzas durante el ensayo.

Se puede lograr la desaireación adecuada de la mezcla suelo-agua aplicando vacío y/o calentamiento. El vacío sólo es normalmente suficiente para arenas, limos y arcillas. En suelos orgánicos, es aconsejable dejar hervir cerca de 30 minutos la mezcla suelo-agua, añadiendo agua a medida que se necesite para mantener para mantener el frasco volumétrico medio lleno.

El intervalo de tiempo de aplicación del vacío puede variar entre unos pocos minutos y

6 a 8 hrs. Para suelos plásticos

4 a 6 hrs para suelos de baja plasticidad

La eficiencia de la remoción de aire puede mejorarse para cualquier suelo haciéndolo hervir durante 10 minutos y teniendo suficiente cuidado de que la muestra no se seque completamente o que el material salpique fuera del frasco. El desaireamiento puede verificarse de la siguiente forma:

Aplicando vacío al frasco lleno entre la mitad y los  $\frac{3}{4}$  con la mezcla suelo agua, por un tiempo.

Llenando el frasco hasta unos 20 mm por debajo de la marca del frasco con agua desaireada y con temperatura estabilizada.

Volviendo a aplicar el vacío por varios minutos y marcando con un lápiz de color adecuado el nivel del agua en el cuello del frasco.

Retirando cuidadosamente la tapa para romper el vacío y, si el nivel de agua sube más de 3 mm, el desaireamiento será suficiente.

A continuación se presentan valores típicos de Gs que pueden ser utilizados como guía para calibrarlos resultados de ensayos de laboratorio:

<b>Tipo de Suelo</b>	<b>Gs</b>
Arena	2.65-2.67
Arena Limosa	2.67-2.70
Arcilla inorgánica	2.70-2.80
suelos con micas o hierro	2.75-3.00
Suelos orgánicos	Variable puede ser inferior a 2.00

**Tabla Nº 14. Valores Típicos Gs de acuerdo al tipo de suelo**

**Nota:** Para valores adicionales de Gs, con el propósito de obtener las condiciones reales del suelo, se debe repetir nuevamente el ensayo de tal forma que dicho valores estén en un rango de 2% definido de la siguiente forma:

$$\frac{\text{Mayor Valor de Gs}}{\text{Menor Valor de Gs}} \leq 1.02$$

Luego de obtenido este par de valores Gs, obtener un promedio, redondear a la 0.01 más cercana y registrar este valor como el Gs del suelo.

**Gravedad Específica de los Sólidos**

<b>Nombre del Proyecto:</b>	Conj. Resd. Sagrada Familia	<b>Trabajo N°:</b>	E-001
<b>Ubicación:</b>	Parroquia Miguel Peña, Los Caobos	<b>Perforación N°:</b>	25
<b>Descripción del Suelo:</b>	Arcilla Limosa	<b>Profundidad de la Muestra:</b>	10 m
<b>Ensayado por:</b>	Marco Rojas	<b>Fecha del Ensayo:</b>	31/10/2012

Muestra N°	1	2		
<b>Vol. Del frasco (Matraz aforado) a 20 °C (ml)</b>	500	500		
<b>Método de remoción del aire</b>	Vacio	Aspirado		
<b>Peso frasco +agua+ suelo = W<sub>fsw</sub></b>	753.66	754.69		
<b>Temperatura °C</b>	23	23		
<b>Peso frasco +agua=W<sub>fw</sub><sup>a</sup></b>	693.27	693.27		
<b>Plato evaporador N°</b>	35	34		
<b>Peso plato evaporador</b>	254.52	270.52		
<b>Peso plato evaporador +suelo seco</b>	350.11	368.499		
<b>Peso del Suelo Seco = W<sub>s</sub></b>	95.59	97.979		
<b>W<sub>w</sub>=W<sub>s</sub>+W<sub>fw</sub>-W<sub>fsw</sub></b>	35.2	36.559		
<b>G<sub>s</sub>=W<sub>s</sub>/W<sub>w</sub><sup>b</sup></b>	2.716	2.680		
<b>α Factor de Corrección<sup>c</sup></b>	0.9993	0.9993		
<b>G<sub>s</sub>=α (W<sub>s</sub>/W<sub>w</sub>)</b>	2.714	2.678		

<sup>a</sup> W<sub>fw</sub> es el peso del frasco lleno con agua a la misma temp. ± 1 °C a la cual se registró W<sub>fsw</sub> o un valor tomado de la curva de calibración a la temperatura T de W<sub>fsw</sub>.

<sup>b</sup> G<sub>s</sub> sin considerar el efecto de la temperatura sobre la densidad del agua.

<sup>c</sup> Factor de corrección de acuerdo a la tabla N°13

Observaciones:  $\% = 2.714 / 2.678 = 1.01 < 1.02$  está dentro del rango de valores del 2% es acceptable.

**G<sub>s</sub> promedio= 2.6959**

**Gravedad Específica de los Sólidos**

**Nombre del Proyecto:** \_\_\_\_\_ **Trabajo N°:** \_\_\_\_\_  
**Ubicación:** \_\_\_\_\_ **Perforación N°:** \_\_\_\_\_  
**Descripción del Suelo:** \_\_\_\_\_ **Profundidad de la Muestra:** \_\_\_\_\_  
**Ensayado por:** \_\_\_\_\_ **Fecha del Ensayo:** \_\_\_\_\_

Muestra N°				
Vol. Del frasco (Matraz aforado) a 20 °C (ml)				
Método de remoción del aire				
Peso frasco +agua+ suelo = W <sub>fsw</sub>				
Temperatura °C				
Peso frasco +agua=W <sub>fw</sub> <sup>a</sup>				
Plato evaporador N°				
Peso plato evaporador				
Peso plato evaporador +suelo seco				
Peso del Suelo Seco = W <sub>s</sub>				
W <sub>w</sub> =W <sub>s</sub> +W <sub>fw</sub> -W <sub>fsw</sub>				
G <sub>s</sub> =W <sub>s</sub> /W <sub>w</sub> <sup>b</sup>				
α Factor de Corrección <sup>c</sup>				
G <sub>s</sub> =α (W <sub>s</sub> /W <sub>w</sub> )				

<sup>a</sup> W<sub>fw</sub> es el peso del frasco lleno con agua a la misma temp. ± 1 °C a la cual se registró W<sub>fsw</sub> o un valor tomado de la curva de calibración a la temperatura T de W<sub>fsw</sub>.

<sup>b</sup> G<sub>s</sub> sin considerar el efecto de la temperatura sobre la densidad del agua.

<sup>c</sup> Factor de corrección de acuerdo a la tabla N°13

**Observaciones:** \_\_\_\_\_

**G<sub>s</sub> promedio=**

## **CONSOLIDACIÓN**

AASHTO T216-07: Standard Method of Test for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils  
ASTM D2435-03: Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils

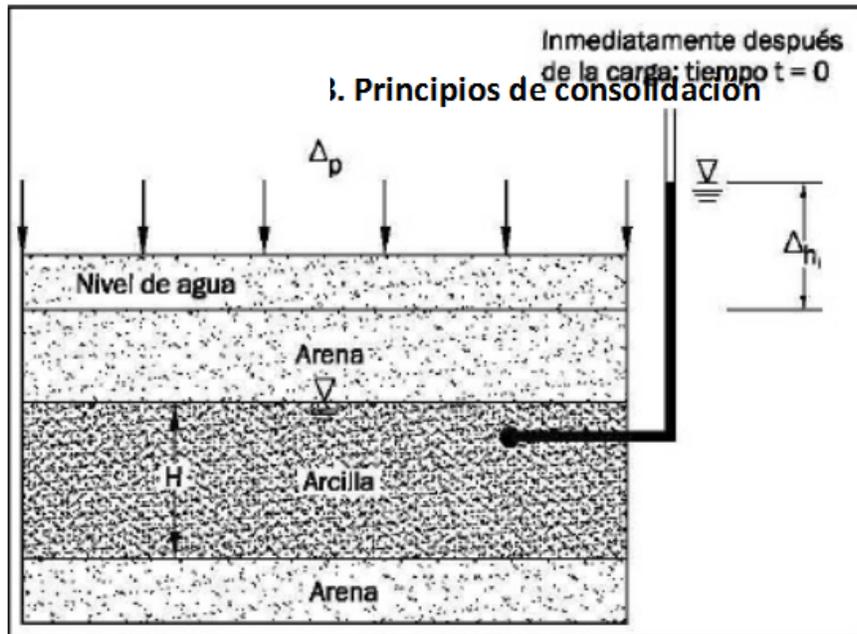
### **Objetivo**

Obtener y analizar la curva de consolidación y de compresibilidad de un suelo.

### **Descripción del ensayo**

El objeto de una prueba de consolidación es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce, en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efecto de éstos, el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en sus caras. El cambio de volumen se mide con un micrómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la piedra porosa superior. Para cada incremento de carga aplicada se miden los cambios volumétricos, usando intervalos apropiados para efectuar las mediciones. Los datos registrados conducen a la obtención de la curva de consolidación. Dibujando las lecturas del micrómetro como ordenadas, en escala natural y los tiempos, como abscisas, en escala logarítmica, se logra que la curva de consolidación obtenida en el laboratorio sea fácilmente comparable con la curva teórica, lo cual permite establecer, toscamente, el grado de aplicabilidad de las teorías al problema específico tratado. Es común encontrar, en la mayoría de los suelos arcillosos de alta plasticidad, una concordancia excelente hasta un 60% ó 70% de consolidación; adelante de estos límites, la curva de laboratorio suele volverse asintótica a una recta inclinada respecto a la línea horizontal por el valor 100% de consolidación de la curva teórica. Esta desviación corresponde a la consolidación secundaria y esta deformación adicional se atribuye, por hipótesis, a un reajuste de las fuerzas de fricción dentro de la masa de suelo. Puesto que este cambio volumétrico secundario es generalmente, muy pequeño (por lo menos para incrementos de carga relativamente importantes) en comparación con el que tiene lugar durante el efecto primario de expulsión de agua, su influencia se

hace notoria sólo después de que se ha producido la mayor parte de la deformación volumétrica primaria. Al realizar la prueba de consolidación en laboratorio, cada incremento de carga se mantiene el tiempo suficiente para que el tramo recto de consolidación secundaria se defina claramente; después de lo cual, se podrá aplicar el siguiente incremento. En las curvas de consolidación obtenidas para cada incremento de carga se selecciona un tiempo arbitrario, tal que las lecturas del micrómetro en las diferentes curvas caigan ya más allá del período de consolidación primaria. La presión y la lectura del micrómetro correspondientes a ese tiempo proporcionan los datos de partida para el trazado de las curvas de compresibilidad. En campo, cuando el esfuerzo sobre una capa de arcilla saturada se incrementa (por ejemplo, por la construcción de una cimentación), la presión de poro del agua se incrementará. Debido a que la permeabilidad hidráulica de la arcilla es muy pequeña, se requerirá algún tiempo para que el exceso de presión de poro del agua se disipe y el incremento del esfuerzo se transfiera gradualmente a la estructura del suelo. De acuerdo con la Figura, si  $\Delta p$  es una sobrecarga en la superficie del terreno sobre un área muy grande, el incremento del esfuerzo axial  $\Delta \sigma$  en cualquier profundidad del estrato de arcilla será igual a  $\Delta p$ , o  $\Delta \sigma = \Delta p$ .



Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones**. Pág. 36

Sin embargo, en el tiempo  $t = 0$  (es decir, inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo), el exceso de presión de poro del agua en cualquier profundidad  $\Delta u$ , será igual a  $\Delta p$ , o  $\Delta u = \Delta h_1 \gamma_w = \Delta p$  (en el tiempo  $t = 0$ ). Además, el incremento de esfuerzo efectivo en el tiempo  $t = 0$ , será  $\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u = 0$ . Teóricamente, en el tiempo  $t = \infty$ , cuando todo el exceso de presión de poro en el estrato de arcilla se ha disipado como resultado del drenado hacia los estratos de arena,  $\Delta u = 0$  (en el tiempo  $t = \infty$ ). Entonces, el incremento del esfuerzo efectivo en la capa de arcilla es  $\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u = \Delta p - 0 = \Delta p$ , este incremento gradual ocasionará asentamientos durante cierto tiempo y se conoce como consolidación. Pruebas de laboratorio sobre muestras de arcilla saturada inalterada pueden efectuarse para determinar el asentamiento por consolidación causado por varios incrementos de carga. Las muestras de prueba son generalmente, de 2.5 plg de diámetro (63.5 mm) y una pulgada de altura (25.4 mm), los especímenes se colocan dentro de un anillo, con una piedra porosa en la parte superior y otra en la parte inferior, tal y como se muestra en el esquema del ensayo de consolidación figura (a).

La naturaleza de la variación de  $e$  contra  $\log(p)$  para un tipo de arcilla se muestra en la Figura de la curva de compresibilidad para una arcilla suave de East St. Louis, Illinois (b). Después que la presión de consolidación deseada se alcanza, el espécimen puede descargarse gradualmente, lo que resultará en su expansión. La misma gráfica, también muestra la variación de la relación de vacíos durante el período de descarga. De la curva  $e - \log(p)$  mostrada en dicha gráfica, se determinan tres parámetros necesarios para calcular el asentamiento.

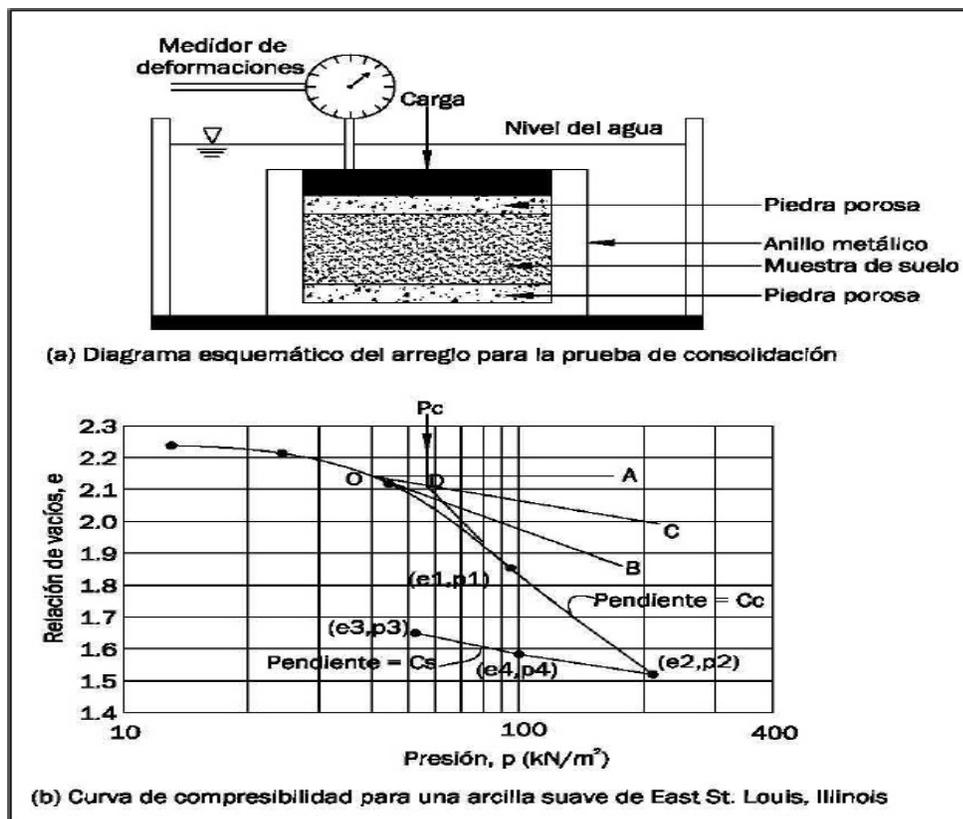


Figura Nº 26. (a) Esquema del ensayo de consolidación.(b) curva de compresibilidad

- ✓ La carga de preconsolidación  $P_c$ , es la máxima sobrecarga efectiva a la que el suelo estuvo sometido en el pasado. Se determina usando un simple

procedimiento gráfico propuesto por Casagrande (1936), implica cinco pasos fundamentales:

Determine el punto O sobre la curva  $e - \log(p)$ , que tenga la curvatura más aguda, es decir, el menor radio de curvatura.

Dibuje una línea horizontal OA.

Dibuje una línea OB tangente a la curva  $e - \log p$ , en O.

Dibuje una línea OC bisectriz del ángulo AOB.

Trace la porción de línea recta de la curva  $e - \log p$ , hacia atrás hasta cruzar OC. Éste es el punto D. La presión que corresponde al punto p es el esfuerzo de preconsolidación **Pc**.

Los depósitos naturales de suelo pueden estar normalmente consolidados o sobreconsolidados (o preconsolidados). Si la presión actual efectiva de sobrecarga  $p = p_o$  es igual a la presión de preconsolidación **Pc**, el suelo está normalmente consolidado. Sin embargo, si  $p_o < P_c$ , se considera sobreconsolidado. La presión de preconsolidación (**Pc**) se correlaciona con parámetros registrados por varios investigadores. Stas y Kylhawy (1984) sugirieron que:

$$\frac{P_c}{\sigma_a} = 10^{(1.11-1.62LI)}$$

Donde:

$\sigma_a$  = esfuerzo atmosférico en unidad derivada

LI = índice de liquidez

Nagaraj y Murthy (1985) propusieron la siguiente relación empírica para calcular  $p_c$ :

$$\log p_c = \frac{1.122 - \left( \frac{e_o}{e_L} \right) - 0.0463 \log p_o}{0.0188}$$

Donde:

$e_o$  = relación de vacíos *in situ*

$p_o$  = presión efectiva de sobrecarga *in situ*

$e_L$  = relación de vacíos del suelo en el límite líquido

$$e_L = \frac{LL(\text{en}\%) \times G_s}{100}$$

- ✓ El índice de compresibilidad,  $C_c$ , es la pendiente de la porción de la curva (última parte de la curva de carga), o

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log(p_2 / p_1)}$$

Donde:

$e_1$  y  $e_2$  = relaciones de vacíos al final de la consolidación bajo los esfuerzos  $p_1$  y  $p_2$ , respectivamente.

El índice de compresibilidad, determinado con la curva  $e - \log p$  en el laboratorio, será diferente por muy poco a la encontrada en campo. La razón principal es que el suelo se remoldea en alguna medida durante la exploración de campo.

El índice de expansibilidad,  $C_s$ , es la pendiente de la porción de carga de la curva  $e - \log p$  y se puede determinar como:

$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\log(p_4 / p_3)}$$

En la mayoría de los casos, el valor del índice de expansión ( $C_s$ ) es de 1/4 a 1/5 del índice de compresibilidad. Es posible denotar valores representativos de  $C_s/C_c$  para depósitos de suelos naturales, para obtener fracciones de las cuáles se puedan identificar las arcillas.

El índice de expansibilidad se conoce también como índice de recompresibilidad. La determinación del índice de expansibilidad es importante en la estimación del asentamiento por consolidación de las arcillas sobreconsolidadas.

El incremento de presión  $\Delta\sigma'_v$  sobre el estrato de arcilla no es constante con la profundidad. La magnitud de  $\Delta\sigma'_v$  decrecerá con el incremento de la profundidad medida desde el fondo de la cimentación. Sin embargo, el incremento promedio de presión puede aproximarse por:

$$\Delta\sigma'_v = \frac{1}{6} (\Delta\sigma'_{vr} + 4\Delta\sigma'_{vm} + \Delta\sigma'_{vb})$$

Donde:

$\Delta\sigma'_{vr}$  = incremento de presión arriba del estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación.

$\Delta\sigma'_{vm}$  = incremento de presión en medio del estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación.

$\Delta\sigma'_{vb}$  = incremento de presión en el fondo del estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación.

La variación de la relación de vacíos con respecto a la presión está dirigida por el índice de compresión ( $C_c$ ) de la curva de compresibilidad, obtenida en el ensayo de

consolidación. El cálculo del asentamiento por consolidación de un estrato, para arcillas normalmente consolidadas está formulado por:

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_v + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_v}$$

Donde:

$\sigma'_v$  = presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación.

$\Delta \sigma'_v$  = incremento promedio de la presión sobre el estrato de arcilla causada por la construcción de la cimentación.

$C_c$  = índice de compresión.

$H_c$  = espesor de la capa de arcilla.

$e_o$  = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla.

En los suelos preconsolidados podemos diferenciar dos casos para la determinación de asentamiento total  $S_c$  a tiempo infinito, el primero cuando la presión efectiva promedio más el incremento promedio de la presión sobre el estrato de arcilla de la construcción de cimentación es menor a la carga de preconsolidación,  $\sigma'_v + \Delta \sigma'_v < P_c$ . En este caso una vez determinado el índice de recompresión  $C_r$ , como la pendiente de la recta de recompresión (que es la misma pendiente de  $C_s$ ), el asentamiento se calcula como:

$$S_c = \frac{C_r H_c}{1 + e_o} \log \left( \frac{\sigma'_v + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_v} \right)$$

Siendo:

$S_c$ : asentamiento total del estrato a tiempo infinito

$H_c$ : altura o espesor total del estrato

$e_o$ : relación de vacíos inicial

$C_r$ : índice de recompresión

$\sigma'_v$ : presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla de la construcción de cimentación

$\Delta \sigma'_v$ : incremento promedio de la presión sobre el estrato de arcilla de la construcción de cimentación

El segundo caso es aquel donde la suma de la presión efectiva promedio más el incremento promedio de la presión sobre el estrato de arcilla de la construcción de cimentación es mayor a la carga de preconsolidación, es decir,  $\sigma'_v + \Delta \sigma'_v > P_c$ , para calcular el asentamiento, son necesarios ambos índices, de recompresión y de compresibilidad, determinados como las pendientes de las rectas de recompresión y virgen respectivamente ( $C_r$  y  $C_c$ ).

$$S_c = \frac{C_r H_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{P_c}{\sigma'_v}\right) + \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_v + \Delta \sigma'_v}{P_c}\right)$$

Siendo:

$S_c$ : asentamiento total del estrato a tiempo infinito

$H_c$ : altura o espesor total del estrato

$e_0$ : relación de vacíos inicial

$C_r$ : índice de recompresión

$C_c$ : índice de compresión

$P_c$ : carga de preconsolidación

#### **Determinación del coeficiente de consolidación $C_v$ :**

Para determinar el coeficiente de consolidación, se utiliza la relación:

$$C_v = \frac{TH^2}{t}$$

Donde  $t$  es el factor tiempo, el cual se presenta en la siguiente tabla, para distintos porcentajes de consolidación, ( $U\%$ ),  $t$  es el tiempo para el factor de tiempo correspondiente; y  $H$  es la longitud promedio del camino más largo para el drenaje. Para esta práctica, donde se utilizan 2 piedras porosas, en ambas caras de la muestra de suelo.

$$H=1/2h$$

Siendo **h** la altura promedio de la muestra, durante la aplicación de un incremento de carga dado.

