



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**Caracterización de la permeabilidad del subsuelo del ex Lago de  
Texcoco mediante pruebas de laboratorio**

**T E S I N A**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**ESPECIALISTA EN GEOTECNIA**

PRESENTA:

**José Raúl Lucero Rivera**

DIRECTORA DE TESINA: Dra. Norma Patricia López Acosta

#@) ° ) ) - MÉXICO,

FEBRERO 2018



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## DEDICATORIAS

*A mis padres, Leticia y Manuel, por darme su apoyo y cariño para llegar a ser lo que soy y lo que pretendo ser, no hubiera encontrado mi camino sin ustedes.*

*A Manuel y Adrián, por esos momentos incomparables que vivimos día con día que nos hacen ser lo que somos como hijos y hermanos.*

*A mis abuelitos por siempre ser mis segundos padres...*

*Los amo*

*A mi familia, que siempre aportaron su cariño y amor que forman parte de la persona que ahora soy.*

*A Aleydis, que siempre demostraste interés, paciencia y amor incondicional para apoyarme a realizarme como persona. Gracias por madurar conmigo.*

*“Schliesse die Augen. Klettere mit mir auf den Regenbogen. Auf einen Sonnenstrahl. Hinauf zu den Sternen. In die Unendlichkeit.”*

## AGRADECIMIENTOS

*A la Universidad Nacional Autónoma de México*

*Al Instituto de Ingeniería de la UNAM*

*Dra. Norma Patricia López Acosta muchas gracias por su paciencia y confianza en la realización de esta tesina.*

*Merci de tout coeur*

# Caracterización de la permeabilidad del subsuelo del ex Lago de Texcoco mediante pruebas de laboratorio

---

## INDICE GENERAL

DEDICATORIAS .....	II
AGRADECIMIENTOS .....	II
INDICE GENERAL .....	III
RESUMEN .....	V
ABSTRACT .....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS .....	IX
ÍNDICE DE TABLAS .....	XI
NOTACIÓN .....	XIII
CAPÍTULO 1. UTILIDAD DE LA PERMEABILIDAD Y PRINCIPALES MÉTODOS PARA DETERMINARLA .....	1
1.1 ¿Para qué sirve conocer la permeabilidad de un suelo?.....	1
1.2 Principales métodos para determinar la permeabilidad de un suelo .....	2
1.2.1 Métodos directos .....	3
1.2.2 Métodos indirectos.....	6
CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES SOBRE LA PERMEABILIDAD DEL SUBSUELO DEL EX LAGO DE TEXCOCO .....	17
2.1 Estudios previos de la permeabilidad en la zona del ex Lago de Texcoco (López-Acosta <i>et al.</i> , 2016) .....	18
2.1.1 <i>Herrera et al. (1974)</i> .....	18
2.1.2 <i>Rudolph et al. (1989)</i> .....	19
2.1.3 <i>Alanis - González. (2003)</i> .....	19
2.1.4 <i>García (2013)</i> .....	20
2.2 Estudios recientes de la permeabilidad en la zona del ex Lago de Texcoco (López-Acosta <i>et al.</i> , 2016) .....	21

CAPÍTULO 3. ESTIMACION EXPERIMENTAL DE LA PERMEABILIDAD EN EL SUBSUELO DEL EX LAGO DE TEXCOCO.....	27
3.1 Generalidades.....	27
3.2 Descripción del equipo disponible en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del II-UNAM para determinar la permeabilidad .....	28
3.3 Pruebas de permeabilidad efectuadas.....	31
3.2.1 Descripción de los materiales ensayados.....	32
3.2.2 Calibración.....	32
3.2.3 Montaje de la probeta .....	33
3.2.4 Saturación de la probeta por contrapresión .....	36
3.2.5 Medición de $B$ de Skempton .....	37
3.2.6 Consolidación .....	37
3.2.7 Etapa de ensaye.....	40
3.4 Resultados de las pruebas experimentales realizadas .....	50
CAPÍTULO 4. COMENTARIOS CONCLUYENTES Y RECOMENDACIONES GENERALES .....	53
REFERENCIAS.....	55
ANEXOS .....	57
Anexo A. Fundamentos teóricos de las curvas de consolidación tipos Casagrande y Taylor .....	57
Anexo B. Curvas de consolidación tipo Casagrande de las muestras ensayadas .....	61
Anexo C. Curvas de consolidación tipo Taylor de las muestras ensayadas ...	64
Anexo D. Probetas empleadas en las pruebas de laboratorio efectuadas .....	67

## RESUMEN

En esta tesina se caracterizó hidráulicamente el subsuelo del ex Lago de Texcoco, mediante pruebas de laboratorio con un permeámetro de pared flexible (FWP) implementado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

El objetivo de obtener estos valores de permeabilidad, se originó de la necesidad de realizar pruebas de permeabilidad de laboratorio en muestras de suelo del ex Lago de Texcoco, que permitieran considerar estos datos para mejorar la aproximación de los análisis geotécnicos (que involucran el flujo de agua) para el diseño de las diferentes estructuras aeroportuarias que conformarán el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM).

