



## **RESUMEN**

El estudio del comportamiento de los Suelos No Saturados, ha sido objeto de numerosos trabajos de investigación en las últimas décadas debido a las dificultades para la aplicación de la Mecánica de Suelos tradicional a los problemas geotécnicos, que se plantean en este tipo de material. Un tipo particular son los suelos expansivos. A pesar de los trabajos publicados sobre este tema, aún falta información sobre diversos aspectos de estos materiales que pueda contribuir a un mejor entendimiento del comportamiento que presentan los suelos expansivos frente a cambios de esfuerzos y de succión.

En el presente trabajo se presenta un resumen, de la recopilación de diversos trabajos realizados, de la geología regional y local, luego se ilustra una recopilación de los aspectos principales sobre el comportamiento de los Suelos no Saturados, para entrar luego a describir los ensayos de laboratorio que se realizan para determinar la presión de expansión en estos suelos.

Los objetivos principales de este trabajo se centran en determinar cuál de las expresiones existentes mundialmente, representa de mejor manera la presión de expansión de los suelos de la Formación Loyola que aflora en el sector de Challuabamba. Y en función de los resultados obtenidos dar recomendaciones para la construcción de cimentaciones en este sector.

### **PALABRAS CLAVES:**

SUELOS NO SATURADOS  
SUELOS EXPANSIVOS  
EXPANSIVIDAD EN SUELOS  
PRESION DE EXPANSION  
POTENCIAL DE EXPANSION





1.2.3.2.3 Tipo y origen de los suelos expansivos -----	49
1.2.3.2.4 Proceso de expansión -----	50
1.2.4 Identificación de suelos expansivos -----	51
1.2.5 Tareas de investigación -----	55
1.2.6 Metodología. -----	57
1.2.6.1 Identificación del problema -----	57
1.2.6.2 Estimación del potencial de expansión. -----	58
1.2.6.2.1 Otros métodos -----	68
1.2.6.3 Estimación de los cambios previsibles de humedad-----	69
1.2.6.4 Consideraciones generales acerca de cimentaciones en suelos expansivos-----	70
<b>1.3.- DAÑOS EN ESTRUCTURAS POR SUELOS EXPANSIVOS</b> ----	<b>71</b>
1.3.1 Introducción-----	71
1.3.2 Daños en la estructura losas y paredes -----	72
<b>1.4.- RECOMENDACIONES DE CIMENTACIONES</b> -----	<b>76</b>
1.4.1 Introducción -----	76
1.4.2 Acción sobre la estructura y sistema de cimentación-----	77
1.4.2.1 Cimentaciones superficiales en suelos expansivos -----	77
1.4.2.2 Zapatas Corridas. -----	78
1.4.2.3 Zapatas aisladas -----	79
1.4.2.4 Losas de cimentación -----	80
1.4.3 Acción sobre el suelo -----	82
1.4.3.1 Pre-humectación del Suelo -----	82
1.4.3.2 Reducción de la densidad del suelo. -----	83
1.4.3.3 Sustitución del suelo expansivo -----	85
1.4.3.4 Modificación de propiedades expansivas del suelo. -----	87
1.4.3.5 Aislación del suelo de variaciones de humedad -----	88
<b>CAPÍTULO 2 ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO</b> -----	<b>90</b>
2.1 Introducción -----	90
2.2 Ensayos de campo -----	90
2.2.1 Calicatas a cielo abierto. -----	90
2.3 Ensayos de laboratorio -----	96
2.3.1 Preparación de las muestras -----	96
2.3.2 Humedad -----	97
2.3.2.1 Descripción de la prueba de humedad. -	98
2.3.3 Granulometría de los suelos. -----	99
2.3.3.1.-Descripción de la prueba de granulometría. -----	102
2.3.4.- Gravedad específica de los suelos. -----	104







## LISTA DE PLANOS, FIGURAS, FOTOS Y TABLAS

### LISTA DE PLANOS

Pág.

Plano N° 1.1: Plano Geológico de Cuenca-----	6
Plano N° 3.1: Plano de la Urbanización Colinas de Challuabamba -----	104

### LISTA DE FIGURAS

Pág.

Figura 1.1: Estratigrafía del área de Cuenca -----	17
Figura 1.2: Componentes principales de cada una de las fases de un suelo no saturado -----	38
Figura 1.3: Estructura de un suelo no saturado -----	41
Figura 1.4: Estructura del suelo -----	43
Figura 1.5: Hinchamiento y colapso para un mismo suelo-----	45
Figura 1.6: Equipo Lambe (1960) -----	54
Figura 1.7: Actividad de la arcilla Skempton (1953) -----	60
Figura 1.8: Actividad de la arcilla Seed, Woodward, and Lundgren (1964) -----	61
Figura 1.9: Gradiente mineral Ing. Luis Marín Nieto-----	62
Figura 1.10: Potencial de hinchamiento en función de la actividad de las arcillas (Seed et al, 1962). -----	64
Figura 1.11: Definición de la capa activa de un suelo en Sudáfrica. -----	69
Figura 1.12: Fisuras típicas en paredes por suelos expansivos -----	72
Figura 1.13: Expansión secundaria-----	72
Figura 1.14: Factores a tomar en cuenta para el diseño sobre un suelo expansivo -----	73
Figura 1.15: Empuje de la zapada de adentro hacia afuera.-----	76
Figura 1.16: Zapata cimentada bajo la capa activa.-----	78
Figura 1.17: Vigas apoyadas sobre bloques. -----	80
Figura 1.18: Hinchamiento en procesos de compactación al inundar tras secar al aire (Holtz, 1959). -----	84
Figura 1.19: Reemplazo del material expansivo -----	85
Figura 2.1: Esquema de cómo se reparte una muestra en laboratorio -----	96
Figura 2.2: Clasificación de suelos por la AASHTO. -----	101
Figura 2.3: Gráfica de los estados de un suelo en función de los límites de Atterberg. -----	107
Figura 2.4: Cálculo del límite líquido en función del número de golpes en la cuchara de Casagrande. -----	108
Figura 2.5: Agrietamiento en el rollo formado. -----	109
Figura 3.1: Ubicación de las propiedades índice de las muestras.-----	112
Figura 3.2: Humedades naturales de las muestras de la agrupación N°1. -----	114
Figura 3.3: Humedades naturales de las muestras de la	



	agrupación N°2. -----	115
Figura 3.4:	Humedades naturales de las muestras de la agrupación N°3. -----	116
Figura 3.5:	Criterio de mineral predominante de la arcilla según Marín Nieto. -----	117
Figura 3.6:	Valore de actividad vs % partículas menores a 0.002mm. -----	123

**LISTA FOTOS**

**Pág.**

Foto 1.1:	Deslizamiento en la zona de Gapal-----	27
Foto 1.2:	Formación Loyola. Autopista Cuenca-Azogues-----	28
Foto 1.3:	Identificación visual de suelos expansivos -----	56
Foto 1.4:	Identificación visual de suelos expansivos -----	56
Foto 1.5:	Levantamiento de la vereda por efecto de expansión del suelo-----	74
Foto 1.6:	Fisuras en una losa de garaje por un drenaje pobre -----	75
Foto 1.7:	Losa nervada asentada en suelo expansivo.-----	82
Foto 1.8:	Saturación del suelo expansivo-----	83
Foto 1.9:	Barreras horizontales y verticales contra la humectación del suelo.-----	89
Foto 2.1:	Perforación Manual, profundidad 3,50m-----	91
Foto 2.2:	Pozo de muestras gruesas -----	92
Foto 2.3:	Pozo de muestras finas-----	92
Foto 2.4:	Grietas por contracción del material arcilloso -----	92
Foto 2.5:	Muestras alteradas-----	94
Foto 2.6:	Muestra inalterada para ensayo de expansión Libre y presión de expansión -----	95
Foto 2.7:	Muestra llegada de campo -----	97
Foto 2.8:	Muestra con los grumos desmoronadas-----	97
Foto 2.9:	Peso de muestra de suelo húmedo-----	98
Foto 2.10:	Juego de tamices -----	102
Foto 2.11:	Gráfica de vacío aplicado a muestras para determinar Gs -----	106
Foto 2.12:	Gráfica del ensayo del límite líquido, cuchara de Casagrande-----	108
Foto 2.13:	Gráfica del procedimiento para determinar el volumen de las pastillas con mercurio -----	110
Foto 3.1:	Corte realizado para la construcción de una vivienda. -----	113
Fotos 3.2:	Colocación de la muestra en el consolidómetro-----	121
Foto 3.3:	Contracción muestra # 7 a los costados del anillo. -----	123
Foto 3.4:	Muestra # 7 perfilada para colocarla en el molde de 2" -----	123
Foto 3.5:	Montaje del consolidómetro en el equipo Marshall-----	124
Foto 4.1:	Zapatillas cimentadas bajo la capa activa -----	125



Foto 4.2: Losa Estructural con nova losa en su parte superior----- 126

**LISTA DE TABLAS**

**Pág.**

Tabla 1.1: Propiedades de los minerales arcillosos expansivos (Lambe, 1959)-----62

Tabla 1.2: Método de Holtz y Gibbs, función del índice de plasticidad. (1954)-----62

Tabla 1.3: Método de Holtz y Gibbs, función del límite de contracción. (1954)-----63

Tabla 1.4: Método de Holtz y Gibbs, función del contenido de coloides, índice plástico y límite de contracción -----63

Tabla 1.5: Método de Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973) -----85

Tabla 1.6: Decremento potencial de hinchamiento con un decremento de la densidad seca -----86

Tabla 1.7: Recomendación Federal Highway Administration, para el material de reemplazo-----78

Tabla 3.1: Método de Holtz y Gibbs, función del índice de plasticidad ----- 118

Tabla 3.2: Método de Holtz y Gibbs, función del límite de contracción. ----- 118

Tabla 3.3: Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973) ----- 119

Tabla 3.4: Humedades iniciales y finales de las 7 muestras ----- 122

Tabla 3.5: Resumen de resultados obtenidos, muestras de la N°1 a la N°7 en el consolidómetro ----- 124

Tabla 3.6: Resultados del ensayo en consolidómetro y Marshall.----- 125

Tabla 3.7: Resumen de resultados de las ecuaciones: 1)Komormk y David 2)Nayak y Christensen 3)Vijayvergiya y Ghazzaly 4)O'Neill y Ghazzaly ----- 127

Tabla 3.8: Cuadro comparativo de error en % con respecto a la presión de expansión ecuaciones: 1)Komormk y David, 2)Nayak y Christensen ----- 128

Tabla 3.9: Cuadro comparativo de error en % con respecto al % de expansión ecuaciones: 2)Nayak y Christensen 3)Vijayvergiya y Ghazzaly 4)O'Neill y Ghazzaly ----- 128

Tabla 3.10: % de expansión ordenados de menor a mayor con resultados de presión de expansión ----- 129

Tabla 3.11: Valores de actividad según Seed y Skemton ordenados de menor a mayor.----- 129



Yo, **PABLO ESTEBAN VELEZ DAVILA**, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de **MASTER EN GEOLOGIA APLICADA Y GEOTECNIA**. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

**PABLO ESTEBAN VELEZ DAVILA**, certifica que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**  
*Fundada en 1867*

**Facultad de Ingeniería**

*Maestría en Geología Aplicada y Geotecnia*

**COMPROBACIÓN DE LAS CORRELACIONES DE  
LA PRESIÓN DE EXPANSIÓN CON LAS  
PROPIEDADES ÍNDICES EN SUELOS DEL  
SECTOR CHALLUABAMBA, CUENCA,  
RECOMENDACIONES PARA LA CONTRUCCION  
DE CIMENTACIONES.**

*Director:*                      *Proyecto de graduación previo a  
la obtención del grado de*  
*Ing. Rolando Armas Novoa, MSc*                      *Magíster en Geología Aplicada y  
Geotecnia*

*Autor:*  
*Ing. Pablo E. Vélez Dávila.*

*Cuenca, Ecuador  
Enero 2012*



## INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

### Introducción

Antes de entrar a los aspectos concretos del estudio a realizar, es conveniente precisar algunos aspectos que servirán para una mejor comprensión del problema.

*“La Mecánica de Suelos se desarrolló inicialmente para estudiar los suelos saturados. Los estudios de estos suelos han sido abundantes, principalmente en los países desarrollados y de clima húmedo que han ofrecido grandes aportaciones al conocimiento de su comportamiento” \**. Sin embargo, gran parte de las formaciones geológicas, así como de las estructuras de tierra construidas por el hombre, están constituidas por materiales no saturados, existiendo incluso zonas en las que la condición de saturación no es ni siquiera previsible. Los suelos llamados problemáticos, tales como los suelos residuales, los suelos colapsables y los suelos expansivos, son ejemplos de materiales potencialmente no saturados. Estos suelos están sujetos a cambios de humedad de origen natural (variaciones climáticas) o artificial (actividad humana), que causan importantes modificaciones en su capacidad portante (resistencia y deformabilidad). Por ello, es preciso comprender el comportamiento geotécnico de los suelos naturales no saturados, a fin de poder predecir, prevenir o minimizar accidentes naturales (inestabilidad de taludes, proceso de erosión y asentamientos).

*“El problema de los suelos expansivos no aparece en la literatura técnica hasta el Primer Congreso Internacional de Mecánica del Suelo, que tiene lugar en Harvard (Massachussets) en 1936. Se describen movimientos verticales y horizontales que se asocian correctamente a cambios en la humedad del suelo, mismo que es mayor para presiones bajas.” \*\**



Puede afirmarse que todos los suelos arcillosos experimentan variaciones de volumen según el grado de humedad, en función de la tensión capilar y la presión total. Estas variaciones serán más importantes cuanto mayor sea la porción de partículas de tamaño inferior a 2 micras, y también cuanto más activo sea el componente mineralógico de la montmorillonita.

La descripción constitutiva del comportamiento de los suelos expansivos se enmarca dentro de la Mecánica de los Suelos no Saturados. Para describir el comportamiento de cambio volumétrico de los suelos en su estado no saturado, es necesario identificar primero cuáles son las variables fundamentales que explican este comportamiento. Los primeros intentos realizados para describir este comportamiento, se orientaron hacia la búsqueda de una ley de tensiones efectivas equivalente a la propuesta por Terzaghi para los suelos saturados.

Para un mejor entendimiento de los objetivos de la investigación es conveniente introducir dos definiciones:

**Presión de expansión:** Por definición, la presión de expansión es la requerida para mantener el volumen inicial del espécimen del suelo que es sometido a un incremento de humedad; en otras palabras ésta es definida como la carga necesaria en la cual la relación de vacíos permanece constante.

**Expansión libre:** Es el porcentaje de expansión que sufre una muestra en estado natural, luego que es sometida a saturación, determinado en el consolidómetro.

## **Objetivo de la Investigación**

### **Objetivo General**

Aplicar las expresiones que relacionan la presión de expansión con las propiedades índices, existentes mundialmente, a los suelos del sector



Challuabamba, Cuenca, donde aflora la formación Loyola, a fin de seleccionar la que mejor se adapta a éstos suelos y hacer recomendaciones al diseño y construcción de cimentaciones en este tipo de suelos expansivos.

### **Objetivos Específicos.**

- 1.- Conocer la presión de expansión de los suelos del sector de Challuabamba, pertenecientes a la formación Loyola.
- 2.- Seleccionar a cuál de las expresiones internacionales que relacionan la presión de expansión con las propiedades índices, responden los suelos del sector de Challuabamba, pertenecientes a la formación Loyola.
- 3.- En función de las propiedades índices de los suelos del sector de Challuabamba, hacer recomendaciones para la construcción de cimentaciones en este sector.

### **Hipótesis.**

Partiendo de las propiedades índices; límite líquido, índice de plasticidad y humedad natural (propiedades físicas) de los suelos del sector Challuabamba, se define la presión de expansión a tener en cuenta en el diseño y construcción de cimentaciones, en forma más simple y económica.





## **CAPITULO 1**

### **ESTADO DEL ARTE**

#### **1.1- GEOLOGIA Y GEOTECNIA**

##### **1.1.1 Introducción**

El Ecuador, por su situación geográfica y geológica, está expuesto a varios fenómenos naturales que se vuelven destructivos en las actividades de desarrollo y en especial en la planificación y utilización adecuada del territorio, respetando a la naturaleza y a sus fenómenos.

La provincia del Azuay, geológicamente se caracteriza por lo siguiente:

- En ella se puede encontrar todas las formaciones en una serie casi ininterrumpida, que va desde el paleozoico hasta las formaciones contemporáneas.
- Las formaciones más extendidas corresponden a los pisos superiores del Terciario y a todo el Cuaternario.
- El volcanismo ha desaparecido hace mucho tiempo desde el punto de vista histórico; sin embargo, algunas formaciones geológicas son frágiles o incompetentes, favoreciendo la inestabilidad.
- Como manifestación volcánica debe también considerarse la actividad intrusiva, especialmente activa durante el Terciario y principios del Cuaternario.
- En el Austro se puede seguir, paso a paso, la historia de las glaciaciones, pues sus huellas son muy recientes y claras.



- El Austro ecuatoriano y en particular la cuenca del río Paute, tiene como uno de sus mayores peligros naturales los terrenos inestables; así lo demostró el desastre de “La Josefina”. Por un lado se omitió los estudios y advertencias existentes, sobre las condiciones geológicas adversas, y por otro se permitió la explotación minera antitécnica del macizo inestable.

### **1.1.2 Zona de estudio**

Para la selección de las zonas a ser investigadas se consideró los estudios realizados por el proyecto PREVENCIÓN CUENCA PAUTE (proyecto PRECUPA) y por el Ing. Guillermo Vélez, tomándose como límites para el estudio: al norte Sidcay, al sur los sectores de Challuabamba, Monay, Baguanchi, Turi, al este por el Descanso, y al Oeste por los sectores de Narancay, Misicata y Racar.

Adicionalmente se tuvo en cuenta la cartográfica del Azuay a la escala 1:25.000. proporcionada por ETAPA. (*Ver Plano N° 1.1*)

#### **1.1.2.1 Geología regional \*\*\***

“La denominada cuenca de Cuenca, por su origen y formaciones sedimentarias, ha sido objeto de muchos estudios geológicos. En este campo la investigación permite nuevos conocimientos que enriquecen los datos precedentes. El presente punto da una visión rápida sobre la geología de la zona y datos de últimas investigaciones de otros autores.”

“A nivel nacional, luego de la colisión y acreción de terrenos exóticos en la margen Pacífica ecuatoriana, durante el Cretácico Tardío al Paleógeno (Feininger et al., 1980)<sup>(1)</sup>, tuvo lugar la reorganización de la placa Pacífica y el inicio de la subducción de la placa Nazca debajo del continente sudamericano. Al mismo tiempo, en los Andes meridionales del Ecuador, se producía la apertura de varias cuencas sedimentarias continentales, tales como las de Cuenca, Girón, Nabón, Loja, Malacatos y Zumba [Lebrat et al., 1985a<sup>(2)</sup>; Lavenu & Noblet, 1989<sup>(3)</sup>].”



“Últimas investigaciones sedimentológicas de la Politécnica de Zürich [Steinmann & Hungerbühler, 1996<sup>(4)</sup> y Winkler et al., 1998<sup>(5)</sup>], han permitido emitir nuevos criterios sobre la cronoestratigrafía de los Andes del Sur de Ecuador, en base a: dataciones de trazas de fisión en circones de cenizas volcánicas inmersas en los depósitos sedimentarios, datos tectónicos y fauna marino-salobre. Los autores indican que: “luego de un período de intensa actividad volcánica ignimbrítica, desde el Eoceno Tardío (Superior) hasta el Mioceno Temprano (Inferior), se desarrollaron en el Sur del Ecuador varias cuencas clásticas, alimentadas desde fuentes metamórficas y volcánicas, antiguas y contemporáneas”.”

“El desarrollo de las cuencas del Mioceno Mediano al Tardío tuvo lugar en dos etapas:”

- “La etapa costanera pacífica (15 - 9.5 Ma “millones de años”), durante la cual se formaron cuencas, en régimen de extensión con sentido E-W, en zona de antearco y sistemas deltaicos influenciados por grandes olas y mareas, que evolucionaron a lo largo de la costa pacífica. Las condiciones de lagunas salobres son sustentadas por facies, formación de evaporitas primarias, ostrácodos y otra fauna fósil.”
- “La etapa intermontana empezó alrededor de 9.5 Ma, con un fenómeno de inversión de cuenca debido a procesos compresivos en sentido E-W que deformaron a las series iniciales del relleno de cuencas. Los depósitos más jóvenes sobreyacen discordantemente a los anteriores, pero todavía muestran ligera deformación. Estos depósitos fueron formados en pequeños y distintos ambientes continentales (sedimentos fluviales, aluviales y lacustres), teniendo como fuente de aporte la creciente cordillera occidental.”



“Finalmente las formaciones y deformaciones anteriores son rellenadas por recubrimientos de depósitos volcánicos, principalmente eólicos (calcula. 6 - 5 Ma).”

“Dentro de las cuencas terciarias de la zona austral del Ecuador está la cuenca de Cuenca, con formaciones sedimentarias miocénicas. Esta cuenca aflora principalmente en el valle de Cuenca y en el valle del río Burgay, presenta una forma elongada N-NE, pudiendo apreciarse los principales rasgos tectónicos y estructurales en esta dirección.”

“Steinmann M. & Hungerbühler D., 1996<sup>(4)</sup> presentan una interpretación de la estratigrafía de la cuenca de Cuenca, como se ven en la siguiente *Figura 1.1*”

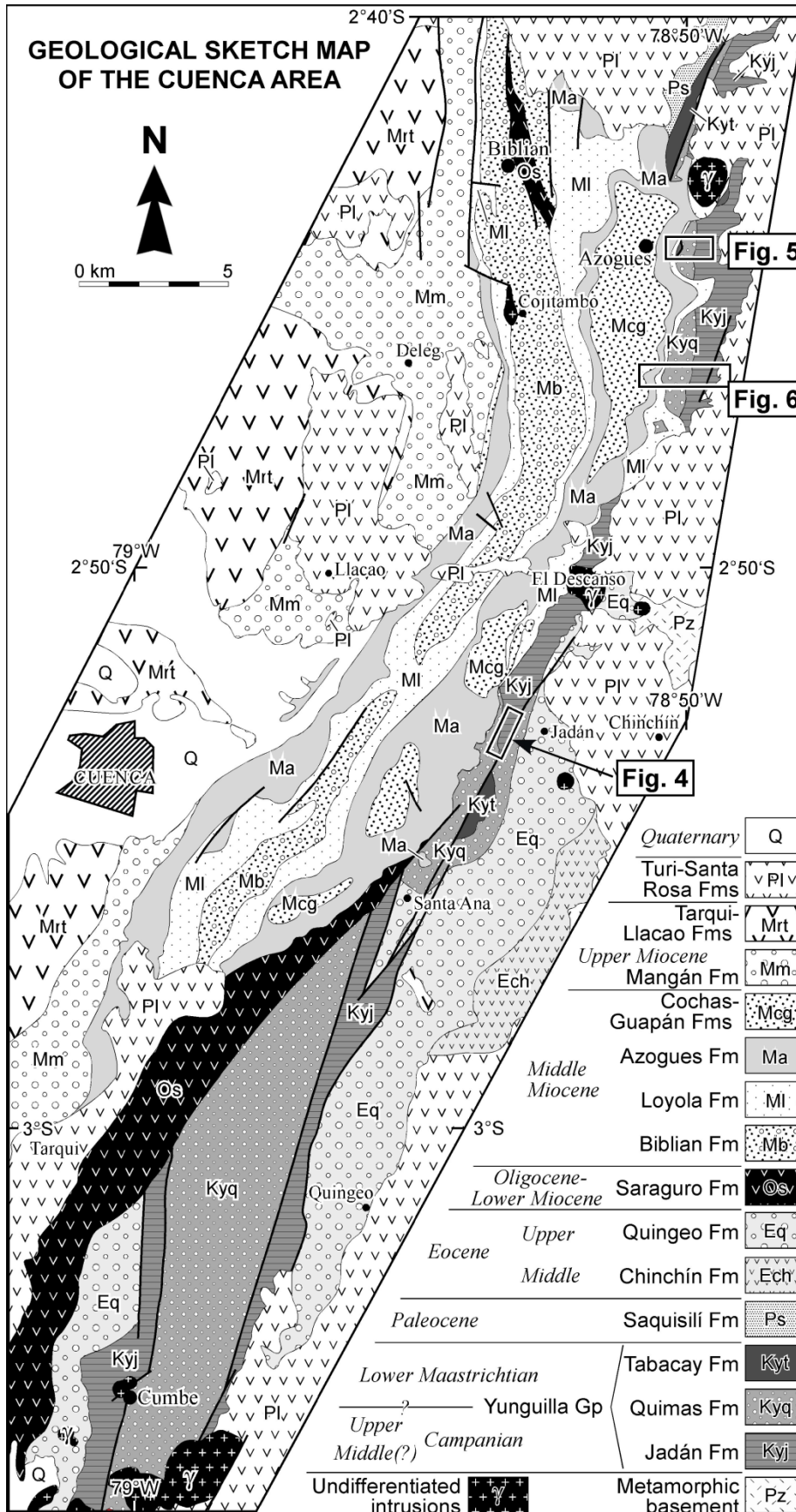


Figura 1.1. Estratigrafía de las formaciones de la cuenca de Cuenca, tomado de Steinmann M. & Hungerbühler D., 1996.



“Las formaciones más antiguas de la cuenca de Cuenca (Fm. Biblián y Fm. Loyola del Mioceno Medio) sobreyacen en discordancia a basamentos de: depósitos volcánicos intermedios-ácidos del Oligoceno Tardío al Mioceno Temprano (Fm. Saraguro) en los sectores N y W-central de la cuenca; series de turbiditas del Cretácico Tardío (Fm. Yunguilla) en el E-central y SW y a los volcánicos Cretácicos (Fm. Celica y Fm. Piñón) al Oeste. [Bristow et al., 1974<sup>(6)</sup>].”

“Adicionalmente a la cuenca de Cuenca, se describen en la zona de Santa Ana, a 10 Km. al E-SE de Cuenca una nueva cuenca, la de Quingeo, igualmente elongada N-NE (20x3 Km.), con depósitos de 1.200 m de sedimentos en un ambiente fluvial distal con grandes planicies aluviales y pocos conglomerados, agrupados en la Fm. Quingeo, de edad Eoceno hasta Oligoceno Temprano.”

“La cuenca de Cuenca presenta mayor potencia en el sector Oeste Central. Se suceden: la Fm. Biblián (Mioceno Medio), con depósitos de planicies de inundación fluvial; la Fm. Loyola (Mioceno Medio) con sedimentos finos de planicie costera e intrusiones marino-salobres y la Fm. Azogues y Guapán (Mioceno Medio Tardío), detrítica de ambiente dulce deltaico y aporte piroclástico significativo. Estas formaciones presentan deformaciones post-sedimentarias de hace 9-8 Ma, en un régimen de compresión E-W que inicia también el levantamiento de los Andes, al Sur de Ecuador. Dicha deformación se caracteriza por fallas de corrimiento kilométricas, inversas y plegamientos.”

“Finalmente, las formaciones sedimentarias de la cuenca fueron recubiertas discordantemente por depósitos volcánicos (Fm. Llaaco) del Mioceno Tardío al Plioceno Temprano, u otros depósitos volcánicos como la Fm. Tarqui (Bristow, 1973)<sup>(7)</sup> y Pisayambo (Kennerley, 1971)<sup>(8)</sup> hacia los bordes de la cuenca, formaciones aún no claramente definidas. Igualmente estos recubrimientos volcánicos han sido erosionados desde su depósito hasta nuestros días, permitiendo el afloramiento actual de las formaciones terciarias y los aportes cuaternarios que han recubierto



las zonas de inundación o pie de monte, con depósitos glaciares, coluviales, varias terrazas aluviales, arcillas varvadas y los últimos acarrees fluviales.”

### **1.1.2.2 Geología local**

#### **1.1.2.2.1 Fisiografía \*\*\***

“Bajo éste tema se trata de describir el proceso geológico, con referencia a los episodios de la Historia Geológica del Austro del último millón de años.”

“Las rocas sobre las cuales actuaron los agentes Geológicos son precretácicas, cretácicas y terciarias. Son rocas metamórficas, ígneas y sedimentarias. Los acontecimientos geológicos de mayor interés son:”

- Las glaciaciones pleistocénicas.
- La actividad volcánica intrusiva y extrusiva.
- La actividad postglacial de ríos, torrentes y aguas meteóricas.

#### **1.1.2.2.2 Geomorfología \*\*\***

“En la parte sur de Cuenca predominan grandes planicies entre los ríos Tomebamba y Yanuncay, dentro de los cuales están las terrazas glaciáricas y los depósitos aluviales; mas hacia el sur empiezan grandes pendientes, como son el caso del Carmen de Guzho, Turi y Gapal, en donde las formaciones que predominan son la Mangán y Turi; hacia la zona de Challuabamba, la Loyola y la Azogues, y hacia el sector del valle la formación Loyola. Hacia el centro de la ciudad encontramos las terrazas glaciáricas de la 1 a la 5, y hacia el norte de nuevo encontramos las formaciones Mangán, Turi, Loyola y Azogues.”

“Hacia el límite Norte del valle de Cuenca se encuentra una planicie (Pacchamama) que se eleva hasta 2.800 msnm, conformada por depósitos volcánicos de edad pliocénica-pleistocénica, los que habrían



cubierto el valle. Actualmente esta planicie es un relictos de grandes procesos erosivos y desprendimientos que explican el afloramiento de las formaciones sedimentarias terciarias de la cuenca de Cuenca. Estas formaciones, según su competencia y la ausencia de recubrimiento cuaternario, son susceptibles a erosión e inestabilidades. Así la morfología resultante es sinusoidal o con fuertes laderas de erosión, tal el caso de Paccha, la cuenca del Sidcay, del Déleg o la cuenca media del Burgay.”

“Los cursos de los ríos siguen en preferencia las estructuras dominantes hasta que desde la zona central del valle, el río Paute cambia de curso hacia el Este, cortando formaciones rocosas más antiguas en un estrecho cañón que va, desde la garganta del Tاهual (UTM 737000-9686100), pasa por el macizo del Tamuga (“La Josefina”) y va hasta el sector de Cahuashún. Luego se ensancha su curso, que a partir del río Santa Bárbara gira hacia el Norte.”

“Dentro de las cuencas terciarias de la zona austral del Ecuador está la cuenca de Cuenca, con formaciones sedimentarias miocénicas. Esta cuenca aflora principalmente en el valle de Cuenca. Distinguiéndose en la región las siguientes áreas con características morfológicas definidas:”

- De erosión glacial
- De acumulación glacial y fluvio – glacial
- De terrazas
- De actividad de aguas de escorrentía y barrancos
- De depósitos coluviales y derrumbes

#### **1.1.2.2.3 Áreas de erosión glacial \*\*\***

“Comprende: Caserío de Corpancho, las parroquias de Chiquintad, Sinincay, Sayausí, el Cuenca tenis y golf club, Oeste de San Joaquín y continúa por las laderas derechas del valle del río Yanuncay hacia el Sur.”





“La topografía es típicamente glacial. Además existen lagunas y pantanos numerosos.”

#### **1.1.2.2.4 Áreas de acumulación glacial y fluvio glacial \*\*\***

“Los productos de la erosión fueron transportados por glaciales y torrentes hasta el pie de la cordillera, donde formaron una meseta ondulada; por el Norte, en las Faldas del cerro Cabogana, está limitado por las cercanías de Chiquintad, donde existe una antigua morrena frontal, sigue la margen derecha del río Machángara, continúa por la colina de Cullca, mas o menos paralelamente a la Av. Abelardo J Andrade, dirigiéndose hacia la localidad de Racar. En el Area de Sayausí y Buenos Aires, la presencia de bloques erráticos y cantos menores dan fe de actividad glacial relativamente nueva.”

“En esta meseta se asientan las localidades de San Francisco de Tixán, Miraflores, El Carmen, Verdillo, Cebollar y Racar, entre otras.” (Ver Plano N° 1)

#### **1.1.2.2.5 Áreas de terrazas \*\*\***

Se dividen en dos tipos:

##### **a) Terrazas de piroclásticos**

“Se presentan a ambos lados del curso bajo del río Cuenca, formando las mesetas de Pachamama y la meseta de El Plateado.”

##### **b) Terrazas Fluviales**

“Se han formado por acción de los ríos del valle de Cuenca, sobre los depósitos de edad glacial. Estos ríos son: Machángara, Tomebamba, Yanuncay y Tarqui.”

“Por la edad de estas Terrazas tenemos: las más altas y más antiguas localizadas al Norte del río Tomebamba y las más bajas y más recientes



ubicadas entre el río Tomebamba y Tarqui, atravesada por el río Yanuncay, terraza (Qt<sub>5</sub>).” (Ver Plano N° 1)

“Tenemos los siguientes niveles de terrazas empezando desde la más alta:”

Nivel 1: que corresponde a la meseta de acumulación glacial.

Nivel 2: área comprendida entre la Av. de las Américas y la iglesia de Cristo Rey.

Nivel 3: entre Héroes de Verdeloma y calle Rafael María Arízaga

Nivel 4: Ocupado por el núcleo de la ciudad.

Nivel 5: Que corresponde a las terrazas bajas, siendo las más extensas.

#### **1.1.2.2.6 Áreas de depósitos coluviales y derrumbes \*\*\***

“Los depósitos coluviales ocupan las laderas y las faldas de los cerros; son notables los sectores de Gapal, Turi y Paccha.” (Ver plano N° 1)

“La zona del presente estudio se localiza en áreas de: terrazas Fluviales, áreas de derrumbes y depósitos coluviales y las formaciones: Turi, Mangán, Biblián, Loyola, Azogues.”

### **1.1.3 Caracterización geológico – geotécnica**

#### **1.1.3.1 Depósitos cuaternarios \*\*\***

“Es el período más importante desde el punto de vista de la ingeniería, ya que sus depósitos son los más inestables, se encuentran en un continuo período de cambio por los deslizamientos y fenómenos de erosión, relacionados con el ciclo geológico de las formaciones.”

##### **1.1.3.1.1 Depósitos coluviales (Q<sub>c</sub>) \*\*\***

###### ***Descripción geológica***

“Depósitos de ladera y de pie de talud con materiales que han sufrido poco transporte; son muy heterogéneos, dependiendo de la zona y el fenómeno inestable que les dio origen: deslizamientos, derrumbes,



flujos, etc. De manera general se componen de mezclas heterogéneas de bloques y fragmentos angulares y subangulares en matriz limo arcillosa.”

### ***Comportamiento geotécnico***

*“Condiciones geodinámicas.-* Los depósitos antiguos han sido modelados y suelen estar compactos. Sin embargo, ante la presencia de escorrentía facilitan la erosión y drenajes en forma de V, así como reactivaciones del terreno. Los depósitos recientes son zonas potencialmente inestables, sin sistema de drenaje conformado, susceptibles a la erosión hídrica, deslizamientos y flujos.”

*“Condiciones hidrogeológicas.-* En los depósitos antiguos la permeabilidad es de media a baja en función de la compacidad; los niveles freáticos pueden ser profundos o colgados. En los depósitos recientes la porosidad es de media a alta, pero su transmisibilidad variable. En los dos casos pueden existir zonas húmedas y mal drenadas.”

*“Trabajabilidad y posible uso del material.-* Escombros con poco fino pueden ser explotados, excavación fácil con maquinaria liviana y ocasional uso de explosivos. Atención a inestabilidad general del terreno, se requerirá de explotación técnica en zonas debidamente autorizadas. Material puede utilizarse en sub-base de vías. Las condiciones como terreno de fundación dependen de la estabilidad general y del contenido de suelos finos.”

*“Comportamiento en resumen.-* Depósitos de permeabilidad variable, desde friccionantes (permeables) a predominantemente cohesivos (impermeables). Depósitos antiguos, granulares compactos y en pendientes bajas, pueden ser aceptables para la construcción. Depósitos recientes son peligrosos.”



### 1.1.3.2 Formaciones y unidades del terciario

#### 1.1.3.2.1 Formación Turi (M<sub>TU</sub>) \*\*\*

**“Afloramientos:** La Fm. Turi se encuentra sobre todo en la hoja Déleg 1:25.000, junto a la Fm. Santa Rosa y Biblián, al NW de Pacchamama. Presenta unos afloramientos típicos en la carretera a Turi y otros importantes en las inmediaciones de Misicata (UTM 9678500 717000), en la hoja Sinincay 1:25.000.”

**“Litología:** Manifiesta una gran variación lateral de su litología, consiste de conglomerados de base, arenas, arcillas, tobas y brechas bien estratificadas. Según Erazo, (1957)<sup>(9)</sup> se ha encontrado madera fosilizada y un mamut. En la carretera a Turi, se observan conglomerados con aportes volcánicos y areniscas en estratos casi horizontales sobre capas sedimentarias deformadas.”

**“Espesor y tectónica:** A la Fm. Turi se le atribuye un espesor de 200 m. (Bristow, 1980)<sup>(10)</sup>, hace parte de la serie más joven de la cuenca sedimentaria de Cuenca, poco deformada, posterior a los depósitos más antiguos de la cuenca que sufrieron grandes deformaciones compresivas.”

**“Edad y génesis:** Recientes dataciones en cenizas intercaladas de la Fm. Turi indican una edad del Mioceno–Tardío. Por su litología, su génesis es de depósitos en un ambiente continental, con sistemas fluviales con grandes aportes y zonas de inundación.”

#### **Comportamiento geotécnico**

**“Condiciones geodinámicas.-** Son comunes las caídas de bloques en fuertes pendientes; pueden aportar con peso en la inestabilidad de estratos débiles más profundos de la formación Mangán, por ejemplo en el sector de Turi.”

**“Condiciones estructurales.-** Fisuración subvertical por desecación en arenisca y conglomerados.”

**“Condiciones hidrogeológicas-** Macizos poco permeables, con niveles freáticos profundos.”



“*Trabajabilidad y posible uso del material.*- Excavación de mediana dificultad con maquinaria. Buen material de relleno.”

“*Comportamiento geotécnico en resumen*- Macizo competente, propicia caída de bloques en fuertes pendientes.”

“*Susceptibilidad a terrenos inestables*- Baja. Atención preferencial a bloques sueltos y desprendimientos en cortes de vías. Además podrían involucrarse en deslizamientos con rotura en arcillas Mangán.”

#### 1.1.3.2.2 Formación Mangán (M<sub>M</sub>) \*\*\*

“**Afloramientos:** Aflora extensamente en la zona de estudio, desde el Sur de Pacchamama, cubiertos ahí por la Fm. Llacao, hacia el Norte, pasando por Déleg, hasta el NW de Biblián.”

“**Litología:** Secuencia de limolitas, lutitas y areniscas finogranulares en su parte inferior, todos de color claro; en su parte media se encuentran lutitas asociadas con vetas de carbón; en la parte superior aflora una arenisca tobácea gruesa café, que se hace conglomerática hacia arriba (Bristow, 1973)<sup>(7)</sup>.”

“**Espesor y tectónica:** A la Fm. Mangán propiamente dicha se le atribuye un espesor aproximado de 2.200 m., (Bristow, 1980)<sup>(10)</sup>. La Fm. Mangán es la más importante secuencia y la primera de la serie más joven de la cuenca sedimentaria de Cuenca, encontrándose en discordancia con los depósitos antiguos de la cuenca, como el caso del contacto con la Fm. Azogues que sufrió grandes deformaciones compresivas de hace 9-8 Ma; sin embargo, la Fm. Mangán fue aún afectada, mostrando ahora ligera deformación y fallamiento.”

“**Edad y génesis:** Recientemente dataciones de trazas de fisión indican para la Fm. Mangán una edad de inicio del Mioceno – Tardío. El Mismo Autor (Bristow, 1980)<sup>(10)</sup>, interpreta su génesis como depósitos continentales deltaicos, en sistema fluvial meandriforme distal, con planicies de inundación. Los geólogos del Institute of Geological Sciences (Bristow, 1973)<sup>(7)</sup> habían encontrado ostrácodos en la Fm. Mangán, que indicaría ingresiones marino salobres a comprobarse.”



### **Comportamiento geotécnico**

*“Condiciones geodinámicas.-* Erosión y movimientos del terreno especialmente al estar expuestas. La saturación de los materiales finos tiene especial importancia, más que la pendiente. La alternancia de estratos competentes e incompetentes favorece el desarrollo de superficies de debilidad.”

*“Condiciones hidrogeológicas.-* Material poroso pero de baja permeabilidad por su limitación en la transmisibilidad. Niveles freáticos poco profundos generan flujos paralelos sobre contactos duros y concrecionados, como el caso de areniscas calcáreas.”

*“Condiciones estructurales.-* Los materiales incompetentes se presentan fragmentados, con juntas abiertas, bordes blandos y rellenos de arcilla. Los materiales competentes con concreciones calcáreas son medianamente fracturados (10 cm a 1 m), presentando juntas cerradas a abiertas (<3mm) con bordes rugosos, oxidados y blandos. Existe variedad intermedia.”

*“Trabajabilidad y posible uso del material.* Fácil excavación con maquinaria pesada. Lutitas sensibles a la humedad, pueden usarse en rellenos, en mezclas con areniscas.”

*“Comportamiento geotécnico en resumen.-* En la Fm. Mangán de alternancia finogranular dura-blanda, predominan los estratos físis (ej. lutitas), en los cuales las condiciones de saturación disminuye la resistencia al corte hasta la rotura; roturas limitadas por los estratos competentes. Sin embargo, en zonas con predominio de materiales físis, todo el macizo puede estar involucrado en grandes zonas inestables cuando se desarrollan grandes presiones de poros.”

*“Susceptibilidad a terrenos inestables-* Alta. Una vez erosionada la cobertura volcánica afloran las formaciones de la cuenca de Cuenca, empezando grandes movimientos del terreno en los que contribuyó la Fm. Mangán por sus estratos incompetentes y la sobrecarga. Actualmente permanece la Fm. Mangán susceptible a movimientos del terreno, según las condiciones indicadas sobretodo la saturación de sus

materiales fisiles, susceptibilidad que es incrementada por la mala utilización y cortes inadecuados del terreno. (Ver Foto 1.1)”



**“Foto 1.1. Deslizamientos debidos a lutitas y limolitas de la Fm. Mangán, incompetentes especialmente al estar saturados. Zona no apta para construcciones. En primer plano se aprecia movimientos en la zona de Gapal.”**

#### **1.1.3.2.3 Formación Loyola (M<sub>L</sub>) \*\*\***

##### **Descripción geológica**

“Reconocida y definida por Shepard (1934)<sup>(11)</sup> con nombre de white shell (lutitas). Geólogos del programa de Naciones Unidas para el Desarrollo, por sus siglas en inglés, (UNDP) (1969)<sup>(12)</sup>, dan el nombre de Loyola.”

**“Afloramientos:** Principales en los flancos del anticlinal de Cuenca y en el flanco oriental del sinclinal de Gualaceo. Actualmente, con la apertura de la autopista Cuenca – Azogues, se tiene importantes afloramientos en el tramo medio entre el Descanso y Cuenca sector Challuabamba. (Ver Foto 1.2)”





Foto 1.2. Lutitas y limolitas de la Fm. Loyola, una de las formaciones más incompetentes, no aptas para la construcción. Autopista Cuenca Azogues.

**“Litología:** Formación sedimentaria clástica finogranular; consiste en una alternancia de lutitas gris oscuro muy fisibles, limolitas que meteorizan a arcillas de color blanco y habano, localmente lentes de areniscas limosas habanas, finamente estratificadas con cemento calcáreo, calizas, y mega brechas. En el lado oriental de la cuenca, en la base de la formación ocurren areniscas y conglomerados (básales) en discordancia sobre la Fm. Yunguilla. Abunda yeso, especialmente en las superficies alteradas.”

**“Espesor y tectónica:** En la parte central Oeste de la ciudad,  $e = 500$  m. Formación afectada por deformaciones y fallas. Contacto concordante o transicional con areniscas de la Fm. Azogues en el techo y la Fm. Biblián en la base.”

**“Edad y génesis:** Según últimas dataciones de trazas de fisión, edad Mioceno Medio (Steinmann & Hungerbühler, 1996)<sup>(4)</sup>. Estos autores, con estudios sedimentológicos, indican fauna con abundantes peces, escamas, ostrácodos y camarones, que determinan un ambiente marino salobre con sedimentos depositados al nivel del mar en planicie costera.

### **Comportamiento geotécnico**

*Condiciones geodinámicas.*- Numerosos fenómenos inestables implican a los sedimentos de la fase fino granular de Loyola. El intenso





plegamiento y fracturamiento por fallamiento interviene en la fragmentación del macizo y la degradación general de sus características físico - mecánicas. Las condiciones de saturación son indispensables en el desarrollo de la rotura general.”

*“Condiciones estructurales.-* Las facies arenosas, muy localizadas, presentan fracturación de media a alta, que puede intervenir en roturas en bloque. En general el macizo fisible está fragmentado con sistemas múltiples de estratificación, fracturación y desecación (en superficie). Facie arenosa con fracturas cerradas con cemento calcáreo y yeso abiertas hasta 2mm, con relleno areno arcilloso y óxidos, caras planas, bordes rugosos. Facie fina con fracturas cerradas a abiertas, relleno arcilloso y bordes blandos.”

*“Condiciones hidrogeológicas.-* Permeabilidad baja (por fracturación). Permite la infiltración de aguas freáticas pero no la trasmisibilidad. Desarrollo importante de presión de poros en zonas mal drenadas y en el pie de colinas cerca o bajo los niveles freáticos.”

*“Trabajabilidad y posible uso del material.-* Fácil excavación con equipo liviano en estado seco. Arcillas sensibles en estado húmedo. Expansividad limita su uso como relleno.”

*“Comportamiento geotécnico en resumen.-* Facie arenosa de mediana competencia, pero es poco representativa. Facie fina, es fisible con desarrollo de alteración residual hasta 3m de espesor, de expansividad media-alta, bajas propiedades mecánicas y un comportamiento de suelo respecto a la resistencia al corte baja; materiales colapsables en condiciones saturadas.”

*“Susceptibilidad a terrenos inestables-* Moderada a alta. Suelos residuales de Loyola propician reptaciones en secuencias temporales: desecación-infiltración-deformación-desecación. Sedimentos Loyola finogranulares fragmentados, propician en condiciones no drenadas, deslizamientos rotacionales profundos en bajas a medias pendientes, implicando incluso a los sedimentos competentes de Azogues. En superficie predomina: la desecación, fragmentación y erosión laminar.”



“Esta formación presenta el mayor número de deslizamientos y de las mayores intensidades. Un caso particular constituye el deslizamiento Paccha, es el más grande de la región estudiada, ya que cubre un área de 17 millones de m<sup>2</sup>.”

#### 1.1.3.2.4 Formación Azogues (M<sub>AZ</sub>) \*\*\*

Definida en 1957 por Erazo<sup>(9)</sup> con la descripción actual. Fueron nombradas por primera vez por Wolf (1892)<sup>(13)</sup>, bajo el nombre de “Areniscas de Azogues”, para toda la cuenca sedimentaria de Cuenca.

“**Afloramiento:** En la zona de estudio está presente a lo largo de toda la cuenca sedimentaria, en los flancos del anticlinal de Cuenca, sinclinal de Azogues y de Cruz Loma. Grandes cortes en areniscas de la Fm. Azogues se ven en la autopista Cuenca – Azogues, antes de la entrada a Jadan, antigua mina de explotación de áridos del Sr. Antonio Castro.”

“**Litología:** Secuencia sedimentaria típicamente clástica. Areniscas tobáceas de grano medio a grueso café amarillentas con capas de lutitas, limolitas y pocas intercalaciones de conglomerados. Se encuentra fauna de moluscos y restos de plantas.”

“**Espesor y tectónica:** En el centro Oeste, espesor aproximado 600 m. Formación afectada por deformaciones post-sedimentarias, plegada fuertemente, fallas.”

“**Edad y génesis:** Recientes dataciones de trazas de fisión determinan edad del Mioceno Medio – Tardío. Steinmann & Hungerbühler, 1996<sup>(4)</sup> en un estudio palimnológico indica un ambiente de agua dulce. Estructuras sedimentarias como ripples de oscilación, laminación cruzada, y algunos canales rellenos de conglomerados indican depositación en un ambiente deltaico.”

#### **Comportamiento geotécnico**

“*Condiciones geodinámicas.*- Los derrumbes y caídas de bloques son típicos de esta formación, en terrenos de pendiente fuerte (condición morfológica). Los deslizamientos involucran principalmente a la facie



fina incompetente de los sedimentos Azogues, así como a sedimentos finos de la Fm. Loyola en condiciones saturadas.”

“*Condiciones estructurales.*- Las areniscas conglomeráticas se presentan medianamente fracturadas y las juntas cerradas a abiertas, rellenas de arena y bordes rugosos deleznable; las tobos y limolitas se presentan muy fracturadas con juntas cerradas a abiertas < 10mm, con relleno limo arenoso y bordes suaves y oxidados. Las estructuras son un principal condicionante en la caída de bloques.”

“*Condiciones hidrogeológicas.*- Permeabilidad media a alta por fracturación. Macizos poco húmedos a secos.”

“*Comportamiento geotécnico en resumen.*- Macizos competentes calificados como rocas, estables en pendientes mayores a 30°, caída de bloques en fuertes pendientes o taludes de corte. Algunos niveles lutíticos tienen comportamiento poco competente y pueden disminuir su resistencia al corte en condiciones húmedas a través de planos de debilidad preferenciales. Alta expansividad en materiales retrabajados de Azogues.”

“*Susceptibilidad a terrenos inestables de la Fm. Azogues.*- Moderada a baja. Macizos heterogéneos de baja a mediana susceptibilidad a terrenos inestables en fuertes pendientes. Son propicios a desprendimientos y caídas de bloques. Deslizamientos relacionados a la mayor fracturación del macizo en general y a la rotura de niveles de lutitas saturados de la misma formación o de la Fm. Loyola.”

#### **1.1.3.2.5 Formación Biblián (M<sub>B</sub>) \*\*\***

##### ***Descripción geológica***

“Descrita en el mapa geológico de la Corporación de Desarrollo e Investigación Geológico Minero - Matelúrgica (CODIGEM) en la Dirección General de Geología y Minas DGGM, 1974. Últimos datos sedimentológicos y de edad, Steinmann & Hungerbühler, 1996<sup>(4)</sup>, asocian los sedimentos que afloran alrededor de Jadán (736000 9680000), originalmente descritos como Biblián, a la cuenca de



Quingeo, Los afloramientos típicos de Biblián se los describe como parte de la cuenca de Cuenca.”

**“Afloramientos:** Principales en los núcleos del anticlinal de Cuenca, sinclinal de Azogues y en la margen centro – SE de la cuenca. La nueva autopista Cuenca – Azogues la atraviesa a lo largo de 3 Km. al N del puente sobre el río Déleg.”

**“Litología:** Secuencia sedimentaria clástica. Alternancia de argilitas, limolitas rojizas interestratificadas con areniscas tobáceas de grano fino a grueso y conglomerados con cantos mal sorteados y subangulares de la Fm. Yunguilla; se observa yeso secundario en grietas.”

**“Espesor y tectónica:** Excede los 1000 m. Formación afectada por deformaciones y fallas post-sedimentarias. Descansa con marcada discordancia sobre las Fms. Saraguro y Yunguilla.”

**“Edad y Génesis:** Recientes dataciones determinan edad del Mioceno – Medio, indicando que fueron depositados en un sistema fluvial muy distal, con planicies de inundación.”

### **Comportamiento geotécnico**

Suelos residuales y rocas sedimentarias Biblián

**“Condiciones geodinámicas.-** Erosión laminar intensa, carcavamiento y fenómenos geodinámicos superficiales se asocian con los suelos residuales de sedimentos Biblián, y la presencia de materiales fisiles en los macizos sedimentarios más profundos, siempre inducen condiciones desfavorables con la saturación y el mal drenaje.”

**“Condiciones estructurales.-** Las estructuras relícticas de las rocas originales son poco observables en los suelos residuales y la fisuración por desecación genera sistemas múltiples. El sistema de fracturamiento y estratificación no es evidente a nivel superficial.”

**“Condiciones hidrogeológicas.-** Permeabilidad de baja a nula. Intenso escurrimiento superficial y aguas freáticas escasas a nivel de la base de suelos residuales.”



*“Trabajabilidad y posible uso del material.-* Excavación fácil; se puede hacer manualmente o con maquinaria liviana. Material no utilizable para aplicaciones ingenieriles.”

*“Comportamiento geotécnico en resumen.* El relieve favorece al desarrollo de la alteración residual. Las características de resistencia al corte disminuyen en condiciones mal drenadas y favorecen la rotura en el contacto de los suelos con los horizontes menos alterados del macizo. Indicios de expansividad media alta, y alta plasticidad permiten comparar a los materiales superficiales con Loyola.”

## **1.2.- COMPORTAMIENTO DE SUELOS NO SATURADOS.**

### **1.2.1 Introducción \***

“Durante muchos años los estudios de la Mecánica de Suelos pusieron especial énfasis en los suelos saturados, quedando los suelos no saturados relegados a un segundo plano, a pesar de que extensas regiones de la tierra están cubiertas por ellos. Dudley (1970)<sup>(14)</sup>, comentó que ya Terzaghi había llamado la atención sobre la tendencia de los suelos no saturados a experimentar cambios de volumen cuando se inundaban. Hoy en día se tiene un conocimiento muy amplio del comportamiento de los suelos saturados, existiendo modelos mecánicos que permiten explicar, de forma conjunta, todos los comportamientos de permeabilidad, resistencia al corte y deformación volumétrica. Sin embargo, existe una mayor escasez de información y conocimientos en el campo de los suelos parcialmente saturados. Es posible que este hecho sea debido a que para el estudio de los suelos no saturados se necesita otro planteamiento matemático, el uso de la computadora y nueva tecnología para medir las presiones, a lo que Terzaghi no pudo llegar. También, por el descubrimiento de la ley de presiones efectivas de Terzaghi, que permite explicar de una forma sencilla el comportamiento de los suelos saturados. Sin embargo, existen muchas condiciones en las que no se alcanza la saturación. Es más, los suelos parcialmente saturados son los más frecuentes en muchas regiones áridas y semiáridas. Gran parte de los comportamientos que



experimenta un suelo parcialmente saturado están relacionados con la deformación volumétrica. Por otra parte, hay una gran diversidad de suelos parcialmente saturados, muchos de ellos con características o comportamientos particulares, como arcillas expansivas muy plásticas (con hinchamiento y retracción en ciclos de mojado y secado), depósitos aluviales (suelos colapsables cuando presentan una estructura abierta), coluviales y eólicos, suelos compactados, etc.”

“Muchos de estos problemas se han tratado de resolver y estudiar por separado como un problema especial, tal y como señalan Alonso, et al. (1987)<sup>(15)</sup>. Sin embargo, los mismos autores proponen un estudio global de dichos suelos desde la perspectiva del comportamiento controlado por la succión, como nexo de unión entre los suelos parcialmente saturados.”

#### **1.2.1.1 Reseña histórica de la Mecánica de Suelos no Saturados \***

“La evolución de la Mecánica de los Suelos no Saturados puede dividirse en tres períodos. En el primer período, antes de 1965, muchas de las investigaciones llevadas a cabo en los suelos no saturados fueron realizadas para investigar la validez del concepto de las tensiones efectivas para los suelos no saturados [por ejemplo Bishop, (1959)<sup>(16)</sup> y Aitchison, (1960)<sup>(17)</sup>]. Durante este período el concepto de las tensiones efectivas fue modificado, con la finalidad de analizar el comportamiento de los suelos no saturados.”

“En el segundo periodo, de 1965 a 1987, muchas de las investigaciones se realizaron con la finalidad de investigar la posibilidad de usar dos variables de estado tensionales en lugar de una [por ejemplo Matyas y Radhakrishna, (1968)<sup>(18)</sup> y Fredlund, (1979)<sup>(19)</sup>]. La “tensión neta” (tensión total menos presión de aire de poros) y “succión” (presión de aire de poros menos presión de agua de poros) se trataron como las dos variables de estado tensional. Durante este periodo se desarrollaron estructuras independientes para modelar comportamientos en el cambio



de volumen y de corte en los suelos no saturados en términos de las dos variables de estado tensional. Sin embargo, el comportamiento del cambio de volumen y de corte se trataron por separado.”

“En el tercer periodo, desde 1987, varios investigadores han estudiado el comportamiento de los suelos no saturados en términos del concepto del estado crítico y trataron de investigar el límite elástico de los suelos no saturados cuando el suelo es sometido a un ciclo de carga y descarga [Alonso et al. (1990)<sup>(20)</sup>]. Hasta entonces el comportamiento del cambio de volumen y de corte de los suelos no saturados se había tratado separadamente. En investigaciones recientes se ha comenzado a enlazar el comportamiento del cambio de volumen y la resistencia al corte de los suelos no saturados, desarrollándose modelos elastoplásticos. Asimismo, ha surgido una evolución en los aparatos de laboratorio que ha permitido medir, en forma más precisa, estos comportamientos.”

## **1.2.2 El suelo no saturado. Generalidades**

### **1.2.2.1 Origen \***

“Teniendo en cuenta su origen, los suelos parcialmente saturados pueden ser naturales o artificiales. Respecto a los primeros hay una gran variedad de ejemplos, tanto en suelos sedimentarios (eólicos, aluviales, coluviales, etc.), como en suelos residuales, lateríticos y saprolíticos. Gran parte de los suelos sedimentario se han depositado en ambientes acuosos, quedando inicialmente saturados y posteriormente desecados debido a las circunstancias ambientales. Estos suelos abundan en lugares de clima árido y semi-árido, en que las estaciones son muy marcadas con periodos secos prolongados. Según diversos autores, estos lugares ocupan cerca del 30 % de la superficie de la Tierra. Respecto a los suelos residuales, su formación está asociada a los agentes de meteorización y el tipo de matriz. Los suelos tropicales, lateríticos y saprolíticos, frecuentemente están en estado no saturado, debido a sus características de alta permeabilidad y las condiciones



climáticas en las cuales se encuentran [Vaughan, 1985<sup>(21)</sup>]. Estos suelos son originados por la intensa y profunda descomposición de la roca matriz, bajo condiciones climáticas y biológicas que prevalecen en los trópicos. Por otra parte, dentro de los suelos artificiales se encuentran los suelos compactados, extensamente utilizados en obras de tierra (presas, terraplenes, etc.), que debido a su naturaleza son suelos no saturados. Según [Barden (1965)<sup>(22)</sup>] es razonable aceptar ciertas similitudes de comportamiento entre los suelos compactados y los suelos naturales desecados.”

“Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo no saturado se relacionan con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser, tanto positivas, en cuyo caso se produce un colapso, como negativas, en cuyo caso se produce un hinchamiento. Según [Aitchison (1973)<sup>(23)</sup>], tanto el colapso como el hinchamiento pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural, debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento deformacional del suelo al variar las condiciones ambientales (ejemplo cambios de humedad), sin modificación del estado tensional exterior. Teniendo en cuenta la importancia de estos suelos para comprender el comportamiento de los suelos parcialmente saturados, se presentan a continuación algunos aspectos referentes a su origen.”

“Respecto a los suelos identificados con estructura potencialmente colapsable, éstos tienen origen bastante variable. Aunque los más extendidos son los de origen eólico (loes y arena eólica) se han observado colapsos en suelos aluviales, coluviales, residuales o en rellenos compactados [Dudley (1970)<sup>(14)</sup>]. La sensibilidad al colapso es graduada según el tipo de depósito, de tal forma que los suelos de origen eólico son, en general, más propensos al colapso que los aluviales. Sin embargo, [Aitchison (1973)<sup>(23)</sup>] indica que dependiendo del lugar pueden existir importantes variaciones. De forma general se observa, que el origen de un suelo es de poca ayuda para conocer su





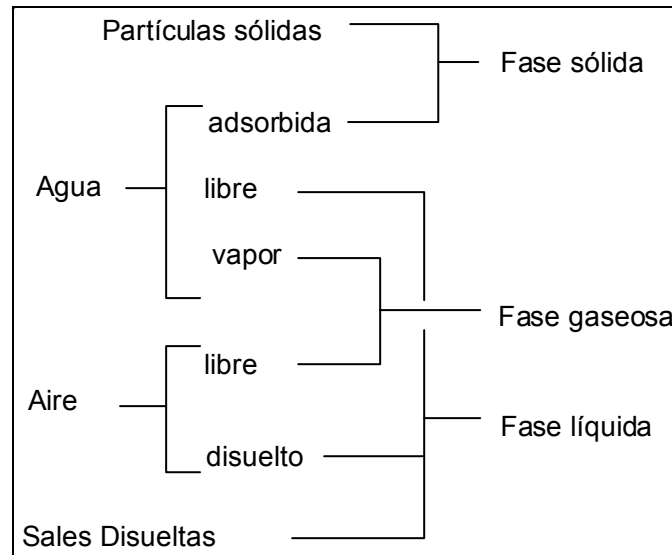
potencialidad en colapsar. [Aitchison (1973)<sup>(23)</sup>] indica lo inadecuado en definir un suelo como colapsable, sin que antes se haya definido una estructura, que a su vez depende de la porosidad, del grado de saturación y del estado tensional a que esté sometido.”

“En cuanto a los suelos potencialmente expansivos, hay que relacionar su origen a la presencia de partículas arcillosas que puedan provocar esta expansión. Habitualmente se consideran tres minerales arcillosos: montmorillonita, illita y caolinita, que por su abundancia respecto a otros se les considera como básicos para efecto de estudiar este fenómeno. Según [Schreiner (1987)<sup>(24)</sup>], la fuente de estos minerales es una amplia gama de rocas ígneas básicas incluyendo rocas volcánicas y lavas en las que las más frecuentes son los basaltos, si bien, en algún caso ha sido el granito. La montmorillonita necesita un medio alcalino como factor imprescindible y se genera habitualmente en zonas áridas con poco drenaje y en consecuencia con alta concentración de cationes y minerales.”

“La caolinita se produce con pH más bajo y en las zonas más drenadas y con menores concentraciones de cationes. Por esta razón, la montmorillonita abunda en valles y zonas deprimidas y la caolinita en lugares con mayores pendientes. La illita, por su parte, precisa para su formación un pH ligeramente alcalino.”

### **1.2.2.2 Fases componentes de un suelo no saturado \***

“El suelo parcialmente saturado es un sistema trifásico compuesto por sólidos, líquidos y gases. Las relaciones existentes entre estas fases y los componentes del suelo, según Yoshimi y Osterberg (1963)<sup>(25)</sup>, están presentadas en la *Figura 1.2* de forma resumida.”



**Figura 1.2** Componentes principales de cada una de las fases de un suelo no saturado (Yoshimi y Osterberg, 1963)

### Fase sólida

“Está integrada básicamente por partículas sólidas de distintos tamaños y el agua adsorbida, de la doble capa, que no se evapora a la temperatura común de los 105°C - 110°C. Las propiedades más importantes de dichas partículas son:”

- Tamaño
  - fracción gruesa
  - fracción fina
- Forma
- Textura
- Composición química
  - cargas eléctricas
  - capacidad de cambio catiónico.

“Estas propiedades son, en gran medida, responsables de muchos de los comportamientos característicos de un suelo. Las partículas se disponen formando arreglos geométricos conocidos como estructura del suelo. Esta es determinante en la respuesta del suelo, especialmente en los no saturados, ya que influyen en el estado de tensiones que se



desarrolla en los contactos entre partículas, el aire y el agua y controla la componente capilar de la succión [Alonso, et al. (1987)<sup>(15)</sup>].”

### Fase líquida

“La fase líquida se compone fundamentalmente del agua y de las sales disueltas en ella. De una forma clásica esta fase ha sido clasificada en tres tipos:”

- Agua adsorbida en la partícula o haciendo parte de la capa doble difusa, que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas.
- Agua capilar, que permanece en el suelo por acción de las fuerzas capilares y pueden moverse por la acción de éstas.
- Agua gravitacional, es aquella que puede perder el suelo en condiciones de drenaje libre por gravedad.

### Fase gaseosa

“Esta fase está formada básicamente por aire y vapor de agua. Según los estudios de varios autores, la forma en que se encuentra el aire en el suelo está relacionada con la humedad o el grado de saturación del mismo. El aire que se disuelve lo hace por la Ley de Henry *“formulada en 1803 por William Henry. Enuncia que a una temperatura constante, la cantidad de gas disuelta en un líquido es directamente proporcional a la presión parcial que ejerce ese gas sobre el líquido”* y se difunde a los poros cerrados con menor presión, por lo que cuando el sistema alcanza el equilibrio, todas las bolsas de aire quedan con la misma presión. Cuando el grado de saturación del suelo es bajo, el aire puede ocupar sus canalículos que pueden estar comunicados entre sí y con el exterior. Desde un punto de vista geotécnico el aire se considera compresible, en contraposición con el agua que siempre se la considera incompresible. Aunque el aire no sea un gas perfecto, se le atribuye un comportamiento



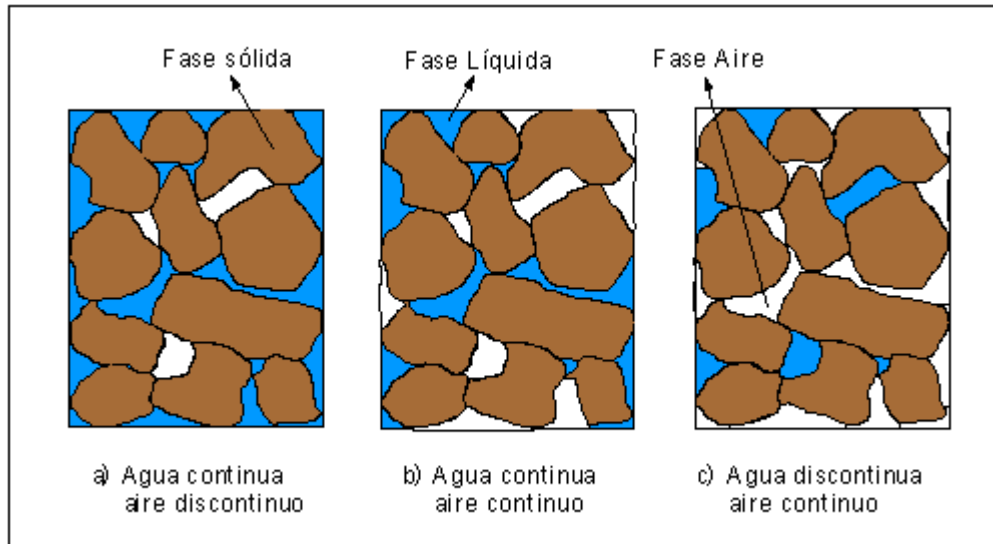
que sigue la Ley de los Gases Perfectos para el intervalo de presiones y temperaturas usuales en el suelo.”

### **1.2.2.3 Clasificación de los suelos no saturados \***

“La estructura de un suelo no saturado depende del proceso por el cual el suelo ha llegado a ser no saturado (por ejemplo secado de un suelo natural o compactación de rellenos). La estructura tiene una influencia considerable en el comportamiento del suelo no saturado. Por esta razón, los suelos no saturados, generados por diferentes procesos, tienden a presentar diferentes formas de comportamientos mecánicos. En suelos formados por un proceso dado, la estructura puede variar considerablemente. Esta variación ocurre particularmente en rellenos de arcillas compactadas. La estructura de un relleno de arcilla compactada no saturada cambia drásticamente con el método de compactación, el grado de compactación y el contenido de agua. [Wroth y Houlsby (1985)<sup>(26)</sup>] propusieron tres tipos diferentes de suelos no saturados tomando como base la continuidad del fluido de fases.”

#### **1. Fase de aire discontinua y la fase de agua continua Figura 1.3(a).**

“Este tipo de estructura se encuentra en los suelos no saturados que tienen un alto grado de saturación. En estos suelos el aire se encuentra en forma de burbujas discretas. Esta situación ocurre probablemente en una zona de transición estrecha en suelos naturales, sobre la zona saturada y bajo una zona con bajo grado de saturación.”



**Figura 1.3 Estructura de suelos no saturados (Wroth y Houlby ,1985).**

2. **Fases continuas de aire y agua Figura 1.3 (b).** “Este tipo de suelo no saturado se encuentra en suelos con un grado intermedio de saturación, este intervalo de grado de saturación se presenta: a) en una zona de transición en un depósito de suelo natural, b) en rellenos compactados de granos finos (limo y arcillas).”

3. **Fase de aire continua y fase de agua discontinua Figura 1.3 (c).** “Este tipo se encuentra en suelos no saturados con bajos grados de saturación. Esto se presenta: a) en suelos naturales cercanos a la superficie y b) en algunos rellenos compactados; por ejemplo escolleras y pedraplenes.”

“La presión de aire de poros en suelos no saturados es siempre mayor que la presión de agua de poros. En suelos no saturados en bases de tierra que contienen una fase de aire continua (los casos b y c de la *Figura 1.3*), la presión de aire de poros será cero (igual a la presión atmosférica), debido a que la fase de aire continua está abierta a la atmósfera y la presión de agua de poros será negativa.”



#### 1.2.2.4 Estructura de los suelos \*

“El término estructura será referido aquí a la distribución y orientación del conjunto de las partículas sólidas del suelo. La estructura interna que presentan los suelos es un aspecto de gran importancia en el comportamiento mecánico de éstos. Así, por ejemplo bajo las mismas condiciones de carga, para un suelo con una estructura abierta se produce un colapso durante el mojado del suelo, sin embargo, para el mismo suelo y en condiciones de carga, pero con una estructura más compacta se puede producir un hinchamiento al mojarlo.”

“En la actualidad se considera la estructura interna del suelo, de forma simplificada, teniendo en cuenta tres tipos de elementos [Alonso, et al., (1987)<sup>(15)</sup>] que son: partículas elementales, agregados de partículas, y poros. A partir de estos elementos se pueden establecer tres estructuras fundamentales (*Ver Figura 1.4*) que simplifican el conjunto de todas las estructuras posibles. Cuando las partículas elementales están distribuidas de forma homogénea se considera una estructura de tipo, matricial, con granos de arena rodeados de partículas arcillosas elementales, creando una matriz. A veces las partículas elementales están agrupadas como si fueran un grano de tamaño mayor. En este caso se dice que hay una microestructura de agregados. Finalmente puede considerarse una estructura de granos de arena con conectores de arcilla entre los granos, o contactos directos, sin partículas de arcilla. Generalmente los suelos compactados del lado húmedo del óptimo de compactación, y los suelos expansivos se corresponden con una microestructura de tipo predominantemente matricial.”

“Mientras que los suelos compactados del lado seco del óptimo, o que tienen tendencia a colapsar, suelen presentar microestructura de agregados, con conectores de arcilla. Cuando cargamos un suelo con una microestructura de agregados, los contactos entre agregados o entre granos de arena y agregados se rompen, de modo que los agregados pasan a ocupar el vacío de los poros, y el suelo colapsa

irreversiblemente. Este comportamiento está condicionado por la succión matricial que actúa de dos modos: la componente capilar, asociada al agua entre agregados, aumenta la rigidez de la estructura cuando la succión es elevada; mientras que la componente de adsorción, en las partículas de arcilla, mantiene una baja compresibilidad de dichas partículas. De un modo similar, si mojamos el mismo suelo, la disminución de la succión provoca una disminución de la resistencia de los contactos entre agregados, y la estructura colapsa irreversiblemente. Esto sucede a pesar de que los agregados puedan experimentar un aumento de volumen debido a la captación de agua en las partículas de arcilla. Pero este aumento de volumen en materiales no expansivos, es menor que la disminución provocada por el colapso general de la estructura, con desaparición de gran cantidad de los macroporos. En algunos casos es posible transformar la estructura de agregados, en una de tipo matricial.”

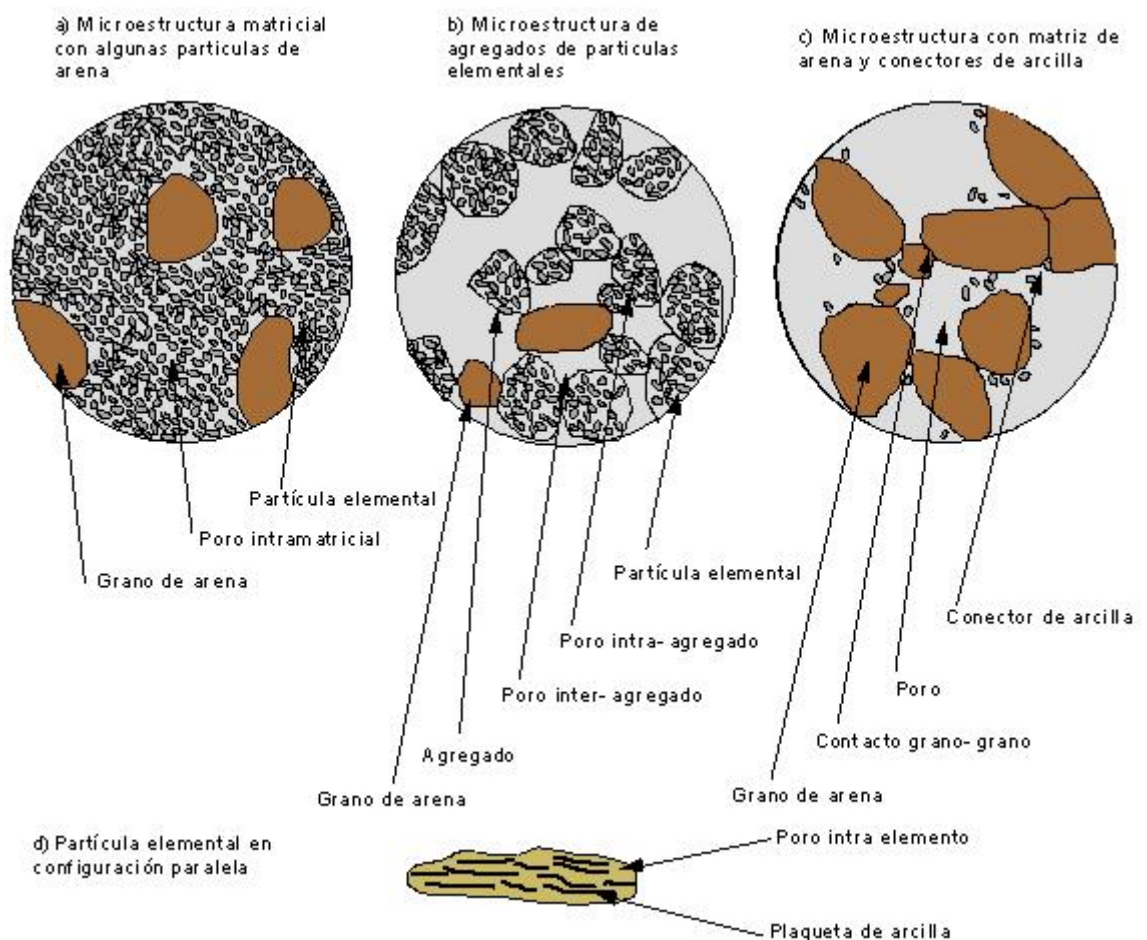


Figura. 1.4 Estructura del suelo (Alonso et al., 1987)



“Los suelos de estructura matricial, cuando se mojan, hinchán debido al aumento de volumen de las partículas de arcilla que constituyen la matriz. Del mismo modo, cuando se les somete a un aumento de la succión, reducen su volumen. Este último fenómeno no se produce de forma tan marcada en suelos con estructura de agregados, ya que, al aumentar la succión, también se incrementa la resistencia de los contactos entre agregados, la estructura no retrae, y la variación de volumen global es pequeña.”

### **1.2.3 Colapso y expansión.**

#### **1.2.3.1 Fenómeno de colapso.**

##### **1.2.3. 1.1 Introducción. \***

“En los suelos parcialmente saturados con una estructura abierta, al aumentar el grado de saturación debido a cambios ambientales o de otro tipo, pueden producir reducciones volumétricas irreversibles sin aumento de la carga aplicada; este fenómeno se conoce con el nombre de colapso.”

“El colapso es uno de los fenómenos más característicos de los suelos parcialmente saturados y ha sido estudiado por numerosos autores, entre los que se pueden citar Dudley (1970)<sup>(14)</sup>, Jiménez Salas, et al., (1973)<sup>(27)</sup>, Maswoswe (1985)<sup>(28)</sup>, entre otros, que exponen las características que debe tener un suelo para que en él ocurra un colapso:”

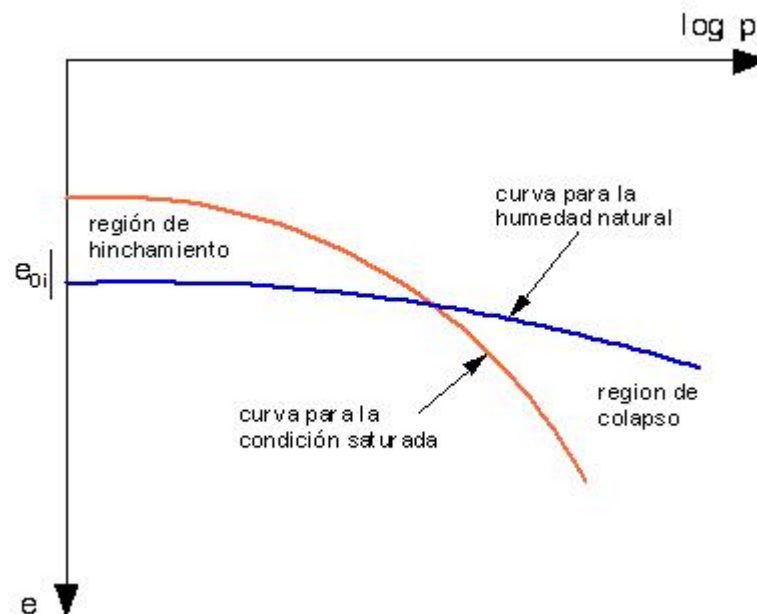
- Estructura abierta, no saturada, tipo panal de abeja, capaz de reducir significativamente su volumen a expensas de una disminución del volumen de poros.
- Un estado exterior de carga suficientemente grande como para generar una succión.



- La existencia de enlaces entre partículas, que se debiliten en presencia del agua.

“Según Jiménez Salas y Justo (1973)<sup>(27)</sup>, algunos materiales arcillosos de baja y mediana plasticidad presentan un comportamiento combinado de hinchamiento y colapso cuando se los satura. El cambio neto de volumen que experimenta un suelo arcilloso cuando se pone en contacto con el agua es la suma de dos términos, por un lado el hinchamiento que se produce al relajar las tensiones netas entre partículas y por otro el colapso que ocurre al fallar las uniones entre grandes partículas. La deformación que se atribuye al hinchamiento puede ser elástica, no así la que corresponde al colapso. Esta última implica un reordenamiento de la estructura que es irreversible.”

“Un mismo suelo puede sufrir hinchamientos o colapso, o ningún cambio de volumen de acuerdo con la densidad seca, la humedad, y la presión aplicada en el momento en el que se lo inunda, como señalan Jennings y Kenight (1975)<sup>(29)</sup>. Según estos autores, hay un cruce en las curvas obtenidas en los ensayos realizados en un doble edómetro (Ver Figura. 1.5), que separa la zona de hinchamientos probables, de la zona de colapsos probables.”



**Figura 1.5** Hinchamiento y colapso para un mismo suelo (Jennings y Kenight, 1975).



### **1.2.3.1.2 Mecanismo de colapso \***

“Un suelo que tiene tendencia a colapsar, en general es estable mientras el grado de saturación es inferior a un cierto límite, a partir del cual la llegada del agua puede debilitar suficientemente los enlaces existentes como para que se produzcan deslizamientos tangenciales en los contactos entre partículas. Los enlaces entre las partículas del suelo pueden ser de varios tipos:”

- “Enlace capilar, que se presenta fundamentalmente en el caso de limos y arenas. Los meniscos que se forman en la interfase (aire-agua-partículas sólidas), generan fuerzas normales que aumentan las tensiones entre dichas partículas, rigidizando el conjunto. En el caso de las arcillas este fenómeno no es tan claro a nivel de partículas, aunque es probable que ocurra a nivel de agrupaciones más grandes de las mismas. En cualquier caso, si el grado de saturación crece por aumento de la humedad o por reducción del índice de vacíos, estos enlaces desaparecen con lo que el conjunto se debilita, pudiendo llegar al colapso si la presión exterior aplicada es suficientemente grande.”
- “Enlaces con puentes de partículas arcillosas que unen entre sí partículas mayores de limo, arena o arcilla. Las partículas de arcilla que forman los puentes pueden ser de origen diferente, pueden haber sido transportadas por el agua, o estar allí desde la formación del suelo. Estos puentes de arcillas pueden desaparecer o cambiar su estructura con la llegada del agua.”
- “Enlaces por cementación, formados por el arrastre de sales, generalmente calcáreas, que precipitan en los huecos que dejan las partículas de arena. Si posteriormente estos suelos son sometidos a un lavado permanente, las sales pueden disolverse desapareciendo los enlaces y causando así una reordenación de la estructura.”



“En todos los enlaces descritos la llegada del agua causa el mismo efecto, reducción de la resistencia al corte en los contactos entre partículas sólidas. Si esta resistencia cae por debajo del esfuerzo impuesto por las cargas exteriores aplicadas, se produce el colapso que conduce a una nueva estructura capaz de resistir el nuevo estado de tensiones. Una vez que ha ocurrido el colapso la nueva estructura del suelo es estable y es incapaz de sufrir nuevos colapsos, a menos que cambie el estado tensional existente y/o el grado de saturación.”

### **1.2.3.2 Fenómeno de expansión.**

#### **1.2.3.2.1 Introducción \***

“Determinados suelos (expansivos) sufren fenómenos de hinchamiento de magnitud considerable al aumentar su humedad, manteniendo constante el estado tensional exterior. En general, el hinchamiento está asociado a terrenos arcillosos plásticos, con densidades secas altas y presiones exteriores bajas, contrariamente a lo habitual en procesos de colapso.”

“Los suelos no saturados, que contienen minerales arcillosos como la illita, la caolinita y la montmorillonita, tienen tendencia a hinchar cuando se ponen en contacto con el agua. Lambe y Whitman (1959)<sup>(30)</sup> se han referido exhaustivamente a estos minerales y consideran que el potencial de hinchamiento de los minerales arcillosos expansivos depende de los siguientes factores: estructura de los cristales; estructura del grupo de cristales y la capacidad de intercambio catiónico, porcentaje de arcilla en el suelo, actividad e índice de Atterberg de las arcillas.”



### 1.2.3.2.2 Mecanismo de expansión \*

“El hinchamiento que se produce en suelos parcialmente saturados, obedece a dos tipos de fenómenos (mecánicos y físicos–químicos). El fenómeno mecánico se debe a una disminución de la succión al aumentar la humedad, reduciendo la intensidad de las fuerzas de contacto entre las partículas. Si la estructura es potencialmente inestable se producirá un colapso, pero si la estructura es suficientemente compacta se ocasionará una relajación de los esfuerzos intergranulares (expansión). Los mecanismos que producen la expansión están directamente relacionados con las propiedades y características de las partículas arcillosas. Delgado (1986)<sup>(31)</sup> resume en tres los mecanismos microestructurales fundamentales que producen la expansión:”

- **“Hidratación de las partículas de arcilla:** las partículas de arcilla, con cargas negativas, se rodean de moléculas de agua que a su vez atraen a otras moléculas de agua, al quedar desbalanceada su carga eléctrica. El equilibrio eléctrico puede ser satisfecho también por cationes, formándose así cadenas de partículas-agua-cación-agua-partícula. En resumen, la partícula de arcilla se hidrata y aumenta de volumen.”
- **“Hidratación de cationes:** Los cationes adsorbidos en la capa doble difusa se rodean de moléculas de agua produciendo el consiguiente aumento de volumen.”
- **“Repulsión osmótica:** la concentración de cationes en la capa doble difusa decrece al alejarse de la partícula arcillosa, lo cual puede provocar una migración de las moléculas de agua hacia el interior por ósmosis, si se pone en contacto con agua pura o con agua con una concentración más baja de cationes. El resultado es un aumento de volumen.”

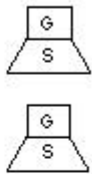
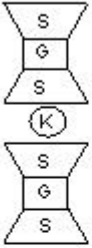
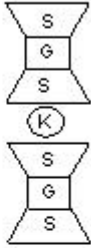


### **1.2.3.2.3 Tipo y origen de los suelos expansivos \***

“La expansión de los suelos estará, en consecuencia, directamente relacionada con las propiedades microestructurales de las partículas arcillosas. Tendrá especial influencia la existencia en ellas de cargas electroestáticas netas, así como la magnitud de su superficie específica (forma aplanada, tamaño, etc.) o su capacidad de cambio catiónico, siendo estos tres factores directamente proporcionales al potencial de expansión que se pueda presentar.”

“De acuerdo con las características de cada tipo de partículas arcillosas es posible deducir el comportamiento de los suelos correspondientes. Así, por ejemplo, la montmorillonita y la nontronita, o también la vermiculita, con partículas aplanadas y pequeñas, gran densidad de carga y altas capacidades de cambio catiónico, serán muy expansivas. La illita o la caolinita lo serán menos, y la pirofilita o la serpentina muy poco o nada.”

“La expansión de un suelo se podrá consecuentemente asociar con la presencia de partículas arcillosas que puedan provocar esta expansión. Habitualmente se consideran tres minerales arcillosos, montmorillonita, illita y caolinita, que por su abundancia respecto a otros se pueden considerar básicos a efectos de estudiar este fenómeno. La *Tabla 1.1* presenta, como referencia, la estructura y principales características de estos tres minerales.”

Propiedades	MINERAL		
	Caolinita	Ilita	Montmorillonita
Esquemas de la estructura			
G = lámina de Gibbsita S = lámina de Silicato K = ión de potasio			
Tamaño de las partículas	d=0.3 a 3µm e=1/3 a 1/10d	d=0.1 a 2µm e=1/10d	d=0.1 a 1µm e=1/10d
Superficie específica	5 - 30	65 - 100	600 - 800
Capacidad de intercambio catiónico por 100g de arcilla	3 - 15	10 - 40	80 - 150
Forma de la partícula	Aplanada	Aplanada	Aplanada
Expansión máxima para una presión de 0.1 t/p <sup>2</sup>	despreciable	350	1500
Expansión máxima para una presión de 0.2 t/p <sup>2</sup>	despreciable	150	350

**Tabla 1.1 Propiedades de los minerales arcillosos expansivos (Lambe, 1959)<sup>(30)</sup>.**

“De acuerdo con este origen los suelos expansivos podrán ser residuales procedentes de rocas ígneas, aunque procesos de transporte puedan modificarlos de su situación inicial, ya sea antes o después de su degradación. En ambos casos ambientes fluviales o en aguas subterráneas, ricas en calcio, tenderán a producir arcillas con alta proporción de este elemento como ión de cambio, mientras que en ambientes marinos será el sodio el predominante.”

#### 1.2.3.2.4 Proceso de expansión \*

“El proceso de expansión (hinchamiento) de un suelo viene afectado por una serie de factores que condicionan su evolución y magnitud. Gromko (1974)<sup>(32)</sup> resume estos factores en los siguientes:”

- **“Tipo de minerales y cantidad de los mismos:** cuanto más expansivos sean los minerales presentes en el suelo mayor será el hinchamiento que se producirá cuando el suelo se inunde.”



- **“Densidad:** para el mismo suelo con la misma humedad inicial, el hinchamiento será mayor cuanto mayor sea la densidad seca del mismo.”
- **“Estado de tensiones:** la magnitud del hinchamiento es tanto menor cuanto mayor es la presión aplicada al suelo, pudiendo llegar a anularlo por completo.”
- **“Estructura del suelo:** los suelos que han experimentado cementaciones tienen menor tendencia a hinchar.”
- **“Tiempo:** dado que los suelos arcillosos expansivos son muy poco permeables, el proceso de absorción de agua de los mismos puede durar semanas, incluso años dependiendo de las condiciones de infiltración y del espesor del estrato.”
- **“Fluidos intersticiales:** la presencia de sales disueltas en el agua que ocupan los poros del suelo influye en los fenómenos de formación de la capa doble difusa. Una elevada concentración de sales y un pH alto favorecen la disociación de éstas y por lo tanto, aumenta la cantidad de cationes presentes en el agua libre. Esto hace que se produzca una menor adsorción de cationes y que por lo tanto, el hinchamiento sea menor.”
- **“Humedad:** a igualdad de otros factores la humedad del suelo influye también en la magnitud del hinchamiento. Cuanto menor es la humedad mayor es la expansividad potencial, por cuanto el suelo es capaz de adsorber mayor cantidad de agua.”

#### 1.2.4 Identificación de suelos expansivos

Suelos potencialmente expansivos pueden ser reconocidos en laboratorio por sus propiedades índice; aquellos con un límite líquido que excede el 50%, una plasticidad sobre el 30, un límite de contracción bajo 10% y un alto porcentaje de coloides, tienen un alto grado de expansividad. Dentro de estas variables también encontramos la humedad natural de la arcilla.



Con relación a la humedad se puede decir que es el elemento “catalizador” del fenómeno de la expansión. Por más montmorillonita que esté compuesta una arcilla, si no hay variación en el contenido de humedad del suelo, no habrá cambios volumétricos.

No es necesario que el suelo se sature completamente para que produzca expansión. Por el contrario, en determinados casos, es suficiente variaciones en el contenido de humedad del suelo de 1 o 2 puntos porcentuales, para causar hinchamientos y producir daños.

Por lo tanto, el contenido de humedad inicial del suelo controla la magnitud de la expansión. Arcillas “secas”, con contenido de humedad por debajo del 15 % indican un riesgo de expansión alto, pues fácilmente pueden llegar a contenidos de humedad del 35 %. Por el contrario, arcillas cuyo contenido de humedad está por encima del 30 % indica que la mayoría de la expansión ya ha tenido lugar y sólo es esperable algún leve hinchamiento remanente. Sin embargo también se deberá tomar en cuenta el problema de contracción en épocas de verano.

Las formas principales de identificación de un suelo potencialmente expansivo son:

- Identificación Mineralógica
- Determinación de ciertas propiedades básicas de los suelos
- Medidas directas de la expansión del suelo

- **Identificación Mineralógica**

- Difracción por rayos X
- Análisis Térmico Diferencial
- Análisis de absorción de colorantes
- Análisis químicos
- Análisis por microscopio electrónico





Los ensayos de identificación mineralógica resultan muy usados en trabajos de investigación científica, pero resultan poco prácticos y costosos para la práctica usual en ingeniería, dado que se requiere equipamiento y personal especializado. Es por este motivo que no se extiende en su desarrollo.