La ecuación de **C<sub>v</sub>** se puede aplicar a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación.

$$T = \frac{\frac{\pi}{4} \left[ \frac{U \%}{100} \right]^2}{\left[ 1 - \left[ \frac{U \%}{100} \right]^{5,6} \right]^{0,357}}$$

U%	T
0	0.000
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848

**Tabla Nº 15. Factor Tiempo (T) y porcentaje de Consolidación (U%)**

En efecto en la tabla se puede ver que **T<sub>50</sub> = 0.197**; **t<sub>50</sub>** se encuentra en la curva de consolidación, según se verá a continuación y H es la mitad del espesor del material utilizado, bajo el incremento de carga. Por lo tanto:

$$C_v = \frac{T_{50} H^2}{t_{50}}$$

También es usual utilizar el factor tiempo T90 para 90 % de consolidación, con lo cual se tiene:

$$C_v = \frac{T_{90} H^2}{t_{90}} = \frac{0.848 H^2}{t_{90}}$$

Determinación de  $t_{50}$  y  $t_{90}$

Para determinar  $t_{50}$ , (Método de Casagrande), se utiliza la curva de consolidación semilogarítmica, como se muestra a continuación. El valor de  $t_{50}$  será aquel valor de tiempo para el cual ocurre el 50 % de consolidación y se determina a partir de  $D_{50}$ , siendo:

$$D_{50} = \frac{D_0 + D_{100}}{2}$$

Donde  $D_0$  es la lectura teórica del dial del extensómetro y  $D_{100}$ , la lectura del dial para 100 % de consolidación. Para obtener  $D_0$ , se selecciona un tiempo  $t_1$  y otro  $t_2=4t_1$ .

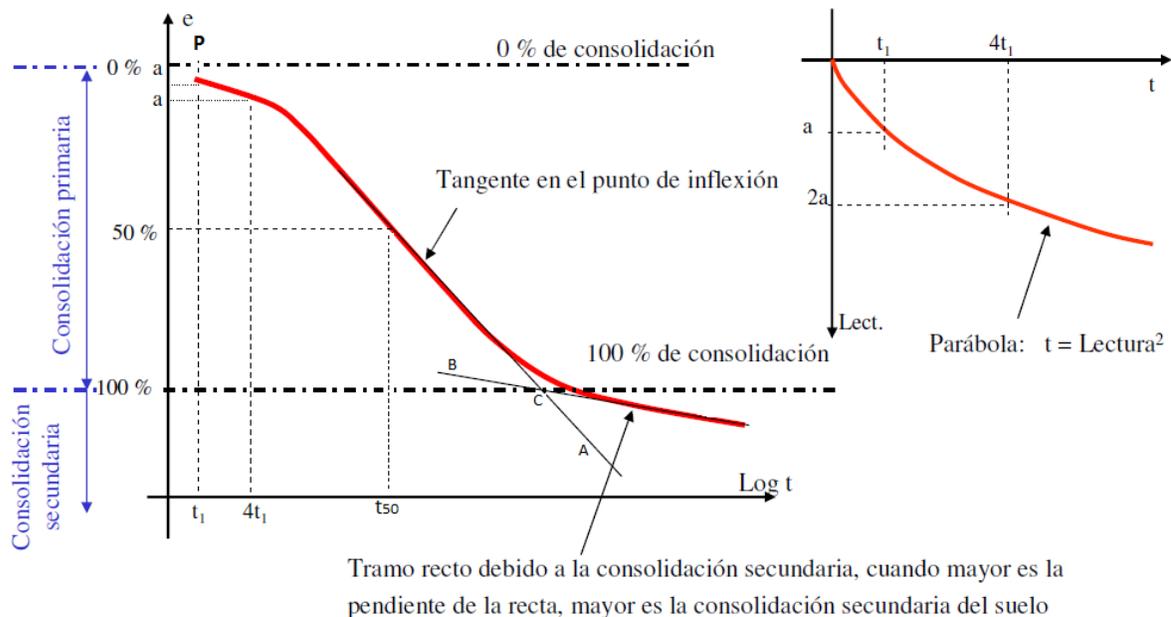


Figura Nº 27. Curva de Relación de vacíos (e) vs log (t)

Luego, sobre la gráfica se determina el **a** y **P** correspondiente, y se copia este valor, verticalmente sobre  $t_1$ . Finalmente, se traza una línea horizontal que pase por este punto P y su intercepto con el eje de las ordenadas será el valor teórico de  $D_0$ . Este método se basa en que la curva es parabólica en los inicios de la consolidación.

Para obtener a  $D_{100}$ , trace una tangente a la curva de consolidación primaria, en su punto de inflexión (recta A), y prolongue el tramo recto de la consolidación secundaria (recta B). El punto C, el corte de estas dos rectas, representa aproximadamente la línea divisoria entre la consolidación primaria y la secundaria. Por lo tanto, la lectura del extensómetro correspondiente será igual a  $D_{100}$ .

Con los valores de  $D_0$ ; y  $D_{100}$ , se calcula  $D_{50}$ , según la ecuación anterior y con este valor se va a la curva consolidación y se obtiene el  $t_{50}$  correspondiente. Con este valor de  $t$  es posible obtener  $C_v$ .

Otro método alternativo para calcular  $C_v$  se debe a D.W. Taylor, hace uso de la expresión:

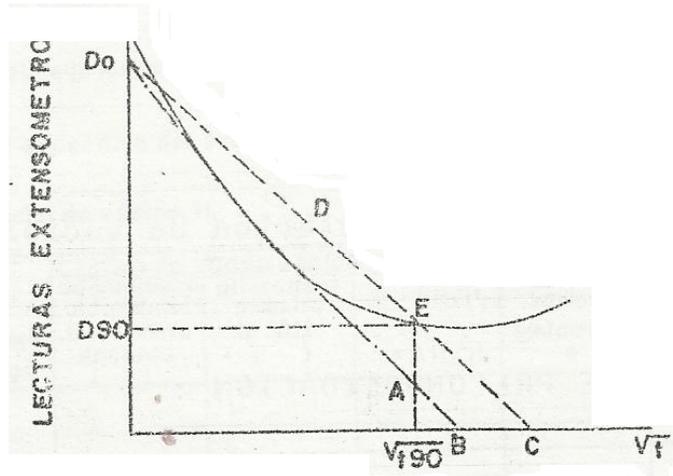
$$C_v = \frac{T_{90} H^2}{t_{90}} = \frac{0.848 H^2}{t_{90}}$$

En este caso,  $D_0$  como  $D_{90}$ , se determinan de la curva de consolidación donde el eje de las abscisas representa la raíz cuadrada del tiempo.

Para determinar  $D_0$ , se traza una recta a través de los primeros puntos de la curva (recta A), y su corte con el eje de las ordenadas será el valor teórico de  $D_0$ . Luego se determina el punto de corte de esta recta con el eje de las abscisas (punto B) y se multiplica este valor de abscisas por 1.15 (se encuentra el 15%) obteniéndose el punto C. Finalmente se traza una recta entre  $D_0$  y C (recta D) y el punto E, se asume que representa el 90% de consolidación primaria.

Como parte del ensayo de consolidación, se utilizan por lo menos siete valores de carga, en la práctica existirán varias curvas de consolidación, y de cada una de ellas

se puede obtener el valor correspondiente de  $C_v$ . Con estos valores del coeficiente de consolidación, se acostumbra a construir una curva de  $C_v$  vs  $\log(P)$ .



**Figura Nº 28. Curva de consolidación con la raíz cuadrada del tiempo como abscisas**

### **Equipo a utilizar**

Consolidómetro, incluyendo el anillo para la ubicación de la muestra.

Deformímetro de carátula con lectura de 0.01 mm de precisión.

Equipo de cargas.

Cronómetro de bolsillo o de pared.

Equipo adicional tal como cortadores para labrar el espécimen, taras, horno y balanzas.



Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007**. Pág. 26

### o para tallar la muestra y piedras porosas



Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007**. Pág. 28

**Aparato para determinar el índice de expansión y aparato para determinar el cambio en el volumen del suelo**



Fuente: ELE International. Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007. Pág. 29

**Consolidómetro electrónico automático**



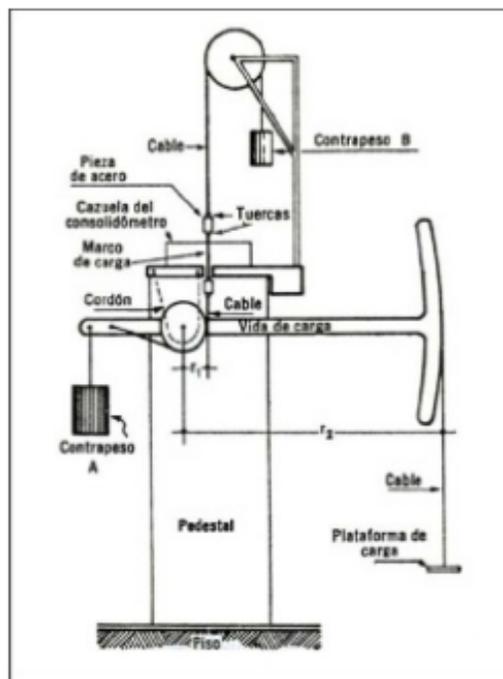
Fuente: ELE International. Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007. Pág. 27

**Figura Nº 29. Equipos del ensayo de consolidación**

**Descripción del mecanismo de transmisión de carga y calibración del aparato**

La carga se aplica por medio de pesos colocados en una ménsula que cuelga del extremo de la viga de carga. La carga se transmite al marco por medio de un cable apoyado en una rótula fija de radio  $r_1$ , ligada al pedestal del aparato. La viga de carga puede girar en torno a esta rótula. La relación del brazo de palanca de la ménsula de

carga,  $r_2$  y del radio  $r_1$ , antes mencionado, suele ser del orden de 10 y ésta es la razón de multiplicación de cargas del aparato. El peso de la viga y la ménsula de carga se balancean con el contrapeso A. El peso del marco de carga se balancea, a su vez, con el contrapeso B. La posición del marco de carga respecto a la cazuela puede ajustarse usando las tuercas de las barras laterales del marco. Para dejar el aparato listo para el uso preciso, obtener una curva de calibración; es decir, una curva que dé las deformaciones propias, sin muestra. Estas deformaciones deberán restarse a las obtenidas en una prueba, a fin de llegar a las deformaciones de la muestra sola. La curva se obtiene sujetando al conjunto de las piedras porosas, placa de carga, etc., sin muestra, a una prueba de consolidación y dibujando las lecturas del micrómetro contra las correspondientes cargas, en escala aritmética, usualmente. En el siguiente esquema se presenta un esquema del dispositivo de transmisión de cargas de un consolidómetro.



Fuente: Juárez Badillo y Rico Rodríguez. **Mecánica de Suelos**. Pág. 251

**Figura Nº 30. Esquema del mecanismo de transmisión de carga de un consolidómetro**

## **Preparación de la muestra**

Para preparar una muestra inalterada es esencial cortar un fragmento cuyo volumen sea el del anillo de consolidación. Para una buena manipulación se recomienda el uso de un aparato cortador adecuado. A fin de evitar la evaporación, es recomendable preparar el espécimen en un cuarto húmedo. Al mismo tiempo que se prepara la muestra de consolidación es necesario formar una muestra representativa para la determinación del peso específico relativo y es conveniente obtener muestras para la realización de pruebas de límites de plasticidad. El procedimiento detallado para la obtención de una muestra para pruebas de consolidación deberá ajustarse a lo que sigue:

Determinar y anotar el peso propio del anillo para confinar la muestra. Hacer lo mismo con el área y la altura del anillo.

Colocar una masa de arcilla inalterada del tamaño apropiado en el anillo de consolidación y, girando el anillo, cortar la muestra con un cortador hasta sus dimensiones correctas. En arcillas blandas resulta bien hacer girar el anillo manualmente, retirando el material sobrante con ligeros cortes de ajuste; en materiales duros puede hacerse necesario manipular la muestra mecánicamente, ajustándola al anillo, después de haber obtenido un cilindro del diámetro apropiado; en este caso debe tenerse cuidado de que la muestra no pierda agua por evaporación. Continúese el labrado de la muestra hasta que su base sobresalga algo por la cara inferior del anillo.

Retirar la porción de la muestra que sobresalga por la caras superior del anillo, hasta lograr una superficie continua a nivel; para esto puede usarse un pedazo de alambre, en muestras suaves, o un cuchillo para muestra más duras; afinar cuidadosamente usando una regla metálica recta.

Anotar una muy cuidadosa y detallada descripción de la muestra.

Usando una balanza, pesar cuidadosamente el conjunto de la muestra y el anillo.

Colocar y centrar cuidadosamente las piedras porosas ligeramente humedecidas en las bases del anillo, presionándolas muy suavemente contra la muestra, a fin de lograr que se adhieran.

Colocar ahora con cuidado el anillo en la cazuela del consolidómetro, cuidando que el anillo ya no sufra ningún movimiento, una vez colocado.



**Figura Nº 31. Ensayo de Consolidación con anillo flotante**

#### **Montaje de la prueba de consolidación**

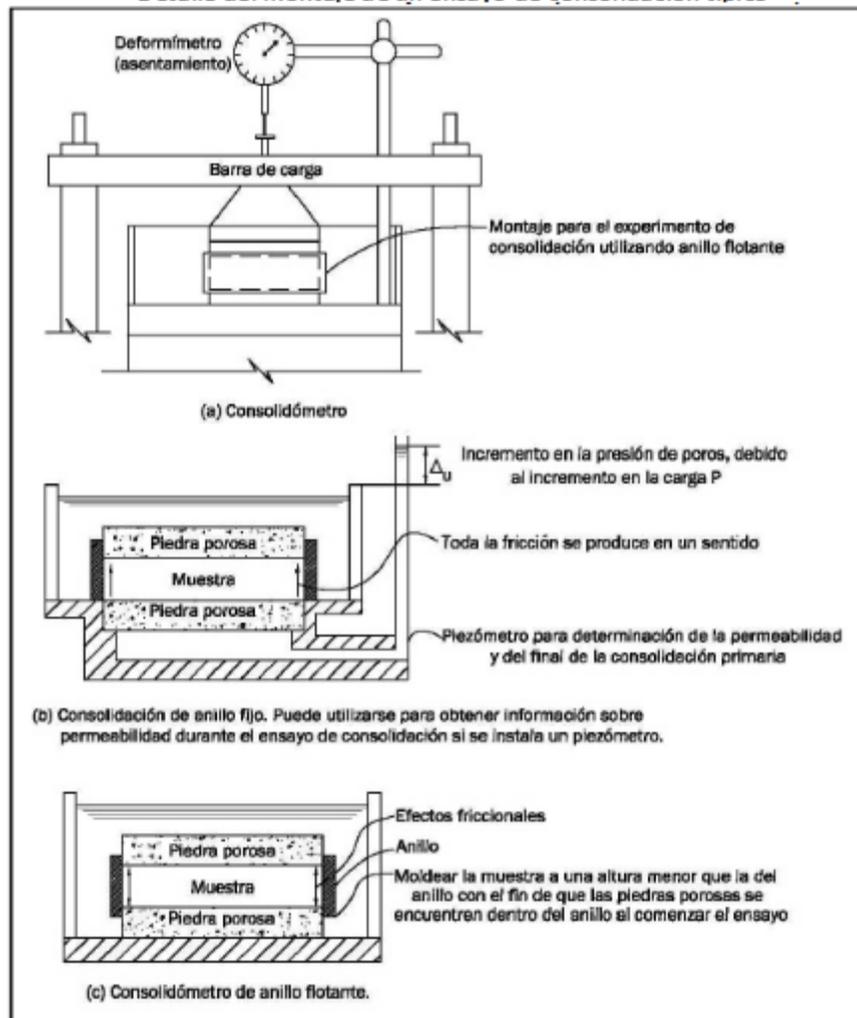
El montaje de la prueba de consolidación se ajustará a lo siguiente:

- ✓ Con mucho cuidado, a fin de evitar movimientos del anillo y de las piedras porosas en la cazuela, colocar ésta sobre la plataforma del banco de consolidación y centrar cuidadosamente la piedra porosa superior bajo el marco de carga.
- ✓ Balancear la palanca de carga y ajustar la elevación de la pieza transversal superior del marco de carga, hasta que el marco quede en contacto con la pequeña esfera metálica alojada en la muesca de la placa de carga (un pequeño peso que actúe sobre el marco de carga hará el contacto estable) previamente colocada sobre la piedra porosa superior. Comprobar la horizontalidad de la pieza superior del marco de carga.
- ✓ Colocar el micrómetro, atornillando el puente que lo sostiene y poniéndolo en contacto con el marco de carga; poner el micrómetro en cero.

### **Procedimiento para realizar la prueba**

- ✓ Retirando el pequeño peso actuante sobre el marco de carga, colocar en la ménsula el primer incremento de carga, evitando que el marco cause impacto sobre la muestra y usando los pesos apropiados. Anotar esa carga. La magnitud de la presión a que primeramente se sujete la muestra depende de varias consideraciones. Debe escogerse una carga bastante pequeña, tal que dé una presión que haga que la muestra no fluya a través del espacio libre entre la piedra porosa y el anillo. Además, puesto que en la teoría se suponen constantes tanto la relación de vacíos como el coeficiente de permeabilidad durante el tiempo en que actúa el incremento de carga, no se tendría buena concordancia entre las curvas de laboratorio y la teoría si se escogieran incrementos de carga demasiado grandes.

- ✓ Por otra parte, si los incrementos son demasiado pequeños, la consolidación secundaria, que es independiente de la magnitud de ellos haría poco notorios los efectos primarios. Después de que la muestra haya sido consolidada bajo el primer incremento, cada incremento sucesivo será tal que la carga se vaya duplicando. En suelos muy blandos es conveniente dividir la colocación de la primera carga en cuatro etapas, con media hora de intervalo y colocando cada vez una cuarta parte de la carga. Al colocar las cargas en la ménsula deberá siempre evitarse el impacto. Las pesas ranuradas, de uso común, deben colocarse con sus ranuras cuatropuestas, para evitar su deslizamiento de la ménsula, por inclinación de ésta.

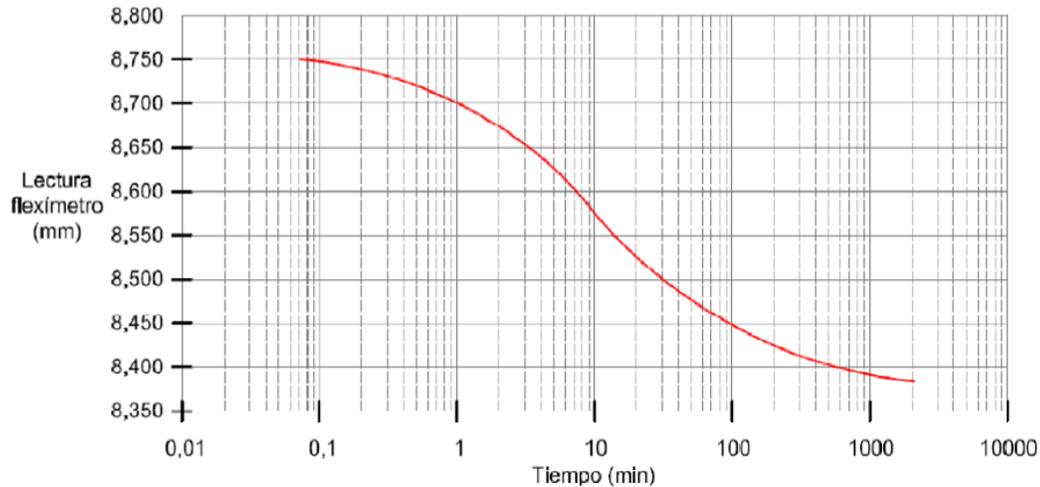


Fuente: Joseph E. Bowles. Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil. Pág. 116

**Figura N° 32. Montaje de un ensayo de consolidación típico**

- ✓ Observar y anotar las lecturas del micrómetro en intervalos de tiempo adecuados. Es útil la siguiente secuencia: seis segundos, 15 segundos, 30 segundos, un minuto, dos minutos, cuatro minutos, ocho minutos, 15 minutos, 30 minutos, una hora, dos horas, cuatro horas, ocho horas, etc. No es fundamental ceñirse a una cierta secuela, pero sí lo es medir correctamente el tiempo transcurrido desde el principio hasta el instante en que se hace cada lectura.

- ✓ Dibujar la curva de consolidación (trazo semilogarítmico).

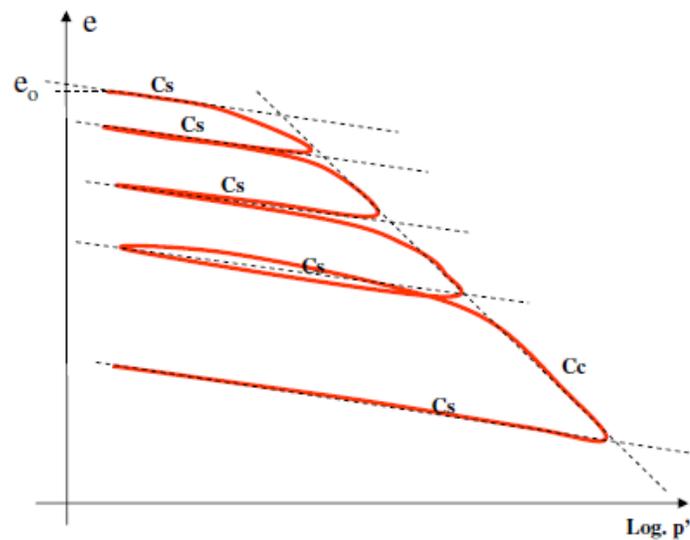


**Figura Nº 33. Curva Teórica de Consolidación**

- ✓ Una vez que en la curva de consolidación se define claramente el tramo recto de consolidación secundaria, se considera que se ha completado la primaria; proceder entonces a la colocación del segundo incremento de carga, repitiendo los puntos anteriores. Y así proceder sucesivamente hasta completar la prueba en lo referente a ciclo de carga.
- ✓ Observando todas las curvas de consolidación obtenidas, seleccionar un tiempo correspondiente a un punto que caiga en el tramo de consolidación secundaria de todas ellas. Anotar las presiones y las lecturas del micrómetro, usando las curvas correspondientes a ese tiempo escogido, interpolando en las curvas. Estos datos pueden dibujarse en trazo semilogarítmico, con las presiones en escala logarítmica y las lecturas en escala natural. La forma de la curva así obtenida es similar a la de la curva de compresibilidad, que se dibujará posteriormente. Del análisis de la curva es posible ver si la prueba se ha desarrollado lo suficiente para los propósitos que se persiguen. Siempre que sea posible, es deseable continuar aplicando incrementos de carga hasta que la porción recta del trazado semilogarítmico recién dibujado, se defina netamente. Hay que tener en cuenta, sin embargo, que los consolidómetros

normales tienen una capacidad máxima en la ménsula de carga, de 100 a 150 kg.