Inicialmente, se describen los métodos directos e indirectos más comunes en campo y laboratorio para obtener la permeabilidad. Después, se exponen los antecedentes que se tienen sobre la permeabilidad del subsuelo del ex Lago de Texcoco, poniendo énfasis en los estudios históricos y los estudios más recientes en el sitio. Asimismo se detalla el proceso de ensaye y el funcionamiento del permeámetro de pared flexible, haciendo hincapié en las etapas de consolidación y en el cálculo de la permeabilidad, pues al tratarse de materiales finos de alta plasticidad (de los estratos típicos de la zona de estudio) en la etapa de consolidación se observan cambios en el volumen inicial de las probetas que afectan la magnitud de la permeabilidad.

Las permeabilidades obtenidas como parte de esta tesina se refieren principalmente a sitios ubicados en la zona de pistas del NAICM, alejados del Lago Nabor Carrillo (donde varios estudios centraron su atención en el pasado). En general, los órdenes de magnitud de las permeabilidades de la FAS (Formación Arcillosa Superior), FAI (Formación Arcillosa Inferior), DP (Depósitos Profundos) y FAP (Formación Arcillosa Profunda) obtenidas experimentalmente, han resultado comparables con los resultados de pruebas de campo USBR, Lefranc y CPTu ejecutadas en la zona de pistas del NAICM en estudios recientes.



## **ABSTRACT**

In this thesis, the subsoil of the former Lake of Texcoco was hydraulically characterized through laboratory tests performed with a flexible wall permeameter (FWP) implemented in the Engineering Institute, UNAM.

The objective of performing laboratory permeability tests on soil samples from the former Lake of Texcoco responded to a necessity of obtaining permeability values which allowed to improve the approximation of geotechnical analyzes (involving water flow) for the design of different airport structures that will be built on the Mexico City New International Airport (NAICM).

As introduction, the most common direct and indirect methods in the field and laboratory to obtain permeability are described. Afterwards, the antecedents that exist about the permeability of the subsoil of the former Lake of Texcoco are summarized, emphasizing the historical studies and the most recent studies on the site.

As core topic, the testing process and the operation of the flexible wall permeameter are detailed emphasizing both steps, consolidation and the permeability computation. Since the tests were performed on high-plasticity clay samples (from typical strata of the study area), changes were observed in the consolidation stages and on initial volume of the specimens that affected the magnitude of the permeability.

The permeability values obtained as a result of this research project are directly associated to the NAICM runways sites, far from Lake Nabor Carrillo, where several studies were conducted in the past. In general terms, the permeability values obtained experimentally from the Upper Clay Formation (UCF), Lower Clay Formation (LCF), Deep Deposits (DP) and Deep Clay Formation (DCF) were comparable in order of magnitude with those results obtained from USBR, Lefranc and CPTu field tests executed in the NAICM runways zone in recent studies.



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Esquema de un permeámetro de carga constante .....	3
Figura 1.2. Esquema de un permeámetro de carga variable .....	4
Figura 1.3. Prueba de bombeo en campo .....	5
Figura 1.4. Distribución en planta sugerida para pozos de observación (Tamez, 1989).....	6
Figura 1.5. Esquema de un cono eléctrico estático (Santoyo et al., 1989) .....	9
Figura 1.6. Sondeo típico de cono eléctrico estático (Santoyo et al., 1989).....	9
Figura 1.7. Ubicación de los sensores de presión de poro.....	10
Figura 1.8. Comparación de la presión de poro medida con ensaye CPTu y piezómetro convencional (Santoyo <i>et al.</i> , 1989).....	11
Figura 1.9. Grafica de tiempo para la disipación de presión de poro contra la permeabilidad horizontal (López - Acosta y Espinosa, 2016).....	12
Figura 1.10. Permeabilidad horizontal en función de $t_{50}$ (López - Acosta y Espinosa, 2016) poro.....	14
Figura 1.11. Permeabilidad horizontal contra $t_{50}$ .....	15
Figura 2.1. Localización del sitio en estudio (López-Acosta <i>et al.</i> , 2016). .....	17
Figura 2.2. Zonas donde se ejecutaron pruebas de permeabilidad (2014 y 2015). .....	21
Figura 2.3. Localización de pruebas de permeabilidad (2014) en la Zona 1 de la Fig. 2.2	22
Figura 2.4. Localización de pruebas de permeabilidad USBR (2015) efectuadas en la Zona 2 de la Fig. 2.2.....	24
Figura 2.5. Localización de pruebas de permeabilidad Lefranc (2015) en la Zona 2.....	25
Figura 3.1. Componentes del permeámetro de pared flexible (FWP) del Laboratorio de Mecánica de Suelos del II-UNAM.....	29
Figura 3.2. Localización de los sondeos de los que se extrajeron las muestras ensayadas .....	31
Figura 3.3. Muestra de suelo extraída del tubo (perímetro exterior con irregularidades) ...	34
Figura 3.4. Muestra de suelo extraída colocada en el cabezal inferior y resanada con suelo remoldeado .....	34
Figura 3.5. Colocación del cabezal superior, membrana y arosellos .....	35
Figura 3.6. Montaje completo de una muestra de suelo.....	36
Figura 3.7. Medición del parámetro B de Skempton .....	37
Figura 3.8. Etapa de consolidación en el programa y toma de lecturas .....	38
Figura 3.9. Datos iniciales de una prueba de permeabilidad.....	42
Figura 3.10. Curvas de consolidación del programa del permeámetro sin corregir .....	43
Figura 3.11. Curvas de consolidación corregidas con la hoja de cálculo .....	44
Figura 3.12. Relaciones volumétricas y gravimétricas finales e iniciales .....	45
Figura 3.13. Permeabilidad calculada para una carga hidráulica de 100 cm (0.10 kg/cm <sup>2</sup> ) .....	46
Figura 3.14. Permeabilidad calculada para una carga hidráulica de 200 cm (0.20 kg/cm <sup>2</sup> ) .....	47
Figura 3.15. Permeabilidad calculada para una carga hidráulica de 300 cm (0.30 kg/cm <sup>2</sup> ) .....	48