- **Determinación de ciertas propiedades básicas de los suelos\*\*\*\***

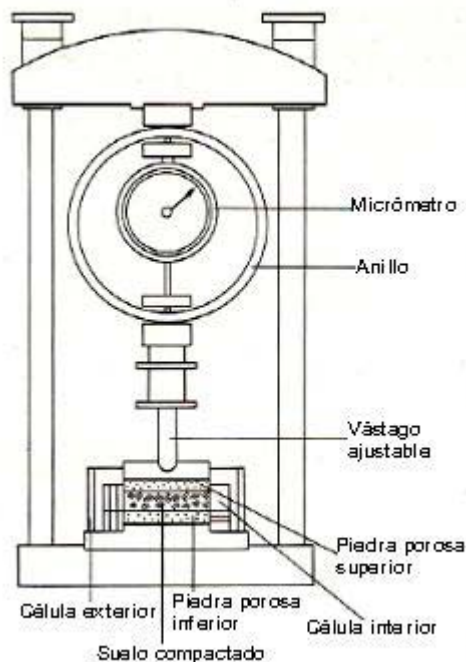
“A través de la medida de ciertas propiedades básicas y sencillas de los suelos se puede determinar el grado del potencial expansivo del suelo. Las propiedades a determinar son:”

- Límite líquido y límite plástico
- Límite de contracción
- Contenido de coloides, partículas menores a 0.002mm
- Expansión libre del suelo

“Estos métodos tienen la ventaja de su fácil realización y de equipamiento disponible en todos los laboratorios. La desventaja es que no se cuantifica la expansión, sino que cualitativamente se establecen categorías de grados del potencial expansivo.”

- **Medidas directas de la expansión del suelo \*\*\*\***

“Estos métodos consisten en predecir el potencial expansivo del suelo, en base a medidas directas de la expansión del suelo sobre muestras remoldeadas y compactadas en condiciones prefijadas de humedad y densidad. Los métodos más utilizados son el de “Ladd y Lambe” y el método de “PVC”. (Ver Figura 1.6)”



**Figura 1.6. Equipo Lambe (1960)**

“Otros métodos consisten en medir la expansión del suelo al saturarlo bajo diferentes condiciones de carga, graficándose las variaciones de hinchamiento para diferentes presiones aplicadas.”

“Es universalmente aceptado que los dos parámetros que definen el Potencial de Hinchamiento son:”

- **Presión de expansión;** “definida como la presión aplicada en laboratorio sobre una muestra de suelo expansivo para que, una vez en contacto con agua, la probeta mantenga constante su volumen inicial.”
- **Expansión libre;** “definido como el porcentaje de la elevación máxima para presión definida en relación a la longitud inicial de la probeta. Las medidas de estos parámetros se realizan fundamentalmente mediante pruebas edométricas, tendiendo a simular los factores relevantes que sigue el fenómeno cuando se desarrolla “in situ”. Para lograr este objetivo se han propuestos innumerables metodologías experimentales que siguen operativas



distintas, cuando no opuestas. Las principales divergencias radican en:”

- Forma de simular las condiciones de campo en el edómetro.
- Tamaño y forma de la muestra.
- Valor de la humedad inicial del ensayo.
- Magnitud de la precarga y secuencias de cargas.
- Momento de saturación.
- Mecanismos para medir el hinchamiento.
- Número de muestras que intervienen en el ensayo.

“Es por esto que la abundante bibliografía internacional disponible, evidencia marcadas discrepancias en los valores finales obtenidos y que la predicción del comportamiento resulte fuertemente influenciada por aquellas variables, más precisamente, por el camino de tensiones seguido y por el criterio de saturación utilizado.”

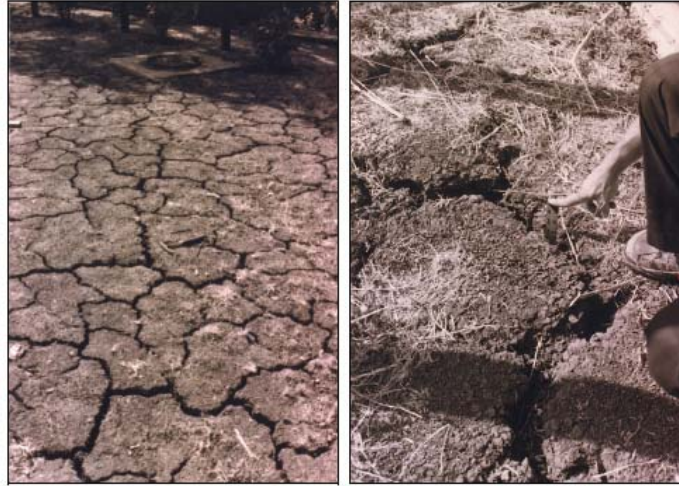
“Por lo expuesto, la definición de hinchamiento no es tan simple como la definida con anterioridad, ya que está supeditada al procedimiento experimental utilizado para su cuantificación.”

“Si bien estos métodos constituyen el procedimiento más adecuado para predecir la expansión del suelo, además de las dificultades señaladas, tienen el inconveniente de requerir un equipamiento bastante completo (celdas de cargas, pesas, etc.), no disponibles en los laboratorios de uso común en ingeniería.”

### **1.2.5 Tareas de Investigación.**

En el campo, las arcillas expansivas pueden ser fácilmente identificadas en verano por las grietas profundas en forma de polígonos en la superficie (*Ver Fotos 1.3 y 1.4*). La zona en la cual hay fluctuaciones de

humedad, entre las épocas de invierno y verano, puede extenderse entre 1,50m a 2.00m de profundidad.



**Fotos 1.3 y 1.4 Identificación visual de suelos expansivos**

Para los ensayos de laboratorio se usan las normas del Instituto Nacional de Vías de Colombia (I.N.V)

Se analizarán las siguientes variables en la presión de expansión y expansión libre:

- Contenido inicial de agua.
- Peso volumétrico, densidad con parafina.
- Fecha en la que se realiza el muestreo. (invierno o verano).
- Límite líquido
- Límite plástico
- Límite de contracción.
- Gravedad específica del suelo, Gs.

Los trabajos que se realizarán serán tanto de campo como de laboratorio, los cuales comprenden la realización de calicatas a cielo abierto, de profundidad máxima de 3.00 m y toma de muestras inalteradas.



### **1.2.6 Metodología.**

La metodología a utilizarse para el desarrollo de la tesis, a fin de alcanzar los objetivos generales y específicos, incluye los siguientes puntos.

1. Identificación del problema.
2. Estimación del potencial de expansión.
3. Estimación de los cambios previsibles de humedad, espesor de la capa activa.
4. Consideraciones generales acerca de cimentaciones en suelos expansivos

#### **1.2.6.1 Identificación del problema**

El primer paso, es la observación. El reconocimiento en las construcciones existentes en la zona de Challuabamba de sus grietas, presentes y reparadas, bastan para establecer si hay o no problemas. En general, hay que observar con especial cuidado los elementos que están cimentados superficialmente (paredes, pisos, veredas, canchas, etc). Esta observación nos dará un indicativo de si puede o no existir el problema. Sin embargo, con este nivel de estudio no se conocerá la magnitud del problema.

La observación del suelo en las calicatas nos puede indicar la presencia de agrietamiento columnar o un cuarteo en terrones. Para este estudio en particular se cuenta con una memoria fotográfica de las perforaciones realizadas, en el sector de Challuabamba, por el Laboratorio del Ing. Guillermo Vélez.

En sitios donde no existan construcciones, si se detectan agrietamientos, habrá que recurrir a toma de muestras y ensayos de laboratorio. En esta fase del estudio conviene realizar procedimientos sencillos, para tomar un gran número de datos, ya que desde el punto de vista de la expansividad, la heterogeneidad es enorme. En general



estos estudios preliminares se limitan a determinar el contenido de humedad, y los límites de consistencia (límite líquido, límite plástico y límite de contracción).

### **1.2.6.2 Estimación del potencial de expansión.**

No existe ningún ensayo de identificación de suelos que nos permita asegurar que un suelo arcilloso va a producir o no, daños por expansión. Es necesario comparar varios métodos, que nos permitan tener un conocimiento global del problema tratado.

Estas correlaciones que se usan comúnmente, se pueden clasificar en 3 grupos:

- A. Las que determinan el tipo de mineral predominante en la arcilla.
- B. Las que cualitativamente dan el grado de expansividad, que puede ser: bajo, medio, alto, muy alto, en función de tablas.
- C. Las que cuantifican el % de expansión y la presión de expansión, en base a correlaciones empíricas.

En estos tres grupos de correlaciones, que se utilizan comúnmente, intervienen las siguientes variables:

- Contenido de partículas menores a  $2\mu$  (0.002mm).
- Gravedad Específica,  $G_s$
- Densidad seca del suelo,  $\rho_d$ .
- Límites de Atterberg (límite líquido, índice de plasticidad y límite de contracción)
- % de expansión.
- Presión de expansión utilizando el consolidómetro bajo diferentes condiciones de carga.
- Contenido de humedad natural.



- Presión de tapado del suelo.

Entre los métodos, la literatura menciona una serie importante de ellos, pero los más comunes y de aplicación en nuestro medio, son los siguientes:

**A) Las que determinan el tipo de mineral predominante en la arcilla:**

1. **Skempton (1953)<sup>(33)</sup>** En la literatura consultada se prueba que los límites de Atterberg de un suelo están relacionados con la capacidad de adsorber agua sobre la superficie de las partículas de suelo. En general, se estima que esta actividad en la superficie de la partícula individual es fundamental para tamaños menores que dos micras (0,002 mm). Según este razonamiento, Skempton (1953)<sup>(33)</sup> observó que el índice de plasticidad se incrementa linealmente con el porcentaje de arcilla menor a 2 micras y definió una magnitud que la llamó actividad:

$$Actividad = \frac{Ip}{\% < 2micras}$$

Mientras mayor sea este número, mayor será la presión probable de expansión de un suelo, ya que contendrá montmorillonita, como muestra la *Figura 1.7 (b)*. En la *Figura 1.7 (a)* se muestra la variación lineal que tiene el índice de plasticidad con respecto al % de partículas menores a 0.002mm., en una serie de ensayos realizados a diferentes arcillas en Inglaterra. Este valor de actividad no cuantifica ni califica al % de expansión de un suelo, pero si nos da una idea clara, sobre el mineral que conforma al material arcilloso.

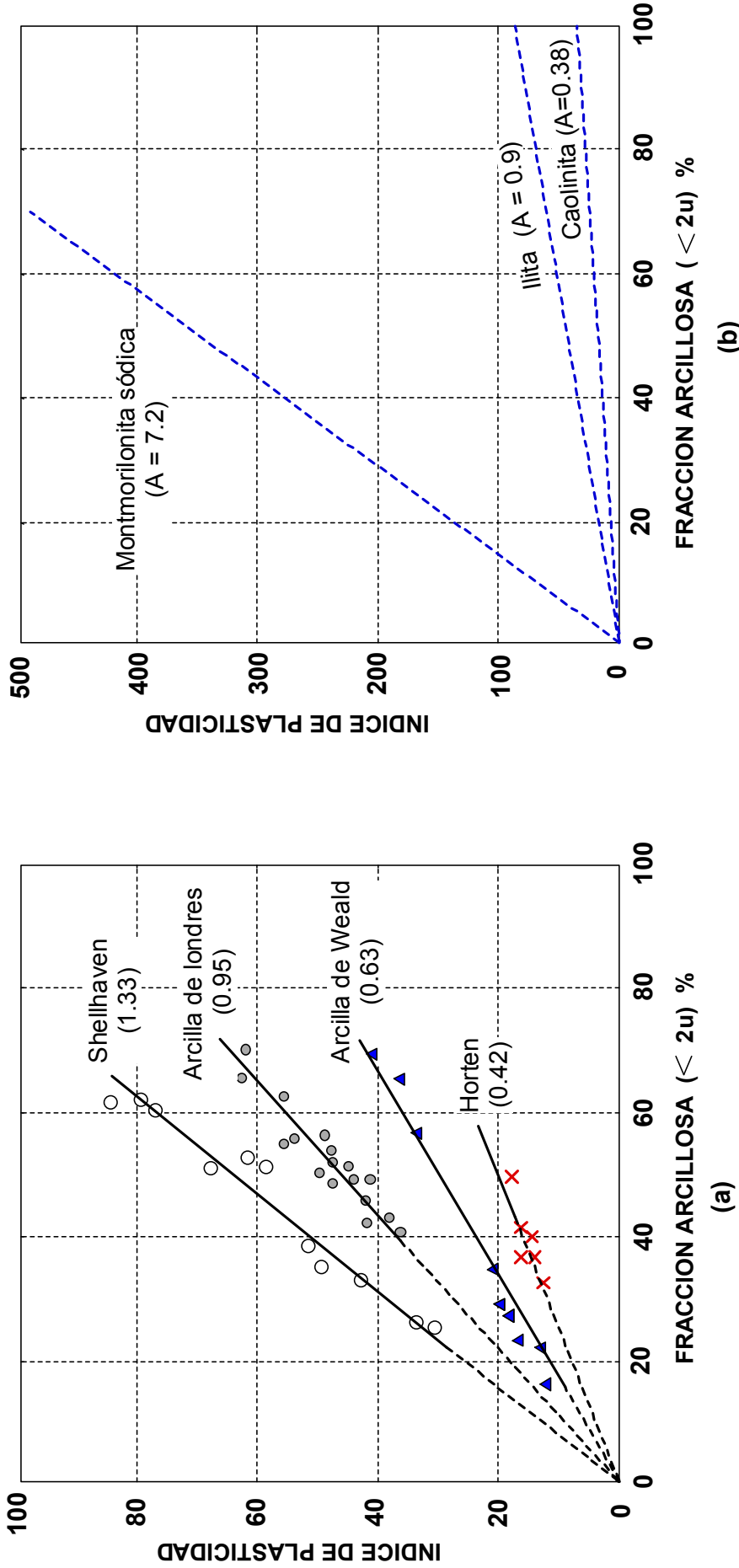


Figura 1.7: Relación entre el parámetro Actividad y el mineral de arcilla que constituye el suelo. (Según Skempton, 1953)



2. **Seed, Woodward, and Lundgren (1964)<sup>(34)</sup>**, estudiaron las propiedades de plasticidad de algunas arcillas preparadas artificialmente y concluyeron que la relación del índice de plasticidad con el % de arcilla menor a 2 micras es lineal, como lo observó Skempton (1953)<sup>(33)</sup>, pero la línea no siempre pasa por el origen. Mostraron que esta relación puede ser representada por dos líneas rectas. Si el % de material que pasa 0,002mm es mayor que el 40% la línea pasa por el origen y cumple la expresión propuesta por Skempton; si es menor que el 40%, la expresión es la propuesta por Seed. (Ver Figura 1.8). Aplicando el mismo criterio de Skempton (1953)<sup>(33)</sup>, este valor nos da una idea clara del material que constituye la arcilla.

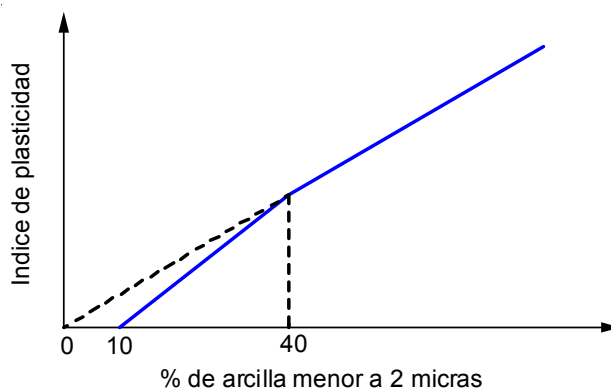


Figura 1.8. Actividad de la arcilla (según Seed, Woodward, and Lundgren, 1964)

$$Actividad = \frac{Ip}{(\% < 2micras - 10)}$$

3. **Marín Nieto (1991)<sup>(35)</sup>**, propuso el método del gradiente mineral para determinar el mineral de arcilla predominante de un suelo. Se basa en diferentes análisis realizados a las arcillas expansivas de las provincias de Manabí y Azuay, específicamente en el sector de Javier Loyola, Azogues. En la carta, se dibuja en las abscisas el valor del límite líquido dividido para el índice de plasticidad y en las ordenadas el índice de plasticidad; la línea “A” es la de la Carta de plasticidad de Casagrande, “L.L =0.73 (I.P - 20)”, graficada en escala logarítmica en los dos ejes. (Ver Figura 1.9).

Materiales con un L.L / I.P menores que 2 y un I.P mayor que 60% nos indican la presencia de montmorillonita en el suelo, por lo tanto es un suelo que puede presentar un alto % de expansividad.

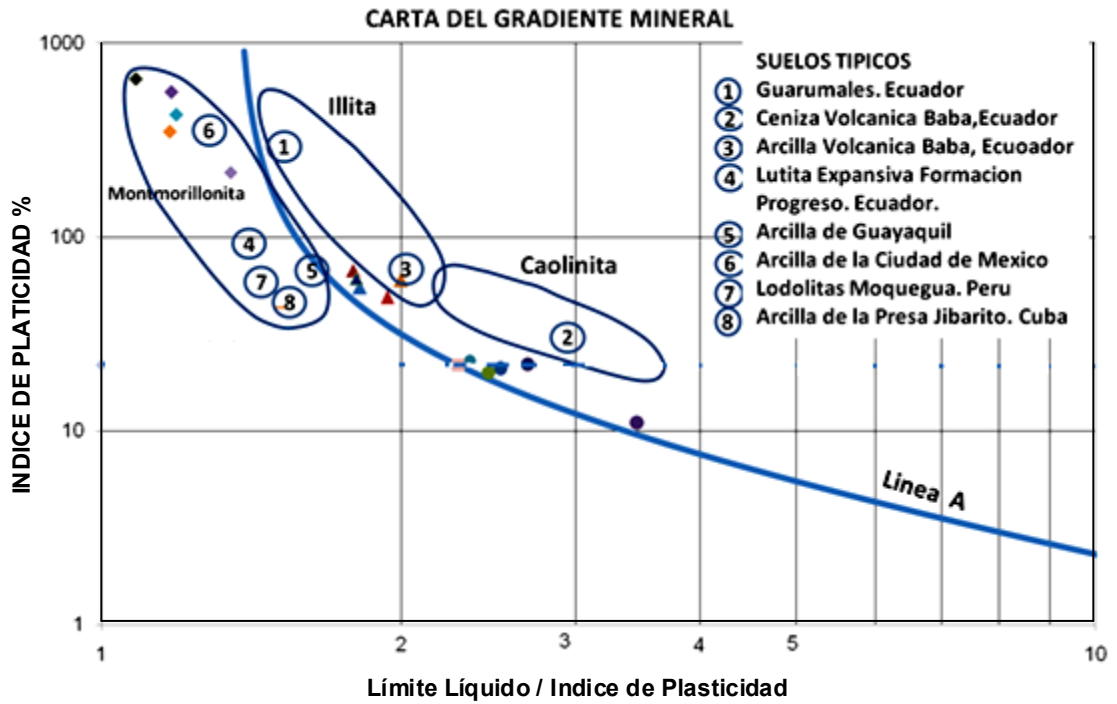


Figura 1.9. Gradiente mineral (Según el Ing. Luis Marín Nieto)

**B) Las que califican cualitativamente.**

1. **Métodos de Holtz y Gibbs (1954)<sup>(36)</sup>** califica el grado de expansividad en función del Índice de plasticidad. (Ver Tabla 1.2)

Índice de plasticidad	0-15	10-35	20-55	>55
Grado de expansividad	Leve	Medio	Alto	Muy alto

Tabla 1.2 Método de Holtz y Gibbs, función del índice de plasticidad

Otro criterio, también debido a **Holtz y Gibbs (1954)<sup>(36)</sup>**, se establece en base al límite de contracción. (Ver Tabla 1.3)

Límite de contracción	>12	10-12	<10
Peligro de hinchamiento	Bajo	Medio	Alto

Tabla 1.3 Método de Holtz y Gibbs, función del límite de contracción.

**Holtz y Gibbs (1956)**, propone otro método, mencionado por John D. Nelson, Debora J. Miller <sup>(37)</sup>, en donde se establece que el grado de expansión de una arcilla está en función de los siguientes parámetros (Ver Tabla 1.4)

Contenido de coloide (<0.001mm) en %	Índice Plástico	Límite de contracción	% Expansión bajo carga de 1.0 psi	Grado de Expansión
> 28	>35	<11	>30	<b>Muy alto</b>
20 – 13	25 – 41	7 – 12	20 – 30	<b>Alto</b>
13- 23	15 – 28	10 – 16	10 – 30	<b>Medio</b>
>15	<18	>15	<10	<b>Bajo</b>

**Tabla 1.4 Clasificación de suelos expansivos basado en el contenido de coloides, índice plástico y límite de contracción. Basado en una carga vertical de 1 PSI**

2. **Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)**, mencionados por Joseph E. Bowles <sup>(38)</sup>, propone el método en donde establece que el grado de expansión de una arcilla está en función de los siguientes parámetros. (Ver Tabla 1.5)

Grado de expansión	Índice de plasticidad	Límite de contracción	Límite líquido
<b>Bajo</b>	< 18	> 15	20-35
<b>Medio</b>	15 -25	10 -15	35-50
<b>Alto</b>	25 - 41	7-12	50-70
<b>Muy alto</b>	> 35	< 11	> 70

**Tabla 1.5. Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)**

3. **Seed et al. (1962)** <sup>(39)</sup>, en un estudio extenso sobre las características de expansión de arcillas compactadas, desarrolla una carta basada en la actividad de la arcilla y el porcentaje de coloides, clasificando a las muestras en función del % de expansión en bajo, medio, alto y muy alto potencial de expansión. (Ver Figura 1.10)

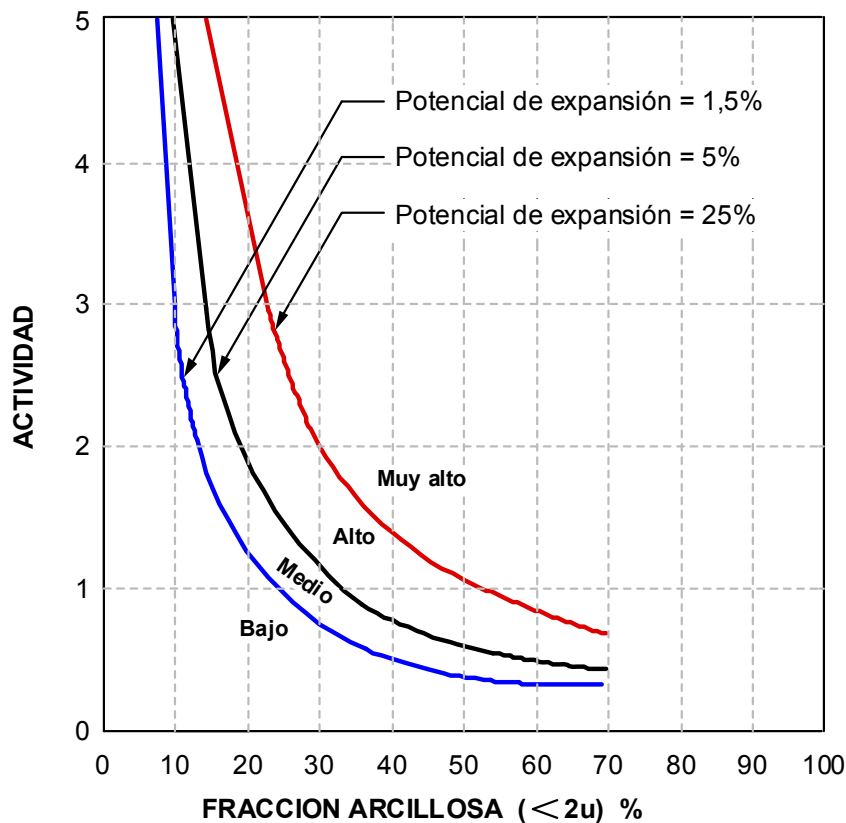


Figura 1.10. Potencial de hinchamiento en función de la actividad de las arcillas (según Seed et al, 1962).

**c) Las que califican cuantitativamente.**

Los ensayos edométricos realizados sobre muestras inalteradas, permiten medir directamente la expansión del suelo cuando estos se inundan. En la actualidad se pueden realizar ensayos de expansión libre, ensayos a volumen constante, o ensayos de expansión bajo carga. A partir de ellos es posible determinar algunos parámetros que no solamente se utilizan para clasificar a los suelos, sino que, y sobretodo, se usan para calcular o estimar la expansión que se producirá en el terreno, bajo las condiciones particulares que se están analizando. A partir de estos ensayos, varios investigadores, como: [Komormk y David (1969)<sup>(40)</sup>; Nayak y Christensen (1970)<sup>(41)</sup>; Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)<sup>(42)</sup>; O'Neill y Ghazzaly (1977)<sup>(43)</sup> y Gogoll (1970)<sup>(44)</sup>], han propuesto algunas ecuaciones que permiten obtener la expansión libre y la presión de expansión en función de las propiedades índice de los suelos.



1. Método de Komormk y David. (1969)<sup>(40)</sup>

Este método es una comparación estadística de 200 resultados medidos, que han permitido predecir la presión de hinchamiento con base en la determinación del límite líquido (LL), de la densidad seca ( ) y del contenido de humedad natural ( ). En base a ensayos en el consolidómetro, con una presión inicial de 1lb/pulg<sup>2</sup> (1PSI =0.07 Kgf/cm<sup>2</sup>).

La ecuación encontrada es la siguiente:

$$\log \bar{P_s} = 2.132 + 0.0208 LL + 0.000665 \rho_d - 0.0269 \omega$$

$\rho_d$  = Densidad seca kg-m/m<sup>3</sup>

%

%

$P_s$  = Presión de expansión kgf/cm<sup>2</sup>

El siguiente es un ejemplo de aplicación de esta expresión, citado por Joseph E Bowles<sup>(38)</sup>.

Dado un suelo con un límite líquido de 60%, humedad natural del 25% y un  $\rho_d$ =1330 kg-m/m<sup>3</sup>. Determinar la presión de expansión posible de este suelo.

$$\log \bar{P_s} = 2.132 + 0.0208(60) + 0.000665(1330) - 0.0269(25)$$

— —

Tomando el antilogaritmo de 0.592 y recorriendo el punto una décima a la izquierda, se obtiene que:

$$= 3.908 \text{ recorriendo el punto.}$$

$$P_s = 0.391 \text{ kgf/cm}^2$$



## 2. El método de Nayak y Christensen (1970)<sup>(41)</sup>

Este método ha desarrollado dos relaciones estadísticas, una para medir % de expansión y otra para la presión de expansión en función del índice de plasticidad, del % de partículas de arcillas y el contenido de humedad inicial. Estas ecuaciones son las siguientes:

$$S_p = (2.29 * 10^{-2}) * (IP)^{1.45} * \frac{C}{\omega_{inicial}} + 6.38$$

$S_p$  = % expansión libre

IP = Índice de Plasticidad %

C = Contenido de partículas menores a 0.002mm, en %.

$\omega_{inicial}$  = Humedad inicial %

$$P_p = (3.5817 * 10^{-2}) * (IP)^{1.12} * \frac{C^2}{\omega_{nat}^2} + 3.7912$$

$P_p$  = Presión de expansión posible en lb/pulg<sup>2</sup>.

$$(1\text{lb/pulg}^2 = 0.07\text{Kgf/cm}^2)$$

Cabe indicar que estas ecuaciones fueron obtenidas a partir de 18 muestras artificiales, mezclando arcillas que se encuentran comercialmente como la bentonita, kaolinita, con arena de sílice, en diferentes proporciones para tener un rango amplio de datos en lo que se refiere a las propiedades índice de los suelos. La medición del % de hinchamiento y presión de expansión se la realizó con probetas compactadas según el Proctor estándar, bajo una carga de 1 lb/pulg<sup>2</sup>.



### 3. Método de Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)<sup>(42)</sup>

El método define el índice de expansión de suelos como la relación entre la humedad natural del suelo y el límite líquido y lo correlaciona con el hinchamiento medido en el consolidómetro, bajo una sobrecarga de 0.1 kgf/cm<sup>2</sup> y la presión de expansión.

$$\log S_p = \frac{1}{12} (0.4 * L.L - \omega_{nat} + 5.5)$$

Donde:

$S_p$	=	Expansión libre [%]
LL	=	Límite Líquido [%]
$\omega_{nat}$	=	Humedad Natural [%]

### 4. O'Neill y Ghazzaly (1977)<sup>(43)</sup>

Proponen la siguiente ecuación, para calcular la expansión libre:

$$S_p = 2.27 + 0.131 * LL - 0.27\omega_{nat}$$

Donde:

$S_p$	=	Expansión libre [%]
LL	=	Límite Líquido [%]
$\omega_{nat}$	=	Humedad Natural [%]

Método aconsejado por el Manual EM 1100-1-1904 – Cap. 5 de la U.S. Army Corps of Engineers (1990). Citado también por Joseph E Bowles<sup>(38)</sup>.

### 5. Gogoll (1970)<sup>(44)</sup>

Todas las metodologías anteriores no tienen en cuenta la presión de tapada del suelo, o sea, la presión a la que están sometidos



los suelos en el terreno. Es por ello que recomienda utilizar la siguiente ecuación, para determinar el porcentaje de expansión final, tomando el valor de la expansión libre de cualquiera de las expresiones anteriores.

$$S = S_p * [1 + 0.72 * \sqrt{\sigma_f}]$$

Donde:        S        = Expansión final (%)  
                   $\sigma_f$     = Presión de tapada en kgf/cm<sup>2</sup>  
                  S<sub>p</sub>     = Expansión libre (%)

El uso de todos los métodos descritos anteriormente han dado en ciertas zonas resultados razonablemente buenos. Sin embargo, su aplicación para un suelo determinado debe usarse con precaución y, preferiblemente, comprobarse con la ejecución de algunos ensayos.

#### 1.2.6.2.1 Otros métodos

Existen otros métodos para determinar la potencialidad a la expansión de los suelos, consistentes en inundar muestras compactadas, y medir el hinchamiento o la presión de expansión. Uno de esos ensayos es el Método de Lambe, del cual se obtiene un índice denominado PVC (Potencial Volumen Change), que permite evaluar el % de hinchamiento del suelo. Otros métodos indirectos consisten, en medir el hinchamiento siguiendo las normas del ensayo C.B.R. Ambos métodos tienen el inconveniente que para su realización se destruye la estructura del suelo (muestra alterada) y sólo permiten evaluar en forma indirecta y cualitativa la potencialidad de hinchamiento. Hay que mencionar que estos métodos son usados para vías terrestres, en donde sí se altera de alguna manera la subrasante. Para nuestro caso de investigación, que se enfoca más el punto de vista de las cimentaciones, no tiene sentido su análisis.



En general, como resumen, puede decirse que mediante la observación apoyada en ensayos (todos ellos sencillos y rápidos), suele llegarse a establecer si el problema del hinchamiento existe o no, y hacer una clasificación cualitativa y cuantitativa de la expansividad de los mantos de arcillas.

### 1.2.6.3 Estimación de los cambios previsibles de humedad, con la profundidad.

Capa activa del suelo, es la profundidad a la cual se producen cambios en los contenidos de humedad, debidos a los procesos de desecación y humectación producidos por el clima. Esta profundidad es variable en los distintos lugares del mundo; así por ejemplo, en Sudáfrica puede alcanzar entre 3,0 y 4,0 metros y en España escasamente un metro de espesor. En algunos lugares de la zona de Challuabamba, en Cuenca, alcanza los 2,0 metros de espesor. (Ver Figura 1.11)

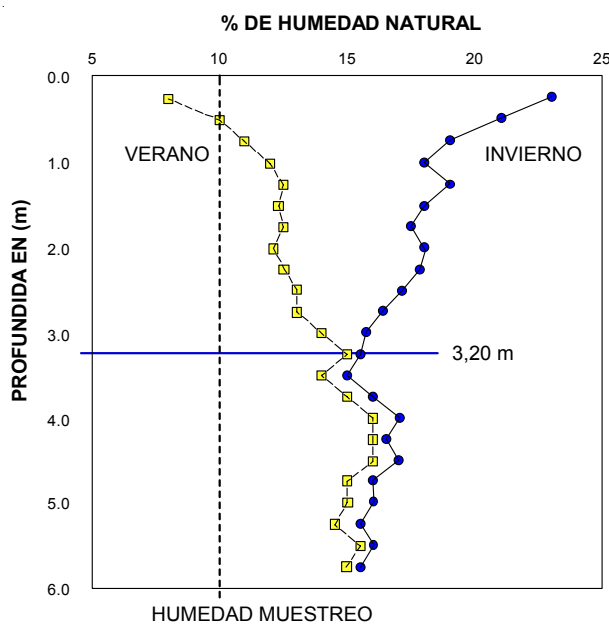


Figura 1.11. Definición de la capa activa de un suelo en Sudáfrica.

En el caso de que los movimientos estacionales sean la causa principal de este efecto, puede decirse que la determinación de la profundidad activa es uno de los datos más importantes para el proyecto de la cimentación. Generalmente ésta se la determina mediante



perforaciones a cielo abierto y con observaciones del avance de las grietas por contracción del terreno.

Además, por los procesos constructivos el manto de arcillas se encuentra desprotegido, al realizar el movimiento de tierras para el emplazamiento de las obras, lo que maximiza los procesos de transpiración o acumulación de agua en la capa activa.

Otras causas probables que pueden generar procesos de expansión importantes de los mantos arcillosos superficiales, es debido a pérdidas en las tuberías de alimentación de agua potable, aguas servidas o un proceso de ascenso del nivel freático regional.

#### **1.2.6.4 Consideraciones generales acerca de cimentaciones en suelos expansivos**

Según el aspecto a solucionar, existen 3 formas de actuar cuando nos encontramos con un suelo expansivo.

a) Cuando la solución está en la cimentación.

- Pilotes, pilotines. Esta solución contempla atravesar la zona “activa” y apoyar las cimentaciones sobre suelos estables, para calcularlos no se considera la fricción, por el espacio que hay que dejar entre pilote y suelo, para evitar el levantamiento por expansión.
- Estructura rígida o semirrígida. En estos casos se calculan las cimentaciones con una presión de contacto, lo suficientemente alta, como para que no se produzcan fenómenos de hinchamiento.
- Losas. En estos casos se calculan teniendo en cuenta los fenómenos de expansión y contracción.

b) Cuando la solución está en el terreno.



- Sustitución del suelo susceptible por otro suelo no expansivo.
- Estabilización del suelo expansivo. En general se trata de estabilizaciones de tipo fisicoquímico, que inhiban la expansión.

c) Cuando la solución es impedir que se produzca el fenómeno.

- Aislamiento del suelo susceptible a procesos de hinchamiento o expansión, de modo que los procesos climáticos o los agentes externos no modifiquen los contenidos de humedad en el espesor de la capa activa.
- Aislamiento de las fuentes de ingreso de agua al terreno. En este caso se realiza el diseño de las construcciones de modo de impedir el acceso del agua al subsuelo y que, cuando se produzcan estas pérdidas, existan sistemas de alarma temprana que adviertan sobre el inconveniente. En estos casos es habitual preparar manuales de mantenimiento de las construcciones.

## **1.3.- DAÑOS EN ESTRUCTURAS POR SUELOS EXPANSIVOS**

### **1.3.1 Introducción**

Los movimientos de expansión y contracción producidos en suelos expansivos pueden causar movimientos diferenciales de las estructuras cimentadas sobre éstos. Los desplazamientos no uniformes causan una redistribución de las cargas estructurales sobre los elementos de la cimentación, que motivan el aumento de los esfuerzos de cortante o la inversión de los momentos para los que fueron calculados.

Los daños producidos por este proceso generalmente se aprecian, en primera instancia, en las paredes que no están diseñadas para soportar mayores esfuerzos de tracción. (Ver Figura 1.12)

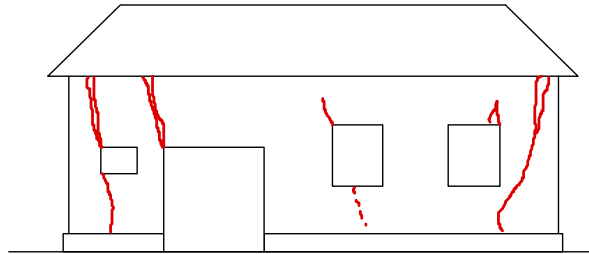


Figura 1.12. Fisuras típicas en paredes por suelos expansivos

### 1.3.2 Daños en la estructura, losas y paredes

La estimación de la expansión o levantamiento del terreno de cimentación, requiere al menos de un cálculo análogo al que habitualmente se emplea para la estimación de asentamientos.

La expansión secundaria (Ver Figura 1.13) en general suele omitirse. Salvo el caso en que esta tuviera cierta significación y fuera necesario considerarla, en forma similar a la consolidación secundaria.

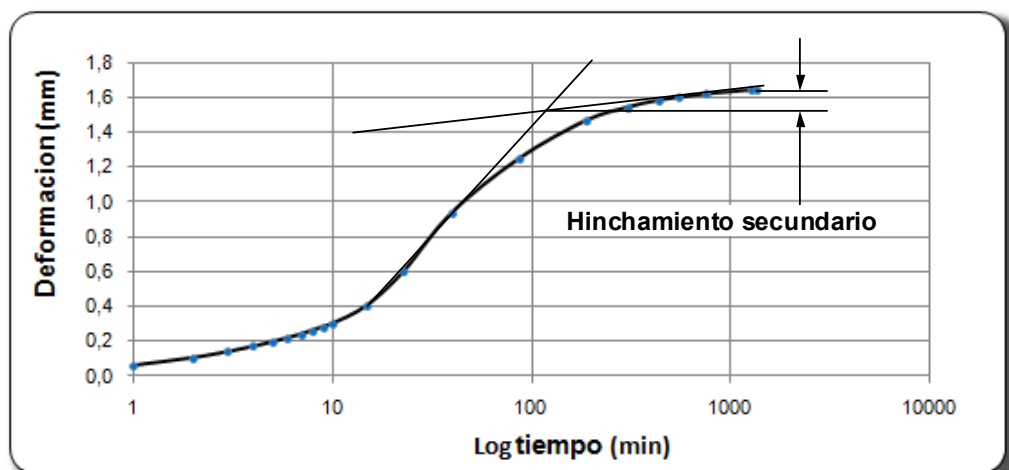
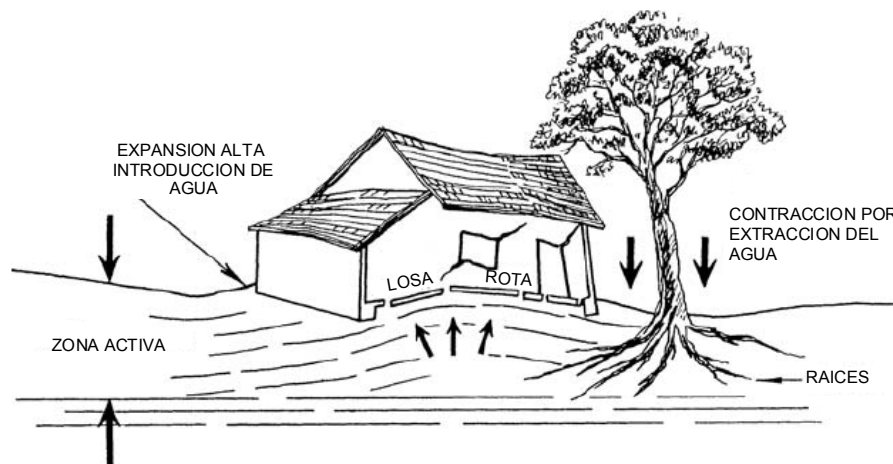


Figura 1.13. Expansión secundaria

Con relación a la variación en el tiempo del fenómeno, el proceso de expansión, en general, suele ser más rápido que el de consolidación.

La diferencia básica que se presenta en el cálculo de los movimientos diferenciales de un suelo de cimentación de carácter expansivo, estriba en que, o se adoptan las precauciones necesarias para mantener aproximadamente estables las condiciones de humedad del suelo de cimentación, o bien se deberá considerar un amplio espectro de humedades iniciales y de cambios de humedad, que contemple las condiciones climáticas extremas que puedan presentarse en el lugar, y las posibles modificaciones que pudiera tener el nivel freático.

Como se ve en la *Figura 1.14* habrá que considerar los posibles aumentos de humedad por lluvias, la migración del agua bajo las losas, el efecto que tienen las raíces de los árboles al absorber el agua; todos estos factores pueden llevar a un colapso de la estructura por asentamientos diferenciales, si no son tomados en cuenta.

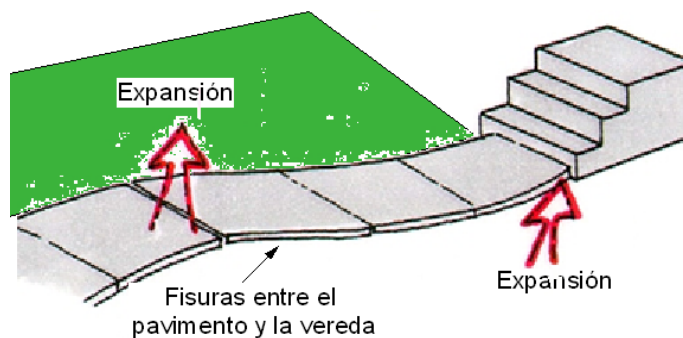


**Figura 1.14. Factores a tomar en cuenta para el diseño sobre un suelo expansivo**

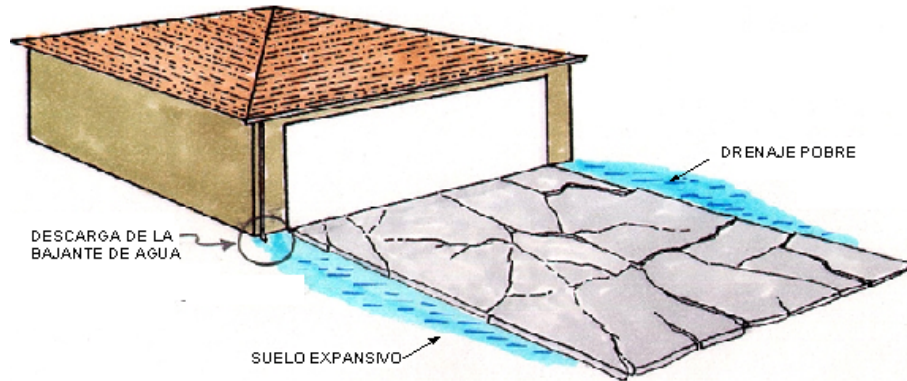
En algunos casos, dependiendo del proyecto, podría ser necesario además, la consideración de condiciones de drenaje diferentes para el análisis de la expansión, en el tiempo, de las muestras de suelo correspondientes a la zona del borde exterior, y para las representativas de la parte interior de la fundación, que son los puntos entre los cuales suele ocurrir el máximo movimiento diferencial debido a variaciones de humedad por cambios estacionales.

En este sentido, podrá darse la circunstancia de que cuando la zona perimetral exterior de las cimentaciones iniciara el proceso de retracción, al comienzo de la temporada de verano, la zona central estuviera aún levantándose debido al aumento de humedad generado por las infiltraciones de las últimas lluvias, lo que podría dañar en forma progresiva el edificio por movimientos diferenciales.

Los daños producidos por las arcillas expansivas se han observado generalmente en edificaciones livianas, por la baja carga que se transmite al terreno y se han debido principalmente a asentamientos o hinchamientos diferenciales de la estructura. Los daños se manifiestan principalmente en agrietamiento de paredes, losas de primer piso, veredas, vigas de amarre y desajuste en puertas y ventanas. (Ver Foto 1.5 y 1.6)



**Foto 1.5. Levantamiento de la vereda por efecto de expansión del suelo**



**Foto 1.6. Fisuras en una losa de garaje por un drenaje pobre**

El detonante para que un suelo se expanda o se contraiga es el cambio de humedad; dentro de un proceso constructivo se pueden indicar las siguientes causas para que esto suceda:

- El cubrimiento de un área con una edificación reduce la transpiración de humedad de la vegetación existente anteriormente, lo que aumenta la humedad.
- Se produce un gradiente térmico que hace que la humedad fluya de las zonas caliente (áreas exteriores) hacia las más frías (áreas interiores)
- La remoción de árboles grandes causa un aumento de humedad, debido al estado de déficit que el anterior sistema imponía al suelo.
- Un drenaje inadecuado que permite empozamientos es favorable al aumento de humedad.
- La excavación para cimientos y las juntas entre edificios, permiten la entrada de agua al terreno.
- El riego de prados y jardines, rotura de tuberías de alcantarillado y agua potable.

Los esfuerzos horizontales desarrollados por los suelos expansivos también han producido deterioros y fallas en edificaciones pesadas, producto del empuje lateral que actúa, de adentro hacia afuera, en la parte superior de la fundación, (Ver Figura 1.15).

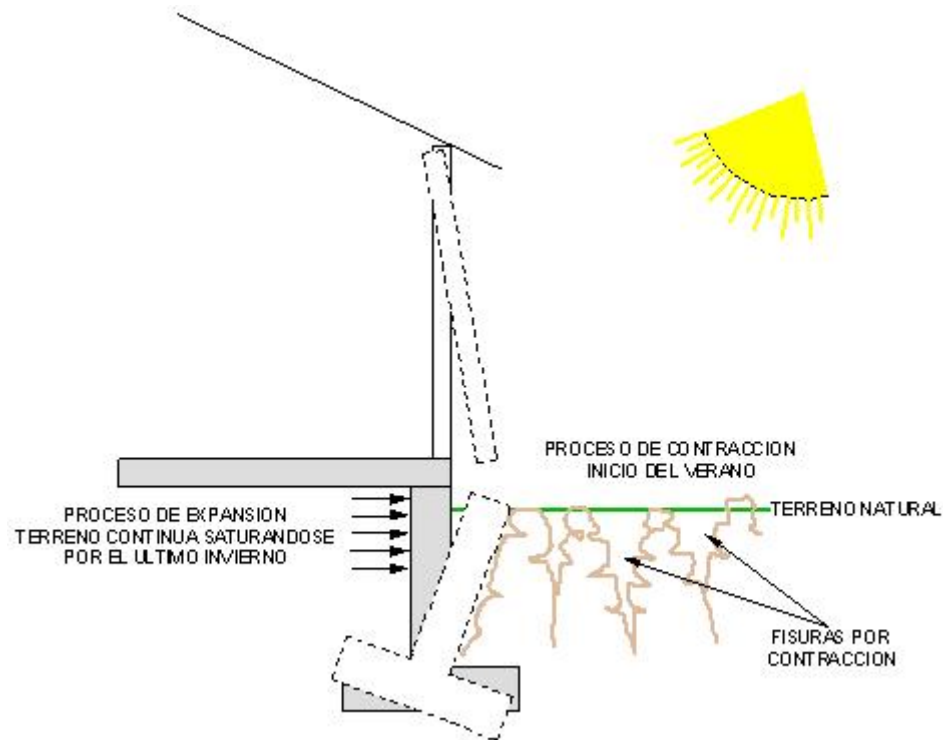


Figura 1.15. Empuje de la zapada de adentro hacia afuera.

## 1.4.- RECOMENDACIONES PARA CIMENTACIONES.

### 1.4.1 Introducción

La cimentación puede definirse, en general, como el conjunto de elementos de cualquier edificación cuya misión es transmitir al terreno que la soporta las acciones procedentes de la estructura. Su diseño dependerá por tanto, no solo de las características del edificio, sino también de la naturaleza del terreno.

La incidencia del comportamiento de los suelos expansivos, en los daños experimentados por las estructuras, no fue identificada por los especialistas en el estudio de suelos y cimentaciones, prácticamente hasta fines de 1930.





A partir de allí se comienza a reconocer que muchas de las patologías de las estructuras, que eran atribuidas a asentamientos del suelo u otros problemas, se debían en realidad a un fenómeno de hinchamiento.

El tema ha interesado en forma creciente a los especialistas en suelos y construcciones. Se estima que las pérdidas anuales a nivel mundial por daños en las construcciones sobre los suelos expansivos superan los dos billones de dólares, (Jones and Holtz, 1973)<sup>(45)</sup>.

En la ciudad el tema ha merecido la preocupación de arquitectos e ingenieros, ya que muchos daños causados en obras de arquitectura se reflejan en viviendas económicas, que son las más afectadas por este fenómeno. En las obras de ingeniería civil las carreteras, canalizaciones, canales, veredas y canchas, son las más afectadas.

#### **1.4.2 Acción sobre la estructura y sistema de cimentación.**

##### **1.4.2.1 Cimentaciones superficiales en suelos expansivos.**

Esta clase de cimentaciones, más comúnmente denominadas como zapatas o patines, pueden ser implementadas con éxito sobre subsuelos conformados por materiales expansivos, siempre que se cumpla al menos uno de los siguientes requisitos:

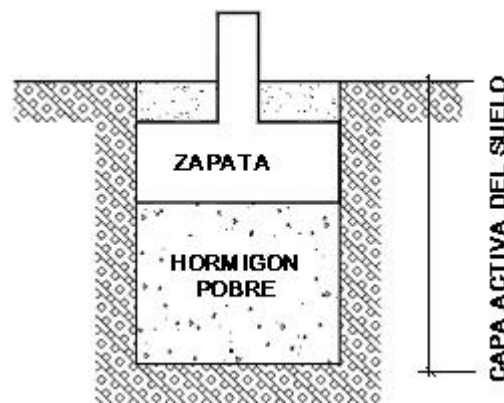
- La presión aplicada, debido a las cargas permanentes, resulte suficiente como para contrarrestar la presión de expansión.
- La superestructura tenga el grado de rigidez necesario como para que una expansión diferencial no cause fisuras o grietas en los elementos resistentes.

##### **1.4.2.2 Zapatas corridas.**

Como se sabe, es la tipología más común de cimentación superficial para estructuras livianas. Es claro, en consecuencia, que para prevenir el efecto de la expansión se vuelve necesario concentrar la presión aplicada, lo que deriva en minimizar el ancho de la zapata.

Por lo tanto el uso de zapatas corridas debería limitarse a suelos de bajo grado de expansión, por ejemplo, en general inferior al 1%, medido en el ensayo de expansión libre.

Cuando no es factible cambiar el sistema de cimentación, se puede implantar las zapatas a profundidades mayores, de la capa activa (al menos 1,50 a 2,00 m por debajo del nivel del terreno natural). Esta ubicación reduce y limita además los desplazamientos diferenciales. (Ver Figura 1.16)



**Figura 1.16 Zapata cimentada bajo la capa activa**

En general, se sugiere a las zapatas corridas como una alternativa, en principio válida, cuando:

- El subsuelo no es altamente expansivo (básicamente arcilla en vez de montmorillonita)
- Es poco probable que se verifique un ascenso del nivel freático.
- La superestructura está conformada por madera.

Una variante a veces empleada es la cimentación en “cajón”, esto es una estructura de hormigón fuertemente armada, cuya altura media es



del orden de 2,00 m. Es notorio que este tipo de cimentación protege a la estructura de eventuales fisuras derivadas de expansiones diferenciales. En estos casos, no deben existir discontinuidades a nivel de la superestructura, que introduzcan puntos débiles. En especial, en estructuras complejas, se sugiere agregar juntas para separarlas en dos o más módulos. Cada módulo actuará entonces en forma independiente y los desplazamientos diferenciales podrán absorberse en las juntas.

#### **1.4.2.3 Zapatas aisladas.**

Como es sabido, este sistema consiste en una serie de zapatas apoyadas sobre las capas superiores del subsuelo, conectadas entre sí por vigas de cimentación. Como en el caso de las cimentaciones profundas, la carga de la estructura es transmitida al suelo en forma concentrada en diferentes puntos; la diferencia es que naturalmente en este caso la descarga se realiza en las capas superiores del terreno y no se involucra la resistencia lateral por fricción.

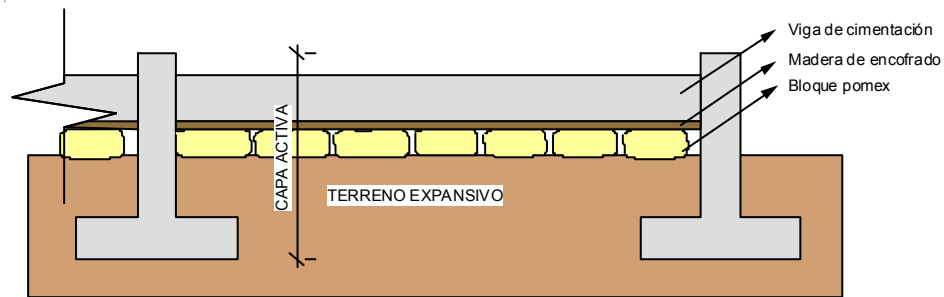
El uso de este sistema puede ser ventajoso cuando:

- El techo de roca o el estrato resistente es profundo.
- Las capas superiores del suelo poseen un potencial expansivo moderado.
- La capacidad portante de las capas superiores es relativamente alta.
- Existe nivel freático o capas blandas que impiden el uso de pilotes trabajando por fricción.

En el caso de un suelo expansivo, si la presión aplicada es mayor que la presión de expansión (para cambio de volumen nulo), no deberían observarse desplazamientos debidos a esta causa.

Para permitir en estos casos la concentración de tensiones aplicadas en las zapatas individuales se requiere descalzar las vigas de cimentación, esto es dejar un espacio vacío bajo éstas, generalmente se colocó

bloque pómez bajo las vigas, para que en caso de expansión este se rompa y la viga no sea afectada. (Ver Figura 1.17)



**Figura 1.17 Vigas apoyadas sobre bloques**

De todas formas, algunos investigadores como Peck<sup>(46)</sup> entre otros, han señalado además que la expansión del suelo sólo se puede impedir en una zona localizada bajo la zapata, donde se concentran las tensiones inducidas por la cimentación.

#### **1.4.2.4 Losas de cimentación.**

El comportamiento de las losas de cimentación construidas sobre suelos expansivos, puede considerarse un problema de difícil control y aún no resuelto para todos los casos. En esta categoría están comprendidas las losas de piso interiores, exteriores, los pavimentos, veredas, canchas, etc.

En general, estas losas no soportan una carga aplicada importante y los pesos propios son bajos. En consecuencia, es esperable que se produzcan movimientos cuando aumenta la humedad en el suelo bajo la losa, por lo tanto, esta consideración debiera ser un requisito de diseño.

Además, los movimientos de estas losas no sólo pueden traducirse en fisuras, sino que en muchos casos pueden afectar la estabilidad general de la estructura.

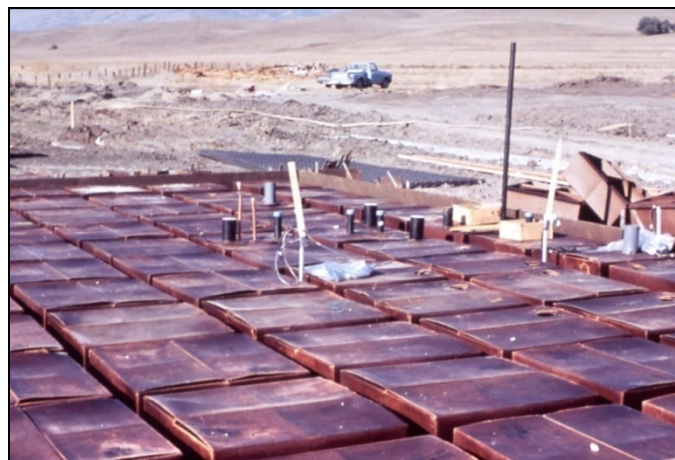
En general, las losas que van directamente apoyadas sobre el subsuelo se construyen incorporando algún tipo de armadura, dependiendo de las cargas aplicadas. Más que nada, la disposición de estas armaduras

tiende a prevenir las fisuras de origen térmico, pero no así las causadas por la expansión del suelo. De allí las dificultades que se presentan, cuando son implantadas sobre suelos con potencial expansivo entre moderado y alto.

El desarrollo de sistemas de pisos económicos, capaces de revertir el problema de la expansión, ha sido desde siempre un objetivo común de ingenieros estructurales y de suelos. Lamentablemente no es aún posible dar una respuesta totalmente eficaz a este tema. Algunas de las alternativas actuales incluyen los sistemas de pisos nervados y los pisos con cavidades.

Comentaremos brevemente a continuación sus principales características.

El primero, propuesto originalmente por la Asociación de Cemento Portland de California, consiste en construir un piso elevado a partir de una losa “nervada”, cuyos nervios se apoyan sobre el subsuelo expansivo. El espaciamiento entre nervios y el espesor de la losa dependen del potencial expansivo de los suelos superficiales y de la carga aplicada previsible. Los huecos proveen el medio de alivio de la presión de expansión. (*Ver Foto 1.7*)



**Foto 1.7 Losa nervada asentada en suelo expansivo**



El sistema también permite incorporar tubos y conductos en el piso. Entre sus desventajas está el hecho, que no siempre es posible ejercer la presión suficiente sobre los nervios como para contrarrestar la expansión. Aparte del costo en sí mismo de la solución, es necesario agregar el que corresponde a la nivelación del suelo, de manera de garantizar un espesor uniforme para los nervios y los huecos.

### **1.4.3 ACCIÓN SOBRE EL SUELO.**

#### **1.4.3.1 Pre-humectación del Suelo.**

La teoría de “pre-humectar” el suelo antes de la construcción está basada en el hecho de que si al suelo se le permite que se expanda antes de la construcción y si luego la humedad del suelo es mantenida, no es de esperar cambios volumétricos y por lo tanto, no es esperable daños sobre la estructura. La experiencia indica que en las áreas cubiertas por una losa, contrapiso, pavimento, canchas, etc., la humedad del suelo rara vez decrece.

El tiempo requerido para lograr una adecuada humectación del suelo, aunque no sea necesario llegar a la saturación, es de al menos uno o dos meses, lo que puede ser considerado como demasiado largo.

Además, es muy cuestionable el hecho de que se obtenga una variación uniforme de la humedad del suelo en las áreas “pre-humectadas”. Los suelos arcillosos, que son los potencialmente expansivos, son muy difíciles de saturar, siendo lo más factible que el agua penetre a través de fisuras, no lográndose una humectación pareja del suelo.

Este método puede resultar útil para la cimentación mediante losas, (*Ver Fotos 1.8*), construcción de pavimentos, canales y canchas, pero no es adecuado para cimentaciones aisladas. La razón es que el pre-humectar el suelo conlleva a reducir, en una forma muy significativa, los

parámetros resistentes del mismo, lo que lo hace inadecuado para el apoyo de cimientos aislados.



Foto 1.8. Saturación del suelo expansivo, para la construcción de losas

#### 1.4.3.2 Reducción de la densidad del suelo

Este método es naturalmente válido cuando la cimentación se debe hacer sobre un material a terraplenar, o en aquellos casos en que se procede a la sustitución del suelo.

La magnitud del asentamiento en un relleno depende de la densidad alcanzada en la compactación, la humedad de compactación, el método de compactación y la carga que se aplique sobre el relleno.

Estos dos últimos están impuestos por el equipo usualmente disponible en la obra durante la compactación y la sobrecarga impuesta por la obra, de manera que sobre lo que podemos actuar es fundamentalmente sobre los dos primeros.

En la *Figura 1.18*, procedente de Holtz (1959), citado por Josa (1988)<sup>(47)</sup>, se muestran la influencia de la densidad seca y la humedad en la compactación de una arcilla expansiva; se puede apreciar el hecho de que las arcillas expansivas se expanden poco cuando son compactadas a densidades bajas con humedades altas, pero expanden mucho cuando son compactadas a densidades altas con humedades bajas.



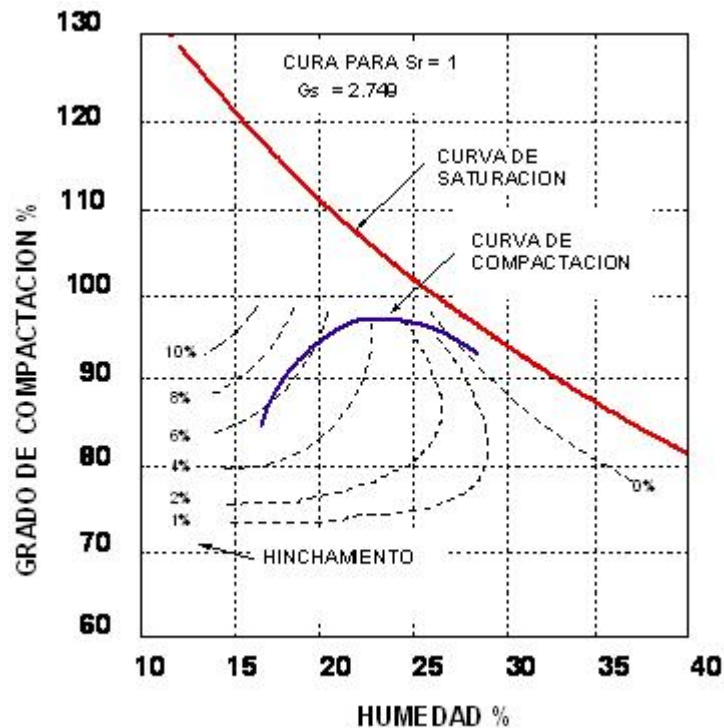


Figura 1.18. Hinchamiento en procesos de compactación al inundar tras secar al aire (Holtz, 1959).

Ya en el año 1959 Dawson<sup>(48)</sup> aconsejaba que en suelos expansivos se debía controlar no sólo el alcanzar un grado de compactación mínimo, sino también un valor máximo.

Como se muestran en la *Tabla 1.6*, un decremento de la densidad seca de una arcilla expansiva desde 109 a 100 pcf, baja la presión de hinchamiento de 13 a 5 psf y el potencial de hinchamiento desde 6.7 a 4.2 %. Esto sin variar el contenido inicial de humedad del suelo.

Densidad Inicial Seca (pcf)	Contenido Inicial de Humedad (%)	Contenido Final de Humedad (%)	Porcentaje de saturación inicial	Incremento de Volumen en (%)	Presión de Hinchamiento (psf)
94.3	12.93	21.27	45.0	2.7	2,600
99.4	12.20	24.92	48.1	3.8	4,600
100.2	12.93	19.93	52.1	4.2	5,000
103.3	12.93	20.51	56.3	5.1	7,000
109.1	12.93	20.56	65.4	6.7	13,000
110.8	12.20	19.03	64.7	7.3	14,000
114.5	12.20	19.17	71.6	8.2	21,000
118.9	12.20	17.08	81.2	8.6	35,000
Promedio	12.55	21.08			



Tabla 1.6 Fuente: Ings. Julio Patrone y Jose Enrique Prefumo. Docentes de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Montevideo

### 1.4.3.3 Sustitución del suelo expansivo

Una alternativa simple de cimentar una losa o zapata en un material expansivo, es reemplazar el material expansivo por otro que no lo sea. (Ver Figura 1.19).



Figura 1.19 Reemplazo del material expansivo

La experiencia indica que si el suelo natural sobre el que estamos apoyando nuestro cimiento consiste en más de 1.50 m de suelo granular del tipo (SC, SP, GC, GM, GW o GP), que a su vez se apoya en un suelo altamente expansivo, no existe riesgo de movimiento en la cimentación cuando apoyamos la misma sobre este material granular.

No está claro si es debido a que el agua superficial no llega al material expansivo, o si existe un acomodamiento del material granular que hace que los eventuales movimientos sean prácticamente inexistentes, o se debe a una combinación de ambos efectos.

La afirmación anterior no es necesariamente cierta cuando el material sobre el que apoyaremos la cimentación se trata de un relleno seleccionado. Para lo cual nos podemos hacer 2 preguntas:

- Que tipo de material debemos colocar
- Que espesor tendría ese relleno (o sea que profundidad de sustitución)



El primer requerimiento es, obviamente, que el material no sea expansivo, eso lo cumplen los suelos cuya clasificación varía desde los materiales del tipo GW a los del tipo SC. Estos tienen una permeabilidad tal que el agua podría llegar hasta los materiales subyacentes arcillosos y expansivos.

Desde el punto de vista antes señalado, sería preferible que los materiales del relleno sean menos permeables, con cierto contenido de finos (del tipo SM o SC), aunque estos tienen la contra de que los finos de estos materiales pueden a su vez presentar cierto grado de expansión.

Un método recomendado por la, Federal Highway Administration, para escoger el material de reemplazo en vías, que puede ser aplicada a cimentaciones, esta en la *Tabla 1.7*

<i>Límite Líquido</i>	<i>% de material que pasa el tamiz # 200</i>
<i>Mayor a 50</i>	<i>15 - 30</i>
<i>Entre 30 a 50</i>	<i>10 - 40</i>
<i>Menor 30</i>	<i>5 - 50</i>

**Tabla 1.7 Recomendación Federal Highway Administration, para el material de reemplazo**

En cuanto a la profundidad de reemplazo, algunas de las recomendaciones son las siguientes:

- Profundidad mínima de reemplazo de material es de 2 pies (60 cm).
- Material de reemplazo que no sea granular, sino materiales limosos, o arcillas limosas, que no sean expansivas.
- El material de relleno a ser utilizado debe ser compactado a una densidad entre 92 al 95 % de la densidad seca máxima y a una humedad no menor a la óptima de la correspondiente al Proctor estándar.



El costo de esta alternativa no es caro si la comparamos con la de cualquier otra forma de tratamiento químico.

Con la excepción de la cimentación del tipo “losas flotantes”, el método de reemplazo del material expansivo constituye el método más seguro para una fundación directa sobre este tipo de materiales.

Cuando se procede a la sustitución de suelo, es conveniente tener la precaución adicional de realizar los drenajes superficiales en forma adecuada alrededor de la construcción, de manera de evitar la infiltración de agua por debajo de los niveles del relleno.

#### **1.4.3.4 Modificación de propiedades expansivas del suelo.**

Dentro de estas técnicas podemos citar: la estabilización del suelo mediante cal, cemento e inyecciones.

La cal, y el cemento, como elementos controladores de la expansión, se utilizan desde hace muchos años, preferentemente dentro del campo de la ingeniería vial, como estabilización de subrasantes de carreteras, etc., teniendo un uso casi nulo en la construcción de edificios.

La acción, tanto de la cal, como la del cemento consisten en modificar las características plásticas del suelo, reduciendo el límite líquido, el índice de plasticidad e incrementado el límite de contracción.

Las cantidades de cal y de cemento varían de 2 a 6 % en peso de la mezcla, dependiendo de los objetivos de la estabilización, la cual tiene la ventaja adicional (sobre todo en el caso de uso de cemento) de que mejoran el poder soporte del suelo (CBR).

Una forma de modificación de las propiedades expansivas del suelo, utilizadas en cimientos de estructuras, constituye la realización de inyecciones químicas en el suelo, de manera de modificar las características plásticas del suelo, a la vez que disminuyen la



permeabilidad del mismo. Estas técnicas resultan en general caras, tanto por el costo del elemento químico a utilizar, así como de la técnica empleada para su aplicación.

#### **1.4.3.5 Aislamiento del suelo de las variaciones de humedad.**

Si se pudiera lograr que el suelo no sufriera variaciones importantes en su contenido de agua, entonces, por mayor que sea el potencial expansivo de la arcilla, no habrá cambios volumétricos.

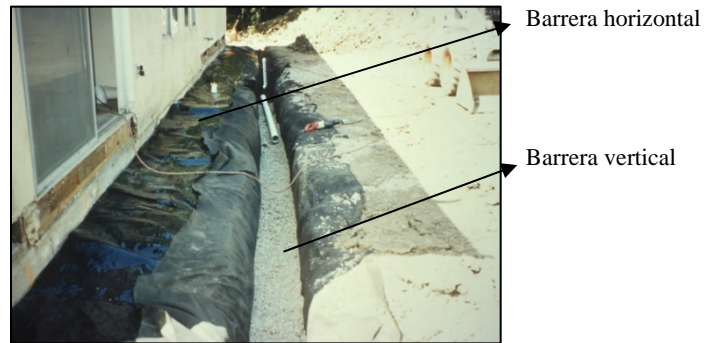
La variación de la humedad puede provenir de dos fuentes básicamente:

- a) La infiltración al terreno de aguas superficiales.
- b) La variación de niveles de agua subterránea.

Si bien es relativamente sencillo sacar el agua libre que se ha introducido en la obra para la construcción de una cimentación, realizando los drenajes adecuados, ya sean superficiales o subterráneos, sin embargo, no es tan sencillo el impedir la migración de la humedad, desde el exterior de un local hacia el interior de un área cubierta.

Para impedir la infiltración de aguas superficiales se puede disponer de:

- Barreras horizontales contra la humectación del suelo alrededor de la construcción a través de: membranas, construcción de veredas perimetrales, pavimentos asfálticos, drenaje adecuado. (*Ver Foto 1.9*).
- Barreras verticales alrededor de la construcción para impedir las variaciones estacionales en el contenido de humedad del suelo también mediante el uso de membranas, hormigón, etc. (*Ver Foto 1.9*).



**Foto 1.9. Barreras horizontales y verticales contra la humectación del suelo.**

Las “barreras verticales” usualmente están unidas a una horizontal para prevenir la humectación del suelo entre la barrera vertical y la construcción, ya que las barreras verticales deben construirse al menos 70 a 100 cm alejadas del perímetro de la construcción.

Si bien las barreras verticales son más efectivas que las horizontales, las mismas resultan mucho más costosas.

Para evitar la variación de la humedad por variación del nivel de agua subterránea, la alternativa más adecuada la constituye la construcción de drenajes subterráneos.

El proyecto de drenes deberá tener presente el tipo de acuífero de que se trate, si es confinado o no, el caudal de agua que escurre por el mismo, profundidad a la que se instala el dren y capacidad del sistema de drenaje.



## **CAPITULO 2**

### **ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO**

#### **2.1.- Introducción**

El objetivo de realizar un muestreo en un suelo, nace en la necesidad de obtener una parte representativa que clasifique preliminarmente al suelo o para determinar sus propiedades en el laboratorio. Respecto al propósito con el que se toman las muestras, estas se dividen en muestras de inspección de campo y muestras para laboratorio. De las de inspección de campo solo se requiere que sean representativas. Por otra parte, las muestras destinadas para estudiarse en el laboratorio deben llenar una serie de requisitos con respecto a tamaño, método de obtención, fecha, lugar, etc.

#### **2.2.- Ensayos de campo.**

##### **2.2.1.- Calicatas a cielo abierto.**

Las calicatas permiten la inspección directa del suelo que se desea estudiar, por lo tanto, es el método de exploración que normalmente entrega la información más confiable y completa.

Por otra parte, no deberá excavar un pozo de sondeo, en el mismo emplazamiento que se haya elegido para apoyo de una zapata, si este ha de quedar luego por debajo del fondo de la futura cimentación, puesto que el relleno será un punto débil de la misma. Los pozos deberán realizarse próximos a los puntos importantes, pero no de manera que los pongan en peligro. Para esto y como paso previo a la excavación, se debe realizar un replanteo de la estructura en el sitio.

En las calicatas es necesario registrar la ubicación y elevación de cada pozo, los que son numerados según el orden del muestreo que se realice. La profundidad está determinada por las exigencias de la investigación, pero limitada generalmente por el nivel freático. También puede definirse por la experiencia del personal en función del tipo de obra a realizarse. En nuestro caso, para construcciones pequeñas, casas de una a dos plantas, las perforaciones que se realizan alcanzan un máximo de 3,50m; para el caso de edificios que tienen sótanos se alcanzará los 6.00m, cuando no hay presencia de nivel freático ni de boleos de gran tamaño.



**Foto 2.1 Perforación Manual, profundidad 3,50m**

La sección mínima recomendada es de 0,80 metros de diámetro, a fin de permitir una adecuada inspección de las paredes, *Foto N° 2.1*. El material excavado deberá depositarse en la superficie en forma ordenada, separado de acuerdo a la profundidad correspondiente o en función de los diferentes estratos que se encuentren.

Se dejarán plataformas de escalones dependiendo de los ensayos que se deseen realizar y a la profundidad que se los requiera. Una de las paredes estará lo menos remoldeada y contaminada posible, de modo que represente fielmente el perfil estratigráfico del pozo. Se recomienda que estas perforaciones se las realice manualmente y con personal experimentado, ya que el uso de maquinaria como las retroexcavadoras, generalmente alteran las condiciones del terreno en análisis, no permiten una adecuada evaluación de las paredes, por quedar éstas sometidas a grandes procesos de compactación y desgarre.



A cada calicata se le deberá realizar un registro adecuado que formará parte del informe respectivo; la descripción visual de los diferentes estratos se presentará y deberá contener lo siguiente:

- **Tamaño:** Los suelos gruesos son aquellos en que más de la mitad de las partículas son visibles, *Foto N°2.2*. En esta estimación se excluyen las partículas gruesas mayores a 80 milímetros. La fracción gruesa comprende los tamaños de gravas y arenas, y la fracción fina los limos y las arcilla, *Foto N°2.3*.



*Foto 2.2 Pozo de muestras gruesas*



*Foto 2.3 Pozo de muestras finas*

- **Grietas:** Se debe indicar la presencia de grietas dentro de las perforaciones, *Foto N°2.4*, ver si estas son grietas por fallas que se han producido en el terreno o grietas por contracción del mismo; en este caso se debe indicar la profundidad a la que avanzan las grietas.



*Foto 2.4 Grietas por contracción del material arcilloso*





- Espejos de falla: A éstas se las puede identificar dentro de las perforaciones, ya que forman superficies brillosas y con estrías; éstas pueden producirse por movimientos de tierra a lo largo del escarpe o por contracción y expansión de materiales arcillosos.
- Color: Se debe indicar el color predominante.
- Olor: Las muestras recientes de suelos orgánicos tienen un olor distintivo que ayuda a su identificación; por lo general, también cuando hay material orgánico en descomposición hay presencia de gas metano en las perforaciones, para lo cual hay que tomar todas las medidas de precaución para realizar el muestreo.
- Humedad: En estas muestras de deberá registrar el contenido estimado de humedad de la muestra, teniendo en cuenta que cuando éste se encuentre bajo el nivel freático, estará en condiciones saturadas.
- Estructura: Se describirá si es un material estratificado, laminado, fisurado, buzamiento que presentan los estratos, si son favorables a la pendiente o no, presencia de cristales como el yeso, etc.
- Densificación: La compacidad o densidad relativa de suelos sin cohesión puede ser descrita como suelta o densa; para el caso de suelos finos se utiliza el penetrómetro, el cual nos da una idea clara de si el material está compacto o suelto.
- Clasificación: Se debe indicar la clasificación probable, mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Si es necesario pueden usarse clasificaciones dobles, tales como: mezcla de grava y arena bien graduada. La descripción de suelos, en especial su clasificación, está basada en un examen visual y ensayos manuales, y no debe contener refinamientos que solo

pueden determinarse con equipo de laboratorio, aunque estos sean contradictorios.

Ocasionalmente los suelos son descritos con tal cantidad de detalles que el cuadro presentado es más confuso que esclarecedor; sin embargo, es mejor errar por el lado del exceso de detalles, que presentar descripciones incompletas.

Se distinguen dos tipos de muestras que se pueden obtener:

**Muestras alteradas:** Son aquellas en la que se altera la estructura interna del suelo. Se obtienen en general de las paredes de los pozos y comprenden estratos determinados o bien la suma de algunos de ellos, como es el caso de la investigación de yacimientos.

Estas muestras deben guardarse en bolsas impermeables y de resistencia adecuada, con su respectiva identificación.

Las muestras en bolsas se toman con una pala, barreta o cualquier otra herramienta de mano conveniente y se colocan en bolsas, sin tratar de mantener el suelo en forma; estas muestras se usan para: análisis granulométrico, ensayos de plasticidad, límite de contracción y pruebas mecánicas en condiciones remoldadas como los ensayos de compactación. (Foto N°2.5)



**Foto 2.5 Muestras alteradas**

**Muestras inalteradas:** En este tipo de muestras no se altera significativamente la estructura del suelo. Las muestras son recortadas de las paredes de los pozos y comprenden estratos bien definidos. Después de cortarlos deben revestirse con una capa de parafina sólida aplicada con brocha. (Fotos N°2.6)



**Fotos 2.6 Muestra inalterada para ensayo de expansión libre y presión de expansión**

Una vez dado el tratamiento anterior, debe colocarse en cajas de madera con aserrín u otro producto que actúe como amortiguador de golpes.

Las muestras inalteradas deberán tomarse apenas excavadas las calicatas, en especial cuando se trate de suelos cuya estructura se ve afectada por los cambios de humedad. En todo caso, al tomar una muestra inalterada, debe elegirse la pared de la calicata menos expuesta al sol y debe excavarse el espesor superficial que haya sido afectado por los cambios de humedad.

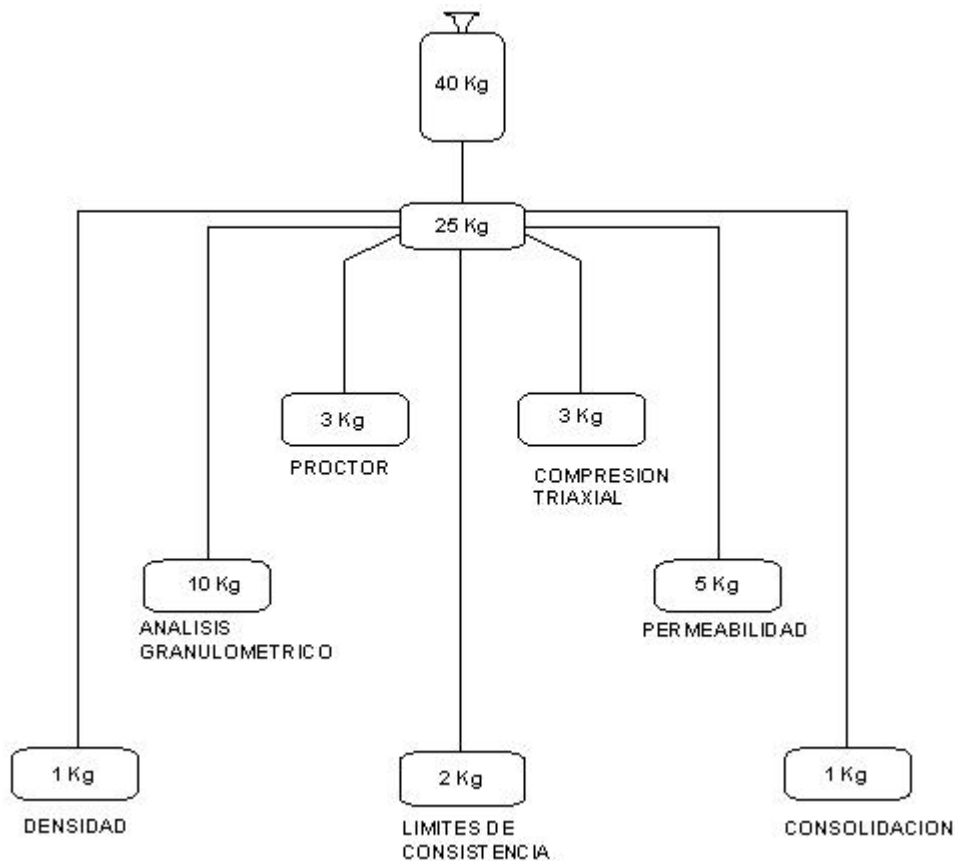
Cada muestra, sea esta alterada o inalterada, debe llevar dos tarjetas de identificación, una sujeta al exterior del envase y otra a su interior, con los siguientes datos claramente escritos:

- Nombre y ubicación de la obra
- Número y coordenadas del pozo o sondeo
- Profundidad a la que fue tomada la muestra.

## 2.3.- Ensayos de laboratorio.

### 2.3.1.-Preparación de las muestras

La cantidad de material que constituye una muestra debe ser suficiente para realizar todas las pruebas de laboratorio y aun repetir aquellas cuyos resultados sean dudosos o incorrectos. En general conviene formar muestras entre 40 a 50 Kg. El siguiente esquema, (*Figura 2.1*), da una idea de cómo se reparte una muestra en el laboratorio y de las cantidades que se necesitan para cada ensayo. En el caso de que el material contenga grava en un porcentaje mayor al 40%, deberá duplicarse la remesa y cuando se trate de estudios especiales el laboratorio indicará la cantidad necesaria.



**Figura 2.1 Esquema de cómo se reparte una muestra en laboratorio.**

Para la realización de pruebas o ensayos de laboratorio, es necesario primeramente llevar a cabo la preparación del material obtenido en

campo, ya que por lo general éste está formado por grava y grumos de tierra. (Fotos 2.7 y 2.8)



**Foto 2.7 Muestra llegada de campo Foto 2.8 Muestra con los grumos desmoronados**

Al preparar la muestra para el ensayo, es necesario desmoronar los grumos por medio de un pisón de madera, pero sin romper las partículas o fragmentos de roca. Igualmente debe evitarse que se pierda el material más fino, ya que de esta manera se podrían perder las características reales del suelo al momento de hacer el ensayo de la granulometría. Luego de esto la porción de muestra para su análisis en el laboratorio queda lista.

### **2.3.2.-Humedad:**

La humedad se define como el contenido de agua de un suelo, expresado en porcentaje con relación al peso seco del mismo.

Los tres componentes principales de los suelos son: sólidos (orgánicos e inorgánicos), agua y aire. Las proporciones de aire y agua están sujetas a rápidas y grandes fluctuaciones.

El subsuelo tiene menor contenido de materia orgánica, el espacio poroso es algo menor y contiene un alto porcentaje de pequeños poros, que se encuentran llenos más tiempo por agua que por aire.

La fase líquida está constituida por una disolución acuosa, el agua es retenida por los poros del suelo con diferente intensidad, dependiendo de la cantidad de agua presente y el tamaño de los poros.

Se sabe también que los suelos arcillosos retienen más agua que los arenosos, por su mayor contenido de coloides, pero en este fenómeno no solo intervienen la cantidad de arcilla sino la calidad de la misma. Las arcillas con mayor actividad retienen más agua, como sucede con las montmorillonitas, mientras que las de poca actividad retienen menor cantidad, como sucede con las illitas y caolinitas.

### 2.3.2.1.-Descripción de la prueba de humedad.

La prueba del contenido de humedad se lleva a cabo en base a la norma Colombiana **I.N.V.E-122 – 07**, la cual toma como referencia la norma **ASTM D 2216-98**. Ver Anexo # 1.

Para esta prueba se usaron recipientes de acero inoxidable, balanza, horno que mantenga una temperatura entre 100° y 110°.

Primero se pesa el recipiente y su peso será constante “C”; después una pequeña cantidad de muestra de suelo se disgrega y se coloca dentro del recipiente. Posteriormente se pesa y el resultado será el peso húmedo del suelo. (Foto 2.9)



Foto 2.9 Peso de muestra de suelo húmedo





Inmediatamente después, la misma muestra de suelo junto con el recipiente se coloca en el horno con el objetivo de secarla y después pesarla y conocer su peso seco.

Una vez que se conocen estos dos resultados, se aplica la siguiente expresión:

$$\omega = ((W1-W2)/(W2-Wc)) \times 100 = (Ww/Ws) \times 100$$

Donde:

$\omega$  = Contenido de agua %

W1= Peso del recipiente y del espécimen húmedo, g.

W2= Peso del recipiente y del espécimen seco, g.

Wc= Peso del recipiente, g.

Ww= Peso del agua, g,

Ws= Peso de las partículas sólidas, g.

### **2.3.3.- Granulometría de los suelos.**

En el inicio de la Mecánica de Suelos se creyó que el comportamiento mecánico de un suelo dependía de su composición granulométrica, esto es, de los tamaños de sus elementos constituyentes. Por eso los sistemas de clasificación de suelos, al inicio se basaron solo en la granulometría.

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. A partir de la distribución que se presenten en los granos del suelo, es posible dar una idea aproximada de otras propiedades del mismo. Según su composición, la granulometría puede determinarse por medio de mallas, o por el método del hidrómetro o combinando ambos.



El análisis mecánico se concreta a segregar el suelo por medio de una serie de mallas, que definen el tamaño de las partículas de la parte gruesa, y el análisis por hidrómetro es para la parte fina.

El S.U.C.S sigue el siguiente criterio para clasificar los suelos según la granulometría:

**Suelo grueso:** Si más del 50% del material total es retenido en la malla N° 200 (0,074mm) y se divide en grava, si más del 50% de suelo grueso es retenido en la malla N° 4 (4,75mm). Arenas, si más del 50% de la fracción del suelo grueso pasa por la malla N°4 (4,75mm).

**Suelo fino:** Si más del 50% del material total pasa por la malla N° 200 (0,074mm) el cual puede estar compuesto de: limos, arcillas o materia orgánica (método del hidrómetro)

Mientras que la AASHTO toma como límite el 35%, como se observa en la *Figura 2.2*



Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa por el tamiz N° 200)						Materiales limoso arcilloso (más del 35% pasa el tamiz N° 200)					
	A-1		A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7	
Grupo:	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5	A-7-6
Porcentaje que pasa: N° 10 (2mm) N° 40 (0,425mm) N° 200 (0,075mm)	50 máx 30 máx 15 máx	- 50 máx 25 máx	- 51 mín 10 máx	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40 Límite líquido Índice de plasticidad	- 6 máx	- 6 máx	NP (1)	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín 11 mín	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín (2) 11 mín	
Constituyentes principales	Fracmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena arcillosa o limosa			Suelos limosos			Suelos arcillosos		
Características como subgrado	Excelente a bueno						Pobre a malo					

Figura 2.2 Clasificación de suelos por la AASHTO.

### 2.3.3.1.-Descripción de la prueba de granulometría.

La prueba de la granulometría, se realiza en base a la norma Colombiana **I.N.V.E-123-07**, la cual toma como referencia también la norma **ASTM D 422-63** (Re aprobada 1998) y la **AASHTO T 88 00 (2004)**. (Ver Anexo # 1)

Esta prueba consiste en extraer una muestra de suelo con el objetivo de clasificar el tipo de suelo que existe en el lugar de estudio, mediante un proceso de cribado por mallas. (Ver Foto 2.10)

Una vez que la muestra ha sido disgregada y determinada su humedad, se toman 500 gr para el lavado sobre el tamiz N° 200 (0,074mm), para el caso de suelos finos; en el caso de suelos gruesos, la cantidad a tomarse dependerá del tamaño máximo del agregado, para luego realizar la liga entre fracción gruesa y fina.

Después se colocan las mallas en orden descendente de diámetro en forma vertical. Posteriormente la muestra es vaciada por la parte superior, para luego iniciar con el proceso de cribado.



Foto 2.10 Juego de tamices. Fuente: E L E Internacional Ltda . 1993

Una vez concluido el proceso se verifica cuánto material quedó en cada una de las mallas y se pesan por separado, para obtener el peso retenido en gramos. Con la obtención de cada uno de los pesos, se calcula el porcentaje retenido y el porcentaje que pasa en cada malla.



La granulometría con el hidrómetro se lleva a cabo en base a la norma Colombiana **I.N.V.E-124-07**, la cual toma como referencia las normas **ASTM D 422-63** (Re aprobada 1998) y la **AASHTO T 88 00 (2004)**. (Ver Anexo # 1).

El método de granulometría por hidrómetro se utiliza para obtener un valor estimado de la distribución de suelos cuyas partículas se encuentran comprendidas entre los 0,074mm (malla N° 200) y hasta alrededor de 0,001mm. El análisis utiliza la relación entre la velocidad de descenso de una esfera en un fluido, el diámetro de la esfera, el peso específico de la esfera como del fluido y la viscosidad de éste. La velocidad se expresa por medio de la siguiente expresión (Ley de Stokes).

$$v = (2\gamma_s - \gamma_u) * (D / 2)^2 / (9 * \eta) \quad (cm / seg)$$

Donde:

$\gamma_s$  = Peso específico de la esfera (grs/cc)

$\gamma_u$  = Peso específico del fluido (grs/cc)

$\eta$  = Viscosidad absoluta del fluido (grs/cm\*seg)

$D$  = Diámetro de la esfera (cm)

El procedimiento resumido; consiste en mezclar una cantidad de 50 gr de suelo seco, con agua destilada o desmineralizada, hasta que la muestra quede totalmente sumergida. En ese momento, se coloca el agente dispersante, 125 ml de solución de hexametáfosfato de sodio (40g/l), también denominado agente defloculante, que neutraliza los cargas eléctricas sobre las partículas más pequeñas del suelo que a menudo se atraen entre sí con fuerza suficiente para permanecer unidas, creando así unidades mayores que funcionan como partículas.



A continuación se agita la solución dentro de una mezcladora y se vacía a una probeta de 1000cc. de capacidad, que se encuentra apoyada sobre una base firme. Accionamos el cronómetro, introducimos el hidrómetro y el termómetro para tomar las lecturas a los diferentes intervalos de tiempo y proceder con los cálculos.

### 2.3.4.- Gravedad específica de los suelos:

Queda definido la densidad de un suelo como la relación que existe entre el peso de sólidos y el peso del volumen de agua que desalojan. La forma de calcular  $G_s$ , difiere según el tipo de suelo analizado y el tamaño de sus partículas. Para suelos que contienen partículas mayores que el tamiz N° 4 (4,75mm), la norma recomendada a seguir es la **I.N.V.E-223-07**. (Ver Anexo # 1). Para el caso de arenas que pasan el tamiz N° 4 (4,75mm), se recomienda la norma **I.N.V.E-222-07**. (Ver Anexo # 1).

Si el suelo se compone de partículas mayores y menores que 4,75mm., la muestra se separa en el tamiz N°4, determinando el porcentaje en masa seca de ambas fracciones y se ensayan por separado con el método correspondiente. Para luego obtener una media ponderada de la gravedad específica con la siguiente expresión:

$$G_{a \text{ promedio}} = \frac{100}{\frac{\% \text{ Pasa tamiz No.4}}{G_1} + \frac{\% \text{ Retenido tamiz No.4}}{G_2}}$$

Donde:

$G_{a \text{ promedio}}$  = gravedad específica promedio del suelo.

$G_1$  = gravedad específica de los sólidos (Pasa tamiz No.4) **I.N.V.E-222-07**

$G_2$  = gravedad específica aparente (Retenido en el tamiz No.4) **I.N.V.E-223-07**



El valor de la gravedad específica es necesario para calcular la relación de vacíos de un suelo, es utilizada en el análisis hidrométrico y sirve para graficar la curva de saturación en el ensayo de compactación Proctor. Ocasionalmente puede utilizarse en la clasificación de minerales del suelo; por ejemplo, algunos minerales de hierro tienen un valor de gravedad específica mayor que los provenientes de sílice.

#### **2.3.4.1.-Descripción de la prueba de gravedad específica.**

Para la determinación de la gravedad específica de suelos finos nos basamos en la norma Colombiana **I.N.V.E-128-07**, la cual toma como referencia las normas **ASTM D 854-00** y la **AASHTO T 100 (2003)**. (Ver Anexo # 1)

El ensayo consiste en obtener el volumen de un peso conocido de granos de suelo y dividirlo por el peso del mismo volumen de agua. Para esto se utiliza un picnómetro, en el cual se desplaza indirectamente el volumen del material al vaciarlo dentro de éste.