- ✓ Una vez aplicados todos los incrementos de carga necesarios, según la información proporcionada por la curva presión-lecturas del micrómetro, mencionada anteriormente, quitar las cargas en decrementos generalmente, se quitan las tres cuartas partes de la presión total en el primer decremento y después, en cada uno de los restantes, se retira la mitad de la carga que reste.
- ✓ Hacer lecturas en diferentes tiempos para cada carga actuante en el ciclo de descarga, dibujándolas curvas de expansión, análogas a las anteriores de consolidación. El criterio para fijar el tiempo en el que se hagan las remociones de carga sucesivas, es el mismo que el establecido para la aplicación de los incrementos en el ciclo de consolidación.
- ✓ Después de retirar toda la carga, permitir que la muestra se expanda descargada durante 48 horas o, preferiblemente, hasta que no se registre expansión en el micrómetro en un período de 24 horas. Si se deseara someter a la misma muestra a otros ciclos de recompresión y repetir las etapas iniciales del ensayo.
- ✓ Al terminar la prueba, quitar el micrómetro y desarmar el consolidómetro. Cuidadosamente secar el agua del anillo de consolidación y de la superficie de la muestra, cubriendo la muestra y el anillo, luego pesar el conjunto (anotar el dato como: tara más suelo húmedo).
- ✓ Secar la muestra en horno y obtener su peso seco.



#### Datos de la prueba de consolidación

- ✓ Ejecutar los cálculos que conducen a la determinación de las relaciones como el peso específico húmedo y seco, con los contenidos de agua inicial y final del espécimen y de la altura de sólidos. La relación  $H_s$  conjuntamente con la altura original del espécimen  $H_1$ , se usa en el cálculo de las relaciones de vacíos correspondientes a las lecturas del micrómetros. El propósito del cálculo de los grados de saturación al principio y al final de la prueba es el de obtener una verificación de la exactitud de los datos observados y registrados. Si el grado de saturación calculado al principio de la prueba varía apreciablemente del 100%, ello puede indicar la presencia de gas o aire en la muestra o un error en los datos o cálculos efectuados.
  
- ✓ Cuando una muestra está totalmente saturada al principio de la prueba, ciertamente lo estará también al final de ella. El cálculo del grado de saturación final requiere tomar en cuenta el cambio de altura del espécimen, que tiene lugar del principio al fin de la prueba; está dado por la variación neta de lecturas inicial y final del micrómetro. Por lo tanto, un valor inapropiado del grado de saturación calculado puede indicar un error en las lecturas micrométricas registradas.

La duración de la prueba es el tiempo total transcurrido desde la aplicación del incremento de carga inicial al momento en que se hace la lectura micrométrica final. El intervalo de tiempo entre incrementos de carga usado en los cálculos es el tiempo, arbitrariamente escogido, para el cual se completa la consolidación primaria en todos los incrementos de carga. La corrección por compresión del aparato se obtiene de la curva de calibración a que ya se ha hecho referencia.

- ✓ Dibujar la curva de compresibilidad, en trazo semilogarítmico y determinar la carga de preconsolidación.

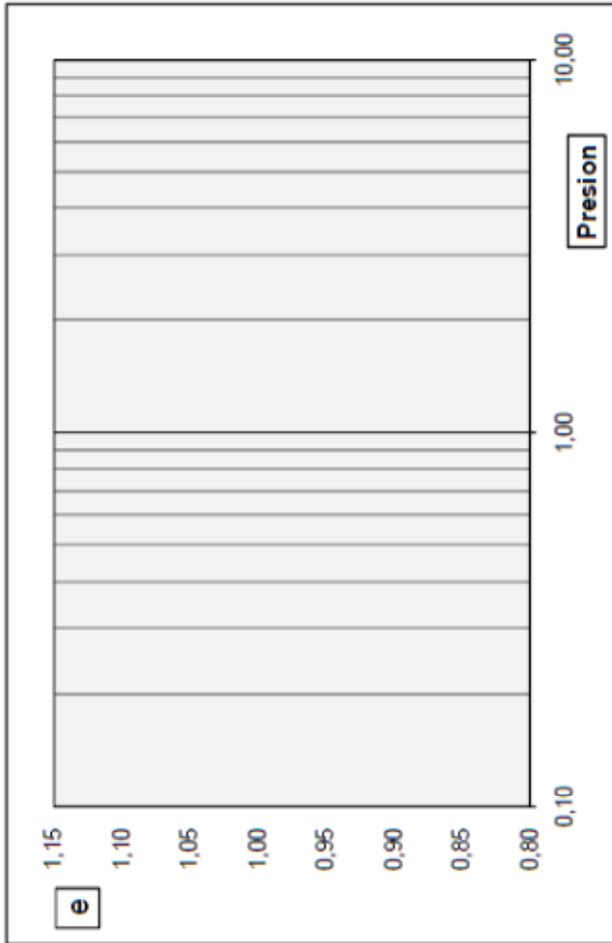
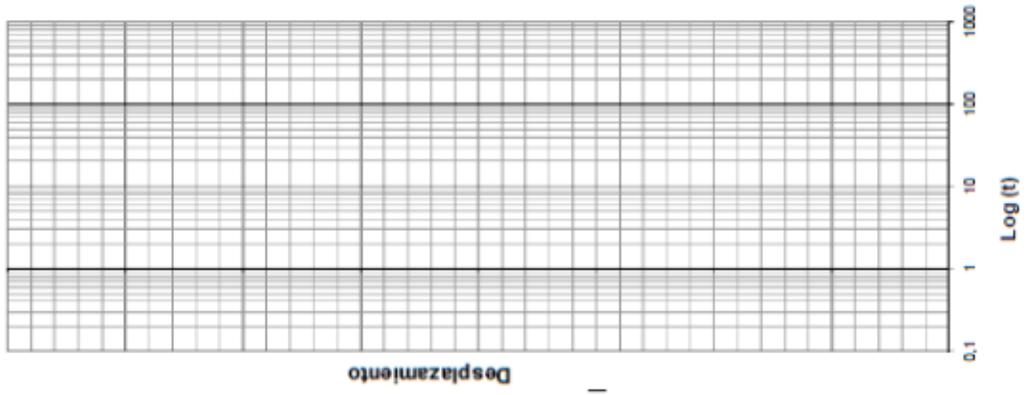
### Ensayo de consolidación (datos de Compresión –tiempo)

Proyecto: \_\_\_\_\_ Práctica N° \_\_\_\_\_  
 Perforación \_\_\_\_\_  
 Obra: \_\_\_\_\_ N° \_\_\_\_\_ Muestra N° \_\_\_\_\_  
 Descripción del Suelo \_\_\_\_\_ Profundidad de la Muestra: \_\_\_\_\_  
 Realizado por \_\_\_\_\_ Fecha de la Práctica \_\_\_\_\_  
 Datos del Ensayo de Carga  
 Carga \_\_\_\_\_

Fecha y Hora en Reloj	Tiempo Transcurrido (min)	Lecturas del Extensómetro		Fecha y Hora en Reloj	Tiempo Transcurrido (min)	Lecturas del Extensómetro	
		Original	Ajustado			Original	Ajustado
	0				0		
	0.1				0.1		
	0.25				0.25		
	0.5				0.5		
	1				1		
	2				2		
	4				4		
	8				8		
	15				15		
	30				30		
	60				60		



Escalones de carga, descarga,  
recarga, descarga final



## ENSAYO DE RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO

### Objetivo

Familiarizar al estudiante con un procedimiento para determinación rápida de los parámetros de resistencia ( $\phi$  y  $c$ ) de un suelo.

### Definiciones

Dependiendo del origen de su resistencia, un suelo puede ser considerado en uno de los dos grupos siguientes: cohesivos (arcillosos) y no cohesivos (granulares). Como su nombre lo indica los suelos no cohesivos son aquellos que no tienen cohesión o atracción entre partículas individuales y suelos cohesivos; son aquellos que presentan atracción intermolecular en sus partículas individuales.

**La resistencia al corte de un suelo de un suelo no cohesivo o granular** se deriva de la fricción entre los granos y su entrelazamiento o agrupamiento. La fricción entre los granos de un suelo es similar a la fricción entre dos superficies cualesquiera, como por ejemplo un cuerpo que descansa sobre una superficie horizontal y sometido a la acción de dos fuerzas, una  $N$ , que actúa sobre dicho cuerpo e incluye su peso y otra  $R_n$ , que es reacción a la fuerza  $N$ . En estas condiciones el cuerpo se encuentra en reposo.

Si se mantiene constante  $N$ , y se aplica una fuerza horizontal de corte  $T$ , que crece gradualmente a partir de cero, aparece entonces la fuerza de fricción  $F$  que se opone a  $T$ . La resultante de  $N$  y  $T$  es la fuerza  $R$ , que forma el ángulo de fricción  $\alpha$  con la normal a la superficie, llamado ángulo de oblicuidad. Este ángulo depende de las fuerzas que actúan y no de las propiedades de los materiales.

El cuerpo iniciará el deslizamiento sobre el plano, cuando la fuerza  $T$  es igual a  $F$ , y el ángulo  $\alpha$  alcanza un valor igual a  $\Phi$ , llamado ángulo de fricción. Está comprobado experimentalmente que el valor crítico de  $T$  es:

$$T = N \times \tan(\Phi)$$

$\tan(\Phi)$  = coeficiente de fricción de los materiales en contacto.

La ecuación  $T = N \times \tan(\Phi)$  es la expresión matemática de la ley que rige la fricción de los cuerpos, según la mecánica elemental.

Las fuerzas aplicadas por unidad de área, considerando el área de contacto del cuerpo sobre la superficie igual "A", serán:

Esfuerzo normal a la superficie:  $\sigma = N / A$

Esfuerzo cortante o tangencial a la superficie:  $\tau = T/A$  nace así una ley de resistencia según la cual la falla (inicio del deslizamiento) se produce cuando el esfuerzo cortante actuante,  $\tau$ , alcanza un valor, tal que:

$$\tau = \sigma \times \tan(\Phi)$$

Esa ley trata de explicar el principio u origen de la resistencia de los suelos y es debida al ingeniero francés C.A: Coulomb (1776). El ángulo  $\Phi$  fue denominado por Coulomb ángulo de fricción interna y lo consideró como una constante del material.

**La resistencia al corte de un suelo granular – cohesivo es debida a dos componentes: fricción y cohesión**

La ecuación de la resistencia al corte propuesta por Coulomb para suelos cohesivos se expresa así:

$$\tau_{ff} = C + \sigma_{ff} \times \tan(\Phi)$$

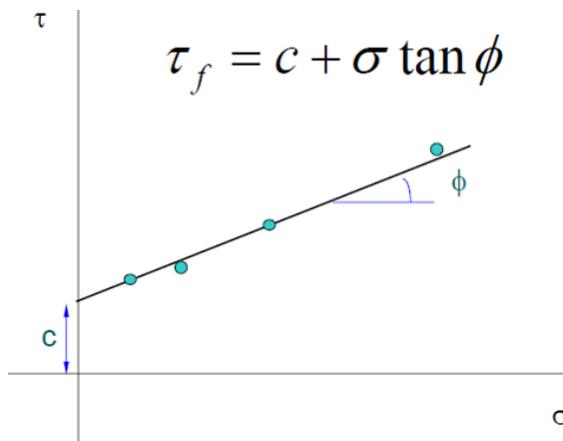
En donde:

$\tau_{ff}$ = esfuerzo tangencial a la superficie de falla en el momento de la falla, denominado usualmente resistencia al esfuerzo cortante.

$\sigma_{ff}$ = esfuerzo normal a la superficie de falla en el momento de la falla

**C**= ordenada en el origen o intersección de la curva de resistencia intrínseca con el eje de los esfuerzos tangenciales.

**$\Phi$** = pendiente de la línea recta respecto al eje horizontal



**Figura Nº 34. Envolvente de Falla y parámetros de resistencia al corte**

De acuerdo con la ecuación de Coulomb y hasta hace poco,  $C$  recibía el nombre de cohesión y  $\Phi$  el ángulo de rozamiento interno del suelo, lo cual ha llevado a la idea errónea de que éstas son propiedades constantes del suelo. Por ello es importante aclarar que la  $C$  y  $\Phi$  que aparecen en la ecuación de Coulomb son valores o parámetros derivados de la geometría del gráfico que se obtiene al representar los esfuerzos cortantes últimos (en la falla) en función con los esfuerzos normales correspondientes. Así pues los valores de  $C$  y  $\Phi$  de un determinado suelo, dependen de las condiciones en que los esfuerzos son aplicados.

La naturaleza exacta de las fuerzas de superficie que causan la cohesión de un suelo no es una propiedad constante de él, sino una función de la carga soportada por su estructura, o carga intergranular, como también de los detalles del ensayo por el

cual se determina. El calificativo cohesión es a menudo empleado vagamente para la resistencia al corte de un suelo cuando es ensayado sin carga lateral aplicada a la muestra.

Otro caso de estudio fue el propuesto por Terzagui en el que estableció que para suelos saturados, el esfuerzo normal total  $\sigma_{ff}$  se debe reemplazar por el esfuerzo efectivo:  $\sigma'_{ff} = \sigma_{ff} - U$ , debido a que lo que controla la resistencia al esfuerzo cortante, es la presión intergranular y no la total. Por lo tanto la ecuación general de Coulomb se modifica de la siguiente forma:

$$\tau_{ff} = C + (\sigma_{ff} - U) \times \text{tang}(\Phi)$$

donde U representa la presión de poros (o presión neutra en el agua). Es importante hacer notar que la cohesión C no es una constante sino que depende del contenido de humedad del suelo.

Los parámetros de resistencia al corte para un suelo determinado se pueden establecer con pruebas de laboratorio con muestras representativas tomadas en sitio. Estos ensayos de laboratorio son: la prueba de corte directo, compresión axial y la triaxial.

## **Ensayo de Corte Directo**

ASTM D3080-72

ASCE (1960), Conferencia de Investigación Sobre Resistencia al Corte en Suelos Cohesivos, Boulder, Colorado.

ASTM (1964), Simposio Sobre Ensayos de Laboratorio para Esfuerzo Cortante en Suelos, ASTM STP No. 361.

ASTM (1952), Ensayo de Corte Directo en Suelos, ASTM STP No. 181.

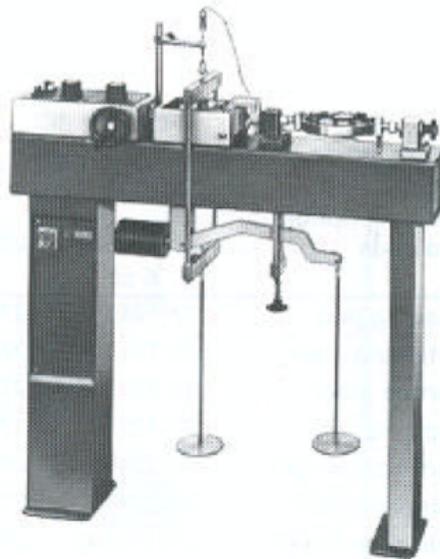
Lee, K. L. (1970), Comparación de Ensayos Deformación Planas y Triaxiales sobre Arenas, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM-7, Mayo pp. 90L-923.

### **Equipo**

Aparato de corte directo (ver esquema del equipo)

Calibrador

Nivel pequeño



**Figura Nº 35. Equipo de Corte Directo**

### Definición general.

El ensayo de corte directo impone sobre un suelo las condiciones idealizadas que se muestran en el esquema, o sea, induce la ocurrencia de una falla a través de un plano de localización predeterminado. Sobre este plano actúan dos fuerzas (o esfuerzos) -un esfuerzo normal debido a una carga vertical  $P_v$ , aplicada externamente y un esfuerzo cortante debido a la aplicación de una carga horizontal  $P_h$ . Estos esfuerzos se calculan simplemente como:

$$\sigma_n = P_v / A; \tau = P_h / A$$

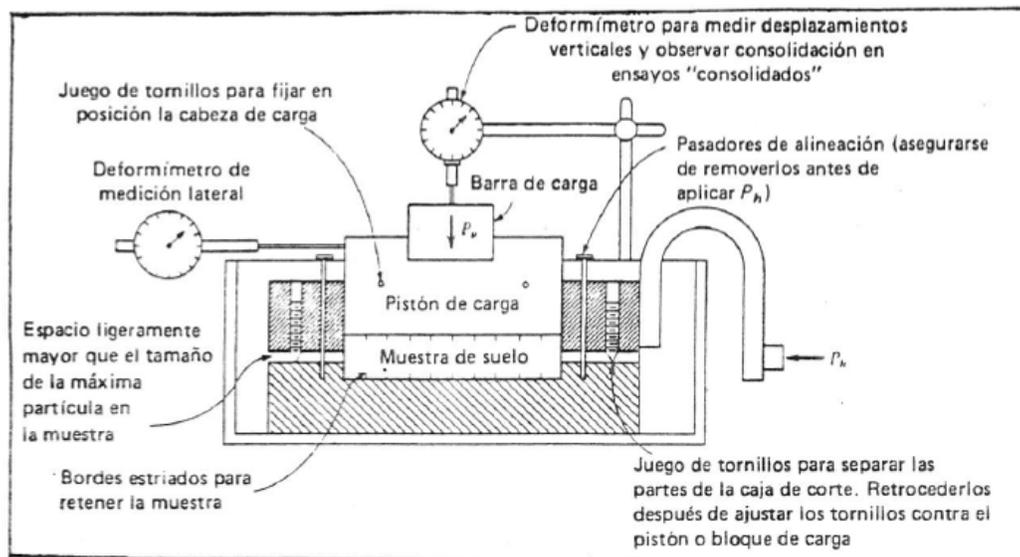


Figura Nº 36. Esquema del Ensayo de Corte Directo

donde A es el área nominal de la muestra (o de la caja de corte) y usualmente no se corrige para tener en cuenta el cambio de área causada por el desplazamiento lateral de la muestra  $P_h$ . Estos esfuerzos deberían satisfacer la ecuación de Coulomb:

$$\tau = C + \sigma_n \times \text{tang}(\Phi)$$

Como en la ecuación de Coulomb existen dos cantidades desconocidas ( $c$  y  $\varphi$ ), se requiere obtener dos valores, como mínimo, de esfuerzo normal y esfuerzo cortante para obtener una solución.

Como el esfuerzo cortante  $\tau$  y el esfuerzo normal  $\sigma_n$ , tienen el mismo significado dado en la construcción del círculo de Mohr, en lugar de resolver una serie de ecuaciones simultáneas para  $C$  y  $Tan \varphi$ , es posible dibujar en un plano de ejes coordenados los valores de  $\tau$  contra  $\sigma_n$  para los diferentes ensayos (generalmente con  $\tau$  como ordenada), dibujar una línea a través del lugar geométrico de los puntos resultantes, o del promedio del lugar geométrico de los puntos, y establecer la pendiente de la línea como el ángulo y el intercepto con el eje  $\tau$  como la cohesión  $C$ . Así se consigue una solución gráfica de la ecuación de Coulomb.

Las inexactitudes del ensayo y los efectos de tensión superficial de los materiales húmedos no cohesivos a menudo producen un valor de cohesión (aparente), que debería despreciarse a menos que sea más de 10 a 15 kPa. Si el valor de la cohesión es grande siendo el suelo un material no cohesivo, debería investigarse la razón para haber obtenido dicha cohesión.

El ensayo de corte directo fue originalmente muy popular. Sin embargo, a medida que avanza el estado del arte, se ha vuelto cada vez menos popular por las siguientes razones:

- ✓ El área de la muestra cambia a medida que el ensayo progresa, sin que esto sea demasiado significativo ya que la mayoría de las muestras "fallan" a deformaciones muy bajas.

- ✓ La superficie de falla real no es un plano, como se supuso o se intentó obtener con el tipo de caja de corte que se diseñó, ni tampoco se tiene una distribución uniforme del esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de "falla" como también se supuso.
  
- ✓ El ensayo usa una muestra muy pequeña, con el consiguiente resultado de que los errores de preparación son relativamente importantes.
  
- ✓ El tamaño de la muestra excluye la posibilidad de hacer mucha investigación de las condiciones de presión de poros durante el ensayo.
  
- ✓ No es posible determinar el módulo de elasticidad ni el de la relación de Poisson.
  
- ✓ Posteriormente se desarrolló el aparato para hacer el ensayo triaxial.

Sin embargo, con el avance posterior en el estado de arte, el ensayo de corte directo parece empezar a recuperar su popularidad inicial nuevamente, por las siguientes razones entre otras:

- ✓ El ensayo triaxial es, relativamente, mucho más difícil de ejecutar e interpretar –especialmente si se toman medidas de presión de poros.
  
- ✓ El tamaño de las muestras hace que efectuar ensayos consolidados-no drenados y consolidados drenados no requiera demasiado tiempo, pues el tiempo de drenaje es bastante corto aún para materiales con bajo coeficiente de permeabilidad, debido a que el camino de drenaje es muy pequeño.

- ✓ Se ha introducido cajas con muestra cuadrada de forma que la reducción de área durante el ensayo puede fácilmente tenerse en cuenta si se desea. El uso de cajas cuadradas es relativamente reciente, y la mayoría de las máquinas antiguas todavía en servicio utilizan muestras de caja circular.
- ✓ La máquina de corte directo es mucho más adaptable a los equipos electrónicos de medición, de forma que no se requiere la presencia continua de un operario para efectuar ensayos consolidados-drenados, que pueden durar varios días.
- ✓ Se ha encontrado que los parámetros del suelo  $\phi$  y  $c$  obtenidos por el método de corte directo son casi tan confiables como los valores triaxiales<sup>1</sup> (probablemente esto se debe más a problemas del operador que al hecho de que los equipos tengan igual capacidad de comportamiento). Lo anterior no quiere indicar que el ensayo triaxial sea indeseable; si no más bien que, si se desean únicamente los parámetros de suelos, los valores que brinda el ensayo de corte directo se han encontrado usualmente bastante aceptables. Y como ya se ha aclarado, hay alguna información como el comportamiento de presión de poros durante el corte, que no puede ser evaluado utilizando este ensayo de corte directo.

Los ensayos de corte directo pueden clasificarse como sigue:

- ✓ **Ensayos no consolidados-no drenados o ensayos U.** El corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal  $P_v$ . Si el suelo es cohesivo, y saturado, se desarrollará exceso de presión de poros. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial no consolidado-drenado.
- ✓ **Ensayo consolidado-no drenado.** Se aplica la fuerza normal, y se observa el movimiento vertical del deformímetro hasta que pare el asentamiento antes de

aplicar fuerza cortante. Este ensayo puede situarse entre los ensayos triaxiales consolidado-no drenado y consolidado-drenado.

- ✓ **Ensayo consolidado-drenado.** La fuerza normal se aplica, y se demora la aplicación del corte hasta que se haya desarrollado todo el asentamiento; se aplica a continuación la fuerza cortante tan lento como sea posible para evitar el desarrollo de presiones de poros en la muestra. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial consolidado drenado.