Figura 3.16. Permeabilidad resultante con tres diferentes gradientes hidráulicos .....	49
Figura 3.17. Estratigrafía típica de la zona del ex Lago de Texcoco .....	51
Figura B.1. Curva de consolidación correspondiente a la costra superficial (profundidad media a 1.8 m).....	61
Figura B.2. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa superior (profundidad media a 17.0 m).....	61
Figura B.3. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa superior (profundidad media a 29.45 m).....	62
Figura B.4. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa inferior (profundidad media a 36.70 m).....	62
Figura B.5. Curva de consolidación correspondiente a los depósitos profundos (profundidad media a 55.35 m).....	63
Figura B.6. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa profunda (profundidad media a 62.65 m).....	63
Figura C.1. Curva de consolidación correspondiente a la costra superficial (profundidad media a 1.8 m).....	61
Figura C.2. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa superior (profundidad media a 17.0 m).....	64
Figura C.3. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa superior (profundidad media a 29.45 m).....	65
Figura C.4. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa inferior (profundidad media a 36.70 m).....	65
Figura C.5. Curva de consolidación correspondiente a los depósitos profundos (profundidad media a 55.35 m).....	66
Figura C.6. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa profunda (profundidad media a 62.65 m).....	66
Figura D.1. Probeta correspondiente a la costra superficial.....	67
Figura D.2. Probeta correspondiente a la formación arcillosa superior, las grietas observadas son debidas a secado en horno (aproximadamente 30 minutos).....	67
Figura D.3. Montaje en probeta correspondiente a la formación arcillosa superior (29.5 m).....	67
Figura D.4. Probeta correspondiente a la formación arcillosa inferior.....	67

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Objetivos de la consideración del flujo de agua en problemas de ingeniería geotécnica (López – Acosta, 2014) .....	2
Tabla 1.2. Factor tiempo que depende de la posición del transductor de presión (López – Acosta y Espinosa, 2016).....	13
Tabla 2.1. Permeabilidades calibradas de Herrera et al. (1974) del proyecto Lago Texcoco.....	18
Tabla 2.2. Permeabilidades medias consideradas por Rudolph et al (1989) .....	19
Tabla 2.3. Resultados de permeabilidad obtenidos mediante pruebas con piezocono y pruebas de laboratorio (Alanís-González, 2003).....	20
Tabla 2.4. Relación de anisotropía .....	20
Tabla 2.5. Permeabilidades calibradas por García (2013).....	21
Tabla 2.6. Permeabilidades obtenidas con el criterio de Robertson (2010) (López – Acosta et al., 2016).....	23
Tabla 2.7. Resultados obtenidos de la permeabilidad en estudios recientes (Zona 1) (López – Acosta et al., 2016).....	23
Tabla 3.1. Componentes del permeámetro de pared flexible (FWP) del II-UNAM.....	29
Tabla 3.2. Sondeo correspondiente a cada muestra ensayada .....	31
Tabla 3.3 Propiedades índice de las muestras ensayadas en el permeámetro .....	32
Tabla 3.4. Esfuerzos efectivos $\sigma_{vo}$ y de confinamiento $\sigma_c$ estimados a partir de condiciones hidrostáticas.....	39
Tabla 3.5. Relaciones volumétricas y gravimétricas de los materiales ensayados .....	50
Tabla 3.6. Caracterización de la permeabilidad en el subsuelo del ex Lago de Texcoco, obtenida de las pruebas experimentales efectuadas .....	50
Tabla 3.7. Permeabilidades horizontales considerando una relación de anisotropía $k_h/k_v=3$ .....	49
Tabla A.1 Coeficientes de consolidación con el método Casagrande.....	58
Tabla A.2 Coeficientes de consolidación con el método Taylor.....	59