La fuente de error más seria en la determinación experimental de la gravedad específica, no es la temperatura del agua del picnómetro, ni el uso de agua común, sino la inadecuada desaireación de la mezcla suelo – agua, ya que el agua en condiciones normales contiene aire disuelto, al igual que las partículas de suelo. Si éste aire no es removido de ambos materiales, el volumen de aire producirá una disminución en el peso del frasco que contiene la mezcla suelo – agua.

Para lograr la desaireación de la mezcla suelo – agua puede aplicarse vacío y/o calentamiento. El vacío es aplicable para arenas, limos y arcillas, (Ver Foto 2.11). En suelos orgánicos, es aconsejable dejar hervir cerca de 30 minutos la mezcla, añadiendo agua a medida que se hace necesario.



Foto 2.11 Gráfica de vacío aplicado a muestras para determinar  $G_s$

El valor de la densidad, queda expresado por un número adimensional; además de servir para fines de clasificación, interviene en la mayor parte de los cálculos de Mecánica de Suelos. Para su determinación se hace uso de matraces calibrados a distintas temperaturas. La densidad de los suelos varía comúnmente entre los siguientes valores:

Cenizas volcánicas.....	2,20 a 2,50
Suelos orgánicos .....	2,50 a 2,65
Arenas y gravas.....	2,65 a 2,67
Limos orgánicos y guijarros arcillosos.....	2,67 a 2,72
Arcillas poco plásticas y medianamente plástica.....	2,72 a 2,78
Arcillas medianamente plásticas y muy plásticas.....	2,78 a 2,84
Arcillas expansivas.....	2,84 a 2,88

### 2.3.5- Límites de consistencia:

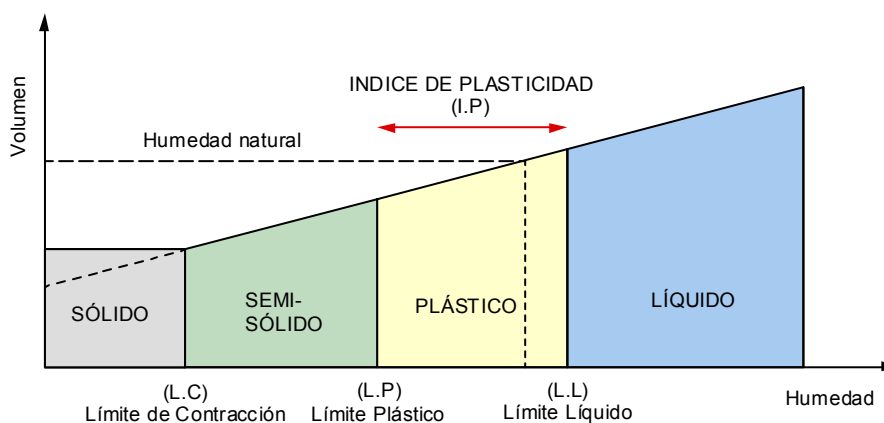
Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, como una arcilla no estructurada, dependen en gran parte de la humedad. El agua forma una película alrededor de los granos y su espesor puede ser determinante de comportamientos diferentes del material.

Cuando el contenido de agua es muy elevado, en realidad se tiene una suspensión muy concentrada, sin resistencia estática al esfuerzo cortante; al perder el agua, va aumentando esa resistencia hasta

alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; si el secado continua, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, pudiendo resistir esfuerzos de compresión y tracción considerables.

En base a ello, A. Atterberg marcó las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales finos, fijando los siguientes límites: Líquido, Plástico y de Contracción. (Ver Figura 2.3)

El primero es la frontera entre el estado líquido y el plástico; el segundo entre el estado plástico y semisólido; y el tercero separa el estado semisólido del sólido. A estos límites se les conoce como límites de consistencia. El material para realizar estos límites es el material pasante el tamiz # 40 (0,425mm)



**Figura 2.3 Gráfica de los estados de un suelo en función de los límites de Atterberg**

### **2.3.5.1.- Descripción de la prueba del límite líquido.**

Para la determinación del límite líquido nos basamos en la norma Colombiana **I.N.V.E-125-07**, la cual toma como referencia las normas **ASTM D 4318-00** y la **AASHTO T 89-02**. (Ver Anexo # 1)

Esta propiedad se mide en laboratorio mediante un procedimiento normalizado, en que una mezcla de suelo y agua, capaz de ser moldeada, se deposita en la Cuchara de Casagrande, y se golpea

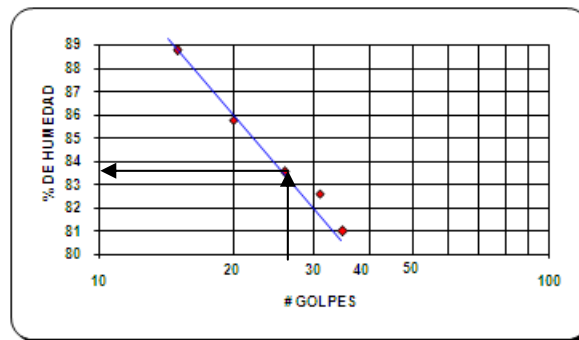


consecutivamente contra la base de la máquina, haciendo girar la manivela, hasta que la zanja que previamente se ha recortado, se cierra en una longitud de 12 mm (1/2"). *Foto 2.12*



*Foto 2.12 Gráfica del ensayo del límite líquido, cuchara de Casagrande*

Si el número de golpes para que se cierre la zanja es 25, la humedad del suelo (razón peso de agua/peso de suelo seco) corresponde al límite líquido. Dado que no siempre es posible que la zanja se cierre en la longitud de 12 mm exactamente con 25 golpes, existen el siguiente método para determinarlo: graficar el número de golpes en coordenadas logarítmicas, contra el contenido de humedad correspondiente, en coordenadas normales, e interpolar para la humedad correspondiente a 25 golpes. La humedad obtenida es el Límite Líquido.



LÍMITE LIQUIDO 84,47%

*Figura 2.4 Cálculo del límite líquido en función del número de golpes en la cuchara de Casagrande.*

### 2.3.5.2.- Descripción de la prueba del límite plástico.

Para la determinación del límite plástico nos basamos en la norma Colombiana I.N.V.E-126-07, la cual toma como referencia las normas ASTM D 4318-00, AASHTO T 90-00 (2004), y la Norma chilena 8102.4. (Ver Anexo # 1)



El límite plástico lo fija el contenido de agua con el que comienza a agrietarse un rollo formado con el suelo, de aproximadamente 3,2 mm de diámetro, al rodarlo con la mano sobre una superficie lisa, no absorbente como una placa de vidrio. Se recomienda realizar éste procedimiento al menos 6 veces para disminuir los errores de interpretación o medición. (Ver Figura 2.5)



**Figura 2.5 Agrietamiento en el rollo formado.**

### **2.3.5.3.- Descripción de la prueba del límite de contracción.**

Para la determinación del límite de contracción nos basamos en la norma Colombiana **I.N.V.E-127-07**, la cual toma como referencia las normas **ASTM D 427**, **AASHTO T 92**. (Ver Anexo # 1)

El límite de contracción se define como la humedad máxima de un suelo para la cual una reducción de la humedad no produce disminución en el volumen del suelo.

En laboratorio se lo determina realizando pastillas con la fracción de material que pasa la malla N°40, según el método descrito en la norma Colombiana **I.N.V.E-106-07** y **I.N.V.E-107-07**. (Ver Anexo # 1), y con la humedad igual o superior al límite líquido. Hay que realizar 3 capas con éste material golpeando cada capa contra una superficie acolchada para eliminar el aire. Una vez terminado este proceso se enrasa la muestra, se pesa y se deja reposar por 24 horas, luego se las coloca en el horno a una temperatura entre 100° y 110° por un período de 24 horas. Como paso final se determina su volumen mediante mercurio. (Ver Foto 2.13).



Foto 2.13 Gráfica del procedimiento para determinar el volumen de las pastillas con mercurio

### 2.3.6.- Expansión libre y presión de expansión:

La finalidad de estos ensayos, es determinar % de expansión y la presión de expansión de una muestra de suelo cohesivo. En suelos que son expansivos, el hinchamiento que experimentan al humedecerse, depende enormemente de las condiciones de compactación. Cuanto más seco esté el suelo, mayor es la posibilidad de que se hinche.

El fenómeno de cambio de volumen de un suelo arcilloso es resultado directo de la disponibilidad y variación de la cantidad de agua que él posea.

#### 2.3.6.1.- Descripción de la prueba de expansión libre y presión de expansión.

Para la determinación de la expansión libre nos basamos en la norma Colombiana **I.N.V.E-173-06**, la cual toma como referencia la norma **ASTM D 4596-96**. (Ver Anexo # 1)

Para determinar la expansión libre en laboratorio se inunda el espécimen, permitiéndosele el hinchamiento vertical a la presión de asentamiento o fijamiento, presión de por lo menos 1 kPa (0.01 kgf/cm<sup>2</sup>), aplicada por medio de pesas colocadas sobre la piedra porosa hasta completar la expansión primaria. Después de ocurrida la expansión primaria, el espécimen es cargado hasta obtener su altura inicial.

## CAPITULO 3

### ANALISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

#### 3.1 Introducción

En el presente capítulo resumiremos e interpretaremos los resultados de los diferentes ensayos realizados para cada estrato de suelo, dentro de la urbanización Colinas de Challuabamba.

El análisis de estos resultados sirve como paso previo a la obtención de conclusiones del trabajo de investigación, para lo cual se ha recopilado; información de gabinete, campo y laboratorio.

#### 3.2 Investigación de campo

Las 307 calicatas que se realizaron, durante el periodo 2006 - 2009, se han ubicado dentro de la urbanización Colinas de Challuabamba, en un afloramiento de la formación Loyola; en estas calicatas se han obtenido un total de 593 muestras para su análisis; un resumen se encuentra en el *Anexo # 2*.

Se han realizado 2 calicatas por lote, hasta una profundidad de 3.50m, ubicadas a los extremos del lote, dentro del área destinada a patios. El sitio de investigación se encuentra ubicado en la autopista Cuenca Azogues, junto a la bomba de gasolina MOBIL. *Ver plano # 3.1*

Como resultado de la información disponible, de las investigaciones de campo, laboratorio y gabinete, se ha realizado un resumen de la clasificación de los suelos según el SUCS.

En las calicatas realizadas se ha podido distinguir dos estratos. Uno que corresponde al horizonte meteorizado de la Formación Loyola, que ha sido afectado por los fenómenos de expansión y de contracción, que generalmente avanza hasta los 2.00 m de profundidad, de alta plasticidad y preconsolidadas, de clasificación CH ó MH, (Ver Figura 3.1), con colores que van desde café plomo claro, hasta un color crema claro amarillento, característico de esta formación. El segundo estrato, ya menos alterado, correspondiente a la misma formación, va desde los 2.00m. a los 3.50m., profundidad hasta donde se avanzó con el estudio.

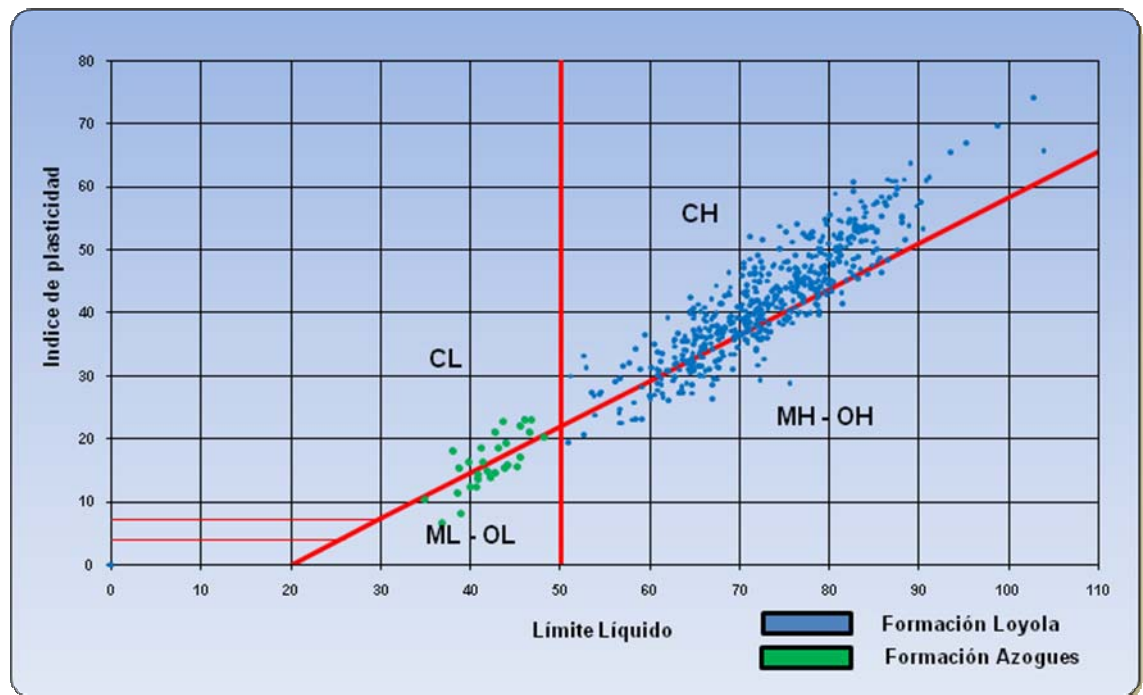


Figura 3.1 Ubicación de las propiedades índice de las muestras

En algunas perforaciones también se encontró depósitos coluviales provenientes de la misma formación. En los lotes 145, 146, 147, 148 se encontró un afloramiento de areniscas de la formación Azogues, con límites líquidos inferiores a 50 e índices de plasticidad menores a 25, como se observa en la Figura 3.1

Para la ubicación de las 7 muestras adicionales ejecutadas para este estudio, se realizó un análisis de los resultados anteriores, tratando de ubicarlas en sectores donde se presume hay una mayor presión de expansión. La exploración de suelos no sólo se ha limitado a puntos específicos en donde se haya tenido una calicata, sino también se ha extendido a cortes naturales o artificiales, que a la fecha de la elaboración de los trabajos de campo se encontraban visibles. (Ver Foto 3.1)



**Foto 3.1 Corte realizado para la construcción de una vivienda.**

La ubicación de estas muestras, que se realizaron dentro de la urbanización, se puede observar en el *Plano # 3.1*.

### **3.3 Ensayos de laboratorio.**

En las 593 muestras obtenidas de las 307 calicatas, que se realizaron al inicio, se tienen los siguientes parámetros físicos del suelo:

- Humedad natural.
- Límites de Atteberg: Límite líquido, Límite plástico, Índice de plasticidad y Límite de contracción.

Con los datos de humedad natural de las 593 muestras, se hicieron 3 agrupaciones, que se distribuyen de la siguiente manera:

Agrupación	Cantidad de muestras	Profundidad
Agrupación N°1	291	0.50m - 2.00m
Agrupación N°2	291	2.00m - 3.00m
Agrupación N°3	11	3.00m - 3.50m
Total	593	

Se realiza un análisis para determinar cómo han variado éstas a lo largo del período de muestreo y en función de la profundidad, desde las más cercanas a la superficie, Agrupación N°1, hasta las más profundas, agrupación N°3. Indistintamente de la fecha en que se realiza el muestreo, éstas muestras de cada agrupación, van a variar del 2006 al 2009, teniendo dentro de este período muestras tomadas en verano y en invierno.

En el caso de la agrupación N°1, (Ver Figura 3.2), cuya profundidad de muestreo va desde los 0.50m a 2.00m., se observa que la variación de la humedad natural va, desde un 15% en verano, hasta un 40%, como máximo, en invierno.

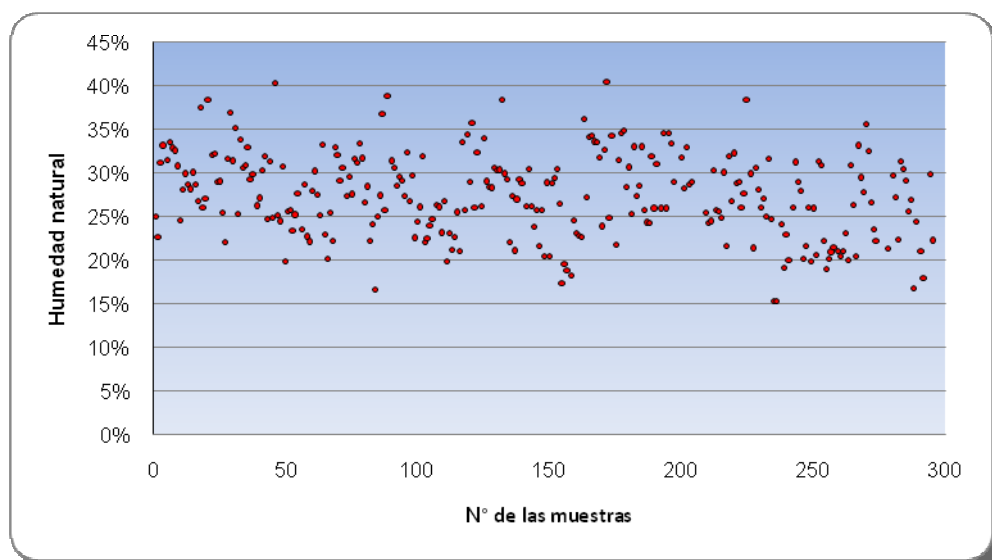
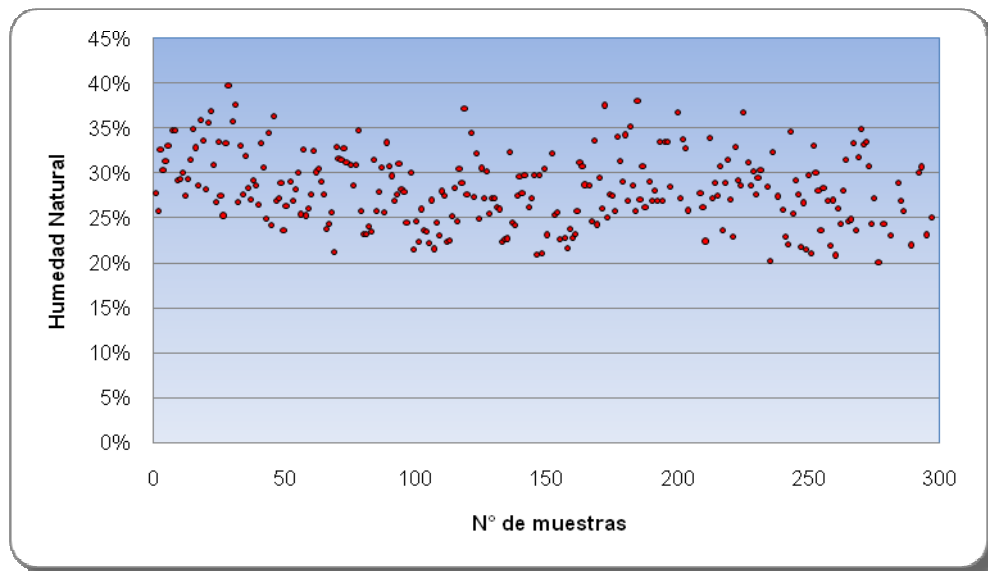


Figura 3.2 Humedades naturales de las muestras de la agrupación N°1

En el caso de las 291 muestras de la agrupación N°2, (Ver Figura 3.3), cuya profundidad de muestreo va desde los 2.00m a 3.00m., se observa que la variación de humedad natural es menor, desde un 20% en verano, hasta un 40% en invierno.

Comparando; las humedades naturales entre las agrupaciones N°1 y N°2, se observa, que en verano ninguna de las muestras de la agrupación N°2 llega a tener un 15% de humedad natural, pero sí un 40% en invierno. Este fenómeno es explicable por las fisuras de contracción que se producen en el suelo, que generalmente llegan hasta los 2.00m de profundidad y varían entre 2 a 3 cm. de espesor, por donde fácilmente se infiltra el agua en invierno, afectando la humedad natural de las capas inferiores a los 2,00m. de profundidad. Sin embargo, en verano el área expuesta al sol es menor, lo que impide que lleguemos a valores de humedades naturales inferiores al 20%.



**Figura 3.3 Humedades naturales de las muestras de la agrupación N°2**

En el caso de las muestras de la agrupación N°3 (Ver Figura 3.4), la variación de la humedad es mínima; va desde un 27% al 31%, explicable, ya que estas muestras se la tomaron a la profundidad de



3.00m a 3.50m., en donde los cambios de humedad por efecto de temperatura ya no tienen efecto.

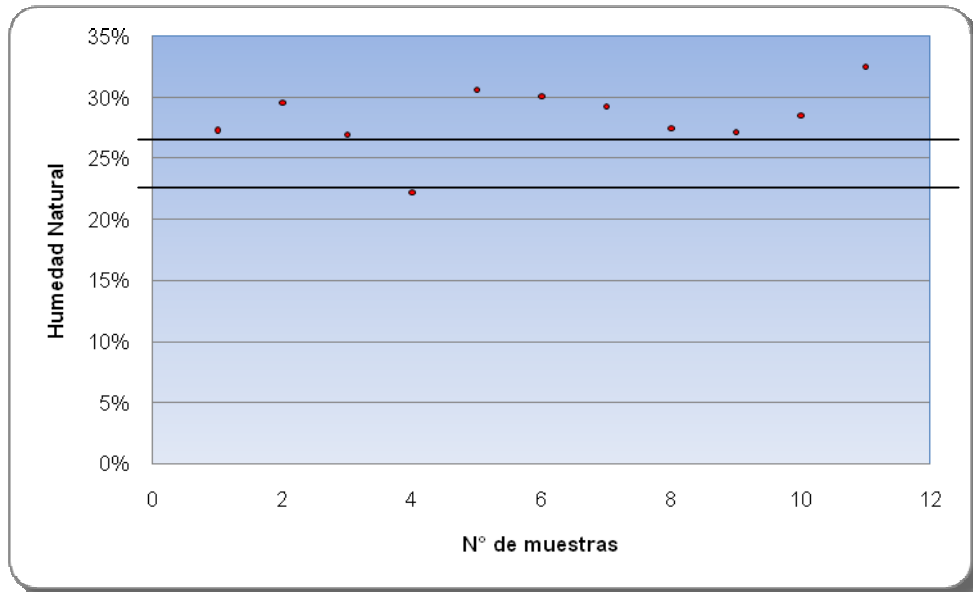


Figura 3.4 Humedades de las muestras de la agrupación N°3

### 3.3.1 Estimación del potencial de expansión.

A efectos de estimar el potencial de expansión de los suelos del área de estudio, nos hemos basado, en primera instancia, en la información existente de las 593 muestras, para determinar el tipo de mineral predominante en la arcilla, mediante el método propuesto por el:

- Ing. Marín Nieto (1991); Clasificación basada en el gradiente mineral.

Luego realizamos una estimación cualitativa, tomando en cuenta las clasificaciones basadas en las propiedades índices, dadas por los siguientes métodos:

- Holtz y Gibbs (1954), Clasificación basada en el índice de plasticidad
- Holtz y Gibbs (1954), Clasificación basada en el límite de contracción
- Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973), Clasificación basada en el Índice de plasticidad, límite de contracción y límite líquido.



### Mediante Marín Nieto

Se ha procedido a tomar los valores cuyo gradiente mineral es menor o igual a 1.62, que son los que caen dentro de la zona de clasificación como Montmorillonita (Ver Figura 3.5). Según este criterio, de las 593 muestras, el 26.83% de éstas indican un grado de expansividad muy alto, al tener la Montmorillonita como mineral predominante, mientras que el resto de los ensayos se encuentran de medio a bajo grado de expansividad, por encontrarse el mineral predominante entre la Illita y la Caolinita.

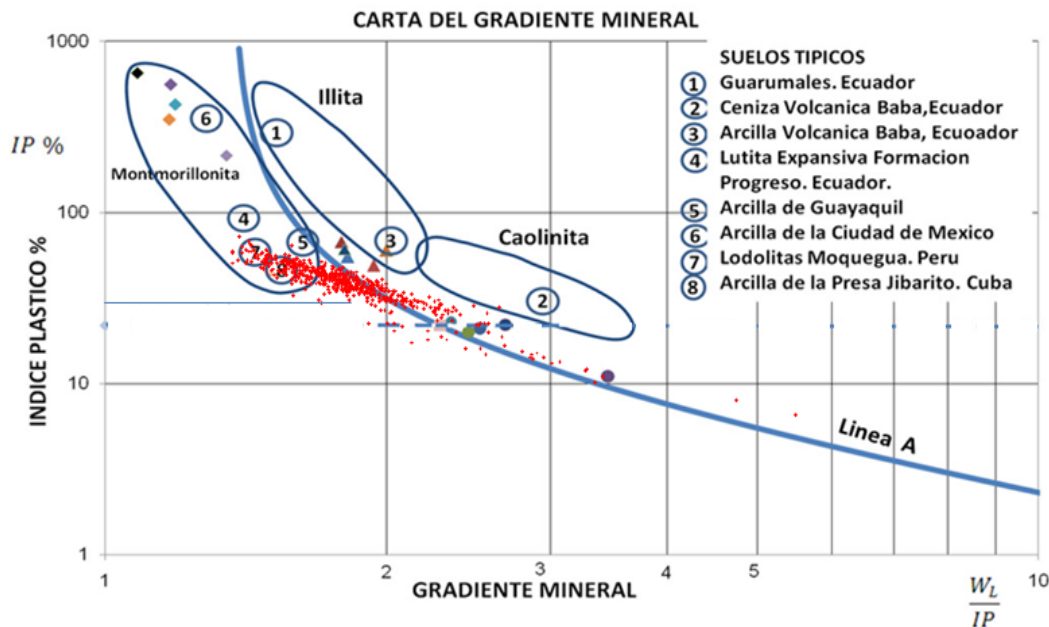


Figura 3.5 Criterio de mineral predominante de la arcilla según Marín Nieto.

### Mediante Holtz y Gibbs (1954).

Este método califica el grado de expansividad en función del índice de plasticidad. (Ver Tabla 3.1). Según este criterio, y luego de realizar una depuración de las 593 muestras para encasillarlas según el grado de expansividad se obtuvo que; el porcentaje de muestras con grado de expansividad entre alto y muy alto es del 94.77% (5.90% + 88.87%), tomando como 100% las 593 muestras, lo cual ya nos da un llamado de

atención en cuanto al peligro de hinchamiento que pueden presentar estos suelos.

Índice de plasticidad	0-15	10-35	20-55	>55
Grado de expansividad	Leve	Medio	Alto	Muy alto
<b>Total de muestras ensayadas</b>				
	593			
# de muestras dentro del rango	10	21	527	35
% de muestras dentro del rango	1.69%	3.54%	88.87%	5.90%

**Tabla 3.1 Método de Holtz y Gibbs, función del índice de plasticidad**

**Mediante Holtz y Gibbs (1954).**

Los ensayos de contracción se realizaron únicamente a 297 muestras de las 593 que son en total; con éstas realizamos una clasificación de las muestras según el límite de contracción de la tabla de Holtz y Gibbs (1954)<sup>(36)</sup>, teniendo los siguientes resultados (Ver Tabla 3.2). Entre alto y medio únicamente un 12.46% (8.08% + 4.38%). Y con bajo potencial de hinchamiento un 87.54%, totalmente opuesto a los valores de la tabla anterior. Como comentario, se puede decir que los rangos de variación para el límite de contracción son muy pequeños, entre 10-12 y pequeñas variaciones en los ensayos pueden conducir a grandes errores en la interpretación de resultados, motivo por el cual no se tomará en cuenta los valores de esta tabla para análisis posteriores.

Límite de contracción	>12	10-12	<10
Peligro de hinchamiento	Bajo	Medio	Alto
<b>Total de muestras ensayadas</b>			
	297		
# de muestras dentro del rango	260	13	24
% de muestras dentro del rango	87.54 %	4.38 %	8.08 %

**Tabla 3.2 Método de Holtz y Gibbs, función del límite de contracción.**

**Mediante Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973).**

En este método entra también como variable el límite de contracción, como se puede observar del 100% de los datos únicamente un 12.8% de éstos cumplen con los tres parámetros indicados en la tabla, (Ver *Tabla 3.3.*) El 87.2% quedan fuera de los rangos establecidos en la *Tabla 3.3.*

<i>Grado de expansión</i>	<i>Índice de plasticidad</i>	<i>Límite de contracción</i>	<i>Límite líquido</i>	<i>Total de muestras</i>	<i># de muestras que cumplen</i>	<i>% de muestras que cumplen</i>
<i>Bajo</i>	<i>&lt; 18</i>	<i>&gt; 15</i>	<i>20-35</i>	<i>297</i>	<i>10</i>	<i>3.37 %</i>
<i>Medio</i>	<i>15 -25</i>	<i>10 - 15</i>	<i>35-50</i>		<i>0</i>	<i>0.00 %</i>
<i>Alto</i>	<i>25 - 41</i>	<i>7 - 12</i>	<i>50-70</i>		<i>6</i>	<i>2.02 %</i>
<i>Muy alto</i>	<i>&gt; 35</i>	<i>&lt; 11</i>	<i>&gt; 70</i>		<i>22</i>	<i>7.41 %</i>

***Tabla 3.3 Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)***

En conclusión, podemos decir que los métodos en donde interviene el límite de contracción no son aplicables para los suelos de la formación Loyola, en el sector Challuabamba. Según estos métodos, el potencial de hinchamiento es bajo, lo cual no refleja la realidad existente dentro de los proyectos de la urbanización, los cuales se los puede clasificar de altos a muy altos, especialmente en estructuras livianas como son las vías de acceso.

En conclusión, acorde con los objetivos, es que esos criterios en los que intervienen el límite de contracción no son aplicables para calificar el grado de expansividad de las arcillas de la formación Loyola.



### 3.3.2 Determinación de la presión de expansión de los suelos

Tomando en cuenta el análisis anterior, sobre el grado o potencial de expansión de los suelos de la urbanización Colinas de Challuabamba, procedimos a determinar el % expansión y presión de expansión de éstos, para lo cual se han tomado 7 muestras, en las cuales se realizan los siguientes ensayos:

- Clasificación SUCS.
- Humedad natural.
- Densidad natural húmeda y seca.
- Límites de Atterberg: Límite líquido, Límite plástico e Índice de plasticidad.
- Peso específico relativo de las partículas sólidas = Gs.
- Contenido de partículas menores a  $2\mu$  (0.002mm).
- Expansión libre en consolidómetro
- Presión de expansión en consolidómetro.

Estas muestras se las ubica en los sectores en donde según los criterios de Marín Nieto (*Figura 3.5*) y Holtz y Gibbs (*Tabla 3.1*) hay un alto grado de expansividad. Ver Plano 3.1. Todos los ensayos realizados a estas muestras se encuentran al final del *Anexo # 2*.

En el caso de la muestra N° 1 (Ver Plano 3.1), para determinar la presión de expansión, se realizó la calicata y luego de 5 días, en los cuales no hubo precipitaciones, se procedió al muestreo, con el objetivo de que la humedad disminuyera. Las paredes de la calicata se encontraban totalmente fisuradas por la pérdida de humedad. Se limpió la superficie con una espátula y se procedió a la toma de la muestra, para luego en el laboratorio colocarla en el consolidómetro, según el procedimiento que se ve en la secuencia de *Fotos 3.2*



Fotos 3.2 Colocación de la muestra en el consolidómetro



Las muestras restantes, N°2 a la N°7, fueron tomadas al momento que se abrió la calicata, protegidas con fundas para que no perdieran humedad y llevadas al laboratorio para determinar el % de expansión y la presión de expansión.

En el caso de la muestra N°6, esta tuvo una humedad natural del 41.36%, con un grado de saturación del 95%, que es el más alto de todas las muestras (Ver Tabla 3.4).; luego del ensayo la humedad fué del 42.87% y la saturación del 99%. Siempre para cada ensayo, se extrajeron dos muestras inalteradas, una como reserva en caso de cualquier eventualidad. En el caso de la muestra adicional N°6 se le dejó secar 1 día al ambiente, para luego realizar el ensayo de presión de expansión y poder comparar muestras iguales, con diferentes contenidos de humedad inicial; los resultados se ven en la (Tabla 3.4).

ENSAYO #	$\omega$ nat. %	$\omega$ al final del ensayo %	% de saturación	
			Inicial %	Final %
1	33,35%	39,85%	84%	100%
2	28,91%	38,19%	76%	100%
3	36,98%	39,90%	92%	99%
4	35,62%	42,01%	84%	99%
5	32,31%	39,58%	79%	97%
6	41,36%	42,87%	95%	99%
6´	34,92%	42.14%	82%	99%
7	27,18%	37.05%	74%	100%

**Tabla 3.4 Humedades iniciales y finales de las 8 muestras**

En el caso de la muestra N°7, obtenida el mismo día que la 6, se le dejó en el extractor por un día al ambiente, para obtener una humedad inicial más baja como en el caso de la N°6 se (Ver Tabla 3.4); se puede observar que esta se contrae 2mm a cada lado del anillo. (Ver Foto 3.3)



**Fotos 3.3 Contracción muestra # 7 a los costados del anillo.**

Para poder colocar esta muestra N°7 en el consolidómetro, se la perfila hasta que entre en el molde más pequeño de 2". (Ver Foto 3.4)., luego se le ensayó siguiendo el procedimiento descrito para determinar la presión de expansión y % de hinchamiento, con una humedad del 27.18 % que es la más baja de todas las muestras (Ver Tabla anterior 3.4).



**Fotos 3.4. Muestra # 7 perfilada para colocarla en el molde de 2"**

Un resumen de los datos obtenidos en las muestras de la N°1 a la N°7 se puede observar en la *Tabla 3.5*

ENSAYO #	$\omega$ nat. %	L.L. %	L.P. %	I.P. %	CLASIFICACION	$\rho_d$ gr/cm <sup>3</sup>	Gs	% partículas menores a 0,002 mm	ENSAYOS	
									% EXPANSION	PRESION EXPANSION kgf/cm <sup>2</sup>
1	33,35%	77,75%	36,62%	41,13%	MH	1,337	2,85	10,70%	6,49	1,56
2	28,91%	86,76%	39,87%	46,90%	MH	1,361	2,83	7,92%	1,810	0,384
3	36,98%	87,59%	39,20%	48,39%	MH	1,322	2,83	55,28%	1,240	0,384
4	35,62%	85,89%	29,71%	56,18%	CH	1,287	2,84	35,00%	1,330	0,352
5	32,31%	87,67%	36,03%	51,64%	CH	1,315	2,86	55,01%	2,990	0,767
6	41,36%	107,75%	41,24%	66,51%	CH	1,242	2,70	31,20%	0,770	0,480
6	34,92%	107,75%	41,24%	66,51%	CH	1,242	2,70	31,20%	2,26	0,979
7	27,18%	89,75%	36,16%	53,59%	CH	1,366	2,76	24,00%	5,27	1,119

**Tabla 3.5 Resumen de resultados obtenidos, muestras de la 1 a la 7 en el consolidómetro**

La muestra N° 1 adicional se colocó en la máquina Marshall, semejante al aparato de LAMBE, que sirve para medir el cambio potencial de volumen o PVC, por sus siglas en inglés, norma Colombiana I.N.V.E-120-07, (Ver Anexo # 1), como se observa en la *Foto 3.5*



**Foto 3.5. Montaje del consolidómetro en el equipo Marshall**



Como el principio de las celdas se basa en la deformación para medir las cargas, se colocó un deformímetro en la parte superior para medir la deformación de la celda, al producirse la expansión de la muestra; luego de 15 horas 21 minutos la celda se estabilizó en 21 kgf, el deformímetro marcaba 0.04mm, lo cual fue corregido con el avance manual del Marshall, en forma muy lenta y teniendo una lectura final de 45 kgf a las 15 horas 26 minutos; luego, a las 17 horas 43 minutos, bajó a 43 kg, marcando lo mismo a las 23 horas 30 minutos, con una lectura en cero del deformímetro.

En conclusión, se puede usar el Marshall o el consolidómetro para realizar el ensayo de presión de expansión, ya que se obtienen valores similares, 1.56 kgf/cm<sup>2</sup> en el consolidómetro y 1.38 kgf/cm<sup>2</sup> en el Marshall (Ver Tabla 3.5)

En cuanto a la deformación, se observa que una pequeña expansión de la muestra, para este caso de 0.04mm produce una gran liberación de esfuerzos de 1.38 Kgf/cm<sup>2</sup> a 0.67 Kgf/cm<sup>2</sup>, como se ve en la Tabla 3.6.

ENSAYO #		LECTURA DE CARGA (Kgf)	DEFORMACION (mm)	ENSAYOS	
				% EXPANSION	PRESSION EXPANSION kgf/cm2
1	MUESTRA ENSAYADA EN EL CONSOLIDOMETRO			6,49	1,56
1 <sup>o</sup>	MUESTRA ENSAYADA EN EL MARSHALL	21	0,04		0,67
		43	0		1,38

**Tabla 3.6 Resultados del ensayo en consolidómetro y Marshall.**

### 3.4 Correlaciones de la presión de expansión de los suelos.

Una vez obtenidos todos los parámetros físicos del suelo y los datos de % de expansión y de presión de expansión de las 7 muestras, procedemos a comparar estos valores con los de las siguientes expresiones:

1. Método de Komormk y David. (1969)<sup>(40)</sup>

$$\log P_s = 2.132 + 0.0208LL + 0.000665\rho_d - 0.0269\omega_{nat}$$

Donde:  $\rho_d$  = Densidad seca kg-m/m<sup>3</sup>  
 $\omega_{nat}$  : %  
 $P_s = P_i$

2. El método de Nayak y Christensen (1970)<sup>(41)</sup>

$$S_p = (2.29 * 10^{-2}) * (IP)^{1.45} * \frac{C}{\omega_{nat}} + 6.38$$

Donde:  $S_p$  = Expansión libre (%)  
 $IP$  = Índice de Plasticidad (%)  
 $C$  = Contenido de partículas < a 0.002mm, (%).  
 $\omega_{nat}$  = Humedad Natural (%)

$$P_p = (3.5817 * 10^{-2}) * (IP)^{1.12} * \frac{C^2}{\omega_{nat}^2} + 3.7912$$

$P_p$  = Presión de expansión posible en PSI. ( $1PSI = 0.07 \text{ Kg/cm}^2$ )

3. Método de Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)<sup>(42)</sup>

$$\log S_p = \frac{1}{12} (0.4 * LL - \omega_{nat} + 5.5)$$

Donde:  $S_p$  = Expansión libre (%)  
 $LL$  = Límite Líquido (%)  
 $\omega_{nat}$  = Humedad Natural (%)

4. O'Neill y Ghazzaly (1977).<sup>(43)</sup>

$$S_p = 2.27 + 0.131 * LL - 0.27\omega_{nat}$$

Donde:  $S_p$  = Expansión libre [%]  
 $LL$  = Límite Líquido [%]  
 $\omega_{nat}$  = Humedad Natural [%]

Obteniendo en la *Tabla 3.7* un resumen de los resultados.

ENSAYO #	1	2		3	4	ENSAYADOS	
	P.P Kgf/cm2	S.P %	P.P Kgf/cm2	S.P %	S.P %	S.P %	P.P Kgf/cm2
1	0,55	7,99	4,03	2,86	3,45	6,49	1,56
2	1,16	8,04	3,99	2,91	5,83	1,81	0,384
3	0,69	15,87	9,96	2,87	3,76	1,24	0,384
4	0,65	20,77	14,66	2,87	3,90	1,33	0,352
5	0,91	18,26	12,40	2,89	5,03	2,99	0,767
6	1,22	13,99	6,04	2,89	5,22	0,77	0,480
6'	1,82	15,39	6,95	2,92	6,96	2,26	0,979
7	1,50	12,88	6,20	2,93	6,69	5,27	1,119

*Tabla 3.7 Resumen de resultados de las ecuaciones: 1)Komormk y David 2)Nayak y Christensen 3)Vijayvergiya y Ghazzaly 4)O'Neill y Ghazzaly*

Se puede observar en la, *Tabla 3.7*, que para las ecuaciones 2, 3 y 4 [ 2)Nayak y Christensen; 3)Vijayvergiya y Ghazzaly; 4)O'Neill y Ghazzaly ] se obtienen valores del % de expansión "SP", estos valores pueden ser usados en la expresión de Gogoll, para calcular el % de expansión final "S" en función de la presión de tapado.

5. Gogoll (1970).<sup>(44)</sup>

$$S = S_p * [1 - 0.72 * \sqrt{\sigma_f}]$$

Donde:  $S$  = Expansión final (%)  
 $\sigma_f$  = Presión de tapada en kg/cm<sup>2</sup>  
 $S_p$  = Expansión libre (%)

En conclusión; hay una gran cantidad de ecuaciones empíricas basadas en ensayos de laboratorio, que han sido desarrolladas para predecir el % de expansión y la presión de expansión; sin embargo como se ve en la *Tabla 3.8* y *3.9*, donde se han comparado los valores medidos con los obtenidos en los ensayos y sacado el porcentaje de error, se observa que ninguna ecuación da valores cercanos a la realidad en la formación Loyola del sector de Challuabamba.

ENSAYO #	ERROR PRESION DE EXPANSION			
	1		2	
1	35%	mas	258%	mas
2	302%	menos	1039%	mas
3	179%	mas	2594%	mas
4	186%	mas	4164%	mas
5	119%	mas	1616%	mas
6	254%	mas	1259%	mas
6'	186%	mas	710%	mas
7	134%	mas	554%	mas

**Tabla 3.8 Cuadro comparativo de error en % con respecto a la presión de expansión ecuaciones: 1)Komormk y David, 2)Nayak y Christensen**

ENSAYO #	ERROR % DE EXPANSION					
	2		3		4	
1	123%	mas	44%	mas	53%	mas
2	444%	menos	160%	mas	322%	mas
3	1280%	mas	231%	mas	303%	mas
4	1561%	mas	215%	mas	294%	mas
5	611%	mas	97%	mas	168%	mas
6	1817%	mas	375%	mas	678%	mas
6'	681%	mas	129%	mas	308%	mas
7	244%	mas	56%	mas	127%	mas

**Tabla 3.9 Cuadro comparativo de error en % con respecto al % de expansión ecuaciones: 2)Nayak y Christensen 3)Vijayvergiya y Ghazzaly 4)O'Neill y Ghazzaly**

Más bien estos valores son exageradamente incomparables y no se podrían considerar de ayuda, ya que los errores que existen son muy grandes, por eso se recomienda caracterizar cada zona con su respectiva ecuación, realizando ensayos de presión de expansión.

Esta caracterización debe ser con respecto a la presión de expansión ya que en los ensayos realizados no hay una correlación entre la presión de expansión y el % de hinchamiento como se ve en la *Tabla 3.10* en donde se ordenan los % de expansión de menor a mayor, pero no se observa el mismo comportamiento en los ensayos de presión de expansión.

ENSAYO #	ENSAYADOS	
	S.P %	P.P Kgf/cm2
4	1,33	0,352
2	1,81	0,384
3	1,24	0,384
6	0,77	0,480
5	2,99	0,767
6´	2,26	0,979
7	5,27	1,119
1	6,49	1,56

**Tabla 3.10 % de expansión ordenados de menor a mayor con resultados de presión de expansión**

Con los ensayos de granulometría por hidrómetro, obtenemos el % de partículas menores a 0.002mm., con estos valores, calculamos la actividad mediante las expresiones de Skemton y Seed Ver *Tabla 3.11*. Mientras mayor es el valor de actividad mayor debería ser la presión de expansión, ya que sería la montmorillonita el componente principal de la arcilla, pero como se puede ver en los resultados de la *Tabla 3.11* esto no ocurre.

ENSAYO #	% partículas menor a 0,002 micra	ACTIVIDAD		ENSAYADOS	
		SEED	SKEMTON	S.P %	P.P Kgf/cm2
3	55,28%	1,069	0,875	1,24	0,384
5	55,01%	1,147	0,939	2,99	0,767
4	65,00%	1,606	1,606	1,33	0,352
6	31,05%	2,132	2,152	0,77	0,480
6´	31,25%	2,132	2,152	2,26	0,979
7	24,00%	2,233	2,233	5,27	1,119
1	10,70%	3,845	3,845	6,49	1,56
2	7,92%	5,92	5,92	1,81	0,384

**Tabla 3.11 Valores de actividad según Seed y Skempton ordenados de menor a mayor.**

Cuando graficamos los valores de actividad de las 7 muestras, con respecto al % de partículas menores a 0.002mm. (Ver Figura 3.6), en las curvas propuesta por Seed et al. (1962)<sup>(39)</sup>, tenemos que el potencial de hinchamiento de estas muestras se encuentra entre alto a muy alto, concordando con los valores de la tabla Holtz y Gibbs (1954)<sup>(36)</sup> en donde relaciona el grado de expansividad en función del índice de plasticidad.

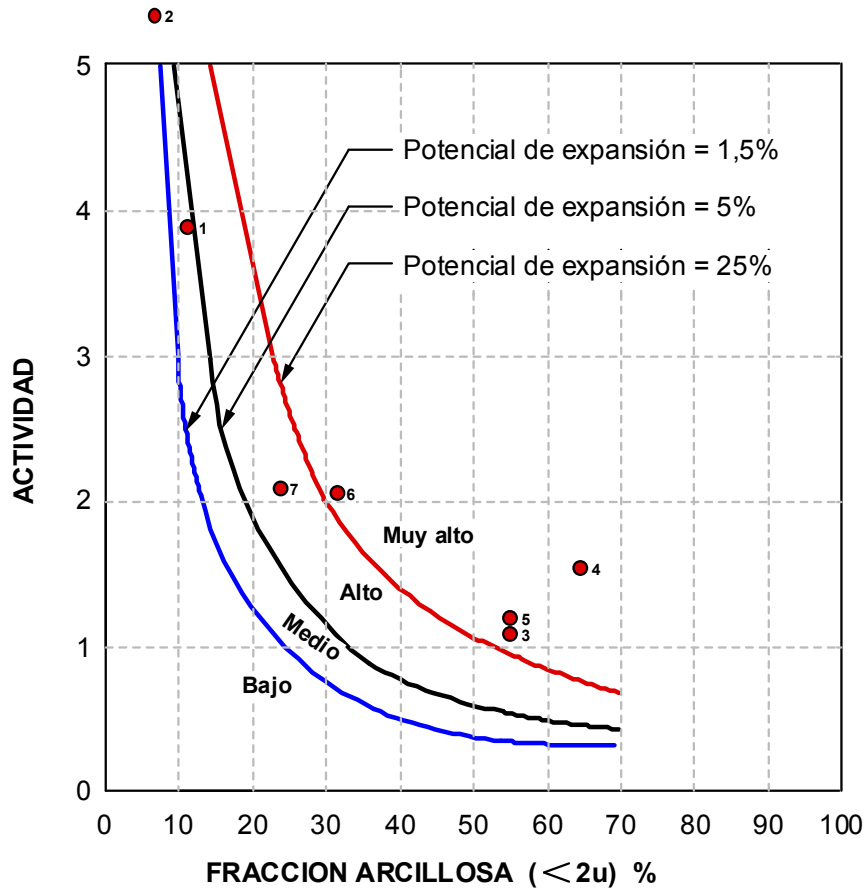


Figura 3.6. Valore de actividad vs % partículas menores a 0.002mm





- La expresiones cualitativas para determinar el potencial de expansión de los suelos propuestas por; Seed et al. (1962)<sup>(39)</sup>, *Figura 3.6* y Holtz y Gibbs (1954)<sup>(36)</sup>, *Tabla 3.1*, dan buenos resultados como evaluaciones preliminares y cualitativas, para en función de éstas, tomar decisiones de realizar o no ensayos de presión de expansión. En el caso de Seed, relaciona el potencial de hinchamiento de los suelos con respecto a la actividad, mientras que Holtz y Gibbs lo hacen respecto al índice de plasticidad.
- En el ensayo con la muestra adicional 6', se ve muy claramente la influencia que tiene la humedad natural, sobre la presión de expansión de los suelos; una disminución del 41.36% al 34.92% en la humedad natural de la arcilla, nos produjo un aumento en la presión de expansión del 104%. En conclusión vemos que la humedad natural de una arcilla es la que controla en mayor medida los valores de la presión de expansión, ya que para este ensayo los valores del límite líquido, actividad e índice de plasticidad son los mismos. En consecuencia si los criterios Seed et al. (1962)<sup>(39)</sup>, *Figura 3.6* y Holtz y Gibbs (1954)<sup>(36)</sup>, *Tabla 3.1*, nos advierten de un alto potencial de hinchamiento por los valores de actividad e índice de plasticidad, habrá que tener muy en cuenta la humedad natural a la que se encuentra el suelo y las posibles variaciones que se pudiesen producir en la misma. Por ello es muy necesario tomar todas las precauciones posibles; si nos encontramos con humedades naturales bajas, ya que la presión de expansión podría llegar a valores considerables en el caso que se produzca un aumento de la humedad natural.
- Respondiendo a los objetivos planteados en esta tesis, se concluye que la presión de expansión en la formación Loyola, que aflora en la urbanización colinas de Challuabamba, varía entre 0.3 y 1.6 kgf/cm<sup>2</sup>, para humedades naturales entre el 27% al 41%, en valores redondeados, según resultados de los ensayos realizados y resumidos en la *Tabla 3.5*. Estos valores de presión de expansión son muy





relativos, ya que varían en función de la estación en la que nos encontremos (verano o invierno); desgraciadamente no contamos con una base de datos de ensayos en el consolidómetro realizados durante estos períodos, para determinar con exactitud cuál es la presión de expansión en las diferentes épocas y poder encontrar una ecuación para determinar la presión de expansión en función de la humedad natural.

- En cuanto al segundo objetivo, de encontrar a cuál de las ecuaciones existentes mundialmente responden los suelos del sector de Challuabamba, se concluye que luego de haber examinado varias ecuaciones de diferentes autores, *Tablas 3.7, 3.8 y 3.9*, ninguna nos da valores confiables como para ser usadas; es por eso que se recomienda realizar una caracterización de cada zona en estudio, con respecto a la presión de expansión, mediante la realización de ensayos de presión de expansión en el consolidómetro.
- En el caso que nos encontremos con un suelo MH ó CH y que por el tipo de obra y monto de la inversión, no amerite realizar ensayos de presión de expansión, se recomienda tomar la ecuación propuesta por Komormk y David. (1969)(40), para determinar la presión de expansión. Cabe indicar que los valores obtenidos con esta ecuación son superiores a los obtenidos en ensayos de laboratorio, por lo que nos encontraremos siempre del lado de la seguridad.
- En general puede decirse que la magnitud de la presión actuante está limitada también por la capacidad portante del suelo de cimentación y es función del coeficiente de seguridad adoptado (usualmente entre 2 y 3). Por lo tanto, considerando los valores habituales de tensiones admisibles para suelos arcillosos de Formación Loyola (1,0 a 2.0 kgf/cm<sup>2</sup>), y aplicando la expresión de Gogoll<sup>(44)</sup>; con una capacidad de carga de 2.0 kgf/cm<sup>2</sup> se llega al resultado que la expansión final del suelo es prácticamente 0%.



- Si no se produce un cambio en la humedad natural del terreno, no tendremos el fenómeno de expansión. Con este análisis resulta más fácil tratar de eliminar el problema del cambio de humedad natural del suelo, a tratar de encontrar expresiones empíricas para poder predecir el valor de la presión de expansión.
- En conclusión lo que se trata de exponer es que hay que colocar las cimentaciones en zonas en las cuales las condiciones ambientales exteriores, no influyan sobre la humedad natural del suelo bajo estas estructuras o tomar todas las medidas del caso para que esto no suceda. Para lo cual en el momento de realizar las calicatas para el estudio se tiene que determinar el espesor de la capa activa del suelo. En el caso de Challuabamba esta varía de 2.00m a 2.50m.

## **RECOMENDACIONES**

En el proyecto de cimentaciones sobre suelos expansivos resulta en general recomendable el empleo de la experiencia de los profesionales, dada la dificultad de poder predecir por medio de teorías o expresiones empíricas, las condiciones reales. Tales experiencias se señalan a continuación:

- \* Profundidad de apoyo.- La solución de la cimentación propuesta, deberá apoyarse a una profundidad suficiente, que correspondan a estratos menos expuestos a cambios de humedad, es decir se tiene que pasar la capa activa del suelo.
- \* En el caso de la urbanización colinas de Challuabamba las excavaciones de cimentaciones tendrán una profundidad no menor de 2,50 m. con relación a la superficie del terreno natural, *Ver Foto 4.1*; a partir de esta profundidad se recomienda una sustitución del suelo natural, por un hormigón ciclópeo, (60% de

hormigón simple  $f'c=90 \text{ kgf/cm}^2$  – 40% de piedra), en un espesor no menor a 1,00m. para eliminar el problema de esbeltez en columnas.



**Foto 4.1 Zapatas cimentadas bajo la capa activa**

- \* La estructura se cimentará mediante zapatas aisladas, las cuales deberán, en todos los casos, estar perfectamente arriostradas en las dos direcciones con vigas adecuadamente armadas.
- \* Todas las zapatas deberán generar la misma presión de contacto al suelo, de modo que con ésta se equilibre la presión de expansión, en caso que se produzca. Es de gran importancia que no haya diferencias de presión de contacto apreciables entre las cimentaciones para evitar al máximo los asentamientos diferenciales.
- \* Deberá transcurrir el menor tiempo posible entre los procesos de excavación y construcción de las cimentaciones, con el fin de evitar pérdida de humedad en las superficies de las mismas. Es decir deberá evitarse la exposición prolongada de las excavaciones a la acción del intemperismo.

- \* El relleno sobre las cimentaciones se realizará con el propio material de la excavación, densificando el mismo en capas de espesores sueltos no mayores a 0,20 m., con el fin de garantizar un bajo grado de permeabilidad y que se conserve la humedad natural.
- \* Los pisos se harán a través de las losas estructurales. Éstas se construyen apoyadas en cada uno de sus lados por vigas y se deja un espacio vacío bajo la losa para evitar el contacto con el suelo. El espacio, puede aprovecharse para alojar tuberías y conductos. La solución presenta inconvenientes constructivos y un costo elevado. (Ver Foto 4.2)



**Foto 4.2 Losa Estructural con nova losa en su parte superior**

- \* El perímetro exterior de la vivienda, deberá ser protegido, mediante veredas de un ancho mínimo de 1,50 m., apoyadas sobre una capa de sub-base con un espesor de 0,40m., la que deberá ser densificada, previo al hormigonado de las losas.
- \* Las aguas lluvias caídas en las cubiertas deberán ser captadas por canales y a través de bajantes conducirlas al sistema de alcantarillado.
- \* En lo posible las tuberías de conducción de agua potable deberán ser vistas, para poder detectar cualquier fuga.



- \* Las áreas dedicadas a espacios verdes deberán ser cubiertas con vegetación de porte bajo. En éstas no deberá colocarse vegetación, que requiera volúmenes significativos de agua (eucaliptos, robles, álamos, fresnos) y produzcan que la humedad natural del suelo disminuya.
  
- \* Para futuras investigaciones y como una duda que surgió en el desarrollo del presente trabajo, es que ninguna de las expresiones tomo en cuenta el espesor de la capa de arcilla expansiva, todos los ensayos en le consolidómetro se realizan con muestras de espesor de 25mm. Se podrían realizar ensayos en el aparato de lambe con muestras de diferentes espesores tomadas del mismo sector y comparar los valores de presión de expansión en función del espesor de la capa.



## REFERENCIAS BASE

- \* M. BARRERA Y P. GARNICA (2002) Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres. Pág. 3
- \* \* J. JUSTO, P. DIRAND, E. JUSTO (2002) Construcción de infraestructuras en terrenos expansivos y colapsables Pág.39
- \* \* \* INFORME PRECUPA (1998), Capítulo B pág. 10 – 53
- \* \* \* \* Ings. Julio Patrone y Jose Enrique Prefumo. Docentes de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Montevideo

## REFERENCIAS

1. FEININGER T. & BRISTOW C. (1980): Cretaceous and Paleogene geologic history of coastal Ecuador. *Geol. Rundschau*, 69(3). p. 849-874.
2. LEBRAT M., MEGARD F. & DUPUY C. (1985a): Preorogenic volcanic assemblages and position of the suture between oceanic terranes and south american continent in Ecuador. *Zbl. Geol. Paleont.* Teil Y, H 9-10, p. 1207-1214.
3. LAVENU A. & NOBLET C. (1989): Tectonic control of Andean intermontane strike-slip basins of South Ecuador (South America). International symposium on intermontane basins, *Geol.and Resources*, Chiang Mai, Thailand, p. 306-317.
4. STEINMANN, M. & HUNGERBUEHLER, D. (1996): Geología de cuencas sedimentarias (Mioceno, Sur del Ecuador), curso internaciona, Cuenca-Ecuador, *ETH-Zürich*, 28 p.
5. WINKLER, W., SEWARD, D STEINMANN, M. & HUNGERBUEHLER, D. (1998): Stratigraphic and apatite fission-track evidence for late Miocene uplift and exhumation in the Andes of southern Ecuador, *Geologisches Institut, ETH-Zentrum, Zürich-Suiza*.
6. BRISTOW C., & GUEVARA S. (1974): *Mapa geológico* del Ecuador, 1:50.000, hoja Gualaceo. N°73SW, CODIGEM (ex DGGM)-misión Británica, Quito.
7. BRISTOW C. (1973): Guide to the geology of Cuenca Basin, southern Ecuador. *Ecuadorian geol. and geophys. Soc.*, Quito. 54 p.
8. KENNERLEY J. (1971): Geology of the Llanganates area, Ecuador. *Inst. Geol. Sci., Overseas Div.*, London Rep., 21, p. 4.
9. ERAZO MARCO TULLIO (1957): Recopilación de estudios geológicos, Universidad de Cuenca – Ecuador, Cuenca. p. 155 -157
10. BRISTOW C., & GUEVARA S. (1980): *Mapa Geológico* del Ecuador, 1:100.000, hoja Azogues N°73. CODIGEM (ex DGGM)-Misión Británica, Quito.
11. SHEPARD G. (1934): Geology of the interandine basin of Cuenca, Ecuador. *Geol. Mag.*, 71(842), p. 356-370.
12. UNITED NATIONS DEVELOPMENT PROGRAM (1969): Survey of metallic and non-metallic minerals. Coal investigations (operation N° 1, Cuenca, Biblián and Loja). *Tech. Report UNDP*, Quito-New York, N° 1, Annex N° 1.
13. WOLF T. (1892): *Geografía y Geología del Ecuador.*, Leipzig, Brockhaus.





14. DUDLEY, A. (1970). Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proc. Of the American Society of Civil Engineer.
15. ALONSO, E.E., GENS, A., AND HIGHT, D.W. (1987) Special problem soils. General report. In proceedings of the 9<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 3: 1087-1146.
16. BISHOP, A.W. (1959). The principle of effective stress., 39: 859-863. Teknisk Ukeblad
17. AITCHISON, G.D. AND BISHOP, A.W. (1960). Discussion in Pore pressure and suction in soil. 150. London: Butterworths.
18. MATYAS, E.L. Y RADHAKRISHNA, H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. Géotechnique, 18, No 4: 432-448.
19. FREDLUND, D.G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. Can. Geotech. J. 16 No 1: 121-139.
20. ALONSO, E.E., GENS, A., JOSA, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique 40, No. 3: 405-430.
21. VAUGHAN, P.R. (1985). Mechanical and hydraulic properties of in-situ soils. General Report. Sess. 2 Proc. 1st Int. Conf. in Geomech. in Tropical Lateritic and saprolitic Soils, Brasilia.
22. BARDEN, L. (1965). Consolidation of compacted and unsaturated clays. Géotechnique, 15 (3): 267-286.
23. AITCHISON, G.D. (1973). Proc. 8th IMFE, Moscú, General Report session 4, vol. 3: 161-190
24. SCHREINER, H.D. (1987). State of the art review on expansive soils. Imperial College, London.
25. YOSHIMI, V. AND OSTERBERG, J.O. (1963). Compression of partially saturated cohesive soils. J. of Soil Mech. And Found. Div. A.S.C.E., vol. 89, SM4: 1-24.
26. WROTH, D.M. AND HOULSBY, G.T. (1985). Soil Mechanics: Property characterization and analysis procedure. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 1: 1-55.
27. JIMÉNEZ SALAS, J.A., JUSTO, J.L., ROMANA, M. Y FARACO, C. (1973). The collapse of gypseus silts and clays of low plasticity in arid and semiarid climates. Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscú : 161-190.
28. MASWOSWE, J. (1985). Stress path for compacted soil during collapse due to wetting. Ph.D. Thesis, Imperial college, London.
29. JENNING, J. AND KNIGHT, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. Sixth Reg. Conf. for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, South Africa.





30. LAMBE, T.W. AND WHITMAN, R.V. (1959). The role of the effective stress in the behaviour of expansive soils. *Quart. Of the Colo. Sch. Of Mines*, Vol. 54 (4): 33-66
31. DELGADO A. (1986). Influencia de las trayectorias de las tensiones de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno. Tesis Doctoral, Universidad de Sevilla.
32. GROMKO, G.J. (1974). Review of expansive soils. *Journal of the Geotechnical. Eng. Div. A.S.C.E.*, Vol. 100 GT6: 667-668.
33. SKEMPTON, A.W., (1953), The Colloidal Activity of Clays, 3d International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, v 1, p 57, Switzerland.
34. SEED, WOODWARD, AND LUNDGREN (1964). Clay mineralogy aspects of the Atterberg limits. *J soil mech. And Found Div.*, 119, 54 -68
35. MARÍN-NIETO, L. (1991). ARCILLAS EXPANSIVAS EN ECUADOR. IX Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Viña del Mar – Chile,
36. HOLTZ W.G. , GIBBS H.J. (1954). Engineering Properties of Expansive Clays
37. JOHN D. NELSON, DEBORA J. MILLER. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering” página 51
38. JOSEPH E. BOWLES “Foundation Analysis and Design” página 305, ,4th edition
39. SEED HB, WOODWARD RJ, LUNDGREN R (1962). Prediction of swelling potential for compacted clays. *J. Soil Mech. Found. Div (ASCE)*, 88(3): 53-87.
40. KOMORNIK, A. AND DAVID, D. (1969) Prediction of swelling pressure of clays: *J. ASCE, Soil Mechanics and Foundation Division, SM No. 1*, pp. 209-225.
41. NAYAK AND CHRISTENSEN. (Received 5 November 1970) swelling characteristics of compacted, expansive soils. Department of Engineering Mechanics, Engineering Building, The University of Wisconsin, Madison.
42. VIJAYVERGIYA, V. N. AND GHAZZALY, O. I. (1973), "Prediction of Swelling Potential for Natural Clays," Proceedings of the Third International Conference on Expansive Clay Soils, Vol 1.
43. O'NEILL, M. W. AND GHAZZALY, O. I. (1977). "Swell Potential Related to Building Performance," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol 103, pp 1363-1379.
44. GOGOLL, F. H. 1970. "Foundations in Swelling Clay Beneath a Granular Blanket," Proceedings Symposium on Soils and Earth Structures in Arid Climates, Adelaide, Australia, pp 42-48.
45. JONES, D.E J., AND HOLTZ, W.G. (1973) “Expansive Soils – The hidden Disaster,” *Civil Engineering*, Vol.43, Nov. 8.
46. PECK, HANSON, AND THORNBURN 1974. *Foundation Engineering*, 2nd ed., Wiley, New York.
47. JOSA, A. (1988). Un modelo elastoplástico para suelos no saturados. Ph.D. Tesis, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.



48. DAWSON, R. F. (1959). "Modern Practices Used in the Design of Foundations for Structures on Expansive Soils," Quarterly of the Colorado School of Mines, Vol. 54, No. 4, p. 67.



#### **4.- Bibliografía:**

AITCHISON, G.D. AND BISHOP, A.W. (1960). Discussion in Pore pressure and suction in soil. 150. London: Butterworths.

AITCHISON, G.D. (1973). Proc. 8th IMFE, Moscú, General Report session 4, vol. 3: 161-190

ALONSO, E.E., GENS, A., AND HIGHT, D.W. (1987) Special problem soils. General report. In proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 3: 1087-1146.

ALONSO, E.E., GENS, A., JOSA, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40, No. 3: 405-430.

ASTM, Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.08, 1998

BARDEN, L. (1965). Consolidation of compacted and unsaturated clays. *Géotechnique*, 15 (3): 267-286.

BISHOP, A.W. (1959). The principle of effective stress. *Teknik Ukeblad*, 39: 859-863.

BRISTOW C. (1973): Guide to the geology of Cuenca Basin, southern Ecuador. Ecuadorian geol. and geophys. Soc., Quito. 54 p.

BRISTOW C., & GUEVARA S. (1974): Mapa geológico del Ecuador, 1:50.000, hoja Gualaceo. N°73SW, CODIGEM (ex DGGM)-misión Británica, Quito.

BRISTOW C., & GUEVARA S. (1980): Mapa Geológico del Ecuador, 1:100.000, hoja Azogues N°73. CODIGEM (ex DGGM)-Misión Británica, Quito.

DAWSON, R. F. (1959). "Modern Practices Used in the Design of Foundations for Structures on Expansive Soils," *Quarterly of the Colorado School of Mines*, Vol. 54, No. 4, p. 67.

DELGADO A. (1986). Influencia de las trayectorias de las tensiones de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno. Tesis Doctoral, Universidad de Sevilla.

DUDLEY, A. (1970). Review of collapsing soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proc. Of the American Society of Civil Engineer.*

ERAZO MARCO TULIO (1957): Recopilación de estudios geológicos, Universidad de Cuenca – Ecuador, Cuenca. p. 155 -157

FEININGER T. & BRISTOW C. (1980): Cretaceous and Paleogene geologic history of coastal Ecuador. *Geol. Rundschau*, 69(3). p. 849-874.

FREDLUND, D.G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 16 No 1: 121-139.



GOGOLL, F. H. 1970. "Foundations in Swelling Clay Beneath a Granular Blanket," Proceedings Symposium on Soils and Earth Structures in Arid Climates, Adelaide, Australia, pp 42-48.

GROMKO, G.J. (1974). Review of expansive soils. Journal of the Geot. Eng. Div. A.S.C.E., Vol. 100 GT6: 667-6687.

HOLTZ W.G. , GIBBS H.J. (1954). Engineering Properties of Expansive Clays

JENNING, J. AND KNIGHT, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. Sixth Reg. Conf. for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, South Africa.

JIMÉNEZ SALAS, J.A., JUSTO, J.L., ROMANA, M. Y FARACO, C. (1973). The collapse of gypseus silts and clays of low plasticity in arid and semiarid climates. Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscú : 161-190.

JIMENEZ SALAS, J.A. (1986). "Introducción a los Fenómenos de Expansividad y Colapso en Suelos y Rocas". Apuntes del Curso sobre Cimentaciones en Terrenos Metaestables: Colapsables y Expansivos, Vol I. Ed.Fundación Agustín de Bethencourt. E.T.S.de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

JOHN D. NELSON, DEBORA J. MILLER. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering" página 51

JONES, D.E J., AND HOLTZ, W.G. (1973) "Expansive Soils – The hidden Disaster," Civil Engineering, Vol.43, Nov. 8.

JOSA, A. (1988). Un modelo elastoplástico para suelos no saturados. Ph.D. Tesis, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.

JOHN D. NELSON, DEBORA J. MILLER. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering" página 51

KARL TERZAGHI, RALPH B. PECK. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica KENNERLEY J. (1971): Geology of the Llanganates area, Ecuador. Inst. Geol. Sci., Overseas Div., London Rep., 21, p. 4.

KENNERLEY J. (1971): Geology of the Llanganates area, Ecuador. Inst. Geol. Sci., Overseas Div., London Rep., 21, p. 4.

KOMORMK, A. AND DAVID, D. (1969) Prediction of swelling pressure of clays: J. ASCE, Soil Mechanics and Foundation Division, SM No. 1, pp. 209-225.

LAMBE, T.W. AND WHITMAN, R.V. (1959). The role of the effective stress in the behaviour of expansive soils. Quart. Of the Colo. Sch. Of Mines, Vol. 54 (4): 33-66



LAVENU A. & NOBLET C. (1989): Tectonic control of Andean intermontane strike-slip basins of South Ecuador (South America). International symposium on intermontane basins, Geol. and Resources, Chiang Mai, Thailand, p. 306-317.

LEBRAT M., MEGARD F. & DUPUY C. (1985a): Preorogenic volcanic assemblages and position of the suture between oceanic terranes and south american continent in Ecuador. Zbl. Geol. Paleont. Teil Y, H 9-10, p. 1207-1214.

MARÍN-NIETO, L. (1991). ARCILLAS EXPANSIVAS EN ECUADOR. IX Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Viña del Mar – Chile,

MASWOSWE, J. (1985). Stress path for compacted soil during collapse due to wetting. Ph.D. Thesis, Imperial college, London.

MATYAS, E.L. Y RADHAKRISHNA, H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. Géotechnique, 18, No 4: 432-448.

NAYAK AND CHRISTENSEN. (Received 5 November 1970) swelling characteristics of compacted, expansive soils. Department of Engineering Mechanics, Engineering Building, The University of Wisconsin, Madison.

O'NEILL, M. W. AND GHAZZALY, O. I. (1977). "Swell Potential Related to Building Performance," Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol 103, pp 1363-1379.

PECK, HANSON, AND THORNBURN 1974. Foundation Engineering, 2nd ed., Wiley, New York.

SEED, WOODWARD, AND LUNDGREN (1964). Clay mineralogy aspects of the Atterberg limits . J soil mech. And Found Div., 119, 54 -68

SEED HB, WOODWARD RJ, LUNDGREN R (1962). Prediction of swelling potential for compacted clays. J. Soil Mech. Found. Div (ASCE), 88(3): 53-87.

SCHREINER, H.D. (1987). State of the art review on expansive soils. Imperial College, London.

SHEPARD G. (1934): Geology of the interandine basin of Cuenca, Ecuador. Geol. Mag., 71(842), p. 356-370.

STEINMANN, M. & HUNGERBUEHLER, D. (1996): Geología de cuencas sedimentarias (Mioceno, Sur del Ecuador), curso internaciona, Cuenca-Ecuador, ETH-Zürich, 28 p.

SKEMPTON, A.W., (1953), The Colloidal Activity of Clays, 3d International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, v 1, p 57, Switzerland.

UNITED NATIONS DEVELOPMENT PROGRAM (1969): Survey of metallic and non-metallic minerals. Coal investigations (operation N° 1, Cuenca, Biblián and Loja). Tech. Report UNDP, Quito-New York, N° 1, Annex N° 1.



VAUGHAN, P.R. (1985). Mechanical and hydraulic properties of in-situ soils. General Report. Sess. 2 Proc. 1st Int. Conf. in Geomech. in Tropical Lateritic and saprolitic Soils, Brasilia.

VIJAYVERGIYA, V. N. AND GHAZZALY, O. I. (1973), "Prediction of Swelling Potential for Natural Clays," Proceedings of the Third International Conference on Expansive Clay Soils, Vol 1.

WINKLER, W., SEWARD, D STEINMANN, M. & HUNGERBUEHLER, D. (1998): Stratigraphic and apatite fission-track evidence for late Miocene uplift and exhumation in the Andes of southern Ecuador, Geologisches Institut, ETH-Zentrum, Zürich-Suiza.

WOLF T. (1892): Geografía y Geología del Ecuador., Leipzig, Brockhaus.

WROTH, D.M. AND HOULSBY, G.T. (1985). Soil Mechanics: Property characterization and analysis procedure. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 1: 1-55.

XV JORNADAS DE INGENIERIA CIVIL – 1988. Cimentaciones sobre suelos expansivos. Centro de actualización del conocimiento. Colegio de ingenieros civiles del Guayas.

YOSHIMI, V. AND OSTERBERG, J.O. (1963). Compression of partially saturated cohesive soils. J. of Soil Mech. And Found. Div. A.S.C.E., vol. 89, SM4: 1-24.

PAGINAS Web.

- [www.postgrado-fic.org/Download/Alva/Arcillas\\_Lutitas\\_Norte.pdf](http://www.postgrado-fic.org/Download/Alva/Arcillas_Lutitas_Norte.pdf)
- [icc.ucv.cl/geotecnia/03\\_docencia/03\\_clases\\_catedra/clases\\_catedra\\_ms2/ms2/fundaciones\\_especiales.pdf](http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/03_clases_catedra/clases_catedra_ms2/ms2/fundaciones_especiales.pdf)
- [www.cfia.or.cr/descargas/quiribi.doc](http://www.cfia.or.cr/descargas/quiribi.doc)

# ANEXO # 1



# NORMAS

# PREPARACIÓN EN SECO DE MUESTRAS DE SUELO Y SUELO-AGREGADO PARA ENSAYO

I.N.V. E – 106 – 07

## 1. OBJETO

- 1.1 Este método describe la preparación en seco de muestras de suelos y de suelo-agregado, tal como se reciben del terreno para análisis mecánico, pruebas físicas, determinación de la relación entre humedad y densidad y otras pruebas que puedan ser pertinentes.
- 1.2 Esta práctica sólo provee información cualitativa; por lo tanto no es aplicable para un informe de precisión.
- 1.3 Los valores especificados en las unidades de SI deben considerarse como la norma.
- 1.4 Esta norma no pretende considerar todos los problemas de seguridad asociados con su uso. Es responsabilidad de quien la emplee, el establecimiento de prácticas apropiadas de seguridad y salubridad y la aplicabilidad de limitaciones regulatorias, con anterioridad a su uso.

## 2. EQUIPO

- 2.1 *Balanzas* – Se debe disponer de balanzas que tengan una precisión de 0.1g.
- 2.2 *Equipo secador* – Cualquier aparato apropiado para secar muestras a una temperatura que no exceda los 60° C (240° F).
- 2.3 *Tamices* – Una serie de tamices de los siguientes tamaños: 19.0 mm (3/4”), 4.75 mm (No. 4), 2.00 mm (No. 10), 0.425 mm (No. 40), y otros que puedan requerirse para la preparación de la muestra para una prueba específica.

*Nota 1.*– Se necesita un tamiz de 50 mm (2”) si la muestra incluye partículas retenidas en un tamiz de 19.0 mm (3/4”) y es deseable que la muestra para establecer las relaciones entre humedad y densidad (normas INV E-141 y INV E-142) contenga material entre los tamices de 19.0 mm (3/4”) y 4.75 mm (No. 4) para reemplazar la fracción entre 50 y 19.0mm (2” y ¾”).

- 2.4 *Aparato pulverizador* – Cualquier mortero con su correspondiente pisón revestido de caucho o un aparato mecánico consistente en un triturador con un pisón revestido de caucho apropiado para triturar terrones de suelo, sin reducir el tamaño de los granos individuales.

*Nota 2.*– Otra clase de aparatos, tales como un tambor giratorio con rodillos forrados en caucho dentro del cual se coloca la muestra y se gira hasta que los terrones de suelo queden pulverizados, son satisfactorios si los terrones de suelo quedan disgregados sin que se reduzca el tamaño de los granos individuales.

- 2.5** *Cuarteador de Muestras* – Cuarteador adecuado para una división proporcional de las muestras y permitir la obtención de porciones representativas de ellas sin pérdida apreciable de finos. El ancho del recipiente usado para alimentar el separador de muestras debe ser igual al total de la combinación de los anchos de los conductos del cuarteador. También se permite el cuarteo manual de la muestra sobre una lona.

*Nota 3.*– El procedimiento para el cuarteo proporcional esta descrito en la norma INV E – 104.

### 3. TAMAÑO DE LA MUESTRA

Las cantidades de material de suelo requeridas para ensayos individuales, son las siguientes:

- 3.1** *Análisis de tamaños de Partículas de Suelos (normas INV E– 123 e INV E– 124)* – Para el análisis de tamaño de partículas de material que pasen por un tamiz de 2.00 mm (No. 10) se requieren cantidades aproximadas a 110 g para suelos arenosos y a 60 g para suelos arcillosos. Se requiere una suficiente cantidad del material retenido en el tamiz de 4.75 mm (No. 4) o en el tamiz de 2.00 mm (No. 10) (Nota 4) para obtener una gradación representativa y, dependiendo del tamaño máximo de la partícula, no debe ser menor que la cantidad que se indica en la siguiente tabla:

Diámetro de la Partícula mayor, mm (pulgadas)	Masa Mínima Aproximada de porción, kg
9.5 (3/8)	0.5
25 (1)	2.0
50 (2)	4.0
75 (3)	5.0

*Nota 4.*– El material para análisis en tamiz grueso puede ser separado por cualquiera de dos métodos alternativos de acuerdo con la Sección 4.2.1 (tamiz de 2.00 mm) o con la Sección 4.2.2 (tamiz de 4.75 mm) Cuando sólo un pequeño porcentaje del material queda retenido en el tamiz de 4.75 mm o en el tamiz de 2.00 mm, se requerirá un total de masa considerable para la muestra para proveer la cantidad mínima indicada en la tabla; en consecuencia, cumplir los requisitos mínimos de masa de la tabla puede no ser necesario, si el material representado en la muestra no corresponde a materiales de base o sub-base, de préstamo seleccionado, o cualquier otro en el cual se requiera agregado grueso.

- 3.2** *Gravedad Específica (norma INV E– 128)* – Para la prueba de gravedad específica llevada a cabo en conjunción con la norma INV E – 124, se requerirá material que pase el tamiz de 2.00 mm (No. 10) en cantidades (secadas al horno) de por lo menos, 25 g cuando se usa el matraz volumétrico y por lo menos de 10g cuando se use un frasco con tapón.
- 3.3** *Pruebas Físicas* – Para las pruebas físicas se requiere material que pase el tamiz de 0.425 mm (No. 40) en una cantidad total de, por lo menos, 300 g, aproximadamente repartido como sigue:

Prueba	Masa aproximada, g
Límite líquido <u>INV E- 125</u>	100
Límite plástico <u>INV E- 126</u>	20
Factores de Contracción <u>INV E- 127</u>	30
Ensayos de comprobación	100

- 3.4** *Otras Pruebas* – Para la cantidad de material requerida para otras pruebas, refiérase al método específico de prueba de cada una de ellas.

#### **4. PREPARACIÓN INICIAL DE MUESTRAS PARA PRUEBA**

- 4.1** Las muestras de suelo, tal como se reciben del terreno, deben ser secadas completamente ya sea al aire o en el aparato secador a una temperatura que no exceda los 60° C (140° F). Una muestra representativa de la cantidad requerida para llevar a cabo las pruebas deseadas debe, entonces, ser obtenida con el cuarteador o partiendo o cuarteando las muestras manualmente. Los terrones de partículas de suelos deben ser disgregados posteriormente en el aparato pulverizador, cuidando de no reducir el tamaño natural de las partículas individuales.

*Nota 5.*– Muestras secadas en un horno o en cualquier otro aparato secador a temperaturas que no excedan los 60° C (140° F) se consideran como secadas al aire.

- 4.2** La porción de la muestra ya secada, seleccionada para análisis de tamaños de partículas y para pruebas físicas (incluidas las de gravedad específica) deben ser pesadas y esa masa registrada como la masa total de la muestra, sin corregir por humedad higroscópica. Esta porción debe entonces ser separada en fracciones por uno de los siguientes métodos :

- 4.2.1** *Métodos Alternos usando el tamiz de 2.00 mm (No. 10)*– La muestra seca debe separarse en dos fracciones usando un tamiz de 2.00 mm. La fracción retenida en el tamiz debe ser triturada con el aparato pulverizador hasta que los terrones de suelo queden separados en granos individuales. El suelo pulverizado debe, entonces, ser separado en dos fracciones, usando el tamiz de 2.00 mm.

- 4.2.2** *Método alternativo usando tamices de 4.75 mm y 2.00 mm (Nos. 4 y 10)*– La muestra secada debe ser separada primero en dos fracciones usando el tamiz de 4.75 mm. La fracción retenida en este tamiz debe ser triturada con el aparato pulverizador hasta que los terrones del suelo queden separados en granos individuales y tamizada nuevamente en el tamiz de 4.75 mm. La fracción que pase el tamiz de 4.75 mm debe mezclarse totalmente y, usando el muestreador o mediante cuarteo se obtendrá y se pesará una porción representativa adecuada para las pruebas deseadas. Esta porción separada debe entonces pasarse por el tamiz de 2.00 mm y procesarse como se indica en la Sección 4.2.1. El material de la fracción separada que es retenido en el tamiz de 2.00 mm debe ser pesado para uso futuro en el cálculo de los porcentajes retenidos en los tamices gruesos.

**5. MUESTRAS PARA ANÁLISIS DE TAMAÑO DE PARTICULAS Y GRAVEDAD ESPECÍFICA**

- 5.1** La fracción retenida en el tamiz de 2.00 mm (No. 10) Sección 4.2.1, o la retenida en el tamiz de 4.75 mm (No. 4) Sección 4.2.2 después de la segunda tamizada, debe reservarse para uso en análisis por tamizado de material grueso.
- 5.2** La fracción que haya pasado por el tamiz de 2.00 mm (No. 10) en ambos tamizados como se indica en las Secciones 4.2.1 o 4.2.2, debe ser mezclada completamente y empleando el cuarteador o partiéndola o cuarteándola manualmente deben obtenerse porciones representativas con masas aproximadas, de la siguiente manera: (1) Para el análisis hidrométrico o por tamiz de la fracción que pase el tamiz de 2.00 mm, 110 g para suelos arenosos y 60 g para suelos arcillosos; y (2) para gravedad específica, 25 g cuando se va a usar el matraz volumétrico y 10 g cuando se va a usar un frasco con tapón.

**6. MUESTRAS PARA PRUEBAS FÍSICAS**

La porción restante del material que pasa por el tamiz de 2.00 mm (No. 10) debe, entonces, separarse en dos partes usando el tamiz de 0.425 mm (No. 40). La fracción retenida en el tamiz de 0.425 mm (No.40) debe ser triturada con el aparato pulverizador, de tal manera que se disgreguen los agregados sin partir los granos individuales. Si la muestra contiene partículas quebradizas, tales como escamas de mica, fragmentos de conchas marinas, etc., la operación de pulverizado debe hacerse con sumo cuidado y con la presión justa para liberar los materiales finos adheridos a las partículas gruesas. El suelo disgregado debe, entonces, dividirse en dos fracciones por medio del tamiz de 0.425 mm (No. 40) y disgregarse nuevamente como se hizo anteriormente. Cuando repetidas disgregaciones producen sólo una pequeña cantidad de suelo que pasa el tamiz de 0.425 mm, el material retenido en el tamiz de 0.425 mm debe ser descartado. Las diferentes fracciones que pasan el tamiz de 0.425 mm, obtenidas de las operaciones de pulverización y tamizado que se acaban de describir, deben mezclarse completamente y reservarse para uso en las pruebas físicas.

**7. MUESTRAS DE PRUEBA PARA LAS RELACIONES HUMEDAD-DENSIDAD**

- 7.1** La porción de suelo secado seleccionada para llevar a cabo la prueba de relación entre humedad y densidad debe separarse por medio del tamiz requerido como se especifica en la Sección 4.1.1. Si es necesario, se usa el aparato pulverizador para separar en granos individuales los terrones de suelo retenidos en dicho tamiz. El suelo pulverizado debe, entonces, separarse en dos fracciones usando el tamiz requerido.
- 7.2** La fracción retenida en el tamiz después del segundo tamizado debe guardarse, si así se requiere. Las fracciones que pasen el tamiz requerido en ambas

operaciones de tamizado deben ser mezcladas completamente y usadas en la prueba de humedad – densidad.

## **8. PRECISIÓN Y TOLERANCIAS**

Puesto que esta preparación para ensayo no produce valores numéricos, no es aplicable la determinación de la precisión y las tolerancias.

## **9. NORMAS DE REFERENCIA**

AASHTO T 87-86 (2004)

ASTM D421-85 (2002)

**PREPARACIÓN DE MUESTRAS HÚMEDAS DE SUELO PARA  
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO Y DETERMINACIÓN  
DE LAS CONSTANTES FÍSICAS**

**I.N.V. E – 107 – 07**

**1. OBJETO**

**1.1** Este procedimiento se aplica para la preparación de muestras de suelo con la humedad con que son recibidas del campo, para el análisis granulométrico y para la determinación de las constantes físicas del suelo.

**1.2** El método "A" se ha desarrollado para el secado de las muestras de campo a una temperatura que no exceda de 60° C (140° F), haciendo inicialmente la separación a la humedad de la muestra, sobre el tamiz de 2.0 mm (No.10), o de 425 µm (No.40) o de ambos, si así se requiere, y después secándola a una temperatura que no supere los 60° C (140° F). El método "B" estipula que la muestra se mantendrá a una humedad igual o mayor del contenido natural de agua.

El procedimiento que deba emplearse, deberá estar indicado en la especificación del material que se va a ensayar. Si esto no está definido, se aplican los requisitos del método "B".

**1.3** Esta norma no pretende considerar todos los problemas de seguridad asociados con su uso. Es de responsabilidad de quien la emplee, el establecimiento de prácticas apropiadas de seguridad y salubridad y la aplicabilidad de limitaciones regulatorias, con anterioridad a su uso.

**2. USO Y SIGNIFICADO**

**2.1** El Método "A" se emplea para preparar muestras de suelos para ensayos de plasticidad y análisis granulométrico, cuando las partículas de grano grueso de la muestra son blandas y fácilmente pulverizables, o cuando las partículas finas son muy cohesivas y ofrecen resistencia a desprenderse de las partículas gruesas.

**2.2** Algunos suelos nunca pierden su humedad en forma natural, y cuando son secados pueden cambiar notoriamente sus características. En estos casos, si se desea conocer su gradación natural y las características de plasticidad, dichos suelos deberían ser enviados al Laboratorio en recipientes sellados y procesados conforme al Método "B" de esta norma.

**2.3** Los valores del límite líquido y del índice de plasticidad obtenidos de muestras con su humedad natural generalmente, pero no siempre, son iguales ó algo mayores que los valores determinados sobre muestras semejantes de suelos secos. En el caso de los suelos orgánicos de grano fino, hay una caída brusca en la plasticidad, debido al proceso de secado en horno.



### 3. EQUIPO

- 3.1 *Balanza* – Con sensibilidad de 0.1 g.
- 3.2 *Mortero* – Con pisón cubierto de caucho, capaz de disgregar los grumos o terrones de partículas.
- 3.3 *Tamices* – De 2 mm (No.10) y de 425  $\mu$ m (No.40) de malla cuadrada.
- 3.4 *Cuartheador*
- 3.5 *Aparatos para secado*: horno termostáticamente controlado para usar con una temperatura de 60° C (140° F) o menos y 110° C (230° F); lámpara de rayos infrarrojos, secador de aire caliente, u otros aparatos capaces de secar muestras de suelos.
- 3.6 *Embudos filtradores* – Embudos Buchner de 254mm (10") de diámetro y papel de filtro.
- 3.7 *Equipo auxiliar* – Bandejas de 305 mm (12") de diámetro y 75 mm (3") de profundidad; recipiente capaz de prevenir pérdidas de humedad durante el almacenamiento de la muestra húmeda preparada de acuerdo con el método B.

### MÉTODO A

#### 4. MUESTREO

Se seca la muestra de suelo recibida del campo, usando uno de los siguientes procesos: (1) al aire a la temperatura ambiente, (2) en horno a una temperatura que no exceda de 60°C (140°F), ó (3) utilizando otro aparato calentador que no eleve la temperatura de la muestra por encima de 60° C (140° F).

Se machaca completamente cualquier grumo o aglomerado de partículas, usando el mortero con su pisón cubierto de caucho.

*Nota 1.*- Cuando la muestra contenga partículas de lutitas blandas, areniscas u otro material débil, debe tenerse mucho cuidado para evitar una excesiva reducción de tamaños.

Se escoge una muestra representativa por cualquiera de los métodos de cuarteo descritos en la norma INV E – 104. El tamaño de dicha muestra deberá ser suficiente para efectuar el ensayo de análisis granulométrico del material retenido y pasante por el tamiz de 2 mm (No.10) y suministrar una cantidad adecuada de material que pasa el tamiz de 425  $\mu$ m (No.40) para los ensayos destinados a determinar las constantes del suelo.

Las cantidades de material para los ensayos individuales son las siguientes:

- 4.1 Análisis granulométrico del material retenido en el tamiz de 2.0mm (No.10)

Suelos con gravas	4000 a 10.000 g
Suelos arenosos	1500 g
Suelos limosos o arcillosos	400 g

**4.2** Análisis granulométrico del material que pasa por el tamiz de 2.0 mm (No.10)

Suelos arenosos	115 g
Suelos limosos o arcillosos	65 g

**4.3** Ensayos para determinar constantes físicas del suelo

Límite líquido	100 g
Límite plástico	15 g
Humedad centrífuga equivalente	10 g
Factores de contracción	30 g
Ensayos de comprobación	65 g

**5. PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS DE ENSAYO**

**5.1** *Para análisis granulométrico:*

- a) Se pesa la porción seleccionada y se anota este valor como "peso de la muestra total sin corrección por humedad higroscópica". Se separa este material en dos porciones utilizando el tamiz de 2 mm (No.10). Se deja a un lado la porción pasante, para combinarla más tarde con el material adicional lavado de la porción retenida en ese tamiz.
- b) Se deposita el material retenido en el tamiz de 2 mm (No.10) sobre una bandeja; se cubre con agua y se deja remojar hasta que los grumos o agregados de partículas se ablanden. Después que se ha empapado, se lava el material sobre tamiz de 2 mm (No.10) de la siguiente forma: Se coloca un tamiz desocupado de 2 mm (No.10) sobre la base de una bandeja limpia y se vierte el agua con que se remojó la muestra sobre el tamiz. Se añade agua suficiente para que el nivel de la superficie quede aproximadamente 12.7 mm (½") por encima de la malla del tamiz.
- c) Se traslada el material empapado al tamiz en porciones cuyo peso no exceda de 450 g (1 lb) revolviéndolo con los dedos mientras se agita el tamiz hacia arriba y hacia abajo. Se desintegra o amasa cualquier terrón que no se haya empapado; se levanta el tamiz por encima del agua y se completa el lavado utilizando una pequeña cantidad de agua limpia. Se transfiere el material lavado a otra bandeja y se continúa el proceso con otra porción, hasta que se lave todo.
- d) Se seca el material retenido sobre el tamiz de 2 mm (No.10) a una temperatura de  $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$  ( $230^{\circ} \pm 9^{\circ} \text{ F}$ ). Se vuelve a tamizar, añadiendo el material pasante por el tamiz de 2 mm (No.10), al que se separó conforme a lo señalado en la Sección 5.1.a). Se deja a un lado el material retenido, para utilizarlo en el ensayo de análisis granulométrico.

- e) Se aparta la bandeja con el agua con que se lavó el material y se deja reposar por varias horas o hasta que las partículas se depositen en el fondo de la bandeja y el agua sobre ellas sea de color claro.
- f) Se decanta con una pipeta o sifón la mayor cantidad de agua clara que sea posible. Si el agua no se aclara durante un lapso razonable, toda ella debe evaporarse. Se seca el suelo remanente en la bandeja a una temperatura que no supere los 60° C (140° F). El suelo seco se pulveriza con el mortero u otro aparato, y se junta con el obtenido de acuerdo con la Sección 5.1.a).
- g) Alternativamente, después de que el material empapado se haya lavado, se pasa la mayor cantidad del agua que queda en la bandeja, por un embudo con filtro. El suelo húmedo retenido se regresa a la bandeja y se seca a una temperatura que no pase de los 60° C (140° F). El suelo seco se utiliza como se indica en el literal anterior.