Para suelos no cohesivos, estos tres ensayos dan el mismo resultado, esté la muestra saturada o no, y por supuesto, si la tasa de aplicación del corte no es demasiado rápida. Para materiales cohesivos, los parámetros de suelos están marcadamente influidos por el método de ensayo y por el grado de saturación, y por el hecho de que el material esté normalmente consolidado o sobreconsolidado. Generalmente, se obtienen para suelos sobreconsolidados dos conjuntos de parámetros de resistencia - un conjunto para ensayos hechos con cargas inferiores a la presión de preconsolidación y un segundo juego para cargas normales mayores que la presión de preconsolidación. Donde se sospeche la presencia de esfuerzo de preconsolidación en un suelo cohesivo sería aconsejable hacer seis o más ensayos para garantizar la obtención de los parámetros adecuados de resistencia al corte.

### **Procedimiento.**

#### **SUELO NO COHESIVO. TRABAJO DE LABORATORIO**

- ✓ Pesar un plato grande de arena seca (o mojada con el contenido de humedad conocido con exactitud) con suficiente material para hacer por lo menos tres ensayos a la misma densidad.
- ✓ Ensamblar cuidadosamente la caja de corte (retroceder cualquier separación existente entre las partes de la caja y los tornillos de empalme) y fijar la caja en posición. Obtener la sección transversal A de la muestra.

- ✓ Colocar cuidadosamente la arena en la caja de corte hasta cerca de 5 mm del borde de la superficie del anillo y colocar el pistón de carga (incluyendo la piedra porosa) sobre la superficie del suelo. Tomar un nivel pequeño y verificar la nivelación del pistón o bloque de carga. Pesar el recipiente de la arena para determinar el peso exacto del material utilizado en la muestra. Obtener a continuación una referencia del espesor de la muestra de suelo marcando en varios puntos el borde del pistón o bloque de carga alrededor del perímetro con respecto a la altura de la caja de corte.
  
- ✓ Aplicar la carga normal  $P_v$ , deseada y colocar el dial para determinar el desplazamiento vertical (con precisión de 0.01 mm por división). Recordar incluir el peso del pistón de carga y la mitad superior de la caja de corte como parte del peso  $P_v$  (Algunas cajas de corte permiten tarar estos pesos junto con los del soporte colgante o yunque, de forma que el peso añadido sea directamente el peso normal efectivo). Para ensayos consolidados, registrar en el dial el desplazamiento vertical y comenzar el ensayo, solo cuando el asentamiento ha parado. Para suelos no cohesivos esto puede hacerse a partir de la aplicación de  $P_v$ .
  
- ✓ Separar dos partes de la caja de corte desplazando los tornillos espaciadores que se encuentran en la parte superior de la caja de corte. El espacio desplazado debería ser ligeramente superior (al ojo) que el tamaño más grande de partículas presente en la muestra. A continuación se debe fijar el bloque de carga apretando los tornillos de fijación provistos para tal propósito a los lados de la parte superior de la caja de corte. Inmediatamente después separar los tornillos espaciadores de manera que se libere la parte inferior de la caja de corte; en este momento la carga normal, la mitad de la carga de la caja de corte, y el bloque o pistón de carga se encuentran actuando sobre la muestra de suelo.

- ✓ Ajustar el deformímetro de carátula (0.01 mm/división) para medir el desplazamiento en cortante.
- ✓ Para ensayos saturados, saturar la muestra llenando la caja de corte y permitiendo transcurrir suficiente tiempo para que tenga lugar la saturación. Asegurarse de que las piedras porosas que se encuentran en la caja de corte estén saturadas si el suelo al ensayarse contiene alguna humedad.
- ✓ Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, del deformímetro de desplazamiento cortante, y del deformímetro vertical (cambio de volumen). Si el ensayo es de tipo deformación unitaria controlada, se deben tomar esas lecturas a desplazamientos horizontales de: 5, 10, y cada 10 ó 20 unidades de desplazamiento horizontal. Utilizar una tasa de deformación unitaria del orden de 0.5 a no más de 2 mm/min. No utilizar tasas de deformación unitaria más rápidas, pues existe el peligro de que se presente el pico de carga cortante entre dos lecturas. La tasa de deformación unitaria debería ser tal que la muestra "falle" entre 3 y 5 min.
- ✓ Retirar la arena de la caja de corte y repetir los pasos 1 a 8 sobre por lo menos dos muestras adicionales y a una densidad ojalá dentro de los 5 g y no más de 10 g respecto a la cantidad de suelo usada en el primer ensayo. Asegurarse de que la arena ocupe el mismo volumen utilizando las marcas de referencia del paso No. 3. En el paso 4 usar un valor diferente de  $P_v$ , para cada ensayo (se sugiere doblar la carga exterior, por ejemplo, 4, 8, 16 kg más el peso del bloque o pistón de carga para esos tres ensayos ó 5, 10, 20, kg, etc.).

## **SUELO COHESIVO-TRABAJO DE LABORATORIO**

- ✓ Moldear cuidadosamente tres o cuatro muestras (Se pueden necesitar seis muestras si el suelo está inalterado y preconsolidado) al mismo tamaño (y, ojalá, a la misma densidad) tomadas de una muestra de bloque grande, o de

una muestra de tubo, o de cualquier otro tipo de fuente. Utilizar un anillo cortante de manera que el tamaño pueda ser controlado bastante aproximadamente. Cualquier muestra con un peso apreciablemente diferente de las otras debe descartarse y en su lugar moldear otra muestra. (Qué constituye "apreciable" comparado con el tamaño de la muestra (del orden de 5 cm<sup>2</sup> x 20-25 mm de espesor) es asunto de criterio personal). Mantener las muestras en ambiente de humedad controlada mientras se hace el moldeo, la preparación de la máquina de corte y los demás detalles del ensayo.

- ✓ Retroceder la separación y el agarre de los tornillos guía en la parte superior de la caja de corte y ensamblar las dos partes. Asegurarse de que las piedras porosas están saturadas a menos que se vaya a ensayar un suelo seco. Medir las dimensiones de la caja de corte para calcular el área de la muestra.
- ✓ Colocar cuidadosamente la muestra dentro de la caja de corte. La muestra debe ajustar perfectamente en la caja y llenarla hasta cerca de 5 mm de la parte superior de la caja de corte. Colocar el bloque o pistón de carga en su sitio sobre el suelo, la carga normal Pv, y ajustar el deformímetro de carátula vertical. Para un ensayo consolidado es necesario controlar el deformímetro vertical igual que para el ensayo de consolidación para determinar cuando la consolidación haya terminado.
- ✓ Separar cuidadosamente las mitades de la caja de corte dejando una pequeña separación apenas mayor que el tamaño de la partícula más grande presente en el suelo, retroceder los tornillos de separación y empalmar la cabeza de carga en su sitio utilizando los tornillos fijos para tal propósito. Asegurarse de que la carga normal refleje la fuerza normal más el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte. Ser extremadamente cuidadoso al separar la caja de corte cuando se ensaya una arcilla blanda porque parte del material puede ser extruido fuera de la caja por la zona de separación -utilizar en esos

casos cargas verticales pequeñas y/o hacer si puede requerir el hacer la consolidación antes de la separación de las cajas.

- ✓ Acoplar el deformímetro de deformación cortante, fijar en cero tanto el deformímetro horizontal como el vertical. Para ensayos saturados, es necesario llenar la caja de corte con agua y esperar un tiempo razonable para que se produzca la saturación de la muestra.
- ✓ Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, desplazamiento de corte y desplazamientos verticales (de cambio de volumen). Si el ensayo se hace a deformación unitaria controlada tomar estas lecturas a desplazamientos horizontales de 5, 10 y cada 10 ó 20 unidades del deformímetro de desplazamiento horizontal. Utilizar una tasa de deformación unitaria del orden de 0.5 a no más de 2 mm/min. No utilizar tasas de deformación unitaria demasiado altas, ya que es posible que la carga pico de corte esté entre dos lecturas. La tasa de deformación unitaria debería ser tal que la muestra "falle" en 5 a 10 min a menos que el ensayo sea de tipo CD.

La velocidad de deformación para el ensayo CD debería ser tal que el tiempo para que la falla ocurra  $t_f$ , sea:

$$t_f \approx 50 t_{50}$$

donde  $t_{50}$  es el tiempo necesario para que ocurra el 50% de la consolidación bajo la carga normal  $P_v$ . Si  $t_{50}$  no es fácil de obtener, puede utilizarse

$$t_f \approx 35 t_{60} \approx 25 t_{70} \approx 12 t_{90}$$

Puede hacerse una gráfica de la lectura de deformación vertical contra el **log** del tiempo similar a la del ensayo de consolidación del suelo. Cuando  $P_v$ , es muy grande podría ser necesario aplicar la carga en incrementos en vez de aplicarla toda de una vez.

- ✓ Remover el suelo y tomar una muestra para contenido de humedad. Repetir los pasos 2 a 6 para dos o más muestras adicionales. Si el suelo está pre-consolidado y se utilizan seis muestras para el ensayo, es preciso asegurarse de utilizar un rango de tres cargas normales a cada lado del esfuerzo de pre-consolidación.

### **CÁLCULOS**

Los siguientes cálculos son aplicables tanto a suelos cohesivos como a suelos no cohesivos.

- ✓ Calcular el esfuerzo normal nominal como:

$$\sigma_n = P_v / A$$

donde A: área de la sección transversal de la muestra de suelo en la caja de corte

$P_v$ : carga total normal incluido el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte.

- ✓ Dibujar una curva de desplazamiento horizontal  $\delta h$  contra la fuerza cortante horizontal  $P_h$  para obtener el mayor valor de la fuerza cortante última. Para calcular esfuerzo cortante como:

$$\tau = Ph_{(\text{último})} / A$$

- ✓ Dibujar el valor del esfuerzo cortante  $\tau$  contra  $\sigma_n$  para el ensayo, Trazar una línea recta a través de los puntos dibujados. Asegurarse de usar la misma escala tanto para la ordenada ( $\tau$ ) como para la abscisa. Obtener el intercepto de cohesión (si existe) con el eje ordenado y medir la pendiente de la línea para obtener el ángulo de fricción interno. Si se dibujan los esfuerzos de resistencia residual al corte contra  $\sigma_n$  se encuentran los parámetros de resistencia residual al corte.
  
- ✓ Sobre la gráfica de  $\delta h$  contra  $Ph$  y utilizando la misma escala para el desplazamiento horizontal hacer una grafica de desplazamiento vertical contra  $\delta h$ . Esta gráfica mostrará el cambio de volumen contra el desplazamiento cortante del material. Hacer los comentarios adecuados en el informe sobre la magnitud y la forma de esta gráfica.
  
- ✓ Es preciso comentar en el informe los valores obtenidos para los parámetros de resistencia al corte. Hacer consideraciones sobre si debió utilizarse la corrección de área para calcular el esfuerzo cortante (y el esfuerzo normal) o si los resultados son conservativos o no conservativos por el hecho de no haber considerado dicha corrección.

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM D 3080

OBRA: Comedor Universitario  
UBICACION: Ciudad Universitaria. Bárbula.  
Municipio Autónomo Naguanagua - Edo. Carabobo

CALICATA No. 1 MUESTRA No. Inalterada  
PROFUNDIDAD: 1,50 m

REALIZADO POR T.S.U. I. JASPE FECHA: Noviembre, 2002

DESCRIPCION DEL SUELO: *Arena fina limosa con mica.*

Area de la Muestra: 25,81 cm<sup>2</sup> Contenido de Humedad: 6,07 %

Peso de Muestra: 89,82 g  $\gamma_m = 1,74 \text{ t/m}^3$

Factor de Calibración de Anillo de Carga: 0,1353 Kg/div

1er Escalón de carga  $\sigma = 0,19 \text{ Kg/cm}^2$

DEFORMACIÓN HORIZONTAL (mm)	DEFORMACIÓN VERTICAL (mm)	DIAL DE CARGA (Div.)	FUERZA DE CORTE HORIZONTAL (Kg)	ESFUERZO CORTANTE Kg/cm <sup>2</sup>
0,00	0,000	0	0,00	0,00
0,10	0,005	9	1,22	0,05
0,20	0,025	13	1,76	0,07
0,40	0,031	16	2,17	0,08
0,60	0,020	17	2,30	0,09
0,75	0,020	18	2,44	0,09
1,00	0,015	20	2,71	0,10
1,50	0,015	20	2,71	0,10
1,75	0,015	21	2,84	0,11
2,00	0,015	21	2,84	0,11
2,50	0,015	20	2,71	0,10
3,00	0,015	18	2,44	0,09

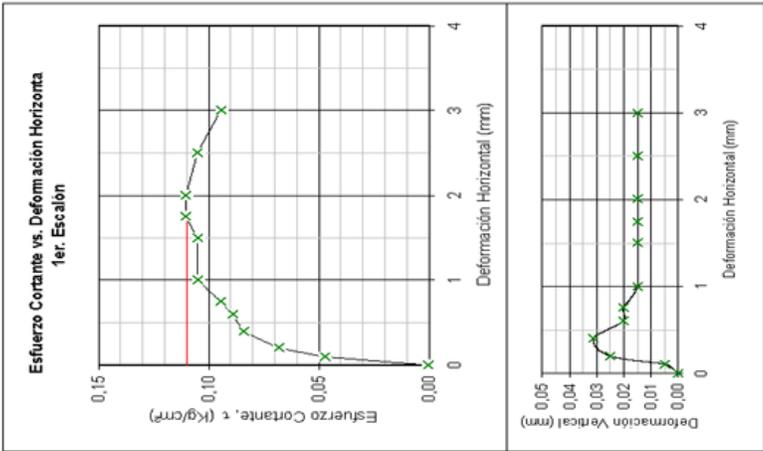
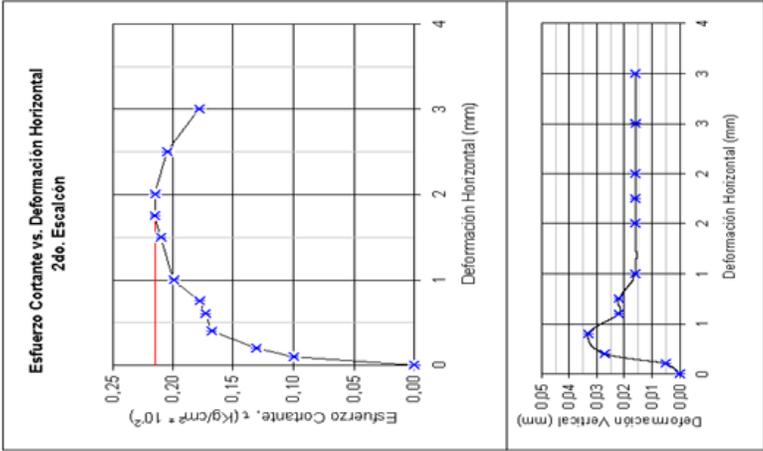
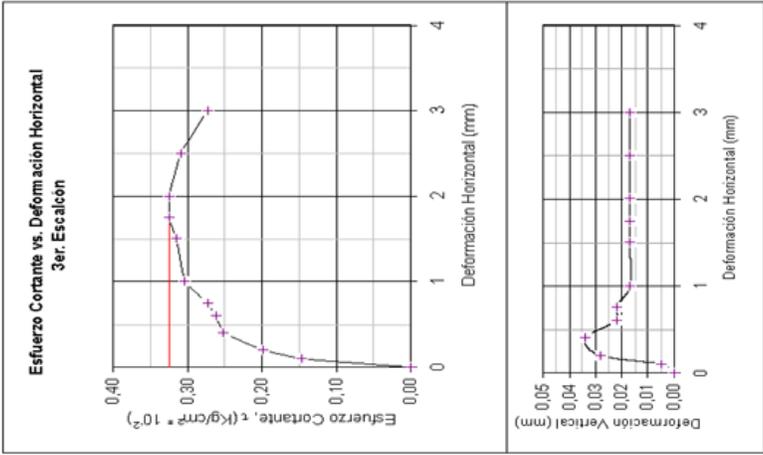
Factor de Calibración de Anillo de Carga: 0,1353 Kg/div

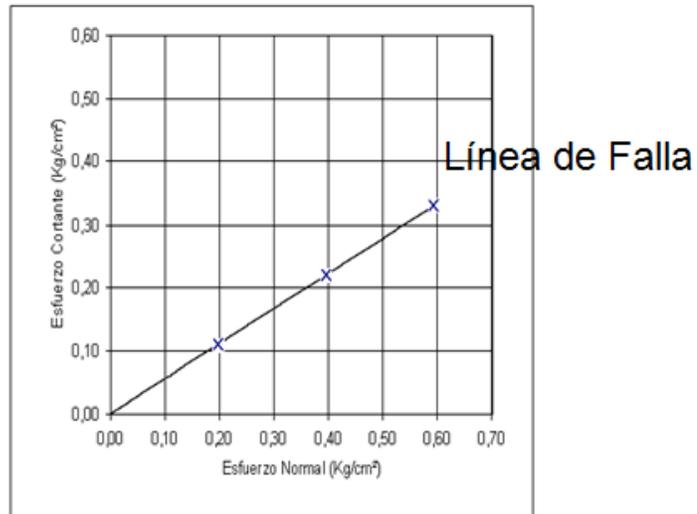
2 do. Escalón de carga  $\sigma =$  0,39 Kg/cm<sup>2</sup>

DEFORMACIÓN HORIZONTAL (mm)	DEFORMACIÓN VERTICAL (mm)	DIAL DE CARGA (Div.)	FUERZA DE CORTE HORIZONTAL (Kg)	ESFUERZO CORTANTE Kg/cm <sup>2</sup>
0,00	0,000	0	0,00	0,00
0,10	0,005	19	2,57	0,10
0,20	0,027	25	3,38	0,13
0,40	0,033	32	4,33	0,17
0,60	0,022	33	4,47	0,17
0,75	0,022	34	4,60	0,18
1,00	0,016	38	5,14	0,20
1,50	0,016	40	5,41	0,21
1,75	0,016	41	5,55	0,21
2,00	0,016	41	5,55	0,21
2,50	0,016	39	5,28	0,20
3,00	0,016	34	4,60	0,18

3er. Escalón de carga  $\sigma =$  0,58 Kg/cm<sup>2</sup>

DEFORMACIÓN HORIZONTAL (mm)	DEFORMACIÓN VERTICAL (mm)	DIAL DE CARGA (Div.)	FUERZA DE CORTE HORIZONTAL (Kg)	ESFUERZO CORTANTE Kg/cm <sup>2</sup>
0,00	0,000	0	0,00	0,00
0,10	0,005	28	3,79	0,15
0,20	0,028	38	5,14	0,20
0,40	0,034	48	6,50	0,25
0,60	0,022	50	6,77	0,26
0,75	0,022	52	7,04	0,27
1,00	0,017	58	7,85	0,30
1,50	0,017	60	8,12	0,31
1,75	0,017	62	8,39	0,33
2,00	0,017	62	8,39	0,33
2,50	0,017	59	7,98	0,31
3,00	0,017	52	7,04	0,27





$$c_u = 0,0 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\phi = 29,1^\circ$$





## ENSAYO DE COMPRESIÓN AXIAL NO CONFINADA

AASHTO T208-70

ASTM 2166-66

### Equipo

Máquina de compresión inconfiada (cualquier tipo de máquina de compresión que tenga un sistema de lectura de carga de rango suficientemente bajo para obtener lecturas de carga aproximada).

Deformímetro de carátula (lectura con precisión de 0.01 mm/división).

### Exposición General

Cuando se introdujo por primera vez el método de ensayar muestras de suelo cohesivo recuperadas con tubos del campo en compresión simple, fue aceptado ampliamente como un medio para determinar rápidamente la resistencia al corte de un suelo. Utilizando la construcción del círculo de Mohr, es evidente que la resistencia al corte o cohesión ( $c$ ) de una muestra de suelo puede ser calculada aproximadamente como:

$$C=qu/2$$

donde  $q_u$  se utiliza siempre como el símbolo para representar la resistencia a la compresión inconfiada del suelo. Este cálculo se basa en el hecho que el esfuerzo principal menor  $\sigma_3$  es cero (atmosférico) y que el ángulo de fricción interna  $\phi$  del suelo se supone cero. Esta condición  $\phi = 0$  es la misma obtenida en el ensayo no consolidado no drenado sobre un suelo saturado; así, para darle al experimento de compresión inconfiada más dignidad, se le llama a menudo "no drenado" o ensayo U. Cuando se tuvo más conocimiento sobre el comportamiento del suelo, se hizo

evidente que el ensayo de compresión inconfiada generalmente no proporciona un valor bastante confiable de la resistencia al corte del suelo por al menos las siguientes tres razones:

- ✓ El efecto de la restricción lateral provista por la masa de suelo sobre la muestra se pierde cuando la muestra es removida del terreno. Existe sin embargo la opinión de que la humedad del suelo le provee un efecto de tensión superficial (o confinamiento) de forma que la muestra está algo "confinada". Este efecto debería ser más pronunciado si la muestra está saturada o cercana a ella. Este efecto dependerá también de la humedad relativa del área del experimento, lo cual hace su evaluación cuantitativa más difícil.
- ✓ La condición interna del suelo (grado de saturación, presión del agua de los poros bajo esfuerzos de deformación, y efectos de alteración del grado de saturación) no pueden controlarse.
- ✓ La fricción en los extremos de la muestra producida por las placas de carga origina una restricción lateral sobre los extremos que altera los esfuerzos internos en una cantidad desconocida.

Los errores producidos por los dos primeros factores citados arriba pueden eliminarse o por lo menos reducirse utilizando los experimentos de compresión confinados (o triaxiales) del experimento siguiente. El tercer aspecto ha sido objeto de considerable investigación, y actualmente se piensa que este factor no es tan importante como podría a primera vista suponerse. Es posible fabricar platinas especiales de apoyo para reducir los efectos de fricción si se desean resultados experimentales muy refinados.

El ensayo de compresión inconfiada se utiliza ampliamente porque constituye un método rápido y económico de obtener aproximadamente la resistencia al corbe de un suelo cohesivo. De paso, debería destacarse que mientras los resultados del experimento de compresión inconfiada pueden tener poca confiabilidad, existen muy pocos métodos de ensayo que permitan resultados mucho mejores, a menos que se refinen considerablemente los procedimientos y esfuerzos del experimento (de los técnicos de laboratorio). Los resultados de resistencia al corbe a partir de ensayos de compresión inconfiada son razonablemente confiables si se interpretan adecuadamente y se reconoce que el experimento tiene ciertas deficiencias. Por ejemplo, el uso de una curva de esfuerzo-deformación unitaria basada en el experimento de compresión inconfiada para obtener un módulo de elasticidad (más correctamente un módulo de deformación unitaria, ya que el suelo no es un material elástico para las deformaciones unitarias asociadas usualmente con este tipo de experimentos) dará, en general, un valor muy poco confiable.