## NOTACIÓN

A	área de la muestra de suelo en $\text{cm}^2$
$A_c$	área corregida de la probeta en $\text{cm}^2$
$\alpha_v$	coeficiente de compresibilidad en $\text{cm}^2/\text{kg}$
$\alpha_n$	cociente de área neta en $\text{cm}^2$
B	parámetro B de Skempton
CD	capa dura
$C_h$	coeficiente de consolidación en sentido horizontal
$\text{CPT}_u$	prueba de piezocono con disipación de presión de poro
CS	costra superficial
$C_{vi}$	cambio volumétrico inferior en $\text{cm}^3$
$C_{vs}$	cambio volumétrico superior en $\text{cm}^3$
$\Delta h$	pérdida de carga hidráulica
$\Delta t$	incremento de tiempo para medición en el permeámetro en s
DP	depósitos profundos
dT	variación por unidad de tiempo
dV	variación del volumen
e	relación de vacíos
FAI	formación arcillosa inferior
FAS	formación arcillosa superior
FAP	formación arcillosa profunda
$G_s$	densidad de sólidos de la muestra de suelo
$G_w$	grado de saturación de agua en la muestra de suelo
$\gamma_m$	peso volumétrico de la muestra de suelo en $\text{t}/\text{m}^3$
$\gamma_w$	peso volumétrico del agua en $\text{t}/\text{m}^3$
H	altura del nivel estático de agua a la frontera impermeable

h	carga hidráulica en cm
h <sub>1</sub>	altura de carga hidráulica de la frontera impermeable al abatimiento del pozo de observación 1
h <sub>2</sub>	altura de carga hidráulica de la frontera impermeable al abatimiento del pozo de observación 2
i	gradiente hidráulico
k <sub>h</sub>	permeabilidad horizontal en cm/s
k <sub>v</sub>	permeabilidad vertical en cm/s
k <sub>o</sub>	coeficiente de empuje en estado de reposo
k <sub>h50</sub>	permeabilidad horizontal para el 50 % de grado de consolidación en cm/s
k <sub>v50</sub>	permeabilidad vertical para el 50 % de grado de consolidación en cm/s
L	longitud de la muestra de suelo en cm
L <sub>L</sub>	límite líquido
L <sub>p</sub>	límite plástico
n	porosidad de una muestra de suelo
OCR	grado de preconsolidación del suelo
ω	contenido de agua
Q	gasto de infiltración en m <sup>3</sup> /s
Q <sub>tn</sub>	resistencia de punta normalizada del cono
q <sub>t</sub>	resistencia a la penetración del cono corregida
q <sub>c</sub>	resistencia a la penetración del cono
R	radio del cono en cm
RR	relación de recompresión que controla la disipación alrededor del piezocono
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
σ <sub>vo</sub>	esfuerzo total vertical calculado a la profundidad deseada
$\overline{\sigma}_{vo}$	esfuerzo efectivo vertical calculado a la profundidad deseada
$\overline{\sigma}_c$	esfuerzo efectivo de confinamiento

t	tiempo de ensaye en s
T	factor tiempo que depende del grado de consolidación
$u_1$	localización del filtro de presión de poro en la punta de un piezocono
$u_2$	localización del filtro de presión de poro en la base de un piezocono
$u_3$	localización del filtro de presión de poro en el fuste de un piezocono
$V_m$	volumen de la muestra



# CAPÍTULO 1. UTILIDAD DE LA PERMEABILIDAD Y PRINCIPALES MÉTODOS PARA DETERMINARLA

## 1.1 ¿Para qué sirve conocer la permeabilidad de un suelo?

La permeabilidad es una de las propiedades de los suelos más difíciles de evaluar. En la mayoría de los proyectos de ingeniería son escasas las pruebas de permeabilidad de campo o de laboratorio que se efectúan para la caracterización hidráulica de los materiales del suelo. La importancia de las pruebas de permeabilidad en la caracterización hidráulica de los materiales del suelo o estructura térrea que componen los sitios de estudio se resalta para su empleo en distintos análisis geotécnicos como la falla por subpresión en excavaciones, diseño de sistemas de bombeo, efecto de infiltraciones por lluvia en la estabilidad de bordos de lagunas y canales, entre otros (López-Acosta *et al.*, 2016).

Una de las propiedades de los suelos de gran interés en la geotecnia o mecánica de suelos que se determina en función de la permeabilidad es el gasto de infiltración a través de medios porosos o estructuras térreas. El gasto de infiltración está gobernado por la ley de Darcy, que define el caudal  $Q$  como:

$$Q = \frac{dV}{dT} = kAi \quad (1.1)$$

Donde  $dV$  = Variación del volumen;  $dT$  = Variación por unidad de tiempo;  $k$  = coeficiente de permeabilidad;  $i$  = gradiente hidráulico; y  $A$  = área transversal de la muestra de suelo.