**5.2** *Para determinación de las constantes físicas del suelo* – En este caso, se debe proceder como se ha indicado en la sección 5.1, pero se utilizará el tamiz de 425 µm (No.40), en lugar del tamiz de 2 mm (No.10).

*Nota 2.*- En algunas zonas es posible que los cationes de las sales que tiene el agua corriente cambien con los cationes naturales de los suelos alterando significativamente el valor de las constantes de los suelos cuando dicha agua es empleada para remojar y lavar las muestras. A menos que se sepa con certeza que esta clase de cationes no está presente en el agua corriente, debe emplearse para este ensayo agua destilada o desmineralizada. Cuando el suelo contenga sales solubles, el agua de lavado debe recogerse y evaporarse, retornando a la muestra de suelo las sales que se obtengan.

## **6. MUESTRAS DE ENSAYO**

Manteniendo separada cada porción de la otra, se mezclan totalmente todas las partes obtenidas del material que pasa el tamiz de 2 mm (No.10) y del material que pasa el tamiz de 425 µm (No.40). Por cuarteo manual o mecánico, se escogen y pesan las muestras señaladas en la Sección 4, según sean necesarias, para realizar los ensayos requeridos.

## **MÉTODO B**

### **7. MUESTRAS**

Las muestras de acuerdo con este procedimiento, deben ser enviadas del campo al laboratorio, en recipientes sellados y deben contener toda su humedad natural. Obviamente, las muestras que tengan solamente partículas que pasan el tamiz de 2 mm (No.10) pueden ser sometidas al análisis granulométrico sin un lavado previo sobre dicho tamiz. Igualmente, las muestras que contengan únicamente partículas que pasan por el tamiz de 425 µm (No.40), se usarán para determinar las constantes del suelo, sin lavado previo.

## 8. PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS DE ENSAYO

### 8.1 *Para análisis granulométrico:*

- a) Se escoge y pesa una porción representativa que se estime que tenga 50 g de partículas que pasan por el tamiz de 2 mm (No.10), para suelos limosos o arcillosos, ó 100 g para suelos arenosos.

Para muestras que contengan partículas que no pasan por el tamiz de 2 mm (No.10) y para las cuales se necesita hacer el análisis granulométrico, se escoge y pesa una muestra representativa que, en forma estimada, contenga las cantidades de partículas de las porciones pasante y retenida sobre el tamiz de 2 mm (No.10). Se determina el contenido de humedad a  $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$  ( $230^{\circ} \pm 9^{\circ} \text{ F}$ ), utilizando una muestra auxiliar, siguiendo el método de la Norma INV E-150.

- b) Se remoja la muestra húmeda y se lava sobre el tamiz de 2 mm (No.10) como se describió en la Sección 5.1.b). Después del lavado, se seca el material retenido en el tamiz de 2 mm (No. 10) en un horno a la temperatura de  $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$  ( $230^{\circ} \pm 9^{\circ} \text{ F}$ ), se pesa y se guarda para el análisis granulométrico. Si el volumen del agua de lavado y el suelo es muy grande para utilizar el procedimiento de sedimentación, se evapora el exceso de agua: (1) por exposición al aire a temperatura ambiente, (2) calentándola en horno a una temperatura que no exceda de  $110^{\circ} \text{ C}$  ( $230^{\circ} \text{ F}$ ) ó (3) por ebullición. Sin importar el método de evaporación utilizado, deben tenerse en cuenta las siguientes precauciones: (1) Revuélvase la lechada de vez en cuando para evitar que un anillo de suelo seco se forme sobre la pared del recipiente de evaporación, y (2) déjese enfriar la muestra a la temperatura ambiente, antes de ensayarla.

- 8.2 Para la determinación de las constantes del suelo: Se escoge una porción representativa de la muestra húmeda, estimando que contenga suficientes partículas pasantes por el tamiz de 425  $\mu\text{m}$  (No.40) como para tener las cantidades requeridas para determinar las constantes físicas del suelo. Se remoja dicha porción y se lava sobre el tamiz de 425  $\mu\text{m}$  (No.40) como se describió en la Sección 5.2. Se reduce el contenido de agua del material hasta que alcance una consistencia de masilla (que permita entre 30 y 35 caídas de la cápsula en el ensayo del límite líquido), pero nunca inferior a su humedad natural. La disminución del contenido de agua del suelo puede obtenerse como sigue: (1) por exposición al aire a temperatura ambiente, (2) calentándolo en un horno a temperatura por debajo de  $110^{\circ} \text{ C}$  ( $230^{\circ} \text{ F}$ ), (3) por ebullición, o (4) filtrándola a través de un embudo filtrante. Durante la evaporación y el enfriamiento se remueve la muestra a menudo, lo suficiente como para evitar un excesivo secamiento del borde o de la superficie. Se enfría la muestra a la temperatura ambiente antes de ensayarla.

Para suelos que contengan sales solubles, se utiliza un método de reducción de la cantidad de agua, que no elimine las sales de la muestra. La muestra preparada se debe proteger contra secado posterior en un recipiente apropiado, hasta el instante en que se efectúen los ensayos.

**9. NORMAS DE REFERENCIA**

ASTM D 2217-85 (Reaprobada 1998)

# DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DEL CONTENIDO DE AGUA (HUMEDAD) DEL SUELO, ROCA Y MEZCLAS DE SUELO-AGREGADO

I.N.V. E – 122 – 07

## 1. OBJETO

- 1.1** Este método cubre la determinación de laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelo, roca, y mezclas de suelo-agregado por peso. Por simplicidad, de aquí en adelante, la palabra "material" se refiere a suelo, roca o mezclas de suelo-agregado, la que sea aplicable.
- 1.2** El contenido de agua del material se define como la relación, expresada en porcentaje, entre la masa de agua que llena los poros o "agua libre", en una masa de material, y la masa de las partículas sólidas de material.
- 1.3** El término "material sólido" como es empleado en ingeniería geotécnica, típicamente se asume que significa partículas minerales que se forman naturalmente y que no se disuelven fácilmente en agua. Por lo tanto, el contenido de agua en materiales que contengan materias extrañas (tales como cemento, o algo semejante) pueden requerir un tratamiento especial o una definición calificada del contenido de agua. Además, algunos materiales orgánicos pueden descomponerse al secarse en el horno a la temperatura normal usada para este método (110° C). Materiales que contengan yeso (sulfato de calcio deshidratado u otros compuestos con cantidades significativas de agua hidratada) pueden presentar problemas especiales puesto que este material se deshidrata lentamente a la temperatura normalmente usada para este secamiento (110° C) y a muy bajas humedades relativas forman un compuesto (sulfato de calcio hemihidrato) el cual no está normalmente presente en materiales naturales, excepto en algunos suelos desérticos. Para poder reducir el grado de deshidratación del yeso en los materiales que lo contengan o poder reducir la descomposición en materiales con alto contenido orgánico puede ser aconsejable secar estos materiales a 60° C o en una desecadora a temperatura ambiental. De esta manera, cuando se use una temperatura de secado diferente a la normal, tal como se define en este método de prueba, el contenido de agua resultante puede ser diferente al normalmente determinado según las temperaturas normales de secamiento.
- Nota 1*– Los métodos de prueba ASTM D2974 proveen un procedimiento alternativo para determinar el contenido de agua en materiales altamente orgánicos (turba).
- 1.4** Materiales que contengan agua con cantidades considerables de sólidos solubles (tales como sal en sedimentos marinos) al ser probados con este método darán una masa de sólidos la cual incluye los sólidos previamente solubles. Estos materiales requieren un tratamiento especial para retirar o cuantificar la presencia de sólidos precipitados en la masa seca de la muestra o debe usarse una definición calificada del contenido de agua.
- 1.5** Esta norma de ensayo requiere varias horas para un correcto secado del contenido de agua de la muestra. La norma INV E – 135 explica el secado de la muestra en un horno microondas, que es un proceso más corto.

- 1.6** Esta norma exige el secamiento del material en un horno a altas temperaturas. Si el material que está siendo secado se encuentra contaminado con ciertos químicos, puede haber peligros de salud y seguridad. Por lo tanto, esta norma no debe usarse para determinar el contenido de agua en suelos contaminados, a no ser que se hayan tomado medidas adecuadas de precaución sobre salubridad y seguridad.
- 1.7** Esta norma no pretende considerar todos los problemas de seguridad, si es que alguno existe, asociados con su uso. Es responsabilidad de quien la emplea, el establecimiento de prácticas apropiadas de seguridad y salubridad y la determinación de la aplicabilidad de limitaciones regulatorias, antes de su uso.

## **2. RESUMEN DEL MÉTODO**

La aplicación práctica de la determinación del contenido de agua en un material, es conocer la masa del agua removida al secar dicho material cuando está húmedo (espécimen de prueba) hasta peso constante, en un horno controlado a  $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$  ( $230^{\circ} \pm 9^{\circ} \text{F}$ ); y usar este valor como la masa del agua en el espécimen de prueba. La masa del material remanente después de secado en el horno, corresponde a la masa de las partículas sólidas. El contenido de agua se calcula relacionando la masa de agua en la muestra húmeda con la masa de la muestra seca.

## **3. USO Y SIGNIFICADO**

- 3.1** Para muchos materiales, el contenido de agua es una de las propiedades índices más significativas que se emplea para establecer una correlación entre el comportamiento del suelo y otras propiedades índices.
- 3.2** El contenido de agua de un material se usa en casi todas las ecuaciones que expresan las relaciones de fases entre aire, agua y sólidos, en un volumen dado de material.
- 3.3** En suelos de grano fino (cohesivos), la consistencia depende de su contenido de agua. El contenido de agua de un suelo, junto con su límite líquido (norma INV E – 125) y su límite plástico (norma INV E – 126), se usan para expresar su consistencia relativa, o índice de liquidez.

## **4. EQUIPO**

- 4.1** *Horno* – Controlado termostáticamente, preferiblemente de tiro forzado y que mantenga una temperatura uniforme de  $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$  ( $230^{\circ} \pm 9^{\circ} \text{F}$ ) en toda la cámara de secado.
- 4.2** *Balanzas* – que tengan una precisión de  $\pm 0.01 \text{ g}$  para muestras que tengan una masa de 200 g o menos; y  $\pm 0.1 \text{ g}$  para muestras que tengan una masa por encima de 200g.

- 4.3** *Recipientes* – Vasijas apropiadas hechas de un material resistente a la corrosión y a cambios en su masa al ser sometidas a repetidos calentamientos y enfriamientos y a operaciones de limpieza.

Para muestras con masa menor o próxima a 200 g, se usarán recipientes con tapas de cierre hermético; mientras que para muestras de masa mayor que 200 g se usarán recipientes sin tapa (Nota 2). Se necesita un recipiente para cada determinación del contenido de agua.

*Nota 2.-* El propósito de las tapas de cierre hermético es doble: prevenir las pérdidas de humedad de las muestras antes del pesaje inicial y para evitar la absorción de humedad proveniente de la atmósfera después del secado y antes del pesaje final.

## **5. MUESTRAS**

- 5.1** Las muestras que estén almacenadas, antes del ensayo, en recipientes no corrosivos y herméticos, se deben mantener a una temperatura entre 3° y 30° C y en un área en la cual no tengan contacto directo con la luz solar (cuarto oscuro). Las muestras alteradas que se encuentren en otros recipientes deberán ser almacenadas de manera de prevenir o minimizar la condensación de humedad en las paredes internas de los recipientes.
- 5.2** La determinación del contenido de agua se deberá hacer tan pronto como sea posible después de la preparación de la muestra, especialmente si se usan recipientes potencialmente oxidables (como tubos de acero de pared delgada, latas de pintura, etc) o bolsas plásticas.

## **6. ESPÉCIMEN DE ENSAYO**

- 6.1** Para las determinaciones de los contenidos del agua que se realicen en conjunto con otro método de ensayo, se deberá usar la masa de la muestra requerida en este último, si es mayor a la establecida por la presente norma. Si no se ha especificado un mínimo de masa de muestra en ese método, se deberán aplicar los valores que se mencionan más adelante.
- 6.2** La masa mínima de material húmedo seleccionada para ser representativa del total de la muestra deberá estar de acuerdo con lo siguiente:



Tamaño máximo de partícula (pasando 100%)	Tamaño de tamiz estándar	Masa mínima de espécimen húmedo para prueba de contenido de agua, reportado a $\pm 0.1\%$	Masa mínima de espécimen húmedo para prueba de contenido de agua, reportado a $\pm 1\%$
2 mm o menos	No. 10	20 g	20g <sup>A</sup>
4.75 mm	No. 4	100 g	20g <sup>A</sup>
9.5 mm	3/8 "	500 g	50g
19.0 mm	3/4 "	2.5 kg	250g
37.5 mm	1 1/2 "	10 kg	1kg
75.0 mm	3 "	50 kg	5kg

<sup>A</sup> Para ser representativo, no se deben usar menos de 20g

La cantidad mínima de masa usada puede necesitar ser incrementada para poder obtener los dígitos mínimos necesarios para la masa de agua cuando se reporten contenidos de agua al más cercano 0.1% o como se indica en la Sección 10.

- 6.3** El uso de un espécimen para prueba más pequeño que el mínimo indicado en 6.2, requiere especial cuidado, a pesar de poder ser el adecuado para el propósito de la prueba. Cualquier espécimen usado, que no satisfaga estos requisitos, deberá anotarse en la hoja de datos de la prueba o en sus formatos.
- 6.4** Al trabajar con un espécimen pequeño (menos de 200g) que contenga una partícula de grava relativamente grande, resulta apropiado no incluir esta partícula en el espécimen de prueba. Sin embargo, cualquier material descartado debe describirse y anotarse en los formatos para datos u hojas de datos.
- 6.5** Para aquellas muestras que consisten en su totalidad de roca intacta, la masa mínima del espécimen debe ser de 500g. Porciones representativas de la muestra pueden partirse en partículas más pequeñas, dependiendo del tamaño de la muestra, del recipiente y de la balanza que se va a usar. Para facilitar el secado, véase la Sección 8.4. Especímenes de tamaños tan pequeños como 200 g pueden ser probados, si resultan aceptables contenidos de agua de sólo dos dígitos significativos.

## 7. SELECCIÓN DE ESPECÍMENES PARA PRUEBA

- 7.1** Cuando el espécimen para la prueba es una porción de una cantidad mayor de material, deberá ser seleccionado para ser representativo de la condición del agua de la totalidad del material. La manera en que se seleccione el espécimen depende del propósito y de la aplicación de la prueba, del tipo de material a probar, de las condiciones de agua y del tipo de muestra. (De otra prueba, bolsa, bloque o semejantes)

- 7.2** Para muestras alteradas, tales como muestras desbastadas, muestras de bolsa, etc., el espécimen de muestra se debe obtener por medio de uno de los siguientes métodos (listados en orden de preferencia):
- 7.2.1** Si el material es tal que pueda ser manipulado y manejado sin pérdida significativa de su humedad y segregación, debe ser mezclado completamente, seleccionando luego una porción representativa con una pala de tamaño tal que no se requieran más que unas pocas paladas para obtener el tamaño apropiado del espécimen como se define en la Sección 6.2.
- 7.2.2** Si el material es tal que no pueda ser mezclado totalmente, o mezclado y muestreado con una pala, se forma una pila con el material, mezclándolo tanto como sea posible. Se recogen, por lo menos, cinco porciones del material de lugares escogidos al azar usando para esto un tubo de ensayo, pala, cuchara o palustre o cualquier artefacto similar apropiado para recoger las partículas más grandes que se encuentren en el material. Se combinan todas las porciones para obtener un espécimen para la prueba.
- 7.2.3** Si el material o las condiciones son tales que no permiten la formación de una pila, se deben recoger tantas porciones como sea práctico, usando lugares escogidos al azar que mejor representen la condición de humedad. Todas las porciones se deben combinar para obtener el espécimen de prueba.
- 7.3** Para muestras intactas tales como de bloque, cilíndricas, de tubo partido y otras similares, el espécimen para la prueba se debe obtener usando uno de los métodos siguientes, dependiendo del propósito y uso potencial de la muestra:
- 7.3.1** Empleando un cuchillo, segueta, o cualquier aparato cortante, se desbasta el exterior de la muestra a la suficiente distancia para comprobar si el material está estratificado y para retirar el material que parezca más seco o más mojado que la porción principal de la muestra. Si la existencia de estratos es cuestionable, la muestra se debe cortar por la mitad. Si el material resulta estratificado, véase la Sección 7.3.3.
- 7.3.2** Si el material no está estratificado, el espécimen se debe obtener cumpliendo los requisitos de masa que se encuentran en la Sección 6.2, de la siguiente manera: (1) tomando todo o la mitad de la porción que está siendo probada; (2) cortando una tajada representativa de la porción que está siendo probada; o (3) desbastando la superficie expuesta de la mitad o de la porción que esta siendo probada.
- Nota 3.*– La migración de humedad en algunos suelos sin cohesión puede requerir la prueba de toda la sección de la muestra.
- 7.3.3** Si el material es estratificado (o se encuentra más de un tipo de material), se selecciona un espécimen promedio o un espécimen individual o ambos. Los especímenes deben ser identificados apropiadamente en cuanto a su ubicación o lo que ellos representan y deben incluirse comentarios apropiados en los formatos de prueba o las hojas de datos de pruebas.

*Nota 4.*– Para prevenir la mezcla de los especímenes y obtener resultados incorrectos, todos los recipientes y tapas, si se usan, deben ser numerados y esta numeración debe registrarse en

las hojas de datos del laboratorio. Los números en las tapas deberán coincidir con los de sus recipientes para evitar confusiones.

## 8. PROCEDIMIENTO

- 8.1 Se determina y registra la masa de un recipiente limpio y seco (y su tapa, si ella se usa).
- 8.2 Se escoge una muestra de ensayo representativa, de acuerdo con la Sección 6.
- 8.3 Se coloca la muestra húmeda en el recipiente; se coloca la tapa firmemente en posición, si procede, y se determina el peso del recipiente con la muestra de material, usando una balanza apropiada (ver Sección 4.2). Se anota este valor.
- 8.4 Se retira la tapa (si fue usada) y se coloca el recipiente con el material húmedo en el horno para secar el material hasta obtener una masa constante. El horno secador se mantiene a una temperatura de  $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$ , a no ser que se especifique otra cosa (ver Sección 1.3). El tiempo requerido para obtener una masa constante puede variar dependiendo del tipo de material, tamaño del espécimen, tipo de horno y su capacidad, y otros factores. La influencia de estos factores puede establecerse generalmente usando buen juicio y con la experiencia adquirida con los materiales que están siendo probados y el equipo que se use.

*Nota 5.-* Para facilitar el secado al horno de muestras de ensayo muy grandes, éstas deben ser colocadas en recipientes que tengan un área superficial amplia (como una bandeja) y el material separado en pequeños grupos.

*Nota 6.-* En la mayoría de los casos, el secado de una muestra durante la noche (16 horas), es suficiente. En los casos donde existan dudas concernientes a lo adecuado del procedimiento de secado, éste se debe continuar hasta que el cambio de masa, después de dos períodos de secamiento consecutivos (mayores de 1/2 h), sea insignificante (menor al 0.1%). Las muestras de arena se pueden secar frecuentemente a una masa constante en un periodo de 4 horas, cuando se usa un horno de tiro forzado.

*Nota 7.-* Debido a que algunos materiales secos pueden absorber humedad de especímenes húmedos, aquellos deben ser retirados antes de colocar éstos en el horno. Sin embargo, este requerimiento no será necesario si los especímenes secos van a permanecer en el horno por un período de secado adicional de 16 horas.

- 8.5 Después de que el material se haya secado a masa constante, se remueve el recipiente del horno y se le coloca la tapa. Se permite que el material y el recipiente se enfríen a la temperatura ambiente, o hasta que el recipiente pueda ser manejado fácilmente con ambas manos y la operación de pesaje no esté afectada por corrientes convectivas. Se determina la masa del recipiente y de la muestra secada en el horno usando la misma balanza que usó en las operaciones descritas en las Secciones 8.1 y 8.3. Se registra este valor.

Si el recipiente no tiene tapa, el material se pesa inmediatamente para que la temperatura del recipiente sea tal que la operación del pesaje no sea afectada por corrientes convectivas o después de enfriarlo en un secador.

*Nota 8.-* Es recomendable el enfriamiento en un desecador, ya que se previene absorción de humedad proveniente de la atmósfera durante dicho proceso.

## 9. CÁLCULOS

Se calcula el contenido de agua del material así:

$$w = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_c} \times 100 = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

donde:

w = contenido de agua %,

W<sub>1</sub> = masa del recipiente y del espécimen húmedo, g,

W<sub>2</sub> = masa del recipiente y del espécimen seco, g,

W<sub>c</sub> = masa del recipiente, g,

W<sub>w</sub> = masa del agua, g, y

W<sub>s</sub> = masa de las partículas sólidas, g.

## 10. INFORME

El informe (hoja de datos) debe incluir lo siguiente:

- 10.1** Identificación de la muestra (material), por número de perforación, número de muestra, número de ensayo, etc.
- 10.2** El contenido de agua del espécimen, aproximado al 0.1% ó 1% dependiendo del propósito del ensayo, según se requiera basándose en la cantidad mínima de la muestra. Si este método es empleado junto con otro método, el contenido de agua del espécimen debe reportarse de acuerdo con el valor requerido por el método de prueba por el cual el contenido del agua está siendo determinado. Refiérase a la “Guía ASTM D 6020” para una explicación concerniente a dígitos significativos, especialmente si el valor obtenido por medio de este método de prueba va a ser usado para calcular otras relaciones, tales como el peso unitario o la densidad. Por ejemplo, si se desea expresar el peso unitario seco redondeado a 0.1 lbf/pie<sup>3</sup> (0.02 kN/m<sup>3</sup>), podrá ser necesario el empleo de una balanza de mayor exactitud o un espécimen con mayor masa, con el fin de obtener los dígitos significativos de la masa de agua para determinar el contenido del agua lo mas cercano a los dígitos significativos requeridos. Además, los dígitos significativos expuestos en la “Guía ASTM D 6020” pueden necesitar ser incrementados al calcular las relaciones de fase, las cuales, a su vez ,pueden requerir 4 dígitos significativos
- 10.3** Se debe dejar una anotación, siempre que el espécimen de muestra tenga un peso menor al mínimo indicado en la Sección 6.
- 10.4** Se debe indicar si el espécimen de muestra contuvo más de un tipo de suelo (por capas, etc).

- 10.5 Se indica el método de secado, si fue diferente al de horno a  $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$  ( $230 \pm 9^{\circ} \text{ F}$ ).
- 10.6 Se indica si algún material (tamaño y cantidad) fue excluido del espécimen de prueba.
- 10.7 Al reportar el contenido del agua en tablas, figuras, etc., cualesquiera datos que no estén de acuerdo con los requisitos de este método de prueba deberán anotarse, tales como no satisfacer los requisitos de masa, balanza o temperatura, o si alguna porción del espécimen de prueba fue excluida.

## 11. PRECISIÓN Y TOLERANCIAS

- 11.1 *Tolerancias* – No hay ningún valor aceptado como referencia para este método de prueba; por lo tanto, la tolerancia no puede ser determinada.
- 11.2 *Precisión:*
  - 11.2.1 *Precisión de un solo operador (Repetibilidad)* – El coeficiente de variación de un solo operador ha sido establecido en 2.7%. Por lo tanto los resultados de dos pruebas conducidas apropiadamente por el mismo operador, con el mismo equipo, no deben considerarse sospechosos a menos que se diferencien en más del 7.8% de su valor medio.
  - 11.2.2 *Precisión entre varios Laboratorios (Reproducibilidad)* – El coeficiente de variación entre varios laboratorios se ha establecido en el 5.0%. Por lo tanto, los resultados de dos pruebas conducidas apropiadamente por diferentes operadores, usando equipos diferentes no deberían considerarse sospechosos, a menos que se diferencien en más del 14.0% de su valor medio.

## 12. NORMAS DE REFERENCIA

ASTM D 2216-98

# ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MEDIO DEL HIDRÓMETRO

I.N.V. E – 124 – 07

## 1. OBJETO

Este método de prueba cubre las determinaciones cuantitativas de la distribución de tamaño de las partículas de las fracciones finas de los suelos. La distribución de tamaños de partículas más grandes de 75  $\mu\text{m}$  (retenidas en el tamiz No 200) se determina por tamizado, en tanto que la distribución de las partículas más pequeñas que 75  $\mu\text{m}$  se determina por un proceso de sedimentación, usando un hidrómetro que asegure los datos necesarios (Nota 1 y Nota 2).

*Nota 1.*– La separación de la muestra para aplicar el método descrito en esta norma puede hacerse en el tamiz No 4 (4.75mm), en el No 40 (425 $\mu\text{m}$ ), o en el tamiz No 200 (75 $\mu\text{m}$ ), en vez del tamiz No 10. El tamiz utilizado debe ser indicado en el informe.

*Nota 2.*– Se proveen dos tipos de aparatos de dispersión: (1) Un mezclador mecánico de alta velocidad y (2) dispersión por aire. Investigaciones extensas indican que los equipos de dispersión por aire producen una dispersión más positiva en suelos finos plásticos por debajo de 20 $\mu\text{m}$  de tamaño y apreciablemente menor degradación en todos los tamaños al usarse con suelos arenosos. Debido a las ventajas definitivas de la dispersión por aire, se recomienda su uso. Los resultados obtenidos con los dos aparatos, difieren en magnitud, dependiendo del tipo de suelos, especialmente para tamaños más finos de 20 $\mu\text{m}$ .

## 2. EQUIPO

**2.1** *Balanza* – Debe tener una capacidad suficiente y una sensibilidad de 0.1%.

**2.2** *Tamices*– De 4.75 mm (No.4), de 425  $\mu\text{m}$  (No 40) y de 75  $\mu\text{m}$  (No.200).

**2.3** *Tamizadora mecánica.*

**2.4** *Aparato agitador* – Mecánico o neumático, con su recipiente de dispersión (Figuras 1 y 2). Un agitador operado mecánicamente, consistente en un motor eléctrico montado de tal manera que gire un eje vertical sin carga a una velocidad de no menos de 10000 revoluciones por minuto, una paleta recargable para revolver ya sea de metal, plástico, o caucho duro, similar a uno de los diseños que se ven en la figura 1.

El eje debe ser de una longitud tal que la paleta agitadora pueda operar a no menos de 19mm (3/4") ni más de 38mm (1.5") por encima del fondo del recipiente de dispersión.

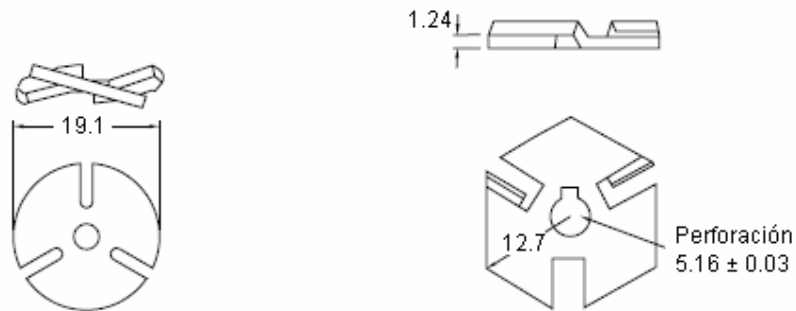
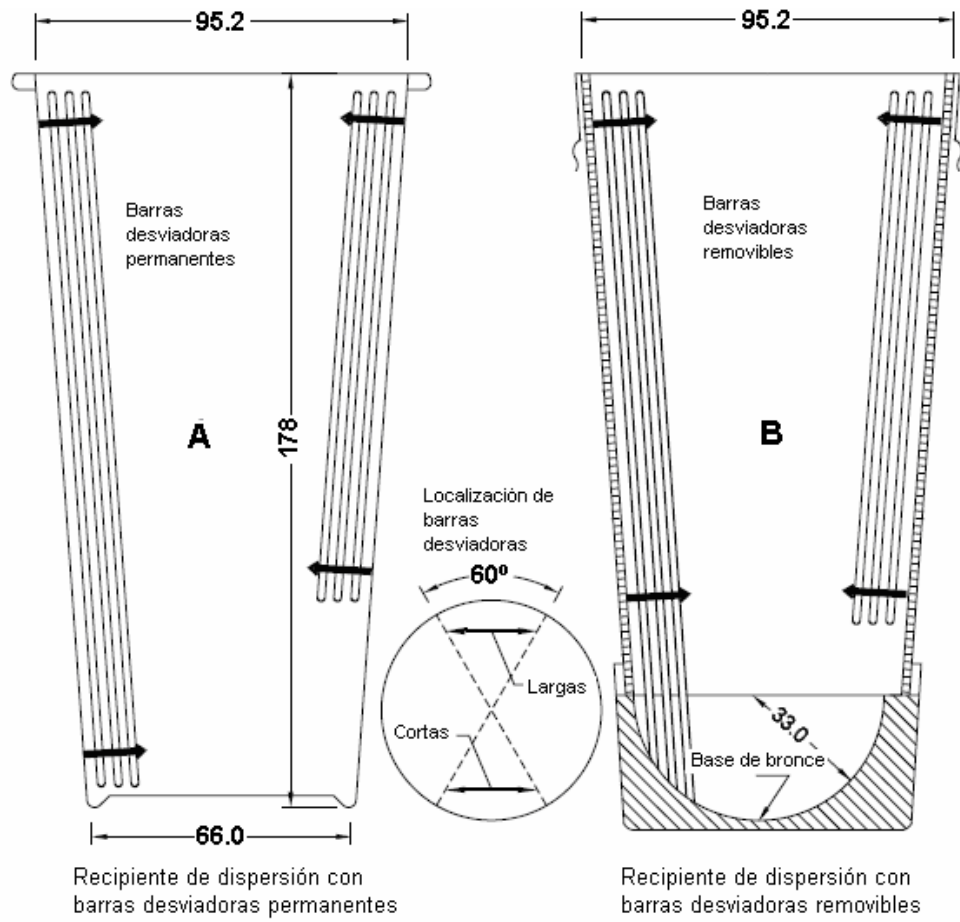
El recipiente de dispersión deberá estar de acuerdo con alguno de los diseños que se ven en la Figura 1 o en la Figura 2, si es del tipo neumático.

*Nota 3.*– La cantidad de aire requerida para un recipiente de dispersión de aire a chorro (por inyección) es del orden de 0.06m<sup>3</sup>/ min (2 pie<sup>3</sup>/min); algunos compresores de aire pequeños, no son capaces de proporcionar el suficiente aire para operar el recipiente.

**Nota 4-** Otro tipo de aparato de dispersión de aire, conocido como tubo de dispersión, desarrollado por Chu y Davidson en el Iowa State Collage, da resultados equivalentes a aquellos obtenidos con los recipientes de aire a chorro. Al usarse puede hacerse directamente la dispersión en el cilindro de sedimentación, eliminando así la necesidad de transferir la muestra después de la dispersión. Cuando se utilice, se debe hacer mención de ello en el informe.

**Nota 5-** El agua puede condensarse en los tubos de aire cuando no esta en uso. Esta agua debe ser retirada ya sea usando una trampa de agua en el tubo de aire o soplando el agua fuera de los tubos antes del uso con el propósito de dispersión.

- 2.5** *Hidrómetro* – Conforme a los requisitos para los hidrómetros 151 H o 152 H de la norma ASTM E 100, graduado para leer, de acuerdo con la escala que tenga grabada, la gravedad específica de la suspensión ó los gramos por litro de suspensión. En el primer caso, la escala tiene valores de gravedad específica que van de 0.995 a 1.038 y estará calibrado para leer 1.00 en agua destilada a 20° C (68° F). Este Hidrómetro se identifica como 151 H. En el otro caso la escala tiene valores de gramos de suelo por litro (g/l) que van de -5 á+ 60. Se identifica como 152 H y está calibrado para el supuesto que el agua destilada tiene gravedad específica de 1.00 a 20° C (68° F) y que el suelo en suspensión tiene una gravedad específica de 2.65. Las dimensiones de estos hidrómetros son las mismas; sólo varían las escalas. (Ver Figura 5).
- 2.6** *Cilindro de vidrio para sedimentación* – De unos 460 mm (18") de alto, y 60 mm (2.5") de diámetro y marcado para un volumen de 1000 ml a 20° C (68° F). El diámetro interior debe ser tal que la marca de 1000ml esté a  $360 \pm 20$ mm ( $14 \pm 1.0$ "") desde el fondo, en el interior del cilindro.
- 2.7** *Termómetro de inmersión* – Con apreciación de 0.5° C (0.9° F).
- 2.8** *Cronómetro o reloj.*
- 2.9** *Horno* – capaz de mantener temperaturas uniformes y constantes hasta 110° ± 5° C ( $230 \pm 9$ ° F).
- 2.10** *Baño de Agua o Cuarto de temperatura constante* – Se utiliza para mantener la suspensión de suelo a temperatura constante durante el análisis del hidrómetro, evitándose de esta forma las correcciones por temperatura. Un baño de agua satisfactorio es un tanque aislado que mantiene la suspensión a una temperatura constante conveniente tan cercana a los 20° C (68° F) Este aparato está ilustrado en la Figura 4. En aquellos casos en los cuales el trabajo se lleve a cabo en un cuarto con temperatura constante, controlada automáticamente el baño de agua no es necesario.
- 2.11** *Vaso de vidrio (Beaker)* – Un vaso de vidrio con una capacidad de no menos de 250 ml y no más de 500 ml.
- 2.12** *Recipientes* – Recipientes apropiados, hechos de material no corrosivo y que no estén sujetos a cambio de masa o desintegración a causa de repetidos calentamientos y enfriamientos. Los recipientes deben tener tapas que se ajusten perfectamente, para evitar pérdidas de humedad antes de determinar su



Detalle de las aspas giratorias

Dimensiones en mm

**Figura 1.** Agitador Mecánico



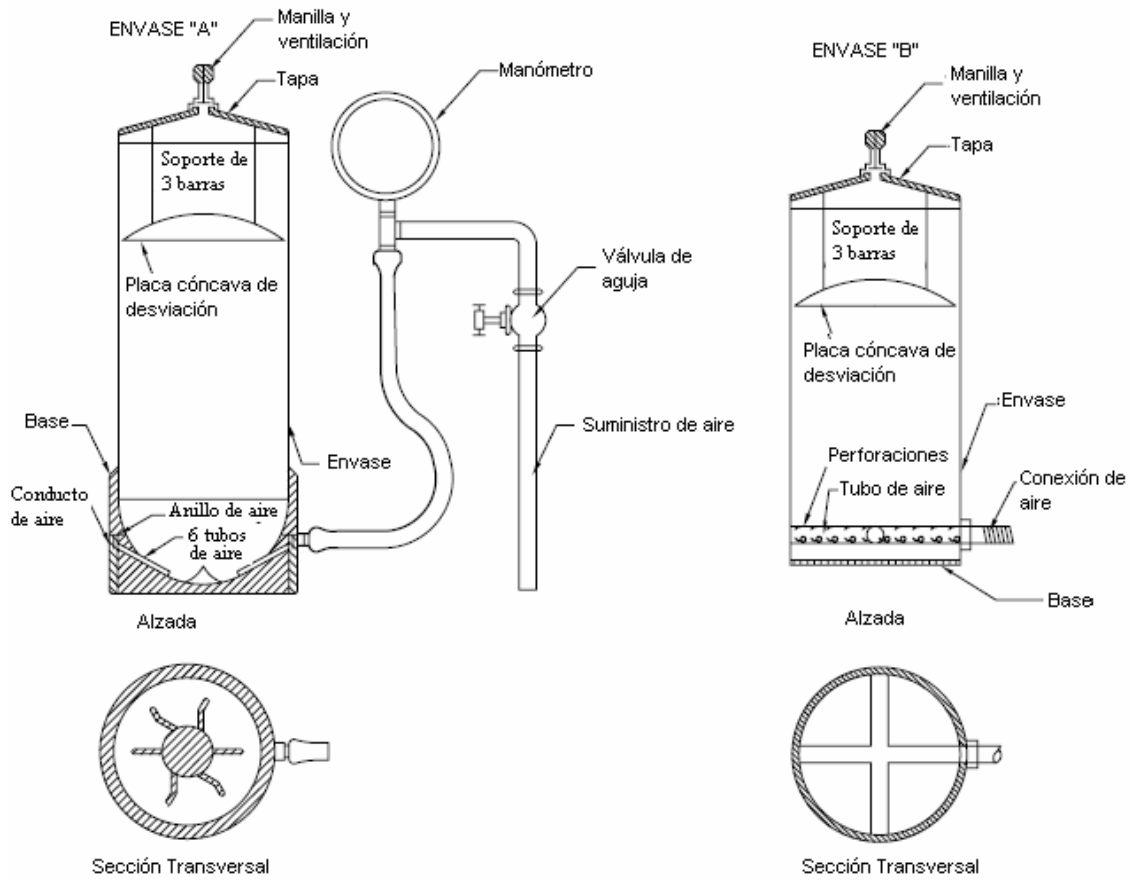


Figura 2. Agitador neumático

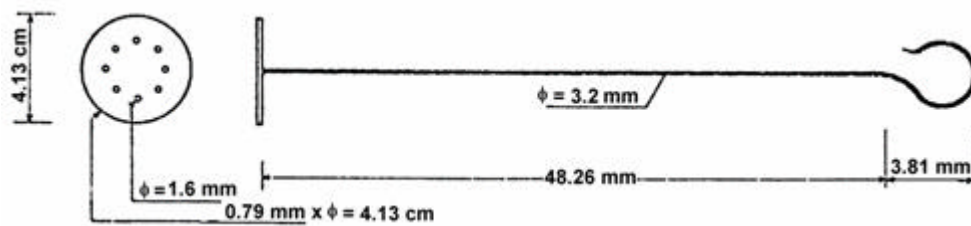
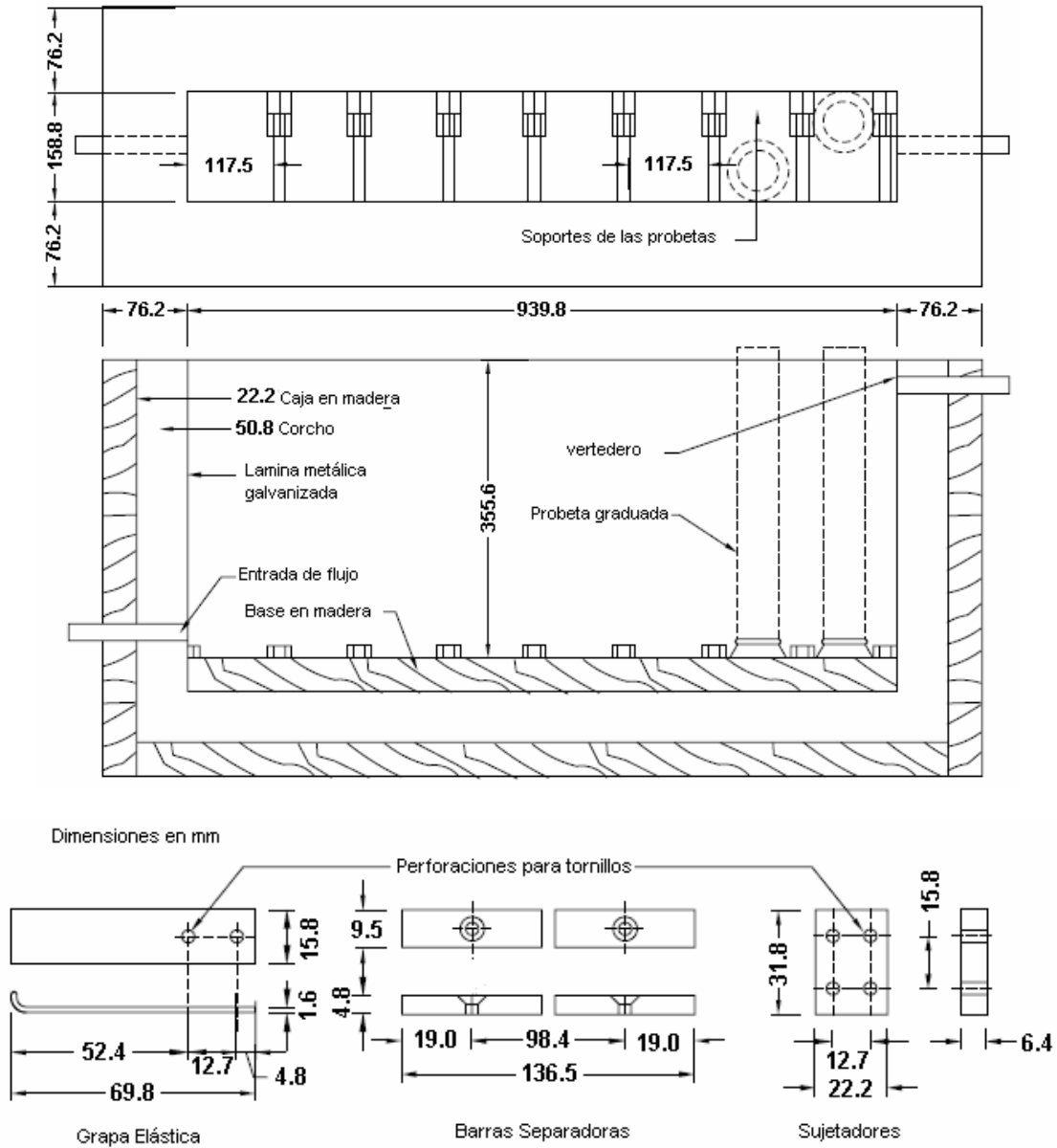


Figura 3. Agitador manual para el análisis por hidrómetro



**Figura 4.** Tanque para baño de agua a temperatura constante

masa inicial y para prevenir la absorción de humedad de la atmósfera después del secado y antes de la determinación de la masa final. Se necesita un recipiente para cada determinación del contenido de humedad.

**2.13 Varilla de vidrio** – Una varilla de vidrio apropiada para agitar la muestra de prueba.

### 3. REACTIVOS

- 3.1** *Agente Dispersante* – Una solución de hexametáfosfato de sodio; se usará en agua destilada o desmineralizada en proporción de 40 g de hexametáfosfato de sodio por litro de solución.

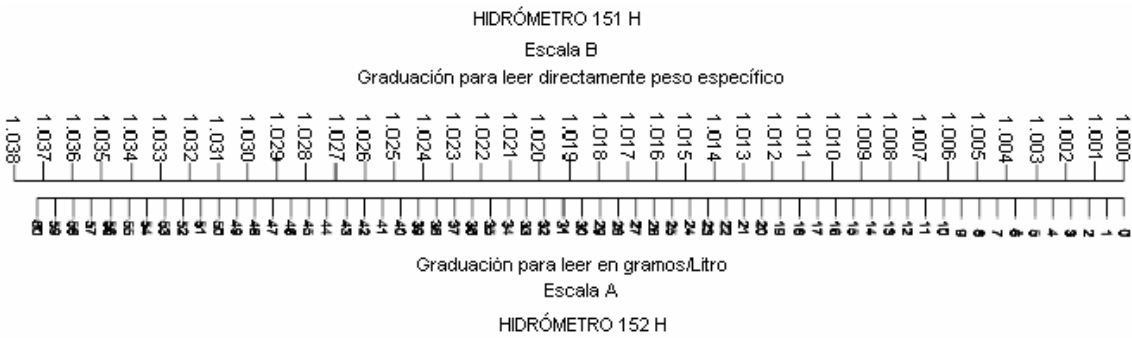
Las soluciones de esta sal deberán ser preparadas frecuentemente (al menos una vez al mes) o ajustar su pH de 8 a 9 por medio de carbonato de sodio. Las botellas que contienen soluciones deberán tener marcada la fecha de preparación.

- 3.2** *Agua* – Toda agua utilizada deberá ser destilada o desmineralizada. El agua para el ensayo con hidrómetro deberá llevarse hasta la temperatura que prevalecerá durante el ensayo; así, si el cilindro de sedimentación se va a colocar en baño de agua, la temperatura del agua destilada o desmineralizada que va a utilizarse se llevará a la temperatura de dicho baño. Si el cilindro de sedimentación se coloca a la temperatura ambiente del laboratorio, el agua deberá tener dicha temperatura. La temperatura normal de ensayo es la de 20° C (68° F). Sin embargo, pequeñas variaciones de temperatura, no implicarán el uso de las correcciones previstas.

### 4. CALIBRACIÓN DEL HIDROMETRO

- 4.1** El hidrómetro debe ser calibrado para determinar su profundidad efectiva en términos de lecturas de hidrómetro (ver Figura 5). Si se dispone de un hidrómetro tipo 151-H ó 152-H la profundidad efectiva puede ser obtenida de la Tabla 1. Si el hidrómetro disponible es de otro tipo, procédase a su calibración de acuerdo a los pasos siguientes:
- 4.2** Se determina el volumen del bulbo del hidrómetro. ( $V_B$ ). Este puede ser determinado utilizando uno de los métodos siguientes:
- 4.2.1** *Midiendo el volumen de agua desplazada* – Se llena con agua destilada o desmineralizada un cilindro graduado de 1000 ml de capacidad hasta aproximadamente 900 ml. Se observa y anota la lectura del nivel del agua. El agua debe estar aproximadamente a 20° C. (68° F). Se introduce el hidrómetro y se anota la nueva lectura. La diferencia entre estas dos lecturas es igual al volumen del bulbo más la parte del vástago que está sumergida. El error debido a la inclusión del volumen del vástago es tan pequeño, que puede ser despreciado para efectos prácticos.
- 4.2.2** *Determinación del volumen a partir de la masa del hidrómetro* – Se pesa el hidrómetro con una aproximación de 0.01 g. Debido a que la gravedad específica del hidrómetro es aproximadamente igual a la unidad, la masa del hidrómetro en gramos, es equivalente a su volumen en centímetros cúbicos. Este volumen incluye el volumen del bulbo y el del vástago. El error debido a la inclusión del volumen del vástago es despreciable.

- 4.3 Se determina el área "A" del cilindro graduado, midiendo la distancia que existe entre dos marcas de graduación. El área "A" es igual al volumen incluido entre las dos graduaciones, dividido entre la distancia medida.
- 4.4 Se mide y se anota la distancia, en mm, desde la marca de calibración inferior en el vástago del hidrómetro hasta cada una de las marcas de calibración principales (R).
- 4.5 Se mide y se anota la distancia, en mm, desde el cuello del bulbo hasta la marca de calibración inferior. La distancia "H" correspondiente a cada lectura "R", es igual a la suma de las dos distancias medidas en los pasos 4.3 y 4.4.
- 4.6 Se mide y se anota la distancia, en mm, desde el cuello hasta la punta inferior del bulbo (h). La distancia h/2 localiza el centro del volumen de un bulbo simétrico. Si el bulbo utilizado no es simétrico, el centro del volumen se puede determinar con suficiente aproximación proyectando la forma del bulbo sobre una hoja de papel y localizando el centro de gravedad del área proyectada.

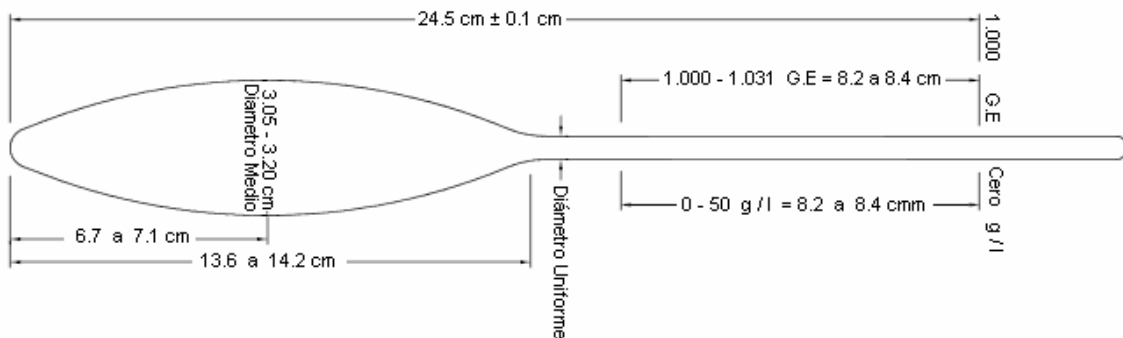


La escala de gravedad específica debe calibrarse para leer 1.000 a 20° C (68° F) y debe extenderse para una capacidad de lectura desde 0.995 hasta 1.038. La escala gramos/Litro debe extenderse desde -5 g/l, con respecto a cero (1.000 de gravedad específica) hasta 60 g/l. El bulbo debe ser simétrico por encima y por debajo del diámetro medio y debe soplar dentro de un molde para garantizar uniformidad del producto.

El diámetro del vástago puede variar para ajustar la longitud de la escala que se especifique pero debe ser de diámetro uniforme de extremo a extremo.

La exactitud de la escala debe ser de ± una división de la misma. Distribuido uniformemente en toda su longitud.

- Hidrómetro provistos de escala "B" deben ser identificados como No. 151 H
- Hidrómetro provistos de escala "A" deben ser identificados como No. 152 H



**Figura 5.** Hidrómetro

- 4.7** Se determinan las profundidades efectivas "L", correspondientes a cada una de las marcas de calibración principales "R" empleando la fórmula:

$$L = H_R + \frac{1}{2} \left[ h - \left( \frac{V_B}{A} \right) \right]$$

donde:

L = profundidad efectiva en mm,

H<sub>R</sub> = distancia desde el cuello del bulbo hasta la marca en el hidrómetro correspondientes a la lectura R,

h = distancia desde el cuello hasta la punta inferior del bulbo,

V<sub>B</sub> = volumen del bulbo, y

A = área del cilindro graduado.

*Para hidrómetros, 151 H y 152H:*

h = 140mm

V<sub>B</sub> = 67000mm<sup>3</sup>

A = 2780mm<sup>2</sup>

*Para hidrómetros 151 H:*

H<sub>R</sub> = 105mm para una lectura de 1.000

H<sub>R</sub> = 23mm para lectura de 1.031

*Para el hidrómetro 152 H*

H<sub>R</sub> = 105mm para una lectura de 0 g/L

H<sub>R</sub> = 23mm para lectura de 50g/L

- 4.8** Se construye una curva que exprese la relación entre "R" y "L", como se muestra en la Figura 6. Esta relación es esencialmente una línea recta para los hidrómetros simétricos.

## **5. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA**

- 5.1** El tamaño aproximado de la muestra que se debe usar para el análisis por el hidrómetro varía con el tipo de suelo que va a ser ensayado. La cantidad requerida para suelos arenosos es 100 g y para limos y arcillas de 50 g (Masa seca). La masa exacta de la muestra en suspensión puede ser determinada antes o después del ensayo. Sin embargo, el secado al horno de algunas arcillas antes del ensayo puede causar cambios permanentes en los tamaños de

granos aparentes; las muestras de estos suelos deben ser conservadas con su contenido de humedad natural, y ensayadas sin ser secadas al horno.

5.2 La masa se determina mediante la siguiente fórmula:

$$W_s = \frac{\text{Masa del suelo húmedo}}{1 + \frac{\% \text{ Humedad}}{100}}$$

Donde la humedad (w) se determinará usando una porción de muestra que no vaya a ser ensayada. (Norma INV E – 122).

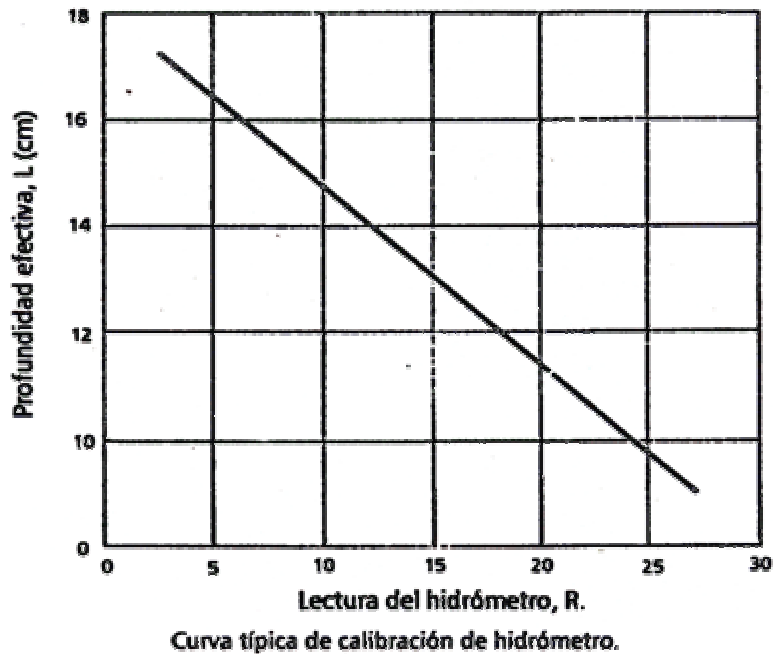
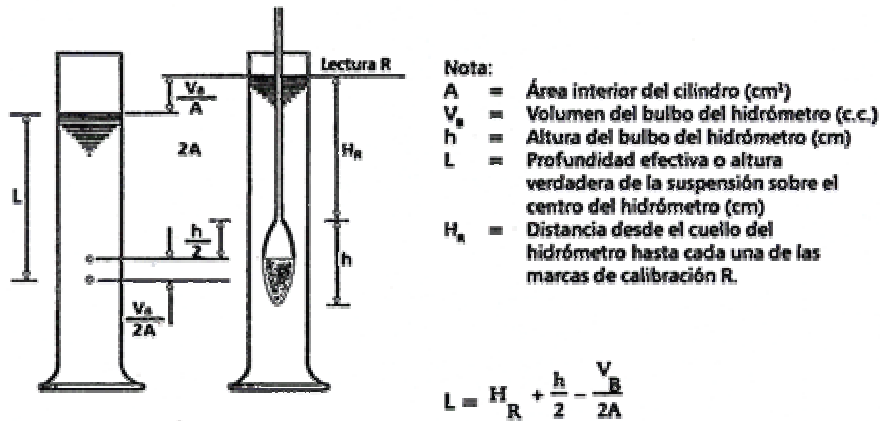


Figura 6. Determinación de la profundidad efectiva de la suspensión sobre el centro del bulbo del hidrómetro

## 6. PROCEDIMIENTO

El procedimiento consistirá en los siguientes pasos:

- 6.1 Se anota en el formato toda la información existente para identificar la muestra, como por ejemplo: obra, número de la muestra y otros datos pertinentes.
- 6.2 Se determina la corrección por defloculante y punto cero, Cd, y la corrección por menisco, Cm, a menos que ya sean conocidas (ver Secciones 6.1 y 6.3). Se anota toda esta información en el formato.
- 6.3 Se determina la gravedad específica de los sólidos, Gs, (norma INV E – 128).
- 6.4 Si la masa secada al horno se va a obtener al principio del ensayo, se seca la muestra al horno, se deja enfriar y se pesa con una aproximación de 0.1 g. Se anota en el formato el valor obtenido. A continuación, se coloca la muestra en una cápsula de 250 ml previamente identificada con un número, se agrega agua destilada o desmineralizada hasta que la muestra quede totalmente sumergida. En ese momento, se coloca el agente dispersante: 125 ml de solución de hexametáfosfato de sodio (40g/l).

Se deja la muestra en remojo por una noche hasta que los terrones de suelo se hayan desintegrado. Suelos altamente orgánicos requieren un tratamiento especial, y puede ser necesario oxidar la materia orgánica antes del ensayo. La oxidación puede ser llevada a cabo mezclando la muestra con una solución, al 30 %, de peróxido de hidrógeno; esta solución oxidará toda la materia orgánica. Si el suelo contiene poca cantidad de materia orgánica, el tratamiento con peróxido de hidrógeno no es necesario.

- 6.5 Se transfiere la muestra con agua, de la cápsula a un vaso de dispersión (Figuras 1 y 2), lavando cualquier residuo que quede en la cápsula con agua destilada o desmineralizada. Si es necesario, se añade agua al vaso de dispersión, hasta que la superficie de ella quede de 50 a 80 mm por debajo de la boca del vaso; si el vaso contiene demasiada agua, ésta se derramará durante el mezclado. Se coloca el vaso de dispersión en el aparato agitador durante el tiempo de un minuto.

Para lograr la dispersión se puede emplear también aire a presión en lugar del método mecánico del agitador, mediante el dispositivo que se muestra en la Figura 3. En este caso, se coloca un manómetro entre el vaso y la válvula de control, la cual se abre inicialmente para obtener una presión de 6.9 kPa (1 psi). Se transfiere la lechada de suelo-agua de la cazuela al vaso de dispersión, lavando con agua destilada el remanente de la cazuela, y rellenando si es necesario, con más agua destilada hasta el volumen de 250 ml. Se tapa el vaso y se abre la válvula de control hasta obtener una presión de 138 kPa (20 psi). La dispersión se hará de acuerdo con la siguiente tabla, dependiendo de la plasticidad del suelo:

Índice de Plasticidad del Suelo %	Periodo de dispersión min.
=5	5
del 6 a 20	10
>20	15

Los suelos que contienen altos porcentajes de mica se dispersarán durante un (1) minuto.

Luego de completado el período de dispersión, se cierra la válvula hasta obtener una presión de 6.9 kPa (1 psi). Se remueve la tapa y se lavan todas las partículas adheridas a las paredes. La válvula se deberá cerrar totalmente cuando la suspensión se transfiera al cilindro de sedimentación.

- 6.6** Se transfiere la suspensión a un cilindro de sedimentación de 1000 ml. La suspensión debe ser llevada a la temperatura que se espera prevalecerá en el laboratorio durante el ensayo.
- 6.7** Un minuto antes de comenzar el ensayo, se toma el cilindro de sedimentación y, tapándolo con la mano o con un tapón adecuado, se agita la suspensión vigorosamente durante varios segundos, con el objeto de remover los sedimentos del fondo y lograr una suspensión uniforme. Se continúa la agitación hasta completar un minuto, volteando el cilindro hacia arriba y hacia abajo alternativamente. Cada acción de éstas, constituye 2 giros. Algunas veces, es necesario aflojar los sedimentos del fondo del cilindro, mediante un agitador de vidrio antes de proceder a agitar la lechada. Se deben ejecutar sesenta (60) giros durante ese minuto.

Alternativamente, la suspensión puede ser agitada antes de proceder al ensayo mediante un agitador manual, semejante al que se muestra en el esquema de la Figura 3. Moviendo dicho agitador hacia arriba y hacia abajo, a través de la suspensión, se consigue una distribución uniforme de las partículas de suelo. Este proceso evita también la acumulación de sedimentos en la base y en las paredes del cilindro graduado.

- 6.8** Al terminar el minuto de agitación, se coloca el cilindro sobre una mesa. Se pone en marcha el cronómetro. Si hay espuma presente, se remueve tocándola ligeramente con un pedazo de papel absorbente. Se introduce lentamente el hidrómetro en la suspensión. Se debe tener mucho cuidado cuando se introduce y cuando se extrae, para evitar perturbar la suspensión.
- 6.9** Obsérvense y anótense las dos primeras lecturas de hidrómetro, al minuto, y a los dos minutos después de haber colocado el cilindro sobre la mesa. Estas lecturas se deben realizar en el tope del menisco. Inmediatamente después de realizar la lectura de los 2 minutos, se extrae cuidadosamente el hidrómetro de la suspensión y se coloca en un cilindro graduado con agua limpia. Si el hidrómetro se deja mucho tiempo en la suspensión, parte del material que se está asentando se puede adherir al bulbo, causando errores en las lecturas. Luego se introduce nuevamente el hidrómetro y se realizan lecturas a los 5, 15, 30, 60, 120, 250 y 1440 minutos del inicio de la sedimentación. Todas estas lecturas deben realizarse en el tope del menisco formado alrededor del



vástago. Inmediatamente después de cada una de estas lecturas, se extrae el hidrómetro cuidadosamente de la suspensión y se coloca en el cilindro graduado con agua limpia.

- 6.10** Después de realizar la lectura de hidrómetro de los 2 minutos y después de cada lectura siguiente, se coloca un termómetro en la suspensión, médase la temperatura y anótese en la planilla con una aproximación de 0.5° C (0.9° F). Los cambios de temperatura de la suspensión durante el ensayo afectan los resultados. Las variaciones en la temperatura deben ser minimizadas colocando el cilindro lejos de fuentes de calor tales como hornos, rayos de sol o ventanas abiertas. Una forma conveniente de controlar los efectos de la temperatura, consiste en colocar el cilindro graduado que contiene la suspensión en un baño de agua. Figura 4. Se recomienda efectuar esta operación en el lapso comprendido entre las lecturas correspondientes a los 2 y 5 minutos.
- 6.11** Si la masa de la muestra se va a determinar al final del ensayo, se lava cuidadosamente toda la suspensión transfiriéndola a una cápsula de evaporación. Séquese el material al horno, se deja enfriar y se determina la masa de la muestra. La masa seca de la muestra de suelo empleada se obtendrá restándole a este valor la masa seca del agente defloculante empleado.

## 7. CORRECCIÓN DE LAS LECTURAS DEL HIDROMETRO

- 7.1** Antes de proceder con los cálculos, las lecturas de hidrómetro deberán ser corregidas por menisco, por temperatura, por defloculante y punto cero.
- 7.2** *Corrección por menisco (Cm)* – Los hidrómetros se calibran para leer correctamente a la altura de la superficie del líquido. La suspensión de suelo no es transparente y no es posible leer directamente a la superficie del líquido; por lo tanto, la lectura del hidrómetro se debe realizar en la parte superior del menisco. La corrección por menisco es constante para un hidrómetro dado, y se determina introduciendo el hidrómetro en agua destilada o desmineralizada y observando la altura a la cual el menisco se levanta por encima de la superficie del agua. Valores corrientes de Cm son:
- Hidrómetro tipo 151 H:  $C_m = 0,6 \times 10^{-3} \text{ g/cm}^3$   
Hidrómetro tipo 152 H:  $C_m = 1,0 \text{ g/litro}$ .
- 7.3** *Corrección por temperatura (Ct)* – En el caso de no disponer de un baño de agua o de un cuarto de temperatura constante que permita realizar toda la prueba a 20°C, a cada una de las lecturas de hidrómetro se debe aplicar también un factor de corrección por temperatura, el cual debe sumarse algebraicamente a cada lectura. Este factor puede ser positivo o negativo, dependiendo de la temperatura de la suspensión en el momento de realizar cada lectura. El valor del factor de corrección por temperatura para cada lectura de hidrómetro se obtiene en la Tabla 2. Los valores correspondientes se anotan en la planilla.
- 7.4** *Corrección por agente de dispersión y por desplazamiento del punto cero (Cd).*

- 7.4.1** Los granos de suelos muy finos en suspensión tienden normalmente a flocular y se adhieren de tal forma que tienden a precipitarse juntos. Por lo tanto, es necesario añadir a las muestras un agente de disgregación para evitar la floculación durante el ensayo.
- 7.4.2** La adición de un agente defloculante produce aumento en la densidad del líquido y obliga a realizar una corrección a la lectura observada en el hidrómetro observado. Así mismo, como la escala de cada hidrómetro ha sido graduada para registrar una lectura cero o lectura inicial a una temperatura base, que generalmente es 20° C (68° F), existirá un desplazamiento del punto cero, y las lecturas de hidrómetro observadas también deberán corregirse por este factor.
- 7.4.3** La corrección por defloculante se determina generalmente en conjunto con la corrección por punto cero; por ello se les denomina "corrección por defloculante y punto cero".
- 7.4.4** El procedimiento para determinar la corrección por defloculante y punto cero consistirá en los pasos siguientes:

Se selecciona un cilindro graduado de 1000 ml de capacidad y se llena con agua destilada o desmineralizada con una cantidad de defloculante igual a la que se empleará en el ensayo. Si en el ensayo no se va a utilizar defloculante, llénese el cilindro sólo con agua destilada o desmineralizada. En este caso la corrección será solamente por punto cero. Se realiza, en la parte superior del menisco, la lectura del hidrómetro y, a continuación, se introduce un termómetro para medir la temperatura de la solución. Se calcula la corrección por defloculante y punto cero (Cd) mediante la fórmula:

$$Cd = \tau' + Cm \pm Ct$$

donde:

$\tau'$  = lectura del hidrómetro, en agua con defloculante únicamente ,

$Cm$  = corrección por menisco, y

$Ct$  = corrección por temperatura, sumada algebraicamente.

## 8. CÁLCULOS

- 8.1** *Lectura de hidrómetro corregida* – Se calculan las lecturas de hidrómetro corregidas por menisco (R), sumándole a cada lectura de hidrómetro no corregida (R'), la corrección por menisco  $Cm$ . o sea:

$$R = R' + Cm$$

Se anotan en la planilla los valores de R obtenidos.

- 8.2** *Cálculo del diámetro de las partículas (D)* – El diámetro máximo, D, de las partículas en suspensión correspondiente el porcentaje indicado por una lectura en el hidrómetro, debe ser calculado usando la Ley de Stokes.

De acuerdo con la Ley de Stokes:

$$D = \sqrt{\left[ \frac{30h}{981 (G_s - 1)g_w} \right]} \times \frac{L}{T}$$

donde:

D = diámetro máximo del grano en milímetros,

**h** = coeficiente de viscosidad del medio de suspensión (en este caso agua) en Pa.s. Varía con cambios en el medio de suspensión,

L = distancia desde la superficie de la suspensión hasta el nivel al cual la densidad de la suspensión está siendo medida, en mm. (Para un hidrómetro y un cilindro de sedimentación dados, los valores varían de acuerdo con las lecturas del hidrómetro. Esta distancia se conoce como profundidad efectiva, Tabla 1),

T = tiempo transcurrido desde el comienzo de la sedimentación hasta la toma de la lectura, en minutos,

G<sub>s</sub> = gravedad específica de las partículas de suelo; y

**g<sub>w</sub>** = gravedad específica del agente de suspensión. (aprox. 1.0 para el agua)

**Nota 6.**– Como la Ley de Stokes considera la velocidad final de una única esfera que cae en una cantidad ilimitada de líquido, los tamaños calculados representan el diámetro de esferas que caerían a la misma velocidad que las partículas de suelos.

El diámetro de las partículas de suelo en suspensión en el momento de realizar cada lectura de hidrómetro se puede calcular también con la fórmula siguiente:

$$D (mm) = K \sqrt{\frac{L}{T}}$$

donde:

L = profundidad efectiva en mm,

T = tiempo transcurrido en minutos, y

$$K = \sqrt{\left[ \frac{30h}{981 (G_s - 1)g_w} \right]}$$

K = constante para facilitar el cálculo, la cual depende del valor de la gravedad específica del suelo y de la temperatura de la suspensión. Los valores de K se encuentran tabulados en la Tabla 3, en función de la gravedad específica y la temperatura.

- 8.3** *Cálculo del porcentaje más fino al tamaño “D” o Porcentaje de suelo en suspensión* – Las lecturas del hidrómetro deben corregirse aplicando todas las correcciones, (por menisco, por temperatura si es pertinente y por defloculante y punto cero de las escala del hidrómetro). El porcentaje de suelo en dispersión determinado a partir de la lectura del hidrómetro corregida está afectado por la gravedad específica del suelo, las escalas de los hidrómetros están elaboradas para un valor de  $G_s$  de 2.65. Para calcular el porcentaje de partículas de diámetro más fino que el correspondiente a una lectura de hidrómetro dada, utilice las fórmulas siguientes:

*Para hidrómetros 151 H*

$$\% \text{ más fino} = \frac{1606(R_{\text{corregida}} - 1)a}{w_o} \times 100$$

$$R_{\text{corregida}} = R - Cd \pm Ct$$

*Para hidrómetros 152 H*

$$\% \text{ más fino} = \frac{R_{\text{corregida}} \times a}{W_o} \times 100$$

$$a = \frac{2.6500 - 1.000}{2.6500} \times \frac{G_s}{G_s - 1.000}$$

donde:

$G_s$  = gravedad específica de los sólidos (norma INV E - 222),

$W_o$  = masa de la muestra de suelo secado al horno que se empleó para el análisis del hidrómetro, y

**a** = Factor de corrección por gravedad específica (ver Tabla 4).

Se deben anotar en la planilla todos los valores obtenidos. El factor Ct puede ser positivo o negativo, dependiendo de la temperatura de la suspensión en el momento de realizar la lectura. Se debe usar la fórmula (R - Cd ± Ct) dependiendo si Ct es positivo o negativo.

**Tabla 1.** Valores de profundidad efectiva, basados en Hidrómetro y Cilindro de tamaños especificados

Hidrómetro 151 H		Hidrómetro 152 H			
Lectura real del Hidrómetro	Profundidad efectiva, L, mm	Lectura real del Hidrómetro	Profundidad efectiva, L, mm	Lectura real del Hidrómetro	Profundidad efectiva, L, mm
1	163.0	0	163	31	112
1.001	160.0	1	161	32	111
1.002	158.0	2	160	33	109
1.003	155.0	3	158	34	107
1.004	152.0	4	156	35	106
1.005	150.0	5	155		
1.006	147.0	6	153	36	104
1.007	144.0	7	152	37	102
1.008	142.0	8	150	38	101
1.009	139.0	9	148	39	99
1.010	137.0	10	147	40	97
1.011	134.0	11	145	41	96
1.012	131.0	12	143	42	94
1.013	129.0	13	142	43	92
1.014	126.0	14	140	44	91
1.015	123.0	15	138	45	89
1.016	121.0	16	137	46	88
1.017	118.0	17	135	47	86
1.018	115.0	18	133	48	84
1.019	113.0	19	132	49	83
1.020	110.0	20	130	50	81
1.021	107.0	21	129	51	79
1.022	105.0	22	127	52	78
1.023	102.0	23	125	53	76
1.024	100.0	24	124	54	74
1.025	97.0	25	122	55	73
1.026	94.0	26	120	56	71
1.027	92.0	27	119	57	70
1.028	89.0	28	117	58	68
1.029	86.0	29	115	59	66
1.030	84.0	30	114	60	65
1.031	81.0				
1.032	78.0				
1.033	76.0				
1.034	73.0				
1.035	70.0				
1.036	68.0				
1.037	65.0				
1.038	62.0				

**Tabla 2.** Valores de Ct para corrección por temperatura de las lecturas del hidrómetro

Temp. °C	Ct	
	Hidrómetro graduado en	
	Densidad (g/cm <sup>3</sup> ) x 10 <sup>3</sup>	Concentración (g/litro)*
10	-1.3	-2.0
11	-1.2	-1.9
12	-1.1	-1.8
13	-1.0	-1.6
14	-0.9	-1.4
15	-0.8	-1.2
16	-0.6	-1.0
17	-0.5	-0.8
18	-0.3	-0.5
19	-0.2	-0.3
20	0.0	0.0
21	0.2	0.3
22	0.4	0.6
23	0.6	0.9
24	0.8	1.3
25	1.0	1.7
26	1.3	2.0
27	1.5	2.4
28	1.8	2.9
29	2.0	3.3
30	2.3	3.7

Para Hidrómetros tipo 152-H busque Ct en la columna de la derecha (g/litro).

Para Hidrómetros tipo 151-H busque Ct en la columna de la izquierda (g/cm<sup>3</sup>) x 10<sup>-3</sup>.

Los valores tabulados fueron calculados por la expresión:

$$Ct = [g_{w20} - g_{wt} - a(T - 20)] \times 10^3 \text{ g / cm}^3$$

$$Ct = [g_{w20} - g_{wt} - a(T - 20)] \times \frac{2.65}{1.65} \times 10^3 \text{ g / L}$$

T = temperatura de la suspensión en °C

$\gamma_{w20}$  = densidad del agua a 20°C

$\gamma_{wt}$  = densidad del agua a t°C

**a** = coeficiente de dilatación volumétrica del hidrómetro ( $\alpha = 2.5 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ )

**Tabla 3 A.** Valores de K para el cálculo del diámetro de las partículas

Para:  $h$  en (Pa.s);  $g_w$  en (g/cm<sup>3</sup>); L en (mm); T en (min.)

Temperatura °C	Gs								
	2.45	2.5	2.55	2.6	2.65	2.7	2.75	2.8	2.85
16	0.0049	0.0048	0.0047	0.0046	0.0045	0.0045	0.0044	0.0044	0.0043
17	0.0048	0.0047	0.0046	0.0046	0.0045	0.0044	0.0044	0.0043	0.0042
18	0.0047	0.0047	0.0046	0.0045	0.0044	0.0044	0.0043	0.0042	0.0042
19	0.0047	0.0046	0.0045	0.0044	0.0044	0.0043	0.0043	0.0042	0.0041
20	0.0046	0.0045	0.0045	0.0044	0.0043	0.0043	0.0042	0.0041	0.0041
21	0.0046	0.0045	0.0044	0.0043	0.0043	0.0042	0.0042	0.0041	0.0040
22	0.0045	0.0044	0.0044	0.0043	0.0042	0.0042	0.0041	0.0040	0.0040
23	0.0045	0.0044	0.0043	0.0042	0.0042	0.0041	0.0041	0.0040	0.0039
24	0.0044	0.0043	0.0043	0.0042	0.0041	0.0041	0.0040	0.0040	0.0039
25	0.0044	0.0043	0.0042	0.0041	0.0041	0.0040	0.0040	0.0039	0.0039
26	0.0043	0.0042	0.0042	0.0041	0.0040	0.0040	0.0039	0.0039	0.0038
27	0.0043	0.0042	0.0041	0.0041	0.0040	0.0039	0.0039	0.0038	0.0038
28	0.0042	0.0041	0.0041	0.0040	0.0040	0.0039	0.0038	0.0038	0.0037
29	0.0042	0.0041	0.0040	0.0040	0.0039	0.0039	0.0038	0.0037	0.0037
30	0.0041	0.0041	0.0040	0.0039	0.0039	0.0038	0.0038	0.0037	0.0037

**Tabla 3 B.** Valores de K para el cálculo del diámetro de las partículas

Para:  $h$  en (g/cm.s);  $g_w$  en (g/cm<sup>3</sup>); L en (cm); T en (min.)

Temperatura °C	Gravedad específica de las partículas de suelo								
	2.45	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85
16	0.01510	0.01505	0.01481	0.01457	0.01435	0.01414	0.01394	0.01374	0.01356
17	0.01501	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	0.01474	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	0.01218	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 4.** Valores de **a** para diferentes gravedades específicas

Gravedad Específica Gs	Constante a
2.95	0.94
2.85	0.96
2.75	0.98
2.65	1
2.55	1.02
2.45	1.05
2.35	1.08

## 9. OBSERVACIONES

Los siguientes errores posibles causan determinaciones imprecisas en un análisis granulométrico por hidrómetro.

- 9.1** *Suelo secado al horno antes del ensayo* – Excepto para el caso de suelos inorgánicos de resistencia seca baja, el secado al horno puede causar cambios permanentes en el tamaño de las partículas.
- 9.2** *Agente dispersante no satisfactorio o en cantidad insuficiente* – Siempre y cuando se vayan a ensayar suelos nuevos o no usuales, es necesario realizar tanteos para determinar el tipo y la cantidad de compuesto químico que producirá la dispersión y defloculación más efectivas.
  - 9.2.1** Dispersión incompleta del suelo en la suspensión.- Agitación insuficiente de la suspensión en el cilindro al comienzo del ensayo.
  - 9.2.2** Demasiado suelo en suspensión.- Los resultados del análisis hidrométrico serán afectados si el tamaño de la muestra excede las cantidades recomendadas.
  - 9.2.3** Perturbación de la suspensión cuando se introduce o se remueve el hidrómetro. Tal perturbación es muy corriente que ocurra cuando el hidrómetro se extrae rápido después de una lectura.
  - 9.2.4** El hidrómetro no está suficientemente limpio. La presencia de polvo o grasa en el vástago del hidrómetro puede impedir el desarrollo de un menisco uniforme.
  - 9.2.5** Calentamiento no uniforme de la suspensión. Variación excesiva de la temperatura de la suspensión durante el ensayo.
  - 9.2.6** Pérdida de material después del ensayo. Si la masa del suelo secado al horno se obtiene después del ensayo, toda la suspensión debe ser lavada cuidadosamente del cilindro.



**10. INFORME**

Los resultados, deben expresarse mediante una curva granulométrica en la que se tenga en cuenta también la fracción de suelo evaluada mediante el método de tamizado. En la curva granulométrica deben leerse el porcentaje de limo más arcilla y el porcentaje de arcilla.

**11. PRECISIÓN**

Para juzgar la aceptabilidad del análisis de tamaño de partículas de la fracción fina de un suelo se utilizarán las recomendaciones de las Tablas 5 y 6.

*Nota 7.*– Coloides (más pequeños de 0.001mm) no son normalmente requeridos. Sin embargo, si se desea obtener información sobre este tamaño será necesario extender el tiempo de lectura a un mínimo de 2880 minutos.

*Nota 8.*– La cifra de la segunda columna de las Tablas 5 y 6 son las desviaciones normales encontradas apropiadas para las pruebas descritas en la columna 1. Las cifras en la tercera columna son los límites que no deben excederse de la diferencia entre dos pruebas que han sido conducidas apropiadamente.

**Tabla 5.** Precisión para un solo operador

Análisis del Hidrómetro en porcentaje menor que	Desviación normal	Límites Variaciones aceptables de dos resultados
0.02mm	1.98	5.6
0.002mm	1.34	3.8
0.001mm	1.45	4.1

**Tabla 6.** Precisión de Múltiples Laboratorios

Análisis del Hidrómetro en porcentaje menor que	Desviación normal	Límites Variaciones aceptables de dos resultados
0.02mm	4.32	12.2
0.002mm	3.19	9.0
0.001mm	3.16	8.9

**11. NORMAS DE REFERENCIA**

AASHTO T 88-00 (2004)

ASTM D 422-63 (Reaprobada 1998)

# DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE LOS SUELOS

I.N.V. E – 125 – 07

## 1. OBJETO

- 1.1 El límite líquido de un suelo es el contenido de humedad expresado en porcentaje del suelo secado en el horno, cuando éste se halla en el límite entre el estado líquido y el estado plástico.
- 1.2 Para los fines de esta especificación, cualquier valor observado o calculado deberá aproximarse a la “unidad mas cercana”.
- 1.3 Esta norma no pretende considerar todos los problemas de seguridad asociados con su uso. Es de responsabilidad de quien la emplee, el establecimiento de prácticas apropiadas de seguridad y salubridad y la aplicación de limitaciones regulatorias con anterioridad a su uso.

## 2. EQUIPO

- 2.1 *Vasija de evaporación* – Una vasija de porcelana de 115 mm (4½") de diámetro, aproximadamente.
- 2.2 *Espátula* – Una espátula de hoja flexible de 75mm a 100 mm (3" a 4") de longitud y 20mm (¾") de ancho, aproximadamente.
- 2.3 *Aparato del Límite Líquido*
  - 2.3.1 *De operación manual* – Es un aparato consistente en una cazuela de bronce con sus aditamentos, construido de acuerdo con las dimensiones señaladas en la Figura 1.
  - 2.3.2 *De operación mecánica* – Es un aparato equipado con un motor para producir la elevación y posterior caída de la cazuela (golpes) a una altura y velocidad controladas. Consta de una cazuela de bronce con los aditamentos y las dimensiones de la Figura 1. El aparato debe dar los mismos valores para el límite líquido que los obtenidos con el aparato de operación manual.

*Nota 1.-* La base del aparato medidor del límite líquido debe tener una resiliencia entre 80 y 90 por ciento, cuando ha sido determinada de acuerdo con el procedimiento indicado en el Apéndice.

- 2.4 *Ranurador* – Un ranurador curvo (trapezoidal), conforme con las dimensiones exactas indicadas en las Figura 1. El calibrador no tiene que ser parte del ranurador.

*Nota 2.-* El ranurador plano no debe ser usado en reemplazo del ranurador curvo. Hay estudios que indican que el límite líquido aumenta levemente al utilizar el plano en lugar del curvo.

- 2.5** *Calibrador* – Ya sea incorporado o separado del ranurador, de acuerdo con la dimensión exacta "d", mostrada en la Figura 1, el cual puede ser, si fuere separado, una barra de metal de  $10.0 \pm 0.2\text{mm}$  ( $0.394 \pm 0.008$ " ) de espesor y de aproximadamente 50 mm (2") de longitud.
- 2.6** *Recipientes* – Hechos de material resistente a la corrosión, y cuya masa no cambie con calentamientos y enfriamientos repetidos. Deben tener tapas que ajusten bien, para evitar pérdidas de humedad de las muestras antes de la pesada inicial y para evitar la absorción de humedad de la atmósfera tras el secado y antes de la pesada final. Se requiere un recipiente para cada determinación del contenido de agua.
- 2.7** *Balanza* – Una balanza con una sensibilidad de 0.01 gr.
- 2.8** *Horno* – Un horno termostáticamente controlado, capaz de mantener temperaturas de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  ( $230 \pm 9^\circ\text{F}$ ) para secar las muestras.

## MÉTODO A

### 3. MUESTRA

Se toma una muestra que pese aproximadamente 100 g. de una porción de material completamente mezclado que pase el tamiz de 0.425 mm (No.40), obtenido de acuerdo con el método descrito en las normas INV E – 106 e INV E – 107.

### 4. AJUSTE DEL APARATO DEL LÍMITE LÍQUIDO

- 4.1** Se deberá inspeccionar el aparato de límite líquido para verificar que se halle en buenas condiciones de trabajo; que el pin que conecta la cazuela no esté tan gastado; que tenga juego lateral; que los tornillos que conectan la cazuela a su soporte estén ajustados; que los puntos de contacto en la cazuela y en la base no presenten un desgaste excesivo; que el borde de la cazuela no se encuentre desgastado y que la zona de la cazuela donde se ejecuta la ranura a la muestra de suelo no se encuentre gastada por el uso prolongado. Además, se debe inspeccionar el ranurador para verificar que las dimensiones son las exactas que se indican en la Figura 1.

Se considera que el desgaste es excesivo, cuando el diámetro del punto de contacto de la cazuela con la base excede de 13mm (0.5") o cuando cualquier punto sobre el borde de la cazuela se ha desgastado aproximadamente en la mitad del espesor original. Aun cuando se aprecie una ligera ranura en el centro de la cazuela, ésta no es objetable. Pero si la ranura se hace pronunciada antes de que aparezcan otros signos de desgaste, se considera que la cazuela está excesivamente gastada y deberá ser reemplazada.

Una base excesivamente desgastada puede pulirse, pero hasta cuando la tolerancia mostrada en la Figura 1 no exceda de 2.5 mm (0.1") y la distancia

entre la excéntrica de la cazuela y la base se mantenga dentro de la tolerancia especificada en la Figura 1

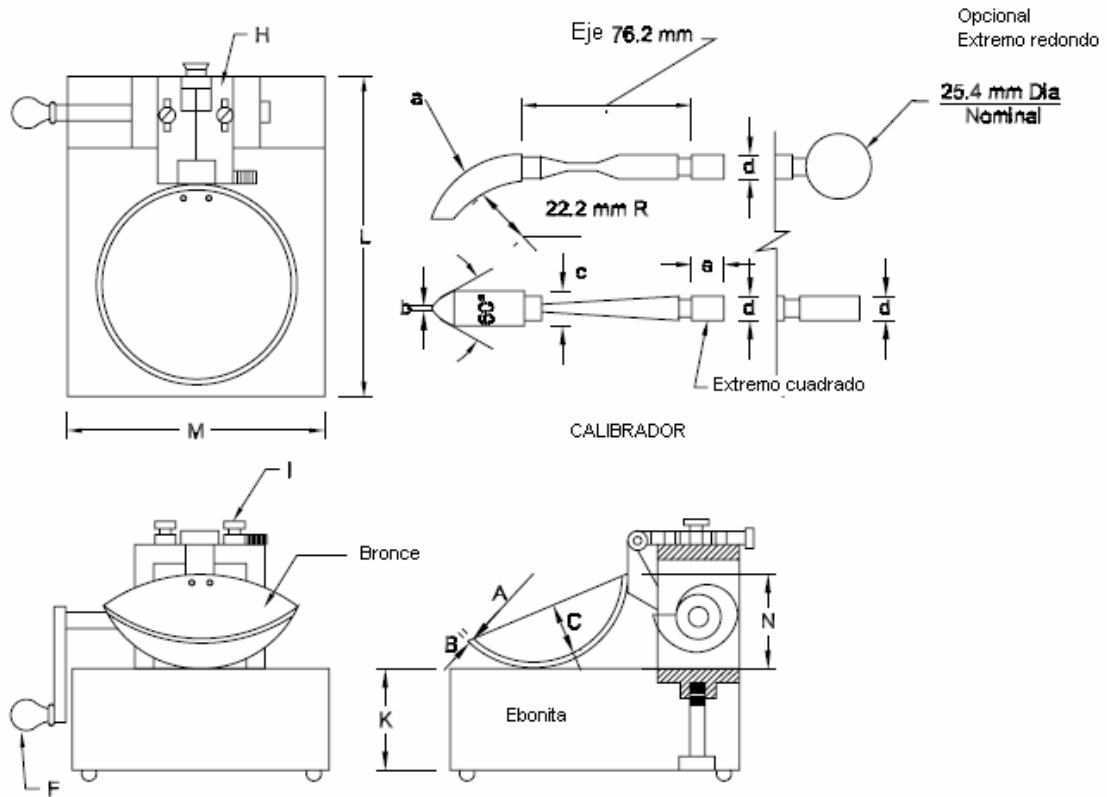
- 4.2** Por medio del calibrador del mango del ranurador y de la platina de ajuste H (Figura 1), se ajusta la altura a la cual levanta la cazuela, de tal manera que el punto de la cazuela que hace contacto con la base esté a  $10.0 \pm 0.2\text{mm}$  (0.394") sobre ésta. Se asegura la platina de ajuste H, apretando los tornillos I. Con el calibrador aún colocado, se comprueba el ajuste girando la manija rápidamente varias veces. Si el ajuste es correcto, se oirá un sonido de roce cuando la excéntrica golpea contra la cazuela. Si la cazuela se levanta del calibrador o no se oye ruido, se debe hacer un nuevo ajuste.

## **5. PROCEDIMIENTO CUANDO SE UTILIZA EL RANURADOR CURVO.**

- 5.1** Se coloca la muestra de suelo en la vasija de evaporación y se mezcla completamente con 15 a 20 ml de agua destilada, agitándola, amasándola y tajándola con una espátula en forma alternada y repetida. Realizar más adiciones de agua en incrementos de 1 a 3 ml. Se mezcla completamente cada incremento de agua con el suelo como se ha descrito previamente, antes de cualquier nueva adición.

*Nota 3.-* Algunos suelos absorben el agua lentamente, por lo cual es posible que se adicione los incrementos de agua tan rápidamente que se obtenga un límite líquido falso. Esto puede evitarse mezclando más y dando un mayor tiempo de absorción, (1 hora aproximadamente). Se puede usar agua potable para las pruebas rutinarias, si pruebas de comparación no muestran diferencias entre los resultados obtenidos usando agua potable, agua destilada o agua desmineralizada. Sin embargo pruebas para confirmación o de discusión se deben hacer usando agua destilada o desmineralizada.

- 5.2** Cuando agua suficiente ha sido mezclada perfectamente con el suelo hasta formar una pasta uniforme de consistencia dura, se coloca una cantidad adecuada de esta mezcla en la cazuela encima del punto donde ésta descansa en la base y se comprime y extiende con la espátula para nivelarla y a la vez, dejarla con una profundidad de 10 mm en el punto de su máximo espesor. Se debe usar el menor número posible de pasadas con la espátula, evitando atrapar burbujas de aire en la masa de suelo. El suelo excedente se debe devolver al recipiente mezclador y se debe tapar con el fin de que se retenga la humedad de la muestra. Se divide el suelo en la cazuela de bronce con una firme pasada del ranurador a lo largo del diámetro y a través de la línea central de la masa del suelo, de modo que se forme una ranura limpia y de dimensiones apropiadas como se ve en la Figuras 2. Para evitar rasgar los lados de la ranura y el desmoronamiento de la pasta del suelo en la cazuela de bronce, se permite hacer hasta 6 pasadas, de adelante hacia atrás o de atrás hacia adelante, contando cada recorrido como una pasada; con cada pasada el ranurador debe penetrar un poco más profundo, hasta que la última pasada de atrás hacia adelante limpie el fondo de la cazuela. La ranura se deberá hacer con el menor número posible de pasadas.



Dimensiones	Aparato de límite líquido							Ranurador			
	Conjunto de la cazuela			Base				Extremo Curvado			
	A	B	C	N	K	L	M	a	b	c	d
Descripción	Radio de la copa	Espesor de la copa	Profundidad de la copa	Copa desde la guía del elevador hasta la base	Espesor	Largo	Ancho	Espesor	Borde cortante	Ancho	Diámetro
Métrico, mm	54	2	27	47	50	150	125	10	2	13.5	10
Tolerancia, mm	2	0.1	1	1.5	5	5	5	0.1	0.1	0.1	0.2
Inglés, pulg	2.13	0.079	1.063	1.85	1.97	5.9	4.92	0.394	0.079	0.531	0.3937
Tolerancia, pulg		0.004	0.04	0.06	0.2	0.2	0.2	0.004	0.004	0.004	0.008

Nota:

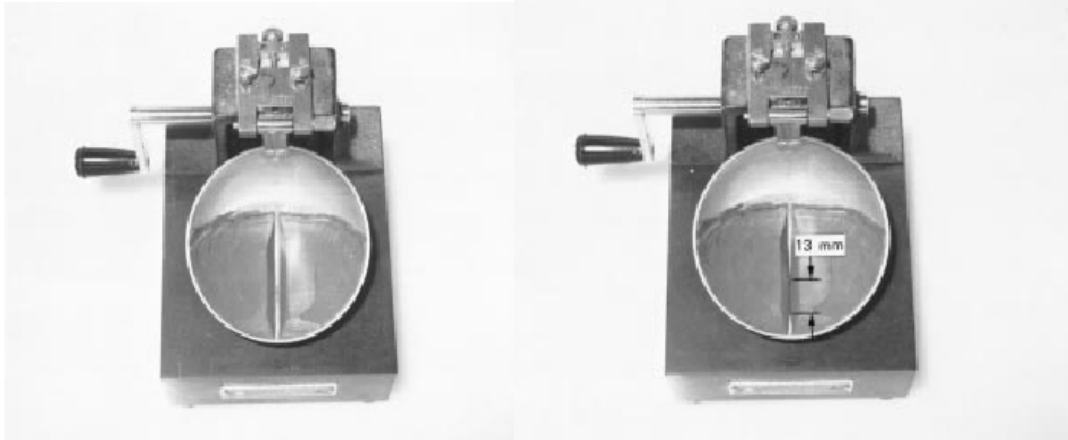
La platina "H" debe incluir un tornillo de seguridad (I).