El experimento de compresión inconfiada puede hacerse con control de deformación unitaria o con control de esfuerzo. El experimento de deformación unitaria controlada es casi universalmente utilizado, pues es una simple cuestión de acoplar una relación de engranaje adecuada a un motor y controlar la velocidad de avance de la plataforma de carga. Se ha encontrado que el ensayo es bastante sensible a la tasa de deformación unitaria, pero una tasa de deformación unitaria entre 0.5 y 2%/min (es decir, un espécimen de 50mm a una tasa de deformación unitaria de 1% debería comprimirse a una velocidad de 0.50 mm/min), parece brindar resultados satisfactorios. Como las muestras del experimento de compresión inconfiada se exponen usualmente al aire seco del laboratorio (baja humedad), deberían llevarse a falla antes de 10 min; de otra forma, el cambio en el contenido de humedad podría afectar la resistencia a la compresión inconfiada (aumentarla, usualmente).

Un experimento de esfuerzo controlado requiere cambios en los incrementos de carga y puede causar una respuesta errática en deformaciones unitarias y/o la

resistencia última cayendo entre dos incrementos de esfuerzo. Las cargas se aplican a través de un aparato/yunque de carga muerta y la carga real se puede obtener por adición de agua a un recipiente o por almacenamiento de pesas en un soporte colgante. Ambos métodos producen "una carga de impacto" a la muestra, son difíciles de aplicar, y por estas varias razones, los experimentos de esfuerzo controlado se utilizan muy raramente en cualquier tipo de experimento de suelos.

Las muestras de suelos (y obviamente solo suelos  $\phi$ -c, o cohesivos de  $\phi = 0$  aparente pueden ensayarse de esta forma) se prueban hasta que la carga en la muestra comience a decrecer o hasta que por lo menos se haya desarrollado una deformación unitaria del 20% (para una muestra de 76 mm de longitud, un 20%.de deformación unitaria implica un acortamiento axial total de  $0.20(76) = 15.2$  mm).

Se efectúan los cálculos de esfuerzo y deformación unitaria axial de forma que se pueda dibujar una curva esfuerzo-deformación unitaria para obtener el máximo esfuerzo (a menos que ocurra primero el 20% de la deformación unitaria) que se toma como la resistencia a la compresión inconfiada  $q_u$  del suelo. La curva esfuerzo-deformación unitaria se dibuja para obtener un valor "promedio" de  $q_u$  mayor para tomar simplemente el valor máximo de esfuerzo de la hoja del formato de cálculo. La deformación unitaria  $\epsilon$  se calcula de la mecánica de materiales como:

$$\epsilon = \Delta L / L_0$$

donde:  $\Delta L$  = deformación total de la muestra (axial), mm

$L_0$  = longitud original de la muestra, en mm.

El esfuerzo instantáneo o del ensayo sobre la muestra se calcula como:

$$\sigma = P / A'$$

donde: P = carga sobre la muestra en cualquier instante para el correspondiente valor de  $\Delta L$ , en kN.

A' = área de la sección transversal de la muestra para la carga correspondiente P, en  $m^2$

En mecánica de suelos es práctica convencional corregir el área sobre la cual actúa la carga P. Esto no se hace cuando se ensayan metales en tensión. Una de las razones para esta corrección de área es la de permitir cierta tolerancia sobre la forma como el suelo es realmente cargado en el terreno. Aplicar esta conexión al área original de la muestra es algo conservativo también pues la resistencia última calculada de esta forma será menor que la que se podría calcular utilizando el área original. El área original  $A_0$  se corrige considerando que el volumen total del suelo permanece constante. El volumen total inicial de la muestra es:

$$V_r = A_0 L_0$$

Pero después de algún cambio  $\Delta L$  en la longitud de la muestra,

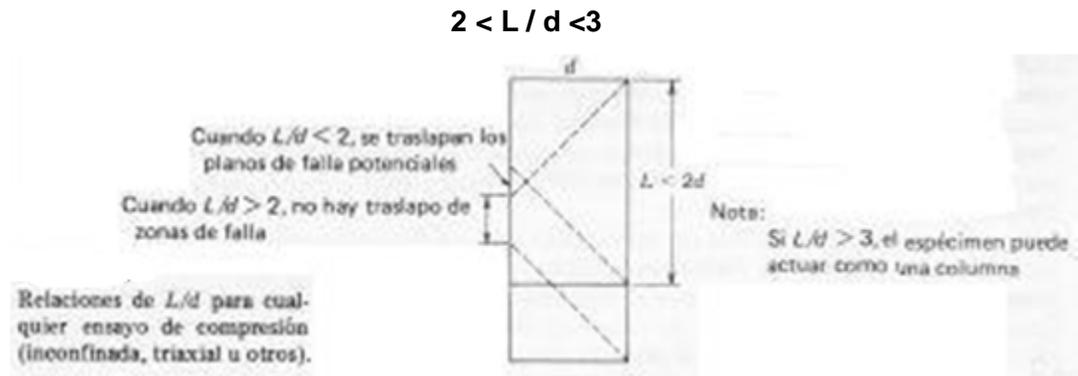
$$V_r = A'(L_0 - \Delta L)$$

Igualando las dos ecuaciones anteriores, cancelando términos y despejando el área corregida A', se obtiene:

$$A' = A_0 / (1 - \epsilon)$$

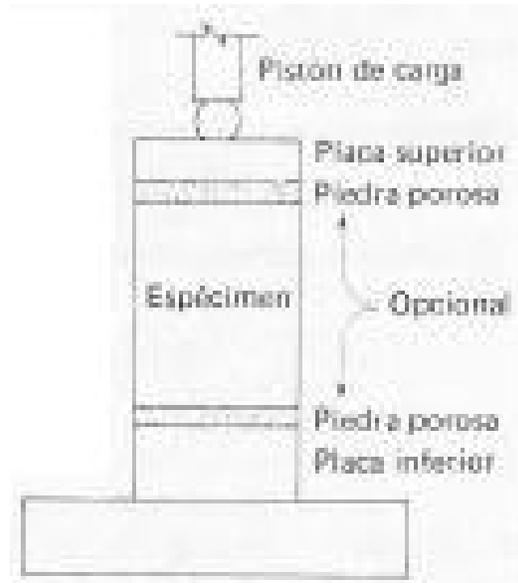
La relación longitud-diámetro de las muestras para el experimento debería ser suficientemente grande para evitar interferencias de planos potenciales de falla

a 45° del esquema siguiente y suficientemente corta para no obtener falla de "columna". La relación L/d que satisface estos criterios es:



**Figura Nº 37. Relación L/d para cualquier ensayo de compresión (inconfiada, triaxial u otros)**

El siguiente esquema de compresión inconfiada se coloca una muestra de longitud adecuada entre dos placas (aparatos para transferir la carga al suelo), con piedras porosas insertadas como se muestra, a discreción del laboratorista. Se aplica una carga axial y a medida que la muestra se deforma crecientemente, se obtienen cargas correspondientes. Para una cantidad considerable de ensayos de terreno se llevan al terreno, aparatos portátiles de compresión, se ensayan las muestras a la falla, y se registran las cargas de "falla" y deformación. Estos datos se utilizan para calcular las fallas corregidas  $A'$  y la resistencia a la compresión inconfiada que sin dibujar la curva esfuerzo-deformación unitaria. El  $q_u$  obtenido de esta forma no difiere en mucho del método más preciso que a continuación se describe.



**Figura Nº 38. Esquema del Ensayo**

**Procedimiento.**

- ✓ Cada grupo debe preparar dos muestras de tubo con relación  $L/d$  entre dos y tres (o utilizar la muestra de laboratorio provista por el instructor).
- ✓ Colocar las muestras en recipientes húmedos o dejarlas en el cuarto de humedad para prevenir su desecamiento mientras se espera turno para la máquina de compresión. Calcular la deformación correspondiente al 20% de deformación unitaria para las muestras mientras se espera turno para la máquina, de forma que se pueda saber cuándo terminar el experimento si la muestra recibe carga sin mostrar un pico antes que dicha deformación unitaria suceda. Calcular la densidad de las muestras y pesar dos latas de contenido de humedad de forma que se pueda determinar el contenido de humedad de la muestra después de terminar el experimento.
- ✓ Alinear cuidadosamente la muestra en la máquina de compresión. Si los extremos no son perfectamente perpendiculares al eje del espécimen, la parte inicial de la curva de esfuerzo-deformación unitaria será plana (hasta que el

área total de la muestra contribuya a la resistencia al esfuerzo, las deformaciones unitarias serán demasiado grandes para el esfuerzo calculado). Establecer el cero en el equipo de carga (deformímetro de carátula para registrar la deformación de un anillo de carga) y establecer el cero en el deformímetro. En este momento es necesario aplicar una carga muy pequeña sobre la muestra (del orden de una unidad del deformímetro de carga, o quizá 0.5 kg para una celda de carga). Prender la máquina y tomar lecturas en los deformímetros de carga y deformación como sigue (para un deformímetro de 0.01 mm/división): 10, 25, 50, 75, 100, y de aquí en adelante cada 50 a 100 divisiones del deformímetro, hasta que suceda uno de los siguientes:

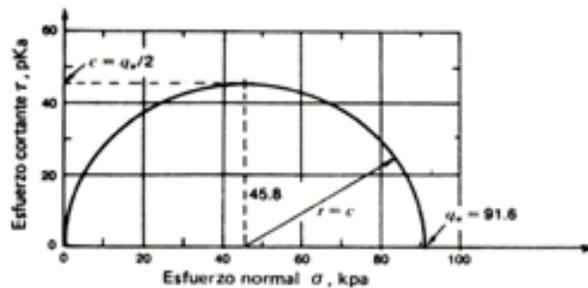
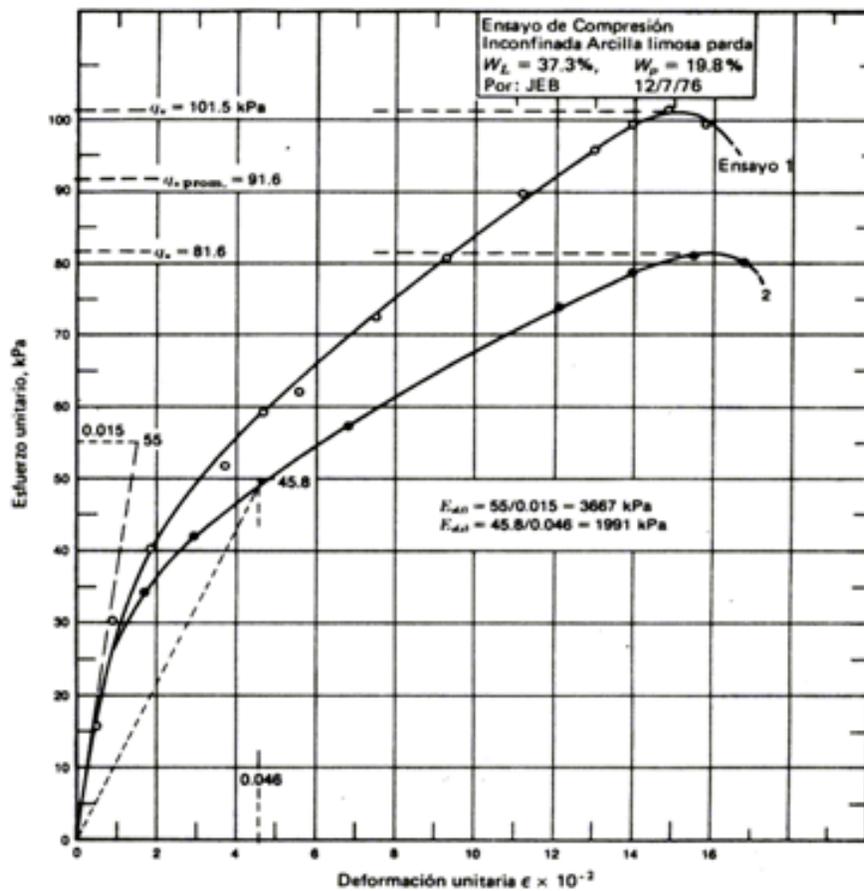
- ✓ La carga sobre la muestra decrece significativamente.
- ✓ La carga se mantiene constante por cuatro lecturas.
- ✓ La deformación sobrepasa significativamente el 20% de la deformación unitaria.

Utilizar el formato para este experimento tal y como se muestra en el ejemplo. Utilizar cuantos formatos sean necesarios para cada ensayo. Determinar el contenido de humedad para cada muestra.

- ✓ Calcular la deformación unitaria, el área corregida, y el esfuerzo unitario, para suficientes lecturas (unos 8 a 10 puntos bien espaciados) para definir la curva esfuerzo-deformación unitaria adecuadamente. Dibujar los resultados en una hoja de papel milimetrado (ambas curvas en la misma hoja); mostrar  $q_u$  como el esfuerzo pico en cada ensayo y mostrar el valor promedio de  $q_u$ , para ambos ensayos. Asegurarse de dibujar la deformación unitaria como abscisa.
- ✓ Realizar lo siguiente:

Dibujar el círculo de Mohr utilizando el  $q_u$  promedio y mostrar la cohesión del suelo. Si no se dibuja con un compás el informe es inaceptable.

Calcular la cohesión del suelo utilizando el círculo de Mohr y suponer que el suelo tiene un ángulo de fricción interna,  $\phi = 10^\circ$ . Discutir si  $q_u$ , es conservativa o "no conservativa" bajo esta circunstancia.



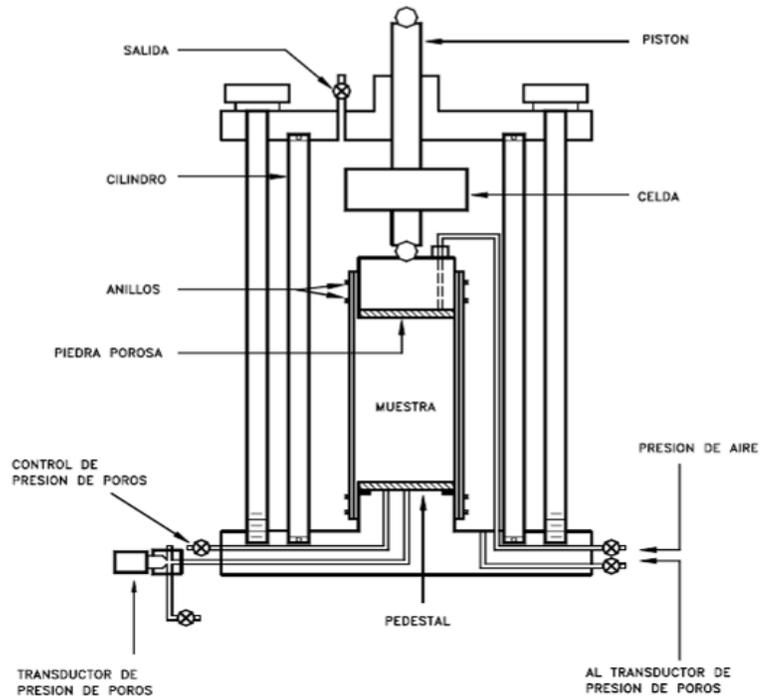


## **Ensayo Triaxial**

El equipo de ensayo Triaxial es muy versátil y permite realizar ensayos en una variedad de procedimientos para determinar la resistencia al cortante, la rigidez y características de deformación de las muestras. Adicionalmente, el ensayo puede realizarse para medir características de consolidación y permeabilidad.

Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho, colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas rígidas y pistones arriba y debajo de la muestra.

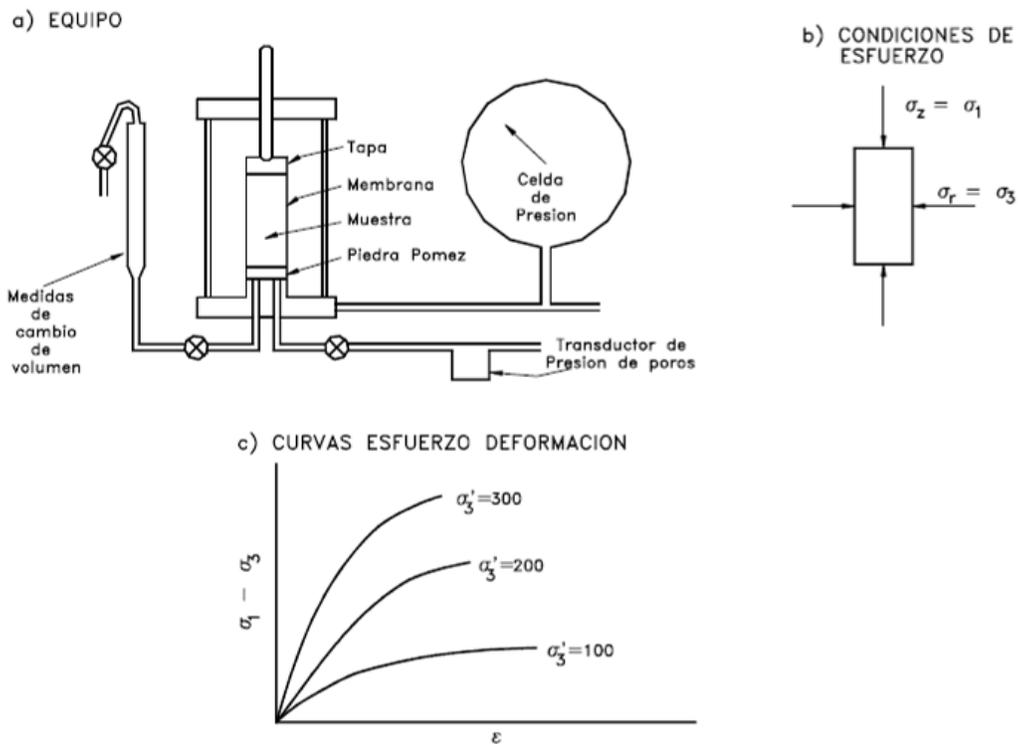
La celda se llena de un fluido especial, se aplica una presión determinada sobre el fluido ( $\sigma_3$ ), la cual se transmite por éste a la muestra. Los esfuerzos de cortante se aplican mediante fuerzas de compresión verticales accionadas por los pistones (ver la siguiente figura). La presión de poros dentro de la muestra puede medirse a través de un pequeño tubo o bureta en contacto con la muestra. Para cada presión de confinamiento se obtiene el esfuerzo desviador ( $\Delta\sigma$ ) que se requiere para hacer fallar la muestra.



**Figura Nº 39. Esquema del Ensayo Triaxial**

El drenaje de la muestra se realiza a través de las piedras porosas y el cambio de volumen de agua puede medirse. Alternativamente, si no se permite drenaje, se puede medir la presión de poros. Realizando varias pruebas se puede obtener la envolvente de Mohr para un suelo determinado.

El comportamiento Esfuerzo–deformación es determinado por la presión de confinamiento, la historia de esfuerzos y otros factores. El ensayo también puede realizarse incrementando los esfuerzos radiales mientras se mantiene constante la fuerza axial (Ver la siguiente figura).



Una descripción detallada del procedimiento de ensayo y medición de presión de poros se presenta en manuales de laboratorio y textos de mecánica de suelos (Bowles –1986). En algunos países del mundo el ensayo Triaxial es el más utilizado especialmente, por la posibilidad de modelar las condiciones de drenaje y la medición de presión de poros en suelos saturados.

Generalmente existen tres formas de realizar el ensayo Triaxial así:

✓ **Ensayo Consolidado drenado (CD)**

El ensayo se realiza lentamente para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra e impedir que se puedan generar presiones de poros.

Los ensayos drenados son generalmente, preferidos para ensayos rutinarios (Geotechnical Engineering Office, 1979), debido a la facilidad de su ejecución y son los más utilizados para el análisis de laderas y taludes.

La velocidad de ensayo debe ser tal, que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y en cualquier caso no superiores al 5% de la presión efectiva de confinamiento.

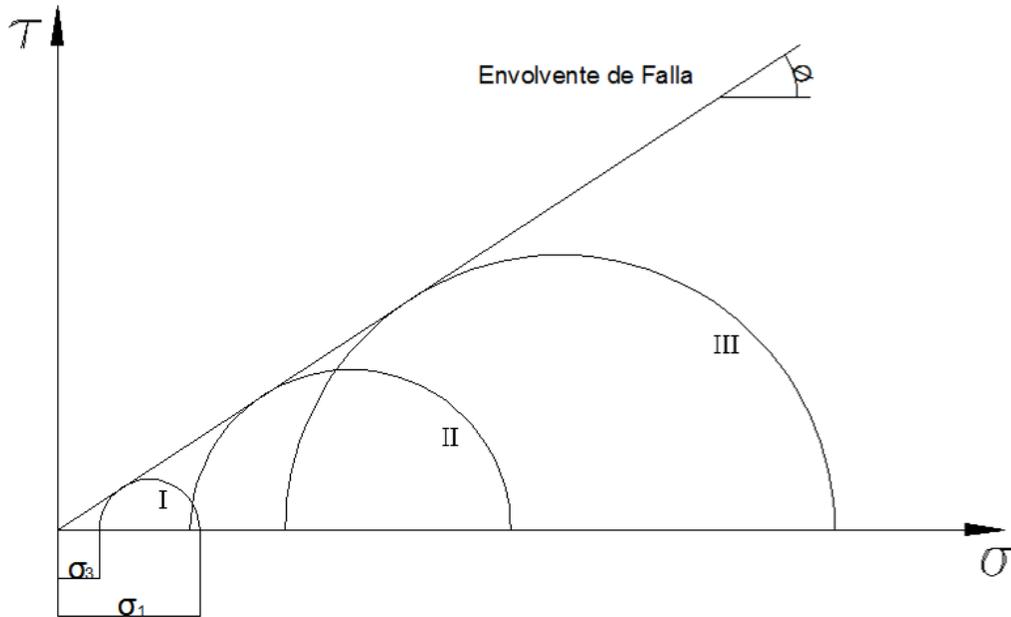
### **Procedimiento**

Este ensayo se realiza en dos fases con la válvula de drenaje abierta y con suficiente lentitud, para permitir la consolidación de la muestra al final de cada fase. En la primera etapa la probeta de suelo se somete a la presión del agua  $\sigma_3$ , al final de esta etapa, el esfuerzo efectivo  $\sigma'_3$  será igual al total  $\sigma_3$  debido a que se permitió la consolidación y en consecuencia la presión de poros es nula. En la segunda etapa se aplica la carga axial P (la cual originará un esfuerzo  $\sigma_p = P/A$ ), el cual se incrementa lentamente para permitir la consolidación con cada aumento. El valor final de la carga axial P, que produce la falla se denomina carga de falla  $P_c$ , y el esfuerzo total axial de falla  $\sigma_1$  será entonces:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{pc}$$

donde  $\sigma_{pc}$  se determina de la curva esfuerzo-deformación, de manera similar a lo explicado en la prueba de compresión sin confinar.