La permeabilidad de un suelo está representada por el coeficiente de permeabilidad  $k$ , el cual es una constante física de proporcionalidad que corresponde a la velocidad del agua a través de un suelo cuando ésta se encuentra sujeta a un gradiente hidráulico unitario. El valor resultante indica la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través del suelo. La correcta determinación del coeficiente de permeabilidad en el suelo es importante para aplicaciones en obras de geotecnia que involucren el estudio del flujo de agua, entre éstas se destacan obras como las presas, diques o terraplenes, cálculo de asentamientos a largo plazo, obras ambientales, etc. En la Tabla 1.1 se muestran los objetivos de la consideración del flujo de agua en distintos problemas de ingeniería geotécnica.



**Tabla 1.1 Objetivos de la consideración del flujo de agua en problemas de ingeniería geotécnica (López – Acosta, 2014)**

Problema de ingeniería	Objetivo de la consideración del flujo de agua
Presas	Las altas presiones del agua en el lado de aguas arriba deben controlarse mediante filtros adecuados y capas drenantes dentro de las presas de tierra para proteger contra erosión interna y tubificación. En adición, el flujo a través de los materiales de la cimentación debajo de las presas puede requerir ser minimizado o aislado. Asimismo la generación de fuerzas de flujo, y de subpresión son consideraciones importantes que deben tomarse en cuenta en los análisis.
Terraplenes y taludes	El agua debe drenarse fuera del talud para mantenerlo seco y protegerlo contra deslizamientos.
Estabilidad de taludes	Las altas presiones de poro reducen la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, por este motivo es importante considerar el efecto del flujo de agua en los análisis de estabilidad de un talud.
Estructuras de retención de tierra	Las presiones hidrostáticas e hidrodinámicas debidas al agua deben aliviarse para proporcionar un drenaje adecuado que ayude a mantener la estabilidad de la estructura de retención.
Excavaciones	Abatimiento: el nivel freático debe abatirse lo suficiente para facilitar la construcción.
Cimentaciones	La interrupción permanente del flujo puede ser necesaria para mantener estanca una cimentación.
Túneles	Los túneles revestidos o no, tienden a actuar como drenes permanentes en el terreno. Se debe controlar el flujo hacia el interior de un túnel en la etapa de construcción y durante su vida útil.
Sistemas contenedores de residuos	El flujo a través de las barreras de aislamiento de los residuos debe minimizarse. Se deben proveer capas de drenaje dentro de los contenedores de residuos para drenar los lixiviados.
Pavimentos	El flujo debe controlarse o interrumpirse para mantener secas las bases o sub-bases de los pavimentos.

El coeficiente de permeabilidad  $k$  depende de diversas propiedades del suelo, pero también del fluido como son: contenido de agua, grado de saturación, relación de vacíos, forma y orientación de las partículas, distribución del tamaño de las partículas y conectividad de los poros, composición química y viscosidad del líquido permeante, densidad y temperatura del fluido, edad del espécimen de prueba, estado de esfuerzos efectivos, etc. (López–Acosta, 2010).

Cuando el fluido que circula a través del medio poroso es el agua, diversos autores prefieren emplear el término conductividad hidráulica o simplemente permeabilidad para referirse a  $k$ , y solamente recurrir al término coeficiente de permeabilidad en un sentido general cuando no se especifique el líquido permeante (López–Acosta, 2017).

Existen procedimientos directos e indirectos para la obtención de  $k$ , los cuales deben ser usados convenientemente según el tipo de suelo.

## 1.2 Principales métodos para determinar la permeabilidad de un suelo

El intervalo de valores de  $k$  es muy amplio, por lo que la selección del método y del equipo para su determinación depende de diversas condiciones: tipo de suelo, magnitud y tipo de proyecto, etc. Algunos de los métodos más comunes para estimar la conductividad hidráulica de un suelo se describen a continuación.

### 1.2.1 Métodos directos

#### a) Pruebas de laboratorio

Los principales equipos para determinar la permeabilidad de un suelo que se utilizan en laboratorio son el permeámetro de carga constante y el permeámetro de carga variable. En cualquiera de los dos tipos de permeámetros se pueden ensayar diferentes suelos. Sin embargo, se recomienda que para suelos de alta a mediana permeabilidad (arenas y gravas) se recurra al equipo de carga constante, mientras que para suelos de permeabilidad muy baja (limos, arenas finas y algunas arcillas) se utilice el permeámetro de carga variable (Acevedo, 2017).

#### **Permeámetro de carga constante**

La prueba en este equipo consiste en medir el volumen de agua  $V$  que fluye a través de una muestra de suelo de área transversal  $A$  en un tiempo  $t$ . La muestra se somete a una carga hidráulica  $\Delta h$  que permanece constante durante el ensaye (Figura 1.1). La determinación de la permeabilidad en este equipo se hace a partir de la ley de Darcy y la ecuación de continuidad, por lo que:

$$k = \frac{V * L}{\Delta h * A * t} \quad (1.2)$$

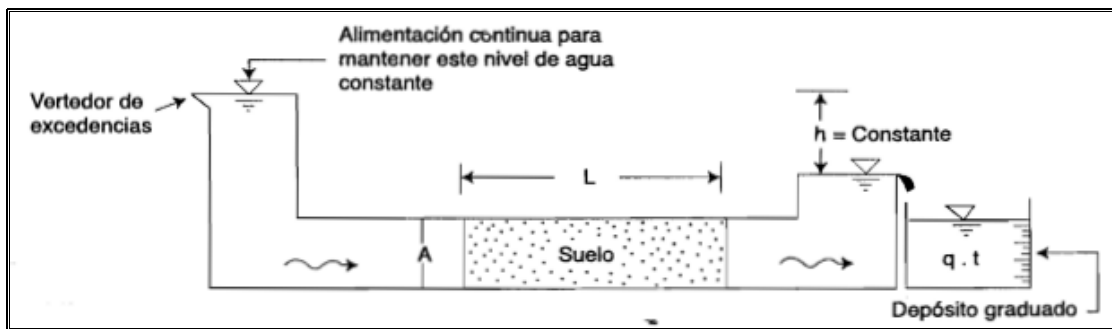


Figura 1.1. Esquema de un permeámetro de carga constante

#### **Permeámetro de carga variable**

La prueba en este equipo consiste en medir el volumen de agua  $V$  que pasa a través de una muestra de suelo de área transversal  $A$ . Se aplica una carga hidráulica que es variable durante el ensaye, por lo que se tienen lecturas de  $h_1$  en el tiempo  $t_1$  y  $h_2$  para  $t_2$  (Figura 1.2).

Al efectuar la integración entre los límites  $h_1$  y  $h_2$  para  $h$  y  $t_1$  y  $t_2$  para  $t$  se obtiene la permeabilidad con la siguiente ecuación:

$$k = \frac{LA_1}{A_2(t_2-t_1)} \ln \frac{h_1}{h_2} = 2.3 \frac{LA_1}{A_2(t_2-t_1)} \log \frac{h_1}{h_2} \quad (1.3)$$

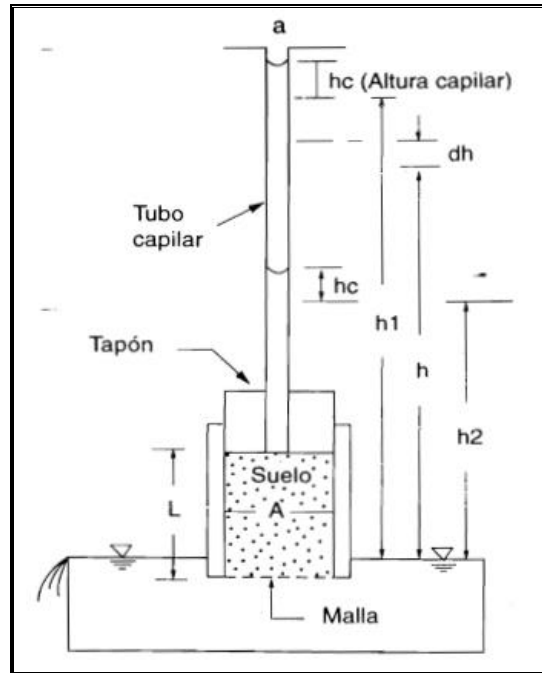


Figura 1.2. Esquema de un permeámetro de carga variable

### b) Pruebas de campo (pozos de bombeo)

Las pruebas de bombeo son apropiadas para determinar los parámetros hidráulicos de un acuífero, particularmente la permeabilidad.

Para realizar una prueba de bombeo se debe contar con:

- Un pozo ademado con tubería ranurada en la zona saturada. El diámetro de la tubería del ademe depende del alcance del estudio y del diámetro del equipo de bombeo a utilizar. La perforación preferentemente debe ser totalmente penetrante en la unidad o unidades de suelo a ensayar. De acuerdo con diversas experiencias en pruebas de bombeo, la tubería del ademe no debe ser menor que 10.16 cm (4").
- Un equipo de bombeo constituido por una bomba, tubería de succión y de descarga, cabezal y motor. La capacidad debe ser suficiente para generar un abatimiento en el nivel del agua en el pozo no mayor que 30 % del espesor total de la unidad a probar.
- Una serie de pozos de observación, cuya distancia al pozo de bombeo depende del tipo de acuífero, del gasto a extraer y del tiempo de la prueba.

La prueba de bombeo consiste en extraer agua de un pozo o pozos perforados en el suelo de interés, bombeando de él un gasto constante  $q$  y midiendo el abatimiento del nivel freático producido en varios puntos localizados en la cercanía del pozo (Figura 1.3), en los que se instalan piezómetros o tubos de observación (Capítulo B.2.3, MDOC-CFE, 2016).

En este método se considera una superficie cilíndrica imaginaria alrededor del pozo de bombeo y se acepta como hipótesis simplificadora que el gradiente hidráulico medio en cualquier punto de esta superficie es igual a la pendiente de la curva de abatimiento, es decir:

$$k = 2.3 \frac{q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \log \frac{r_2}{r_1} \quad (1.4)$$

Donde  $q$  = gasto necesario para mantener el nivel de agua constante ;  $h_1$  = Altura de carga hidráulica de la frontera impermeable al abatimiento del pozo de observación 1;  $H$  = Altura del nivel estático a la frontera impermeable;  $h_2$  = Altura de carga hidráulica de la frontera impermeable al abatimiento del pozo de observación 2;  $r_1$  = distancia del pozo de prueba al pozo de observación 1; y  $r_2$  = distancia del pozo de prueba al pozo de observación 2.