Cuando se usan ranuradores podrá admitirse +Q1 mm de tolerancia para "b".

Las patas para la base deberán ser de material resistente.

Las unidades métricas son las dimensiones requeridas; las inglesas son solo aproximadas.

**Figura 1.** Aparato manual para límite líquido



**Figura 2.** Equipo de Límite líquido con muestra de su suelo dividida

- 5.3** Se levanta y golpea la cazuela girando la manija F, a una velocidad de dos (2) revoluciones por segundo, hasta que las dos mitades de la pasta de suelo se pongan en contacto en el fondo de la ranura a lo largo de una distancia de cerca de 13mm (0.5"). Se anota el número de golpes requeridos para cerrar la ranura.

Algunos suelos tienden a deslizarse en lugar de fluir sobre la superficie de la cazuela. Cuando esto ocurra, se deberá agregar más agua a la muestra y mezclar de nuevo. Se coloca nuevamente el suelo humedecido en la cazuela, se hace la ranura con el ranurador y se repite la Sección 5.2. Si el suelo se sigue deslizando sobre la cazuela a un número de golpes inferior a 25, este ensayo no es aplicable y se deberá indicar que el Límite Líquido no se puede determinar.

- 5.4** Se saca una tajada de suelo, aproximadamente del ancho de la espátula; se toma de uno y otro lado y en ángulo recto con la ranura incluyendo la porción de ésta en la cual se hizo contacto y se coloca en un recipiente adecuado.

Se pesa y se anota el valor. Se coloca el suelo con el recipiente dentro del horno a  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$  ( $230 \pm 9^{\circ}\text{F}$ ) hasta obtener una masa constante y se vuelve a pesar tan pronto como se haya enfriado antes de que pueda haber absorbido humedad higroscópica. Se anota esta masa, así como la pérdida de masa debida al secamiento y la masa del agua.

- 5.5** Se transfiere el suelo sobrante en la cazuela de bronce a la cazuela de porcelana. La cazuela y el ranurador se lavan y se secan para prepararlas para el tanteo siguiente.

- 5.6** Se repite la operación anterior por lo menos en dos ensayos adicionales con el suelo restante en la vasija de porcelana, al cual se le agrega agua suficiente para ponerlo en un estado de mayor fluidez. El objeto de este procedimiento es obtener muestras de tal consistencia que al menos una de las determinaciones del número de golpes requeridos para cerrar la ranura del suelo se halle en

cada uno de los siguientes intervalos: 25-35; 20-30; 15-25, de manera que la oscilación entre las 3 determinaciones sea de, por lo menos, 10 golpes.

## 6. PROCEDIMIENTO CUANDO SE UTILIZA EL RANURADOR PLANO.

El procedimiento debe ser igual al descrito en la Sección 5 excepto en la Sección 5.2 para la formación de la ranura. Ésta se forma en la pasta de suelo hundiendo el lado biselado del ranurador hacia delante en una línea que va desde el punto más alto hasta el más bajo del borde de la cazuela. Al hacer la ranura se sostiene el ranurador contra la superficie de la cazuela y se forma un arco, manteniendo el ranurador perpendicular a la superficie de la cazuela durante su movimiento. En suelos en los que no se pueda hacer la ranura en una sola pasada sin desagarrarlo, se corta la ranura con varias pasadas del ranurador. También se puede hacer una ranura ligeramente menor usando una espátula y usando luego el ranurador hasta completar la dimensión deseada. Se debe tener un cuidado extremo con el fin de evitar que la pasta de suelo se deslice sobre la superficie de la cazuela.

## 7. CÁLCULOS

- 7.1 Se calcula el contenido de humedad del suelo, expresándolo como porcentaje de la masa del suelo secado en el horno, como sigue:

$$\text{Contenido de humedad} = \frac{\text{Masa del agua}}{\text{Masa del suelo secado al horno}} \times 100$$

El porcentaje de humedad se debe calcular con aproximación al entero más próximo.

- 7.2 *Preparación de la curva de fluidez* – La "curva de fluidez", que representa la relación entre el contenido de humedad y el correspondiente número de golpes de la cazuela de bronce, se dibuja en un gráfico semilogarítmico, con el contenido de humedad como abscisa sobre la escala aritmética y el número de golpes como ordenada sobre la escala logarítmica. La curva de flujo es una línea recta promedia que pasa tan cerca, como sea posible, de los tres o más puntos dibujados.
- 7.3 *Límite Líquido* – El contenido de humedad correspondiente a la intersección de la curva de flujo con la ordenada de 25 golpes se toma como Límite Líquido del suelo y se aproxima este valor al número entero más cercano.

## MÉTODO B

## 8. MUESTRA

Se toma una muestra con una masa de aproximadamente 50 g, como se explica en la Sección 3.

## 9. PROCEDIMIENTO

- 9.1** El procedimiento será igual al descrito en las Secciones 5.1 a 5.5, a excepción de la humedad añadida a la muestra que será de 8 a 10 ml y de la muestra para humedad, tomada de acuerdo con la Sección 5.4, la que se tomará sólo para el ensayo aceptado, descrito en 9.3.
- 9.2** Se deberán observar por lo menos dos cierres de la ranura antes de que se acepte una de ellas para anotarla, con el fin de verificar que el número de golpes es verdaderamente característico del suelo que se está ensayando.
- 9.3** Para lograr una precisión igual a la obtenida por el método normal de los tres (3) puntos (Método A), el número de golpes aceptado para el ensayo debe restringirse a un rango entre 22 y 28. Después de obtener el cierre preliminar de la ranura en el rango aceptable de golpes, se devuelve el resto de suelo que queda en la cazuela al recipiente para mezclar sin añadirle más agua y se repite el procedimiento como se explica en las Secciones 5.2 y 5.3. Si el segundo cierre ocurre dentro del rango aceptable (22-28 golpes inclusive) y el segundo cierre no difiere en más de dos golpes (2) del primero, se toma un espécimen para la determinación del contenido de agua como se indica en la Sección 5.4.
- 9.4** Se aceptarán cierres de la ranura que requieran de 15 a 40 golpes, siempre y cuando que se toleren variaciones de  $\pm 5\%$  en relación con el verdadero Límite Líquido.

## 10. CÁLCULOS

El contenido de humedad se calcula en la forma indicada en la Sección 7.1

## 11. LIMITE LÍQUIDO

- 11.1** El Límite Líquido se puede determinar por uno de los siguientes métodos: mediante el nomograma (Figura 3); por medio del diagrama de la Figura 4, o por cualquier otro método de cálculo que dé valores de Límite Líquido con la misma precisión. El método normal de los tres (3) puntos debe emplearse como ensayo de referencia para resolver cualquier duda.
- 11.2** La clave de la Figura 3 indica el modo de usar el nomograma. (Pendiente media).
- 11.3** El diagrama de la Figura 4 (curva de fluidez múltiple) se usa dibujando sobre el mismo, un punto que represente el contenido de humedad. versus el número de golpes. Luego se traza una línea por dicho punto, que sea paralela a la curva más cercana del diagrama. El Límite Líquido será el contenido de humedad correspondiente a la intersección de esta línea con la de 25 golpes.
- 11.4** El Límite Líquido también puede ser calculado utilizando el método del factor corrector K (Tabla 1) el cual usa el contenido de humedad de la muestra del



punto considerado para el cálculo, multiplicado por el factor k correspondiente al número de golpes requeridos para el segundo cierre de la ranura, descrito en la sección 9.3.

$$LL = W_N \times \left( \frac{N}{25} \right)^{0.121} \quad o \quad LL = K \times W_N$$

donde:

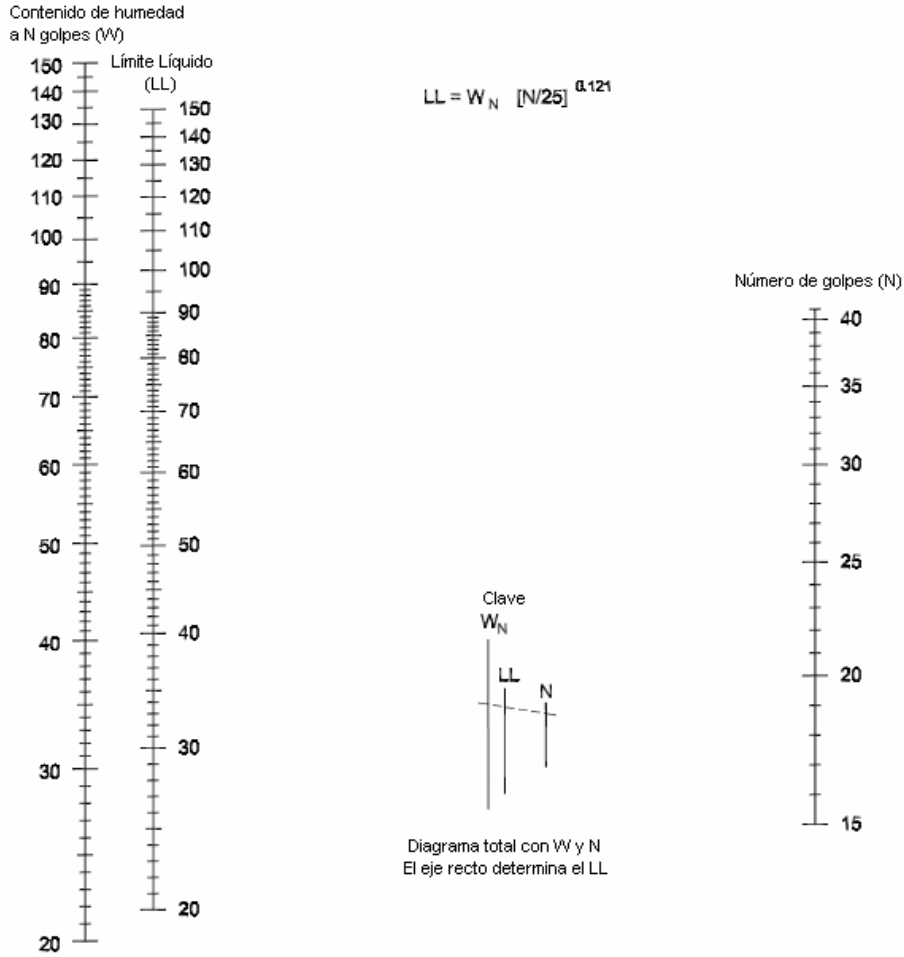
N = número de golpes para que se cierre la ranura;

W<sub>N</sub> = contenido de agua para el punto realizado que requirió N golpes para cerrar la ranura, y

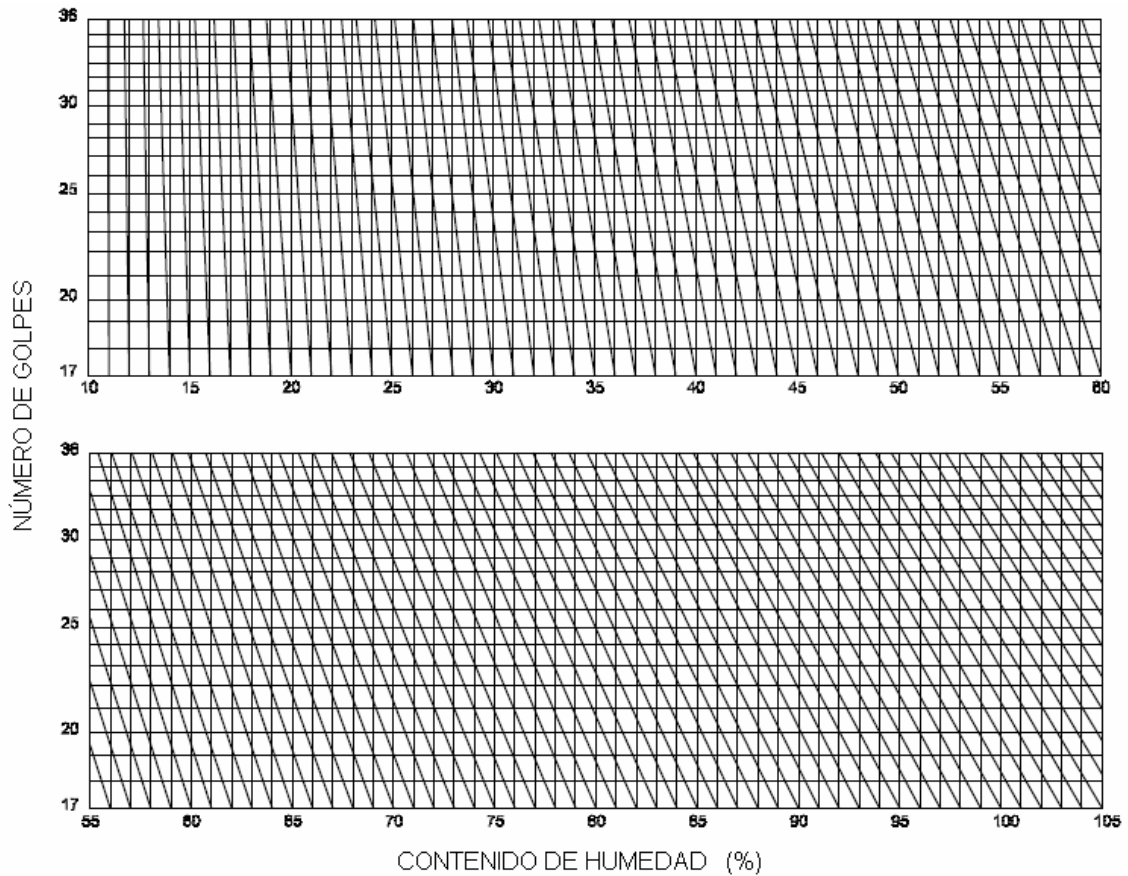
K = factor de corrección Tabla 1

**Tabla 1.** Factores para la Obtención del Límite Líquido a partir de la humedad y del número de golpes que causan el cierre de la ranura

Número de Golpes N	Factor para Límite Líquido, K
22	0.985
23	0.990
24	0.995
25	1.000
26	1.005
27	1.009
28	1.014



**Figura 3.** Nomograma desarrollado por la Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, U.S. Army, para determinar el límite líquido usando el método de la pendiente media



**Figura 4.** Diagrama efectuado por la Washington State Highway Department para el cálculo del límite líquido

## ENSAYOS DE COMPROBACIÓN

### 12. METODOS QUE SE PUEDEN USAR

En caso de desacuerdos importantes y donde sea necesario hacer ensayos de comprobación, se usa el Método “A” utilizando el ranurador curvo, anteriormente descrito. Los resultados de los ensayos de Límite Líquido son afectados por:

- El tiempo requerido para hacerlo
- El contenido de humedad con el cual se inicia el ensayo.
- La adición de suelo seco a la muestra preparada.

### 13. PROCEDIMIENTO

**13.1** Al hacer la prueba del Límite Líquido para comprobar resultados o cuando la prueba decida alguna controversia, se deberá usar las siguientes programaciones de tiempo:

- Mezclado de suelo con agua: 5-10 minutos empleándose el periodo más largo para los suelos más plásticos.
- Curado en el humedecedor: 30 minutos.
- Remezclado antes de colocar el material en la cazuela de bronce: Agregar 1 ml de agua y mezclar durante 1 minuto
- Colocación de la cazuela de bronce, ensayo y pesada: 3 minutos.
- Adición de agua y remezcla po 3 minutos.

**13.2** No se debe reportar ningún ensayo que haya requerido más de 35 o menos de 15 golpes de la cazuela de bronce.

En ningún caso se debe agregar material seco a la muestra húmeda en la cazuela para disminuir la humedad o para aumentar la cantidad de muestra.

### 14. PRECISIÓN

**14.1** Este planteamiento se aplica a suelos con límite líquido entre 21 y 67.

**14.2** *Repetibilidad (un solo operador)* – Dos resultados obtenidos por el mismo operador, con la misma muestra, en el mismo laboratorio y usando los mismos aparatos y en días diferentes deben cuestionarse si los resultados difieren en más de 7% de su promedio.

**14.3** *Reproducibilidad (varios laboratorios)* – Dos resultados obtenidos por diferentes operadores, en diferentes laboratorios, deben cuestionarse si ellos difieren de uno a otro en más del 13% de su promedio.

### 15. NORMAS DE REFERENCIA

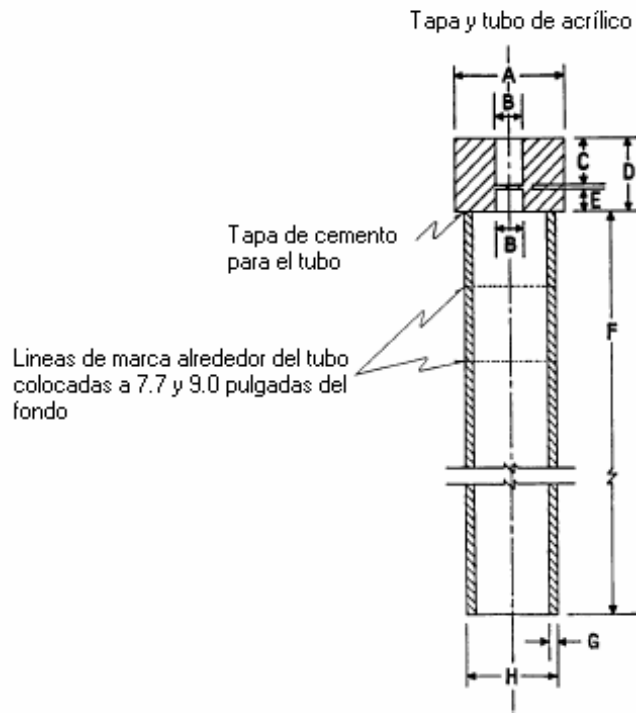
AASHTO T 89-02

ASTM D 4318- 00

## **APÉNDICE: PRUEBA DE RESILIENCIA DE LA BASE DEL EQUIPO DE LÍMITE LÍQUIDO.**

El aparato para medir la resiliencia de la base del equipo de límite líquido se enseña en la Figura 5 y se complementa con la Tabla 2. El aparato consiste en un tubo y su tapa de acrílico transparente, una bola pulida de acero de 8mm de diámetro y una barra pequeña imantada. El cilindro debe estar fijado permanentemente a la tapa o atornillado a ésta como se ve en el dibujo. La bola de acero fijada a la barra pequeña imantada está colocada por dentro de la tapa. Se coloca entonces el cilindro encima de la base que se va a probar. Sosteniendo el tubo hasta tocar ligeramente la base del equipo del límite líquido con una mano, se suelta la bola retirando el imán fuera de la tapa. Se deben usar las medidas de la escala que están en la parte exterior del cilindro para determinar el punto más alto alcanzado por la parte inferior de la bola al rebotar. Se repite la caída de la bola por lo menos 3 veces, colocando el probador en diferente posición para cada caída. El promedio del rebote de la bola de acero expresado como porcentaje del total de la caída, es igual a la resiliencia de la base del equipo.

Las pruebas de resiliencia de la base se deben realizar a temperatura ambiente.



**Figura 5.** Probador de resiliencia

**Tabla 2.** Medidas del probador de resiliencia

Dimensión	Descripción	Medida, mm
A	Diámetro Tapa	38.0
B	Diámetro Perforación	9
C	Profundidad de la perforación	18
D	Altura tapa	25.5
E	Profundidad de la perforación	8.0
F	Longitud del tubo	250.0
G	Espesor de la pared	3.2
H	Diámetro exterior del tubo	31.8

# LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS

I.N.V. E – 126 – 07

## 1. OBJETO

- 1.1 El límite plástico de un suelo es el contenido más bajo de agua, determinado por este procedimiento, en el cual el suelo permanece en estado plástico. El índice de plasticidad de un suelo es el tamaño del intervalo de contenido de agua, expresado como un porcentaje de la masa seca de suelo, dentro del cual el material está en un estado plástico. Este índice corresponde a la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico del suelo.
- 1.2 Un valor observado o calculado de un límite de un suelo debe redondearse a la “unidad más cercana”.
- 1.3 El método de moldeo manual de rollos de suelo debe ser dado por el procedimiento normativo indicado en esta norma. Se denomina límite plástico a la humedad más baja con la cual pueden formarse rollos de suelo de unos 3mm (1/8") de diámetro, rodando dicho suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa, sin que dichos rollos se desmoronen.

## 2. EQUIPO Y MATERIALES

- 2.1 *Espátula* – De hoja flexible, de unos 76.2 mm (3") de longitud por 20 mm (3/4") de ancho.
- 2.2 *Cápsula para evaporación* – De porcelana, o similar, de 115 mm (4 1/2") de diámetro.
- 2.3 *Balanza* – De 100 g de capacidad con aproximación a 0.01 g.
- 2.4 *Aparato de enrollamiento* – Para determinar el límite plástico, (opcional). Un aparato acrílico de conformidad con las dimensiones que se muestran en la Figura 1.
- 2.5 *Papel para el aparato de enrollamiento* – Papel no satinado que no añada materias ajenas (fibras, fragmentos de papel, etc.) al suelo durante el proceso de moldeo de rollos de suelo. Este papel deberá adherirse a las bandejas superior e inferior del aparato, ya sea usando un pegante auto adhesivo.

*Nota 1-* Se debe tener especial cuidado en quitar el adhesivo que quede en el aparato para enrollado después de llevada a cabo la prueba. Pruebas repetidas, sin retirar este pegante, tendrán como resultado de la acumulación de adhesivo, una disminución del diámetro de los rollos del suelo.

- 2.6 *Recipientes* – Se deben emplear recipientes apropiados, hechos de material resistente a la corrosión y que no estén sujetos a cambios en su masa o a desintegración por repetidos calentamientos y enfriamientos. Los recipientes

deben tener tapas que cierren a presión para prevenir pérdidas de humedad de las muestras antes de hacer la determinación inicial de masa y para prevenir la absorción de la humedad de la atmósfera después del secado y antes de la determinación final de la masa. Se requiere un recipiente para cada determinación de humedad.

- 2.7 *Horno* –Termostáticamente controlado, regulable a  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$  ( $230 \pm 9^{\circ}\text{F}$ ).
- 2.8 *Tamiz* – De  $425 \mu\text{m}$  (No.40).
- 2.9 *Agua destilada*.
- 2.10 *Superficie lisa* – Para amasado y enrollamiento. Usualmente se utiliza un vidrio grueso esmerilado.

### 3. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

- 3.1 Si se quiere determinar sólo el límite plástico, se toman aproximadamente 20 g de la muestra que pase por el tamiz de  $425 \mu\text{m}$  (No.40), obtenidos de acuerdo con las normas INV E – 106 o INV E – 107 (Preparación en seco y en húmedo de muestras de suelo para análisis granulométrico y determinación de las constantes físicas). Se amasa con agua destilada hasta que pueda formarse con facilidad una esfera con la masa de suelo. Se toma una porción de unos 6 g de dicha esfera como muestra para el ensayo.

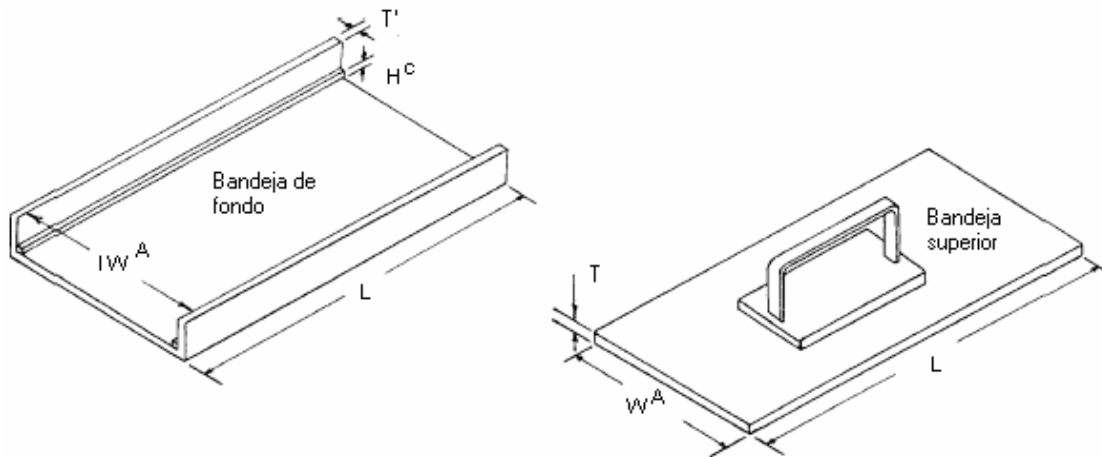
El secado previo del material en horno, estufa o al aire, puede cambiar (generalmente disminuir) el límite plástico de un suelo con material orgánico aunque este cambio puede ser poco importante.

- 3.2 Si se requieren el límite líquido y el límite plástico, se toma una muestra de unos 15 g. de la porción de suelo humedecida y amasada, preparada de acuerdo con la norma INV E – 125 (determinación del límite líquido de los suelos). La muestra debe tomarse en una etapa del proceso de amasado en que se pueda formar fácilmente con ella una esfera, sin que se pegue demasiado a los dedos al aplastarla. Si el ensayo se ejecuta después de realizar el del límite líquido y en dicho intervalo la muestra se ha secado, se debe añadir más agua.

### 4. PROCEDIMIENTO

- 4.1 Se secciona una porción de 1.5 a 2.0 g de la masa de suelo tomada de acuerdo con la Sección 3. Con la porción seleccionada, se forma una masa elipsoidal.
- 4.2 Emplear uno de los siguientes métodos para formar los rollos de masa de suelo de 3 mm de diámetro, a razón de 80 a 90 rotaciones por minuto, contando como rotación un movimiento completo de la mano hacia adelante y hacia atrás, regresando así, a la posición inicial.





Dimensiones:

IW- aproximadamente 100mm

L- aproximadamente 200mm

T- 10 a 15 mm. Véase Nota B

T'- 5 mm

H-  $3.20 + 0.25\text{mm}$  más el grueso total del papel sin glaseado, adherido al fondo de la bandeja. Véase Nota C

W- Véase Nota A

Nota A- La tolerancia entre el ancho de la bandeja superior (W) y el ancho interior (IW) debe ser tal, que la bandeja superior pueda deslizarse con facilidad en los rieles sin tambalearse.

Nota B- La bandeja superior debe ser lo suficientemente rígida para que el grosor de los rollos de suelo no se vea afectado por la flexibilidad de la bandeja superior.

Nota C- El ancho de los rieles de los lados debe estar entre 3 y 6mm.

**Figura 1.** Aparato de enrollamiento para determinar el Límite Plástico

**4.2.1 Método de Moldeo de Rollos Manual** – Se rueda la masa de suelo entre la palma de la mano o los dedos y el plato de vidrio esmerilado (o un pedazo de papel que esté sobre la superficie horizontal y lisa) con solo la presión necesaria para formar un rollo de diámetro uniforme en toda su longitud. El rollo se debe adelgazar más con cada rotación, hasta que su diámetro alcance 3 mm, tomándose para ello no más de dos minutos. La presión requerida de la mano o de los dedos, variará en gran medida, dependiendo del tipo de suelo. Suelos frágiles de baja plasticidad se enrollan mejor bajo el lado exterior de la palma de la mano o la base exterior del pulgar.

**4.2.2 Procedimiento Alternativo: Método con aparato de enrollamiento** – Se coloca la masa de suelo en la bandeja inferior. Se coloca la bandeja superior en contacto con la masa de suelo. Simultáneamente, se aplica una ligera presión hacia abajo y se mueve la bandeja superior hacia atrás y hacia adelante de manera que quede en contacto con los rieles laterales, durante dos minutos. En el transcurso de este proceso de enrollamiento, no se debe permitir que el suelo toque los rieles laterales.

**Nota 2.-** En la mayoría de los casos, se puede enrollar simultáneamente más de una masa de suelo en el aparato.

- 4.3** Cuando el diámetro del rollo llegue a 3 mm, se divide en seis u ocho trozos. Se juntan los trozos y se aprietan entre los pulgares y dedos de ambas manos formando una masa uniforme de forma elipsoidal y se enrolla de nuevo. Se repite este procedimiento, partiendo, juntando, amasando y enrollando hasta que el rollo de 3 mm de diámetro se desmorone bajo la presión requerida para el enrollamiento y el suelo no pueda ser rotado para formar el rollo.

El desmoronamiento puede ocurrir cuando el rollo tenga un diámetro mayor de 3 mm. Esto puede considerarse un punto final satisfactorio, siempre y cuando el suelo haya sido previamente enrollado en un rollo de 3mm de diámetro. El desmoronamiento se manifestará de manera diferente con distintos tipos de suelos. Algunos suelos se desbaratan en numerosas agregaciones pequeñas de partículas; otros pueden formar una capa tubular que comienza partiéndose en ambos extremos. El resquebrajamiento continúa hacia el centro y finalmente el suelo se desbarata en muchas y pequeñas partículas lajosas. Suelos muy arcillosos requieren mayor presión para formar el rollo, especialmente cuando se aproximan al límite plástico, partiéndose finalmente en una serie de segmentos en forma de barriles, cada uno de aproximadamente 6 a 9 mm de longitud.

En ningún momento deberá el operador intentar producir el fallo exactamente a los 3 mm de diámetro, al permitir que el rollo alcance los 3 mm y reduciendo entonces la velocidad de enrollamiento o la presión manual, o ambos, y continuar el enrollamiento sin más deformación hasta que el rollo se desbarate. Sin embargo, está permitido reducir la cantidad total de deformación en suelos plásticos débiles, formando el diámetro inicial de la masa de forma elipsoidal más cercano a los 3 mm requeridos de diámetro final.

- 4.4** Se unen las porciones de suelo desmoronado y se colocan en un recipiente previamente pesado. Se tapa el recipiente inmediatamente.
- 4.5** Se repiten las operaciones descritas en las Secciones 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4 hasta que el espécimen de 8 g quede completamente ensayado. Se determina el contenido de humedad del suelo en los recipientes de acuerdo con la norma INV E – 122 y se anotan los resultados.

## 5. CÁLCULOS

Se calcula el Límite Plástico, expresado como el contenido de agua en porcentaje de la masa de suelo seca al horno, de la siguiente manera:

$$L.P = \frac{\text{Masa de agua}}{\text{Masa de suelo seco al horno}} \times 100$$

Se registra el Limite Plástico, aproximado al número entero más cercano.

## 6. CÁLCULO DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD

Se puede definir el Índice de Plasticidad (IP) de un suelo como la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico.

$$\text{Índice de Plasticidad} = \text{Límite Líquido} - \text{Límite Plástico}$$

Cuando el límite líquido o el límite plástico no se puedan determinar, el Índice de Plasticidad se informará con la abreviatura NP (No plástico).

Así mismo, cuando el límite plástico resulte igual o mayor que el límite líquido, el índice de plasticidad se informará como NP (No plástico).

## 7. PRECISIÓN

- 7.1 Este planteamiento de precisión se aplica a suelos con un límite plástico que oscila entre 15 y 32, en ensayos realizados utilizando el método de enrollamiento manual.
- 7.2 *Repetibilidad (Un solo operador)* – Dos resultados obtenidos por el mismo operador, en la misma muestra, en el mismo laboratorio, usando los mismos aparatos, se deben considerar cuestionables si se diferencian en más del 10% de su promedio.
- 7.3 *Reproducibilidad (En múltiples laboratorios)* – Dos resultados obtenidos por diferentes operadores, en diferentes laboratorios, deben considerarse cuestionables si ellos difieren entre sí en más de 18% de su promedio.

## 8. INFORME

El informe deberá incluir, al menos, los siguientes antecedentes:

- 8.1 Identificación del proyecto.
- 8.2 Procedencia de la muestra.
- 8.3 Fecha y lugar de muestreo.
- 8.4 Fecha de ensayo.
- 8.5 Valores del Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad.
- 8.6 Cualquier información adicional respecto al ensayo o al suelo en estudio.
- 8.7 La referencia a este método.

**9. NORMAS DE REFERENCIA**

AASHTO T 90-00 (2004)

ASTM D 4318-00

NORMA CHILENA 8102.4

INVIAS	DETERMINACION LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO	INV E-124 INV E-125
		Fecha: _____

**CERTIFICADO DE ENSAYO No.**

Identificación del contrato: \_\_\_\_\_

Identificación de la muestra: \_\_\_\_\_

Calicata / Sondaje: \_\_\_\_\_ Horizonte: \_\_\_\_\_ Fecha muestreo: \_\_\_\_\_

	LIMITE PLASTICO			LIMITE LIQUIDO				
	1	2	3	1	2	3	4	5
ENSAYENº								
CÁPSULA Nº								
NÚMERO DE GOLPES								
1 PESO CÁPSULA + SUELO HUM (g)								
2 PESO CÁPSULA + SUELO SECO (g)								
3 PESO DE LA CÁPSULA (g)								
4 PESO DEL AGUA (1-2) (g)								
5 PESO DEL SUELO SECO (2-3) (g)								
6 HUMEDAD (4/5)*100 (%)								
7 PROMEDIO LIMITE PLÁSTICO (%)								

CURVA DE FLUIDEZ

Limite Liquido (LL) %	Limite Plastico (LP) %	Indice de Plasticidad (IP = LL - LP) %
-----------------------	------------------------	--

Muestrado por : \_\_\_\_\_

Ensayador : \_\_\_\_\_

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

Vº Bº : \_\_\_\_\_

**Figura 2.** Modelo de formato para resultado

# DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE CONTRACCIÓN DE LOS SUELOS

I.N.V. E – 127 – 07

## 1. OBJETO

- 1.1** Este método de ensayo tiene como propósito obtener datos por medio de los cuales se pueden calcular las siguientes constantes de los suelos: a) Límite de contracción, b) relación de contracción, c) cambio de volumen, d) contracción lineal.
- 1.2** Lo siguiente se aplica a todos los límites especificados en esta norma: Con el propósito de determinar la conformidad con estas especificaciones, un valor observado o un valor calculado debe ser redondeado “a la unidad más cercana”.
- 1.3** Los valores expresados en unidades SI deben considerarse como los normativos.
- 1.4** *Precaución* – El mercurio es una sustancia peligrosa que puede causar efectos nocivos en la salud si su vapor se inhala por mucho tiempo, o si se pone en contacto con la piel. Siempre que se use mercurio deberán adoptarse las siguientes precauciones:
- Mantenerlo en un recipiente de cristal sellado e irrompible.
  - Trabajar siempre en un área bien ventilada.
  - Evitar el contacto directo con el mercurio y usar guantes.
  - Evitar el esparcimiento incontrolado de partículas, efectuando la parte del ensayo que requiera uso de mercurio en un recipiente grande que pueda recoger lo que se derrame durante el ensayo
  - Las partículas no controladas deben limpiarse de la mejor manera posible, empleando un procedimiento que resulte idóneo.

## 2. USO Y SIGNIFICADO

- 2.1** Los factores de contracción cubiertos por este método de ensayo se pueden determinar únicamente en suelos básicamente finos (cohesivos), que presenten resistencia cuando se secan al aire.
- 2.2** Se supone normalmente que el término límite de contracción en porcentaje, expresado como un contenido de agua, representa la cantidad de agua necesaria para llenar los vacíos de un suelo cohesivo dado, cuando se halle en su relación de vacíos más baja, obtenido ese valor por secado (generalmente en

el horno). Así, el concepto del límite de contracción se puede emplear para evaluar el potencial de contracción, es decir, la posibilidad que se desarrollen grietas en obras que incluyen suelos cohesivos.

### 3. EQUIPO

- 3.1 *Vasijas de evaporación* – De porcelana, de 115 mm (4- 1/2") y de 150 mm (6") de diámetro aproximadamente.
- 3.2 *Espátula* – De 76 mm (3") de longitud y 20 mm (3/4") de ancho.
- 3.3 *Recipiente para contracción* – De porcelana o de metal Monel (aleación de níquel y cobre) con una base plana y de 45 mm (1 3/4") de diámetro y 12.7 mm (1/2") de altura.
- 3.4 *Regla de metal* – de 100 mm (4") o más de longitud.
- 3.5 *Recipiente de vidrio* – de 50 mm (2") de diámetro y 25 mm (1") de altura, con bordes lisos y nivelados.
- 3.6 *Placa de vidrio* – Con tres patas metálicas salientes para sumergir la muestra de suelo en mercurio.
- 3.7 *Probeta* – Con capacidad de 25 ml y graduada cada 0.2 ml.
- 3.8 *Balanza* – Con sensibilidad de 0.1 g.
- 3.9 *Mercurio* – Suficiente para llenar el recipiente de vidrio, hasta que rebose.
- 3.10 *Horno* – termostáticamente controlado y que pueda conservar temperaturas constantes y uniformes hasta  $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$  ( $230^{\circ} \pm 9^{\circ} \text{F}$ ), para secar la muestra.
- 3.11 *Guantes de asbesto y de caucho*

### 4. MUESTRA

Se toma una muestra que pese aproximadamente 30 g, de una porción de material completamente mezclado, que pase el tamiz de 0.425 mm (No.40), de acuerdo con los métodos descritos en la norma INV E – 106 o en la norma INV E – 107.

### 5. PROCEDIMIENTO

- 5.1 La muestra se coloca en la vasija de evaporación de 115 mm de diámetro (4 1/2") y se mezcla completamente con agua destilada suficiente para llenar completamente los vacíos del suelo y para hacerla lo suficientemente pastosa, de manera que sea fácilmente manejable en la cápsula, evitando la formación de burbujas de aire. Para suelos friables, la cantidad de agua requerida para

llegar a la consistencia deseada es igual o ligeramente mayor que el límite líquido; y para suelos plásticos, la cantidad de agua puede exceder en un 10% el límite líquido.

- 5.2** El interior del recipiente para contracción se reviste con una capa delgada de vaselina o cualquier grasa pesada, para evitar la adhesión del suelo al recipiente.
- 5.3** Se coloca una cantidad de suelo húmedo igual o cercana a la tercera parte del volumen del recipiente de contracción en el centro de éste y se fuerza para que fluya hacia los bordes golpeándolo suavemente sobre una superficie firme y acolchonada por varias hojas de papel secante o un material similar. A continuación, se agrega una cantidad de suelo aproximadamente igual a la primera porción y se golpea el recipiente hasta que el suelo esté completamente compactado y todo el aire incluido haya sido expulsado. Se agrega más suelo y se continúan los golpes del recipiente hasta que éste se llene completamente y rebose por los lados. El exceso de suelo se quita con la regla metálica y el suelo adherido a la superficie externa del recipiente deberá ser limpiado.
- 5.4** Cuando se haya llenado el recipiente, se enrasa, se limpia, y se pesa inmediatamente, se anota como masa del recipiente y del suelo húmedo ( $W_1$ ). La masa de suelo se deja secar en el aire, a temperatura ambiente, hasta que el color de la misma cambie de oscuro a claro. Luego, ésta será secada en el horno a temperatura de  $110^\circ \pm 5^\circ \text{ C}$  ( $230^\circ \pm 9^\circ \text{ F}$ ), hasta alcanzar masa constante; se pesará anotándose como masa del recipiente y del suelo seco ( $W_2$ ).

Muestras que contengan materia orgánica o cuya constitución pueda alterarse a la temperatura especificada, se secarán a  $60^\circ \text{ C}$  ( $140^\circ \text{ F}$ ).

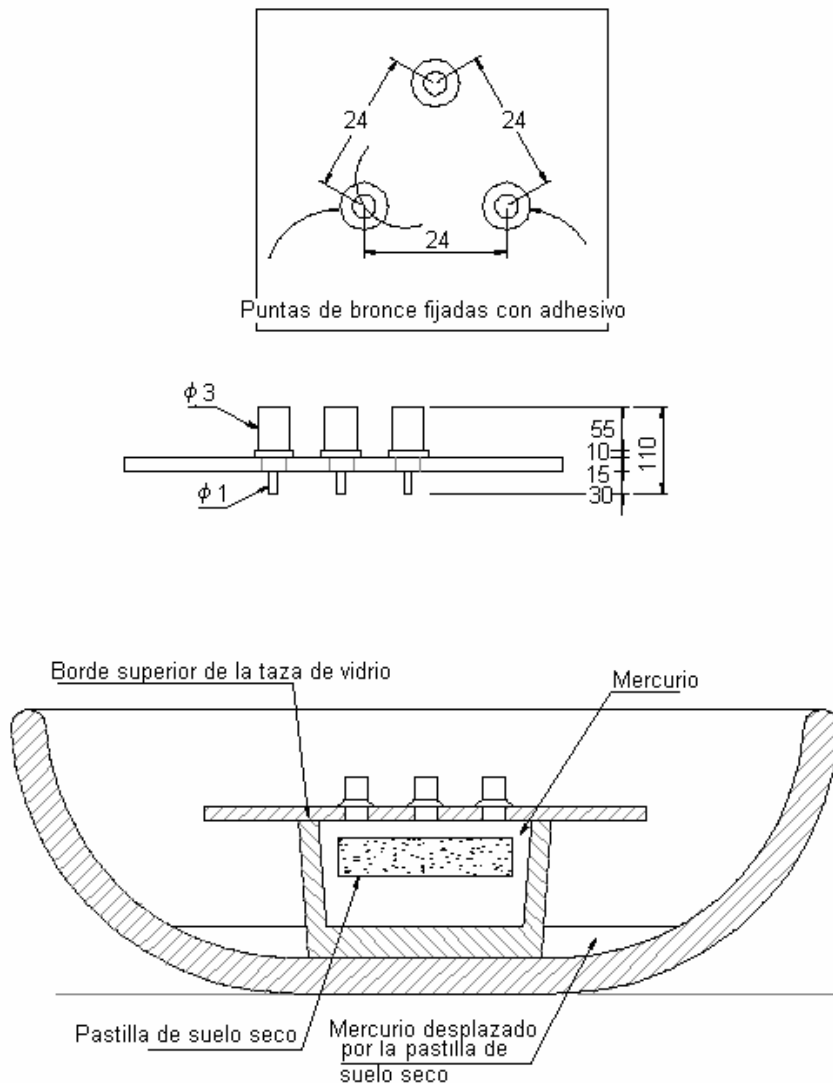
- 5.5** La capacidad del recipiente de contracción, en  $\text{cm}^3$ , la cual es también el volumen de la masa de suelo húmedo, se determinará llenando el recipiente con mercurio hasta rebosar eliminando el exceso, haciendo presión con la placa de vidrio sobre la parte superior del recipiente, y midiendo el volumen de mercurio retenido en éste, con la probeta graduada. Se anotará como volumen de la masa de suelo húmedo ( $V$ ).

Alternativamente, el volumen del recipiente se puede determinar pesando el mercurio retenido en el recipiente con aproximación a 0.1 g y se calcula el volumen en  $\text{cm}^3$  empleando la fórmula  $V = M / D$ , donde  $M$  es la masa de mercurio desplazada, en gramos, y  $D = 13.5 \text{ g/cm}^3$  (densidad del mercurio). Este volumen debe registrarse como el volumen de la pastilla de suelo húmedo,  $V$ .

- 5.6** El volumen de la masa de suelo seco se determina de la siguiente manera:
- 5.6.1** El recipiente de vidrio se llena de mercurio hasta rebosar y el exceso de mercurio deberá removerse presionando firmemente la placa de vidrio con tres salientes sobre la parte superior del recipiente.



- 5.6.2** Cualquier porción de mercurio que se derrame, la cual puede quedar adherida a la parte externa del recipiente se deberá limpiar cuidadosamente. El recipiente lleno de mercurio se coloca en la vasija de evaporación de 150 mm (6") y la pastilla de suelo seco se coloca sobre la superficie del mercurio. Esta será forzada cuidadosamente para sumergirla en el mercurio por medio de la placa de vidrio con las tres salientes (Figura 1), presionándola firmemente sobre el recipiente.
- 5.6.3** Es esencial que no quede aire atrapado bajo la probeta de suelo. El volumen de mercurio que sea desplazado se mide en la probeta graduada y se anota como el volumen de suelo seco ( $V_o$ ) o, alternativamente, determinando la masa de mercurio con aproximación a 0.1 g y calculando el volumen en  $\text{cm}^3$ , usando la fórmula  $V = M / D$ , donde M es la masa de mercurio desplazada, en gramos, y  $D = 13.5 \text{ g/cm}^3$  (densidad del mercurio).



**Figura 1 .** Aparato para determinar la contracción volumétrica

- 5.7** Después de ser limpiado, se pesa el recipiente de contracción y se anotará su masa ( $W_3$ ).

## 6. CÁLCULO DEL CONTENIDO DE AGUA

- 6.1** El contenido de agua del suelo en el momento en que éste fue colocado en el recipiente, expresado como un porcentaje del peso seco del suelo, se calculará de la siguiente forma:

$$w = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_3} \times 100$$

donde:

$W$  = contenido de agua del suelo (%),

$W_1$  = masa de suelo húmedo y el recipiente (g),

$W_2$  = masa de suelo seco y el recipiente (g), y

$W_3$  = masa del recipiente (g).

- 6.2** El contenido de agua se debe calcular con una aproximación de 0.1% .

## 7. CÁLCULO DEL LÍMITE DE CONTRACCIÓN

- 7.1** El límite de contracción de un suelo se define como el contenido máximo de agua, por debajo del cual una reducción de la cantidad de agua, no causa una disminución de volumen de la muestra de suelo, pero al cual un aumento en el contenido de agua sí produce un aumento en el volumen de la masa de suelo.
- 7.2** El límite de contracción (LC) se calcula de los datos obtenidos en la determinación de la contracción volumétrica, así:

$$LC = w - \frac{(V - V_o) g_w}{W_o} \times 100$$

donde:

LC = límite de contracción (%),

$w$  = contenido de agua (%),

$V$  = volumen de la pastilla de suelo húmedo (cm<sup>3</sup>),

$V_o$  = volumen de la pastilla de suelo secada al horno (cm<sup>3</sup>),

$W_o$  = masa de la pastilla de suelo seco ( $W_o = W_2 - W_3$ ) (g), y

$g_w$  = masa unitaria del agua (g/cm<sup>3</sup>) (aproximadamente 1.0 g/cm<sup>3</sup>).

El límite de contracción se debe calcular con una aproximación de 0.1%.

- 7.3** *Método opcional* – Cuando se conocen el peso específico real de los sólidos,  $G_s$ , y la relación de contracción,  $R$ , el límite de contracción se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$LC = \left[ \frac{1}{R g_w} - \frac{1}{G_s} \right] \times 100$$

## 8. CÁLCULO DE LA RELACIÓN DE CONTRACCIÓN

- 8.1** La relación de contracción de un suelo es la relación entre un cambio de volumen dado, expresado como porcentaje del volumen seco, y el cambio correspondiente en su contenido de agua por encima del Límite de Contracción, expresado como un porcentaje del peso seco al horno.
- 8.2** La relación de contracción,  $R$ , se calcula de los datos obtenidos en la determinación de la contracción volumétrica por medio de la siguiente fórmula:

$$R = \frac{W_o}{V_o}$$

El significado de cada término es igual al que tienen en la Sección 7.2. La relación de contracción se calculará con aproximación de 0.1.

## 9. CÁLCULO DEL CAMBIO VOLUMÉTRICO

- 9.1** El cambio volumétrico de un suelo es la disminución de volumen de la masa de suelo, cuando se reduce el contenido de agua, desde un porcentaje dado hasta el límite de contracción.
- 9.2** El cambio volumétrico,  $CV$ , se calcula a partir de los datos obtenidos en la determinación de la contracción volumétrica, por medio de la siguiente fórmula:

$$CV = (W_i - LC) R$$

donde:

$W_i$  = contenido de agua dado, superior al límite de contracción

El cambio volumétrico se debe calcular con una aproximación de 0.1%

## 10. CÁLCULO DE LA CONTRACCIÓN LINEAL

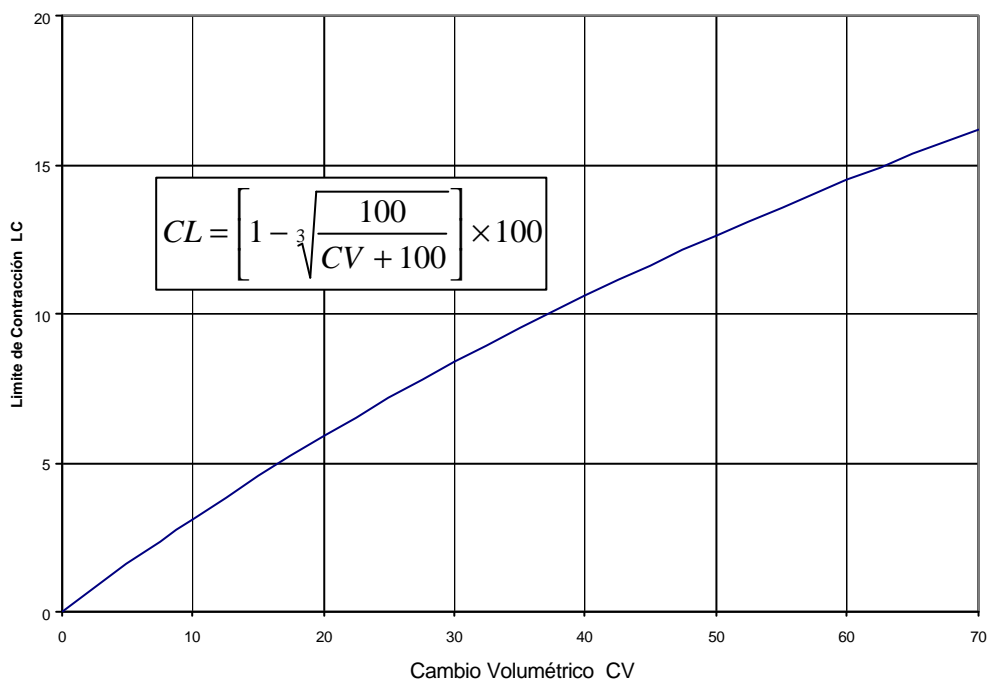
**10.1** La contracción lineal de un suelo, es la disminución, en una sola dimensión, de la muestra de suelo, expresada como un porcentaje de la dimensión original, cuando el contenido de humedad se reduce desde un porcentaje dado hasta el límite de contracción.

**10.2** La contracción lineal, CL, se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$CL = \left[ 1 - \sqrt[3]{\frac{100}{CV + 100}} \right] \times 100$$

ó por medio de la Figura 2, la cual representa esta relación.

La contracción lineal se debe determinar con una aproximación al entero más cercano (en porcentaje).



**Figura 2.** Curva para determinar la contracción lineal

## 11. PRECISIÓN

**11.1** Los criterios para juzgar los valores de contracción de los suelos, son los siguientes:

**11.2.1** *Precisión de un solo operador*

**Tabla 1.** Precisión de un solo operador

Tipo de prueba	Desviación Normal	Rango aceptable de dos resultados
Contenido de agua	No hay datos	No hay datos
Límite de contracción	0.91	2.6
Relación de contracción	0.02	0.06
Cambio volumétrico	No hay datos	No hay datos
Contracción lineal	No hay datos	No hay datos

*Nota 1.*- las cifras de la columna 2, son las desviaciones normales que han sido encontradas apropiadas para las pruebas descritas en la columna 1. Las cifras en la columna 3 son los límites que no deben ser excedidos por la diferencia entre dos resultados de dos pruebas hechas apropiadamente.

### 11.2.2 Precisión multilaboratorios

**Tabla 2.** Precisión multilaboratorios

Tipo de prueba	Desviación Normal	Límites aceptables de dos resultados
Contenido de agua	No hay datos	No hay datos
Límite de contracción	2.42	6.8
Relación de contracción	0.055	0.16
Cambio volumétrico	No hay datos	No hay datos
Contracción lineal	No hay datos	No hay datos

## 12. NORMAS DE REFERENCIA

AASHTO T 92 – 97 (2001)

ASTM D 427 – 98

# DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SUELOS Y DEL LLENANTE MINERAL

I.N.V. E – 128 – 07

## 1. OBJETO

- 1.1** Este método de ensayo se utiliza para determinar la gravedad específica de los suelos y del llenante mineral (filler) por medio de un picnómetro. Cuando el suelo está compuesto solo de partículas mayores que el tamiz de 4.75 mm (No.4), se deberá seguir el método de ensayo para determinar la Gravedad Específica y la Absorción del Agregado Grueso, norma INV E – 223. Cuando el suelo está compuesto por partículas mayores y menores que el tamiz de 4.75 mm (No.4), se utilizará el método de ensayo correspondiente a cada porción (normas INV E – 222 e INV E – 223). El valor de gravedad específica para el suelo será el promedio ponderado de los dos valores así obtenidos. Cuando el valor de la gravedad específica sea utilizado en cálculos relacionados con la porción hidrométrica del Análisis Granulométrico de Suelos (norma INV E – 124), la gravedad específica se debe determinar de la porción de suelo que pasa el tamiz de 2.00 mm (No.10), de acuerdo con el método que se describe en la presente norma.

*Nota 1.*- Cuando el suelo tenga partículas mayores y menores que el tamiz de 4.75 mm (No.4), la gravedad específica media ponderada del suelo se deberá calcular así:

$$G_{a \text{ promedio}} = \frac{100}{\frac{\% \text{ Pasa tamiz No.4}}{G_1} + \frac{\% \text{ Retenido tamiz No.4}}{G_2}}$$

donde:

$G_{a \text{ promedio}}$  = gravedad Específica promedio del suelo;

$G_1$  = gravedad Específica de los sólidos (Pasa tamiz No.4) determinado con el método establecido en esta norma, y

$G_2$  = gravedad específica aparente (Retenido en el tamiz No.4) (según norma INV E – 223).

Los valores de gravedad específica se deben expresar con 3 cifras significativas.

- 1.2** Los valores establecidos en unidades SI deben ser considerados como la norma.
- 1.3** Esta norma no pretende considerar los problemas de seguridad asociados con su uso. Es responsabilidad de quien emplee esta norma el establecimiento de prácticas apropiadas de seguridad y salubridad y la aplicación de limitaciones regulatorias antes de su empleo.

## 2. DEFINICIÓN

*Gravedad específica* – Es la relación entre la masa de un cierto volumen de sólidos a una temperatura dada y la masa del mismo volumen de agua destilada y libre de gas, a la misma temperatura.

## 3. USO Y SIGNIFICADO

- 3.1** La gravedad específica de un suelo se usa en casi toda ecuación que exprese relaciones de fase de aire, agua y sólidos en un volumen dado de material.
- 3.2** El término partículas sólidas, como se usa en ingeniería geotécnica, hace relación a las partículas minerales que aparecen naturalmente y que no son prácticamente solubles en agua. Por lo tanto, la gravedad específica de materiales que contengan materias extrañas (tales como cemento, cal, etc.), materia soluble en agua (tal como cloruro de sodio) y suelos conteniendo materia con gravedad específica menor de uno, típicamente requieren un tratamiento especial o una definición particular de gravedad específica.

## 4. EQUIPO

- 4.1** *Picnómetro* – El picnómetro debe ser un frasco con tapón o un frasco volumétrico con una capacidad mínima de 250 ml. El volumen del picnómetro debe ser de 2 a 3 veces mayor que el volumen de la mezcla del suelo con agua usada durante la actividad de extracción de aire en la prueba.

El frasco con tapón fija mecánicamente el volumen. No se debe mojar el frasco por fuera porque crearía cambios en el equilibrio térmico. Al usar un frasco con tapón, se debe asegurar que el tapón esté correctamente marcado y que corresponde al frasco.

- 4.2** *Equipo para extraer el aire atrapado* – Para extraer el aire atrapado se puede usar uno de los siguientes:

- 4.2.1** *Bomba de vacío* – Capaz de producir un vacío parcial de 100mm de mercurio (Hg) de presión absoluta.

- 4.2.2** *Reverbero o Mechero Bunsen* – Capaz de mantener una temperatura suficiente para hervir agua.

*Nota 2*- Un vacío parcial de 100 mm de Hg de presión absoluta, es aproximadamente equivalente a 660 mm (26") Hg de la lectura del medidor de vacío al nivel del mar.

- 4.3** *Horno* – Capaz de mantener temperaturas uniformes y constantes hasta  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$  ( $230 \pm 9^{\circ}\text{F}$ ).

- 4.4** *Balanzas* – Con capacidad de 2000 g y sensibilidad de 0.01g

- 4.5** *Pipeta* .
- 4.6** *Termómetro* – Un termómetro capaz de medir temperaturas entre los límites en que se está llevando a cabo la prueba, graduado con precisión de 0.1°C (0.18°F) y con una profundidad disponible para inmersión entre 25 y 80 mm. No se deben emplear termómetros de inmersión total. Se pueden usar un termómetro de precisión de mercurio para uso general o un termómetro digital que abarque de -1 a 57°C.
- 4.7** *Desecador* – Un recipiente desecador o una jarra desecadora de tamaño apropiado, que contenga sílice gelatinosa o sulfato anhidro de calcio. Es preferible usar un desecante que cambie de color para indicar cuando requiere reposición.
- 4.8** *Recipiente con aislante* – Una nevera de icopor con su tapa o un recipiente similar con capacidad para contener entre tres y seis picnómetros más un beaker, una botella de agua y un termómetro. Esto se requiere para tener un ambiente de temperatura controlada en el cual los cambios sean uniformes y graduales .
- 4.9** *Embudo* – Un embudo de superficie anticorrosiva y lisa con un cuello que se extienda más allá de la marca de calibración del frasco volumétrico o el sello de taponamiento en los frascos con tapón. El diámetro del cuello del embudo debe ser lo suficientemente grande para permitir el paso fácil de los sólidos.
- 4.10** *Tubo para llenar el picnómetro* – Con ventilaciones laterales (opcional). Un dispositivo que facilite la adición de agua desaireada al picnómetro sin alterar la mezcla de suelo y agua. El dispositivo debe fabricarse de la siguiente forma: Se taponan un tubo plástico de 1/4 a 3/8 de pulgadas de diámetro en un extremo y se abren dos orificios pequeños justo arriba de la conexión. Los orificios de ventilación deben estar perpendiculares al eje del tubo y diametralmente opuestos. Se conecta una válvula al otro extremo del tubo y una tubería a la válvula desde el abastecimiento de agua desaireada.
- 4.11** *Tamiz de 4.75 mm (No.4)*

## **5. CALIBRACIÓN DEL PICNÓMETRO**

- 5.1** Se limpia, se seca, se pesa y se registra la masa del picnómetro vacío ( $W_i$ ), con aproximación a 0.01g. Cuando se esté calibrando la botella con tapón, la masa se debe determinar con aproximación de 0.001g.

*Nota 3.-* Por ejemplo, la limpieza del picnómetro se puede efectuar con amoníaco o algún disolvente de grasa; en seguida se enjuaga con agua destilada y se deja escurrir colocándolo boca abajo. Posteriormente se lava con alcohol, dejándolo escurrir. Finalmente se lava con éter, eliminando así los vapores al dejar el picnómetro boca abajo durante 15 min.

- 5.2** Se llena con agua desaireada a temperatura ambiente, hasta que la parte inferior del menisco coincida con la marca de calibración.



- 5.2.1** Se recomienda quitar el exceso de agua y dejarla a nivel de la marca de calibración. Este método reduce la posibilidad de alterar el equilibrio térmico al reducir el número de veces que se abre el recipiente aislante.
- 5.2.2** El agua debe ser desaireada para asegurar ausencia de burbujas en ella. El agua puede desairearse hirviéndola, aspirando con la bomba de vacío, combinando aspiración y calor o con un dispositivo para este fin. Esta agua sin aire no se debe usar hasta que no haya alcanzado la temperatura ambiente. Esta agua debe añadirse al picnómetro siguiendo la guía que se da en la sección 7.5.
- 5.3** Se pueden calibrar hasta seis picnómetros a la vez en cada recipiente aislante. Se pone el picnómetro en el recipiente aislante con tapa, junto con el termómetro (en un beaker con agua), tapón (si se está usando un picnómetro con tapón), agua desaireada en una botella y una pipeta. Se deja que el picnómetro alcance el equilibrio térmico (por lo menos tres horas). La temperatura de equilibrio debe estar dentro de los  $4^{\circ}\text{C}$  de la temperatura ambiente y entre  $15$  y  $30^{\circ}\text{C}$ .
- 5.4** Se acerca el recipiente aislante a la balanza o viceversa, se abre el recipiente y se seca un picnómetro. Sólo debe tocarse el aro del picnómetro para evitar que el calor de la mano altere el equilibrio térmico: Trabájese ya sea en el recipiente aislante o colocando el picnómetro en una lámina aislante (icopor) mientras se ejecutan los ajustes en el nivel del agua.
- 5.4.1** Si se usa un frasco volumétrico como picnómetro, se ajusta el agua hasta la marca calibradora con el fondo del menisco al nivel de la marca. Si se debe añadir agua, se usa el agua térmicamente equilibrada tomada del recipiente aislante. Si se tiene que quitar agua, se usa un tubo pequeño de succión o una toalla de papel. Si hay gotas de agua en el cuello del picnómetro o en el exterior del frasco, ellas deben ser removidas. Se mide y registra la masa del picnómetro con agua con aproximación de  $0.01$  g.
- 5.4.2** Si se emplea el frasco con tapón, se coloca el tapón en el frasco y se remueve entonces el exceso de agua empleando una pipeta. Se seca el borde con una toalla de papel. Se debe asegurar que todo el exterior del frasco esté seco. Se mide y se anota la masa del frasco, agua y tapón con aproximación de  $0.01$  g ( $W_{ai}$ ).
- 5.5** Se mide y se anota la temperatura del agua ( $T_i$ ) con aproximación a  $0.1^{\circ}\text{C}$  empleando el termómetro que ha sido equilibrado térmicamente en el recipiente aislante. Se inserta el termómetro en el agua a la profundidad adecuada de inmersión (véase 4.6). Se regresa el picnómetro al recipiente aislante. Se repite esta operación con todos los picnómetros que haya en el recipiente aislante.
- 5.6** Se reajusta el nivel de agua en cada picnómetro como preparación para la próxima calibración y se permite que los picnómetros se equilibren térmicamente (por lo menos 3 horas). Se repite el procedimiento hasta obtener cinco medidas independientes en cada picnómetro. Las temperaturas no necesitan abarcar algunos límites en particular. Usando cada uno de estos datos, se calcula el volumen calibrado de cada picnómetro, empleando la siguiente ecuación:

$$Vp = \frac{Wa_{Ti} - W_f}{d_{w_{Ti}}}$$

donde:

$Wa$  = masa del picnómetro más agua a la temperatura de calibración, g,

$Wf$  = masa promedio del picnómetro seco, g,

$d_w$  = densidad del agua a la temperatura de calibración, g/ml (Tabla 1), y

$Ti$  = temperatura de calibración, °C

**5.7** De la masa del picnómetro más el agua a la temperatura de calibración ( $W_{a_{Ti}}$ ) se debe preparar una tabla de valores de  $W_a$  para la serie de temperaturas que probablemente prevalezcan durante la realización de los ensayos.

**5.8** Se calculan los valores de  $W_a$  a distintas temperaturas ( $T_x$ ) de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$W_{a_{Tx}} = \frac{d_{w_{Tx}}}{d_{w_{Ti}}} \times (W_{a_{Ti}} - W_f) + W_f$$

donde:

$W_{a_{Tx}}$  = masa del picnómetro más el agua a una temperatura x dada, g, y

$d_{w_{Tx}}$  = densidad del agua a una temperatura  $t_x$  dada (g/ml). Tabla 1.

*Nota 4.-* Este procedimiento es muy conveniente para laboratorios que hacen muchas determinaciones con el mismo picnómetro; también es aplicable a una sola determinación. Llevar el picnómetro y su contenido a una temperatura determinada, requiere un tiempo considerable, por lo que resulta mucho más conveniente trabajar con la tabla de valores  $W_a$  para diferentes  $t_x$ . Es importante que los valores de masa del picnómetro más el agua,  $W_a$  y  $W_b$  (masa del picnómetro más suelo más agua hasta el enrase, determinado más adelante en la Sección 7.6), se basen en agua a la misma temperatura.

## 6. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

Se debe tener especial cuidado en obtener muestras representativas para la determinación de la gravedad específica de los sólidos. La muestra de suelo se puede ensayar con su humedad natural o puede secarse al horno. Sin embargo, algunos suelos, principalmente aquellos que tienen un alto contenido de materia orgánica, son muy difíciles de rehumedecer después de que se han secado al horno. Estos suelos pueden ser ensayados sin haber sido secados previamente en el horno, en cuyo caso, la masa de la muestra seca se determina al final del ensayo.

**Tabla 1.** Densidad del agua ( $d_w$ ) y coeficiente de temperatura (K) para diferentes temperaturas

Temperatura (°C)	Densidad (g/ml)*	Coficiente de Temperatura (K)	Temperatura (°C)	Densidad (g/ml)*	Coficiente de Temperatura (K)	Temperatura (°C)	Densidad (g/ml)*	Coficiente de Temperatura (K)	Temperatura (°C)	Densidad (g/ml)*	Coficiente de Temperatura (K)
15.0	0.9991	1.0009	16.0	0.99895	1.00074	17.0	0.99878	1.00057	18.0	0.9986	1.00039
0.1	0.99909	1.00088	0.1	0.99893	1.00072	0.1	0.99876	1.00055	0.1	0.99858	1.00037
0.2	0.99907	1.00087	0.2	0.99891	1.00071	0.2	0.99874	1.00054	0.2	0.99856	1.00035
0.3	0.99906	1.00085	0.3	0.9989	1.00089	0.3	0.99872	1.00052	0.3	0.99854	1.00034
0.4	0.99904	1.00084	0.4	0.99888	1.00067	0.4	0.99871	1.0005	0.4	0.99852	1.00032
0.5	0.99902	1.00082	0.5	0.99886	1.00066	0.5	0.99869	1.00048	0.5	0.9985	1.0003
0.6	0.99901	1.0008	0.6	0.99885	1.00064	0.6	0.99867	1.00047	0.6	0.99848	1.00028
0.7	0.99899	1.00079	0.7	0.99883	1.00062	0.7	0.99865	1.00045	0.7	0.99847	1.00026
0.8	0.99898	1.00077	0.8	0.99881	1.00061	0.8	0.99863	1.00043	0.8	0.99845	1.00024
0.9	0.99896	1.00076	0.9	0.99879	1.00059	0.9	0.99862	1.00041	0.9	0.99843	1.00022
19.0	0.99841	1.0002	20.0	0.99821	1.00000	21.0	0.99799	0.99979	22.0	0.99777	0.99957
0.1	0.99839	1.00018	0.1	0.99819	0.99998	0.1	0.99797	0.99977	0.1	0.99775	0.99954
0.2	0.99837	1.00016	0.2	0.99816	0.99996	0.2	0.99795	0.99974	0.2	0.99773	0.99952
0.3	0.99835	1.00014	0.3	0.99814	0.99994	0.3	0.99793	0.99972	0.3	0.9977	0.9995
0.4	0.99833	1.00012	0.4	0.99812	0.99992	0.4	0.99791	0.9997	0.4	0.99768	0.99947
0.5	0.99831	1.0001	0.5	0.9981	0.9999	0.5	0.99789	0.99968	0.5	0.99766	0.99945
0.6	0.99829	1.00008	0.6	0.99808	0.99987	0.6	0.99786	0.99966	0.6	0.99764	0.99943
0.7	0.99827	1.00006	0.7	0.99806	0.99985	0.7	0.99784	0.99963	0.7	0.99761	0.9994
0.8	0.99825	1.00004	0.8	0.99804	0.99983	0.8	0.99782	0.99961	0.8	0.99759	0.99938
0.9	0.99823	1.00002	0.9	0.99802	0.99981	0.9	0.9978	0.99959	0.9	0.99756	0.99936
23.0	0.99754	0.99933	24.0	0.9973	0.99909	25.0	0.99705	0.99884	26.0	0.99679	0.99858
0.1	0.99752	0.99931	0.1	0.99727	0.99907	0.1	0.99702	0.99881	0.1	0.99676	0.99855
0.2	0.99749	0.99929	0.2	0.99725	0.99904	0.2	0.997	0.99879	0.2	0.99673	0.99852
0.3	0.99747	0.99926	0.3	0.99723	0.99902	0.3	0.99697	0.99876	0.3	0.99671	0.9985
0.4	0.99745	0.99924	0.4	0.9972	0.99899	0.4	0.99694	0.99874	0.4	0.99666	0.99847
0.5	0.99742	0.99921	0.5	0.99717	0.99897	0.5	0.99692	0.99871	0.5	0.99665	0.99844
0.6	0.9974	0.99919	0.6	0.99715	0.99894	0.6	0.99689	0.99868	0.6	0.99663	0.99842
0.7	0.99737	0.99917	0.7	0.99712	0.99892	0.7	0.99687	0.99866	0.7	0.9966	0.99839
0.8	0.99735	0.99914	0.8	0.9971	0.99889	0.8	0.99694	0.99873	0.8	0.99657	0.99836
0.9	0.99732	0.99912	0.9	0.98707	0.99887	0.9	0.99681	0.9986	0.9	0.99654	0.99833
27.0	0.99652	0.99831	28.0	0.99624	0.99803	29.0	0.99595	0.99774	30.0	0.99585	0.99744
0.1	0.99649	0.99628	0.1	0.99621	0.998	0.1	0.99592	0.99771	0.1	0.99562	0.99741
0.2	0.99646	0.99825	0.2	0.99618	0.99797	0.2	0.99589	0.99768	0.2	0.99559	0.99738
0.3	0.99643	0.99822	0.3	0.99615	0.99794	0.3	0.99586	0.99765	0.3	0.99556	0.99735
0.4	0.99641	0.9982	0.4	0.99612	0.99791	0.4	0.99583	0.99762	0.4	0.99553	0.99732
0.5	0.99638	0.99817	0.5	0.99609	0.99788	0.5	0.9958	0.99759	0.5	0.9955	0.99729
0.6	0.99635	0.99814	0.6	0.99607	0.99785	0.6	0.99577	0.99756	0.6	0.99547	0.99726
0.7	0.99632	0.99811	0.7	0.99604	0.99783	0.7	0.99574	0.99753	0.7	0.99544	0.99723
0.8	0.99629	0.99808	0.8	0.99601	0.9978	0.8	0.99571	0.9975	0.8	0.99541	0.9972
0.9	0.99627	0.99806	0.9	0.99598	0.99777	0.9	0.99568	0.99747	0.9	0.99538	0.99716

\* ml = cm<sup>3</sup>

Cuando el valor de la gravedad específica va a ser empleado en cálculos relacionados con el análisis granulométrico por hidrómetro (norma INV E-124), deberá determinarse para la fracción de suelo que va a ser usada en el análisis por hidrómetro o para otros fines (generalmente la porción pasante del tamiz No.200). En algunos casos, puede ser necesario el empleo de otros líquidos, como el Kerosene, para el análisis de suelos que contienen sales solubles en agua. Si el ensayo se realiza con algún líquido distinto al agua destilada, el picnómetro se deberá calibrar utilizando el mismo líquido.

Tamaño de la muestra. La muestra de ensayo compuesta por partículas menores de 4.75 mm debe tener un tamaño mínimo, de acuerdo con la Tabla 2.

**Tabla 2.** Masa recomendada para especímenes de prueba

Tipo de suelo	Masa seca del espécimen (g), usando un picnómetro de 250 ml	Masa seca del espécimen (g), usando un picnómetro de 500 ml
SP, SP-SM	60 ± 10	100 ± 10
SP-SC, SM, SC	45 ± 10	75 ± 10
Limo o Arcilla	35 ± 5	50 ± 10

Acondicionamiento cuando la muestra se maneje con la humedad natural: La masa seca ( $W_s$ ) se determina y registra al final del ensayo, evaporando el agua en el horno a una temperatura de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ . Las muestras de suelos arcillosos deben ser dispersadas en agua destilada antes de colocarlas en el picnómetro.  
Nota 5

Acondicionamiento cuando la muestra se maneje seca al horno: La muestra se seca hasta masa constante en un horno a  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ ; se enfría en un desecador, se pese y se registra la masa seca ( $W_s$ ). A continuación, se sumerge la muestra en agua destilada, por lo menos durante 12 horas.

Cuando se elimina cualquier porción de la muestra original de suelo al preparar la muestra, se debe indicar en el informe la porción sobre la cual se hizo la prueba.

*Nota 5.*- El volumen mínimo que se puede preparar en el equipo dispersor es tal, que se necesita un frasco de 500ml como picnómetro.

*Nota 6.*- El secado a  $110^\circ\text{C}$  en ciertos suelos puede hacer perder humedad de composición o hidratación. En tales suelos se debe secar con presión de aire reducida y a una temperatura más baja ( $60^\circ\text{C}$ ).

## 7. PROCEDIMIENTO

### 7.1 Método A – Procedimiento para especímenes húmedos:

En suelos orgánicos; muy plásticos, con grano muy fino; suelos tropicales; suelos con altos contenidos de halloisita, es recomendable el Método A.

- 7.1.1** Se determina el contenido de agua de una porción de la muestra de acuerdo a la norma INV E – 122. Usando este contenido de agua, se calculan los límites de masas húmedas para la gravedad específica de acuerdo con Tabla 2. Se obtiene de la muestra, un espécimen del tamaño recomendado. No se debe tomar la muestra buscando obtener una masa exacta predeterminada.
- 7.1.2** Se dispersa el suelo usando una licuadora o un aparato similar adecuado para ello. Se agrega el suelo a, aproximadamente, 100 ml de agua desaireada. El volumen mínimo de lechada que puede prepararse con este equipo, requiere el uso de un picnómetro de 500 ml.
- 7.1.3** Usando el embudo, se pone la lechada en el picnómetro. Se lava el embudo y se vierte el agua con las partículas retenidas en el embudo al picnómetro usando, para esto, el agua desaireada de la botella guardada en el recipiente aislante.
- 7.1.4** Se procede a continuación como se describe en la Sección 7.3

**7.2** *Método B – Procedimiento para especímenes secados al horno:*

- 7.2.1** Se seca el espécimen, hasta una masa constante, en un horno con temperatura de  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ . Se desmenuza cualquier terrón de suelo usando un mortero. Si el suelo no se dispersa fácilmente después del secado o ha cambiado su composición, se usa el Método de Prueba A.

Se inserta el embudo en el picnómetro. El cuello del embudo debe pasar la marca de calibración o el sello de taponamiento. Con una cuchara se introducen los sólidos de suelo en el embudo. Se lavan las partículas de suelo que queden adheridas al embudo y se vierte el agua con las partículas sólidas en el picnómetro, usando agua desaireada de la botella guardada en el recipiente aislante.

- 7.3** Preparación de lechada de suelo. Se añade agua hasta que su nivel esté entre  $1/3$  y  $1/2$  de la profundidad del cuerpo principal del picnómetro. Se agita hasta formar una lechada. Se enjuaga cualquier suelo adherido a la parte superior del picnómetro y se añade a la lechada. Si en vez de una lechada se forma una pasta viscosa, se debe usar un picnómetro de mayor volumen.

*Nota 7.-* El kerosene es mejor agente humedecedor que el agua para la mayoría de los suelos y puede usarse en lugar del agua destilada en muestras secadas al horno.

- 7.4** Extracción de aire atrapado en la lechada. Se puede extraer usando, ya sea calor (hirviéndolo) o aspirándolo con la bomba de vacío o mediante combinación de calor y aspiración.
- 7.4.1** Al usar el método del calor solamente (hirviéndolo), la operación se debe realizar, por lo menos, durante 2 horas después de que la lechada comience a hervir. Se debe usar solamente el calor necesario para mantener la lechada

hirviendo. Se agita la lechada cuanto sea necesario para evitar que el suelo se pegue o se seque en el frasco.

- 7.4.2** Si solamente se usa la bomba de vacío, el picnómetro se debe agitar continuamente bajo vacío por lo menos por dos horas. El vacío debe permanecer relativamente constante y ser suficiente para causar burbujas al comienzo del proceso de aspiración de aire.
- 7.4.3** Si se usa una combinación de calor y vacío los picnómetros se pueden colocar en un baño de agua tibia (a no más de 40°C) durante la aplicación del vacío. El nivel de agua en el baño debe estar ligeramente por debajo del nivel de agua en el picnómetro. La duración de la combinación de vacío y calor debe ser por lo menos de una hora, después de que comienza el hervor. La lechada debe agitarse cuanto sea necesario para evitar que el suelo se seque y se pegue al picnómetro.
- 7.5** Llenado y enrase del picnómetro. Se llena el picnómetro con agua desaireada introduciendo el agua por un tubo delgado, flexible, de diámetro pequeño, manteniendo el extremo de salida justamente por debajo de la superficie de la lechada en el picnómetro o, usando el tubo para llenar el picnómetro, descrito en la Sección 4.10. Si se utiliza este tubo, se llena con agua y se cierra la válvula. Se coloca el tubo de tal manera que los orificios de drenaje queden justamente al nivel de la superficie de la lechada. Se abre la válvula ligeramente para permitir que el agua fluya por encima de la lechada. A medida que se forme una capa de agua clara se levanta el tubo y se ajusta la cantidad de fluido. Si el agua que se ha sido añadida se torna turbia, no se debe agregar agua por encima de la marca calibradora ni en el área del sello de taponamiento. El agua restante se añade al día siguiente. Si se va a usar un frasco volumétrico con tapón, se llena el frasco por encima o por debajo de la marca de calibración según se prefiera.
- 7.6** Se mide y anota la masa del picnómetro con suelo y agua, ( $W_b$ ), con una aproximación de 0.01 g, usando la misma balanza utilizada para la calibración del picnómetro.
- 7.7** Determinación de la temperatura del Picnómetro – Se mide y se anota la temperatura de la lechada de suelo y agua con aproximación a 0.1°C usando el termómetro y el método empleado en la calibración del picnómetro (Sección 5.5). Esta es la temperatura  $T_x$ .
- 7.8** Masa del suelo seco Se determina la masa de un recipiente con una aproximación de 0.01 g. Se transfiere la lechada de suelo al recipiente. Es imperativo transferir la totalidad del suelo. Se puede añadir agua para lavar completamente el picnómetro. Se seca el espécimen hasta obtener una masa constante en un horno a  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  y se enfría en un desecador. Si el recipiente puede cerrarse de manera que el suelo no pueda absorber agua durante el enfriamiento, no se requerirá el desecador. Se mide la masa seca de los sólidos de suelo más el recipiente con aproximación a 0.01 g, usando la misma balanza utilizada en las anteriores determinaciones de masa. La masa seca del suelo será  $W_s$ .

**Nota 8.-** Este método ha demostrado proveer resultados más consistentes y repetibles que con la determinación de la masa seca antes de la prueba. Lo más probable es que esto se deba a la pérdida de sólidos de suelo durante la fase de desaireación.

## 8. CÁLCULOS

Las siguientes cantidades se obtienen por pesada directa.

- a) Masa del picnómetro + agua + sólidos a la temperatura del ensayo =  $W_b$  (g).
- b) Masa suelo seco =  $W_s$  (g).

la gravedad específica de los sólidos se calcula con tres decimales, mediante la siguiente fórmula:

$$G_{s\ 20^{\circ}C} = \frac{W_s \times K}{W_s + W_b - W_a}$$

donde:

$K$  = factor de corrección basado en la densidad del agua a 20°C, para expresar la gravedad específica a 20°C,  $K=(d_{w_{T_x}}/d_{w_{20^{\circ}C}})$ . Ver Tabla 1,

$W_a$  = masa del picnómetro más agua a la temperatura del ensayo de gravedad específica ( $t_x$ ), en gramos (obtenida como se indica en la Sección 5.5),

$W_s$  = masa del suelo seco (g) y

$W_b$  = masa del picnómetro + agua + suelo (g), a la temperatura de ensayo.

## 9. PRECISIÓN Y TOLERANCIAS

Los criterios para juzgar la aceptación de los resultados obtenidos en la prueba de gravedad específica mediante este método sobre el material pasante del tamiz No. 4 (4.75 mm) o No. 10 (2 mm), se presentan en la Tabla 3.

**Tabla 3.** Resultados de la prueba de Gravedad Específica

Material	Desviación Estándar		Rango aceptable de dos resultados	
	ASTM Pasante No.4	AASHTO Pasante No.10	ASTM Pasante No.4	AASHTO Pasante No.10
<i>Precisión de un solo operador</i>				
Suelos cohesivos	0.021	0.02	0.06	0.05
Suelos no cohesivos	Criterio no disponible	Criterio no disponible	Criterio no disponible	Criterio no disponible
<i>Precisión multilaboratorios</i>				
Suelos cohesivos	0.056	0.04	0.16	0.11
Suelos no cohesivos	Criterio no disponible	Criterio no disponible	Criterio no disponible	Criterio no disponible

*Nota 9.*- Los valores de desviación estándar que se muestran en las columnas respectivas de la Tabla 3 han sido encontrados como apropiados para el material descrito en la primera columna. Los valores que se muestran en las últimas dos columnas, corresponden a los límites que no deben ser excedidos por la diferencia entre dos resultados obtenidos en dos pruebas hechas apropiadamente.

## 10. NORMAS DE REFERENCIA

AASHTO T 100 – 2003

ASTM D 854 – 00



# MÉTODO PARA MEDIR EL POTENCIAL DE ASENTAMIENTO O EXPANSIÓN UNIDIMENSIONAL DE SUELOS COHESIVOS

I.N.V. E – 173 – 06

## 1. OBJETO

- 1.1** Esta norma contiene tres métodos alternativos de laboratorio para la determinación de la magnitud del hinchamiento o asentamiento de un suelo cohesivo relativamente inalterado o compactado.

*Nota 1.-* Referirse a la Sección 5 para determinar el mejor método para una aplicación particular.

- 1.2** Los métodos de prueba se pueden usar para determinar: a) La magnitud de hinchamiento bajo una presión vertical (axial) conocida, o b) la magnitud de la presión vertical necesaria para mantener sin cambio de volumen especímenes confinados lateralmente y cargados sobre un eje axial.
- 1.3** Los valores establecidos en unidades SI deben ser considerados como la norma.
- 1.4** Esta norma no pretende considerar los problemas de seguridad asociados con su uso. Es responsabilidad de quien emplee esta norma el establecer prácticas apropiadas de seguridad y salubridad y el determinar la aplicabilidad de limitaciones regulatorias antes de su empleo.

## 2. DEFINICIONES

- 2.1** *Levantamiento, L* – Aumento en la altura vertical,  $\Delta h$ , de una columna de suelo in-situ de altura  $h$ , luego de absorber agua.
- 2.2** *Porcentaje de hinchamiento o asentamiento, %* – Aumento o disminución de la proporción de cambio en la altura vertical,  $\Delta h$ , con respecto a la altura original de una columna de suelo in-situ:

$$h \times 100 \quad \text{ó} \quad \frac{\Delta h}{h} \times 100$$

- 2.3** *Asentamiento, L* – Disminución en altura vertical,  $\Delta h$ , de una columna de suelo in-situ de altura  $h$ .
- 2.4** *Expansión, L* – Aumento en elevación o dilatación de columna de suelo después de absorción de agua.
- 2.5** *Expansión libre, %* – Porcentaje de levantamiento,  $\frac{\Delta h}{h} \times 100$ , después de absorción de agua a la presión de asentamiento  $s_{se}$ .

- 2.6 *Expansión primaria, L* – Un hinchamiento de corto plazo, definido de manera arbitraria, generalmente se considera que ha sido completado en el tiempo correspondiente a la intersección de la tangente de curvatura inversa con la prolongación del tramo recto final, que representa el hinchamiento a largo plazo o secundario, en un trazo semilogarítmico, *cambio dimensional vs. Logaritmo de tiempo* (Figura 1).
- 2.7 *Expansión secundaria, L* – Un hinchamiento de largo plazo, definido de manera arbitraria, generalmente caracterizado como la porción lineal final de la curva de cambio dimensional contra logaritmo de tiempo, al completar el hinchamiento de corto plazo o primario (Figura 1).
- 2.8 *Índice de expansión* – Es la pendiente de la curva de descarga (rebote) *que relaciona presión con relación de vacíos* en un gráfico semi-logarítmico.
- 2.9 *Presión de expansión.  $FL^{-2}$*  – 1) una presión que evita el hinchamiento del espécimen como se obtiene en el método C, o 2) aquella presión que se requiere para devolver el espécimen a su estado original (relación de vacíos, altura) después del hinchamiento en el método A o B.

*Nota 2.-* Las presiones de hinchamiento por el método C, corregidas por alteración del espécimen, pueden ser similares o ligeramente mayores que las del método A.

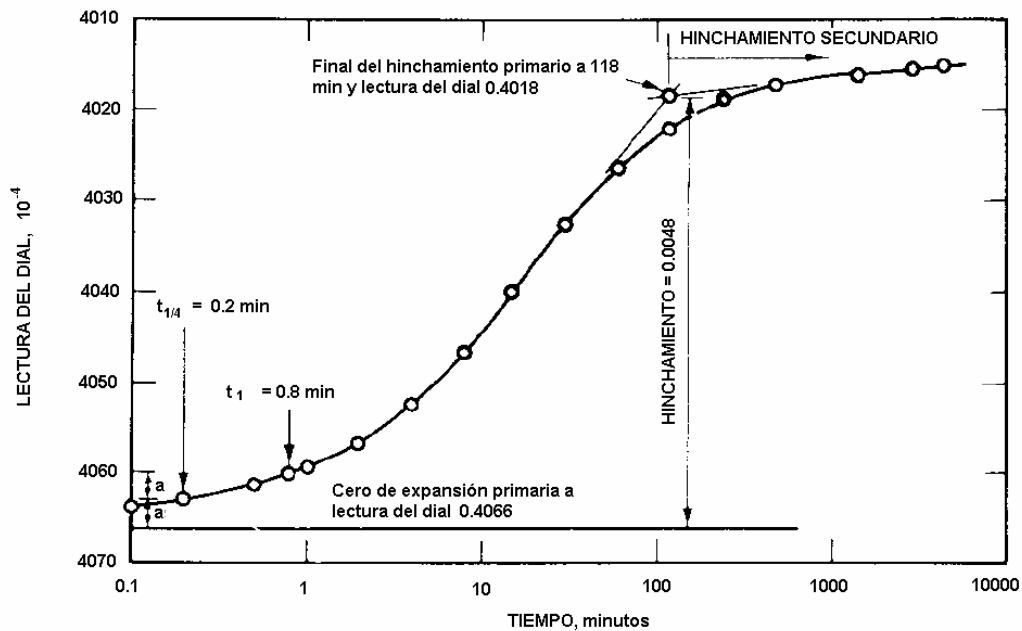


Figura 1. Curva Tiempo – Hinchamiento

### 3. RESUMEN DEL MÉTODO

Los siguientes tres métodos de prueba alternativos requieren que un espécimen de suelo sea confinado lateralmente y cargado de manera axial en un consolidómetro con acceso a agua libre.

- 3.1 *Método A* – Se inunda el espécimen permitiéndosele el hinchamiento vertical a la presión de asentamiento o fijamiento (presión de por lo menos 1 kPa (0.01 kgf/cm<sup>2</sup>) aplicada por medio de pesas colocadas sobre la piedra porosa hasta completar la expansión primaria. Después de ocurrida la expansión primaria, el espécimen es cargado hasta obtener su relación de vacíos/altura inicial.
- 3.2 *Método B* – Una presión vertical que exceda la presión de asentamiento o fijamiento, es aplicada al espécimen antes de la colocación de agua libre en el consolidómetro. La magnitud de la presión vertical es generalmente equivalente a la presión de sobrecarga vertical o a la carga estructural in-situ o a ambas, pero pueden variar dependiendo de la aplicación de los resultados de prueba. Al espécimen se le da acceso a agua libre. Esto puede resultar en expansión, expansión y luego contracción, contracción, o contracción y luego hinchamiento. La cantidad de hinchamiento o asentamiento se mide a la presión aplicada, después de que el movimiento sea insignificante.
- 3.3 *Método C* – El espécimen se mantiene a una altura constante por ajustes en la presión vertical después de haberse inundado el espécimen en agua libre para obtener la presión de expansión. Subsecuentemente se ejecuta una prueba de consolidación de acuerdo con la norma INV E – 151. Los datos relacionados con el rebote o descarga se emplean para calcular el potencial de expansión.

### 4. USO Y SIGNIFICADO

- 4.1 El potencial relativo de hinchamiento/asentamiento del suelo, determinado por este método, puede ser usado para estimar el levantamiento o asentamiento esperado para condiciones dadas de humedad final y carga. El contenido de agua inicial y relación de vacíos deben ser representativos del suelo in-situ inmediatamente antes de la construcción. La selección del método de prueba, carga y secuencias de inundación deben simular tanto como sea posible, los efectos de humedecimiento y secado durante la construcción o post-construcción, así como los cambios en las condiciones de carga.
- 4.2 Los suelos que contienen montmorillonita son propensos a tener un significativo potencial de expansión y son los generalmente evaluados por estos métodos de prueba.
- 4.3 Los especímenes de prueba preparados en laboratorio deben duplicar las condiciones del suelo in-situ o las condiciones de suelo compactado en el terreno lo más exactamente posible, debido a que variaciones relativamente pequeñas en la masa unitaria y en el contenido de agua pueden alterar significativamente el levantamiento medido y la presión de expansión. Diferencias en la estructura del suelo de los especímenes compactados, tales como las obtenidas por moldeo o compactación estática, podrían también tener un impacto significativo en el comportamiento de expansión/asentamiento de suelos cohesivos.

- 4.4** Estos métodos de prueba son aplicables a especímenes de ensayo inalterados, remoldeados, o ambos, como sigue:
- 4.4.1** *Método A* – Este método de prueba mide a) la expansión libre, b) porcentaje de levantamiento para presiones verticales de confinamiento hasta la presión de expansión, y c) la presión de expansión.
- 4.4.2** *Método B* – Este método de prueba mide a) el porcentaje de levantamiento o de asentamiento con presión vertical generalmente equivalente a la presión in-situ calculada con sobrecarga vertical y a otra presión vertical hasta la presión de expansión, y b) la presión de expansión.
- 4.4.3** *Método C* – Este método de prueba mide a) la presión de expansión, b) la presión de preconsolidación, y c) el porcentaje de levantamiento o asentamiento dentro del rango de aplicación de las presiones verticales aplicadas.

*Nota 3.-* Los métodos A y C han producido estimativos de levantamientos consistentes con los levantamientos observados. El método B podría llevar a estimativos de levantamientos menores a los levantamientos observados. El método A no ha sido recomendado para la evaluación de presiones de expansión y parámetros de consolidación para estimativos de asentamientos debido a que la absorción de agua, bajo prácticamente ninguna restricción, podría alterar la estructura del suelo.

## 5. EQUIPO Y MATERIALES

- 5.1** *Consolidómetro* – Este aparato debe cumplir con los requerimientos de la norma INV E – 151. El aparato debe ser capaz de aplicar una presión en el espécimen de (1) por lo menos 200% del máximo de la presión de diseño anticipada, o (2) la presión requerida para mantener la altura original del espécimen cuando éste es inundado (Método C), la que sea mayor.