Debido a que se permite la consolidación, el esfuerzo total axial  $\sigma_1$  es igual al esfuerzo axial efectivo  $\sigma'_1$ . Con los valores de  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  obtenido se puede construir el círculo de Mohr de falla (círculo I). Si se repite el ensayo para valores de presión de cámara mayores se obtendrán los círculos de Mohr II y III. La tangente común en estos círculos pasará por el origen y se denomina línea de falla. El ángulo  $\Phi$  que forma esta recta con la horizontal es el ángulo de fricción interna del material.



**Figura Nº 40. Círculos de Mohr y línea de falla para arcilla saturada y normalmente consolidada en prueba lenta.**

✓ **Ensayo Consolidado no drenado, con medición de presión de poros (CU)**

Se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento colocándolo lentamente, pero se impide durante la aplicación del esfuerzo desviador.

Los ensayos no drenados deben realizarse a una rata que no exceda una deformación unitaria del 2% por hora, con el objeto de lograr una ecualización completa de la presión de poros a través de la muestra.

- ✓ Se le emplea para simular el caso de desembalse rápido de una represa o la colocación rápida de un terraplén sobre un talud.

**Procedimiento**

Esta prueba también consta de dos etapas, en la primera al igual que para el ensayo CD se permite la consolidación de la muestra de suelo bajo presión de cámara  $\sigma_3$ . Para la segunda fase, se cierra la válvula de drenaje de tal manera que no se permita

consolidación adicional de la muestra, a medida que se incrementa la carga axial. Si llamamos  $\sigma'_{pc}$  al esfuerzo axial aplicado para el momento de la falla, tendremos que el esfuerzo axial  $\sigma_1$  en el momento de la falla será:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma'_{pc}$$

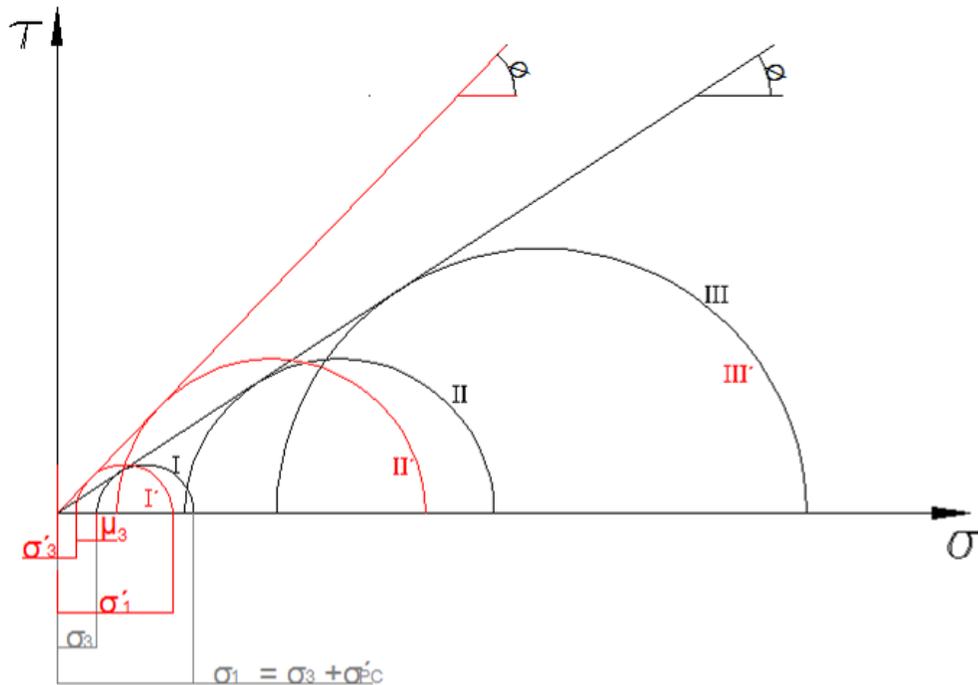
Como en la segunda fase o etapa de carga no se permite la consolidación, se irá desarrollando presión en agua de poros, por lo tanto en este caso, los esfuerzos totales serán diferentes a los esfuerzos efectivos. Si se representa por  $\mu$  el valor alcanzado por la presión de agua de poros, en el momento de la falla, los esfuerzos serán:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - \mu$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - \mu = \sigma_3 + \sigma'_{pc} - \mu$$

en consecuencia el círculo de Mohr de falla se puede trazar de dos maneras, una a partir de los esfuerzos totales, los cuales se conocen durante toda la prueba, y otra a partir de los esfuerzos efectivos en el momento de la falla. En este último caso debe medir la presión de poros en el instante de la falla, lo cual se hace con un manómetro colocado en el sistema de drenaje.

En la siguiente figura se ilustra los círculos de Mohr I, II y III correspondientes a esfuerzos totales y el círculo I' correspondiente a esfuerzos efectivos obtenidos a partir del círculo I.



**Figura Nº 41. Círculos de Mohr y línea de falla para el Ensayo CU**

### **Ensayo No consolidado - No drenado o ensayo rápido (UU)**

No se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador. Este ensayo se le utiliza para modelar, el caso de un terraplén o una carga colocada muy rápidamente sobre un manto de arcilla saturada, de muy baja permeabilidad.

#### **Procedimiento**

En esta prueba no se permite la consolidación del suelo en ninguna de la dos etapas y se realiza con la válvula de drenaje cerrada.

Esto tiene como consecuencia que se desarrolle presión de agua de poros en las dos etapas de la prueba. Si se aplica en la primera fase una presión de cámara  $\sigma_3$

mayor en cierta cantidad  $\mu_1$  que la presión soportada por la muestra en sitio, la presión del agua de poros será también igual a  $\mu_1$ .

en la segunda fase cuando se aplica la carga, se tendrá en el momento de la falla una presión de poros adicional  $\mu_2$ , debido a que no se permitió salida de agua. Por lo tanto si se denomina por  $\sigma''_{pc}$  el esfuerzo axial aplicado para el momento de la falla, tendremos los esfuerzos totales:

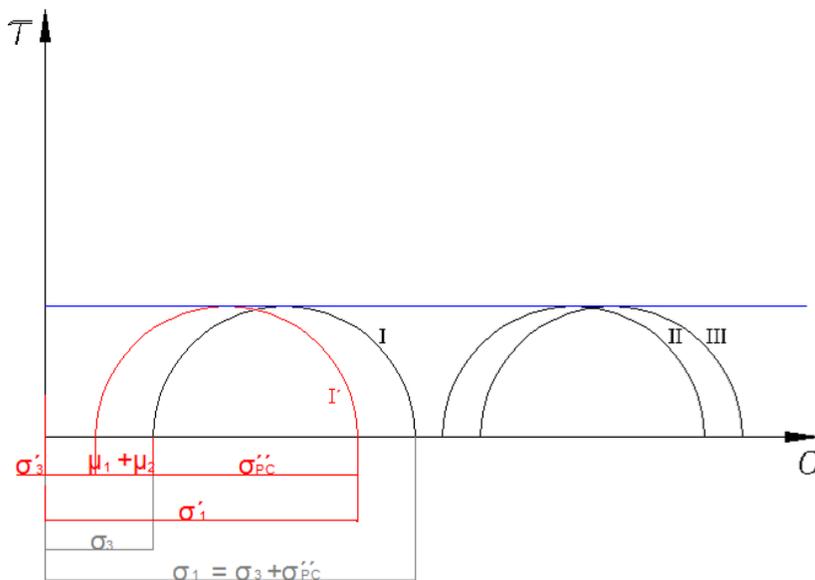
$$\sigma_3 \text{ y } \sigma_1 = \sigma_3 + \sigma''_{pc}$$

y los esfuerzos efectivos:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\mu_1 + \mu_2)$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - (\mu_1 + \mu_2) = \sigma_3 + \sigma''_{pc} - (\mu_1 + \mu_2)$$

Si se permite el ensayo para valores superiores de la presión de cámara  $\sigma_3$ , el esfuerzo axial de falla de falla  $\sigma''_{pc}$  será siempre el mismo (círculos I, II y III); y en consecuencia el círculo de Mohr de falla para los esfuerzos efectivos será también siempre el mismo (círculo I').



**Figura N° 42. Círculo de Mohr de Falla en el ensayo UU**

De acuerdo al tipo de ensayo se obtiene un valor diferente de ángulo de fricción.

En general, el ensayo consolidado drenado presenta ángulos de fricción mayores, mientras el ensayo No consolidado - No drenado da los valores mínimos de  $\phi$ . (Winterkorn y Fang – 1991).

En la interpretación de resultados de ensayos Triaxiales debe tenerse en cuenta las siguientes fuentes de error:

- ✓ Las muestras tienden a deformarse como un barril, lo cual conduce a sobreestimación de la resistencia al cortante.
- ✓ En el proceso de saturación, la muestra tiende a alterarse por cambio de volumen, lo cual puede determinar una pérdida de resistencia.

### **Variables del ensayo Triaxial**

Los resultados que pueden ser obtenidos del ensayo Triaxial dependen del tipo de ensayo y del equipo disponible y se pueden obtener los siguientes resultados:

- ✓ La envolvente de falla con el ángulo de fricción y la cohesión pico.
- ✓ La respuesta de presión de poros al corte (Ensayos no drenado).
- ✓ La respuesta de cambio de volumen al corte (ensayo drenado).
- ✓ Módulos tangente y secante inicial o los correspondientes de descarga y recarga.
- ✓ Las características de consolidación.
- ✓ La permeabilidad a diferentes presiones de confinamiento.

### **Tamaño de la muestra**

Para ensayar suelos residuales, el diámetro de la muestra no debe ser menor de 76 mm., debido a que diámetros menores no se consideran representativos para tener en cuenta los efectos de escala, relacionados con las fisuras y juntas en el suelo.

Adicionalmente, el diámetro no debe ser menor de 8 veces el tamaño máximo de la partícula. La relación largo – diámetro no debe ser menor de 2:1.

### **Consolidación antes del Corte**

La muestra es consolidada o no consolidada, de acuerdo al tipo de ensayo que se realice. En suelos saturados (arcillas y limos) para una serie de ensayos a la misma profundidad, la resistencia a la compresión para ensayos no consolidados no drenados se encontró que es independiente de la presión de la celda, con excepción de las arcillas fisuradas.

### **Algunas causas de error en el ensayo Triaxial**

Fell (1987) indica una serie de errores comunes que se cometen en el manejo del ensayo

Triaxial:

#### **✓ Ensayo a un nivel muy alto de esfuerzos**

La envolvente del círculo de Mohr tiene una forma curva y si se trabaja con niveles altos de esfuerzos se puede sobreestimar la resistencia para el caso real de esfuerzos menores; por ejemplo, para esfuerzos de confinamiento entre 100 y 400 kPa, las resistencias se pueden sobreestimar hasta en un 300 %. Por lo tanto, es importante que el ensayo Triaxial se realice al nivel de esfuerzos de confinamiento reales en el talud analizado.

✓ **Saturación incompleta**

Comúnmente, las muestras inalteradas no son ensayadas con saturación total debido a que por gravedad es difícil obtener la saturación. El resultado es un aumento en el valor de la resistencia de laboratorio, comparativamente con la resistencia real en campo, para el caso saturado.

✓ **Ensayo a una rata muy alta de deformación**

Las ratas altas de deformación no permiten disipar la presión de poros en el ensayo consolidado drenado.



## **EXPLORACIÓN Y MUESTREO**

### **Definición**

Antes de planificar o emprender cualquier obra de ingeniería, ya sea de limitadas proporciones o de gran envergadura, se deben conocer las características y propiedades del suelo en el cual se apoyará; ya que cualquier incidencia de dicho proyecto sobre una estructura del suelo desconocida, nos conlleva un nivel de comportamiento suelo-estructura totalmente opuesta a la condición inicialmente diseñada. Por lo anterior descrito, se hace necesario el conocimiento de dichas características físicas, hidráulicas y mecánicas del suelo sobre el cual se apoyará la obra proyectada. Ese conocimiento se logra mediante un estudio del suelo con la ayuda de técnicas y procedimientos ya conocidos, los cuales se ejecutan en el campo (in situ) y en el laboratorio.

Para lograr representar resultados dignos en el laboratorio es imprescindible obtener muestras representativas del suelo local que permitan realizar las pruebas correspondientes. Como resultado de ello el muestreo de los suelos y la ejecución de los ensayos apropiados de laboratorio están estrechamente ligados. En donde, dicho muestreo está íntimamente relacionado al programa de ensayos de laboratorio y este a su vez función de la naturaleza de los problemas que se supone puedan resultar de los tipos de suelos presentes en cada obra. Para ello se debe organizar un plan de exploración (metodología) que depende de la magnitud de la obra a realizar y de la naturaleza del suelo involucrado.

### **Metodología de Investigación Geotécnica.**

#### **Definición del tipo de estudio.**

En esta etapa debe definirse claramente si lo que se requiere es un estudio de evaluación geotécnica o un estudio para el diseño del sistema de apoyo de una construcción civil.

Se puede distinguir dos tipos de estudios:

- ✓ Estudio preliminar. Los grandes proyectos requieren generalmente de un estudio preliminar donde se puede seleccionar alternativas y definiciones en forma general, este conocimiento luego es utilizado para definir los alcances del estudio definitivo.
- ✓ Estudio definitivo. Sirve para definir y precisar parámetros geotécnicos y complementar la información básica o preliminar. La mayoría de los proyectos solo requieren el Estudio Definitivo.

### **Recopilación de Información. Reconocimiento Superficial del Terreno.**

Para poder planificar correctamente un estudio geotécnico, es fundamental contar con la mayor cantidad de información sobre los antecedentes de la zona, estudios anteriores, problemática observada, visita el sitio, etc.

La intensidad y alcance de la investigación dependerá siempre de extensión del terreno y la complejidad del proyecto a ser desarrollado.

Una visita previa al sitio es indispensable para planificar la investigación requerida.

La visita al sitio deberá contener por lo menos las siguientes actividades:

- ✓ Verificación de los accesos al terreno.
- ✓ Definición de los linderos.
- ✓ Tipo de vegetación existente.
- ✓ Relieve.
- ✓ Drenajes.
- ✓ Cortes y Taludes.
- ✓ Edificaciones vecinas.
- ✓ Servicios públicos.
- ✓ Suelos predominantes en la superficie.

- ✓ Entorno. Posibles amenazas al proyecto a desarrollar.

### **Caracterización de la Superestructura.**

Esta información es necesaria tenerla definida previamente, igualmente debe tenerse presente que el estudio geotécnico puede dar lugar a recomendaciones respecto a la concepción de la superestructura, por lo que resulta deseable que el estudio se realice a nivel del anteproyecto.

Las características fundamentales de las estructuras que deben ser conocidas son las siguientes:

- ✓ Ubicación y uso de la edificación.
- ✓ Dimensiones y forma.
- ✓ Solicitaciones.
- ✓ Materiales y métodos constructivos.

### **Elaboración del Programa Exploratorio.**

Para elaborar el programa exploratorio es necesario definir los siguientes aspectos:

**Técnicas para la exploración geotécnica:** Para lograr los objetivos de un estudio geotécnico, es necesario establecer las técnicas de exploración que serán utilizadas para la prospección del subsuelo. Se pueden utilizar una o varias de las técnicas siguientes:

#### **Método con toma de muestras:**

- ✓ **Posteadoras o Barrenos Helicoidales:**

Pueden ser del tipo manual o impulsado por medio de un motor. Están limitadas hasta 1,50 mts. de profundidad y se obtiene una muestra perturbada. Se utilizan para conocer espesores de la capa vegetal, localizar cambios en la estratigrafía próxima a la superficie, determinar niveles de aguas y para interpolar superficialmente entre perforaciones ejecutadas con equipo mecánico. Las muestras recuperadas son muy

alteradas pero sirven para la determinación del contenido de humedad natural e identificación del suelo.



Barreno helicoidal.- La barrena helicoidal es una espiral metálica de unos 30 cm de longitud y de 3,5 a 4 cm de diámetro. La barrena helicoidal está dotada de varios barrenos, por lo general de 30 cm de longitud, que pueden ensamblarse uno a uno para tomar muestras a mayores profundidades. Algunas de las limitaciones de la barrena helicoidal son: Las muestras de suelo se alteran severamente; No es eficaz en suelos que contengan mucha arena y grava; Es difícil de usar en arcilla dura.

**Figura Nº 43. Barrenos Helicoidales**

✓ **Calicatas:**

Son excavaciones de dimensiones 1,00 o 1,50 mts. de lado y profundidad igual donde se pueden obtener muestras perturbada de suelo eventualmente realizar ensayos in situ. Se ejecutan cuando:

- ✓ La profundidad del reconocimiento es moderada.
- ✓ El terreno es excavable manualmente o con equipo liviano.
- ✓ El terreno es preferiblemente cohesivo.
- ✓ El nivel freático o aguas de infiltración o emparchadas, no están presentes.
- ✓ El suelo contiene material muy grueso y por lo tanto las perforaciones de pequeño diámetro no son representativas.

La exploración del terreno mediante calicatas es adecuada cuando:

- ✓ Lo esfuerzos generados por las cargas aplicadas al terreno no alcanzan mayores profundidades (pavimentos, edificaciones pequeñas, etc.).

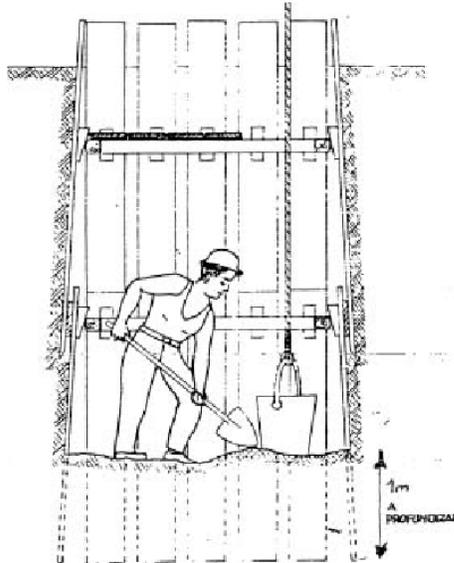
- ✓ Se alcanza el estrato de apoyo en todas las zonas con una garantía suficiente.
- ✓ No es necesario ejecutar pruebas in situ del tipo de penetración (conos, penetración normal).



**Figura N° 44. Calicatas**

✓ **Fosas exploratorias.**

Son excavaciones mayores a 2 metros, que por lo general requieren de entibación o soporte lateral. En teoría no tiene un límite de profundidad pero al aumentar los costos y las áreas requeridas se elevan considerablemente. Por lo general se justifican en proyectos especiales y para la observación visual y tomas de muestras imperturbadas y verificación de la estratigrafía local. A partir de cierta profundidad pudiera ser necesario también el uso de ventilación forzada.



**Figura Nº 45. Fosas Exploratorias**

✓ **Perforaciones Mecánicas.**

El avance puede realizarse por rotación, percusión o lavado o una combinación de ellos y se utilizan en los casos cuando:

- ✓ Se necesita explorar a profundidades mayores que las alcanzadas por calicatas o barrenos helicoidales.
- ✓ Se requieren muestras del subsuelo (alterados o no) y conocer la posición del nivel freático.
- ✓ Es necesario atravesar capas rocosas o de alta resistencia.
- ✓ Se hacen pruebas de penetración, tanto estáticas como dinámicas, de deformabilidad o del tipo presiométrico.
- ✓ Se requieren ensayos de permeabilidad in situ.

En nuestro país, la técnica de ensayo es más común es el de PENETRACIÓN NORMAL (S.P.T) y quizás sea la más extendida en el mundo. En los países Europeos, los conos de penetración estática, particularmente el denominado CONO HOLANDÉS, son muy populares. Otro aspecto de gran importancia en la exploración del subsuelo, es la determinación del agua subterránea. Se distinguen tres situaciones diferentes: La

posición del nivel freático, la presencia de agua emperchada y la existencia de infiltraciones del líquido a través del subsuelo. En algunas ocasiones se puede detectar también, la existencia de flujos de agua, también llamados ríos subterráneos.

**Métodos Indirectos (sin toma de muestras):**

- ✓ **Exploración geotécnica mediante equipos de RESONANCIA MAGNÉTICA.**

Resonancia magnética nuclear (R.M.N.).

La resonancia magnética es un método utilizado para la exploración petrolera con algunas aplicaciones a la geotecnia, puede ser usada para el estudio de ciertas propiedades de materiales de la ingeniería e industria, relativa a la estructura de los sólidos y líquidos. Este método consiste en la absorción de energía por el campo magnético de radio frecuencia de los protones (núcleo de átomos de hidrógeno). Actualmente en el INSTITUTO DE GEBO DE INVESTIGACIONES DE MECÁNICAS DE SUELOS DE BERLÍN se realizan investigaciones con la ayuda de RESONANCIA MAGNÉTICA, sin embargo no se reporta hasta la fecha ninguna norma, investigación u Organización especializada que avale su utilización en el campo de la geotecnia.

Como desventaja podemos señalar que el sistema requiere del respaldo de datos sustentados en pruebas paralelas para numerosas combinaciones de propiedades, lo que restringe su uso a organizaciones muy especializadas y a inversiones cuantiosas. Se considera este método como complementario. Este método logra mediante una base de datos y un Software complejo, realizar aproximaciones mediante la inferencia de resultados, utilizando correlaciones y fórmulas teóricas.

La Resonancia Magnética R.M.N. puede ser usada como apoyo para el conocimiento de grandes extensiones de terreno. Los equipos de resonancia magnética requieren de una periódica calibración y certificación por parte de de empresas internacionales

calificadas. Este método ha demostrado su efectividad en la detección de aguas subterráneas y la presencia de cavidades.

✓ **Resonancia Magnética Combinada (C.M.R.).**

La Resonancia Magnética Combina CMR es una herramienta de alta tecnología utilizada en la evaluación de formaciones geológicas, ya que es la única forma de medir un índice de fluido libre, esta información es de gran importancia en la investigación de posibles yacimientos de hidrocarburos.

Este método de investigación provee un registro continuo con gran precisión sobre la presencia de aguas y la permeabilidad de los suelos. Los equipos usados son de la quinta generación magnética nuclear y fueron desarrollados por la empresa SCHLUMBERGER.

Para su utilización se requiere de la construcción de un pozo profundo en el cual se introduce una herramienta en forma de torpedo de aprox. 45 cms. De longitud con un diámetro de 15 cms, unida a un sistema de cables que lo conecta a un equipo que registra e interpreta los resultados en forma continua. Durante la lectura se identifican los protones de hidrógeno y se puede medir la porosidad de los suelos. Hasta la fecha solo utilizado en la prospección petrolera.

✓ **Método Sísmico. ASTM D 4428**

El método sísmico se ocupa de la exploración del subsuelo a través del estudio de la propagación de la onda elástica generada mediante la utilización de métodos con explosiones controladas o a través de impactos generados por golpe de masa. La magnitud de la fuente de energía depende esencialmente de la profundidad de investigación. La velocidad de la onda no depende de la energía liberada. El objetivo de este método consiste en determinar las características del perfil o estratos de suelo incluso la determinación de su espesor cada vez que se registra una

velocidad de onda distinta. Estas ondas son las denominadas ondas elásticas de volumen (PyS).