Si el depósito permeable se encuentra cubierto por un estrato impermeable, de manera que el espesor permeable es constante e igual a  $H$ , se obtiene:

$$k = 2.3 \frac{q}{2\pi H(h_2^2 - h_1^2)} \log \frac{r_2}{r_1} \quad (1.5)$$

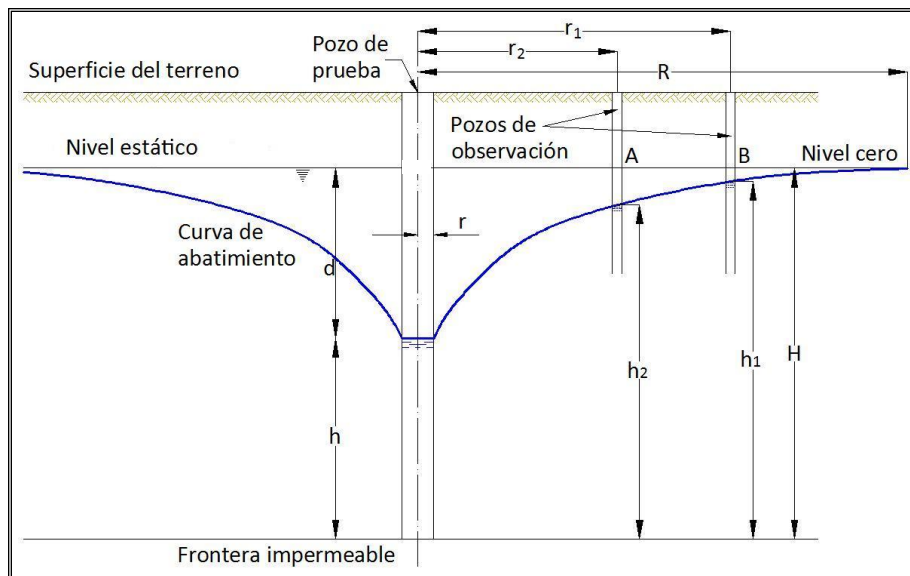


Figura 1.3. Prueba de bombeo en campo

Las ecuaciones anteriores se basan en dos hipótesis adicionales:

- El material es homogéneo
- El nivel freático original, antes del bombeo, es una superficie horizontal

Puesto que estas hipótesis no son reales en algunos casos, se recomienda instalar por lo menos ocho estaciones de observación piezométrica dispuestas en planta como ilustra el croquis de la Figura 1.4.

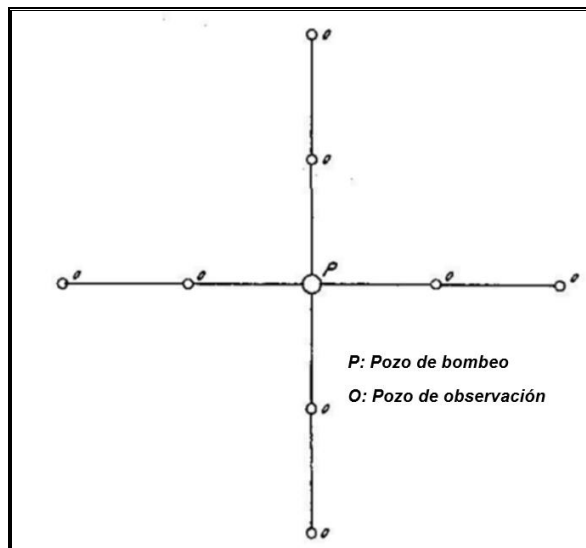


Figura 1.4. Distribución en planta sugerida para pozos de observación (Tamez, 1989)

## 1.2.2 Métodos indirectos

### (a) Pruebas de laboratorio

#### ***Celda de Rowe***

La celda Rowe es un equipo que fue desarrollado en la Universidad de Manchester por P.W. Rowe, con el objetivo de efectuar pruebas de consolidación en suelos de baja permeabilidad, sin los inconvenientes que presentan los consolidómetros convencionales. En cuanto a su funcionamiento, la celda Rowe se diferencia de los demás consolidómetros en que la muestra de suelo se carga hidráulicamente mediante presión aplicada en un diafragma flexible ubicado en su parte superior. Asimismo en la celda Rowe es posible controlar las condiciones de drenaje de la muestra, se puede aplicar contrapresión e igualmente pueden efectuarse mediciones de presión de poro durante la realización de las pruebas de consolidación.

Debido a las características de este equipo, también es posible llevar a cabo pruebas de permeabilidad bajo condiciones determinadas de esfuerzo efectivo, ya que en alguna de las líneas de drenaje es viable instalar un dispositivo para medir el volumen de agua expulsada de la muestra de suelo (Hidalgo, 2007).