La rigidez del consolidómetro influencia la expansión observada, particularmente con el método C. Por lo tanto, se deben usar consolidómetros de alta rigidez con el método C (ver norma INV E – 151)

*Nota 4.-* Pequeños incrementos en volumen de suelo pueden mitigar significativamente las presiones de expansión. Por lo tanto, las variaciones en desplazamientos que ocurren durante la determinación de presiones de expansión por el método C deben ser tan pequeñas como sea posible para reducir la magnitud de la corrección requerida en la sección 8.2.5. Las medidas, especialmente las de presión de expansión, se deben basar en correcciones por compresión de miembros.

- 5.2** *Piedras porosas* – Las piedras deben ser pulidas y lo suficientemente finas para minimizar la intrusión de suelo en las piedras cuando no se emplee papel filtro y deberán reducir desplazamientos falsos causados por asentamientos del espécimen contra la superficie de las piedras porosas (Nota 5). Tales desplazamientos pueden ser significativos, especialmente si los desplazamientos y las presiones verticales aplicadas son pequeños.
- 5.2.1** Las piedras porosas deben ser secadas al aire.
- 5.2.2** Las piedras porosas deben ajustarse bien al anillo del consolidómetro para evitar extrusiones o punciones a altas presiones verticales.

**Nota 5.-** Un tamaño adecuado de poro es de 10  $\mu\text{m}$  si no se usa papel filtro. Este papel no es recomendado debido a su alta compresibilidad y no se debe usar al medir expansión/asentamiento de arcillas duras y al medir la presión de expansión por el método C.

- 5.3** *Membrana Plástica, Lámina de aluminio o toallas de papel húmedas* – Una cobertura floja usada para cubrir el espécimen, anillo y piedras porosas antes de inundar el espécimen; son elementos usados para minimizar la evaporación de la muestra.

## **6. PREPARACIÓN DEL ESPÉCIMEN**

Se miden la altura del anillo portamuestra que se utilice,  $h$ , en mm, y el diámetro interior, con el fin de determinar la sección recta,  $S$ , en  $\text{mm}^2$ , y el volumen interior del anillo en  $\text{cm}^3$ .

El espécimen para el ensayo se puede preparar por diferentes procedimientos, a partir de la muestra de suelo que se disponga. Cualquiera que sea el procedimiento, se debe operar en un ambiente que tenga una humedad relativa no inferior al 50%. En el caso de suelos sensibles a la pérdida de humedad, es necesario tallar el espécimen en cámara húmeda o un recinto análogo que tenga una humedad relativa del  $90\% \pm 5\%$ .

- 6.1** *Por extrusión de una muestra inalterada contenida en un tubo portamuestras* – Es necesario utilizar un anillo portamuestra con borde cortante si el diámetro de la muestra es mayor que el diámetro del anillo y se procede de la forma siguiente:
- 6.1.1** Se sujeta el tubo portamuestra en el equipo de extracción y se coloca el anillo de manera que su eje coincida con el del tubo. Si se utiliza un anillo con borde cortante, éste debe estar en contacto con la superficie de la muestra.
- 6.1.2** Se extrae la muestra de manera que vaya penetrando en el anillo, hasta que sobresalga del mismo.
- 6.1.3** Se corta la muestra por el otro extremo con una sierra de hilo, dejando un espesor algo mayor que el del anillo.
- 6.1.4** Cuando se trate de suelos que contengan partículas gruesas u otros elementos que puedan dar lugar a alteraciones de la muestra durante el proceso de extrusión, se debe utilizar un anillo portamuestra de borde cortante y cuyo diámetro interior sea igual que el de la muestra.
- 6.2** *Por tallado, partiendo de una muestra inalterada en bloque* – Se emplea el anillo con borde cortante, y se procede como se indica a continuación:
- 6.2.1** Se prepara en la muestra una zona con la superficie horizontal, de un tamaño apreciablemente mayor que el diámetro interior del anillo, con la precaución de mantener la orientación que tenía la muestra en el terreno.
- 6.2.2** Se sitúa el anillo sobre la mencionada superficie, con el borde cortante en contacto con la muestra.

- 6.2.3 Utilizando como guía la pared exterior del anillo, se talla un cilindro cuyo diámetro sea aproximadamente el diámetro exterior del anillo y de altura superior a éste.
- 6.2.4 Se va introduciendo el anillo en la muestra, hasta que ésta sobresalga por la parte opuesta al borde cortante, cortando seguidamente por debajo de éste.
- 6.3 *Por remoldeo, cuando así se especifique* – Se prepara la muestra, realizando la compactación con las condiciones deseadas, en un molde adecuado.
  - 6.3.1 Se aplica seguidamente uno de los procedimientos antes descritos, según sea el caso.
  - 6.3.2 En todos los procedimientos mencionados, se enrasan las dos caras del espécimen de forma que queden planas y al mismo nivel que los bordes del anillo, evitando pulirlas durante el proceso.
  - 6.3.3 Una vez preparado el espécimen dentro del anillo, se determina inmediatamente su masa en gramos y se coloca el conjunto dentro de un recipiente estanco, hasta el momento de montar el ensayo.

## 7. PROCEDIMIENTO

- 7.1 Se ensambla el anillo con el espécimen, el papel filtro seco, si se usa, y piedras porosas secadas al aire en el aparato de carga. Se envuelven el espécimen, anillo, papel filtro, si lo hay, y las piedras porosas, tan pronto como sea posible, con una membrana de plástico floja, toalla de papel húmeda o lámina de aluminio para minimizar cambios en el contenido de humedad y en el volumen del espécimen a causa de la evaporación. Esta envoltura se puede retirar y descartar a la hora de la inundación del espécimen.
- 7.2 Se aplica una presión de asentamiento o fijamiento,  $s_{se}$ , de por lo menos 1 kPa (0.01 kgf/cm<sup>2</sup>). Dentro de los 5 minutos después de la aplicación de  $s_{se}$ , se ajusta el dispositivo extensiómetro de deformación para la lectura inicial o de cero.
- 7.3 Una representación gráfica de los resultados de los tres métodos alternativos de prueba mostrados en la Figura 2, incluye correcciones por la compresibilidad del consolidómetro. Estos métodos de prueba son ejecutados de acuerdo con la norma INV E – 151, exceptuándose lo siguiente:
  - 7.3.1 *Método A* – Después de haber anotado la lectura inicial de deformación a la presión de asentamiento, se inunda el espécimen y se anotan las deformaciones después de varios tiempos. Lecturas a 0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 15, y 30 minutos y de 1, 2, 4, 8, 24, 48 y 72 horas, son generalmente satisfactorias. Se continúan las lecturas hasta que se haya completado la expansión primaria, como se determina por el método ilustrado en la Figura 1. Después de completar la expansión, se aplica una presión vertical de aproximadamente 5, 10, 20, 40, 80, etc., kPa (0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.8, etc., kgf/cm<sup>2</sup>), con cada presión mantenida constante, de acuerdo con la norma INV E – 151. Se mantiene la presión hasta que el espécimen sea recomprimido a su relación inicial de vacíos/altura. La duración de cada incremento de carga debe ser igual y de una duración que asegure 100% de consolidación primaria (ver norma INV E – 151).

**Nota 6.-** Alguna expansión secundaria puede ser registrada para poder determinar gráficamente el final del hinchamiento primario.

**Nota 7.-** La duración de un incremento de carga típico es de 1 día.

**Nota 8.-** Se deben aplicar presiones verticales para recomprimir el espécimen a relaciones de vacíos menores a la relación de vacíos inicial (punto 6, Figura 2, Método A), puesto que la magnitud exacta de la presión vertical requerida para recomprimir el espécimen a su inicial relación inicial de vacíos, se desconoce. Unidades de carga equipadas con reguladores neumáticos son idealmente apropiadas para este propósito.

**7.3.2** El método A puede ser modificado para aplicar una presión vertical inicial,  $s_1$ , sobre el espécimen equivalente a la presión vertical estimada en el suelo in-situ dentro de los 5 minutos de aplicada la presión de asentamiento o fijamiento y haber asegurado la lectura de cero deformación. Se lee la deformación dentro de los 5 minutos y se retira la presión vertical, exceptuando la presión de asentamiento. Se anota la deformación dentro de los 5 minutos después del retiro de  $s_1$ , se inunda el espécimen y se continúa la prueba como se describió en la Sección 7.3.1. Esta modificación provee una corrección a la lectura de la deformación inicial a  $s_{se}$  en un esfuerzo por duplicar lo mejor posible la relación de vacíos del suelo in-situ.

**7.3.3** *Método B* – Se aplica una presión vertical que exceda la presión de asentamiento, dentro de los 5 minutos siguientes de haber aplicado la presión de asentamiento. Se lee la deformación dentro de los 5 minutos siguientes de haber aplicado la presión vertical. El espécimen es inundado inmediatamente después de leída la deformación y las lecturas de deformación se registran después de transcurridos tiempos similares a los mencionados en la Sección 7.3.1 y hasta que la expansión primaria se haya completado. Se continua la prueba como se describe en la Sección 7.3.1.

**7.3.4** *Método C* – Se aplica una presión inicial,  $s_1$ , equivalente a la presión vertical calculada in-situ o a la presión de expansión dentro de los 5 minutos después de aplicada la presión de asentamiento o fijamiento. Se lee la deformación dentro de los 5 minutos después de aplicar  $s_1$ , e inmediatamente se inunda el espécimen con agua. Se aplica incrementos de presión vertical como sea necesario para prevenir la expansión (ver Nota 8). Las variaciones de la lectura de deformación al momento de inundar el espécimen a presión  $s_1$  se deben mantener preferiblemente dentro de 0.005 mm (0.0002”) y en no más de 0.010 mm (0.0004”). Se carga el espécimen de acuerdo con lo indicado en la Sección 7.3.1, hasta no haber más tendencia a la expansión (generalmente de un día para otro). Los incrementos de carga deben ser suficientes para definir el punto máximo de curvatura en la curva de consolidación y para determinar la pendiente de la curva virgen de compresión. La curva de descarga después de la consolidación, también debe ser determinada como lo ilustra la Figura 2 (método C). La duración de los decrementos de carga de rebote o descarga debe estar de acuerdo con la norma INV E- 151.

**Nota 9.-** El uso de pequeños incrementos de peso, tales como balines de plomo, proveen el control adecuado necesario para prevenir expansión.

**7.4** Las medidas deberán incluir la hora de la lectura, la presión aplicada, la deformación observada y las correcciones por compresión de miembros.

## 8. CÁLCULOS

**8.1** Se calcula la relación de vacíos inicial o altura, contenido de humedad, masas unitarias húmedas y secas, y grado de saturación, de acuerdo con la norma INV E – 151. La relación de vacíos o cálculos de porcentaje de levantamiento, están basados en la lectura final del dial para cada incremento de expansión y para incremento o decremento de carga. La relación de vacíos o el porcentaje de levantamiento pueden ser trazados versus el logaritmo de la presión vertical, como en los ejemplos de los tres métodos ilustrados en los gráficos de la Figura 2. El porcentaje de levantamiento debe ser relativo a la altura inicial del espécimen,  $h_o$ , observada para una apropiada presión vertical aplicada,  $s$ , (ver 3.1.2). La relación de vacíos o porcentaje de levantamiento versus presión vertical en una escala aritmética puede también ser útil para aplicaciones prácticas.

**8.2** Los datos señalados en un grafico “ $e$  vs.  $\log s$ ” (Figura 2) pueden ser usados para evaluar los parámetros de asentamiento y expansión del suelo ensayado.

**8.2.1** *Método A* – La expansión libre a la presión de asentamiento relativa a la relación de vacíos inicial,  $e_o$ , se obtiene como sigue (ver Figura 2, Método A).

$$\frac{\Delta h}{h_o} \times 100 = \frac{e_{se} - e_o}{1 + e_o} \times 100 = \left( \frac{g_{do}}{g_{dse}} - 1 \right) \times 100$$

donde:

$\Delta h$  = cambio de altura del espécimen;

$h_o$  = altura inicial del espécimen;

$e_{se}$  = relación de vacíos después de estabilizar la expansión a la presión de asentamiento,  $s_{se}$ ;

$e_o$  = relación de vacíos inicial

$\gamma_{do}$  = masa unitaria seca a la relación de vacíos  $e_o$ , y

$\gamma_{dse}$  = masa unitaria seca a la relación de vacíos  $e_{se}$ .

**Nota 10.-** La Figura 2, (Método A) muestra la expansión libre a la presión de asentamiento  $s_{se} = 1$  kPa (0.01 kgf/cm<sup>2</sup>).

$$\frac{\Delta h}{h_o} \times 100 = \frac{0.908 - 0.785}{1 + 0.785} \times 100 = 6.9\%$$

El porcentaje de levantamiento de 6.9%, se puede leer directamente en la ordenada derecha de la Figura 2 (Método A) para  $e_{se} = 0.908$ , punto 4.



- 8.2.2** El porcentaje de levantamiento a una presión vertical,  $s$ , hasta la presión de expansión,  $s_{sp}$ , relativa a  $e_o$  o a una apropiada presión vertical inicial  $s_{vo}$ , es como sigue (ver Figura 2, Método A):

$$\frac{\Delta h}{h_o} \times 100 = \frac{e - e_o}{1 + e_o} \times 100 = \left( \frac{g_{do}}{g_d} - 1 \right) \times 100$$

donde:

$e$  = relación de vacíos a la presión vertical, y

$\gamma_{do}$  = masa unitaria seca a la relación de vacíos  $e$ .

$$\frac{\Delta h}{h_o} \times 100 = \frac{0.830 - 0.785}{1 + 0.785} \times 100 = 2.5 \%$$

*Nota 11.-* La Figura 2, (Método A) ilustra un porcentaje de levantamiento, como sigue:

donde:

$e = e_{vo} = 0.830$ , y

$s = s_{vo} = 100$  kPa (1 kgf/cm<sup>2</sup>)

La presión de hinchamiento,  $s_{sp}$ , es dada por 400 kPa (4 kgf/cm<sup>2</sup>) relativa a  $e_o = 0.785$

- 8.2.3** La Figura 2 se puede trazar con la masa unitaria seca,  $\gamma_d$ , versus el logaritmo de presión aplicada,  $s$ , en vez de relación de vacíos,  $e$ , versus logaritmo de  $s$ , si las gravedades específicas no se han determinado. La expansión por cualquier cambio en la masa unitaria seca dentro de los límites de los resultados de prueba se puede determinar de manera similar a la descrita en la Sección 8.2.1.
- 8.2.4** *Método B* – El porcentaje de levantamiento a la presión vertical,  $s_{vo}$ , aplicada después de la presión de asentamiento (ver Sección 4.4.2), relativa a  $e_o$ , se obtiene como sigue (ver Figura 2, Método B):

$$\frac{\Delta h}{h_o} \times 100 = \frac{e_{vo} - e_o}{1 + e_o} \times 100 = \left( \frac{g_{do}}{g_{dvo}} - 1 \right) \times 100$$

donde:

$e_{vo}$  = relación de vacíos después de estabilizada la expansión a la presión vertical aplicada,  $s_{vo}$ , y

$g_{dvo}$  = masa unitaria seca a la relación de vacíos  $e_{vo}$

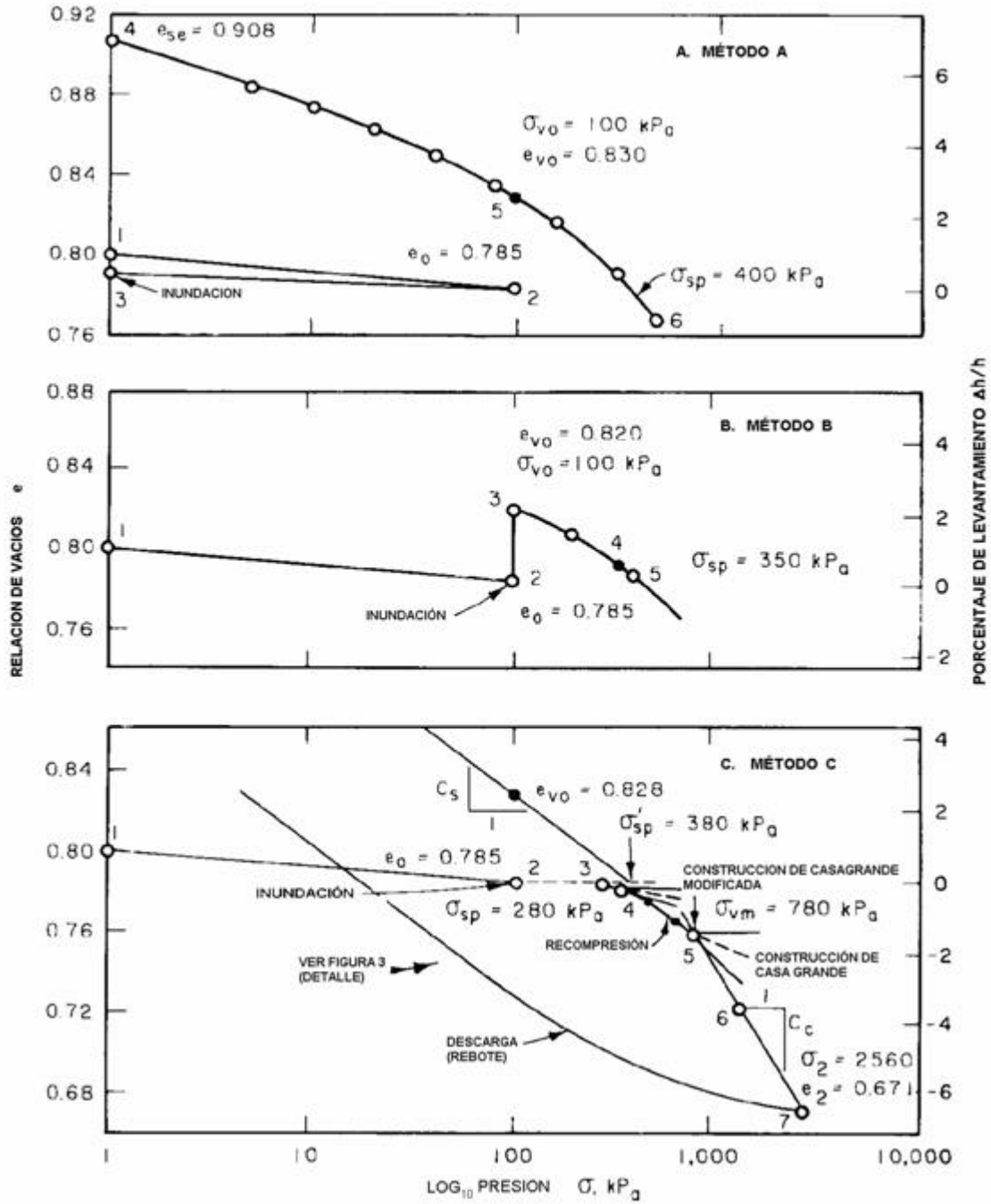


Figura 2. Curvas “Relación de Vacíos – Logaritmo de Presión”

**Nota 12.-** La Figura 2 (Método B) ilustra un porcentaje de levantamiento, como sigue:

$$\frac{\Delta h}{h_o} \times 100 = \frac{0.820 - 0.785}{1 + 0.785} \times 100 = 2.0\%$$

Donde:

$$S = S_{vo}, = 100 \text{ kPa (1.0 kgf/cm}^2\text{), y}$$

$$S_{sp} = \text{presión de hinchamiento} = 350 \text{ kPa (3.5 kgf/cm}^2\text{) para } e_o = 0.785$$

Los cálculos de asentamiento son similares si el espécimen se contrae a la presión vertical aplicada después del acceso al agua.

**8.2.5 Método C** – La presión de hinchamiento  $s_{sp}$  (punto 3, Figura 2, Método C) deberá corregirse soliviándola con un procedimiento apropiado de construcción. Suelos alterados y el proceso de ajuste de presiones verticales pueden ocasionar alguna expansión de volúmenes, lo cual reduce la máxima presión de hinchamiento observada.

**Nota 13.-** Procedimientos apropiados de corrección incluyen aquellos basados en la presión de preconsolidación  $s_{vm}$ . Un procedimiento de construcción para suelos que caen en la parte virgen de la curva de compresión donde la curva de recompresión no es evidente, es como sigue: a) localizar el punto de máxima curvatura (punto 5, Figura 2, Método C); b) dibujar líneas horizontal, tangencial y bisectriz a través del punto de máxima curvatura; c) dibujar, hacia atrás, la parte virgen de la curva de compresión para intersectar la bisectriz; en la intersección se muestra la presión de preconsolidación  $s_{vm}$ , o 780 kPa (Figura 2, Método C). La presión de expansión tomada como la presión de preconsolidación. La pendiente de la curva de rebote de estos suelos es usualmente mucho menor que la de la curva de compresión.

**Nota 14.-** Un procedimiento modificado de construcción puede ser usado para suelos que caen en la curva de recompresión (Figura 2, Método C). El procedimiento de construcción es como sigue: a) localizar el punto de máxima curvatura (punto 4, Figura 2, Método C); b) dibujar líneas horizontal, tangencial y bisectriz a través del punto de máxima curvatura; c) extender la línea de recompresión a través de la línea bisectriz. La intersección de la línea de recompresión con la línea bisectriz se designa como la presión de expansión corregida,  $s'_{sp}$ , la cual es 380 kPa para el ejemplo en la Figura 2 (Método C). Un detalle de esta construcción se muestra en la Figura 3.  $s'_{sp}$  en este caso es menor que  $s_{vm}$ . Si la línea de recompresión no está bien definida, se dibuja una línea paralela con la curva de descarga (rebote) para relaciones de vacíos mayores de  $e_o$ , a través de la línea bisectriz. Frecuentes incrementos de carga pueden ser necesarios para definir cualquier curva de recompresión.

**8.2.6** Se dibuja una curva apropiada paralela a la curva de rebote (o de recompresión) para relaciones de vacíos mayores que  $e_o$ , a través de la presión de expansión corregida  $s'_{sp}$  a la inicial relación de vacíos  $e_o$  dada por el punto 3, Figura 2 (Método C), para obtener el porcentaje de levantamiento para cualquier presión vertical relativa a  $s'_{sp}$  y  $e_o$ , dentro de los límites de los resultados del ensayo.

**Nota 15.-** El porcentaje de levantamiento calculado con el método C para  $S_{vo} = 100 \text{ kPa (1.0 kgf/cm}^2\text{)}$ , es como sigue:

$$\frac{\Delta h}{h_o} \times 100 = \frac{e_{vo} - e_o}{1 + e_o} \times 100 = \frac{0.828 - 0.785}{1.0 + 0.785} \times 100 = 2.4\%$$

- 8.2.7** El porcentaje de asentamiento (porcentaje negativo de levantamiento) podría ser evaluado a partir de la relación de vacíos  $e_2$  que excede la presión de expansión corregida, de la siguiente manera:

$$\frac{\Delta h}{h_o} \times 100 = \frac{e_2 - e_o}{1 + e_o} \times 100$$

*Nota 16.-* La Figura 2 (Método C) ilustra el porcentaje de asentamiento de la siguiente manera:

$$\frac{\Delta h}{h_o} \times 100 = \frac{0.671 - 0.785}{1.0 + 0.785} \times 100 = -6.4 \%$$

donde:

$e_2 = 0.671$ , y

$s_2 = 2560 \text{ kPa}$  (25.6 kgf/cm<sup>2</sup>)

## 9. INFORME

El informe debe incluir la información requerida en la norma INV E – 151, y debe incluir, también, lo siguiente:

- 9.1** Toda desviación del procedimiento, incluyendo cambios en las secuencias de cargas.
- 9.2** El porcentaje de levantamiento o asentamiento para la presión vertical dada y la presión de expansión  $s_{sp}$ , o la presión de expansión corregida  $s'_{sp}$ . El índice de compresión,  $C_c$ , y el índice de expansión,  $C_s$ , deben ser reportados si ellos fueron evaluados. Todas las desviaciones del procedimiento descrito para el cálculo de estos parámetros y los procedimientos de corrección usados para determinar el porcentaje de levantamiento o asentamiento y  $s'_{sp}$ , deben ser descritos.
- 9.3** El tipo de agua usada para inundar el espécimen.

## 10. PRECISIÓN Y TOLERANCIAS

- 10.1** *Precisión* – Los datos para determinar la precisión de este método se encuentran en evaluación.
- 10.2** *Tolerancias* – No hay valores de referencia aceptados para este método de prueba, por lo tanto, la tolerancia no puede ser determinada.



# GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DE AGREGADOS FINOS

I.N.V. E – 222 – 07

## 1. OBJETO

- 1.1 Esta norma describe el procedimiento que se debe seguir para la determinación de gravedades específicas bulk y aparente  $23 \pm 0.1/23^{\circ}\text{C}$  ( $73.4/73.4^{\circ}\text{F}$ ), así como la absorción de agregados finos.
- 1.2 Este método determina (después de 15 horas en agua) la gravedad específica bulk y la aparente como están definidas en la norma INV E – 223, la gravedad específica bulk basada en la masa saturada y superficialmente seca del agregado, y la absorción como está definida en la norma INV E – 223.
- 1.3 Los valores establecidos en unidades SI deben ser considerados como la norma.
- 1.4 Esta norma no pretende considerar los problemas de seguridad asociados con su uso. Es responsabilidad de quien emplee esta norma el establecer prácticas apropiadas de seguridad y salubridad y el determinar la aplicación de limitaciones regulatorias antes de su empleo.

## 2. EQUIPO

- 2.1 *Balanza* – Con capacidad mínima de 1 kg, sensibilidad de 0.1g o menor, y una exactitud de 0.1% de la masa de la muestra en cualquier punto del rango de pesada empleado en el ensayo. Para un rango de 100g, las lecturas serán exactas con una diferencia de 0.1g.
- 2.2 *Picnómetro* – U otro recipiente aforado en el que se puede introducir fácilmente la muestra de agregado fino y capaz de apreciar volúmenes con una exactitud de  $\pm 0.1 \text{ cm}^3$ . Su capacidad hasta el enrase será, como mínimo, un 50 por ciento mayor que el volumen ocupado por la muestra. Un frasco volumétrico de  $500 \text{ cm}^3$  o un frasco de fruta con tapa de picnómetro son satisfactorios para 500g de muestra de prueba en la mayoría de los agregados finos. Un frasco de Le Chatelier descrito en la norma INV E – 307 es satisfactorio para una muestra de prueba de aproximadamente 55g.
- 2.3 *Molde cónico* – Molde metálico, construido con una chapa de 0.8 mm de espesor como mínimo, y de  $40 \pm 3 \text{ mm}$  de diámetro interior en su base menor,  $90 \pm 3 \text{ mm}$  de diámetro interior en una base mayor y  $75 \pm 3 \text{ mm}$  de altura.
- 2.4 *Pisón* – Varilla metálica recta, con una masa de  $340 \pm 15 \text{ g}$  y terminada por uno de sus extremos en una superficie circular plana para el apisonado, de  $25 \pm 3 \text{ mm}$  de diámetro.

### 3. PREPARACIÓN DEL ESPÉCIMEN DE PRUEBA

**3.1** Se toma una muestra de agregado fino de aproximadamente 1 kg, aplicando los procedimientos descritos en la norma INV E- 202.

**3.1.1** Se seca el espécimen de prueba en un recipiente adecuado hasta masa constante a una temperatura de  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$  ( $290 \pm 9^{\circ}\text{F}$ ). Se permite que enfrié hasta temperatura en la que sea manejable, se cubre con suficiente agua o al menos que quede con una humedad de 6% el agregado fino, y se mantiene en ese estado de 15 a 19 horas.

**3.1.2** Cuando las gravedades específicas y la absorción vayan a ser utilizadas en el diseño de mezclas de hormigones hidráulicos, en las que los agregados son utilizados normalmente en estado húmedo, se puede prescindir del secado previo hasta masa constante. Además, si los agregados se han mantenido previamente con su superficie continuamente mojada, se puede igualmente omitir el período de 15 a 19 horas de inmersión.

*Nota 1.*– Los valores que se obtienen para la absorción y la gravedad específica referida a condición saturada y superficialmente seca, pueden ser significativamente más altos si se omite el secado previo antes del período de inmersión.

**3.2** Después del período de inmersión, se decanta cuidadosamente el agua para evitar la pérdida de finos y se extiende la muestra sobre una superficie plana no absorbente, se inicia la operación de secar la superficie de las partículas, dirigiendo sobre ella una corriente moderada de aire caliente, si se desea para agilizar y homogenizar el secado se voltea periódicamente la muestra, y se continua el secado hasta que las partículas puedan fluir libremente. Se sigue el procedimiento indicado en la sección 3.2.1 para determinar si o no la superficie de las partículas de agregado fino esta aun húmeda. Si al realizar la primera prueba con el cono considera que todavía hay humedad superficial en el espécimen se continúa el secado y se efectúa periódicamente la prueba del cono hasta alcanzar la condición saturada y superficialmente seca. Si el primer ensayo con el cono indica que no hay agua superficial o se ha secado más de la condición saturada y superficialmente seca, se agrega a la muestra de agregado fino unos pocos mililitros de agua se mezcla y se deja en reposo en un recipiente cubierto durante 30 minutos. Después de este tiempo se reinicia el proceso de secado y prueba de cono a intervalos frecuentes, hasta alcanzar la condición saturada y superficialmente seca.

**3.2.1** *Prueba del cono para chequear la condición saturada y superficialmente seca* – Cuando se empieza a observar visualmente que se está aproximando el agregado fino a esta condición, se sujeta firmemente el molde cónico con su diámetro mayor apoyado sobre una superficie plana no absorbente, se pone en su interior, una porción de muestra suficiente para llenarlo, y sin apelmazar se apisona ligeramente con 25 golpes de la varilla, cada golpe se debe dar dejando caer libremente el pisón bajo la acción de la gravedad únicamente, desde unos 5 mm (0.2”) por encima de la superficie superior del agregado fino en el momento del golpe. Se levanta a continuación, con cuidado, verticalmente el molde, si hay humedad superficial aun presente, la muestra de agregado fino mantendrá su forma cónica, por lo que se continuará secando y

mezclando la muestra, realizando frecuentemente la prueba del cono hasta que se produzca un primer desmoronamiento superficial. Cuando los agregados finos se derrumban parcialmente, es indicativo que se ha alcanzado la condición de seco superficial. Algunos agregados finos angulares o materiales con alta proporción de finos pueden que no se derrumben en la condición de secos superficialmente. Esto puede ocurrir si se presentan finos suspendidos en el aire (volantes) al dejar caer sobre una superficie la cantidad de muestra de ensayo que puede ser sostenida en una mano, desde una altura entre 100 y 150 mm. Para estos materiales la condición saturada y superficialmente seco puede ser considerada como el punto en el cual un lado se asienta ligeramente al remover el molde.

**Nota 2** –Los siguientes criterios se han usado para los materiales que no se derrumban fácilmente:

- 1- *Prueba provisional de cono* – El llenado se hace de acuerdo con la Sección 3.2.1 excepto en lo referente a los golpes, se usan solamente 10 golpes con el pisón. Se agrega mas agregado fino y nuevamente se usan 10 golpes del pisón. Posteriormente se agrega más material en dos tiempos, se usan tres y dos golpes del pisón, respectivamente. Se enrasa la parte superior del molde, se remueve el material suelto alrededor de la base; y se levanta verticalmente el molde.
- 2- *Prueba superficial provisional* – Si se observan partículas volantes cuando el agregado fino es tal que no se derrumba cuando esta en la condición de humedad, se añade mas humedad a la arena y se trata para llevarla a la condición saturada y superficialmente seca, en el instante que se considera alcanza la condición se hace el siguiente chequeo: Con la mano se arma suavemente una pasta (torta) de 100 g de material se coloca sobre una superficie plana, seca, limpia, oscura, o una superficie mate no absorbente como una lámina de caucho o en una superficie de acero, de material galvanizado o una superficie metálica pintada de negro. Después de 1 a 3 segundos se remueve la torta de agregado fino. Si se puede apreciar humedad en la superficie plana por más de 1 o 2 segundos quiere decir que en el agregado hay humedad superficial.
- 3- Para alcanzar la condición saturada y superficialmente seca de un material de un solo tamaño que se derrumba aun teniendo humedad superficial, se pueden utilizar toallas de papel resistentes para secar la humedad superficial, hasta el punto justo en donde la toalla de papel no absorba más humedad de la superficie de las partículas del agregado fino.

## 4. PROCEDIMIENTO

- 4.1 Se hacen y registran todas las determinaciones de peso con aproximación a 0.1 g.
- 4.2 Se llena parcialmente el picnómetro con agua. Inmediatamente, se introducen en el picnómetro,  $500 \pm 10$  g del agregado fino saturado y superficialmente seco, preparado como se ha descrito en la sección 3, y se le añade agua hasta aproximadamente un 90 % de su capacidad. Para eliminar el aire atrapado manualmente se rueda el picnómetro sobre una superficie plana, e incluso agitando o invirtiéndolo si es preciso o mecánicamente se agita para eliminar todas las burbujas de aire (ver Nota 3). Se logra la agitación mecánica aplicando vibración externa al picnómetro de una manera que no degrade la muestra. Un nivel de agitación justo para remover el aire atrapado sin degradar es el que mueve las partículas individuales del material. Un agitador mecánico será considerado aceptable para este uso si la comparación de resultados de pruebas realizadas cada 6 meses a una muestra tiene variación



menor que las aceptadas para dos resultados del mismo material de pruebas con agitación manual (D2s) indicadas en la tabla 1. Se ajusta la temperatura de los picnómetros con la muestra a  $23 \pm 1.7^{\circ}\text{C}$ , si es necesario se introduce en un baño de agua, se enrasa con agua a igual temperatura, se seca rápidamente su superficie y se determina su masa total (picnómetro, muestra y agua), con una aproximación de 0.1 g.

**Nota 3.**– Normalmente se requieren de 15 a 20 minutos de agitación para eliminar las burbujas de aire en el método manual. Introducir la punta de una toalla de papel en el picnómetro se ha encontrado útil para remover la espuma que se forma a veces en el proceso de eliminación de aire. Opcionalmente, se puede usar una pequeña cantidad de isopropyl alcohol para remover la espuma. No se pueden utilizar estas recomendaciones si se emplea el método alterno descrito en la Sección 4.2.1

- 4.2.1** *Alternativa para determinar la masa total encontrada en la Sección 4.2* – La cantidad de agua requerida para llenar el picnómetro a la temperatura requerida se puede determinar volumétricamente si se usa una bureta con una precisión igual a mayor a 0.15 ml. Si se hace de esta forma se calcula la masa total del picnómetro más muestra y agua hasta el enrase como sigue:

$$C = 0.9975V_a + S + M$$

donde:

C = masa total del picnómetro con muestra y agua hasta el enrase o calibración, g;

S = masa de la muestra saturada y superficialmente seca, g;

V<sub>a</sub> = volumen de agua añadida al picnómetro, ml; y

M = masa del picnómetro vacío, g.

Se toma el valor 0.9975 como promedio de la gravedad específica del agua en el intervalo de temperaturas utilizado.

- 4.2.2** *Alternativa para el procedimiento descrito en la Sección 4.2* – Se utiliza el frasco de Le Chatelier, inicialmente se llena con agua hasta un punto en el cuello entre las marcas 0 y 1 ml. Se registra la lectura inicial cuando el frasco y su contenido esta a una temperatura de  $23 \pm 1.7^{\circ}\text{C}$ . Se añade  $55 \pm 5$  g de agregado fino en condición saturada y superficialmente seca, (o una masa diferente que permita tener una lectura en la parte siguiente de las graduaciones del frasco). Después de introducir toda la muestra de agregado fino se pone el tapón en el frasco y se coloca en posición inclinada y se gira suavemente en círculos para eliminar el aire atrapado, hasta que no salgan burbujas de aire a la superficie (ver Nota 4). Se toma y registra la lectura final en el frasco, cuando la temperatura del frasco y su contenido este a la temperatura de la lectura inicial  $\pm 1^{\circ}\text{C}$ .

**Nota 4.**– Cuando se este utilizando el método del frasco Le Chatelier, se puede utilizar una cantidad pequeña de isopropyl alcohol (igual o menor de 1ml) para eliminar la espuma que aparece en la superficie, el volumen del alcohol añadido se debe sustraer de la ultima lectura.

- 4.3** Se remueve todo el agregado fino del picnómetro, se seca hasta masa constante a una temperatura de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ , se deja enfriar hasta temperatura ambiente  $1 \pm \frac{1}{2}$  hora y se determina la masa.

Si se utiliza el método del frasco de Le Chatelier, se debe sacar una muestra testigo para determinar la absorción del material. De la muestra en condición saturada y superficialmente seca, de  $500 \pm 10\text{g}$ , se saca una porción, se seca hasta masa constante y se determina la masa.

- 4.4** Se determina la masa del picnómetro llenado con agua, a una temperatura de  $23 \pm 1.7^\circ\text{C}$ , hasta el enrase o calibración.

*Alternativa para determinar la masa total determinada en la Sección 4.4* – La cantidad de agua requerida para llenar el picnómetro a la temperatura requerida se puede determinar volumétricamente si se usa una bureta con una presión igual a mayor a 0.15ml. Si se hace de esta forma se calcula la masa total del picnómetro llenado con agua como sigue:

$$B = 0.9975 V_a + M$$

donde:

B = masa frasco llenado con agua, g;

$V_a$  = volumen del frasco, ml; y

M = masa del frasco vacío, g.

## 5. CALCULOS

- 5.1** Se calcula la gravedad específica bulk,  $23/23^\circ\text{C}$ , ( $Gsb_{23/23^\circ\text{C}}$ ) de la siguiente forma:

$$Gsb_{23/23^\circ\text{C}} \text{ sp gr} = \frac{A}{B + S - C}$$

donde:

A = masa al aire de la muestra de seca al horno, g;

B = masa del picnómetro aforado lleno de agua, g;

C = masa total del picnómetro aforado con la muestra y lleno de agua, g; y

S = masa de la muestra saturada y superficialmente seca, g.

Si se ha utilizado el método del frasco de Le Chatelier, se calcula la gravedad específica bulk,  $23/23^\circ\text{C}$ , ( $Gsb_{23/23^\circ\text{C}}$ ) de la siguiente forma:

$$Gsb_{23/23^{\circ}C} \text{ sp gr} = \frac{S_1 \left(\frac{A}{S}\right)}{0.9975 (R_1 - R_2)}$$

donde:

A = masa al aire de la muestra de seca al horno, g;

R<sub>1</sub> = lectura inicial con agua en el frasco de Le Chatelier;

R<sub>2</sub> = lectura final con agua y muestra en el frasco de Le Chatelier; y

S<sub>1</sub> = masa de la muestra saturada y superficialmente seca añadida al frasco, g.

- 5.2** Se calcula la gravedad específica bulk saturada y superficialmente seca, 23/23°C, (Gsb<sub>sss 23/23°C</sub>) de la siguiente forma:

$$Gsb_{sss 23/23^{\circ}C} \text{ sp gr} = \frac{S}{B + S - C}$$

Si se ha utilizado el método del frasco de Le Chatelier, se calcula la gravedad específica bulk saturada y superficialmente seca, 23/23°C, (Gsb<sub>sss 23/23°C</sub>) de la siguiente forma:

$$Gsb_{sss 23/23^{\circ}C} \text{ sp gr} = \frac{S_1}{0.9975 (R_1 - R_2)}$$

- 5.3** Se calcula la gravedad específica aparente, 23/23°C definida en la norma INV E – 223, (Gsa<sub>23/23°C</sub>), de la siguiente forma:

$$Gsa_{23/23^{\circ}C} \text{ sp gr} = \frac{A}{B + A - C}$$

- 5.4** Se calcula absorción definida en la norma INV E – 223, de la siguiente forma:

$$\text{Absorción (\%)} = \frac{S - A}{A} \times 100$$

## 6. INFORME

- 6.1** Se reportan las gravedades específicas del agregado fino con una aproximación de 0.01 y el porcentaje de absorción al 0.1%.
- 6.2** Si el agregado fino fue ensayado en condición de humedad natural y no en condición humedad seca al horno y 15 horas en saturación, se reporta la fuente de la muestra y el procedimiento usado para prevenir pérdida de humedad antes del ensayo.

## 7. PRECISIÓN Y TOLERANCIAS

- 7.1** *Precisión* – La precisión estimada de este método (ver Tabla 1) esta basada en los resultados obtenidos en el *AASHTO Materials Reference Laboratory Proficiency Program*, con pruebas realiza mediante este ensayo y el método ASTM C 128. La diferencia entre los métodos está en que ASTM C 128 requiere un período de saturación de  $24 \pm 4$  horas mientras que este método requiere un período de saturación de 15 a 19 horas. Esta diferencia tiene un efecto insignificante sobre la precisión de los índices. Los datos están basados en el análisis de más de 100 pares de resultados de ensayos de 40 a 100 laboratorios.

**Tabla 1.** Precisión

Precisión	Desviación estándar (1s)	Rango aceptable de dos resultados (D2s)
<i>Precisión de un solo operador:</i>		
Gravedad específica Bulk (seca)	0.011	0.032
Gravedad específica Bulk (sss)	0.0095	0.027
Gravedad específica aparente	0.0095	0.027
Porcentaje de absorción <sup>a</sup>	0.11	0.31
<i>Precisión multilaboratorios:</i>		
Gravedad específica Bulk (seca)	0.023	0.066
Gravedad específica Bulk (sss)	0.02	0.056
Gravedad específica aparente	0.02	0.056
Porcentaje de absorción <sup>a</sup>	0.23	0.66

<sup>a</sup> La precisión estimada esta basada en agregados con absorción menor del 1% y puede diferir para agregados finos de fabricación, los cuales tienen valores de absorción mayores al 1%.

- 7.2** *Tolerancias* – No existe aún, un material de referencia aceptado para determinar la tolerancia de éste procedimiento para la determinación de la gravedad específica y la absorción del agregado fino.

## 8. NORMAS DE REFERENCIA

ASTM C 128 – 97

AASHTO T 84– 00 (2004)

NLT 154 – 92

**APÉNDICE**

**RELACIONES ENTRE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA Y LA ABSORCIÓN**

$Gsb$  = Gravedad específica Bulk (seca)

$Gsb_{sss}$  = Gravedad específica Bulk (sss)

$Gsa$  = Gravedad específica aparente

$A$  = % de absorción

$$Gsb_{sss} = \left( 1 + \frac{A}{100} \right) \times Gsb$$

$$Gsa = \frac{1}{\frac{1}{Gsb} - \frac{A}{100}} = \frac{Gsb}{1 - \frac{AGsb}{100}} \quad \text{ó}$$

$$Gsa = \frac{1}{\frac{1 + \frac{A}{100}}{Gsb_{sss}} - \frac{A}{100}} = \frac{Gsb_{sss}}{1 - \frac{A}{100}(Gsb_{sss} - 1)}$$

$$A = \left( \frac{Gsb_{sss}}{Gsb} - 1 \right) \times 100$$

$$A = \left( \frac{Gsa - Gsb_{sss}}{Gsa(Gsb_{sss} - 1)} \right) \times 100$$

# GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DE AGREGADOS GRUESOS

I.N.V. E – 223 – 07

## 1. OBJETO

- 1.1 Esta norma describe el procedimiento que se debe seguir para la determinación de gravedades específicas bulk, bulk saturada y superficialmente seca y aparente, así como la absorción, después que los agregados con tamaño igual o mayor a 4.75 mm (tamiz No.4) han estado sumergidos en agua durante 15 horas. Este método de ensayo no se debe aplicar a agregados pétreos livianos.
- 1.2 Esta norma no pretende considerar los problemas de seguridad asociados con su uso. Es responsabilidad de quien la emplee establecer prácticas apropiadas de seguridad y salubridad y el determinar la aplicación de limitaciones regulatorias antes de su empleo.

## 2. DEFINICIONES

- 2.1 *Gravedad específica* – Relación entre la masa (o peso en el aire) de un volumen de sólidos y la masa de un volumen igual de agua a una temperatura establecida. Su valor es adimensional.
- 2.2 *Gravedad específica bulk aparente* – Es la relación entre el peso en el aire del volumen de la porción impermeable del agregado a una determinada temperatura y el peso en el aire de un volumen igual de agua destilada, libre de gas, a la misma temperatura.
- 2.3 *Gravedad específica bulk* – Es la relación entre el peso en el aire del volumen de agregado (incluyendo los vacíos permeables e impermeables de sus partículas pero no los vacíos entre partículas) a una determinada temperatura y el peso en el aire de un volumen igual de agua destilada, libre de gas, a la misma temperatura.
- 2.4 *Gravedad específica bulk en condición saturada y superficialmente seca (sss)* – Es la relación entre el peso en el aire en condición saturada y superficialmente seca, incluyendo el peso del agua que ocupa los vacíos de las partículas luego inmersión durante 15 horas (pero sin incluir los vacíos entre partículas) y el peso en el aire de un volumen igual de agua destilada, libre de gas, a la misma temperatura.
- 2.5 *Absorción* – Es la masa del agua que llena los poros permeables de las partículas de agregado sin incluir el agua adherida a la superficie de las mismas, expresada como porcentaje de la masa seca del agregado, después de secado a  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ .

### 3. EQUIPO

- 3.1** *Balanzas* – Con sensibilidad de 0.05% del peso de la muestra dentro del rango empleado en el ensayo, o 0.5g, el que sea mayor. La balanza debe estar equipada con un sistema que permita suspender el recipiente con la muestra y determinar su masa dentro de agua.
- 3.2** *Canastillas metálicas* – Como recipientes para las muestras en las pesadas sumergidas. Se dispondrá de dos tipos de canastillas metálicas, de aproximadamente igual base y altura, fabricadas con armazón de suficiente rigidez y paredes de tela metálica con malla de 3.35 mm (No.6). Para agregados con tamaño máximo igual o inferior a 37.5 mm (1 ½”) se utilizarán canastillas con capacidades de 4 a 7 litros y para tamaños superiores, canastillas de mayor capacidad. El recipiente debe estar construido de tal forma que prevenga atrapar aire cuando se sumerja.
- 3.3** *Tanque de agua* – Un tanque que permita que la muestra y su soporte queden totalmente inmersos y suspendidos debajo de la balanza, equipado con un flotador externo para mantener constante el nivel del agua.
- 3.4** *Dispositivo de suspensión* – Se utilizará cualquier dispositivo que permita suspender las canastillas de la balanza, una vez sumergidas. Debe ser del menor tamaño posible para minimizar los efectos de una profundidad de inmersión variable.
- 3.5** *Tamices* – Un tamiz de 4.75mm de abertura (No 4) y los demás que se puedan requerir, según se describe en las Secciones 4.2, 4.3 y 4.4.

### 4. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

- 4.1** La muestra se debe tomar en acuerdo con la norma INV E– 201.
- 4.2** Se comienza por mezclar completamente los agregados, cuarteándolos a continuación conforme se indica en la norma INV E– 202, hasta obtener aproximadamente la cantidad mínima necesaria para el ensayo, después de eliminar el material inferior a 4.75 mm mediante tamizado en seco y se lava completamente para remover los finos adheridos a la superficie. Las cantidades mínimas para ensayo se indican en la Tabla 1, en función del tamaño máximo nominal del agregado. Si el material tiene una cantidad sustancial de material menor de 4.75mm, se debe usar el tamiz de 2.36 mm (No. 8), en lugar del de 4.75 mm (No 4).
- 4.3** Si se desea, se puede fraccionar la muestra y ensayar separadamente cada una de las fracciones; cuando la muestra contenga más de un 15 % retenido en el tamiz de 37.5 mm (1 ½”), se separará entonces siempre por este tamiz al menos en dos fracciones.

Cuando se fracciona la muestra, las cantidades mínimas para ensayo de cada fracción serán la diferencia entre las masas prescritas en la Tabla 1. para los tamaños máximos y mínimos de cada fracción.

- 4.4** Si la muestra se ensaya en dos o mas fracciones se debe determinar la gradación de la muestra (norma INV E-213), incluyendo los tamices usados para separar las fracciones. Al calcular el porcentaje de material en cada fracción, se deberá ignorar la cantidad de material mas fino que el tamiz 4.75mm (No 4) o del tamiz de 2.36mm (No 8), según el tamiz usado en acuerdo con la Sección 4.2.

**Tabla 1.** Cantidades mínimas para ensayo

Tamaño máximo nominal <sup>(a)</sup>		Cantidad mínima de muestra	
mm	pulg	kg	Lb
hasta 12.5	½	2	4.4
19	¾	3	6.6
25	1	4	8.8
37.5	1 ½	5	11
50	2	8	17.6
63	2 ½	12	26.4
75	3	18	39.6
90	3 ½	25	55
100	4	40	88
112	4 ½	50	110
125	5	75	165
150	6	125	275

<sup>(a)</sup>Tamaño máximo nominal: La abertura del menor tamiz de la serie o de menor abertura, por el que pasa todo el material.

## 5. PROCEDIMIENTO

- 5.1** Secar la muestra en un horno a  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  hasta masa constante, enfría al aire a la temperatura ambiente durante 1 a 3 horas para muestras de tamaño máximo nominal de 37.5 mm (1 ½"); o un lapso mayor para muestras con tamaños mayores, hasta que el agregado sea manipulable (aproximadamente a  $50^\circ\text{C}$ ). Posteriormente se sumerge en agua, también a temperatura ambiente, durante un período de 15 a 19 horas.
- 5.2** Cuando se vayan a utilizar los valores de la absorción y gravedad específica en dosificación de concretos hidráulicos con agregados normalmente empleados en estado húmedo, se puede prescindir del secado hasta masa constante. Además, si los agregados se han mantenido con su superficie continuamente húmeda hasta el ensayo, pueden también suprimirse las 15 horas de inmersión en agua.

**Nota 1** – Los valores obtenidos para la absorción y gravedad específica bulk con agregados en el estado de saturados con superficie seca, pueden ser significativamente más altos si antes de mojarlos se ha omitido el secado previo indicado en la Sección 5.1., por lo cual deberá consignarse en los resultados cualquier alteración que se introduzca en el procedimiento general.



**5.3** Después del período de inmersión, se saca la muestra del agua y se secan las partículas rodándolas sobre un paño absorbente de gran tamaño, hasta que se elimine el agua superficial visible, secando individualmente los fragmentos mayores. Se tomarán las precauciones necesarias para evitar cualquier evaporación del agua de los poros durante la operación de secado de la superficie de las partículas. A continuación, se determina la masa de la muestra en el estado de saturada con superficie seca (sss.). Estas y todas las pesadas subsiguientes se realizarán con una aproximación de 0.5 g o de 0.05% de la masa de la muestra, la que sea mayor.

**5.4** A continuación, se coloca la muestra en el interior de la canastilla metálica y se determina su masa sumergida en el agua, a la temperatura de  $23 \pm 1.7^\circ\text{C}$  y con una densidad de  $997 \pm 2 \text{ kg/m}^3$ . Se tomarán las precauciones necesarias para evitar la inclusión de aire en la muestra sumergida, agitando convenientemente.

*Nota 2.*— La canastilla y la muestra deberán quedar completamente sumergidas durante la pesada y el hilo de suspensión será lo más corto posible para minimizar los efectos de una profundidad de inmersión variable.

**5.5** Se seca entonces la muestra en horno a  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  hasta masa constante, se enfría al aire a la temperatura ambiente durante 1 a 3 horas para muestras de tamaño máximo nominal de 37.5 mm (1 ½"); o un tiempo mayor para muestras con tamaños mayores hasta que el agregado sea manipulable (aproximadamente a  $50^\circ\text{C}$ ), posteriormente se determina su masa.

## 6. CÁLCULOS

**6.1** Se calculan las gravedades específicas bulk, bulk saturada con superficie seca y aparente, así como la absorción, por medio de las siguientes expresiones:

$$Gsb_{23^\circ\text{C}/23^\circ\text{C}} = \frac{A}{B - C} \quad \text{Gravedad específica bulk, } 23^\circ\text{C}/23^\circ\text{C}$$

$$Gsb_{sss, 23^\circ\text{C}/23^\circ\text{C}} = \frac{B}{B - C} \quad \text{Gravedad específica bulk sss, } 23^\circ\text{C}/23^\circ\text{C}$$

$$Gsa_{23^\circ\text{C}/23^\circ\text{C}} = \frac{A}{A - C} \quad \text{Gravedad específica aparente, } 23^\circ\text{C}/23^\circ\text{C}$$

$$\% \text{ Absorción} = \frac{B - A}{A} \times 100$$

donde:

A = masa en el aire de la muestra seca en gramos,

B = masa en el aire de la muestra saturada con superficie seca, en gramos, y

C = masa sumergida en agua de la muestra saturada, en gramos.

Se expresarán siempre las temperaturas a las que se hayan determinado las masas.

- 6.2** Cuando la muestra total para ensayo se ha dividido en fracciones más pequeñas como se indica en la Sección 4.3., se ensayarán por separado cada una de las fracciones, calculándose sus respectivas gravedades específicas y su absorción a partir de las expresiones de la Sección 6.1.

Para obtener el verdadero valor, tanto de cada gravedad específica como de la absorción, correspondientes a la mezcla total (n fracciones), se aplica las expresiones:

$$G_{pr} = \frac{1}{\frac{P_1}{100 G_1} + \frac{P_2}{100 G_2} + \dots + \frac{P_n}{100 G_n}}$$

$$A = \frac{P_1 A_1}{100} + \frac{P_2 A_2}{100} + \dots + \frac{P_n A_n}{100}$$

donde:

$P_1, P_2, \dots, P_n$  = porcentajes respectivos de la masa de cada fracción con respecto a la masa total de la muestra,

$G_1, G_2, \dots, G_n$  = gravedades específicas (bulk, bulk saturada con superficie seca o aparente la que se esté calculando) de cada fracción de la muestra total.

$A_1, A_2, \dots, A_n$  = porcentajes de absorción de cada fracción de la muestra total.

$G_{pr}$  = verdadero valor de la gravedad específica correspondiente (bulk, bulk saturada con superficie seca o aparente) a la muestra total.

A = valor del porcentaje de absorción de la muestra total.

*Nota 3.* – Algunos usuarios de este método acostumbran expresar los resultados en términos de densidad. Ésta se determina multiplicando la respectiva gravedad específica por la densidad del agua a 23 °C (997.5 kg/m<sup>3</sup> o 0.9975 Mg/m<sup>3</sup>). Algunas autoridades aceptan el uso de la densidad del agua a 4°C (1000 kg/m<sup>3</sup> o 1.0 Mg/m<sup>3</sup>) como suficientemente preciso.

## 7. INFORME

- 7.1** Se reportan los resultados de gravedad específica aproximados a la centésima, y se especifica el tipo de gravedad específica, ya sea bulk, bulk sss, o aparente.

- 7.2 Se reporta el resultado de absorción obtenido, con aproximación a 0.1%.
- 7.3 Si los valores de gravedad específica y absorción fueron determinados sin haber secado primero el agregado, como se especifica en la Sección 5.2, esto se debe anotar en el informe.

## 8. PRECISIÓN Y TOLERANCIAS

- 8.1 *Precisión* – Las estimaciones de precisión de este método de ensayo listadas en la Tabla 2, están basadas en los resultados de un programa de muestreo de materiales de referencia en laboratorio de la AASHTO, con pruebas llevadas a cabo utilizando este método y el descrito en la norma ASTM C 127. La diferencia significativa entre los métodos está en que la norma ASTM C 127 requiere un período de saturación de  $24 \pm 4$  horas, mientras que en ésta se requiere un período de saturación de 15 horas mínimo. Se ha encontrado que esta diferencia tiene un efecto insignificante sobre los índices de precisión. Los datos están basados en el análisis de más de 100 parejas de resultados de pruebas de 40 a 100 laboratorios.

**Tabla 2.** Precisión

Precisión	Desviación estándar (1s)	Variación aceptable entre dos resultados (D2s)
Precisión de un solo operador:		
Gravedad específica bulk (seca)	0.009	0.025
Gravedad específica bulk (sss)	0.007	0.02
Gravedad específica aparente	0.007	0.02
% Absorción <sup>a</sup>	0.088	0.25
Precisión Multilaboratorios:		
Gravedad específica bulk (seca)	0.013	0.038
Gravedad específica bulk (sss)	0.011	0.032
Gravedad específica aparente	0.011	0.032
% Absorción <sup>a</sup>	0.145	0.41

<sup>a</sup> La precisión estimada esta basada en agregados con absorción de menos del 2%

- 8.2 *Tolerancias* – Teniendo en cuenta que no hay un material de referencia aceptado para establecer las tolerancias del procedimiento aplicado en este método, no se hace ninguna declaración al respecto.

## 9. NORMAS DE REFERENCIA

ASTM C 127 – 88 (Reaprobada en el 2001)

AASHTO T 85 – 91 (2004)

# ANEXO # 2

# RESUMEN ENSAYOS

# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE 99

ENSAYO # 1

FECHA: 3 DE NOVIEMBRE DEL 2011

## % DE HINCHAMIENTO LIBRE

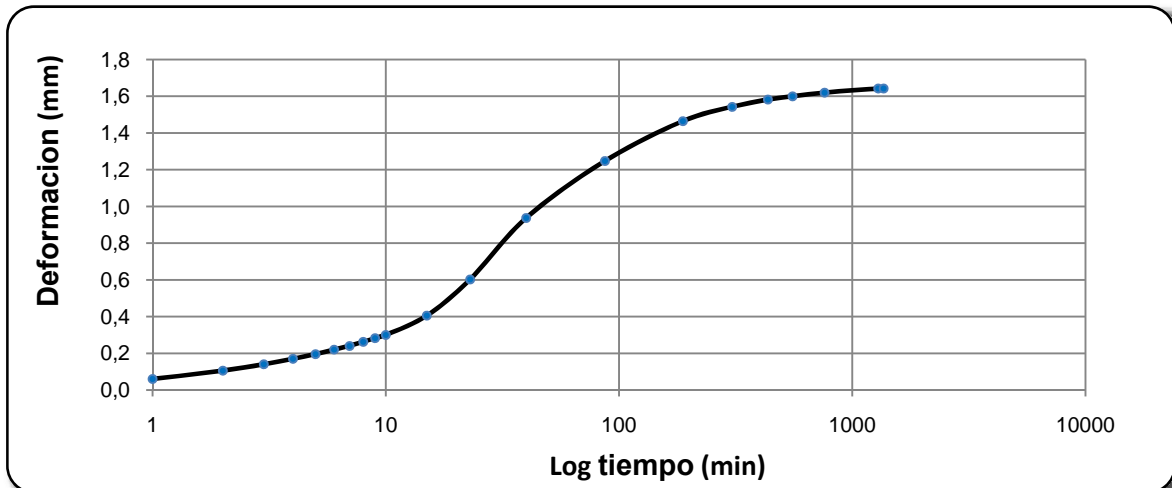
Diametro (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	H muestra (cm)
6,31	31,27	2,53

Peso = 141,1 g.  
 Volumen = 79,12 cm<sup>3</sup>  
 $\rho_d$  húmedo = 1,783 gr/cm<sup>3</sup>  
 $\rho_d$  = 1,337 gr/cm<sup>3</sup>

Horas	Minutos	# de divisiones	Deformacion 0,0025 mm	Tiempo minutos
	1	24	0,060	1
	2	42	0,105	2
	3	56	0,140	3
	4	68	0,170	4
	5	78	0,195	5
	6	88	0,220	6
	7	96	0,240	7
	8	105	0,263	8
	9	113	0,283	9
	10	120	0,300	10
	15	162	0,405	15
	23	241	0,603	23
	40	375	0,938	40
1	27	499	1,248	87
3	8	586	1,465	188
5	6	617	1,543	306
7	15	633	1,583	435
9	15	640	1,600	555
12	41	648	1,620	761
21	33	657	1,643	1293
22	44	657	1,643	1364

Altura del anillo (mm) =	25,3
Expansion total (mm) =	1,643
<b>% de Hinchamiento</b>	<b>6,49%</b>

Humeda antes ensayo	33,35%
Humeda despues ensayo	39,85%



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

LOTE 99

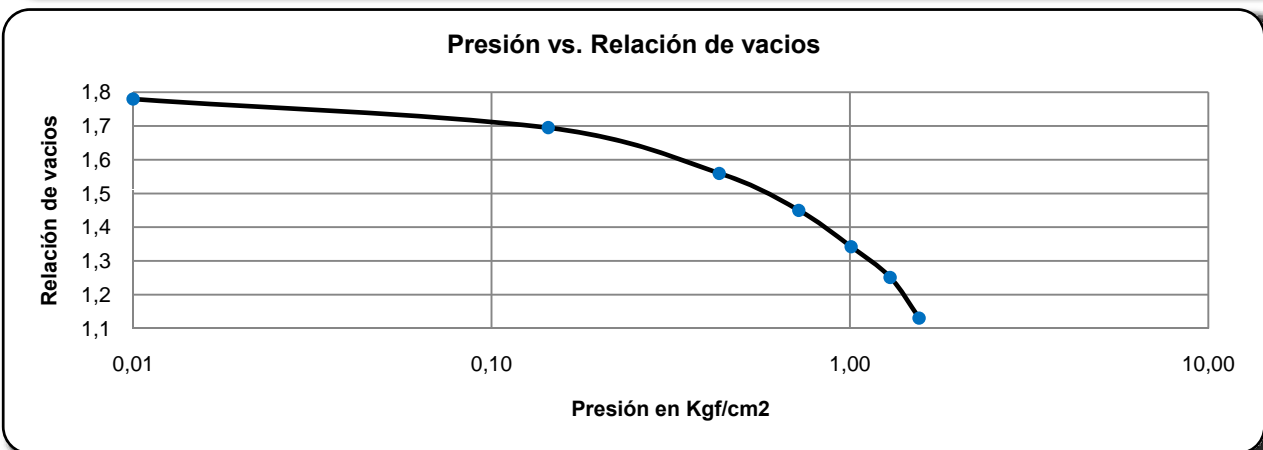
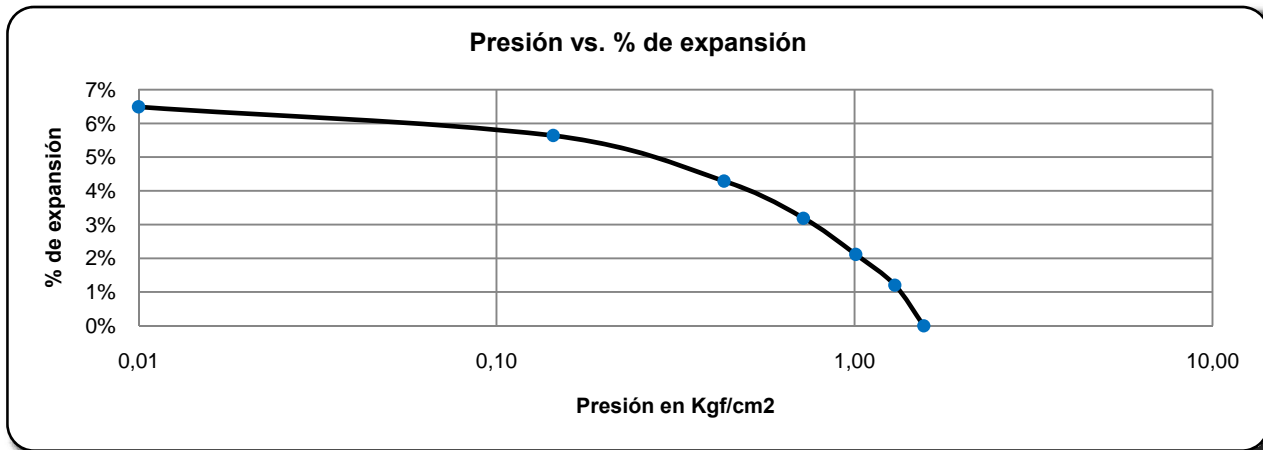
ENSAYO # 1

FECHA: 3 DE NOVIEMBRE DEL 2011

## PRESION DE EXPANSION

<b>Diametro (cm)</b>	<b>Area (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ho (cm)</b>	
6,31	31,27	2,53	
Peso = 141,1 gf. Volumen = 79,12 cm <sup>3</sup> $\rho_{d\text{ humedo}} = 1,783 \text{ gr/cm}^3$			
<b><math>\rho_d =</math></b>	<b>1,337 gr/cm<sup>3</sup></b>		<b><math>\omega</math> antes del ensayo =</b> 33,35%
<b>Gs =</b>	<b>2,850</b>		<b>Presion de expansion =</b> 1,560 kgf/cm <sup>2</sup>

Presion (kgf/cm <sup>2</sup> )	% de Expansion	$\Delta H$	$\Delta H / Ho$	Relacion de vacios ( e )
0,00	6,49%	1,64	0,649	1,780
0,14	5,64%	1,43	0,564	1,695
0,43	4,29%	1,09	0,429	1,560
0,72	3,19%	0,81	0,319	1,450
1,01	2,11%	0,54	0,211	1,342
1,30	1,21%	0,31	0,121	1,252
1,56	0,00%	0,00	0,001	1,131



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE 99

ENSAYO # 1

## PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS

	ENSAYO # 1	ENSAYO # 2																					
A =	44,32	44,25	(Peso del material seco)																				
B =	689,20	374,35	(Peso del matraz + agua + material)																				
C =	660,40	345,68	(Peso del matraz + agua)																				
temp =	15,90	15,80	(temperatura del ensayo)																				
	C= -0,107 * temp. + 662,1	C= -0,058 * temp. + 346,6	(ecuación del matraz)																				
			<table style="width: 100%; border: none;"> <thead> <tr> <th style="width: 33%;"></th> <th style="width: 15%; text-align: center;">ENSAYO # 1</th> <th style="width: 15%; text-align: center;">ENSAYO # 2</th> <th style="width: 37%; text-align: center;">PROMEDIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\gamma_s = \frac{A}{A - (B - C)}</math></td> <td style="text-align: center;">2,86</td> <td style="text-align: center;">2,84</td> <td style="text-align: center;"><b>2,85</b></td> </tr> <tr> <td><math>\gamma_d =</math></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;"><b>1,337</b></td> </tr> <tr> <td><math>\omega_i</math> antes del ensayo</td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;"><b>33,35%</b></td> </tr> <tr> <td><math>\omega_f</math> después del ensayo</td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;"><b>39,85%</b></td> </tr> </tbody> </table>		ENSAYO # 1	ENSAYO # 2	PROMEDIO	$\gamma_s = \frac{A}{A - (B - C)}$	2,86	2,84	<b>2,85</b>	$\gamma_d =$			<b>1,337</b>	$\omega_i$ antes del ensayo			<b>33,35%</b>	$\omega_f$ después del ensayo			<b>39,85%</b>
	ENSAYO # 1	ENSAYO # 2	PROMEDIO																				
$\gamma_s = \frac{A}{A - (B - C)}$	2,86	2,84	<b>2,85</b>																				
$\gamma_d =$			<b>1,337</b>																				
$\omega_i$ antes del ensayo			<b>33,35%</b>																				
$\omega_f$ después del ensayo			<b>39,85%</b>																				
<div style="border: 1px solid black; padding: 10px; background-color: #e6f2ff; margin: 10px auto; width: 80%;"> <table style="width: 100%; border: none;"> <tbody> <tr> <td style="width: 60%;">Relación de vacíos (e) = <math>\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} =</math></td> <td style="text-align: center; width: 40%;">1,131</td> </tr> <tr> <td>% de saturación antes del ensayo = <math>\frac{\omega_i * \gamma_s}{e} =</math></td> <td style="text-align: center;">84%</td> </tr> <tr> <td>% de saturación antes del ensayo = <math>\frac{\omega_f * \gamma_s}{e} =</math></td> <td style="text-align: center;">100%</td> </tr> </tbody> </table> </div>				Relación de vacíos (e) = $\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} =$	1,131	% de saturación antes del ensayo = $\frac{\omega_i * \gamma_s}{e} =$	84%	% de saturación antes del ensayo = $\frac{\omega_f * \gamma_s}{e} =$	100%														
Relación de vacíos (e) = $\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} =$	1,131																						
% de saturación antes del ensayo = $\frac{\omega_i * \gamma_s}{e} =$	84%																						
% de saturación antes del ensayo = $\frac{\omega_f * \gamma_s}{e} =$	100%																						
Observaciones :																							



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

**DISEÑO-CONTROL-ASESORIA**  
**GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL**

**PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA**

**SOLICITA: ING. PABLO VELEZ**

**FECHA: 10 DE DICIEMBRE DEL 2011**

**LOTE 99**

**ENSAYO # 1**

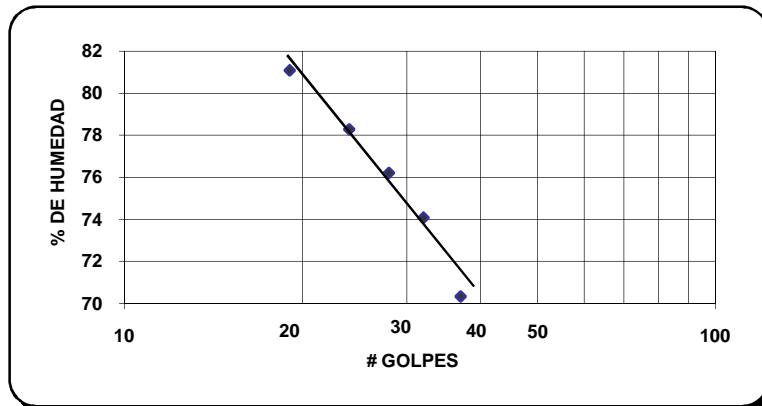
**PROFUNDIDAD: 1,00m**

## LIMITE PLASTICO

TARRO #	3	89	54	50
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	49,51	51,07	48,52	51,33
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	49,06	50,76	48,20	50,96
PESO DEL TARRO	47,83	49,91	47,33	49,95
%HUMEDAD	36,59	36,47	36,78	36,63

## LIMITE LIQUIDO

Nº DE ENSAYOS	1	2	3	4	5
Nº DE GOLPES	37	32	28	24	19
TARRO Nº	80	227	48	246	202
PESO TARRO + M. HUMEDA	70,73	69,43	72,14	69,97	70,83
PESO TARRO + M. SECA	62,33	61,20	62,60	61,25	61,62
PESO TARRO	50,39	50,09	50,08	50,11	50,26
%HUMEDAD	70,35	74,08	76,20	78,28	81,07



**LIMITE LIQUIDO** 77,75%  
**LIMITE PLASTICO** 36,62%  
**INDICE DE PLASTICIDAD** 41,13%

## HUMEDADES

TARRO #	221	206		
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	121,62	123,78		
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	101,74	103,52		
PESO DEL TARRO	50,46	50,47		
%HUMEDAD	38,77	38,19		

## GRANULOMETRIA

## NATURAL

## GRANULOMETRIA

TAMIZ Nº	PESOS RETENID PARCIALES	PESOS RETENID. ACUMULADOS	PORCENTAJES RETENIDOS	PORCENTAJES QUE PASAN
2"	0	0	0	100
1 1/2"	0	0	0	100
1"	0	0	0	100
3/4"	0,00	0	0	100
3/8"	0,00	0,00	0	100
Nº4	0,00	0,00	0	100
PASA Nº4			-	-
Nº10	1,40	1,40	0	100
Nº40	3,80	5,20	1	99
Nº200	7,70	12,90	4	96
PASA Nº200	0,10	348,17	-	-
TOTAL		361,07	-	-

PESO HUMEDO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO DESPUES DEL ENSAYO  
% DE HUMEDAD 38,48%  
PESO SECO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO ANTES DEL LAVADO 500,00  
PESO SECO ANTES DEL LAVADO 361,07  
PESO SECO DESPUES DEL LAVADO 13,20

**CLASIFICACION POR EL SUCS**  
**CLASIFICACION POR LA AASHTO**

**MH**  
**A-7-5 IG = 20**

% DE GRAVA 0  
% DE ARENA 4  
%DE FINOS 96

**ING. GUILLERMO VELEZ N**

# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE 125

ENSAYO # 2

FECHA: 11 DE NOVIEMBRE DEL 2011

## % DE HINCHAMIENTO LIBRE

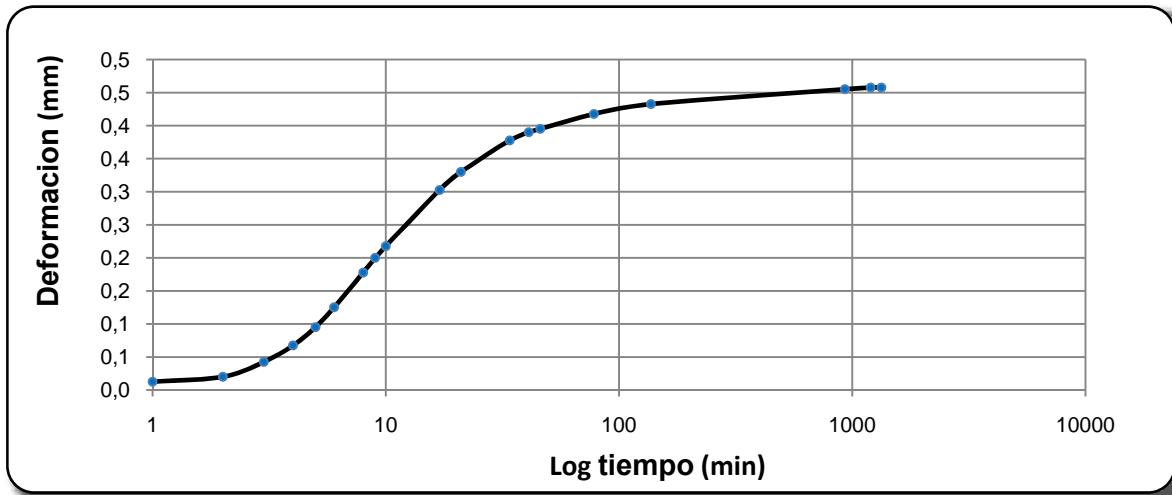
Diametro (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	H muestra (cm)
6,31	31,27	2,525

Peso = 138,5 g.  
 Volumen = 78,96 cm<sup>3</sup>  
 $\rho_d$  húmedo = 1,754 gr/cm<sup>3</sup>  
 $\rho_d$  = 1,361 gr/cm<sup>3</sup>

Horas	Minutos	# de devisions	Deformacion 0,0025 mm	Tiempo minutos
	1	5	0,013	1
	2	8	0,020	2
	3	17	0,043	3
	4	27	0,068	4
	5	38	0,095	5
	6	50	0,125	6
	8	71	0,178	8
	9	80	0,200	9
	10	87	0,218	10
	17	121	0,303	17
	21	132	0,330	21
	34	151	0,378	34
	41	156	0,390	41
0	46	158	0,395	46
1	18	167	0,418	78
2	17	173	0,433	137
15	30	182	0,455	930
20	0	183	0,458	1200
22	14	183	0,458	1334

Altura del anillo (mm) =	25,3
Expansion total (mm) =	0,458
<b>% de Hinchamiento</b>	<b>1,81%</b>

Humeda antes ensayo	28,91%
Humeda despues ensayo	38,19%



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

LOTE 125

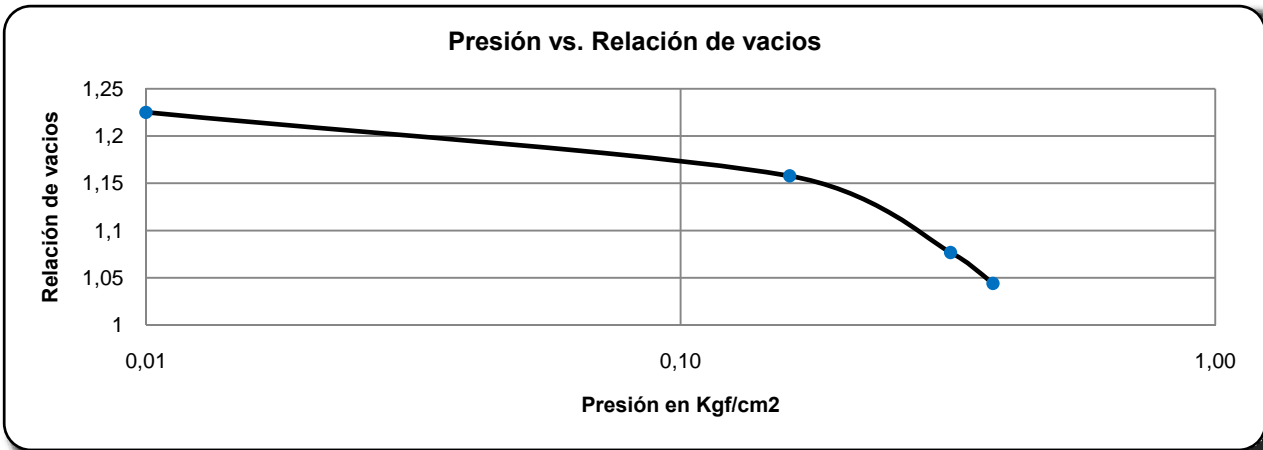
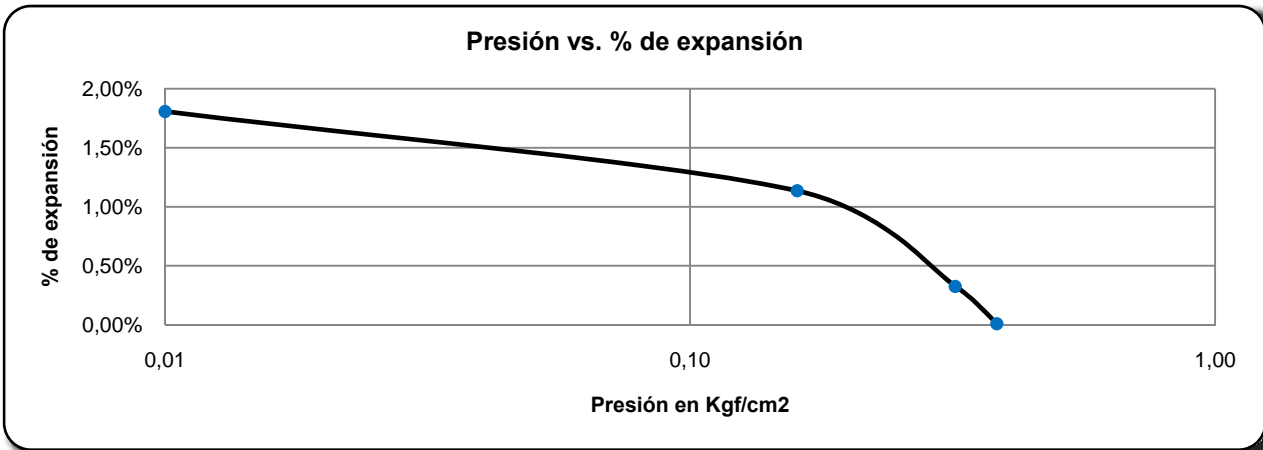
ENSAYO # 2

FECHA: 11 DE NOVIEMBRE DEL 2011

## PRESION DE EXPANSION

<b>Diametro (cm)</b>	<b>Area (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ho (cm)</b>	
6,31	31,27	2,525	
Peso = 138,5 gf. Volumen = 78,96 cm <sup>3</sup> $\rho_d \text{ humedo} = 1,754 \text{ gr/cm}^3$			
<b><math>\rho_d =</math></b>	<b>1,361 Tnf/m<sup>3</sup></b>		<b><math>\omega</math> antes del ensayo =</b> 28,91%
<b>Gs =</b>	<b>2,825 Tnf/m<sup>3</sup></b>		<b>Presion de expansion =</b> 0,384 kgf/cm <sup>2</sup>

Presion (kgf/cm <sup>2</sup> )	% de Expansion	$\Delta H$	$\Delta H / Ho$	Relacion de vacios ( e )
0,00	1,81%	0,46	0,181	1,225
0,16	1,14%	0,29	0,114	1,158
0,32	0,33%	0,08	0,033	1,077
0,38	0,01%	0,00	0,001	1,044



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE 125

**ENSAYO # 2**

## PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS

	<b>ENSAYO # 1</b>	<b>ENSAYO # 2</b>																					
A =	43,95	49,13	(Peso del material seco)																				
B =	374,24	377,24	(Peso del matraz + agua + material)																				
C =	345,69	345,63	(Peso del matraz + agua)																				
temp =	15,70	16,70	(temperatura del ensayo)																				
	C = -0,058x + 346,6	C = -0,058 * temp. + 346,6	(ecuación del matraz)																				
			<table style="width: 100%; border: none;"> <thead> <tr> <th style="width: 33%;"></th> <th style="width: 16.5%; text-align: center;">ENSAYO # 1</th> <th style="width: 16.5%; text-align: center;">ENSAYO # 2</th> <th style="width: 34%; text-align: center;">PROMEDIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\gamma_s = \frac{A}{A - (B - C)}</math></td> <td style="text-align: center;">2,85</td> <td style="text-align: center;">2,80</td> <td style="text-align: center;"><b>2,83</b></td> </tr> <tr> <td><math>\gamma_d =</math></td> <td style="text-align: center;"><b>1,361</b></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\omega_i</math> antes del ensayo</td> <td colspan="3" style="text-align: center;"><b>28,91%</b></td> </tr> <tr> <td><math>\omega_f</math> después del ensayo</td> <td colspan="3" style="text-align: center;"><b>38,19%</b></td> </tr> </tbody> </table>		ENSAYO # 1	ENSAYO # 2	PROMEDIO	$\gamma_s = \frac{A}{A - (B - C)}$	2,85	2,80	<b>2,83</b>	$\gamma_d =$	<b>1,361</b>			$\omega_i$ antes del ensayo	<b>28,91%</b>			$\omega_f$ después del ensayo	<b>38,19%</b>		
	ENSAYO # 1	ENSAYO # 2	PROMEDIO																				
$\gamma_s = \frac{A}{A - (B - C)}$	2,85	2,80	<b>2,83</b>																				
$\gamma_d =$	<b>1,361</b>																						
$\omega_i$ antes del ensayo	<b>28,91%</b>																						
$\omega_f$ después del ensayo	<b>38,19%</b>																						
<table style="width: 100%; border: 1px solid black; background-color: #e6f2ff;"> <tbody> <tr> <td style="width: 60%;">Relación de vacíos (e) =</td> <td style="text-align: center;"><math>\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} =</math></td> <td style="text-align: center;">1,076</td> </tr> <tr> <td>% de saturación antes del ensayo =</td> <td style="text-align: center;"><math>\frac{\omega_i * \gamma_s}{e} =</math></td> <td style="text-align: center;">76%</td> </tr> <tr> <td>% de saturación antes del ensayo =</td> <td style="text-align: center;"><math>\frac{\omega_f * \gamma_s}{e} =</math></td> <td style="text-align: center;">100%</td> </tr> </tbody> </table>				Relación de vacíos (e) =	$\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} =$	1,076	% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_i * \gamma_s}{e} =$	76%	% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_f * \gamma_s}{e} =$	100%											
Relación de vacíos (e) =	$\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} =$	1,076																					
% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_i * \gamma_s}{e} =$	76%																					
% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_f * \gamma_s}{e} =$	100%																					
Observaciones :																							

# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

**PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA**

**SOLICITA: ING. PABLO VELEZ**

**FECHA: 11 DE NOVIEMBRE DEL 2011**

**LOTE 125**

**ENSAYO # 2**

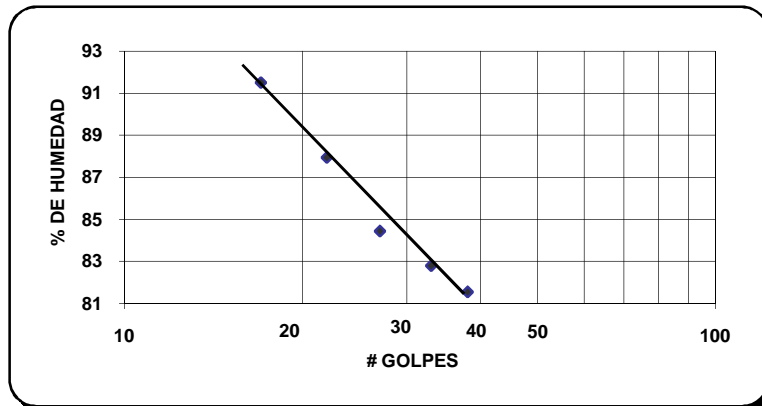
**PROFUNDIDAD: 1,00m**

## LIMITE PLASTICO

TARRO #	17	54	250	70
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	51,06	48,32	49,99	51,39
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	50,69	48,07	49,59	51,05
PESO DEL TARRO	49,79	47,46	48,58	50,15
%HUMEDAD	41,11	40,98	39,60	37,78

## LIMITE LIQUIDO

Nº DE ENSAYOS	1	2	3	4	5
Nº DE GOLPES	38	33	27	22	17
TARRO Nº	46	7	231	214	229
PESO TARRO + M. HUMEDA	63,20	67,37	68,37	69,18	61,26
PESO TARRO + M. SECA	55,25	59,53	59,85	60,36	54,60
PESO TARRO	45,50	50,06	49,76	50,33	47,32
%HUMEDAD	81,54	82,79	84,44	87,94	91,48



**LIMITE LIQUIDO 86,76%**  
**LIMITE PLASTICO 39,87%**  
**INDICE DE PLASTICIDAD 46,90%**

## HUMEDADES

TARRO #	70	71		
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	129,70	125,44		
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	111,93	108,45		
PESO DEL TARRO	50,15	49,98		
%HUMEDAD	28,76	29,06		

## GRANULOMETRIA

## NATURAL

## GRANULOMETRIA

TAMIZ Nº	PESOS RETENID PARCIALES	PESOS RETENID. ACUMULADOS	PORCENTAJES RETENIDOS	PORCENTAJES QUE PASAN
2"	0	0	0	100
1 1/2"	0	0	0	100
1"	0	0	0	100
3/4"	0,00	0	0	100
3/8"	0,00	0,00	0	100
Nº4	0,00	0,00	0	100
PASA Nº4			-	-
Nº10	0,00	0,00	0	100
Nº40	0,00	0,00	0	100
Nº200	0,20	0,20	0	100
PASA Nº200	0,10	387,67	-	-
TOTAL		387,87	-	-

PESO HUMEDO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO DESPUES DEL ENSAYO  
% DE HUMEDAD 28,91%  
PESO SECO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO ANTES DEL LAVADO 500,00  
PESO SECO ANTES DEL LAVADO 387,87  
PESO SECO DESPUES DEL LAVADO 13,20

**CLASIFICACION POR EL SUCS**  
**CLASIFICACION POR LA AASHTO**

**MH**  
**A-7-5 IG = 20**

% DE GRAVA 0  
% DE ARENA 0  
%DE FINOS 100

**ING. GUILLERMO VELEZ N**



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

LOTE # 40

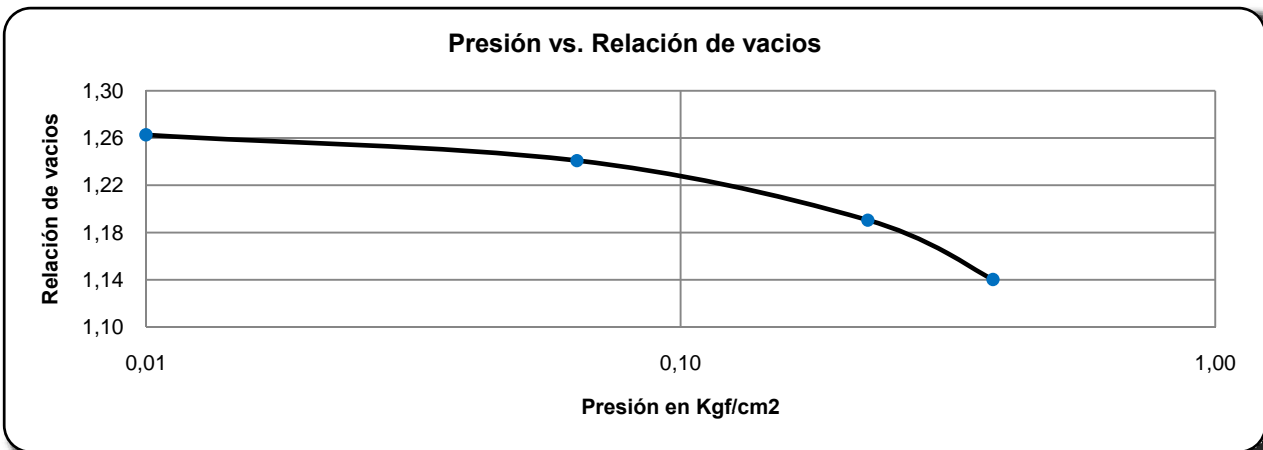
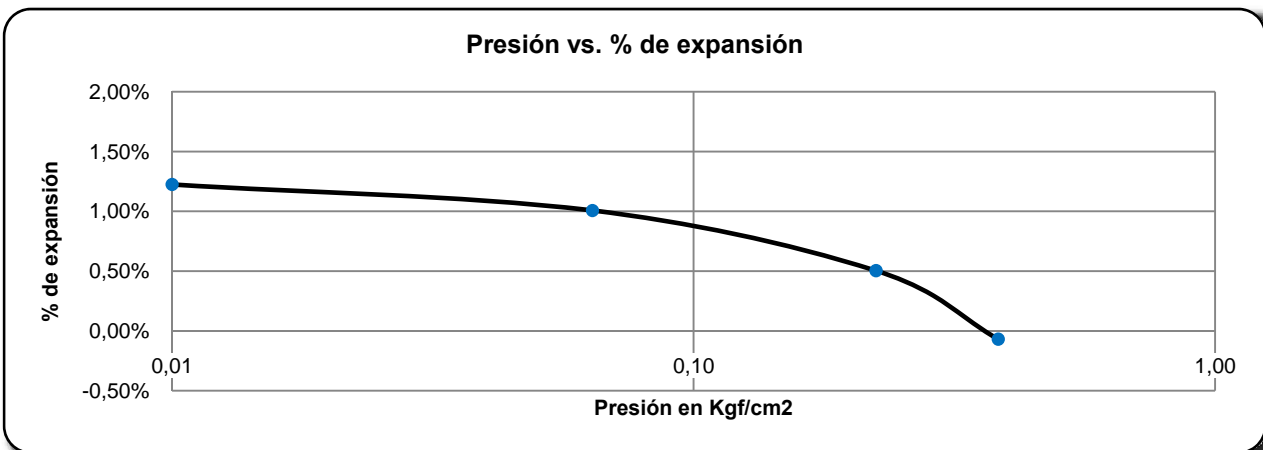
FECHA: 20 DE NOVIEMBRE DEL 2011

ENSAYO # 3

## PRESION DE EXPANSION

<b>Diametro (cm)</b>	<b>Area (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ho (cm)</b>	
6,31	31,27	2,53	
Peso = 143,3 gf. Volumen = 79,12 cm <sup>3</sup> $\rho_d \text{ humedo} = 1,811 \text{ gr/cm}^3$			
<b><math>\rho_d =</math></b>	1,322 Tnf/m <sup>3</sup>		<b><math>\omega</math> antes del ensayo =</b> 36,98%
<b>Gs =</b>	2,830 Tnf/m <sup>3</sup>		<b>Presion de expansion =</b> 0,384 kgf/cm <sup>2</sup>