Se distinguen tres tipos de ensayos sísmicos:

CROSS HOLE. Excitación en un hueco y los geófonos en otro.

DOWN HOLE. Un hueco para los geófonos y excitación superficial.

DE SUPERFICIE. Excitación y geófonos en la superficie.

**Ventajas del método sísmico:**

Describe la disposición de los estratos.

Cubre grandes extensiones de terreno.

De rápida ejecución en términos relativos.

Brinda información acerca de la estratigrafía, niveles de agua, fallas grietas y discontinuidades en suelos y rocas, vacíos y otros cambios que puedan ocurrir en el subsuelo.

Permite conocer las velocidades espectrales  $V$  de acuerdo a la Norma Sismorresistente COVENIN 1756\_01.

**Desventajas:**

Necesita de una calibración periódica de los instrumentos ya que cualquier error, por pequeño que sea, arroja errores considerables.

Requiere de la interpretación de profesionales expertos.

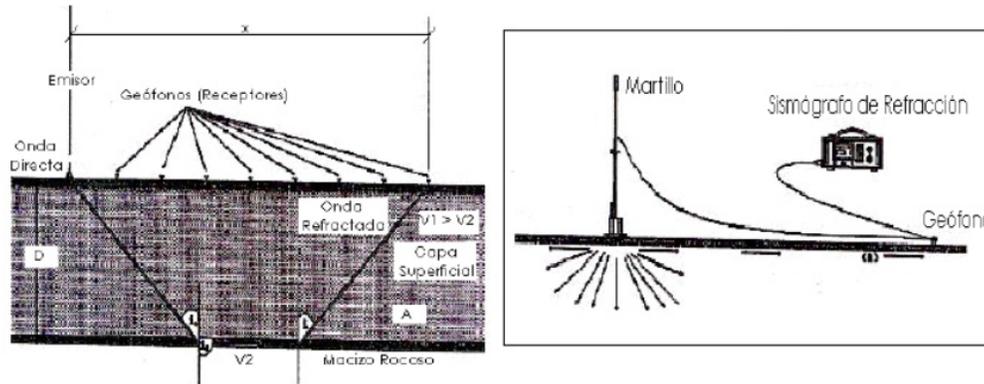
Está limitado en zonas urbanas.

**Aplicaciones:**

De gran utilidad en las exploraciones petroleras.

También se pueden detectar lechos acuíferos y la presencia del nivel freático.

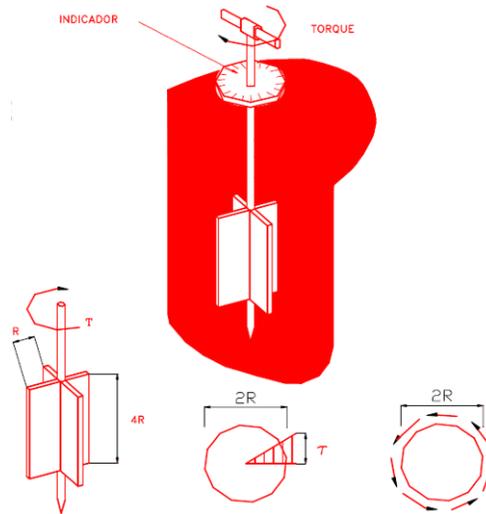
Presencia de fallas, grietas y cavidades en el subsuelo.



**Figura Nº 46. Método de Refracción Sísmica**

✓ **Ensayo de la Veleta (Vane shear test- torvane ) ASTM D- 2553.**

Es una prueba realizada sobre suelos cohesivos. La veleta consta de un vástago desmontable en cuyo extremo inferior se encuentra cuatro aspas fijadas al eje y en el otro extremo existe un mecanismo a la veleta propiamente dicha, que se introduce en el suelo, está formada generalmente de cuatro aspas fijadas al eje y en el otro extremo existe un mecanismo calibrado el cual mide de acuerdo a la fuerza del torque aplicada, la resistencia del suelo al esfuerzo cortante. Es recomendable en suelos I.P. mayores de 12.



**Figura N° 47. Ensayo de Veleta**

✓ **Penetrómetros.**

Es un aparato para obtener valores aproximados de la resistencia del esfuerzo cortante de los suelos y consiste en un pistón con un resorte calibrado el cual debe introducirse en el suelo hasta una marca determinada. Es de utilidad para determinar rápidamente valores de la resistencia al corte de los suelos. De acuerdo a la experiencia se recomienda que este ensayo no debe ser usados en suelos con valores de  $IP < 12$ .

**Penetración estática. Cono Holandés (C.P.T.).**

Las pruebas de esta penetración están reservadas para los suelos cohesivos y los depósitos arcillosos blandos y limosos, en los cuales los golpes e impactos pueden alterar las condiciones naturales del suelo. Para ellos se usan penetrómetros con una punta cónica unida a una barra de diámetro reducido que se va haciendo penetrar en el suelo a velocidad regulada, la fuerza necesaria para producir el movimiento se va midiendo con un pistón neumático.

El cono Holandés deriva su nombre del país que primero lo utilizó, ya que el suelo de Holanda está formado en su mayor parte por turbas y arcillas hasta profundidades de 20 m, que descansan sobre estratos de arena de diferente densidad, hasta donde deben extenderse los pilotes. Es el más popular y presentan un ángulo en la punta de  $60^\circ$  con un área en su base de  $10 \text{ cm}^2$ . Además, lleva un manguito independiente unido a la parte superior del cono. La resistencia que opone a introducirse en el suelo es la suma de la fricción del cono y la del manguito con el suelo, y se pueden medir simultáneamente.

Existen correlaciones, reconocidas mundialmente, entre los resultados de este método y los obtenidos en el SPT.

### **Penetración Dinámica.**

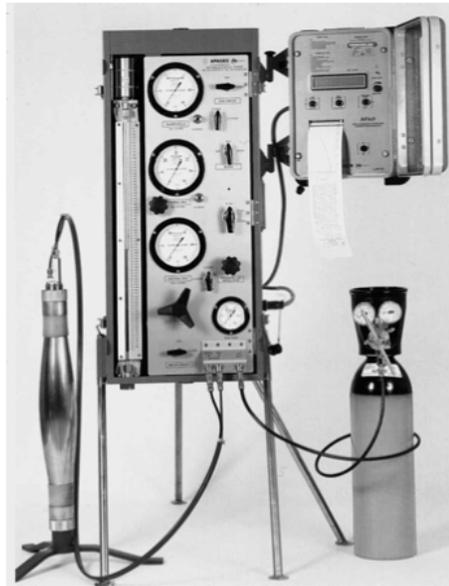
Esta prueba de penetración dinámica es aplicable a una amplia variedad de suelos, especialmente los arenosos, las gravas y las rocas blandas, para los cuales las pruebas de penetración estática puede resultar difícil de realizar. El ensayo de penetración dinámica se utiliza en diferentes formas. Una de ellas es mediante los conos y puntas en sus tipos liviano, mediano y pesado que se hinca con golpes de masa o martinetes.

El número de golpes **N** necesarios para hacerlo penetrar los últimos 30 cms en el terreno corresponde al de la resistencia en la prueba de penetración STANDARD SPT.

El ensayo sin toma de muestra del SPT es conocido como CONO DE PECK y se utiliza IEL mismo equipo a excepción de un manguito de forma cónica que se coloca en la punta y evita la toma de muestras. Este ensayo se realiza en forma continua y es recomendable cuando se trata de suelos homogéneos.

✓ **Presiómetro O Presurímetro de Menard. (PMT) ASTM D-4719.**

Este ensayo fue desarrollado por MERNARD (1956) y permite medir la resistencia y deformación lateral de los suelos in situ. El ensayo consiste en introducir una perforación, una sonda con un cilindro o torpedo de 58 m.m., de diámetro, que consta de tres celdas, la superior y la inferior de protección y la intermedia que permite medir la deformación lateral del suelo, mediante la expansión de una membrana elástica a la Este equipo n debe ser calibrado periódicamente ya que es susceptible a cambios debidos al desgaste por el uso que se aplica una presión controlada por medio de un sistema de válvulas que regulan la presión del gas utilizado para tal fin. Mediante este método se pueden obtener en forma directa los coeficientes de empuje  $K$  el módulo de elasticidad  $E$  suelo.



**Figura Nº 48. Equipo requerido para ejecución de ensayos con el Presurímetro de Menard**

✓ **DILATÓMETRO (DMT).**

Esta prueba fue desarrollada por MARCHETTI (1980) Y SCHMERTMANN (1986), el ensayo consiste en introducir en el suelo una placa plana de dimensiones 220 mm de longitud por 95 mm de ancho y 14 mm de espesor, en la placa se localiza una



Esta prueba se realiza en dos etapas sucesivas, a saber:

Perforación de un hueco en el suelo.

Extracción de la muestra.

Para la primera parte de la prueba se debe realizar una perforación o sondeo de diámetro 64 mm., los primeros 55 cms. de cada metro, utilizando cualquiera de los diferentes métodos de avance, por ejemplo empleando barrenos, inyección de aguas, sondeos rotativos o una combinación de ellos, esto si el terreno es firme y mantiene la forma luego de retirado el equipo de una perforación utilizado, pero si es blando o se desmorona con facilidad, se deben colocar tubos o forros de entibación para evitar que la caída de las paredes lo obstruya, o bien llenarlo de lodo bentonítico.

Cuando se ha alcanzado la profundidad deseada en el sondeo, se retira el equipo de perforación y se hace descender hasta el fondo del hueco un toma muestras, conocido como de tubo partido, o cuchara partida (S.S.) pues puede abrirse longitudinalmente, la parte inferior del toma de muestras tiene un anillo filoso y la parte superior, una válvula conectada a una barra de sondeo.

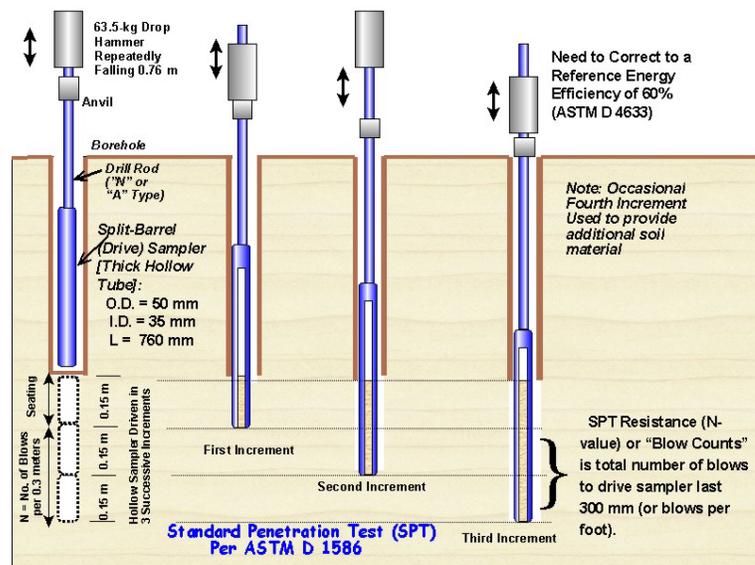
Al igual que en los casos anteriormente mencionados, este toma de muestras se hinca con golpes de masa o martinete de 140 libras de peso y caída libre desde una altura de 30 pulgadas.

Inicialmente se lo hace penetrar en el suelo al menos 45 cms para que se asiente en el estrato y se cuenta el número de golpes que se debe aplicar para hacerlo penetrar los últimos 30 cms. (aprox. 1 pie) luego se retira el equipo, extrayendo el toma muestras con la muestra de suelo dentro, la cual es alterada.

Primero se examina e identifica en campo y luego se envía al laboratorio. Estas muestras se pueden apreciar el grado de húmeda del suelo, composición estratigrafía, su consistencia y realizar ensayo de clasificación.

Este ensayo es altamente susceptible a errores Humanos durante su ejecución, por tal motivo es necesaria una supervisión permanente que garantice la validez de los resultados de campo.

Existen diferentes fórmulas y métodos para obtener los parámetros fundamentales de la resistencia del suelo; estos parámetros están en función de la densidad relativa de los suelos granulares y la consistencia de los suelos cohesivos, sin embargo los valores en suelos cohesivos no son muy confiables.



**Figura Nº 50. Esquema de la Prueba SPT**

A través del tiempo se ha perfeccionado los resultados obtenidos con este ensayo, teniendo diferentes métodos para corregir el número de golpes del S.P.T., entre los métodos más usados tenemos:

**Métodos de Terzaghi:**

$$N' = 15 + 1/2 (N - 15)$$

N': Números de golpes corregidos. Esta corrección se aplica a arenas finas y arenas limosas finas saturadas.

N: Número de golpes medidos en campo.

**Método de Peck:**

Corrección por sobre presión geostática.

$$N_{corr} = N \times C_n$$

$$C_n = 0,77 \log (20 / \sigma_v')$$

Donde:

$N_{corr}$ : Número de golpes corregidos.

N: Número de golpes no corregidos.

$C_n$ : Factor de corrección efectiva.

$\sigma_v'$ : Presión geostática en el punto considerado para suelos granulares por efecto de la sobrecarga.

**Métodos de Gibbs – Holtz – Bazaraa:**

Permite corregir la sobre presión geostática en arenas.

$$N = 4N' / (1+2 \sigma_o) \quad \text{si } \sigma_o < 1,5 \text{ Kgf}$$

$$N = 4N' / (3,25+0,5 \sigma_o) \quad \text{si } \sigma_o > 1,5 \text{ Kgf}$$

Donde:

N: Número de golpes corregido.

$N'$ : Número de golpes en el ensayo.

$\sigma_o$ : Esfuerzo efectivo a la profundidad del ensayo.

**Nota:** Los autores recomiendan no aumentar en más de 2N el número de golpes de estas ecuaciones y tomar los valores con suma prudencia.

### **El Número de Sondeos Exploratorios y su Localización en el Terreno.**

Uno de los aspectos de mayor importancia y de más difícil estimación en la exploración del subsuelo, es el establecimiento del número de sondeos exploratorios necesarios para lograr una muestra representativa.

Desde el punto de vista estadístico teórico, pudiera intentarse establecer un criterio en este sentido, pero los suelos son tan heterogéneos y aparecen de manera tan errática que un cálculo de esta naturaleza no tendría sentido.

Los criterios que deben ser tomados en cuenta para la determinación de este número son:

- ✓ Tipo de exploración a realizar: Si se trata de un estudio de evaluación geotécnica o de un estudio geotécnico para la construcción de una obra civil.
- ✓ Nivel de intensidad de la exploración. Si es a nivel general o de detalle.
- ✓ Características del terreno respecto a su topografía y heterogeneidad.
- ✓ Tipo de obra a construirse, luces, cargas, utilización, condicionantes establecidos por especificaciones de maquinarias a instalarse dentro la edificación, etc.
- ✓ Aspectos geológicos de las zonas y antecedentes de cimentación.
- ✓ Conocimientos previos del suelo y en sitios cercanos.
- ✓ Costo total de la obra a proyectarse.
- ✓ Presupuesto disponible para el estudio.

COMPLEJIDAD	SUPERFICIE (Ha)						
	1	10	50	100	200	500	1000
BAJA	3	6	8	9	10	11	12
MEDIA	5	10	14	15	16	18	20
ALTA	6	14	20	22	24	27	30

**Tabla Nº 16. Estudios de evaluación geotécnica. Número mínimo de sondeos exploratorios.**

**Nota:** El término complejidad comprende tanto geotécnica prevista, como la topográfica y la morfológica.

**Nota:** A título orientativo, se hacen las siguientes indicaciones:

**Complejidad baja:** Terrenos de topografía suave, muy homogéneos en planta centro del área estudiada y de buena calidad como cimentación (terrenos aptos para cimentaciones superficiales).

**Complejidad alta:** Terrenos de topografía muy ondulada y/o bastante heterogénea en planta y con deficientes condiciones de cimentación (posible empleo de pilotajes.).

**Complejidad media:** Corresponde evidentemente a situaciones intermedias entre las dos anteriores.

TIPO	DESCRIPCIÓN
C-1	Edificaciones de menos de cuatro plantas sin muros de cargas, con estructura isostática o muy flexible y cerramientos independizados de la deformación de la estructura.
C-2	Edificios de 4 a 10 plantas o que teniendo menos de cuatro plantas no cuentan con las condiciones mínimas
C-3	Edificios de 11 a 20 plantas
C-4	Edificios de carácter monumental o singular, o con más de 20 plantas (será objeto de un reconocimiento especial, cumpliendo al menos las condiciones que corresponden a c-3

**Tabla Nº 17. Estudios para la construcción. Clasificaciones de las estructuras**

**Nota:** En el número de planta se incluye sótanos.

GRUPO	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	d máx.	
T-1	<b>TERRENOS DE VARIABILIDAD BAJA</b>		
	Sedimentos finos consolidados (margas, arcillas, limos, etc.) Con relieve suave y en grandes espesores.	60-80	
	Vegas y terrazas de grandes ríos en su curso medio o bajo	30-40	
	Rocas blandas sedimentarias (areniscas, argilitas, etc.).	40-50	
	Depósitos de granulares gruesos no fluviales, con finos (rañas).	40-50	
T-2	<b>Terrenos de variabilidad media</b>		
	Deltas y estuarios de grandes ríos	25-30	
	Depósitos costeros eólicos, dunas (según dirección)	25-40	
	Formaciones encostradas, caliches	20-30	
	Depósitos de pie laderas salidas de barrancos.	30-35	
	Suelos residuales sobre granitos o caliza en la periferia peninsular.	35-40	
	Suelos residuales sobre esquistos y otras rocas. (según buzamiento)	20-40	
	Coladas basálticas antiguas.	25-30	
	Rocas blandas no estratificadas	20-25	
T-3	<b>Variabilidad terrenos de variabilidad alta.</b>		<b>dvar</b>
	Cauces, terrazas y deltas de ríos torrenciales.	20	10-15
	Antiguas llanuras de inundación (con meandros).	25	20-30
	Morrenas y depósitos glaciales	25	10-15
	Alternancias de gravas y suelos finos en laderas suaves no fluviales.	25	15-20
	Terrenos yesíferos con problemas de disolución.	20	5-10
	Suelos residuales sobre granitos o caliza en la meseta.	25	15-20
	Calizas con problemas de disolución (karst).	30	10-30
	Terrenos volcánicos	30	15-20

**Tabla Nº 18. Estudios para la construcción. Distancias máximas de ubicación de las perforaciones.**

La distancia promedio, do se adoptará en la planificación inicial de la exploración, cuando no se disponga de información respecto al tipo de terreno.

Un programa exploratorio debe constar como mínimo de tres perforaciones, a menos que algunas de las perforaciones puedan sustituirse por calicatas o sondeos manuales, pero en un porcentaje inferior 50%.

Con respecto a la ubicación de los sondeos exploratorios, debe tratarse en todo momento de lograr suficiente información como para intentar definir el perfil litográfico probable del subsuelo. También deben tenerse en cuenta las zonas conflictivas respecto a las condiciones del terreno y características de la superestructura.

Se incluye la ubicación de las perforaciones para terrenos rectangulares o cuadrados, alargados.

Para la explotación geotécnica de un terreno donde se apoyará una estructura, la densidad de la exploración debería ser establecida fundamentalmente por la variabilidad del terreno, previsible por los antecedentes geológicos de la zona.

Sin embargo, este conocimiento se tiene en muy pocas ocasiones, por lo que se planifica de una manera muy genérica, tomando en cuenta factores de fácil determinación.

A manera orientativa, pueden tomarse los valores d máx., indicada en la tabla N°17. En estudios de nivel reducido, los sondeos pudieran situarse con una densidad de una cada 400m<sup>2</sup>.

En los estudios de nivel normal y para estructuras del tipo C-1 y C-2 (tabla N°16), las perforaciones se localizarán como máximo a la distancia d máx., indicadas en la tabla N°17, salvo que se excedan las dimensiones del terreno. Para otros tipos de edificios, los sondeos se situarán algo más próximos, según la tabla siguiente:

TIPO	D máx. * (m)	do (distancia promedio) (m)
C-1,C-2	D máx.	30
C-3	0,8 dmáx.	25
C-4	0,7 dmáx.	20

**Tabla Nº 19. Estudios para la construcción. Separación de las perforaciones.**

**Nota:**\*d máx. Obtenida de la tabla Nº17

La profundidad a la que se explorará el subsuelo. La profundidad mínima requerida para las perforaciones debe ser predeterminada. Estas profundidades pueden ser cambiadas durante la operación de perforación, dependiendo de las condiciones del subsuelo encontradas. A partir de estimaciones hechas en base a diversos criterios, se ha construido la tabla que aparece a continuación:

ANCHO DEL EDIFICIO (M)	PROFUNDIDAD DEL SONDEO.				
	NÚMERO DE PISOS				
	1	2	4	8	16
30	3,5	6	10	16	24
60	4	6,5	12,5	21	33
120	4	7	13,5	25	41

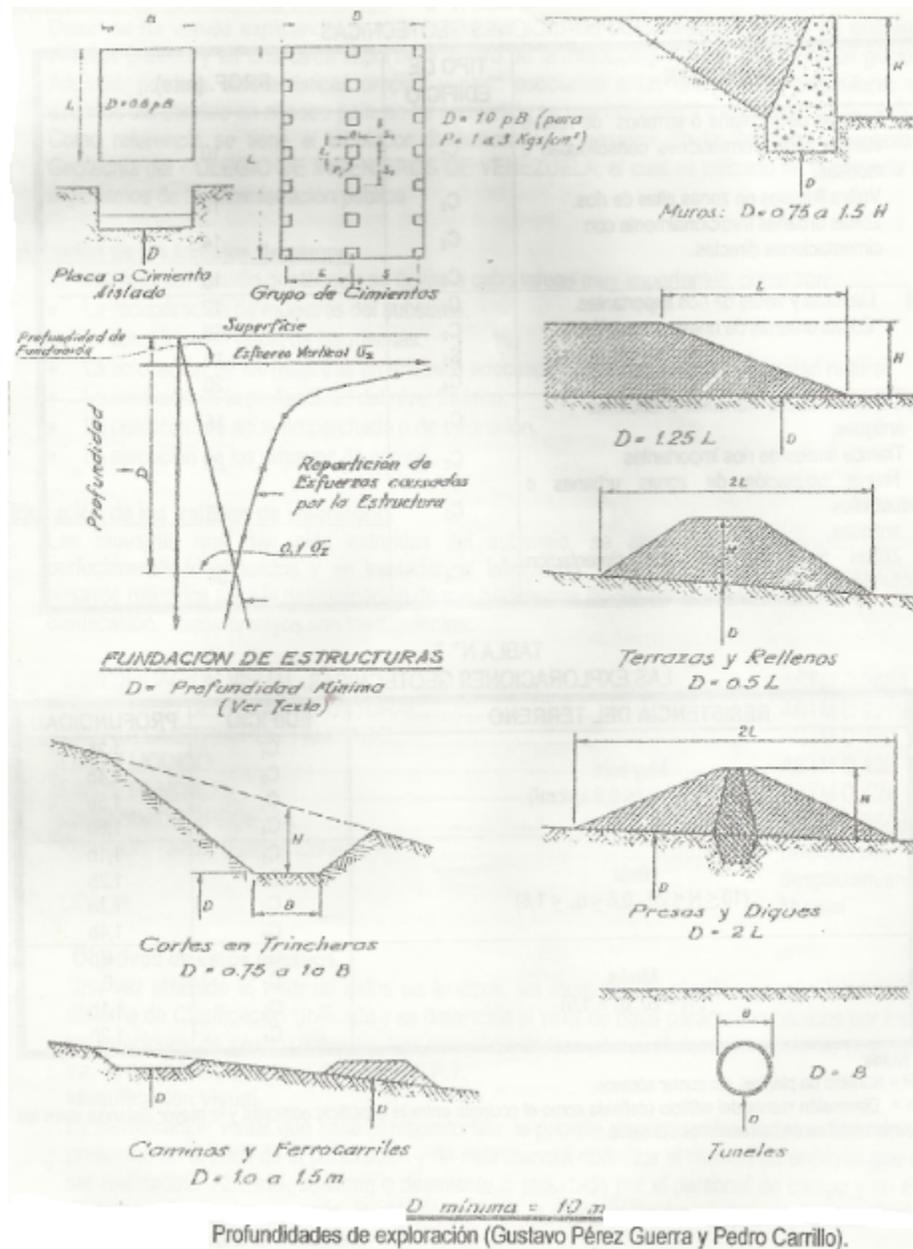
**Tabla Nº 20. Profundidades de los sondeos exploratorios.**

**Nota:** Tabla elaborada por E. DE BEER.

Cuando esta previsto hacer excavaciones, la profundidad de la perforación debe ser por lo menos 1.5 veces la profundidad de la excavación. En algunos casos, las condiciones del subsuelo son tales que la carga de la superestructura debe ser transmitida al manto rocoso es irregular o está muy meteorizado, debe aumentarse la profundidad de exploración.

Otros criterios existentes señalan los valores contenidos en la tabla nro. 6 como las profundidades medias a adoptarse para la exploración preliminar. Si en los primeros sondeos se establece que el terreno es relativamente aceptable y que el sub-estrato

firme no se alcanzará dentro de una profundidad razonable, los sondeos restantes pueden determinarse a la mayor de las profundidades indicadas en la tabla N°21. Finalmente cualquiera sea el criterio escogido, no debe perderse de vista el objetivo fundamental de la exploración, que no es otro de establecer con el mayor grado de certeza posible, por las cargas de la superestructura.



SITUACIÓN	TIPO DE EDIFICIOS	PROF. (MTS)
A) laderas de montaña o terrenos de relieve suaves sobre formaciones consolidadas o rocosas	C-1	10
Valles fluviales en zonas altas de ríos.	C-2	12
Cimentaciones directas.	C-3	14
	C-4	16
B) llanuras y valles de ríos importantes.	C-1	12
Zonas urbanas de nueva ocupación	C-2	15
	C-3	18
	C-4	20
C) zonas de deltas, marismas o albuferas antiguas.	C-1	15
Tramos finales de ríos importantes	C-2	20
Nueva ocupación de zonas urbanas o industriales antiguas.	C-3	25
Zonas tradicionalmente con cimentación profunda.	C-4	30

**Tabla Nº 21. Exploraciones geotécnicas, con respecto a la situación del proyecto.**

RESISTENCIA DEL TERRENO	EDIFICIOS	PROFUNDIDAD
MUY BAJA ( $N < 10$ , $q_u < 0,8$ KP/CM <sup>2</sup> )	c-1, c-2 c-3, c-4	1.3 b, 1.4 b 1,5b 1,6b
BAJA ( $10 < n < 20$ , $0,8 < q_u < 1,5$ )	C-1 C-2 C-3 C-4	1,1 b 1,2b 1,3b 1,4b
Media ( $N > 20$ , $q_u > 1,5$ )	C-1 C-2 C-3 C-4	B B 1,b 1,2b

**Tabla Nº 22. Las exploraciones geotécnicas, con respecto a la resistencia del terreno**

#### **Elaboración del presupuesto preliminar.**

Como se ha venido explicando, la elaboración del presupuesto preliminar requiere de una serie de trabajos previos y es una tarea importante dentro de la metodología para la investigación geotécnica. Además por sus características propias y otras asociadas a las condiciones particulares de los usuarios del servicio en nuestro país, se ha convertido en una labor difícil y compleja.

Como referencia se tiene el tabulador de honorarios y ensayos de sociedad Venezolana de Geotecnia del COLEGIO DE INGENIEROS DE VENEZUELA, la cual es utilizada en la mayoría de los organismos de la administración pública.

#### **Ejecución de los trabajos de campo.**

En esta fase del estudio geotécnico se llevan a cabo tareas muy importantes, como son:

- ✓ La recuperación de muestras del subsuelo.
- ✓ La identificación visual de las mismas.
- ✓ La colocación de las muestras en envases adecuados para preservar su humedad natural.
- ✓ La medición de la profundidad del nivel freático.
- ✓ La detección de agua emperchada o de infiltración.
- ✓ La ejecución de los ensayos de campo.

#### **Ejecución de los trabajos de laboratorio.**

Las muestras que han sido extraídas del subsuelo, se almacenan en envases especiales perfectamente identificados y se trasladan al laboratorio, donde se someten a los denominados ensayos rutinarios para la determinación de sus parámetros físicos básicos, los cuales se utilizan en su clasificación. Estos ensayos son los siguientes:

IDENTIFICACIÓN VISUAL ASTM D 2488

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL ASTM D2216

GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO ASTM D 422

LIMITE LIQUIDO ASTM D 423

LIMITE PLÁSTICO ASTM D 424

GRAVEDAD ESPECIFICA ASTM D 854\_58

PESO UNITARIO (SUELOS COHESIVOS) (MÉTODO DEL DESPLAZAMIENTO).

COLOR MUNSEL

### **Objetivos de estos ensayos.**

Una vez obtenido el valor de estos parámetros, las muestras se clasifican según los criterios del SISTEMA DE CLASIFICACIÓN UNIFICADA y se determina el valor de otros parámetros básicos por medio de las relaciones de peso y volumen. Los comportamientos geomecánicos del suelo se determinan a través de correlaciones con ensayo S. P.T.

### **Identificación visual**

La identificación visual que hace el laboratorista, le permite discriminar los distintos tipos de suelos presentes en el perfil de la perforación y de esta manera optimizar el número de ensayos que deben ser realizados. Además confirma o desmiente lo reportado por el personal de campo y en el caso de haber alguna discrepancia, la clasificación de la muestra hecha en base a los resultados del laboratorio, aclara la situación.

Para uniformizar criterios, es conveniente que tanto el personal de campo como el laboratorio, sostengan reuniones periódicas utilicen una misma carta de colores y discutan acerca de la manera de hacer la identificación del suelo. La elaboración de una planilla ayuda este propósito.

En este punto es necesario resaltar la importancia de preservar muestra de suelo que sirvan de testigo, perfectamente identificadas en sus envases originales, las cuales cumplen una doble función. La primera es la de cortar con un material que puede ser examinado más adelante en el caso de que se presente aún diferencias, entre las identificaciones visuales. La segunda, es la dejar un registro material del subsuelo que se entrega al usuario del servicio, como una garantía del trabajo que fue realizado.

### **Procesamiento de datos y resultados.**

La información recogida en el campo y los resultados de las mediciones hechas en el laboratorio, debe ser procesada de una manera rápida, utilizando software

desarrollado para tal fin y luego presentarse en una planilla de REGISTRO DE PERFORACIÓN.

Una vez obtenidos los registros de las perforaciones y la descripción de las calicatas, se procede a establecer el perfil litográfico probable del subsuelo. En muchos casos, por causa de la heterogeneidad del subsuelo, se elaboran varios perfiles correspondientes a distintas direcciones, pero siempre que sea posible, se tratará de lograr un perfil general del terreno; este proceso requiere de un gran conocimiento y experiencia.

**IMPORTANCIA:** Este proceso es importante porque llegara a ingeniero de suelos quien en base a la misma sacará sus conclusiones, hará los cálculos necesarios y emitirá las recomendaciones finales.

### **Evaluación inicial de los resultados.**

Una vez obtenido el perfil litográfico probable del subsuelo, el ingeniero geotécnico hace una evaluación inicial de los resultados. Esta revisión tiene una doble finalidad: La primera es verificar que no haya inconsistencia alguna entre los resultados obtenidos en el campo, aquellos reportados por el laboratorio y los determinados mediante el procesamiento electrónico de datos. La segunda es la de ver si hay necesidad o no de ejecutar otros ensayos.

Las inconsistencias en los resultados pueden señalar un reporte defectuoso de datos, negligencia de la persona que ejecutó el trabajo, errores en la entrada de datos en el computador, etc. El ingeniero de suelos, único responsable de lo que se reporte y recomiende en el informe final, se basa en el trabajo realizado por muchas personas. En consecuencia, sus empleados deben ser competentes y de su entera confianza, pero siempre debe establecer un procedimiento de supervisión que le permite hacer una revisión detallada de los resultados en que basará sus estimaciones y recomendaciones finales. La responsabilidad del ingeniero de suelo es muy grande, el material con que trabaja muy errático y difícil de control y los resultados y mediciones

se basa en una pequeña muestra del mismo, por lo que siempre existe un grado de incertidumbre asociado con sus estimaciones y recomendaciones.

Cuando el ingeniero termina de hacer revisión, procede a evaluar los resultados obtenidos y en este momento decide si hay necesidad de ejecutar lo que denominaremos ENSAYOS ESPECIALES.

### **Ensayos especiales.**

Los ensayos especiales se ejecutan con el fin de precisar el valor de algunos parámetros físicos, en las correspondientes a estratos de suelos de particular importancia en el problema, que se realizarán en las estimaciones de la capacidad de soporte y asentamiento del terreno. Los ensayos especiales más comunes son:

- ✓ Ensayos de Consolidación Unidimensional.
- ✓ Ensayo de Corte Directo.
- ✓ Ensayo de Compresión no Confinada.
- ✓ Ensayo de Corte Triaxial.
- ✓ Ensayo de Expansión
- ✓ Pin Hole Test (diversidad de los suelos).
- ✓ Contenido de Material Orgánico.

De establecer la necesidad de realizar ensayos especiales, el ingeniero deberá notificar al usuario del servicio ya que esto causa modificación del presupuesto preliminar y de un presupuesto definitivo, es unas características muy particulares de todo estudio geotécnico y constituye un argumento más para rechazar las licitaciones del servicio.

La obtención de las muestras necesaria para los ensayos antes señalados requiere la utilización de muestreadores especiales los cuales se describen en el anexo.

### **Elaboración del informe geotécnico.**

Cuando el ingeniero de suelos considera que tiene información suficiente para hacer sus conclusiones y estimaciones y así poder emitir las recomendaciones finales, procede a la elaboración del informe geotécnico.

En los estudios de evaluación geotécnica, el informe debe resumirse en un plano geotécnico que puede ser dibujado a una escala de 1:20.000 para el nivel general o preliminar y 1:5.000 o 1:1000 para el nivel de detalle. Este plano debe ser elaborado de acuerdo con los factores previamente se haya establecido entre los objetivos del trabajo.

Entre los mismos se encuentran:

Topografía.

Condiciones para el drenaje.

Nivel freático y aguas emparchadas o de infiltración.

Capacidad portante del terreno.

Deformabilidad o asentamientos que puedan generarse.

Morfología y relieve. Pendientes.

Estabilidad de Taludes.

Existencia de materiales aprovechables para la construcción (suelos y rocas).

### **Estudios geotécnicos para edificaciones.**

Los estudios geotécnicos para definición del sistema de apoyo de una construcción civil, deber ser más precisos y explícitos para lograr un nivel de definición suficiente, como para permitir el diseño de los elementos estructurales que transmitirán las cargas al subsuelo.

**Contenido de los informes geotécnicos. (esta información se presenta en forma indicativa, no limitativa).**

Introducción:

Se indicará la ubicación del terreno, sus características generales, el tipo de estructura a construir y sus características geométricas, cargas que genera a nivel de fundación y cualquier otra información significativa, pero a nivel general, de los elementos interactuantes, es decir; estructura y terreno.

Objetivos

Se describirán de forma clara y precisa los objetivos del trabajo. Se indicarán los objetivos generales y los particulares o específicos.

Antecedentes e información previa

Se reunirá toda la información previa que pudo obtenerse de manera ordenada y explícita. Los aspectos que deben incluirse son todos los que tengan relevancia con el estudio desarrollado.

Metodología empleada o trabajos realizados

Se enumeran los trabajos realizados y técnicas empleadas para el logro de los objetivos propuestos, incluyendo las características de los equipos y muestradores, normas utilizados en los ensayos, y cualquier otra información de interés.

Resultados.

Se presentaran los resultados obtenidos en forma objetiva, sin establecer ningún tipo de conclusión. Se indicarán el valor de los parámetros geotécnicos de los estratos de suelos determinados en las pruebas realizadas in situ y ensayos del laboratorio. Se presentarán los registro de perforación y /o calicatas y el perfil o perfiles litográficos probables derivados de estos registros.

En párrafo aparte, se reportarán toda la información referente al agua subterránea (nivel freático, agua emparchada, agua de infiltración, etc.).

#### Análisis

Se hará un análisis exhaustivo de los resultados y se presentara el perfil litográfico probable del suelo, simplificado para efectos de diseño, junto al valor de los parámetros geotécnicos necesarios. Se comentará acerca de las condiciones particulares de los estratos de los suelos de significación geotécnica y sus características favorables o no favorables.

#### Conclusiones

Las conclusiones deben estar relacionadas al análisis realizado previamente y debe especificar en forma clara el resultado de la investigación realizada. Se debe concluir además de los parámetros geotécnicos la o las alternativas de fundación.

Las conclusiones deben estar directamente relacionadas con el objetivo del estudio.

#### Recomendaciones

Se emitirán las recomendaciones referentes al sistema o sistemas de fundación más adecuados, tanto a las características de la superestructura, como a las del subsuelo que le servirá de apoyo. Se suministrará la información necesaria para proceder con su diseño, la cual incluye:

- ✓ Asentamientos esperados.
- ✓ Capacidad portante admisible.
- ✓ Coeficiente de balasto.de trabajo de la cimentación.
- ✓ Sistemas de drenajes.
- ✓ Profundidad de desplante o profundidad de la fundación.
- ✓ Presiones de trabajos de cimentación.

- ✓ Apoyo de la losa de piso.
- ✓ Cualquier otra indicación de interés para el proyecto y construcción del sistema de apoyo. Además entre las recomendaciones, siempre que sea posible debe señalarse: La facilidad o dificultad de excavación del terreno, los problemas de inestabilidad detectadas, la agresividad del terreno y del agua freática, problemas eventuales de interacción con edificaciones cercanas, etc.

#### Anexos

Debe iniciarse con un plano de situación y ubicación del sitio del estudio, indicando con coordenadas o distancias de referencias, la ubicación de los ensayos de campo realizados,

Los registros de perforación, los cuales deben contener de forma precisa y resumida los resultados de los ensayos realizados en campo y en laboratorio. Cada sitio deberá contar con su respectiva planilla de registro. En el anexo se presenta una planilla de registro para ensayos SPT.

Planilla de cada uno de los ensayos de laboratorio.

Cálculos realizados indicando los métodos y la justificación de su uso.

Topografía correspondiente al terreno.

Planos.

Memoria fotográfica.

Catálogos, gráficos y tablas.

#### Bibliografía

Información detallada de todas las publicaciones y páginas web utilizadas en la elaboración del informe.

### **Diseño estructural de los elementos interactuantes con el suelo.**

Una vez definido el perfil litográfico probable del suelo y estimado valor de los parámetros físicos de los distintos suelos, el ingeniero geotécnico deberá establecer las diferentes alternativas de los distintos suelos, sin embargo, para esto tiene que conocer, aunque sea de manera aproximada, la magnitud y distribución de las cargas, es decir; debe existir una transferencia precisa de información entre el ingeniero estructural y el ingeniero de los suelos.

En este momento es común que se presente dos situaciones diferentes:

Que no exista tal información ya que la obra está a nivel del proyecto. En este caso, el ingeniero de suelos se limitará a reportar las ventajas e inconvenientes que presenten las diferentes alternativas de una manera cualitativa. El término diferentes alternativa se refiere a:

Fundaciones superficiales

Fundaciones profundas

Pilas.

Que exista la información acerca de la magnitud y distribución de las cargas que la superestructura producirá sobre el terreno. En este caso, el ingeniero de suelos puede definir con mayor precisión la zona del subsuelo que será sometida a esfuerzos de magnitud significativa y por tal razón estará en capacidad de hacer un análisis cuantitativo del ingeniero de suelos comprende fundamentalmente, la capacidad portante admisible y las deformaciones que se producirán, en el terreno.

### **Instrumentación y control. Solución de situaciones imprevista.**

Un aspecto importante de la metodología geotécnica es la referente a la instrumentación y control de las obras de ingeniería. En otras palabras, se deben colocar instrumentos y hacer mediciones tanto durante el proceso constructivo, como a lo largo de la vida útil de la estructura, para conocer su verdadero comportamiento, garantizar la ejecución segura de la obra y también verificar si las estimaciones hechas por el ingeniero geotécnico se corresponden con las ocurridas realmente.

Con esta información se gana experiencia que ayuda a mejorar las técnicas de diseño y cálculo y así aumentar la precisión de futuras estimaciones.

Equipos y técnicas utilizadas:

Inclinómetros

Extensómetros

Placas de asentamiento

Medidores de presión

Piezómetros

Acelerógrafos.

Sismógrafos.

Control topográfico.

### **Limitaciones geotécnicas para la ejecución de proyectos.**

- ✓ El suelo es uno de los materiales más variables y difíciles de comprender y modelar ya que es parte de la naturaleza y esta es impredecible.
- ✓ El suelo tiene una relación esfuerzo-deformación muy compleja.
- ✓ El suelo posee propiedades que varía significativamente con el sitio de ubicación y con la historia previa de esfuerzos que ha experimentado. Además, cambian con el tiempo, con las condiciones ambientales, con el nivel de los esfuerzos que es sometido, etc.
- ✓ Cuando se explora un nuevo lugar, las condiciones del subsuelo generalmente son diferentes, lo cual representa un nuevo reto para el ingeniero. Además, solo se obtiene datos sobre una fracción reducida del terreno.
- ✓ El énfasis se pone en ensayos tanto en el campo, como en el laboratorio y en el control posterior de la obra.
- ✓ Dado el carácter probabilístico implícito en los estudios geotécnicos, es fundamental consultarlo en caso de alguna incongruencia o inconsistencia que se encuentre posteriormente en sitio.

## **CAPITULO V**

### **CONCLUSIONES**

Los procesos de ejecución de ensayos cumplen la función de caracterizar, clasificar, definir al suelo, entre otros aspectos. Teniendo en consideración las condiciones a las cuales pudiera estar sometido el mismo, donde la experiencia y conocimiento forman los criterios dentro del análisis de los resultados, con la intención de descubrir el grado de aceptabilidad del suelo para las solicitaciones estimadas.

De esta manera los objetivos de la asignatura de Mecánica de Suelos, son los que conformaron la idea planteada de una Metodología para la Ejecución de Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos para la Escuela de Ingeniería Civil; el cual servirá como instrumento fundamental, tanto para el estudiante de la asignatura de Mecánica de Suelos, como para los Trabajos Especiales de Grados, relacionados con la línea de investigación metodológica.

Este trabajo se elaboró a través de una revisión bibliográfica del tema de laboratorio de Mecánica de Suelos, que en conjunto con las normas internacionales, aplicables para el protocolo de cada ensayo, permitió estructurar los procedimientos de los mismos.

## RECOMENDACIONES

Plantear la revisión y actualización de las Normas Venezolanas COVENIN, relacionadas con el Estudio de la Mecánica de Suelos.

Sugerir la adición del ensayo de Permeabilidad del suelo como parte de las metodologías de ejecución de ensayos de laboratorio.

Proponer a consideración y aprobación del jurado, escribir y editar "**Metodología para la Ejecución de Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos para la Escuela de Ingeniería Civil**".

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM Standard D2488. **Practice for Description and Identification of Soils (Visual Manual Procedure).**

ASTM Standard D4318. **Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.**

ASTM Standard D427. **Test Method for Shrinkage Factors of Soils.**

ASTM Standard D422. **Method for Particle-Size Analysis of Soils.**

ASTM Standard D698. **Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of soil Using Standard Effort (12400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600KNm/m<sup>3</sup>)).**

ASTM Standard D1557. **Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56000 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (2700KNm/m<sup>3</sup>)).**

ASTM Standard D1556. **Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by the Sand-Cone Method.**

ASTM Standard D2167. **Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by the Rubber Balloon Method.**

ASTM Standard D2922. **Test Methods for Density of Soil and Soil-Aggregate in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth).**

ASTM Standard D854. **Test Method for Specific Gravity of Soils.**

ASTM Standard D2435. **Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils.**

ASTM Standard D3080. **Method for Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions.**

ASTM Standard D2166. **Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil.**

ASTM Standard D2850. **Test Method for Unconsolidated, Undrained Compressive Strength of Cohesive Soils in Triaxial Compression.**

ASTM Standard D4767. **Test Method for Consolidated, Undrained Triaxial Compressive Test on Cohesive Soils.**

BOWLES J. (1990). **Foundation Analysis and Design.** Mc Grawhill

CARRILLO P, Pedro y PÉREZ G., Gustavo. (1981). **Ingeniería de Fundaciones.** UCAB

DAS BRAJA., M. (1999).**Principios de Ingeniería de Fundaciones.** International Thomson Editores, S.A .Cuarta Edición

INGEROCA. (1987).**Una Metodología para la Investigación Geotécnica**

RAMÍREZ O., Oscar. (1999). **Información Básica para la Ejecución de Proyectos de Edificaciones**

SOILTEST-ELE. **Catalogo de Ensayos de Materiales.**

VERBAL H., Fernando. (1987). **Revista de Ingeniería de Construcción N°3. Edición Agosto 1987**

LEONI, Augusto J. (1987). **Geotecnia I. Guía Práctica para el seguimiento de las clases teóricas de “Consolidación de Suelos”.** Disponible: <http://www.inq.unlp.edu.ar/constr/q1/Capitulo%205%20Consolidacion%20de%20suelos.pdf>

ESPARZA, Carmen. (2009). **Proctor Estándar AASHTO T99-01 ASTM D698.** Disponible: <http://www.slideshare.net/UCGcertificacionvial/proctor-estndar-t-180-02?unverified-email=ocramrojas@gmail.com>