Presion (kgf/cm <sup>2</sup> )	% de Expansion	$\Delta H$	$\Delta H / Ho$	Relacion de vacios ( e )
0,00	1,23%	0,31	0,123	1,263
0,06	1,01%	0,26	0,101	1,241
0,22	0,50%	0,13	0,050	1,191
0,38	-0,07%	-0,02	-0,007	1,140



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE # 40

ENSAYO # 3

## PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS

	ENSAYO # 1	ENSAYO # 2	
A =	44,46	44,93	(Peso del material seco)
B =	373,82	374,45	(Peso del matraz + agua + material)
C =	344,80	345,68	(Peso del matraz + agua)
temp =	15,60	15,90	(temperatura del ensayo)
	C= -0,058x + 345,7	C= -0,058 * temp. + 346,6	(ecuación del matraz)
			ENSAYO # 1    ENSAYO # 2 <b>PROMEDIO</b>
$\gamma_s =$	$\frac{A}{A - (B - C)}$		=    2,88    2,78 <b>2,83</b>
$\gamma_d =$	_____		= <b>1,322</b>
	$\omega_i$ antes del ensayo		<b>36,98%</b>
	$\omega_f$ después del ensayo		<b>39,90%</b>

Relación de vacíos (e) =	$\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} =$	1,140
% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_i * \gamma_s}{e} =$	91,8%
% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_f * \gamma_s}{e} =$	99,0%

Observaciones :

---



---



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

**PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA**

**SOLICITA: ING. PABLO VELEZ**

**FECHA: 20 DE NOVIEMBRE DEL 2011**

**LOTE # 40**

**ENSAYO # 3**

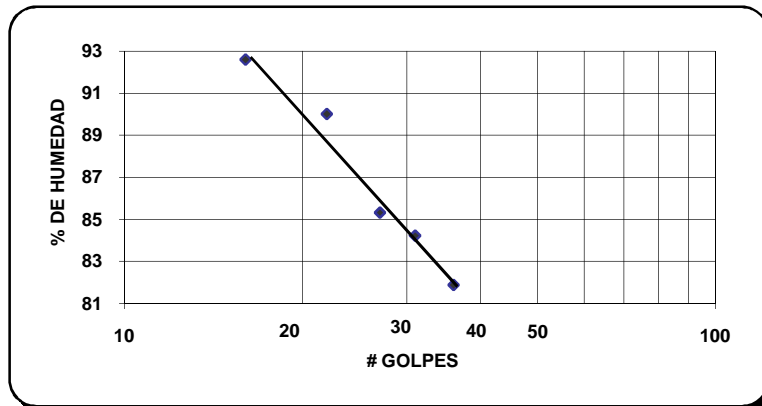
**PROFUNDIDAD: 1,00 m.**

## LIMITE PLASTICO

TARRO #	81	27	13	8
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	51,25	51,24	50,07	51,96
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	50,84	50,95	49,55	51,53
PESO DEL TARRO	49,78	50,20	48,25	50,44
%HUMEDAD	38,68	38,67	40,00	39,45

## LIMITE LIQUIDO

Nº DE ENSAYOS	1	2	3	4	5
Nº DE GOLPES	36	31	27	22	16
TARRO Nº	92	248	74	28	77
PESO TARRO + M. HUMEDA	68,99	64,90	72,52	66,88	66,15
PESO TARRO + M. SECA	60,76	57,15	62,34	58,59	58,15
PESO TARRO	50,71	47,95	50,41	49,38	49,51
%HUMEDAD	81,89	84,24	85,33	90,01	92,59



**LIMITE LIQUIDO** 87,59%  
**LIMITE PLASTICO** 39,20%  
**INDICE DE PLASTICIDAD** 48,39%

## HUMEDADES

TARRO #	92	206		
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	103,64	100,35		
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	89,51	87,24		
PESO DEL TARRO	50,71	50,47		
%HUMEDAD	36,42	35,65		

## GRANULOMETRIA

## NATURAL

## GRANULOMETRIA

TAMIZ Nº	PESOS RETENID PARCIALES	PESOS RETENID. ACUMULADOS	PORCENTAJES RETENIDOS	PORCENTAJES QUE PASAN
2"	0	0	0	100
1 1/2"	0	0	0	100
1"	0	0	0	100
3/4"	0,00	0	0	100
3/8"	0,00	0,00	0	100
Nº4	0,60	0,60	0	100
PASA Nº4			-	-
Nº10	10,50	11,10	8	92
Nº40	5,90	17,00	12	88
Nº200	1,60	18,60	13	87
PASA Nº200	0,10	128,42	-	-
TOTAL		147,02	-	-

PESO HUMEDO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO DESPUES DEL ENSAYO  
% DE HUMEDAD 36,04%  
PESO SECO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO ANTES DEL LAVADO 200,00  
PESO SECO ANTES DEL LAVADO 147,02  
PESO SECO DESPUES DEL LAVADO 5,00

**CLASIFICACION POR EL SUCS**  
**CLASIFICACION POR LA AASHTO**

**MH**  
**A-7-5 IG = 20**

% DE GRAVA 0  
% DE ARENA 13  
%DE FINOS 87

**ING. GUILLERMO VELEZ N**



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

LOTE # 93

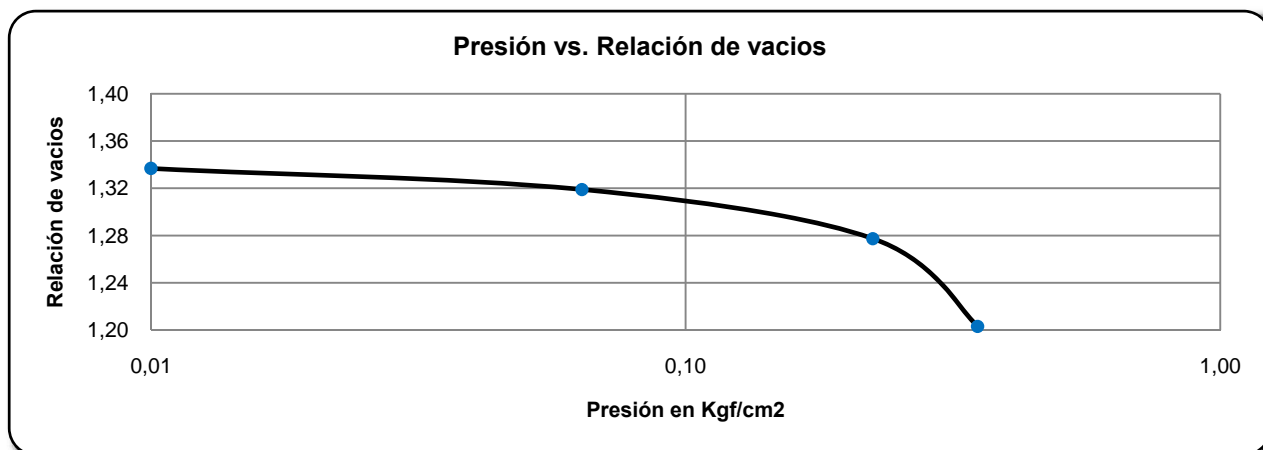
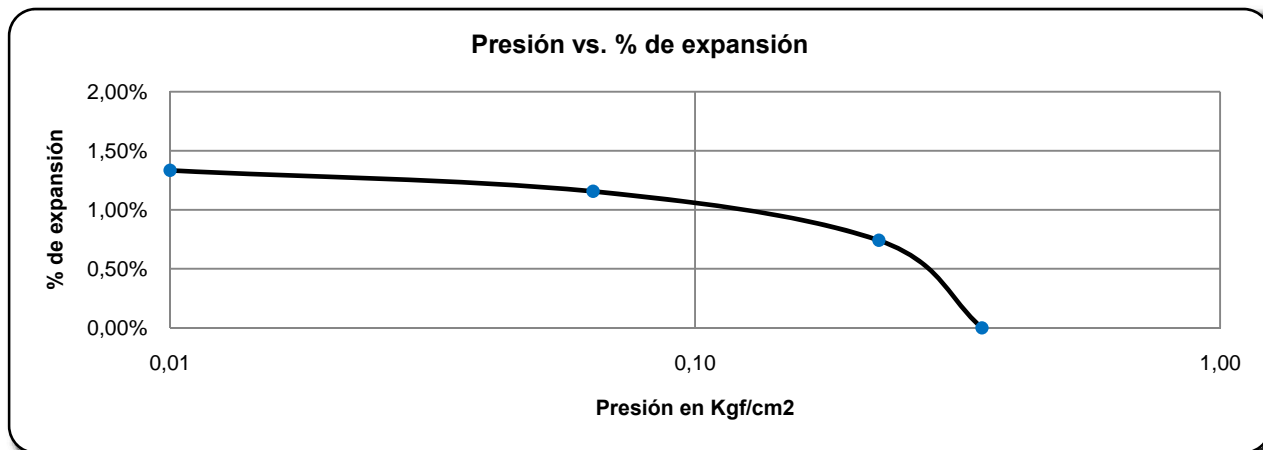
FECHA: 1 DE DICIEMBRE DEL 2011

ENSAYO # 4

## PRESION DE EXPANSION

<b>Diametro (cm)</b>	<b>Area (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ho (cm)</b>	
6,31	31,27	2,525	
Peso = 137,8 gf. Volumen = 78,96 cm <sup>3</sup> $\rho_{d\text{ humedo}} = 1,745 \text{ gr/cm}^3$			
<b><math>\rho_d =</math></b>	<b>1,287 Tnf/m<sup>3</sup></b>		<b><math>\omega</math> antes del ensayo =</b> 35,62%
<b>Gs =</b>	<b>2,835 Tnf/m<sup>3</sup></b>		<b>Presion de expansion =</b> 0,352 kgf/cm <sup>2</sup>

Presion (kgf/cm <sup>2</sup> )	% de Expansion	$\Delta H$	$\Delta H / Ho$	Relacion de vacios ( e )
0,00	1,33%	0,34	0,134	1,337
0,06	1,16%	0,29	0,116	1,319
0,22	0,74%	0,19	0,074	1,277
0,35	0,00%	0,00	0,000	1,203



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE # 93

ENSAYO # 4

## PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS

	ENSAYO # 1	ENSAYO # 2	
A =	43,26	45,73	(Peso del material seco)
B =	372,82	375,25	(Peso del matraz + agua + material)
C =	344,77	345,65	(Peso del matraz + agua)
temp =	16,10	16,30	(temperatura del ensayo)
	C= -0,058x + 345,7	C= -0,058 * temp. + 346,6	(ecuación del matraz)
			ENSAYO # 1    ENSAYO # 2 <b>PROMEDIO</b>
$\gamma_s =$	$\frac{A}{A - (B - C)}$		=    2,84    2,83 <b>2,84</b>
$\gamma_d =$	_____		= <b>1,287</b>
$\omega_i$ antes del ensayo			<b>35,62%</b>
$\omega_f$ después del ensayo			<b>42,01%</b>

Relación de vacíos (e) =	$\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} =$	1,203
% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_i * \gamma_s}{e} =$	83,9%
% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_f * \gamma_s}{e} =$	99,0%

Observaciones :

---



---

# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

**PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA**

**SOLICITA: ING. PABLO VELEZ**

**FECHA: 1 DE DICIEMBRE DEL 2011**

**LOTE # 93**

**ENSAYO # 4**

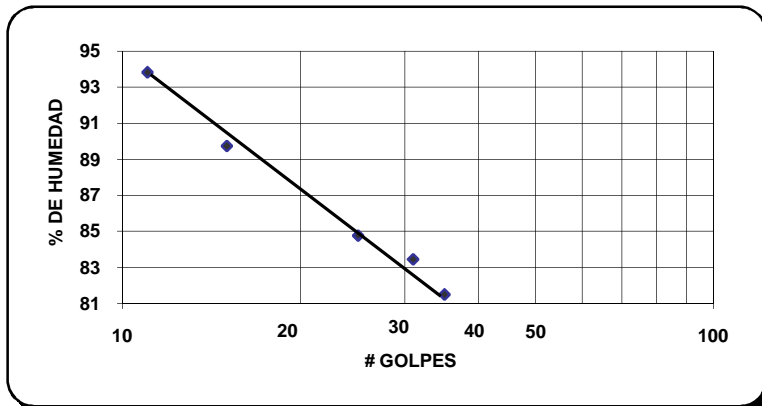
**PROFUNDIDAD: 1,00 m.**

## LIMITE PLASTICO

TARRO #	215	81	42	60
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	49,77	51,80	52,04	51,67
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	49,28	51,34	51,59	51,15
PESO DEL TARRO	47,63	49,78	50,07	49,42
%HUMEDAD	29,70	29,49	29,61	30,06

## LIMITE LIQUIDO

Nº DE ENSAYOS	1	2	3	4	5
Nº DE GOLPES	35	31	25	15	11
TARRO Nº	73	99	34	19	49
PESO TARRO + M. HUMEDA	61,53	61,74	62,07	61,47	60,97
PESO TARRO + M. SECA	56,33	56,69	56,78	56,06	55,37
PESO TARRO	49,95	50,64	50,54	50,03	49,40
%HUMEDAD	81,50	83,47	84,78	89,72	93,80



**LIMITE LIQUIDO** 85,89%  
**LIMITE PLASTICO** 29,71%  
**INDICE DE PLASTICIDAD** 56,17%

## HUMEDADES

TARRO #	207	66		
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	141,67	143,35		
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	117,55	118,94		
PESO DEL TARRO	50,04	50,27		
%HUMEDAD	35,73	35,55		

## GRANULOMETRIA

## NATURAL

## GRANULOMETRIA

TAMIZ Nº	PESOS RETENID PARCIALES	PESOS RETENID. ACUMULADOS	PORCENTAJES RETENIDOS	PORCENTAJES QUE PASAN
2"	0	0	0	100
1 1/2"	0	0	0	100
1"	0	0	0	100
3/4"	0,00	0	0	100
3/8"	0,00	0,00	0	100
Nº4	0,00	0,00	0	100
PASA Nº4			-	-
Nº10	0,00	0,00	0	100
Nº40	0,00	0,00	0	100
Nº200	0,00	0,00	0	100
PASA Nº200	0,10	147,45	-	-
TOTAL		147,45	-	-

PESO HUMEDO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO DESPUES DEL ENSAYO  
% DE HUMEDAD 35,64%  
PESO SECO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO ANTES DEL LAVADO 200,00  
PESO SECO ANTES DEL LAVADO 147,45  
PESO SECO DESPUES DEL LAVADO 0,00

**CLASIFICACION POR EL SUCS**  
**CLASIFICACION POR LA AASHTO**

**CH**  
**A-7-6 IG = 20**

% DE GRAVA 0  
% DE ARENA 0  
%DE FINOS 100

**ING. GUILLERMO VELEZ N**

# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE 42

ENSAYO # 5

FECHA: 12 DE DICIEMBRE DEL 2011

## % DE HINCHAMIENTO LIBRE

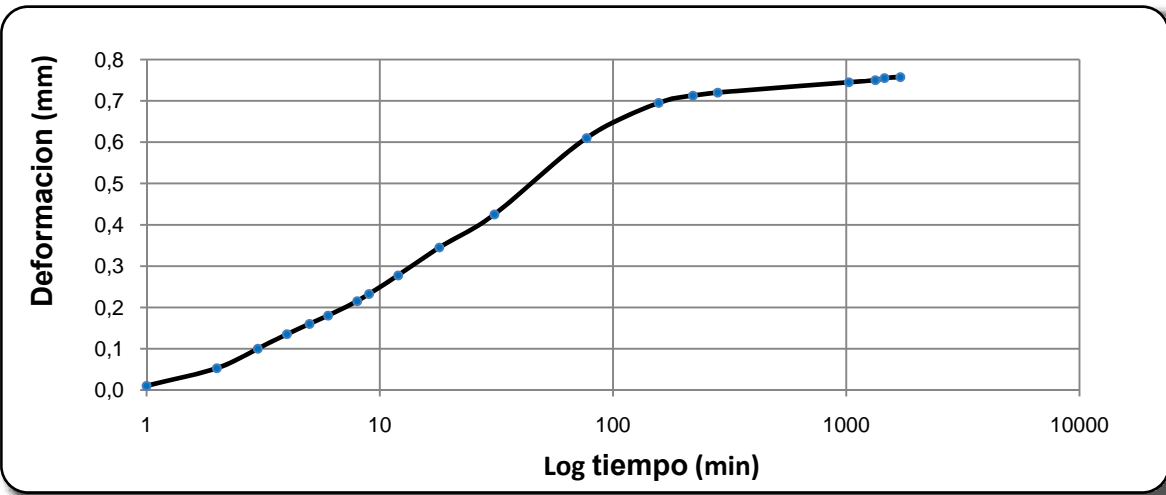
Diametro (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	H muestra (cm)
6,31	31,27	2,525

Peso = 137,4 g.  
 Volumen = 78,96 cm<sup>3</sup>  
 $\rho_d$  húmedo = 1,740 gr/cm<sup>3</sup>  
 $\rho_d$  = 1,315 gr/cm<sup>3</sup>

Horas	Minutos	# de divisiones	Deformacion 0,0025 mm	Tiempo minutos
	1	4	0,010	1
	2	21	0,053	2
	3	40	0,100	3
	4	54	0,135	4
	5	64	0,160	5
	6	72	0,180	6
	8	86	0,215	8
	9	93	0,233	9
	12	111	0,278	12
	18	138	0,345	18
	31	170	0,425	31
1	17	244	0,610	77
2	37	278	0,695	157
3	40	285	0,713	220
4	41	288	0,720	281
17	6	298	0,745	1026
22	14	300	0,750	1334
24	18	302	0,755	1458
28	26	303	0,758	1706

Altura del anillo (mm) =	25,3
Expansion total (mm) =	0,758
<b>% de Hinchamiento</b>	<b>2,99%</b>

Humeda antes ensayo	32,31%
Humeda despues ensayo	39,58%



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

LOTE 42

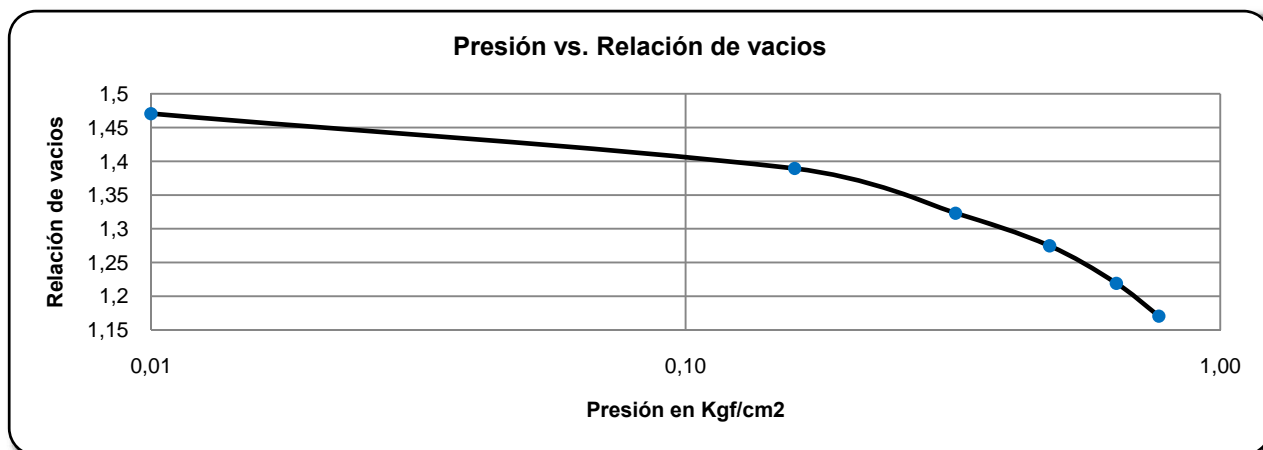
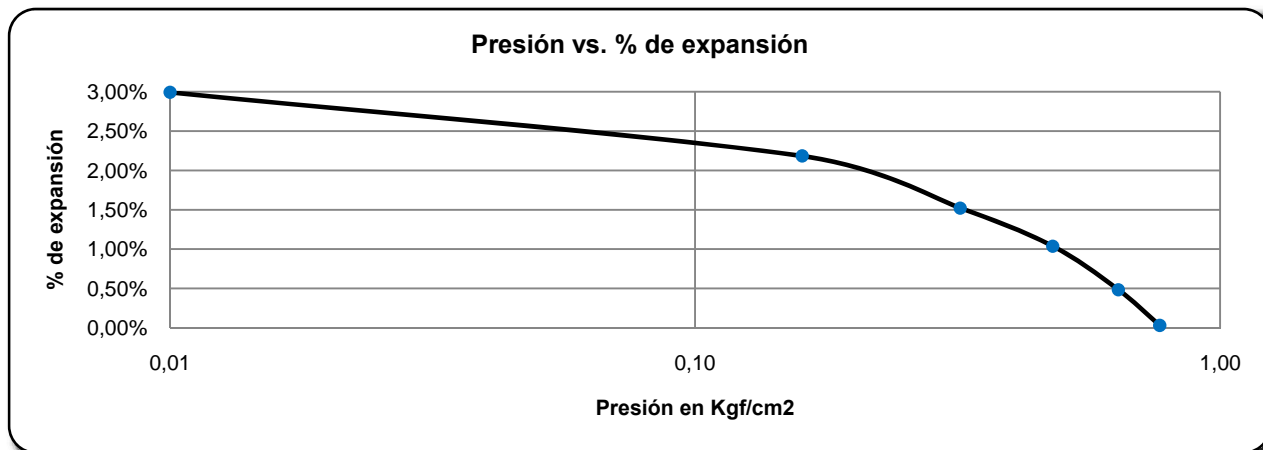
ENSAYO # 5

FECHA: 12 DE DICIEMBRE DEL 2011

## PRESION DE EXPANSION

<b>Diametro (cm)</b>	<b>Area (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ho (cm)</b>	
6,31	31,27	2,525	
Peso = 137,4 gf. Volumen = 78,96 cm <sup>3</sup> $\rho_d \text{ humedo} = 1,740 \text{ gr/cm}^3$			
<b><math>\rho_d =</math></b>	<b>1,315 Tnf/m<sup>3</sup></b>		<b><math>\omega</math> antes del ensayo =</b> 32,31%
<b>Gs =</b>	<b>2,855 Tnf/m<sup>3</sup></b>		<b>Presion de expansion =</b> 0,767 kgf/cm <sup>2</sup>

Presion (kgf/cm <sup>2</sup> )	% de Expansion	$\Delta H$	$\Delta H / Ho$	Relacion de vacios ( e )
0,00	2,99%	0,76	0,300	1,471
0,16	2,18%	0,55	0,219	1,390
0,32	1,52%	0,39	0,152	1,323
0,48	1,04%	0,26	0,104	1,275
0,64	0,48%	0,12	0,049	1,219
0,77	0,03%	0,01	0,003	1,171



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE 42

ENSAYO # 5

## PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS

	ENSAYO # 1	ENSAYO # 2	
A =	44,95	51,13	(Peso del material seco)
B =	374,91	378,94	(Peso del matraz + agua + material)
C =	345,71	345,66	(Peso del matraz + agua)
temp =	15,40	16,20	(temperatura del ensayo)
	C = -0,058x + 346,6	C = -0,058 * temp. + 346,6	(ecuación del matraz)
			ENSAYO # 1    ENSAYO # 2 <b>PROMEDIO</b>
$\gamma_s =$	$\frac{A}{A - (B - C)}$		=    2,85    2,86 <b>2,86</b>
$\gamma_d =$			= <b>1,315</b>
	$\omega_i$ antes del ensayo		<b>32,31%</b>
	$\omega_f$ después del ensayo		<b>39,58%</b>

Relación de vacíos (e) =	$\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$	= 1,171
% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_i * \gamma_s}{e}$	= 79%
% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_f * \gamma_s}{e}$	= 97%

Observaciones :

---



---



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

**DISEÑO-CONTROL-ASESORIA**  
**GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL**

**PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA**

**SOLICITA: ING. PABLO VELEZ**

**FECHA: 12 DE DICIEMBRE DEL 2011**

**LOTE 42**

**ENSAYO # 5**

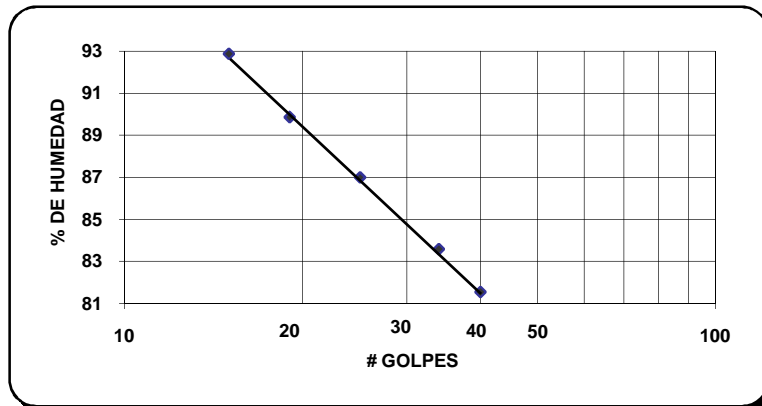
**PROFUNDIDAD: 1,00m**

## LIMITE PLASTICO

TARRO #	99	3	230	229
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	52,48	50,02	52,28	49,68
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	51,99	49,47	51,69	49,06
PESO DEL TARRO	50,64	47,96	50,04	47,32
%HUMEDAD	36,30	36,42	35,76	35,63

## LIMITE LIQUIDO

Nº DE ENSAYOS	1	2	3	4	5
Nº DE GOLPES	40	34	25	19	15
TARRO Nº	31	224	244	210	41
PESO TARRO + M. HUMEDA	61,94	62,15	62,03	61,51	60,65
PESO TARRO + M. SECA	56,28	56,19	56,74	56,20	54,67
PESO TARRO	49,34	49,06	50,66	50,29	48,23
%HUMEDAD	81,56	83,59	87,01	89,85	92,86



**LIMITE LIQUIDO** 87,67%  
**LIMITE PLASTICO** 36,03%  
**INDICE DE PLASTICIDAD** 51,64%

## HUMEDADES

TARRO #	217	56		
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	109,00	110,38		
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	93,15	94,65		
PESO DEL TARRO	46,21	47,63		
%HUMEDAD	33,77	33,45		

## GRANULOMETRIA

## NATURAL

## GRANULOMETRIA

TAMIZ Nº	PESOS RETENID PARCIALES	PESOS RETENID. ACUMULADOS	PORCENTAJES RETENIDOS	PORCENTAJES QUE PASAN
2"	0	0	0	100
1 1/2"	0	0	0	100
1"	0	0	0	100
3/4"	0,00	0	0	100
3/8"	0,00	0,00	0	100
Nº4	0,00	0,00	0	100
PASA Nº4			-	-
Nº10	0,00	0,00	0	100
Nº40	0,00	0,00	0	100
Nº200	0,30	0,30	0	100
PASA Nº200	0,10	149,39	-	-
TOTAL		149,69	-	-

PESO HUMEDO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO DESPUES DEL ENSAYO  
% DE HUMEDAD 33,61%  
PESO SECO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO ANTES DEL LAVADO 200,00  
PESO SECO ANTES DEL LAVADO 149,69  
PESO SECO DESPUES DEL LAVADO 0,30

**CLASIFICACION POR EL SUCS**  
**CLASIFICACION POR LA AASHTO**

**CH**  
**A-7-5 IG = 20**

% DE GRAVA 0  
% DE ARENA 0  
%DE FINOS 100

**ING. GUILLERMO VELEZ N**

# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE 153

ENSAYO # 6

FECHA: 17 DE DICIEMBRE DEL 2011

## % DE HINCHAMIENTO LIBRE

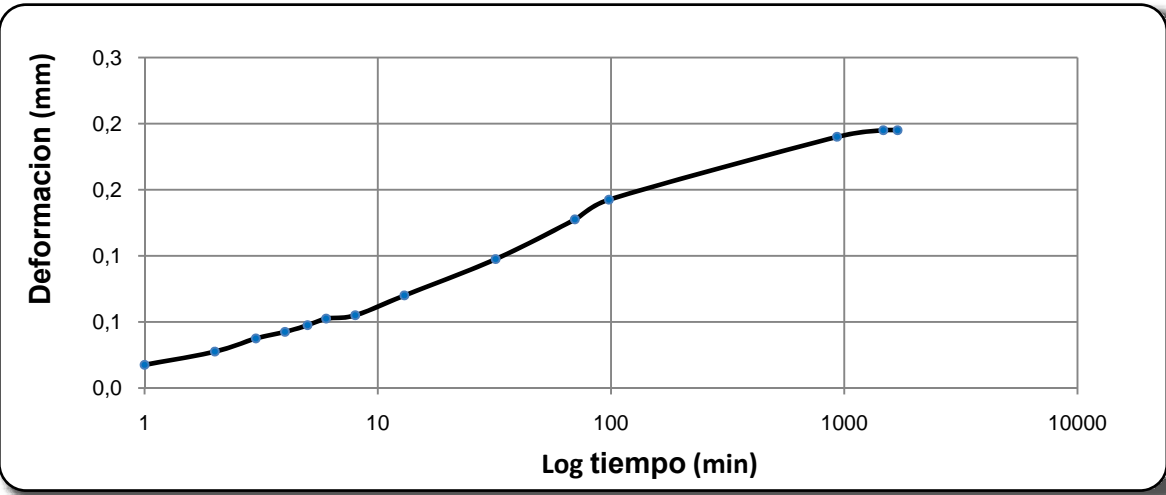
Diametro (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	H muestra (cm)
6,31	31,27	2,525

Peso = 138,6 g.  
 Volumen = 78,96 cm<sup>3</sup>  
 $\rho_d$  húmedo = 1,755 gr/cm<sup>3</sup>  
 $\rho_d$  = 1,242 gr/cm<sup>3</sup>

Horas	Minutos	# de deivisiones	Deformacion 0,0025 mm	Tiempo minutos
	1	7	0,018	1
	2	11	0,028	2
	3	15	0,038	3
	4	17	0,043	4
	5	19	0,048	5
	6	21	0,053	6
	8	22	0,055	8
	13	28	0,070	13
	32	39	0,098	32
1	10	51	0,128	70
1	38	57	0,143	98
15	31	76	0,190	931
24	30	78	0,195	1470
28	13	78	0,195	1693

Altura del anillo (mm) =	25,3
Expansion total (mm) =	0,195
<b>% de Hinchamiento</b>	<b>0,77%</b>

Humeda antes ensayo	41,36%
Humeda despues ensayo	42,87%



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

LOTE 153

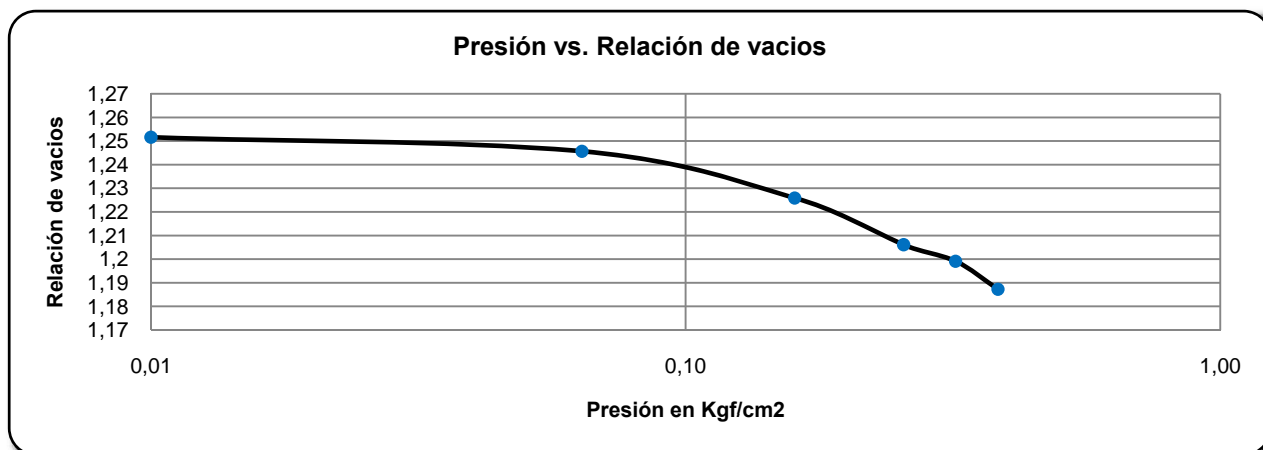
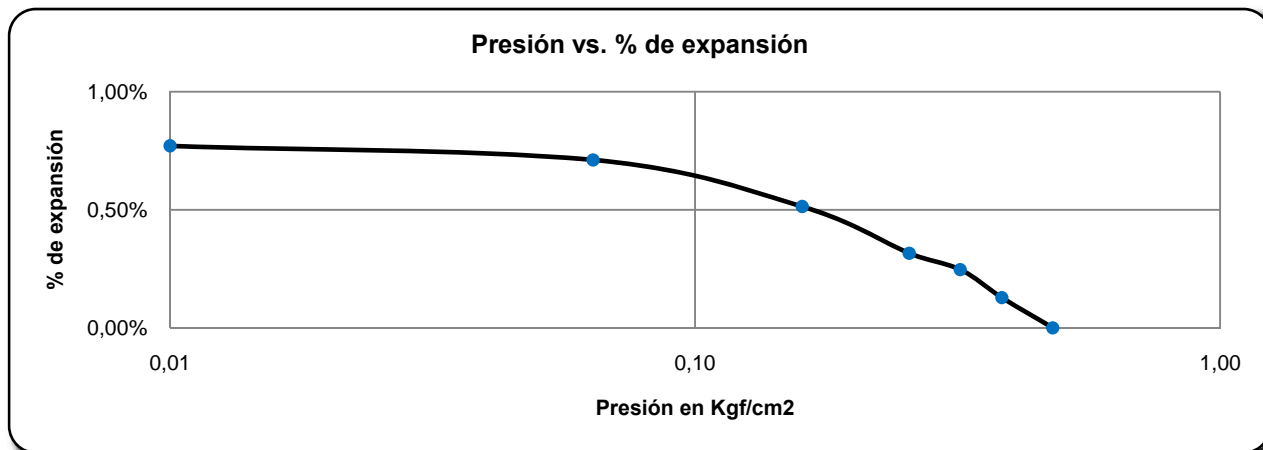
ENSAYO # 6

FECHA: 17 DE DICIEMBRE DEL 2011

## PRESION DE EXPANSION

<b>Diametro (cm)</b>	<b>Area (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ho (cm)</b>	
6,31	31,27	2,525	
Peso = 138,6 gf. Volumen = 78,96 cm <sup>3</sup> $\rho_{d\text{ humedo}} = 1,755 \text{ gr/cm}^3$			
<b><math>\rho_d =</math></b>	<b>1,242 Tnf/m<sup>3</sup></b>		<b><math>\omega</math> antes del ensayo =</b>
<b>Gs =</b>	<b>2,700 Tnf/m<sup>3</sup></b>		<b>Presion de expansion =</b>
			<b>0,480 kgf/cm<sup>2</sup></b>

Presion (kgf/cm <sup>2</sup> )	% de Expansion	$\Delta H$	$\Delta H / Ho$	Relacion de vacios ( e )
0,00	0,77%	0,20	0,077	1,252
0,06	0,71%	0,18	0,071	1,246
0,16	0,51%	0,13	0,051	1,226
0,26	0,32%	0,08	0,032	1,206
0,32	0,25%	0,06	0,025	1,199
0,38	0,13%	0,03	0,013	1,187
0,48	0,00%	0,00	0,000	1,174



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE 153

ENSAYO # 6

## PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS

	ENSAYO # 1	ENSAYO # 2	
A =	42,91	43,38	(Peso del material seco)
B =	371,90	371,91	(Peso del matraz + agua + material)
C =	344,78	344,72	(Peso del matraz + agua)
temp =	15,80	16,90	(temperatura del ensayo)
	C = -0,058x + 345,7	C = -0,058x + 345,7	(ecuación del matraz)
			ENSAYO # 1    ENSAYO # 2 <b>PROMEDIO</b>
			<b><math>\gamma_s = \frac{A}{A - (B - C)} =</math></b>
			2,72            2,68 <b>2,70</b>
			<b><math>\gamma_d =</math></b>
			<b>1,242</b>
			$\omega_i$ antes del ensayo <b>41,36%</b>
			$\omega_f$ después del ensayo <b>42,87%</b>

Relación de vacíos (e) = $\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} =$	1,174
% de saturación antes del ensayo = $\frac{\omega_i * \gamma_s}{e} =$	95%
% de saturación antes del ensayo = $\frac{\omega_f * \gamma_s}{e} =$	99%

Observaciones :

---



---

# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

**DISEÑO-CONTROL-ASESORIA**  
**GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL**

**PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA**

**SOLICITA: ING. PABLO VELEZ**

**FECHA: 17 DE DICIEMBRE DEL 2011**

**LOTE 153**

**ENSAYO # 6**

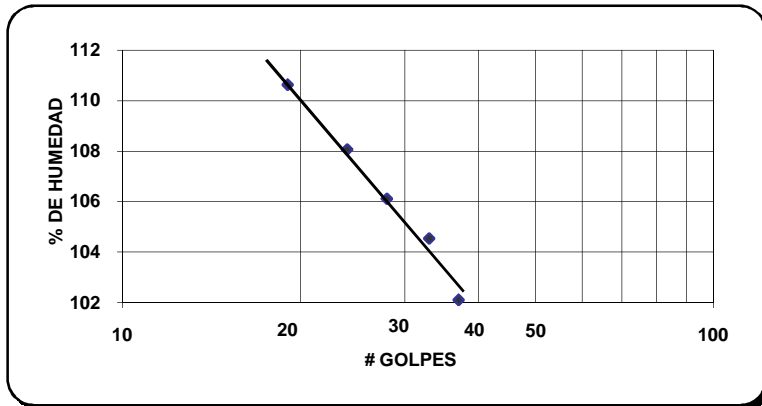
**PROFUNDIDAD: 1,00m**

## LIMITE PLASTICO

TARRO #	86	248	17	93
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	48,25	49,21	50,80	51,24
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	47,89	48,84	50,51	50,91
PESO DEL TARRO	47,03	47,95	49,79	50,11
%HUMEDAD	41,86	41,57	40,28	41,25

## LIMITE LIQUIDO

Nº DE ENSAYOS	1	2	3	4	5
Nº DE GOLPES	37	33	28	24	19
TARRO Nº	227	1	25	58	233
PESO TARRO + M. HUMEDA	70,24	69,90	67,64	69,02	69,19
PESO TARRO + M. SECA	60,06	59,98	57,23	58,98	59,29
PESO TARRO	50,09	50,49	47,42	49,69	50,34
%HUMEDAD	102,11	104,53	106,12	108,07	110,61



**LIMITE LIQUIDO** 107,75%  
**LIMITE PLASTICO** 41,24%  
**INDICE DE PLASTICIDAD** 66,51%

## HUMEDADES

TARRO #	220	230		
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	135,56	142,06		
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	110,07	114,48		
PESO DEL TARRO	50,25	50,04		
%HUMEDAD	42,61	42,80		

## GRANULOMETRIA

## NATURAL

## GRANULOMETRIA

TAMIZ Nº	PESOS RETENID PARCIALES	PESOS RETENID. ACUMULADOS	PORCENTAJES RETENIDOS	PORCENTAJES QUE PASAN
2"	0	0	0	100
1 1/2"	0	0	0	100
1"	0	0	0	100
3/4"	0,00	0	0	100
3/8"	0,00	0,00	0	100
Nº4	0,00	0,00	0	100
PASA Nº4			-	-
Nº10	0,00	0,00	0	100
Nº40	1,20	1,20	1	99
Nº200	3,20	4,40	3	97
PASA Nº200	0,10	135,75	-	-
TOTAL		140,15	-	-

PESO HUMEDO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO DESPUES DEL ENSAYO  
% DE HUMEDAD 42,71%  
PESO SECO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO ANTES DEL LAVADO 200,00  
PESO SECO ANTES DEL LAVADO 140,15  
PESO SECO DESPUES DEL LAVADO 4,40

**CLASIFICACION POR EL SUCS**  
**CLASIFICACION POR LA AASHTO**

**CH**  
**A-7-5 IG = 20**

% DE GRAVA 0  
% DE ARENA 3  
%DE FINOS 97

**ING. GUILLERMO VELEZ N**



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

LOTE 153

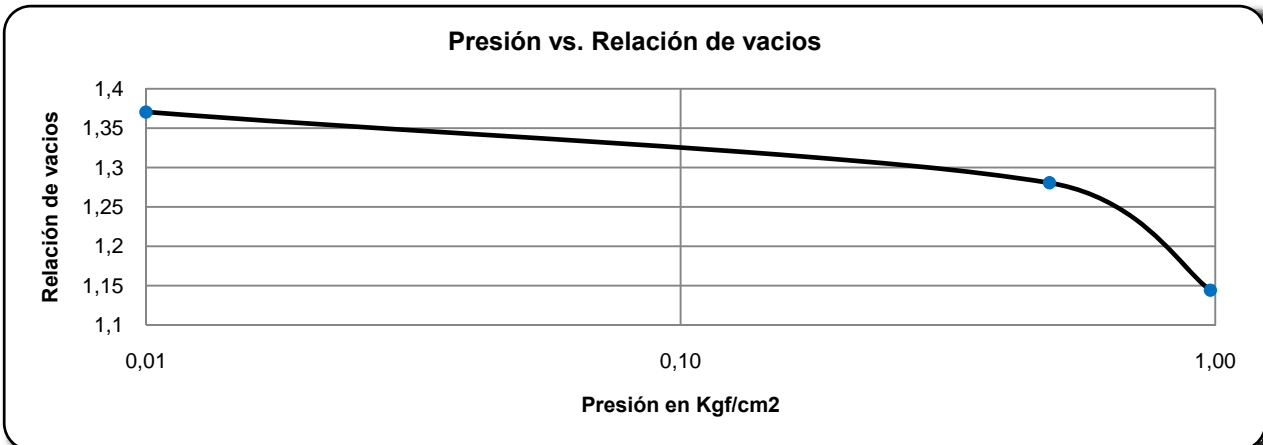
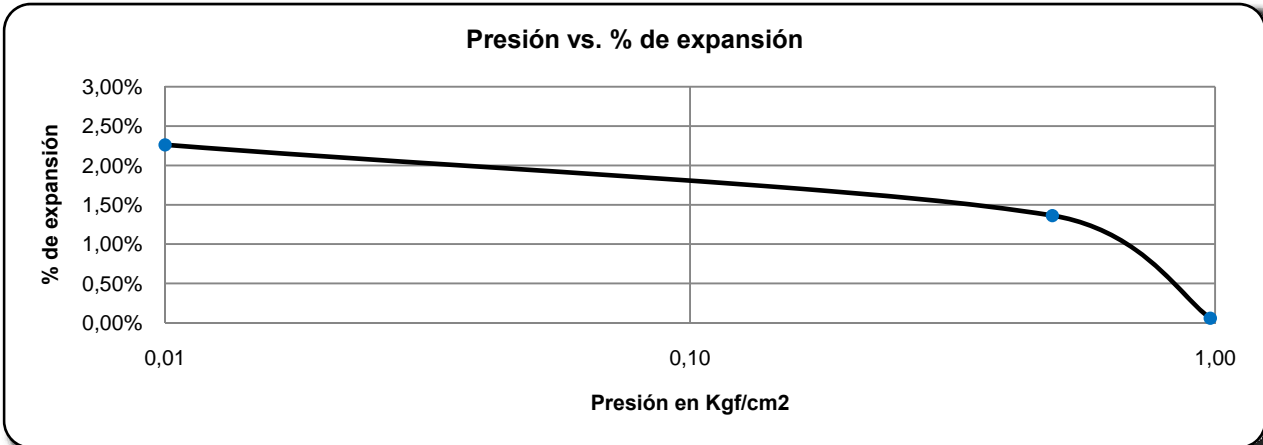
ENSAYO # 6'

FECHA: 17 DE DICIEMBRE DEL 2011

## PRESION DE EXPANSION

<b>Diametro (cm)</b>	<b>Area (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ho (cm)</b>	
5,1	20,43	2,53	
Peso = 87,8 gf. Volumen = 51,68 cm <sup>3</sup> $\rho_d \text{ humedo} = 1,699 \text{ gr/cm}^3$			
<b><math>\rho_d =</math></b>	1,259 Tnf/m <sup>3</sup>		<b><math>\omega</math> antes del ensayo =</b> 34,92%
<b>Gs =</b>	2,700 Tnf/m <sup>3</sup>		<b>Presion de expansion =</b> 0,979 kgf/cm <sup>2</sup>

Presion (kgf/cm <sup>2</sup> )	% de Expansion	$\Delta H$	$\Delta H / Ho$	Relacion de vacios ( e )
0,00	2,26%	0,57	0,226	1,371
0,49	1,36%	0,35	0,136	1,281
0,98	0,06%	0,02	0,006	1,144



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE 153

ENSAYO # 6'

## PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS

	ENSAYO # 1	ENSAYO # 2	
A =	42,91	43,38	(Peso del material seco)
B =	371,90	371,91	(Peso del matraz + agua + material)
C =	344,78	344,72	(Peso del matraz + agua)
temp =	15,80	16,90	(temperatura del ensayo)
	C = -0,058x + 345,7	C = -0,058x + 345,7	(ecuación del matraz)
			ENSAYO # 1    ENSAYO # 2 <b>PROMEDIO</b>
$\gamma_s =$	$\frac{A}{A - (B - C)}$		=    2,72    2,68 <b>2,70</b>
$\gamma_d =$			= <b>1,259</b>
	$\omega_i$ antes del ensayo		<b>34,92%</b>
	$\omega_f$ después del ensayo		<b>42,14%</b>

Relación de vacíos (e) =	$\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$	= 1,144
% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_i * \gamma_s}{e}$	= 82%
% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_f * \gamma_s}{e}$	= 99%

Observaciones :

---



---



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE 89

ENSAYO # 7

FECHA: 14 DE ENERO DEL 2012

## % DE HINCHAMIENTO LIBRE

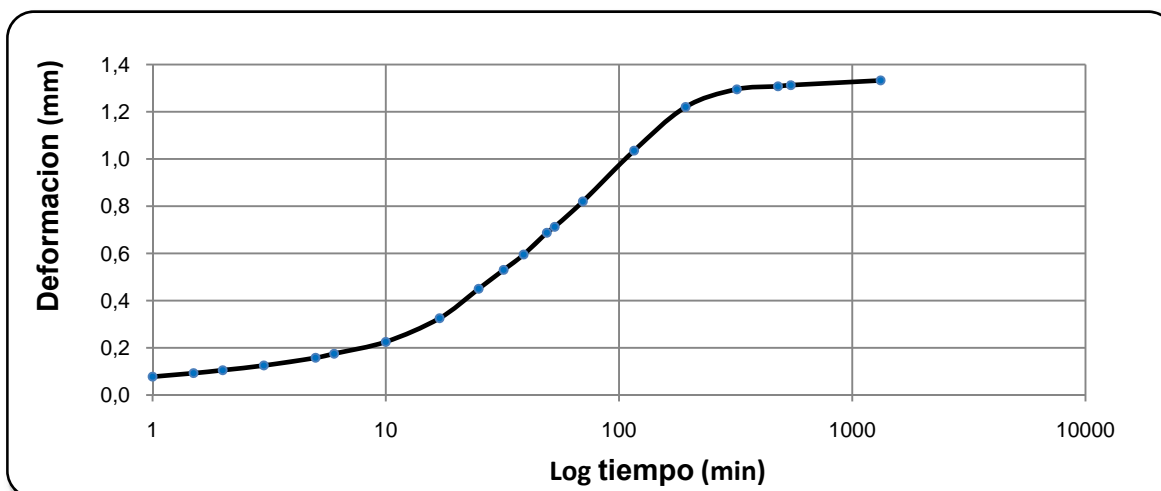
Diametro (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	H muestra (cm)
6,31	31,27	2,525

Peso = 137,2 g.  
 Volumen = 78,96 cm<sup>3</sup>  
 $\rho_d$  húmedo = 1,738 gr/cm<sup>3</sup>  
 $\rho_d$  = 1,366 gr/cm<sup>3</sup>

Horas	Minutos	# de divisiones	Deformacion 0,0025 mm	Tiempo minutos
	0,5	20	0,050	0,5
	1	31	0,078	1
	1,5	37	0,093	1,5
	2	42	0,105	2
	3	50	0,125	3
	5	63	0,158	5
	6	70	0,175	6
	10	90	0,225	10
	17	130	0,325	17
	25	180	0,450	25
	32	212	0,530	32
	39	238	0,595	39
	49	275	0,688	49
	53	285	0,713	53
1	10	328	0,820	70
1	56	414	1,035	116
3	13	488	1,220	193
5	20	518	1,295	320
8	0	523	1,308	480
9	5	525	1,313	545
22	2	533	1,333	1322

Altura del anillo (mm) =	25,3
Expansion total (mm) =	1,333
<b>% de Hinchamiento</b>	<b>5,27%</b>

Humeda antes ensayo	27,18%
Humeda despues ensayo	37,05%



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA

LOTE 89

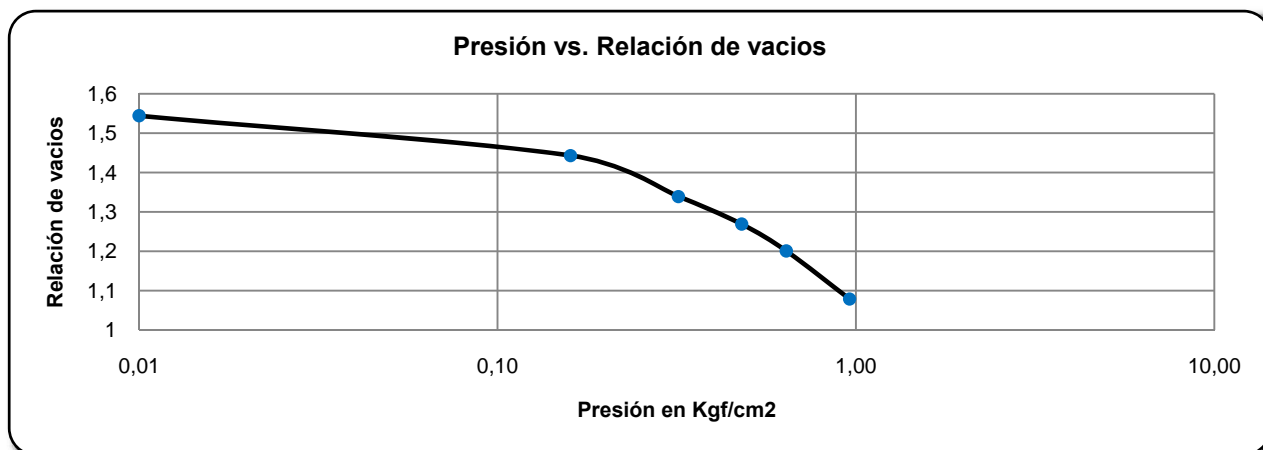
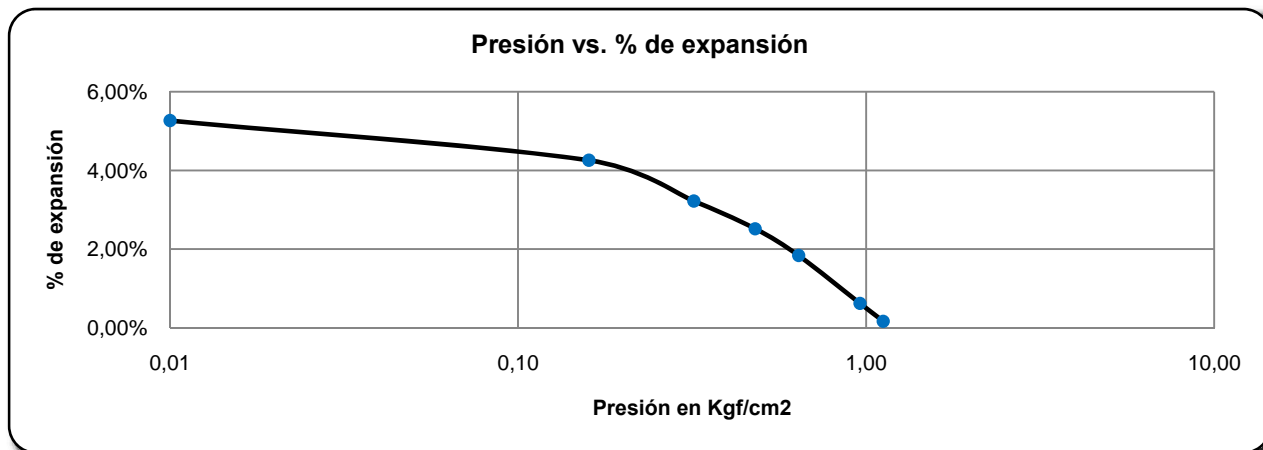
ENSAYO # 7

FECHA: 14 DE ENERO DEL 2012

## PRESION DE EXPANSION

<b>Diametro (cm)</b>	<b>Area (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ho (cm)</b>	
6,31	31,27	2,525	
Peso = 137,2 gf. Volumen = 78,96 cm <sup>3</sup> $\rho_{d\text{ humedo}} = 1,738 \text{ gr/cm}^3$			
<b><math>\rho_d =</math></b>	<b>1,366 Tnf/m<sup>3</sup></b>		<b><math>\omega</math> antes del ensayo = 27,18%</b>
<b>Gs =</b>	<b>2,755 Tnf/m<sup>3</sup></b>		<b>Presion de expansion = 1,119 kgf/cm<sup>2</sup></b>

Presion (kgf/cm <sup>2</sup> )	% de Expansion	$\Delta H$	$\Delta H / Ho$	Relacion de vacios ( e )
0,00	5,27%	1,33	0,528	1,544
0,16	4,26%	1,08	0,427	1,443
0,32	3,22%	0,82	0,323	1,339
0,48	2,52%	0,64	0,252	1,269
0,64	1,84%	0,47	0,184	1,201
0,96	0,62%	0,16	0,062	1,079
1,12	0,17%	0,04	0,017	1,017



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

DISEÑO-CONTROL-ASESORIA  
GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL

PROYECTO: TESIS

SOLICITA: ING. PABLO VELEZ

LOTE 89

ENSAYO # 7

## PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS

	ENSAYO # 1	ENSAYO # 2	
A =	43,52	43,53	(Peso del material seco)
B =	688,99	373,45	(Peso del matraz + agua + material)
C =	661,28	345,68	(Peso del matraz + agua)
temp =	15,90	15,80	(temperatura del ensayo)
	C = -0,058x + 345,7	C = -0,058x + 345,7	(ecuación del matraz)
			ENSAYO # 1    ENSAYO # 2 <b>PROMEDIO</b>
$\gamma_s =$	$\frac{A}{A - (B - C)}$		=    2,75    2,76 <b>2,76</b>
$\gamma_d =$			= <b>1,366</b>
	$\omega_i$ antes del ensayo		<b>27,18%</b>
	$\omega_f$ después del ensayo		<b>37,05%</b>

Relación de vacíos (e) =	$\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$	=    1,017
% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_i * \gamma_s}{e}$	=    74%
% de saturación antes del ensayo =	$\frac{\omega_f * \gamma_s}{e}$	=    100%

Observaciones :

---



---

# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

**DISEÑO-CONTROL-ASESORIA**  
**GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL**

**PROYECTO: TESIS ING. PABLO E. VELEZ DAVILA**

**SOLICITA: ING. PABLO VELEZ**

**FECHA: 17 DE DICIEMBRE DEL 2011**

**LOTE 89**

**ENSAYO # 7**

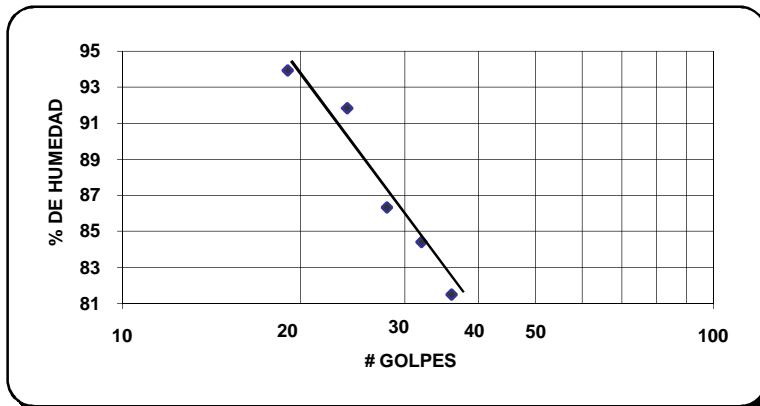
**PROFUNDIDAD: 1,00m**

## LIMITE PLASTICO

TARRO #	8	51	225	208
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	51,50	51,09	51,58	48,48
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	51,22	50,72	51,21	48,10
PESO DEL TARRO	50,44	49,70	50,20	47,04
%HUMEDAD	35,90	36,27	36,63	35,85

## LIMITE LIQUIDO

Nº DE ENSAYOS	1	2	3	4	5
Nº DE GOLPES	36	32	28	24	19
TARRO Nº	220	230	26	35	248
PESO TARRO + M. HUMEDA	68,89	65,20	67,17	67,97	64,26
PESO TARRO + M. SECA	60,52	58,26	59,40	59,64	56,36
PESO TARRO	50,25	50,04	50,40	50,57	47,95
%HUMEDAD	81,50	84,43	86,33	91,84	93,94



**LIMITE LIQUIDO** **89,75%**  
**LIMITE PLASTICO** **36,16%**  
**INDICE DE PLASTICIDAD** **53,59%**

## HUMEDADES

TARRO #	15	236		
PESO DEL TARRO + M. HUMED.	138,09	133,15		
PESO DEL TARRO + MAT.SECA	114,01	110,03		
PESO DEL TARRO	48,35	47,58		
%HUMEDAD	36,67	37,02		

## GRANULOMETRIA

## NATURAL

## GRANULOMETRIA

TAMIZ Nº	PESOS RETENID PARCIALES	PESOS RETENID. ACUMULADOS	PORCENTAJES RETENIDOS	PORCENTAJES QUE PASAN
2"	0	0	0	100
1 1/2"	0	0	0	100
1"	0	0	0	100
3/4"	0,00	0	0	100
3/8"	0,00	0,00	0	100
Nº4	0,00	0,00	0	100
PASA Nº4			-	-
Nº10	0,00	0,00	0	100
Nº40	0,20	0,20	0	100
Nº200	1,60	1,80	1	99
PASA Nº200	0,60	144,35	-	-
TOTAL		146,15	-	-

PESO HUMEDO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO DESPUES DEL ENSAYO  
**% DE HUMEDAD** **36,85%**  
PESO SECO ANTES DEL ENSAYO  
PESO HUMEDO ANTES DEL LAVADO **200,00**  
PESO SECO ANTES DEL LAVADO **146,15**  
PESO SECO DESPUES DEL LAVADO **7,00**

**CLASIFICACION POR EL SUCS**  
**CLASIFICACION POR LA AASHTO**

**CH**  
**A-7-5 IG = 20**

% DE GRAVA **0**  
% DE ARENA **1**  
%DE FINOS **99**

**ING. GUILLERMO VELEZ N**

# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

**DISEÑO-CONTROL-ASESORIA**  
**GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL**

PROYECTO TESIS ING. PABLO VELEZ

MUESTRA : LOTE 99

ENSAYO # 1

FECHA: 11 DE ENERO DEL 2012

## GRANULOMETRIA POR HIDROMETRO

### CALIBRACION DEL HIDROMETRO

HIDROMETRO		DEFLOCULANTE USADO: HEXAMETA-FOSFATO DE SODIO		$\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup> =	2,85
CORECCION POR MENISCO (cm)			CORECCION POR DEFLOCULANTE		CORRECCION POR TEMPERATURA
LECTURAS		Cm (+)	LECTURAS		Cd (-)
1	Lectura inferior	1,0010	Lectura en el agua con defloculante		1,0041
2	Lectura superior	1,0004	Lectura en el agua		17,6
Cm = 1 - 2		<b>0,0006</b>	Cd = 1 - 2		Ct
					-0,00038

### PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

LECTURAS INICIALES						PESO DE LAS PARTICULAS SOLIDAS	
Tiempo (seg)	15	30	60	120	T (°C)	RECIPIENTE # 1	
Lectura 1	1,0347	1,0341	1,0333	1,0317	17,3	PESO DEL RECIPIENTE gr	
Lectura 2	1,0350	1,0342	1,0335	1,0318	17,5	PESO DEL RECI. + SUELSO SECO gr	
Lectura 3	1,0350	1,0343	1,0335	1,0318	17,7	PESO DEL SUELO SECO Ws 50 gr	
PROMEDIO	1,0349	1,0342	1,0334	1,0318	17,5		

#### MEDICIONES

#### CALCULOS

FECHA	HORA DE LA LECTURA	TIEMPO t (min)	TEMPE. T (°C)	LECTURA REAL DEL HIDROMETRO R'	CORRECCION POR TEMPERATURA	PORCENTAJE QUE PASA %	LECTURA DEL HIDROMETRO CORREGIDA R	PROFUNDIDAD EFECTIVA L (cm)	$K = \sqrt{\frac{30\eta}{981(G_s - 1)\gamma_w}}$	$D (mm) = K \sqrt{\frac{L}{T}}$
11/01/2012	9:22:00				-					
11/01/2012	9:22:15	0,25	17,5	1,0349	-0,00040	94,4	1,0351	6,98	0,013255	0,07004
11/01/2012	9:22:30	0,5	17,5	1,0342	-0,00040	92,3	1,0344	7,18	0,013255	0,05023
11/01/2012	9:23:00	1	17,5	1,0334	-0,00040	89,9	1,0336	7,42	0,013255	0,03611
11/01/2012	9:24:00	2	17,5	1,0318	-0,00040	84,8	1,0320	7,83	0,013255	0,02623
11/01/2012		4	17,7	1,0300	-0,00036	79,4	1,0302	8,34	0,013237	0,01911
11/01/2012		8	17,7	1,0281	-0,00036	73,6	1,0283	8,81	0,013237	0,01389
11/01/2012		15	17,7	1,0262	-0,00036	67,7	1,0264	9,32	0,013237	0,01043
11/01/2012		30	17,8	1,0242	-0,00034	61,6	1,0245	9,88	0,013228	0,00759
11/01/2012		60	17,8	1,0221	-0,00034	55,1	1,0224	10,41	0,013228	0,00551
11/01/2012		120	18	1,0204	-0,00030	50,0	1,0207	10,79	0,01321	0,00396
11/01/2012		208	18,4	1,0194	-0,00026	47,1	1,0197	11,09	0,013146	0,00304
11/01/2012		420	19,7	1,0113	-0,00006	22,7	1,0118	13,16	0,012758	0,00226
11/01/2012		480	19,8	1,0089	-0,00004	15,4	1,0095	13,82	0,012742	0,00216
11/01/2012		505	19,8	1,0080	-0,00004	12,6	1,0086	14,05	0,012742	0,00213
12/01/2012		1546	17,9	1,0052	-0,00032	3,1	1,0055	14,88	0,013219	0,00130

L.L =	77,75%
L.P =	36,62%
I.P =	41,13%

% PARTICULAS MENOR A 0,002mm en el ensayo	11,14%
% PASA TAMIZ # 200, granulometria por lavado	96%
% PARTICULAS MENOR A 0,002mm, muestra	10,70%

Actividad Seed % PASA 0,002mm > 40%	<b>3,845</b>
Actividad Skemton % PASA 0,002mm < 40%	<b>3,845</b>

$$\% \text{ más fino} = \frac{1606(R_{\text{corregida}} - 1)a}{w_s} \times 100$$

$$R_{\text{corregida}} = R - Cd \pm Ct$$

$$\text{Actividad} = \frac{I_p}{(\% < 2\text{micras} - 10)} \quad \text{Seed}$$

$$\text{Actividad} = \frac{I_p}{\% < 2\text{micras}} \quad \text{Skempton}$$

# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

**DISEÑO-CONTROL-ASESORIA**  
**GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL**

PROYECTO TESIS ING. PABLO VELEZ

MUESTRA : LOTE 125

ENSAYO # 2

FECHA: 10 DE ENERO DEL 2012

## GRANULOMETRIA POR HIDROMETRO

### CALIBRACION DEL HIDROMETRO

HIDROMETRO		DEFLOCULANTE USADO: HEXAMETA-FOSFATO DE SODIO		$\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup> =	2,83	
CORECCION POR MENISCO (cm)			CORECCION POR DEFLOCULANTE		CORRECCION POR TEMPERATURA	
LECTURAS		Cm (+)	LECTURAS			Cd (-)
1	Lectura inferior	1,0010	Lectura en el agua con defloculante		1,0041	T (°C)
2	Lectura superior	1,0004	Lectura en el agua			17,6
Cm = 1 - 2		<b>0,0006</b>	Cd = 1 - 2			-0,00038

### PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

LECTURAS INICIALES						PESO DE LAS PARTICULAS SOLIDAS	
Tiempo (seg)	15	30	60	120	T (°C)	RECIPIENTE #	1
Lectura 1	1,0355	1,0352	1,0348	1,0342	17,4	PESO DEL RECIPIENTE	gr
Lectura 2	1,0355	1,0350	1,0348	1,0343	17,5	PESO DEL RECI. + SUELSO SECO	gr
Lectura 3	1,0354	1,0352	1,0348	1,0342	17,7	PESO DEL SUELO SECO W <sub>s</sub>	50 gr
PROMEDIO	1,0355	1,0351	1,0348	1,0342	17,5		

#### MEDICIONES

#### CALCULOS

FECHA	HORA DE LA LECTURA	TIEMPO t (min)	TEMPE. T (°C)	LECTURA REAL DEL HIDROMETRO R'	CORRECCION POR TEMPERATURA	PORCENTAJE QUE PASA	LECTURA DEL HIDROMETRO CORREGIDA R	PROFUNDIDAD EFECTIVA L (cm)	$K = \sqrt{\frac{30\eta}{981(G_s - 1)\gamma_w}}$	$D (mm) = K \sqrt{\frac{L}{T}}$
10/01/2012	8:47:00				-	%	R	L (cm)		
10/01/2012	8:47:15	0,25	17,5	1,0355	-0,00040	96,6	1,0357	6,88	0,01333893	0,06998
10/01/2012	8:47:30	0,5	17,5	1,0351	-0,00040	95,5	1,0353	6,94	0,01333893	0,04970
10/01/2012	8:48:00	1	17,5	1,0348	-0,00040	94,5	1,0350	7,00	0,01333893	0,03529
10/01/2012	8:49:00	2	17,5	1,0342	-0,00040	92,7	1,0344	7,18	0,01333893	0,02527
10/01/2012		5	17,6	1,0332	-0,00038	89,6	1,0334	7,48	0,0133308	0,01631
10/01/2012		9	17,6	1,0321	-0,00038	86,2	1,0323	7,74	0,0133308	0,01236
10/01/2012		15	17,6	1,0309	-0,00038	82,5	1,0311	8,07	0,0133308	0,00978
10/01/2012		30	17,7	1,029	-0,00036	76,7	1,0292	8,56	0,0133186	0,00711
10/01/2012		106	17,9	1,0282	-0,00032	74,3	1,0285	8,78	0,0132942	0,00383
10/01/2012		261	18,9	1,0236	-0,00021	60,4	1,0240	10,02	0,013138	0,00257
10/01/2012		408	19,3	1,014	-0,00014	30,9	1,0145	12,48	0,012894	0,00226
10/01/2012		480	19,5	1,0093	-0,00010	16,5	1,0098	13,74	0,012862	0,00218
10/01/2012		557	19,4	1,0067	-0,00012	8,4	1,0072	14,38	0,012878	0,00207
11/01/2012		1422	15,9	1,0058	-0,00062	4,0	1,0058	14,79	0,0136072	0,00139

L.L =	86,76%
L.P =	39,87%
I.P =	46,89%

% PARTICULAS MENOR A 0,002mm en el ensayo	7,92%
% PASA TAMIZ # 200, granulometria por lavado	100%
% PARTICULAS MENOR A 0,002mm, muestra	7,92%

Actividad Seed % PASA 0,002mm > 40%	<b>5,920</b>
Actividad Skemton % PASA 0,002mm < 40%	<b>5,920</b>

$$\% \text{ más fino} = \frac{1606(R_{\text{corregida}} - 1)a}{w_o} \times 100$$

$$R_{\text{corregida}} = R - Cd \pm Ct$$

$$\text{Actividad} = \frac{Ip}{(\% < 2\text{micras} - 10)} \quad \text{Seed}$$

$$\text{Actividad} = \frac{Ip}{\% < 2\text{micras}} \quad \text{Skempton}$$

# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

**DISEÑO-CONTROL-ASESORIA**  
**GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL**

PROYECTO TESIS ING. PABLO VELEZ

MUESTRA : LOTE 40

ENSAYO # 3

FECHA: 14 DE ENERO DEL 2012

## GRANULOMETRIA POR HIDROMETRO

### CALIBRACION DEL HIDROMETRO

HIDROMETRO		DEFLOCULANTE USADO: HEXAMETA-FOSFATO DE SODIO		$\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup> =	2,83
CORECCION POR MENISCO (cm)			CORECCION POR DEFLOCULANTE		CORRECCION POR TEMPERATURA
LECTURAS		Cm (+)	LECTURAS		Cd (-)
1	Lectura inferior	1,0010	Lectura en el agua con defloculante		1,0041
2	Lectura superior	1,0004	Lectura en el agua		17,6
Cm = 1 - 2		<b>0,0006</b>	Cd = 1 - 2		Ct
					-0,00038

### PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

LECTURAS INICIALES						PESO DE LAS PARTICULAS SOLIDAS	
Tiempo (seg)	15	30	60	120	T (°C)	RECIPIENTE #	1
Lectura 1	1,0343	1,0341	1,0340	1,0339	17,4	PESO DEL RECIPIENTE	gr
Lectura 2	1,0343	1,0341	1,0340	1,0339	17,6	PESO DEL RECI. + SUELSO SECO	gr
Lectura 3	1,0343	1,0341	1,0340	1,0340	17,8	PESO DEL SUELO SECO W <sub>s</sub>	50 gr
PROMEDIO	1,0343	1,0341	1,0340	1,0339	17,6		

#### MEDICIONES

#### CALCULOS

FECHA	HORA DE LA LECTURA	TIEMPO t (min)	TEMPE. T (°C)	LECTURA REAL DEL HIDROMETRO R'	CORRECCION POR TEMPERATURA	PORCENTAJE QUE PASA %	LECTURA DEL HIDROMETRO CORREGIDA R	PROFUNDIDAD EFECTIVA L (cm)	$K = \sqrt{\frac{30\eta}{981(G_s - 1)\gamma_w}}$	$D (mm) = K \sqrt{\frac{L}{T}}$
14/01/2012	8:50:00				-					
14/01/2012	8:50:15	0,25	17,6	1,0343	-0,00040	93,0	1,0345	7,15	0,0133308	0,07129
14/01/2012	8:50:30	0,5	17,6	1,0341	-0,00040	92,3	1,0343	7,21	0,0133308	0,05062
14/01/2012	8:51:00	1	17,6	1,0340	-0,00040	92,0	1,0342	7,24	0,0133308	0,03587
14/01/2012	8:52:00	2	17,6	1,0339	-0,00040	91,8	1,0341	7,27	0,0133308	0,02542
14/01/2012		4	17,7	1,0340	-0,00036	92,1	1,0342	7,24	0,0133186	0,01792
14/01/2012		8	17,7	1,0331	-0,00036	89,4	1,0333	7,51	0,0133186	0,01290
14/01/2012		15	17,7	1,0321	-0,00036	86,3	1,0323	7,74	0,0133186	0,00957
14/01/2012		30	17,7	1,0309	-0,00036	82,5	1,0311	8,07	0,0133186	0,00691
14/01/2012		64	17,8	1,0289	-0,00034	76,4	1,0292	8,58	0,0133064	0,00487
14/01/2012		120	17,8	1,027	-0,00034	70,5	1,0273	9,14	0,0133064	0,00367
14/01/2012		258	18,6	1,0255	-0,00024	66,2	1,0259	9,46	0,013186	0,00252
14/01/2012		622	18,5	1,0241	-0,00025	61,8	1,0245	9,88	0,013202	0,00166
14/01/2012		1421	17,8	1,0086	-0,00034	13,6	1,0089	13,96	0,0133064	0,00132
11/01/2012		1825	19,9	1,0081	-0,00002	13,0	1,0087	14,02	0,012798	0,00112

L.L =	87,59%
L.P =	39,20%
I.P =	48,39%

% PARTICULAS MENOR A 0,002mm en el ensayo	63,54%
% PASA TAMIZ # 200, granulometria por lavado	87%
% PARTICULAS MENOR A 0,002mm, muestra	55,28%

Actividad Seed % PASA 0,002mm > 40%	<b>1,069</b>
Actividad Skemton % PASA 0,002mm < 40%	<b>0,875</b>

$$\% \text{ más fino} = \frac{1606(R_{\text{corregida}} - 1)a}{w_o} \times 100$$

$$R_{\text{corregida}} = R - Cd \pm Ct$$

$$\text{Actividad} = \frac{I_p}{(\% < 2\text{micras} - 10)} \quad \text{Seed}$$

$$\text{Actividad} = \frac{I_p}{\% < 2\text{micras}} \quad \text{Skempton}$$

# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

**DISEÑO-CONTROL-ASESORIA**  
**GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL**

PROYECTO TESIS ING. PABLO VELEZ

MUESTRA : LOTE 93

ENSAYO # 4

FECHA: 7 DE ENERO DEL 2012

## GRANULOMETRIA POR HIDROMETRO

### CALIBRACION DEL HIDROMETRO

HIDROMETRO		DEFLOCULANTE USADO: HEXAMETA-FOSFATO DE SODIO		$\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup> =	2,84
CORECCION POR MENISCO (cm)			CORECCION POR DEFLOCULANTE		CORRECCION POR TEMPERATURA
LECTURAS		Cm (+)	LECTURAS		Cd (-)
1	Lectura inferior	1,0010	Lectura en el agua con defloculante		1,0041
2	Lectura superior	1,0004	Lectura en el agua		17,6
Cm = 1 - 2		<b>0,0006</b>	Cd = 1 - 2		Ct
					-0,00038

### PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

LECTURAS INICIALES						PESO DE LAS PARTICULAS SOLIDAS	
Tiempo (seg)	15	30	60	120	T (°C)	RECIPIENTE #	1
Lectura 1	1,0320	1,0320	1,0315	1,0301	18,2	PESO DEL RECIPIENTE	gr
Lectura 2	1,0320	1,0320	1,0312	1,0301	18,5	PESO DEL RECI. + SUELSO SECO	gr
Lectura 3	1,0320	1,0317	1,0312	1,0300	18,6	PESO DEL SUELO SECO W <sub>s</sub>	50 gr
PROMEDIO	1,0320	1,0319	1,0313	1,0301	18,4		

#### MEDICIONES

#### CALCULOS

FECHA	HORA DE LA LECTURA	TIEMPO t (min)	TEMPE. T (°C)	LECTURA REAL DEL HIDROMETRO R'	CORRECCION POR TEMPERATURA	PORCENTAJE QUE PASA %	LECTURA DEL HIDROMETRO CORREGIDA R	PROFUNDIDAD EFECTIVA L (cm)	$K = \sqrt{\frac{30\eta}{981(G_s - 1)\gamma_w}}$	$D (mm) = K \sqrt{\frac{L}{T}}$
07/01/2012	12:30:00				-					
07/01/2012	12:30:15	0,25	18,4	1,0320	-0,00026	86,1	1,0323	7,74	0,01316413	0,07325
07/01/2012	12:30:30	0,5	18,4	1,0319	-0,00026	85,8	1,0322	7,76	0,01316413	0,05186
07/01/2012	12:31:10	1	18,4	1,0313	-0,00026	83,9	1,0316	7,92	0,01316413	0,03705
07/01/2012	12:32:00	2	18,4	1,0301	-0,00026	80,1	1,0304	8,28	0,01316413	0,02679
07/01/2012	12:34:00	4	18,6	1,0285	-0,00024	75,3	1,0289	8,66	0,0131388	0,01933
07/01/2012	12:38:00	8	18,6	1,027	-0,00024	70,7	1,0274	9,11	0,0131388	0,01402
07/01/2012	12:45:00	15	18,6	1,0262	-0,00024	68,2	1,0266	9,30	0,0131388	0,01035
07/01/2012	13:00:00	30	18,8	1,0258	-0,00022	67,1	1,0262	9,38	0,0131084	0,00733
07/01/2012	14:15:00	105	19	1,024	-0,00020	61,6	1,0244	9,88	0,013078	0,00401
07/01/2012	16:59:00	269	19,4	1,0214	-0,00012	53,8	1,0219	10,54	0,0131324	0,00260
07/01/2012	19:26:00	419	19,6	1,0165	-0,00008	38,7	1,0170	11,80	0,0131596	0,00221
08/01/2012	9:45:00	1275	16,7	1,012	-0,00053	23,5	1,0121	13,10	0,013454	0,00136
08/01/2012	12:53:00	1503	17,9	1,011	-0,00032	21,0	1,0113	13,34	0,013247	0,00125
09/01/2012	8:20:00	2630	16,2	1,0095	-0,00058	15,6	1,0095	13,80	0,013544	0,00098

L.L =	85,89%
L.P =	29,71%
I.P =	56,18%

% PARTICULAS MENOR A 0,002mm en el ensayo	35%
% PASA TAMIZ # 200, granulometria por lavado	100%
% PARTICULAS MENOR A 0,002mm, muestra	35%

Actividad Seed % PASA 0,002mm > 40%	<b>1,606</b>
Actividad Skemton % PASA 0,002mm < 40%	<b>1,606</b>

$$\% \text{ más fino} = \frac{1606(R_{\text{corregida}} - 1)a}{w_o} \times 100$$

$$R_{\text{corregida}} = R - Cd \pm Ct$$

$$\text{Actividad} = \frac{Ip}{(\% < 2\text{micras} - 10)} \quad \text{Seed}$$

$$\text{Actividad} = \frac{Ip}{\% < 2\text{micras}} \quad \text{Skempton}$$



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

**DISEÑO-CONTROL-ASESORIA**  
**GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL**

PROYECTO TESIS ING. PABLO VELEZ

MUESTRA : LOTE 42

ENSAYO # 5

FECHA: 15 DE ENERO DEL 2012

## GRANULOMETRIA POR HIDROMETRO

### CALIBRACION DEL HIDROMETRO

HIDROMETRO		DEFLOCULANTE USADO: HEXAMETA-FOSFATO DE SODIO		$\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup> =	2,86
CORECCION POR MENISCO (cm)			CORECCION POR DEFLOCULANTE		CORRECCION POR TEMPERATURA
LECTURAS		Cm (+)	LECTURAS		Cd (-)
1	Lectura inferior	1,0010	Lectura en el agua con defloculante		1,0041
2	Lectura superior	1,0004	Lectura en el agua		17,6
Cm = 1 - 2		<b>0,0006</b>	Cd = 1 - 2		Ct
					-0,00038

### PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

LECTURAS INICIALES						PESO DE LAS PARTICULAS SOLIDAS	
Tiempo (seg)	15	30	60	120	T (°C)	RECIPIENTE # 1	
Lectura 1	1,0343	1,0341	1,0340	1,0339	18,5	PESO DEL RECIPIENTE gr	
Lectura 2	1,0343	1,0341	1,0340	1,0339	18,5	PESO DEL RECI. + SUELSO SECO gr	
Lectura 3	1,0343	1,0341	1,0340	1,0340	18,6	PESO DEL SUELO SECO Ws 50 gr	
PROMEDIO	1,0343	1,0341	1,0340	1,0339	18,5		

#### MEDICIONES

#### CALCULOS

FECHA	HORA DE LA LECTURA	TIEMPO t (min)	TEMPE. T (°C)	LECTURA REAL DEL HIDROMETRO R'	CORRECCION POR TEMPERATURA	PORCENTAJE QUE PASA %	LECTURA DEL HIDROMETRO CORREGIDA R	PROFUNDIDAD EFECTIVA L (cm)	$K = \sqrt{\frac{30\eta}{981(G_s - 1)\gamma_w}}$	$D (mm) = K \sqrt{\frac{L}{T}}$
15/01/2012	7:50:00				-					
15/01/2012	7:50:15	0,25	18,5	1,0343	-0,00025	92,8	1,0347	7,12	0,01313453	0,07009
15/01/2012	7:50:30	0,5	18,5	1,0341	-0,00025	92,2	1,0345	7,18	0,01313453	0,04977
15/01/2012	7:51:00	1	18,5	1,0340	-0,00025	91,9	1,0344	7,21	0,01313453	0,03527
15/01/2012	7:52:00	2	18,5	1,0339	-0,00025	91,7	1,0343	7,24	0,01313453	0,02499
15/01/2012		4	17,7	1,0340	-0,00036	91,6	1,0342	7,24	0,0131962	0,01775
15/01/2012		8	17,7	1,0331	-0,00036	88,8	1,0333	7,51	0,0131962	0,01279
15/01/2012		15	17,7	1,0321	-0,00036	85,7	1,0323	7,74	0,0131962	0,00948
15/01/2012		30	17,7	1,0309	-0,00036	82,0	1,0311	8,07	0,0131962	0,00684
15/01/2012		64	17,8	1,0289	-0,00034	75,9	1,0292	8,58	0,0131888	0,00483
15/01/2012		120	17,8	1,027	-0,00034	70,1	1,0273	9,14	0,0131888	0,00364
15/01/2012		258	18,6	1,0255	-0,00024	65,8	1,0259	9,46	0,013078	0,00250
15/01/2012		622	18,5	1,0241	-0,00025	61,4	1,0245	9,88	0,013094	0,00165
15/01/2012		1421	17,8	1,0086	-0,00034	13,5	1,0089	13,96	0,0131888	0,00131
16/01/2012		1825	19,9	1,0081	-0,00002	12,9	1,0087	14,02	0,01269	0,00111

L.L =	87,67%
L.P =	36,03%
I.P =	51,64%

% PARTICULAS MENOR A 0,002mm en el ensayo	63,23%
% PASA TAMIZ # 200, granulometria por lavado	87%
% PARTICULAS MENOR A 0,002mm, muestra	55,01%

Actividad Seed % PASA 0,002mm > 40%	<b>1,147</b>
Actividad Skemton % PASA 0,002mm < 40%	<b>0,939</b>

$$\% \text{ más fino} = \frac{1606(R_{\text{corregida}} - 1)a}{w_o} \times 100$$

$$R_{\text{corregida}} = R - Cd \pm Ct$$

$$\text{Actividad} = \frac{I_p}{(\% < 2\text{micras} - 10)} \quad \text{Seed}$$

$$\text{Actividad} = \frac{I_p}{\% < 2\text{micras}} \quad \text{Skempton}$$



# LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

**DISEÑO-CONTROL-ASESORIA**  
**GUILLERMO VELEZ N. ING. CIVIL**

PROYECTO TESIS ING. PABLO VELEZ

MUESTRA : LOTE 89

ENSAYO # 7

FECHA: 13 DE ENERO DEL 2012

## GRANULOMETRIA POR HIDROMETRO

### CALIBRACION DEL HIDROMETRO

HIDROMETRO		DEFLOCULANTE USADO: HEXAMETA-FOSFATO DE SODIO		$\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup> =	2,76
CORECCION POR MENISCO (cm)			CORECCION POR DEFLOCULANTE		CORRECCION POR TEMPERATURA
LECTURAS		Cm (+)	LECTURAS		Cd (-)
1	Lectura inferior	1,0010	Lectura en el agua con defloculante		1,0041
2	Lectura superior	1,0004	Lectura en el agua		17,6
Cm = 1 - 2		<b>0,0006</b>	Cd = 1 - 2		Ct
					-0,00038

### PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

LECTURAS INICIALES						PESO DE LAS PARTICULAS SOLIDAS	
Tiempo (seg)	15	30	60	120	T (°C)	RECIPIENTE # 1	
Lectura 1	1,0338	1,0329	1,0320	1,0309	18,1	PESO DEL RECIPIENTE gr	
Lectura 2	1,0335	1,0328	1,0320	1,0309	18,2	PESO DEL RECI. + SUELO SECO gr	
Lectura 3	1,0335	1,0328	1,0320	1,0308	18,4	PESO DEL SUELO SECO Ws 50 gr	
PROMEDIO	1,0336	1,0328	1,0320	1,0309	18,2		

#### MEDICIONES

#### CALCULOS

FECHA	HORA DE LA LECTURA	TIEMPO t (min)	TEMPE. T (°C)	LECTURA REAL DEL HIDROMETRO R'	CORRECCION POR TEMPERATURA	PORCENTAJE QUE PASA %	LECTURA DEL HIDROMETRO CORREGIDA R	PROFUNDIDAD EFECTIVA L (cm)	$K = \sqrt{\frac{30\eta}{981(G_s - 1)\gamma_w}}$	$D (mm) = K \sqrt{L}$
13/01/2012	10:35:00				-					
13/01/2012	10:35:15	0,25	18,2	1,0336	-0,00028	92,5	1,0339	7,33	0,0135108	0,07316
13/01/2012	10:35:30	0,5	18,2	1,0328	-0,00028	90,1	1,0332	7,57	0,0135108	0,05257
13/01/2012	10:36:00	1	18,2	1,0320	-0,00028	87,5	1,0323	7,74	0,0135108	0,03759
13/01/2012	10:37:00	2	18,2	1,0309	-0,00028	83,9	1,0312	8,07	0,0135108	0,02714
13/01/2012		4	18,4	1,0300	-0,00026	81,2	1,0303	8,31	0,0134828	0,01943
13/01/2012		8	18,4	1,0295	-0,00026	79,7	1,0298	8,44	0,0134828	0,01385
13/01/2012		15	18,4	1,0273	-0,00026	72,8	1,0276	9,02	0,0134828	0,01046
13/01/2012		30	18,4	1,0261	-0,00026	69,0	1,0264	9,32	0,0134828	0,00751
13/01/2012		60	18,3	1,0248	-0,00027	64,9	1,0251	9,67	0,0134996	0,00542
13/01/2012		120	18,3	1,0226	-0,00027	58,0	1,0229	10,23	0,0134996	0,00394
13/01/2012		262	18,2	1,021	-0,00028	52,9	1,0213	10,64	0,0135164	0,00272
13/01/2011		372	18,1	1,0178	-0,00029	42,8	1,0181	11,48	0,0135332	0,00238
13/01/2011		432	18,2	1,0156	-0,00028	35,9	1,0159	12,12	0,0135164	0,00226
14/01/2011		1286	16,1	1,0051	-0,00059	2,0	1,0051	14,97	0,013882	0,00150

L.L =	89,75%
L.P =	36,16%
I.P =	53,59%

% PARTICULAS MENOR A 0,002mm en el ensayo	24,24%
% PASA TAMIZ # 200, granulometria por lavado	99%
% PARTICULAS MENOR A 0,002mm, muestra	24,00%

Actividad Seed % PASA 0,002mm > 40%	<b>2,233</b>
Actividad Skemton % PASA 0,002mm < 40%	<b>2,233</b>

$$\% \text{ más fino} = \frac{1606(R_{\text{corregida}} - 1)a}{w_s} \times 100$$

$$R_{\text{corregida}} = R - Cd \pm Ct$$

$$\text{Actividad} = \frac{I_p}{(\% < 2\text{micras} - 10)} \quad \text{Seed}$$

$$\text{Actividad} = \frac{I_p}{\% < 2\text{micras}} \quad \text{Skempton}$$

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L.L/I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 1	POZO # 1	N°1	1,40 m. a 2,10 m.	25,07%	64,30%	32,20%	32,10%		20,27%	100%	100%	92%	ALTO		2,00	3,92	
LOTE # 1	POZO # 1	N°2	2,10 m. a 3,50 m.	27,78%	79,40%	34,40%	45,00%	8,13%	18,96%	100%	100%	100%	ALTO	ALTO	1,76	5,17	MUY ALTA
LOTE # 1	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	22,68%	82,40%	31,30%	51,10%		16,48%	100%	100%	96%	ALTO		1,61	6,94	
LOTE # 1	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	25,82%	73,10%	32,60%	40,50%	9,68%	18,82%	100%	100%	99%	ALTO	ALTO	1,80	4,87	MUY ALTA
LOTE # 2	POZO # 1	N°1	0,80 m. a 2,40 m.	31,22%	72,30%	35,50%	36,80%		21,14%	100%	100%	99%	ALTO		1,96	3,31	
LOTE # 2	POZO # 1	N°2	2,40 m. a 3,50 m.	32,69%	78,80%	36,40%	42,40%	15,55%	20,47%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,86	3,77	
LOTE # 2	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	33,07%	67,80%	32,20%	35,60%		19,54%	100%	100%	100%	ALTO		1,90	2,22	
LOTE # 2	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	30,43%	72,70%	36,90%	35,80%	14,07%	22,15%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,03	3,58	
LOTE # 3	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	31,52%	66,10%	35,50%	30,60%		22,60%	100%	100%	100%	ALTO		2,16	2,42	
LOTE # 3	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	31,40%	69,40%	32,00%	37,40%	9,37%	19,07%	100%	100%	100%	ALTO	ALTO	1,86	2,88	ALTA
LOTE # 3	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	33,62%	70,90%	31,80%	39,10%		18,64%	100%	100%	99%	ALTO		1,81	2,48	
LOTE # 3	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	33,12%	75,10%	33,70%	41,40%	2,23%	19,24%	100%	100%	100%	ALTO	ALTO	1,81	3,17	MUY ALTA
LOTE # 4	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	32,78%	70,10%	33,70%	36,40%		20,22%	100%	100%	98%	ALTO		1,93	2,60	
LOTE # 4	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	34,79%	72,70%	32,80%	39,90%	14,66%	19,04%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,82	2,40	
LOTE # 4	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	32,49%	65,80%	31,10%	34,70%		19,09%	100%	100%	100%	ALTO		1,90	2,12	
LOTE # 4	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	34,79%	64,20%	33,40%	30,80%	7,64%	21,29%	100%	100%	100%	ALTO	ALTO	2,08	1,29	ALTA
LOTE # 5	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	30,73%	75,80%	30,90%	44,90%		17,19%	100%	100%	100%	ALTO		1,69	3,90	
LOTE # 5	POZO # 1	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	29,30%	68,00%	31,20%	36,80%	20,56%	18,74%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,85	3,27	
LOTE # 5	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	24,60%	67,60%	29,80%	37,80%		17,78%	100%	100%	100%	ALTO		1,79	4,48	
LOTE # 5	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	29,39%	72,10%	30,30%	41,80%	17,13%	17,38%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,72	3,78	
LOTE # 6	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	28,16%	81,20%	26,40%	54,80%		13,74%	100%	100%	100%	ALTO		1,48	5,30	
LOTE # 6	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	30,07%	81,50%	40,30%	41,20%	17,25%	22,78%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,98	4,83	
LOTE # 6	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	29,85%	74,70%	27,80%	46,90%		15,35%	100%	100%	99%	ALTO		1,59	4,00	
LOTE # 6	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	27,48%	52,80%	21,60%	31,20%	17,25%	14,13%	100%	100%	95%	ALTO	BAJO	1,69	1,77	
LOTE # 7	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	28,70%	64,60%	22,30%	42,30%		13,11%	100%	100%	100%	ALTO		1,53	2,98	
LOTE # 7	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	29,38%	72,00%	38,20%	33,80%	12,39%	23,38%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,13	3,77	
LOTE # 7	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,40 m.	28,07%	70,40%	29,00%	41,40%		16,75%	100%	100%	100%	ALTO		1,70	3,91	
LOTE # 7	POZO # 2	N°2	1,40 m. a 3,50 m.	31,57%	78,00%	29,30%	48,70%	15,35%	15,85%	100%	100%	95%	ALTO	BAJO	1,60	3,96	
LOTE # 8	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	29,98%	72,10%	36,30%	35,80%		21,81%	100%	100%	100%	ALTO		2,01	3,62	
LOTE # 8	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	34,94%	77,40%	30,10%	47,30%	9,48%	16,43%	100%	100%	99%	ALTO	ALTO	1,64	2,98	MUY ALTA
LOTE # 8	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,40 m.	28,77%	63,70%	36,60%	27,10%		24,23%	100%	100%	100%	ALTO		2,35	2,85	
LOTE # 8	POZO # 2	N°2	2,40 m. a 3,50 m.	32,73%	64,80%	36,30%	28,50%	17,51%	23,65%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,27	1,92	
LOTE # 9	POZO # 1	N°1	1,20 m. a 2,50 m.	26,81%	68,10%	34,50%	33,60%		21,29%	100%	100%	100%	ALTO		2,03	3,95	
LOTE # 9	POZO # 1	N°2	2,50 m. a 3,50 m.	28,73%	70,70%	35,20%	35,50%	12,19%	21,26%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,99	3,77	
LOTE # 9	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 3,20 m.	37,61%	78,10%	34,30%	43,80%		19,12%	100%	100%	100%	ALTO		1,78	2,35	
LOTE # 9	POZO # 2	N°2	3,20 m. a 3,50 m.	35,98%	62,70%	33,40%	29,30%	23,69%	21,65%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,14	0,77	
LOTE # 10	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,50 m.	26,13%	78,10%	33,90%	44,20%		18,84%	100%	100%	100%	ALTO		1,77	5,45	
LOTE # 10	POZO # 1	N°2	2,50 m. a 3,50 m.	33,63%	72,20%	31,00%	41,20%	16,23%	17,85%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,75	2,65	
LOTE # 10	POZO # 2	N°1	0,90 m. a 2,30 m.	27,07%	60,10%	33,40%	26,70%		22,31%	100%	100%	99%	ALTO		2,25	2,83	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L.L/I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 10	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	28,22%	62,20%	36,30%	25,90%	21,65%	24,39%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,40	2,80	
ARQ. POZO # 1	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	38,39%	76,79%	36,62%	40,17%		21,04%	100%	100%	96%	ALTO		1,91	1,96	
ARQ. POZO # 1	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	35,61%	73,46%	36,66%	36,80%		21,79%	100%	100%	84%	ALTO		2,00	2,28	
ARQ. POZO # 2	POZO # 2	N°1	0,60 m. a 1,60 m.	32,09%	78,99%	36,54%	42,45%		20,53%	100%	100%	83%	ALTO		1,86	3,95	
ARQ. POZO # 2	POZO # 2	N°2	1,60 m. a 2,70 m.	36,91%	75,94%	37,51%	38,43%		21,89%	100%	100%	95%	ALTO		1,98	2,25	
ARQ. POZO # 2	POZO # 2	N°3	2,70 m. a 3,50 m.	41,69%	60,91%	33,13%	27,77%		21,87%	100%	99%	88%	ALTO		2,19	-1,01	
LOTE # 11	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	32,21%	80,40%	28,20%	52,20%		14,87%	100%	100%	100%	ALTO		1,54	4,11	
LOTE # 11	POZO # 1	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	30,96%	72,30%	36,80%	35,50%	18,11%	22,17%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,04	3,38	
LOTE # 11	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	29,00%	68,90%	30,00%	38,90%		17,70%	100%	100%	98%	ALTO		1,77	3,47	
LOTE # 11	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	26,83%	64,30%	29,00%	35,30%	17,96%	17,78%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	1,82	3,45	
LOTE # 12	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	28,95%	64,00%	35,30%	28,70%		22,97%	100%	100%	99%	ALTO		2,23	2,84	
LOTE # 12	POZO # 1	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	33,57%	72,10%	40,40%	31,70%	17,39%	25,24%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,27	2,65	
LOTE # 12	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	25,51%	62,90%	33,30%	29,60%		21,51%	100%	100%	99%	ALTO		2,13	3,62	
LOTE # 12	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	27,48%	59,20%	36,20%	23,00%	17,32%	25,21%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,57	2,61	
LOTE # 13	POZO # 1	N°1	0,80 m. a 2,00 m.	22,13%	48,20%	27,90%	20,30%		20,33%	100%	100%	100%	ALTO		2,37	2,61	
LOTE # 13	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	25,17%	53,90%	30,10%	23,80%	25,42%	20,93%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,26	2,54	
LOTE # 13	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	31,63%	75,70%	32,20%	43,50%		18,09%	100%	100%	100%	ALTO		1,74	3,65	
LOTE # 13	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	33,39%	81,30%	31,10%	50,20%	16,87%	16,51%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,62	3,91	
LOTE # 14	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	36,99%	66,30%	30,40%	35,90%		18,46%	100%	100%	100%	ALTO		1,85	0,97	
LOTE # 14	POZO # 1	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	39,83%	72,00%	37,50%	34,50%	16,27%	22,81%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,09	0,95	
LOTE # 14	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	31,31%	64,30%	32,40%	31,90%		20,44%	100%	100%	100%	ALTO		2,02	2,24	
LOTE # 14	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	35,84%	65,20%	33,90%	31,30%	13,78%	21,47%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,08	1,13	
LOTE # 15	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	35,25%	73,40%	35,30%	38,10%		20,75%	100%	100%	100%	ALTO		1,93	2,37	
LOTE # 15	POZO # 1	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	37,64%	67,90%	35,20%	32,70%	14,64%	21,91%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,08	1,00	
LOTE # 15	POZO # 2	N°1	1,10 m. a 2,30 m.	25,31%	72,50%	36,80%	35,70%		22,12%	100%	100%	99%	ALTO		2,03	4,93	
LOTE # 15	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	26,79%	64,80%	36,00%	28,80%	15,46%	23,38%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,25	3,53	
LOTE # 16	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	33,87%	70,90%	27,70%	43,20%		15,80%	100%	100%	100%	ALTO		1,64	2,41	
LOTE # 16	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	33,04%	67,10%	40,90%	26,20%	19,98%	27,24%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,56	2,14	
LOTE # 16	POZO # 2	N°1	0,40 m. a 1,40 m.	30,64%	71,80%	27,70%	44,10%		15,68%	100%	100%	98%	ALTO		1,63	3,40	
LOTE # 16	POZO # 2	N°2	1,40 m. a 3,50 m.	27,62%	66,70%	35,90%	30,80%	16,03%	22,79%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,17	3,55	
LOTE # 17	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	30,92%	82,80%	23,70%	59,10%		12,12%	100%	100%	100%	MUY ALTO		1,40	4,77	
LOTE # 17	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	31,94%	79,60%	25,00%	54,60%	21,17%	13,12%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,46	4,07	
LOTE # 17	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	32,99%	65,60%	25,50%	40,10%		15,08%	100%	100%	100%	ALTO		1,64	1,96	
LOTE # 17	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	28,41%	65,00%	24,40%	40,60%	20,94%	14,42%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,60	3,11	
LOTE # 18	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	29,29%	62,60%	27,20%	35,40%		16,74%	100%	100%	100%	ALTO		1,77	2,56	
LOTE # 18	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	27,14%	54,70%	27,20%	27,50%	23,65%	18,21%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,99	2,11	
LOTE # 18	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	29,88%	82,80%	22,20%	60,60%		11,34%	100%	100%	100%	MUY ALTO		1,37	5,05	
LOTE # 18	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	29,28%	86,30%	28,90%	57,40%	18,29%	14,59%	100%	100%	100%	MUY ALTO	BAJO	1,50	5,67	
LOTE # 19	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	26,17%	82,00%	30,60%	51,40%		16,11%	100%	100%	100%	ALTO		1,60	5,95	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L/LI.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 19	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	28,66%	82,20%	30,50%	51,70%	19,24%	16,02%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,59	5,30	
LOTE # 19	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	27,03%	84,20%	32,60%	51,60%		17,03%	100%	100%	100%	ALTO		1,63	6,00	
LOTE # 19	POZO # 2	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	26,59%	81,80%	36,80%	45,00%	19,87%	20,18%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,82	5,81	
LOTE # 20	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	30,32%	76,30%	29,30%	47,00%		16,08%	100%	100%	100%	ALTO		1,62	4,08	
LOTE # 20	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	33,36%	78,90%	32,90%	46,00%	18,20%	18,03%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,72	3,60	
LOTE # 20	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	31,98%	90,00%	32,20%	57,80%		16,02%	100%	100%	100%	MUY ALTO		1,56	5,43	
LOTE # 20	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	30,68%	81,80%	31,20%	50,60%	19,01%	16,50%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,62	4,70	
LOTE # 21	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,40 m.	24,72%	68,50%	31,00%	37,50%		18,50%	100%	100%	100%	ALTO		1,83	4,57	
LOTE # 21	POZO # 1	N°2	1,40 m. a 3,50 m.	24,97%	70,10%	33,70%	36,40%	20,68%	20,22%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,93	4,71	
LOTE # 21	POZO # 2	N°1	0,80 m. a 1,80 m.	31,36%	83,10%	29,50%	53,60%		15,31%	100%	100%	100%	ALTO		1,55	4,69	
LOTE # 21	POZO # 2	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	34,55%	82,70%	29,70%	53,00%	18,31%	15,48%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,56	3,78	
LOTE # 22	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	24,90%	65,80%	34,40%	31,40%		21,74%	100%	100%	100%	ALTO		2,10	4,17	
LOTE # 22	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	24,25%	59,00%	28,10%	30,90%	23,01%	18,08%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,91	3,45	
LOTE # 22	POZO # 2	N°1	0,40 m. a 1,70 m.	40,36%	81,80%	34,00%	47,80%		18,29%	100%	99%	96%	ALTO		1,71	2,09	
LOTE # 22	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	36,43%	78,90%	39,40%	39,50%	23,50%	22,68%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,00	2,77	
LOTE # 24	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	25,18%	76,90%	35,20%	41,70%		19,98%	100%	100%	100%	ALTO		1,84	5,55	
LOTE # 24	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	26,91%	66,10%	28,40%	37,70%	22,54%	17,03%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,75	3,66	
LOTE # 24	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	24,40%	71,20%	19,20%	52,00%		10,65%	100%	100%	100%	ALTO		1,37	5,01	
LOTE # 24	POZO # 2	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	27,25%	82,20%	25,70%	56,50%	20,35%	13,25%	100%	100%	100%	MUY ALTO	BAJO	1,45	5,68	
LOTE # 25	POZO # 1	N°1	0,50 m. A 2,30 m.	30,78%	81,10%	28,80%	52,30%		15,14%	100%	100%	100%	ALTO		1,55	4,58	
LOTE # 25	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	28,98%	66,80%	24,70%	42,10%	20,85%	14,39%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,59	3,20	
LOTE # 25	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	19,93%	69,00%	30,00%	39,00%		17,68%	100%	100%	100%	ALTO		1,77	5,93	
LOTE # 25	POZO # 2	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	23,73%	73,60%	26,30%	47,30%	23,52%	14,55%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,56	5,50	
LOTE # 26	POZO # 1	N°1	0,60 m. A 1,70 m.	25,64%	70,60%	23,70%	46,90%		13,31%	100%	100%	96%	ALTO		1,51	4,60	
LOTE # 26	POZO # 1	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	26,44%	84,00%	28,70%	55,30%	24,06%	14,74%	100%	100%	98%	MUY ALTO	BAJO	1,52	6,14	
LOTE # 26	POZO # 2	N°1	0,60 m. a 1,50 m.	25,78%	72,60%	21,20%	51,40%		11,64%	100%	100%	99%	ALTO		1,41	4,82	
LOTE # 26	POZO # 2	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	29,10%	68,70%	22,40%	46,30%	24,45%	12,72%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,48	3,41	
LOTE # 27	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	23,40%	71,20%	25,20%	46,00%		14,16%	100%	100%	100%	ALTO		1,55	5,28	
LOTE # 27	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	27,01%	69,10%	31,90%	37,20%	17,07%	19,06%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,86	4,03	
LOTE # 27	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	25,13%	70,60%	22,80%	47,80%		12,76%	100%	100%	98%	ALTO		1,48	4,73	
LOTE # 27	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	28,27%	71,80%	24,90%	46,90%	20,24%	13,90%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,53	4,04	
LOTE # 28	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	27,66%	80,30%	37,00%	43,30%		20,61%	100%	100%	100%	ALTO		1,85	5,32	
LOTE # 28	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	30,11%	74,90%	36,70%	38,20%	22,76%	21,50%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,96	3,95	
LOTE # 28	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	23,57%	73,00%	36,00%	37,00%		21,38%	100%	100%	98%	ALTO		1,97	5,47	
LOTE # 28	POZO # 2	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	25,33%	75,60%	35,20%	40,40%	21,72%	20,23%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,87	5,33	
LOTE # 29	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	28,79%	66,40%	27,70%	38,70%		16,48%	100%	100%	99%	ALTO		1,72	3,20	
LOTE # 29	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	32,66%	65,70%	35,90%	29,80%	26,89%	23,05%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,20	2,06	
LOTE # 29	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	22,62%	77,50%	25,50%	52,00%		13,62%	100%	100%	100%	ALTO		1,49	6,32	
LOTE # 29	POZO # 2	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	25,17%	80,20%	34,80%	45,40%	21,82%	19,09%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,77	5,98	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L/LI.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 30	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	22,04%	76,50%	22,50%	54,00%		12,02%	100%	100%	99%	ALTO		1,42	6,34	
LOTE # 30	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	26,11%	80,20%	35,90%	44,30%	22,42%	19,85%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,81	5,73	
LOTE # 30	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	28,00%	83,30%	30,50%	52,80%		15,88%	100%	100%	100%	ALTO		1,58	5,62	
LOTE # 30	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	27,73%	82,50%	33,90%	48,60%	21,01%	18,11%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,70	5,59	
LOTE # 32	POZO # 1	N°1	0,40 m. a 1,70 m.	30,14%	78,70%	35,10%	43,60%		19,57%	100%	100%	100%	ALTO		1,81	4,44	
LOTE # 32	POZO # 1	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	32,52%	77,20%	32,40%	44,80%	22,13%	17,97%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,72	3,60	
LOTE # 32	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	27,61%	86,90%	25,90%	61,00%		12,91%	100%	100%	100%	MUY ALTO		1,42	6,20	
LOTE # 32	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	30,03%	75,70%	31,70%	44,00%	19,83%	17,75%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,72	4,08	
LOTE # 33	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,70 m.	25,26%	63,50%	35,40%	28,10%		23,20%	100%	100%	100%	ALTO		2,26	3,77	
LOTE # 33	POZO # 1	N°2	2,70 m. a 3,50 m.	30,47%	64,80%	37,50%	27,30%	19,85%	24,74%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,37	2,53	
LOTE # 33	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	33,29%	67,10%	38,70%	28,40%		25,16%	100%	100%	100%	ALTO		2,36	2,07	
LOTE # 33	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	29,15%	58,20%	35,10%	23,10%	19,56%	24,45%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,52	2,02	
LOTE # 34	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	22,97%	52,70%	32,20%	20,50%		23,27%	100%	100%	99%	ALTO		2,57	2,97	
LOTE # 34	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	27,71%	61,20%	32,80%	28,40%	18,57%	21,50%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,15	2,81	
LOTE # 34	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,60 m.	20,20%	81,30%	38,30%	43,00%		21,34%	100%	100%	100%	ALTO		1,89	7,47	
LOTE # 34	POZO # 2	N°2	1,60 m. a 3,50 m.	23,84%	67,40%	37,90%	29,50%	16,80%	24,35%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,28	4,66	
LOTE # 35	POZO # 1	N°1	0,60 m. a 2,00 m.	25,53%	88,80%	35,10%	53,70%		17,90%	100%	100%	99%	ALTO		1,65	7,01	
LOTE # 35	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	24,44%	84,80%	31,40%	53,40%	18,85%	16,22%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,59	6,78	
LOTE # 35	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,10 m.	22,28%	65,60%	29,40%	36,20%		17,84%	100%	100%	100%	ALTO		1,81	4,85	
LOTE # 35	POZO # 2	N°2	2,10 m. a 3,50 m.	25,70%	74,70%	33,00%	41,70%	21,67%	18,82%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,79	5,12	
LOTE # 36	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	33,04%	82,70%	34,10%	48,60%		18,21%	100%	100%	100%	ALTO		1,70	4,18	
LOTE # 36	POZO # 1	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	21,24%	65,90%	31,60%	34,30%	6,22%	19,46%	100%	100%	98%	ALTO	ALTO	1,92	5,17	
LOTE # 36	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	32,15%	79,20%	34,40%	44,80%		18,99%	100%	100%	100%	ALTO		1,77	3,96	
LOTE # 36	POZO # 2	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	32,98%	70,90%	32,20%	38,70%	13,88%	18,94%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,83	2,65	
LOTE # 37	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,10 m.	29,16%	82,20%	28,10%	54,10%		14,60%	100%	100%	100%	ALTO		1,52	5,17	
LOTE # 37	POZO # 1	N°2	2,10 m. a 3,50 m.	31,61%	78,10%	33,30%	44,80%	11,77%	18,43%	100%	100%	100%	ALTO	MEDIO	1,74	3,97	
LOTE # 37	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	30,66%	79,60%	32,40%	47,20%		17,59%	100%	100%	100%	ALTO		1,69	4,42	
LOTE # 37	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	31,50%	84,00%	27,40%	56,60%	14,61%	14,00%	100%	100%	99%	MUY ALTO	BAJO	1,48	4,77	
LOTE # 38	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,60 m.	27,42%	70,70%	27,80%	42,90%		15,90%	100%	100%	100%	ALTO		1,65	4,13	
LOTE # 38	POZO # 1	N°2	1,60 m. a 3,50 m.	32,79%	71,70%	27,80%	43,90%	17,18%	15,76%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,63	2,81	
LOTE # 38	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	29,58%	82,70%	28,40%	54,30%		14,72%	100%	100%	100%	ALTO		1,52	5,12	
LOTE # 38	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	31,29%	83,90%	30,30%	53,60%	12,50%	15,68%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,57	4,81	
LOTE # 39	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	27,48%	71,80%	26,70%	45,10%		15,03%	100%	100%	99%	ALTO		1,59	4,26	
LOTE # 39	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	31,01%	72,30%	27,60%	44,70%	10,77%	15,54%	100%	100%	99%	ALTO	MEDIO	1,62	3,37	MUY ALTA
LOTE # 39	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,30 m.	31,63%	85,90%	30,70%	55,20%		15,67%	100%	100%	99%	MUY ALTO		1,56	4,98	
LOTE # 39	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	28,62%	83,70%	25,90%	57,80%	8,63%	13,21%	100%	100%	100%	MUY ALTO	ALTO	1,45	5,51	MUY ALTA
LOTE # 40	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,70 m.	31,18%	91,10%	29,80%	61,30%	20,1%	14,56%	100%	100%	99%	MUY ALTO		1,49	5,79	
LOTE # 40	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	31,01%	72,30%	27,60%	44,70%	17,47%	15,54%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,62	3,37	
LOTE # 40	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	33,43%	74,60%	24,70%	49,90%	18,61%	13,47%	100%	100%	99%	ALTO		1,49	3,02	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L.L/I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 40	POZO # 2	N°2	1,80 m. a 4,00 m.	34,78%	66,30%	26,80%	39,50%	23,84%	15,87%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,68	1,56	
LOTE # 41	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,20 m.	31,60%	77,90%	26,20%	51,70%		13,99%	100%	100%	100%	ALTO		1,51	3,94	
LOTE # 41	POZO # 1	N°2	1,20 m. a 3,50 m.	25,86%	67,80%	36,70%	31,10%	13,90%	23,19%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,18	4,17	
LOTE # 41	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	26,67%	85,40%	28,00%	57,40%		14,19%	100%	100%	100%	MUY ALTO		1,49	6,26	
LOTE # 41	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	23,30%	76,70%	30,40%	46,30%	17,66%	16,73%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,66	6,03	
LOTE # 42	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,20 m.	28,36%	83,00%	29,50%	53,50%		15,32%	100%	100%	100%	ALTO		1,55	5,49	
LOTE # 42	POZO # 1	N°2	1,20 m. a 2,60 m.	23,29%	87,70%	37,60%	50,10%		19,66%	100%	100%	100%	ALTO		1,75	7,47	
LOTE # 42	POZO # 1	N°3	2,60 m. a 3,50 m.	27,34%	84,20%	28,20%	56,00%	16,88%	14,43%	100%	100%	100%	MUY ALTO	BAJO	1,50	5,92	
LOTE # 42	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	22,22%	84,10%	31,00%	53,10%		16,07%	100%	100%	100%	ALTO		1,58	7,29	
LOTE # 42	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	24,08%	83,00%	29,50%	53,50%	9,19%	15,32%	100%	100%	100%	ALTO	ALTO	1,55	6,64	MUY ALTA
LOTE # 43	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	24,13%	75,60%	28,80%	46,80%		15,86%	100%	100%	100%	ALTO		1,62	5,66	
LOTE # 43	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	23,48%	75,50%	36,50%	39,00%	8,98%	21,22%	100%	100%	100%	ALTO	ALTO	1,94	5,82	MUY ALTA
LOTE # 43	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,40 m.	16,70%	63,50%	28,10%	35,40%		17,25%	100%	100%	100%	ALTO		1,79	6,08	
LOTE # 43	POZO # 2	N°2	1,40 m. a 3,50 m.	31,57%	89,00%	25,40%	63,60%	13,87%	12,46%	100%	100%	100%	MUY ALTO	BAJO	1,40	5,41	
LOTE # 44	POZO # 1	N°1	0,80 m. a 2,00 m.	25,03%	65,20%	29,10%	36,10%	21,2%	17,69%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,81	4,05	
LOTE # 44	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	25,86%	62,40%	33,10%	29,30%		21,47%	100%	100%	100%	ALTO		2,13	3,46	
LOTE # 44	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	27,34%	74,10%	31,60%	42,50%	19,03%	17,94%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,74	4,60	
LOTE # 44	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	28,01%	77,00%	32,20%	44,80%		17,87%	100%	100%	99%	ALTO		1,72	4,79	
LOTE # 45	POZO # 1	N°1	0,30 m. a 1,50 m.	36,77%	90,30%	32,90%	57,40%		16,38%	100%	100%	99%	MUY ALTO	SIN DATO	1,57	4,17	
LOTE # 45	POZO # 1	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	30,71%	98,80%	29,30%	69,50%	14,16%	13,54%	100%	100%	99%	MUY ALTO	BAJO	1,42	6,92	
LOTE # 45	POZO # 2	N°1	0,20 m. a 0,80 m.	25,82%	69,50%	33,80%	35,70%		20,42%	100%	100%	100%	ALTO	SIN DATO	1,95	4,40	
LOTE # 45	POZO # 2	N°2	0,80 m. a 2,50 m.	25,67%	70,80%	35,60%	35,20%		21,55%	100%	100%	99%	ALTO		2,01	4,61	
LOTE # 45	POZO # 2	N°3	2,50 m. a 3,50 m.	29,55%	69,90%	33,70%	36,20%	19,58%	20,26%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,93		
LOTE # 46	POZO # 1	N°1	1,00 m. a 2,00 m.	38,90%	68,90%	30,90%	38,00%		18,35%	100%	100%	100%	ALTO		1,81	0,79	
LOTE # 46	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	33,31%	71,60%	31,70%	39,90%	19,88%	18,45%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,79	2,66	
LOTE # 46	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	31,32%	73,10%	31,80%	41,30%		18,25%	100%	100%	100%	ALTO		1,77	3,39	
LOTE # 46	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	30,78%	71,10%	31,50%	39,60%	19,34%	18,39%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,80	3,27	
LOTE # 47	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	30,59%	72,80%	40,10%	32,70%	19,8%	24,78%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,23	3,55	
LOTE # 47	POZO # 1	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	29,59%	67,30%	27,50%	39,80%		16,20%	100%	100%	100%	ALTO		1,69	3,10	
LOTE # 47	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	28,61%	68,10%	26,90%	41,20%	15,84%	15,67%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,65	3,47	
LOTE # 47	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	26,93%	65,90%	35,90%	30,00%		23,00%	100%	100%	100%	ALTO		2,20	3,63	
LOTE # 48	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,60 m.	29,60%	68,00%	31,80%	36,20%		19,19%	100%	100%	100%	ALTO		1,88	3,19	
LOTE # 48	POZO # 1	N°2	2,60 m. a 3,50 m.	27,69%	61,00%	27,40%	33,60%	22,72%	17,16%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,82	2,78	
LOTE # 48	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,10 m.	29,18%	76,20%	32,90%	43,30%		18,48%	100%	100%	99%	ALTO		1,76	4,37	
LOTE # 48	POZO # 2	N°2	2,10 m. a 3,50 m.	31,11%	76,10%	32,70%	43,40%	21,67%	18,36%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,75	3,84	
LOTE # 49	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	27,40%	64,60%	32,60%	32,00%		20,53%	100%	100%	97%	ALTO		2,02	3,33	
LOTE # 49	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	28,29%	74,20%	30,20%	44,00%	20,06%	16,98%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	1,69	4,35	
LOTE # 49	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,60 m.	32,36%	85,40%	35,40%	50,00%		18,61%	100%	100%	97%	ALTO		1,71	4,72	
LOTE # 49	POZO # 2	N°2	2,60 m. a 3,50 m.	27,95%	86,60%	38,40%	48,20%	21,19%	20,38%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,80	6,07	



LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L/LI.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 50	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	26,80%	75,30%	31,60%	43,70%		17,74%	100%	100%	99%	ALTO		1,72	4,90	
LOTE # 50	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	24,59%	76,50%	32,50%	44,00%	19,70%	18,16%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	1,74	5,65	
LOTE # 50	POZO # 2	N°1	1,30 m. a 2,40 m.	29,81%	88,50%	37,00%	51,50%		19,13%	100%	100%	98%	ALTO		1,72	5,81	
LOTE # 50	POZO # 2	N°2	2,40 m. a 3,50 m.	30,14%	82,80%	37,10%	45,70%	17,68%	20,20%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,81	4,98	
LOTE # 51	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	22,49%	69,80%	30,60%	39,20%		17,98%	100%	100%	99%	ALTO		1,78	5,34	
LOTE # 51	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	21,51%	61,50%	28,20%	33,30%	22,03%	17,68%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,85	4,52	
LOTE # 51	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	24,48%	70,90%	33,20%	37,70%		19,68%	100%	100%	100%	ALTO		1,88	4,95	
LOTE # 51	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	24,66%	78,70%	35,70%	43,00%	19,54%	19,99%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,83	5,92	
LOTE # 52	POZO # 1	N°1	0,90 m. a 2,00 m.	26,01%	78,60%	35,20%	43,40%		19,66%	100%	100%	99%	ALTO		1,81	5,54	
LOTE # 52	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	22,37%	65,20%	29,20%	36,00%	19,64%	17,77%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	1,81	4,77	
LOTE # 52	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,40 m.	31,93%	71,50%	30,00%	41,50%		17,27%	100%	100%	99%	ALTO		1,72	3,02	
LOTE # 52	POZO # 2	N°2	1,40 m. a 3,50 m.	25,89%	61,20%	31,80%	29,40%	19,21%	20,64%	100%	100%	87%	ALTO	BAJO	2,08	3,30	
LOTE # 53	POZO # 1	N°1	0,60 m. a 2,50 m.	22,07%	73,40%	32,40%	41,00%		18,62%	100%	100%	100%	ALTO		1,79	5,93	
LOTE # 53	POZO # 1	N°2	2,50 m. a 3,50 m.	23,73%	65,00%	34,10%	30,90%	16,11%	21,68%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	2,10	4,38	
LOTE # 53	POZO # 2	N°1	0,90 m. a 1,70 m.	22,55%	79,40%	36,10%	43,30%		20,14%	100%	100%	99%	ALTO		1,83	6,58	
LOTE # 53	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	23,55%	76,30%	35,40%	40,90%	18,59%	20,24%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,87	5,91	
LOTE # 55	POZO # 1	N°1	0,90 m. a 2,50 m.	24,05%	71,00%	33,80%	37,20%		20,11%	100%	100%	91%	ALTO		1,91	5,08	
LOTE # 55	POZO # 1	N°2	2,50 m. a 3,50 m.	22,21%	62,90%	29,90%	33,00%	22,67%	18,73%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,91	4,51	
LOTE # 55	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	24,79%	66,20%	31,70%	34,50%		19,48%	100%	100%	98%	ALTO		1,92	4,25	
LOTE # 55	POZO # 2	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	26,90%	63,90%	29,70%	34,20%	18,15%	18,38%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,87	3,38	
LOTE # 56	POZO # 1	N°1	0,80 m. a 2,10 m.	26,41%	72,50%	34,90%	37,60%		20,64%	100%	100%	100%	ALTO		1,93	4,64	
LOTE # 56	POZO # 1	N°2	2,10 m. a 3,50 m.	21,46%	58,30%	32,50%	25,80%	22,76%	21,97%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	2,26	4,11	
LOTE # 56	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	26,02%	67,80%	30,80%	37,00%		18,48%	100%	100%	98%	ALTO		1,83	4,13	
LOTE # 56	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	24,56%	66,90%	31,70%	35,20%	22,29%	19,33%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,90	4,40	
LOTE # 57	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	23,07%	73,20%	37,40%	35,80%		22,44%	100%	100%	98%	ALTO		2,04	5,63	
LOTE # 57	POZO # 1	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	23,11%	64,50%	32,80%	31,70%	21,01%	20,72%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,03	4,48	
LOTE # 57	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	26,81%	65,00%	32,80%	32,20%		20,61%	100%	100%	97%	ALTO		2,02	3,55	
LOTE # 57	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	27,88%	65,80%	32,80%	33,00%	21,34%	20,43%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,99	3,36	
LOTE # 59	POZO # 1	N°1	1,00 m. a 2,00 m.	19,87%	65,10%	28,80%	36,30%		17,49%	100%	100%	99%	ALTO		1,79	5,43	
LOTE # 59	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	27,58%	60,70%	29,80%	30,90%	21,44%	19,10%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	1,96	2,78	
LOTE # 59	POZO # 2	N°1	0,60 m. a 2,30 m.	23,12%	78,70%	33,70%	45,00%		18,60%	100%	100%	100%	ALTO		1,75	6,34	
LOTE # 59	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	22,35%	74,20%	33,30%	40,90%	20,89%	19,12%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,81	5,96	
LOTE # 60	POZO # 1	N°1	0,60 m. a 2,00 m.	21,28%	65,40%	27,70%	37,70%		16,64%	100%	100%	100%	ALTO		1,73	5,09	
LOTE # 60	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	22,48%	67,00%	32,90%	34,10%	22,23%	20,25%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,96	4,98	
LOTE # 60	POZO # 2	N°1	1,10 m. a 2,00 m.	22,76%	63,90%	28,60%	35,30%		17,55%	100%	100%	98%	ALTO		1,81	4,50	
LOTE # 60	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	25,29%	66,20%	31,00%	35,20%	17,13%	18,94%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,88	4,11	
LOTE # 61	POZO # 1	N°1	0,40 m. a 2,00 m.	25,43%	65,50%	24,10%	41,40%		14,16%	100%	100%	99%	ALTO		1,58	3,98	
LOTE # 61	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	28,42%	79,50%	33,00%	46,50%	15,27%	18,00%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	1,71	5,01	
LOTE # 61	POZO # 2	N°1	0,30 m. a 1,70 m.	21,02%	75,60%	35,20%	40,40%		20,23%	100%	100%	85%	ALTO		1,87	6,50	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L/L.I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 61	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	24,67%	67,60%	36,10%	31,50%	21,10%	22,73%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	2,15	4,46	
LOTE # 62	POZO # 1	N°1	0,80 m. a 2,30 m.	33,56%	81,20%	33,20%	48,00%		17,86%	100%	100%	99%	ALTO		1,69	3,85	
LOTE # 62	POZO # 1	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	30,48%	68,90%	24,80%	44,10%	19,41%	14,19%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,56	3,07	
LOTE # 62	POZO # 2	N°1	0,70 m. a 2,00 m.	25,73%	80,00%	31,40%	48,60%		16,89%	100%	100%	100%	ALTO		1,65	5,80	
LOTE # 62	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	28,99%	68,30%	35,10%	33,20%	20,27%	21,73%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,06	3,39	
LOTE # 63	POZO # 1	N°1	0,60 m. a 2,00 m.	34,49%	79,40%	32,30%	47,10%		17,56%	100%	100%	98%	ALTO		1,69	3,36	
LOTE # 63	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	37,27%	90,40%	37,30%	53,10%	15,33%	19,01%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,70	4,05	
LOTE # 63	POZO # 2	N°1	0,60 m. a 2,20 m.	29,00%	71,40%	29,70%	41,70%		17,08%	100%	100%	100%	ALTO		1,71	3,79	
LOTE # 63	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	27,64%	68,10%	30,40%	37,70%	22,48%	18,13%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,81	3,73	
LOTE # 64	POZO # 1	N°1	0,70 m. a 2,00 m.	35,79%	82,80%	35,50%	47,30%		19,11%	100%	100%	99%	ALTO		1,75	3,45	
LOTE # 64	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	34,52%	83,10%	30,20%	52,90%	19,16%	15,72%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	1,57	3,84	
LOTE # 64	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	26,04%	72,20%	35,00%	37,20%		20,78%	100%	100%	99%	ALTO		1,94	4,70	
LOTE # 64	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	27,38%	63,40%	32,40%	31,00%	22,48%	20,64%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,05	3,18	
LOTE # 65	POZO # 1	N°1	0,70 m. a 2,00 m.	32,41%	81,40%	32,50%	48,90%		17,38%	100%	100%	99%	ALTO		1,66	4,18	
LOTE # 65	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	32,28%	73,70%	30,40%	43,30%	22,50%	17,19%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,70	3,21	
LOTE # 65	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	26,18%	64,00%	30,20%	33,80%		18,75%	100%	100%	99%	ALTO		1,89	3,59	
LOTE # 65	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	24,92%	71,10%	34,10%	37,00%	21,07%	20,32%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,92	4,86	
LOTE # 66	POZO # 1	N°1	0,70 m. a 1,90 m.	34,04%	72,40%	26,60%	45,80%		14,89%	100%	100%	100%	ALTO		1,58	2,56	
LOTE # 66	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	30,46%	69,20%	29,90%	39,30%	21,32%	17,58%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,76	3,11	
LOTE # 66	POZO # 2	N°1	0,60 m. a 2,20 m.	28,95%	62,90%	27,30%	35,60%		16,76%	100%	100%	99%	ALTO		1,77	2,69	
LOTE # 66	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	27,26%	65,90%	27,10%	38,80%	17,72%	16,14%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,70	3,54	
LOTE # 67	POZO # 1	N°1	0,60 m. a 2,00 m.	28,39%	64,40%	32,30%	32,10%		20,33%	100%	100%	100%	ALTO		2,01	3,04	
LOTE # 67	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	30,19%	70,90%	32,20%	38,70%	21,92%	18,94%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,83	3,41	
LOTE # 67	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	28,23%	77,40%	31,90%	45,50%		17,61%	100%	100%	99%	ALTO		1,70	4,79	
LOTE # 67	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	25,53%	67,50%	30,60%	36,90%	23,75%	18,39%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,83	4,22	
LOTE # 68	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	30,63%	72,80%	33,90%	38,90%		19,82%	100%	100%	100%	ALTO		1,87	3,54	
LOTE # 68	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	27,30%	67,70%	35,30%	32,40%	25,85%	22,04%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,09	3,77	
LOTE # 68	POZO # 2	N°1	0,10 m. a 1,10 m.	30,30%	68,40%	31,10%	37,30%		18,59%	100%	100%	100%	ALTO		1,83	3,05	
LOTE # 68	POZO # 2	N°2	1,10 m. a 2,30 m.	27,27%	76,50%	30,90%	45,60%	18,62%	17,09%	100%	100%	96%	ALTO	BAJO	1,68	4,93	
LOTE # 69	POZO # 1	N°1	0,40 m. a 1,80 m.	30,29%	76,40%	29,70%	46,70%		16,32%	100%	100%	99%	ALTO		1,64	4,10	
LOTE # 69	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	26,28%	71,10%	31,70%	39,40%	20,28%	18,54%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,80	4,49	
LOTE # 69	POZO # 2	N°1	0,30 m. a 1,80 m.	38,44%	74,50%	33,00%	41,50%		18,85%	100%	100%	99%	ALTO		1,80	1,65	
LOTE # 69	POZO # 2	N°2	1,80 m. a 2,30 m.	25,89%	73,10%	30,80%	42,30%	13,68%	17,56%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	1,73	4,86	
LOTE # 70	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,10 m.	29,84%	72,10%	31,60%	40,50%		18,29%	100%	100%	100%	ALTO		1,78	3,66	
LOTE # 70	POZO # 1	N°2	2,10 m. a 3,50 m.	22,39%	70,40%	33,80%	36,60%	19,12%	20,23%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,92	5,45	
LOTE # 70	POZO # 2	N°1	0,30 m. a 1,80 m.	29,34%	72,00%	34,10%	37,90%		20,13%	100%	100%	100%	ALTO		1,90	3,78	
LOTE # 70	POZO # 2	N°2	1,80 m. a 2,30 m.	22,69%	78,60%	33,70%	44,90%	15,85%	18,62%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,75	6,44	
LOTE # 71	POZO # 1	N°1	0,70 m. a 1,50 m.	22,10%	72,40%	34,70%	37,70%		20,51%	100%	100%	100%	ALTO		1,92	5,79	
LOTE # 71	POZO # 1	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	22,60%	69,00%	26,10%	42,90%	19,02%	15,02%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,61	5,21	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L/L.I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 71	POZO # 2	N°1	0,00 m. a 0,80 m.	27,35%	73,60%	32,40%	41,20%		18,59%	100%	100%	98%	ALTO		1,79	4,53	
LOTE # 71	POZO # 2	N°2	0,80 m. a 1,70 m.	32,42%	81,30%	26,80%	54,50%	15,98%	13,96%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	1,49	4,17	
LOTE # 71	POZO # 2	N°3	1,70 m. a 3,50 m.	26,99%	75,20%	36,70%	38,50%		21,44%	100%	100%	100%	ALTO		1,95	4,83	
LOTE # 72	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	21,00%	80,50%	32,70%	47,80%		17,65%	100%	100%	100%	ALTO		1,68	7,15	
LOTE # 72	POZO # 1	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	24,53%	74,10%	32,00%	42,10%	19,91%	18,22%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,76	5,35	
LOTE # 72	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	26,89%	79,60%	34,20%	45,40%		18,79%	100%	100%	99%	ALTO		1,75	5,44	
LOTE # 72	POZO # 2	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	24,28%	70,10%	29,70%	40,40%	19,78%	17,29%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,74	4,90	
LOTE # 73	POZO # 1	N°1	0,40 m. a 1,70 m.	29,36%	76,50%	31,50%	45,00%		17,48%	100%	100%	99%	ALTO		1,70	4,36	
LOTE # 73	POZO # 1	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	27,58%	80,50%	32,90%	47,60%	19,60%	17,78%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,69	5,37	
LOTE # 73	POZO # 2	N°1	0,30 m. a 2,00 m.	28,91%	79,60%	34,40%	45,20%		18,92%	100%	100%	100%	ALTO		1,76	4,89	
LOTE # 73	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	29,67%	72,60%	32,80%	39,80%	19,47%	19,06%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,82	3,77	
LOTE # 74	POZO # 1	N°1	0,40 m. a 2,00 m.	26,26%	63,40%	36,20%	27,20%		23,95%	100%	100%	99%	ALTO		2,33	3,49	
LOTE # 74	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	27,80%	64,70%	31,40%	33,30%	23,11%	19,55%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	1,94	3,24	
LOTE # 74	POZO # 2	N°1	0,30 m. a 2,00 m.	30,53%	70,80%	32,10%	38,70%		18,88%	100%	100%	99%	ALTO		1,83	3,30	
LOTE # 74	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	29,83%	70,80%	35,10%	35,70%	19,91%	21,16%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,98	3,49	
LOTE # 75	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	26,29%	66,90%	30,90%	36,00%		18,73%	100%	100%	100%	ALTO		1,86	3,94	
LOTE # 75	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	26,27%	67,20%	27,90%	39,30%	20,36%	16,49%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,71	3,98	
LOTE # 75	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,30 m.	23,91%	82,00%	30,50%	51,50%		16,05%	100%	100%	97%	ALTO		1,59	6,56	
LOTE # 75	POZO # 2	N°2	1,30 m. a 3,50 m.	27,23%	81,40%	28,90%	52,50%	20,31%	15,17%	100%	100%	96%	ALTO	BAJO	1,55	5,58	
LOTE # 76	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	25,81%	65,70%	28,60%	37,10%		17,24%	100%	100%	99%	ALTO		1,77	3,91	
LOTE # 76	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	29,79%	69,30%	31,00%	38,30%	20,09%	18,35%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	1,81	3,31	
LOTE # 76	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	21,64%	78,20%	34,40%	43,80%		19,17%	100%	100%	100%	ALTO		1,79	6,67	
LOTE # 76	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	20,97%	62,90%	28,20%	34,70%	20,51%	17,43%	100%	100%	95%	ALTO	BAJO	1,81	4,85	
LOTE # 77	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	25,76%	68,00%	31,20%	36,80%		18,74%	100%	100%	98%	ALTO		1,85	4,22	
LOTE # 77	POZO # 1	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	29,76%	71,30%	33,60%	37,70%	18,30%	19,90%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,89	3,58	
LOTE # 77	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,20 m.	20,45%	72,50%	31,80%	40,70%		18,36%	100%	100%	98%	ALTO		1,78	6,25	
LOTE # 77	POZO # 2	N°2	1,20 m. a 3,50 m.	21,13%	66,00%	33,00%	33,00%	20,51%	20,55%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,00	5,21	
LOTE # 78	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	28,81%	69,30%	32,10%	37,20%		19,17%	100%	100%	99%	ALTO		1,86	3,57	
LOTE # 78	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	30,58%	74,50%	31,00%	43,50%	20,57%	17,47%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,71	3,77	
LOTE # 78	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	20,55%	63,70%	31,30%	32,40%		19,68%	100%	100%	97%	ALTO		1,97	5,07	
LOTE # 78	POZO # 2	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	23,04%	63,70%	30,60%	33,10%	23,44%	19,12%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,92	4,39	
LOTE # 79	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,50 m.	28,86%	64,60%	24,70%	39,90%	22,8%	14,68%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,62	2,94	
LOTE # 79	POZO # 1	N°2	2,50 m. a 3,50 m.	14,30%	58,50%	24,40%	34,10%	22,71%	15,35%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,72	6,07	
LOTE # 79	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,50 m.	29,47%	64,60%	24,20%	40,40%	17,99%	14,34%	100%	100%	92%	ALTO	BAJO	1,60	2,78	
LOTE # 79	POZO # 2	N°2	2,50 m. a 3,50 m.	32,26%	75,10%	27,00%	48,10%	15,61%	14,80%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,56	3,40	
LOTE # 80	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	30,49%	62,90%	31,30%	31,60%		19,85%	100%	100%	100%	ALTO		1,99	2,28	
LOTE # 80	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	25,37%	56,70%	27,30%	29,40%	23,47%	17,89%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,93	2,85	
LOTE # 80	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	26,55%	65,10%	29,50%	35,60%		18,01%	100%	100%	100%	ALTO		1,83	3,63	
LOTE # 80	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	25,71%	65,60%	31,80%	33,80%	19,44%	19,68%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,94	3,92	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L.L/I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 82	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,10 m.	17,41%	68,70%	25,70%	43,00%		14,79%	100%	100%	97%	ALTO		1,60	6,57	
LOTE # 82	POZO # 1	N°2	1,10 m. a 3,50 m.	22,63%	72,20%	25,80%	46,40%	21,64%	14,41%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,56	5,62	
LOTE # 82	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	19,59%	61,50%	34,20%	27,30%		22,66%	100%	100%	99%	ALTO		2,25	5,04	
LOTE # 82	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	18,44%	57,80%	26,00%	31,80%	23,76%	16,66%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,82	4,86	
LOTE # 83	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	18,82%	63,80%	27,70%	36,10%		16,90%	100%	100%	100%	ALTO		1,77	5,55	
LOTE # 83	POZO # 1	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	22,79%	54,50%	27,60%	26,90%	26,75%	18,58%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,03	3,26	
LOTE # 83	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	18,27%	71,70%	33,80%	37,90%		19,97%	100%	100%	99%	ALTO		1,89	6,73	
LOTE # 83	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	21,69%	64,80%	32,20%	32,60%	23,77%	20,17%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,99	4,90	
LOTE # 84	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	24,64%	69,90%	29,10%	40,80%		16,90%	100%	100%	99%	ALTO		1,71	4,77	
LOTE # 84	POZO # 1	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	23,81%	64,20%	32,10%	32,10%	23,58%	20,22%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,00	4,25	
LOTE # 84	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	23,16%	65,00%	28,00%	37,00%		16,92%	100%	100%	100%	ALTO		1,76	4,53	
LOTE # 84	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	22,83%	73,60%	30,10%	43,50%	19,06%	17,00%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,69	5,75	
LOTE # 85	POZO # 1	N°1	1,00 m. a 2,00 m.	22,90%	74,60%	31,20%	43,40%		17,59%	100%	100%	100%	ALTO		1,72	5,86	
LOTE # 85	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	23,31%	68,70%	30,00%	38,70%	18,09%	17,74%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,78	4,98	
LOTE # 85	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	22,76%	71,80%	25,70%	46,10%		14,40%	100%	100%	100%	ALTO		1,56	5,53	
LOTE # 85	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	25,78%	83,00%	28,40%	54,60%	8,01%	14,68%	100%	100%	100%	ALTO	ALTO	1,52	6,18	MUY ALTA
LOTE # 86	POZO # 1	N°1	0,60 m. a 2,00 m.	36,28%	77,80%	38,00%	39,80%	16,9%	21,86%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,95	2,67	
LOTE # 86	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	31,29%	67,60%	38,10%	29,50%		24,48%	100%	100%	100%	ALTO		2,29	2,68	
LOTE # 86	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	27,22%	71,30%	30,20%	41,10%	18,77%	17,44%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,73	4,26	
LOTE # 86	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	30,81%	67,20%	37,80%	29,40%		24,32%	100%	100%	100%	ALTO		2,29	2,75	
LOTE # 87	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	34,19%	68,00%	31,90%	36,10%		19,27%	100%	100%	97%	ALTO		1,88	1,95	
LOTE # 87	POZO # 1	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	28,60%	65,80%	29,70%	36,10%	11,20%	18,03%	100%	100%	98%	ALTO	MEDIO	1,82	3,17	ALTA
LOTE # 87	POZO # 2	N°1	0,80 m. a 2,30 m.	34,27%	80,90%	30,70%	50,20%		16,32%	100%	100%	96%	ALTO		1,61	3,62	
LOTE # 87	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	28,62%	63,20%	26,70%	36,50%	8,73%	16,28%	100%	100%	99%	ALTO	ALTO	1,73	2,82	ALTA
LOTE # 88	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	33,53%	67,30%	30,70%	36,60%		18,50%	100%	100%	89%	ALTO		1,84	2,03	
LOTE # 88	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	24,72%	86,50%	29,60%	56,90%	5,63%	14,96%	100%	100%	99%	MUY ALTO	ALTO	1,52	6,93	MUY ALTA
LOTE # 88	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	33,56%	70,90%	28,30%	42,60%		16,20%	100%	100%	91%	ALTO		1,66	2,50	
LOTE # 88	POZO # 2	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	33,72%	65,40%	32,10%	33,30%	19,69%	19,96%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	1,96	1,73	
LOTE # 89	POZO # 1	N°1	0,80 m. a 2,00 m.	31,82%	76,30%	27,40%	48,90%		14,89%	100%	99%	91%	ALTO		1,56	3,67	
LOTE # 89	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	24,18%	85,70%	36,90%	48,80%	16,11%	19,54%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,76	6,97	
LOTE # 89	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,40 m.	23,81%	93,60%	28,30%	65,30%		13,52%	100%	98%	88%	MUY ALTO		1,43	8,10	
LOTE # 89	POZO # 2	N°2	1,40 m. a 3,50 m.	29,52%	102,90%	28,90%	74,00%	15,37%	12,99%	100%	100%	98%	MUY ALTO	BAJO	1,39	7,78	
LOTE # 90	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,60 m.	32,67%	77,90%	31,30%	46,60%		17,13%	100%	99%	91%	ALTO		1,67	3,65	
LOTE # 90	POZO # 1	N°2	1,60 m. a 2,80 m.	26,07%	76,60%	33,50%	43,10%	19,63%	18,83%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,78	5,27	
LOTE # 90	POZO # 1	N°3	1,60 m. a 2,80 m.	22,26%	67,90%	26,60%	41,30%		15,50%	100%	100%	90%	ALTO		1,64	5,15	
LOTE # 90	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	40,48%	72,10%	33,30%	38,80%		19,52%	100%	100%	99%	ALTO		1,86	0,79	
LOTE # 90	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	37,45%	70,90%	34,00%	36,90%	18,16%	20,28%	100%	99%	98%	ALTO	BAJO	1,92	1,45	
LOTE # 91	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	24,92%	81,10%	28,90%	52,20%		15,20%	100%	85%	80%	ALTO		1,55	6,17	
LOTE # 91	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	25,08%	72,20%	43,10%	29,10%	7,83%	27,66%	100%	100%	100%	ALTO	ALTO	2,48	4,96	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L.L/I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 91	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	34,32%	63,00%	31,20%	31,80%		19,75%	100%	100%	100%	ALTO		1,98	1,26	
LOTE # 91	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	27,71%	75,30%	31,20%	44,10%	9,17%	17,47%	100%	100%	98%	ALTO	ALTO	1,71	4,65	MUY ALTA
LOTE # 92	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	21,77%	76,50%	31,00%	45,50%		17,15%	100%	90%	85%	ALTO		1,68	6,41	
LOTE # 92	POZO # 1	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	27,54%	64,60%	34,30%	30,30%	16,78%	21,95%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,13	3,30	
LOTE # 92	POZO # 2	N°1	1,10 m. a 2,60 m.	31,57%	71,30%	22,70%	48,60%		12,63%	100%	100%	92%	ALTO		1,47	3,09	
LOTE # 92	POZO # 2	N°2	2,60 m. a 3,50 m.	25,85%	86,60%	25,40%	61,20%	13,74%	12,67%	100%	100%	100%	MUY ALTO	BAJO	1,42	6,64	
LOTE # 93	POZO # 1	N°1	1,30 m. a 2,30 m.	34,61%	73,20%	28,10%	45,10%		15,74%	100%	100%	96%	ALTO		1,62	2,51	
LOTE # 93	POZO # 1	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	34,06%	85,90%	39,60%	46,30%	17,51%	21,34%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,86	4,33	
LOTE # 93	POZO # 2	N°1	1,40 m. a 2,70 m.	34,86%	85,90%	27,40%	58,50%		13,81%	100%	100%	97%	MUY ALTO		1,47	4,11	
LOTE # 93	POZO # 2	N°2	2,70 m. a 3,50 m.	31,44%	87,50%	26,50%	61,00%	12,49%	13,17%	100%	100%	94%	MUY ALTO	BAJO	1,43	5,24	
LOTE # 94	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	28,43%	71,30%	33,00%	38,30%		19,45%	100%	96%	95%	ALTO		1,86	3,93	
LOTE # 94	POZO # 1	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	29,04%	61,00%	32,40%	28,60%	18,64%	21,20%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,13	2,42	
LOTE # 94	POZO # 2	N°1	1,30 m. a 2,50 m.	30,57%	73,40%	27,40%	46,00%		15,27%	100%	96%	84%	ALTO		1,60	3,63	
LOTE # 94	POZO # 2	N°2	2,50 m. a 3,50 m.	34,16%	90,70%	29,80%	60,90%	9,99%	14,60%	100%	99%	98%	MUY ALTO	ALTO	1,49	4,93	MUY ALTA
LOTE # 95	POZO # 1	N°1	1,40 m. a 2,50 m.	25,30%	76,40%	36,80%	39,60%		21,25%	100%	100%	100%	ALTO		1,93	5,45	
LOTE # 95	POZO # 1	N°2	2,50 m. a 3,50 m.	26,98%	65,40%	34,10%	31,30%	18,81%	21,59%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,09	3,55	
LOTE # 95	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	32,93%	71,80%	32,00%	39,80%		18,63%	100%	100%	100%	ALTO		1,80	2,78	
LOTE # 95	POZO # 2	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	35,23%	83,80%	30,80%	53,00%	11,33%	15,99%	100%	100%	99%	ALTO	MEDIO	1,58	3,74	
LOTE # 96	POZO # 1	N°1	1,10 m. a 2,40 m.	27,35%	75,70%	35,60%	40,10%		20,50%	100%	100%	99%	ALTO		1,89	4,80	
LOTE # 96	POZO # 1	N°2	2,40 m. a 3,50 m.	28,73%	61,40%	35,00%	26,40%	18,31%	23,41%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,33	2,56	
LOTE # 96	POZO # 2	N°1	1,40 m. a 2,40 m.	28,58%	70,70%	32,60%	38,10%		19,27%	100%	100%	99%	ALTO		1,86	3,82	
LOTE # 96	POZO # 2	N°2	2,40 m. a 3,50 m.	25,85%	64,90%	34,30%	30,60%	18,97%	21,88%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,12	3,79	
LOTE # 98	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	32,94%	76,20%	31,90%	44,30%		17,80%	100%	100%	100%	ALTO		1,72	3,36	
LOTE # 98	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	38,10%	75,50%	46,90%	28,60%	10,24%	30,18%	100%	100%	99%	ALTO	MEDIO	2,64	1,87	
LOTE # 98	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	25,81%	77,60%	32,40%	45,20%		17,91%	100%	100%	100%	ALTO		1,72	5,47	
LOTE # 98	POZO # 2	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	27,09%	76,30%	30,40%	45,90%	10,99%	16,79%	100%	100%	99%	ALTO	MEDIO	1,66	4,95	MUY ALTA
LOTE # 99	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	24,25%	76,90%	31,60%	45,30%		17,49%	100%	100%	100%	ALTO		1,70	5,80	
LOTE # 99	POZO # 1	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	30,85%	79,60%	32,40%	47,20%	12,14%	17,59%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,69	4,37	
LOTE # 99	POZO # 2	N°1	0,40 m. a 1,90 m.	24,37%	84,80%	35,30%	49,50%		18,65%	100%	100%	100%	ALTO		1,71	6,80	
LOTE # 99	POZO # 2	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	26,28%	73,10%	36,20%	36,90%	16,63%	21,51%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,98	4,75	
LOTE # 100	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	31,98%	83,70%	30,20%	53,50%		15,65%	100%	100%	100%	ALTO		1,56	4,60	
LOTE # 100	POZO # 1	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	29,12%	72,00%	30,20%	41,80%	13,42%	17,32%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,72	3,84	
LOTE # 100	POZO # 2	N°1	1,10 m. a 2,30 m.	25,87%	67,10%	29,20%	37,90%		17,43%	100%	100%	100%	ALTO		1,77	4,08	
LOTE # 100	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	27,01%	77,60%	28,70%	48,90%	15,90%	15,53%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,59	5,14	
LOTE # 101	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	31,06%	70,20%	29,30%	40,90%		16,99%	100%	100%	100%	ALTO		1,72	3,08	
LOTE # 101	POZO # 1	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	28,16%	70,90%	32,80%	38,10%	14,66%	19,38%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,86	3,95	
LOTE # 101	POZO # 2	N°1	1,10 m. a 2,30 m.	25,87%	67,10%	29,20%	37,90%		17,43%	100%	100%	100%	ALTO		1,77	4,08	
LOTE # 101	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	27,01%	77,60%	28,70%	48,90%	15,90%	15,53%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,59	5,14	
LOTE # 102	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	34,65%	81,40%	29,60%	51,80%		15,58%	100%	100%	100%	ALTO		1,57	3,58	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L.L/I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 102	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	33,56%	71,90%	28,50%	43,40%	18,39%	16,19%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	1,66	2,63	
LOTE # 102	POZO # 2	N°1	1,10 m. a 2,30 m.	25,87%	67,10%	29,20%	37,90%		17,43%	100%	100%	100%	ALTO		1,77	4,08	
LOTE # 102	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	27,01%	77,60%	28,70%	48,90%	15,90%	15,53%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,59	5,14	
LOTE # 103	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	34,65%	81,40%	29,60%	51,80%		15,58%	100%	100%	100%	ALTO		1,57	3,58	
LOTE # 103	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	33,56%	71,90%	28,50%	43,40%	18,39%	16,19%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	1,66	2,63	
LOTE # 103	POZO # 2	N°1	1,10 m. a 2,30 m.	33,43%	74,20%	30,40%	43,80%		17,11%	100%	100%	100%	ALTO		1,69	2,96	
LOTE # 103	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	33,55%	70,60%	32,10%	38,50%	17,78%	18,92%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,83	2,46	
LOTE # 104	POZO # 1	N°1	1,10 m. a 2,90 m.	29,08%	85,10%	27,80%	57,30%		14,11%	100%	100%	99%	MUY ALTO		1,49	5,57	
LOTE # 104	POZO # 1	N°2	2,90 m. a 3,50 m.	28,54%	95,40%	28,60%	66,80%	7,17%	13,51%	100%	100%	100%	MUY ALTO	ALTO	1,43	7,06	MUY ALTA
LOTE # 104	POZO # 2												LEVE			2,27	
LOTE # 104	POZO # 2												LEVE			2,27	
LOTE # 106	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	31,85%	80,10%	31,20%	48,90%		16,75%	100%	99%	98%	ALTO		1,64	4,16	
LOTE # 106	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	36,78%	81,20%	31,80%	49,40%	11,90%	16,96%	100%	100%	100%	ALTO	MEDIO	1,64	2,98	
LOTE # 106	POZO # 2	N°1	1,20 m. a 2,60 m.	28,32%	85,10%	33,80%	51,30%		17,64%	100%	100%	99%	ALTO		1,66	5,77	
LOTE # 106	POZO # 2	N°2	2,60 m. a 3,50 m.	27,30%	89,70%	32,70%	57,00%	7,22%	16,34%	100%	100%	100%	MUY ALTO	ALTO	1,57	6,65	MUY ALTA
LOTE # 107	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	32,99%	85,40%	32,50%	52,90%		16,80%	100%	100%	100%	ALTO		1,61	4,55	
LOTE # 107	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	33,82%	79,60%	33,20%	46,40%	9,37%	18,12%	100%	100%	100%	ALTO	ALTO	1,72	3,57	MUY ALTA
LOTE # 107	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	28,71%	69,40%	32,40%	37,00%		19,37%	100%	100%	100%	ALTO		1,88	3,61	
LOTE # 107	POZO # 2	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	32,76%	71,90%	31,60%	40,30%	11,69%	18,32%	100%	100%	100%	ALTO	MEDIO	1,78	2,84	
LOTE # 108	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	29,00%	82,70%	31,00%	51,70%		16,26%	100%	100%	100%	ALTO		1,60	5,27	
LOTE # 108	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	25,74%	64,80%	33,20%	31,60%	11,77%	20,98%	100%	100%	91%	ALTO	MEDIO	2,05	3,81	ALTA
LOTE # 108	POZO # 2												LEVE			2,27	
LOTE # 108	POZO # 2												LEVE			2,27	
LOTE # 109	POZO # 1												LEVE			2,27	
LOTE # 109	POZO # 1												LEVE			2,27	
LOTE # 109	POZO # 2	N°1	0,40 m. a 1,60 m.	25,49%	77,80%	30,70%	47,10%		16,76%	100%	100%	100%	ALTO		1,65	5,58	
LOTE # 109	POZO # 2	N°2	1,60 m. a 3,50 m.	27,81%	69,90%	30,90%	39,00%	13,08%	18,17%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,79	3,92	
LOTE # 111	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	24,37%	84,80%	35,30%	49,50%		18,65%	100%	100%	100%	ALTO		1,71	6,80	
LOTE # 111	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	26,28%	73,10%	36,20%	36,90%	16,63%	21,51%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,98	4,75	
LOTE # 111	POZO # 2	N°1	1,10 m. a 2,60 m.	24,39%	79,60%	30,30%	49,30%		16,25%	100%	100%	100%	ALTO		1,61	6,11	
LOTE # 111	POZO # 2	N°2	2,60 m. a 3,50 m.	22,33%	70,70%	30,30%	40,40%	1,97%	17,61%	100%	100%	98%	ALTO	ALTO	1,75	5,50	MUY ALTA
LOTE # 113	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	30,41%	63,10%	35,80%	27,30%		23,67%	100%	100%	100%	ALTO		2,31	2,33	
LOTE # 113	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	33,90%	63,50%	35,60%	27,90%	14,98%	23,38%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,28	1,44	
LOTE # 113	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	25,82%	66,20%	32,00%	34,20%		19,71%	100%	100%	100%	ALTO		1,94	3,97	
LOTE # 113	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	27,21%	58,50%	35,50%	23,00%	25,46%	24,74%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,54	2,59	
LOTE # 114	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	25,64%	61,70%	31,10%	30,60%		19,95%	100%	100%	99%	ALTO		2,02	3,43	
LOTE # 114	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	28,91%	56,50%	32,50%	24,00%	23,74%	22,46%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,35	1,87	
LOTE # 114	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	24,96%	61,30%	29,20%	32,10%		18,50%	100%	100%	100%	ALTO		1,91	3,56	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L.L/I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 114	POZO # 2	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	27,58%	60,90%	31,10%	29,80%	25,46%	20,13%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,04	2,80	
LOTE # 115	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	29,99%	82,40%	35,80%	46,60%		19,38%	100%	100%	100%	ALTO		1,77	4,97	
LOTE # 115	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	30,81%	68,20%	31,30%	36,90%	18,14%	18,78%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,85	2,89	
LOTE # 115	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	21,72%	56,90%	34,30%	22,60%		24,06%	100%	100%	100%	ALTO		2,52	3,86	
LOTE # 115	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	23,69%	56,50%	33,90%	22,60%	24,29%	23,79%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,50	3,28	
LOTE # 116	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,40 m.	31,95%	79,00%	29,10%	49,90%		15,59%	100%	100%	99%	ALTO		1,58	3,99	
LOTE # 116	POZO # 1	N°2	1,40 m. a 3,50 m.	28,95%	68,50%	26,00%	42,50%	20,21%	15,02%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,61	3,43	
LOTE # 116	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	26,83%	70,60%	27,60%	43,00%		15,78%	100%	100%	99%	ALTO		1,64	4,27	
LOTE # 116	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	31,52%	64,90%	25,40%	39,50%	17,94%	15,11%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,64	2,26	
LOTE # 117	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	32,20%	80,10%	24,70%	55,40%		12,90%	100%	100%	99%	MUY ALTO		1,45	4,07	
LOTE # 117	POZO # 1	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	27,16%	79,80%	25,90%	53,90%	12,30%	13,61%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	1,48	5,39	
LOTE # 117	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,40 m.	28,88%	74,60%	20,80%	53,80%		11,25%	100%	100%	97%	ALTO		1,39	4,25	
LOTE # 117	POZO # 2	N°2	1,40 m. a 3,50 m.	22,91%	66,20%	25,30%	40,90%	16,52%	14,86%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,62	4,76	
LOTE # 118	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,40 m.	29,07%	78,60%	37,40%	41,20%		21,24%	100%	100%	99%	ALTO		1,91	4,72	
LOTE # 118	POZO # 1	N°2	2,40 m. a 3,50 m.	32,94%	79,80%	36,90%	42,90%	14,40%	20,63%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,86	3,83	
LOTE # 118	POZO # 2	N°1	0,80 m. a 1,20 m.	26,13%	78,20%	25,50%	52,70%		13,55%	100%	100%	98%	ALTO		1,48	5,46	
LOTE # 118	POZO # 2	N°2	1,40 m. a 3,50 m.	29,24%	75,30%	22,70%	52,60%	15,51%	12,24%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,43	4,24	
LOTE # 119	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,80 m.	27,67%	81,00%	29,30%	51,70%	15,5%	15,45%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	1,57	5,41	
LOTE # 119	POZO # 1	N°2	2,80 m. a 3,50 m.	28,73%	78,60%	35,10%	43,50%	18,39%	19,59%	100%	99%	96%	ALTO	BAJO	1,81	4,81	
LOTE # 119	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	38,51%	78,70%	28,80%	49,90%	14,72%	15,45%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	1,58	2,18	
LOTE # 119	POZO # 2	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	36,83%	82,60%	30,30%	52,30%	18,39%	15,85%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,58	3,15	
LOTE # 120	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	29,83%	79,20%	27,30%	51,90%		14,48%	100%	100%	99%	ALTO		1,53	4,59	
LOTE # 120	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	37,53%	80,60%	21,60%	59,00%	14,22%	11,20%	100%	100%	99%	MUY ALTO	BAJO	1,37	2,70	
LOTE # 120	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	21,30%	78,20%	34,30%	43,90%		19,10%	100%	100%	100%	ALTO		1,78	6,76	
LOTE # 120	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	31,24%	69,50%	33,40%	36,10%		20,11%	100%	100%	100%	ALTO		1,93	2,94	
LOTE # 121	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	30,64%	85,30%	37,40%	47,90%		19,94%	100%	100%	100%	ALTO		1,78	5,17	
LOTE # 121	POZO # 1	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	28,65%	80,40%	35,60%	44,80%	13,92%	19,60%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,79	5,07	
LOTE # 121	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	28,15%	72,20%	33,30%	38,90%		19,50%	100%	100%	100%	ALTO		1,86	4,13	
LOTE # 121	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	30,24%	74,30%	36,00%	38,30%	19,27%	21,10%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,94	3,84	
LOTE # 121	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	26,10%	84,90%	37,30%	47,60%	15,1%	19,95%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	1,78	6,34	
LOTE # 122	POZO # 1	N°2	1,50 m. a 2,50 m.	27,68%	87,70%	28,10%	59,60%		14,00%	100%	100%	97%	MUY ALTO		1,47	6,29	
LOTE # 122	POZO # 2	N°3	2,50 m. a 3,50 m.	30,61%	88,30%	27,10%	61,20%		13,41%	100%	100%	99%	MUY ALTO		1,44	5,57	
LOTE # 122	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	27,09%	59,20%	30,90%	28,30%	22,07%	20,34%	100%	100%	93%	ALTO	BAJO	2,09	2,71	
LOTE # 122	POZO # 2	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	29,52%	56,80%	32,00%	24,80%		21,91%	100%	100%	100%	ALTO		2,29	1,74	
LOTE # 123	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	25,05%	78,00%	30,40%	47,60%		16,54%	100%	100%	94%	ALTO		1,64	5,72	
LOTE # 123	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	30,42%	79,10%	29,50%	49,60%	5,05%	15,82%	100%	100%	99%	ALTO	ALTO	1,59	4,42	MUY ALTA
LOTE # 123	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	31,73%	61,10%	30,50%	30,60%		19,59%	100%	100%	99%	ALTO		2,00	1,71	
LOTE # 123	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	36,61%	60,00%	33,90%	26,10%	17,1%	22,79%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,30	0,25	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L.L/I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 124	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	24,73%	66,80%	28,00%	38,80%		16,63%	100%	100%	91%	ALTO		1,72	4,34	
LOTE # 124	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	28,54%	79,00%	32,00%	47,00%	5,18%	17,42%	100%	100%	100%	ALTO	ALTO	1,68	4,91	MUY ALTA
LOTE # 124	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	15,40%	38,10%	20,20%	17,90%		15,42%	100%	57%	34%	MEDIO		2,13	3,10	
LOTE # 124	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	20,23%	53,70%	27,10%	26,60%	14,5%	18,33%	100%	96%	71%	ALTO	BAJO	2,02	3,84	
LOTE # 125	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	15,29%	52,70%	19,50%	33,20%		12,63%	100%	100%	81%	ALTO		1,59	5,05	
LOTE # 125	POZO # 1	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	32,42%	78,70%	28,40%	50,30%	16,72%	15,20%	100%	100%	86%	ALTO	BAJO	1,56	3,83	
LOTE # 125	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	11,34%	41,20%	22,60%	18,60%		17,00%	100%	100%	55%	MEDIO		2,22	4,61	
LOTE # 125	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	18,88%	41,30%	24,90%	16,40%	26,1%	19,19%	100%	100%	55%	MEDIO	BAJO	2,52	2,58	
LOTE # 126	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	24,16%	60,60%	25,70%	34,90%		15,97%	100%	99%	75%	ALTO		1,74	3,69	
LOTE # 126	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	27,32%	66,70%	29,70%	37,00%	19,82%	17,87%	100%	99%	89%	ALTO	BAJO	1,80	3,63	
LOTE # 126	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,10 m.	19,19%	46,60%	25,60%	21,00%		18,57%	100%	100%	94%	ALTO		2,22	3,19	
LOTE # 126	POZO # 2	N°2	2,10 m. a 3,50 m.	19,36%	40,80%	26,60%	14,20%	31,5%	21,08%	100%	64%	29%	MEDIO	BAJO	2,87	2,39	
LOTE # 126	POZO # 1	N°1	1,00 m. a 2,20 m.	23,04%	60,30%	29,10%	31,20%		18,62%	100%	99%	93%	ALTO		1,93	3,95	
LOTE # 127	POZO # 1	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	26,01%	72,50%	32,80%	39,70%	11,24%	19,08%	100%	100%	94%	ALTO	MEDIO	1,83	4,74	
LOTE # 127	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	20,03%	45,60%	23,70%	21,90%		17,07%	100%	100%	91%	ALTO		2,08	2,84	
LOTE # 127	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	0,00%	22,94%	0,00%	N.P	31,5%	#IVALOR!	100%	100%	85%		BAJO		5,28	
LOTE # 128	POZO # 1	N°1	0,80 m. a 2,30 m.	26,10%	86,80%	28,70%	58,10%		14,42%	100%	100%	97%	MUY ALTO		1,49	6,59	
LOTE # 128	POZO # 1	N°2	2,30 m. a 3,50 m.	22,15%	87,70%	28,10%	59,60%	21,38%	14,00%	100%	100%	94%	MUY ALTO	BAJO	1,47	7,78	
LOTE # 128	POZO # 2	N°1	0,80 m. a 1,50 m.	31,17%	80,00%	28,90%	51,10%		15,34%	100%	100%	100%	ALTO		1,57	4,33	
LOTE # 128	POZO # 2	N°2	1,50 m. a 2,80 m.	34,63%	84,40%	38,40%	46,00%	20,4%	20,80%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,83	3,98	
LOTE # 128	POZO # 2	N°3	2,80 m. a 3,50 m.	30,09%	77,50%	37,90%	39,60%		21,85%	100%	100%	100%	ALTO		1,96	4,30	
LOTE # 129	POZO # 1	N°1	0,60 m. a 1,60 m.	28,98%	83,40%	36,70%	46,70%	16,84%	19,81%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,79	5,37	
LOTE # 129	POZO # 1	N°2	1,60 m. a 3,50 m.	25,56%	83,60%	32,40%	51,20%		16,99%	100%	100%	100%	ALTO		1,63	6,32	
LOTE # 129	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	27,97%	72,80%	31,60%	41,20%	24,75%	18,16%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,77	4,25	
LOTE # 129	POZO # 2	N°2	1,50 m. a 2,70 m.	29,24%	87,50%	28,90%	58,60%		14,46%	100%	100%	100%	MUY ALTO		1,49	5,84	
LOTE # 129	POZO # 2	N°3	2,70 m. a 3,50 m.	29,24%	79,00%	29,50%	49,50%		15,84%	100%	100%	100%	ALTO		1,60	4,72	
LOTE # 130	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,60 m.	20,21%	69,30%	38,50%	30,80%		24,36%	100%	100%	100%	ALTO		2,25	5,89	
LOTE # 130	POZO # 1	N°2	1,60 m. a 3,50 m.	27,67%	68,90%	35,40%	33,50%	19,86%	21,83%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	2,06	3,83	
LOTE # 130	POZO # 2	N°1	0,70 m. a 2,10 m.	21,72%	76,80%	34,20%	42,60%		19,28%	100%	100%	100%	ALTO		1,80	6,47	
LOTE # 130	POZO # 2	N°2	2,10 m. a 3,50 m.	21,77%	71,60%	35,30%	36,30%	15,4%	21,14%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,97	5,77	
LOTE # 131	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,10 m.	26,05%	74,70%	34,20%	40,50%		19,68%	100%	100%	100%	ALTO		1,84	5,02	
LOTE # 131	POZO # 1	N°2	2,10 m. a 3,50 m.	26,60%	70,40%	24,60%	45,80%	22,60%	13,88%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,54	4,31	
LOTE # 131	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	19,95%	78,90%	38,50%	40,40%		22,00%	100%	100%	99%	ALTO		1,95	7,22	
LOTE # 131	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	21,59%	72,30%	32,60%	39,70%	22,3%	18,97%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,82	5,91	
LOTE # 132	POZO # 1	N°1	0,70 m. a 2,00 m.	25,87%	76,90%	34,30%	42,60%		19,34%	100%	100%	100%	ALTO		1,81	5,36	
LOTE # 132	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	29,79%	76,40%	31,20%	45,20%	18,76%	17,30%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,69	4,24	
LOTE # 132	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	20,60%	78,10%	25,60%	52,50%		13,62%	100%	100%	99%	ALTO		1,49	6,94	
LOTE # 132	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	21,17%	61,90%	22,80%	39,10%	20,6%	13,76%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,58	4,66	



LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L.L/I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 133	POZO # 1	N°1	0,70 m. a 2,40 m.	31,33%	72,60%	33,80%	38,80%		19,79%	100%	100%	100%	ALTO		1,87	3,32	
LOTE # 133	POZO # 1	N°2	2,40 m. a 3,50 m.	33,11%	71,80%	25,60%	46,20%	18,17%	14,34%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,55	2,74	
LOTE # 133	POZO # 2	N°1	0,70 m. a 2,00 m.	30,90%	78,10%	34,40%	43,70%		19,19%	100%	100%	100%	ALTO		1,79	4,16	
LOTE # 133	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	30,10%	75,40%	27,40%	48,00%	18,9%	15,01%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,57	4,02	
LOTE # 134	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	22,30%	83,30%	34,60%	48,70%		18,43%	100%	100%	100%	ALTO		1,71	7,16	
LOTE # 134	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	28,10%	83,30%	38,10%	45,20%	24,64%	20,80%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,84	5,60	
LOTE # 134	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	18,97%	78,70%	36,00%	42,70%		20,20%	100%	100%	100%	ALTO		1,84	7,46	
LOTE # 134	POZO # 2	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	23,68%	69,80%	33,30%	36,50%	23,1%	19,98%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,91	5,02	
LOTE # 135	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	20,20%	77,20%	35,60%	41,60%		20,21%	100%	100%	99%	ALTO		1,86	6,93	
LOTE # 135	POZO # 1	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	28,39%	70,40%	31,20%	39,20%	17,87%	18,30%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,80	3,83	
LOTE # 135	POZO # 2	N°1	0,70 m. a 2,00 m.	20,86%	78,70%	34,90%	43,80%		19,43%	100%	100%	99%	ALTO		1,80	6,95	
LOTE # 135	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	26,96%	60,60%	33,60%	27,00%	23,6%	22,36%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	2,24	2,93	
LOTE # 136	POZO # 1	N°1	0,20 m. a 1,40 m.	21,51%	77,10%	34,90%	42,20%		19,72%	100%	100%	99%	ALTO		1,83	6,56	
LOTE # 136	POZO # 1	N°2	1,40 m. a 3,50 m.	21,91%	67,40%	35,30%	32,10%	28,30%	22,11%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,10	5,18	
LOTE # 136	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	21,05%	72,10%	23,20%	48,90%		12,85%	100%	100%	99%	ALTO		1,47	6,03	
LOTE # 136	POZO # 2	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	26,89%	69,50%	36,00%	33,50%	11,0%	22,18%	100%	100%	95%	ALTO	MEDIO	2,07	4,11	ALTA
LOTE # 137	POZO # 1	N°1	0,70 m. a 1,90 m.	20,54%	69,80%	35,50%	34,30%		21,70%	100%	100%	100%	ALTO		2,03	5,87	
LOTE # 137	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	20,75%	72,90%	30,90%	42,00%	21,09%	17,66%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,74	6,22	
LOTE # 137	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,60 m.	21,08%	75,10%	36,30%	38,80%		21,15%	100%	100%	100%	ALTO		1,94	6,42	
LOTE # 137	POZO # 2	N°2	1,60 m. a 3,50 m.	26,09%	71,70%	35,40%	36,30%	19,8%	21,20%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,98	4,62	
LOTE # 138	POZO # 1	N°1	0,60 m. a 1,80 m.	23,11%	72,50%	24,50%	48,00%		13,58%	100%	100%	100%	ALTO		1,51	5,53	
LOTE # 138	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	24,36%	59,60%	23,20%	36,40%	21,10%	14,33%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	1,64	3,50	
LOTE # 138	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	20,05%	70,90%	26,60%	44,30%		15,09%	100%	100%	100%	ALTO		1,60	6,14	
LOTE # 138	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	28,11%	67,30%	22,90%	44,40%	20,7%	13,18%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,52	3,50	
LOTE # 139	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	30,90%	70,70%	31,60%	39,10%		18,54%	100%	100%	100%	ALTO		1,81	3,19	
LOTE # 139	POZO # 1	N°2	1,50 m. a 2,50 m.	31,50%	77,20%	24,70%	52,50%		13,19%	100%	100%	96%	ALTO		1,47	3,88	
LOTE # 139	POZO # 1	N°3	2,50 m. a 3,50 m.	27,48%	67,70%	31,20%	36,50%	20,52%	18,80%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,85	3,72	
LOTE # 139	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	26,33%	79,10%	27,90%	51,20%		14,85%	100%	100%	100%	ALTO		1,54	5,52	
LOTE # 139	POZO # 2	N°2	1,50 m. a 2,90 m.	24,68%	71,90%	33,80%	38,10%	21,09%	19,93%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,89	5,03	
LOTE # 139	POZO # 2	N°3	2,90 m. a 3,50 m.	27,14%	79,10%	35,10%	44,00%	19,2%	19,49%	100%	100%	96%	ALTO	BAJO	1,80	5,30	
LOTE # 140	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	20,48%	80,90%	31,20%	49,70%		16,63%	100%	100%	99%	ALTO		1,63	7,34	
LOTE # 140	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	24,76%	79,70%	35,10%	44,60%	19,84%	19,38%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	1,79	6,03	
LOTE # 140	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	33,07%	81,00%	32,50%	48,50%		17,44%	100%	100%	99%	ALTO		1,67	3,95	
LOTE # 140	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	33,35%	77,40%	33,10%	44,30%	20,0%	18,41%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,75	3,40	
LOTE # 141	POZO # 1	N°1	0,80 m. a 1,80 m.	29,40%	88,20%	33,10%	55,10%		16,78%	100%	100%	98%	MUY ALTO		1,60	5,89	
LOTE # 141	POZO # 1	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	23,71%	65,00%	30,20%	34,80%	22,46%	18,56%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	1,87	4,38	
LOTE # 141	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	27,91%	85,40%	32,60%	52,80%		16,86%	100%	100%	100%	ALTO		1,62	5,92	
LOTE # 141	POZO # 2	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	31,83%	88,20%	33,30%	54,90%	20,6%	16,89%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,61	5,23	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L.L/I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 142	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	35,65%	78,80%	37,80%	41,00%	14,50%	21,49%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	1,92	2,97	
LOTE # 142	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	34,98%	78,20%	26,10%	52,10%	15,91%	13,89%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	1,50	3,07	
LOTE # 142	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,30 m.	32,60%	88,20%	34,10%	54,10%	22,15%	17,38%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,63	5,02	
LOTE # 142	POZO # 2	N°2	2,30 m. a 4,00 m.	33,18%	72,20%	31,30%	40,90%	25,4%	18,06%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,77	2,77	
LOTE # 143	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	26,62%	78,30%	32,10%	46,20%		17,60%	100%	100%	100%	ALTO		1,69	5,34	
LOTE # 143	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	33,55%	76,30%	33,00%	43,30%	26,71%	18,53%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,76	3,21	
LOTE # 143	POZO # 2	N°1	0,90 m. a 2,00 m.	23,63%	78,60%	29,50%	49,10%		15,89%	100%	100%	99%	ALTO		1,60	6,19	
LOTE # 143	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	30,76%	75,20%	35,50%	39,70%	25,0%	20,53%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,89	3,82	
LOTE # 144	POZO # 1	N°1	0,70 m. a 2,20 m.	22,26%	73,80%	26,30%	47,50%		14,53%	100%	100%	100%	ALTO		1,55	5,93	
LOTE # 144	POZO # 1	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	24,44%	72,70%	25,80%	46,90%	18,59%	14,35%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,55	5,19	
LOTE # 144	POZO # 2	N°1	0,40 m. a 1,50 m.	13,52%	43,80%	28,50%	15,30%		22,19%	100%	100%	54%	MEDIO		2,86	4,36	
LOTE # 144	POZO # 2	N°2	1,50 m. a 2,50 m.	27,24%	64,50%	33,40%	31,10%	19,0%	21,22%	100%	100%	99%	ALTO	BAJO	2,07	3,36	
LOTE # 144	POZO # 2	N°3	2,50 m. a 3,50 m.	17,23%	45,20%	29,60%	15,60%		22,92%	100%	100%	42%	MEDIO		2,90	3,54	
LOTE # 145	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,50 m.	10,63%	38,60%	27,30%	11,30%		22,55%	100%	100%	47%	MEDIO		3,42	4,46	
LOTE # 145	POZO # 1	N°2	2,50 m. a 3,50 m.	15,39%	41,90%	27,20%	14,70%	26,21%	21,39%	100%	100%	45%	MEDIO	BAJO	2,85	3,60	
LOTE # 145	POZO # 2	N°1	0,40 m. a 2,20 m.	13,78%	38,80%	23,60%	15,20%		18,53%	100%	49%	29%	MEDIO		2,55	3,63	
LOTE # 145	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	20,15%	42,80%	21,80%	21,00%	24,7%	15,95%	100%	41%	12%	ALTO	BAJO	2,04	2,44	
LOTE # 146	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	21,33%	51,10%	21,10%	30,00%		14,00%	100%	100%	83%	ALTO		1,70	3,21	
LOTE # 146	POZO # 1	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	16,95%	39,70%	23,40%	16,30%	24,60%	18,11%	100%	97%	53%	MEDIO	BAJO	2,44	2,89	
LOTE # 146	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,20 m.	13,85%	46,10%	23,10%	23,00%		16,45%	100%	99%	28%	ALTO		2,00	4,57	
LOTE # 146	POZO # 2	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	24,42%	43,70%	20,90%	22,80%	23,4%	15,01%	100%	100%	55%	ALTO	BAJO	1,92	1,40	
LOTE # 147	POZO # 1	N°1	0,80 m. a 2,20 m.	29,79%	74,20%	31,70%	42,50%		17,99%	100%	100%	100%	ALTO		1,75	3,95	
LOTE # 147	POZO # 1	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	39,81%	76,30%	30,30%	46,00%	19,77%	16,72%	100%	98%	97%	ALTO	BAJO	1,66	1,52	
LOTE # 147	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,30 m.	27,30%	65,00%	25,80%	39,20%		15,37%	100%	100%	100%	ALTO		1,66	3,41	
LOTE # 147	POZO # 2	N°2	1,30 m. a 3,50 m.	23,06%	46,70%	23,80%	22,90%	26,3%	16,94%	100%	35%	29%	ALTO	BAJO	2,04	2,16	
LOTE # 148	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,50 m.	22,45%	57,10%	25,80%	31,30%		16,63%	100%	100%	96%	ALTO		1,82	3,69	
LOTE # 148	POZO # 1	N°2	1,50 m. a 3,50 m.	15,40%	39,90%	27,70%	12,20%	24,77%	22,57%	100%	38%	21%	MEDIO	BAJO	3,27	3,34	
LOTE # 148	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,80 m.	31,44%	62,20%	31,50%	30,70%		20,17%	100%	100%	97%	ALTO		2,03	1,93	
LOTE # 148	POZO # 2	N°2	1,80 m. a 3,50 m.	18,44%	40,90%	27,30%	13,60%	16,3%	21,80%	100%	99%	60%	MEDIO	BAJO	3,01	2,65	
LOTE # 149	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 1,90 m.	30,53%	81,10%	30,30%	50,80%		16,05%	100%	100%	100%	ALTO		1,60	4,65	
LOTE # 149	POZO # 1	N°2	1,90 m. a 3,50 m.	29,00%	70,60%	31,70%	38,90%	10,84%	18,63%	100%	100%	100%	ALTO	MEDIO	1,81	3,69	MUY ALTA
LOTE # 149	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,60 m.	29,16%	72,20%	32,20%	40,00%		18,70%	100%	100%	100%	ALTO		1,81	3,86	
LOTE # 149	POZO # 2	N°2	1,60 m. a 3,50 m.	27,00%	71,50%	31,90%	39,60%	9,5%	18,61%	100%	100%	100%	ALTO	ALTO	1,81	4,35	MUY ALTA
LOTE # 150	POZO # 1	N°1	1,20 m. a 2,10 m.	25,64%	76,70%	32,20%	44,50%		17,92%	100%	100%	100%	ALTO		1,72	5,39	
LOTE # 150	POZO # 1	N°2	2,10 m. a 3,50 m.	25,77%	70,80%	31,70%	39,10%	11,18%	18,59%	100%	100%	100%	ALTO	MEDIO	1,81	4,59	
LOTE # 150	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,50 m.	26,97%	66,10%	31,50%	34,60%		19,34%	100%	100%	100%	ALTO		1,91	3,65	
LOTE # 150	POZO # 2	N°2	2,50 m. a 3,50 m.	36,82%	82,40%	27,70%	54,70%	5,7%	14,35%	100%	100%	99%	ALTO	ALTO	1,51	3,12	MUY ALTA
LOTE # 151	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,10 m.	16,87%	34,80%	24,40%	10,40%		20,49%	100%	68%	31%	MEDIO		3,35	2,27	

LOTE #	POZO #	Muestra	Profundidad	ω nat.	L.L	L.P	I.P	L.C	L.C CALCULADO	% pasa 3"	% pasa N°4	% pasa N°200	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO INDICE DE PLASTICIDAD	Metodo de Holtz y Gibbs (1954) CRITERIO LIMITE DE CONTRACCION	Ing. Luis Marin Nieto. Gradiente Mineral L.L/I.P	O'Neill y Ghazzaly (1977) % de expansion	Holtz (1959) y Dakshanamurthy y Raman (1973)
LOTE # 151	POZO # 1	N°2	2,10 m. a 3,50 m.	14,64%	44,20%	28,40%	15,80%	25,30%	21,96%	100%	760%	49%	MEDIO	BAJO	2,80	4,11	
LOTE # 151	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	24,50%	43,10%	24,50%	18,60%		18,36%	100%	37%	29%	MEDIO		2,32	1,30	
LOTE # 151	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	21,89%	44,00%	24,80%	19,20%	25,2%	18,43%	100%	34%	25%	MEDIO	BAJO	2,29	2,12	
LOTE # 152	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	14,40%	36,80%	30,10%	6,70%		26,69%	100%	48%	17%	LEVE		5,49	3,20	
LOTE # 152	POZO # 1	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	16,13%	0,00%	0,00%	0,00%	25,30%	0,00%	100%	92%	44%	LEVE	BAJO			
LOTE # 152	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 2,00 m.	21,04%	42,80%	28,30%	14,50%		22,29%	100%	33%	12%	MEDIO		2,95	2,20	
LOTE # 152	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	18,11%	42,30%	28,50%	13,80%	29,1%	22,66%	100%	42%	15%	MEDIO	BAJO	3,07	2,92	
LOTE # 153	POZO # 1	N°1	0,70 m. a 2,20 m.	17,97%	38,90%	30,70%	8,20%		26,55%	100%	66%	25%	LEVE		4,74	2,51	
LOTE # 153	POZO # 1	N°2	2,20 m. a 3,50 m.	30,15%	51,00%	31,80%	19,20%	24,75%	23,38%	100%	99%	74%	MEDIO	BAJO	2,66	0,81	
LOTE # 153	POZO # 2	N°1	0,40 m. a 2,00 m.	40,47%	103,80%	38,20%	65,60%		17,60%	100%	100%	97%	MUY ALTO		1,58	4,94	
LOTE # 153	POZO # 2	N°2	2,00 m. a 3,50 m.	30,59%	84,70%	31,30%	53,40%	14,6%	16,17%	100%	100%	97%	ALTO	BAJO	1,59	5,11	
LOTE # 154	POZO # 1	N°1	1,00 m. a 1,30 m.	29,91%	53,60%	26,40%	27,20%		17,76%	100%	100%	79%	ALTO		1,97	1,22	
LOTE # 154	POZO # 1	N°2	1,30 m. a 3,50 m.	35,23%	56,20%	27,30%	28,90%	18,81%	17,99%	100%	100%	98%	ALTO	BAJO	1,94	0,12	
LOTE # 154	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,30 m.	22,19%	78,00%	31,40%	46,60%		17,18%	100%	100%	98%	ALTO		1,67	6,50	
LOTE # 154	POZO # 2	N°2	1,30 m. a 3,50 m.	23,04%	45,60%	28,60%	17,00%	23,3%	21,75%	100%	42%	38%	MEDIO	BAJO	2,68	2,02	
LOTE # 155	POZO # 1	N°1	0,50 m. a 2,10 m.	37,13%	76,00%	24,70%	51,30%		13,32%	100%	100%	99%	ALTO		1,48	2,20	
LOTE # 155	POZO # 1	N°2	2,10 m. a 3,50 m.	15,78%	40,70%	28,30%	12,40%	24,45%	22,97%	100%	62%	18%	MEDIO	BAJO	3,28	3,34	
LOTE # 155	POZO # 2	N°1	0,50 m. a 1,70 m.	36,00%	74,60%	24,30%	50,30%		13,23%	100%	100%	100%	ALTO		1,48	2,32	
LOTE # 155	POZO # 2	N°2	1,70 m. a 3,50 m.	25,13%	75,90%	34,10%	41,80%	12,6%	19,38%	100%	100%	100%	ALTO	BAJO	1,82	5,43	