### **Prueba de consolidación**

Terzaghi al desarrollar su teoría de consolidación, tuvo como objetivo explicar y modelar matemáticamente el comportamiento de un suelo saturado sometido a una carga, relacionando los cambios de las condiciones de esfuerzo y de la relación de vacíos en cualquier punto de dicha masa de suelo para un tiempo determinado. Dicha teoría explica exclusivamente el fenómeno hidrodinámico que se verifica por la expulsión de agua gravitacional de un material y no considera el hecho de que los suelos finos presentan una deformación visco-plástica diferida del esqueleto sólido, la cual se evidencia en las curvas asentamiento vs. tiempo y se denomina consolidación secundaria (Pinzón-Franco, 2007).

Para encontrar una solución al problema de la consolidación de suelos, Terzaghi se basó en las hipótesis simplificadoras que se mencionan a continuación:

- La masa de suelo es homogénea e isotrópica en sentido vertical en toda su extensión.
- El suelo se encuentra saturado y tanto las partículas sólidas que constituyen su estructura como el agua son incompresibles.
- El agua que expulsa el material es exclusivamente gravitacional, por lo que puede suponerse válida la ley de Darcy.
- El comportamiento del suelo es elástico, en términos de esfuerzos efectivos.
- La permeabilidad  $k$  del suelo permanece constante durante todo el proceso de consolidación.

Por medio de la teoría de Terzaghi se puede calcular la permeabilidad media que gobierna el flujo de agua durante el intervalo de compresión con un cierto incremento de carga, representado por una curva de consolidación:

$$k = \frac{a_v H^2 \gamma_w}{5(1+e)t_{50}} \quad (1.6)$$

Donde  $t_{50}$  = tiempo para el 50 % de grado de consolidación;  $a_v$ =coeficiente de compresibilidad;  $e$ =la relación de vacíos;  $H$ =espesor del estrato o depósito y  $\gamma_w$ = peso volumétrico del agua.

## **(b) Pruebas de campo mediante sondeos de piezocono con disipación de presión de poro tipo CPTu**

### ***Consideraciones generales***

Un método indirecto para estimar la permeabilidad de un suelo cuando no es posible realizar pruebas directas de permeabilidad de campo o de laboratorio, es mediante la interpretación de ensayos de disipación de presión de poro a partir de sondeos con piezocono (CPTu) (López-Acosta y Espinosa, 2016). Los resultados de exploraciones geotécnicas en diferentes tipos de materiales mediante sondeos con CPTu han permitido a distintos autores proponer ecuaciones, gráficas o métodos para determinar las propiedades hidráulicas de los suelos.

El piezocono consta de un dispositivo como el que se utiliza en un sondeo de cono eléctrico estático (CPT) pero a diferencia de éste, permite medir la presión intersticial del agua a través de un transductor. La prueba de cono eléctrico estático consiste en hincar en el terreno a velocidad constante de 2 cm/s (ASTM D 3441 – 91) un cono que es empujado con una columna de barras de acero por cuyo interior pasa el cable que lleva la señal a la superficie y las lecturas se observan en una consola que el operador registra en su debido formato. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico proporcionado por la máquina de perforación existente. En la Figura 1.5 se muestra el diagrama simplificado de los componentes del cono eléctrico estático, y en la Figura 1.6 se presenta un sondeo típico de cono eléctrico estático en la zona lacustre de la Ciudad de México.

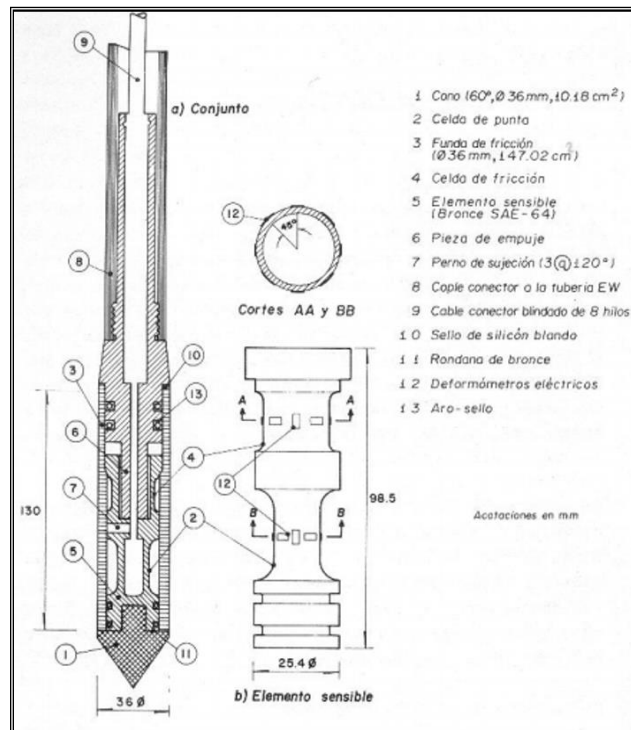


Figura 1.5. Esquema de un cono eléctrico estático (Santoyo et al., 1989)

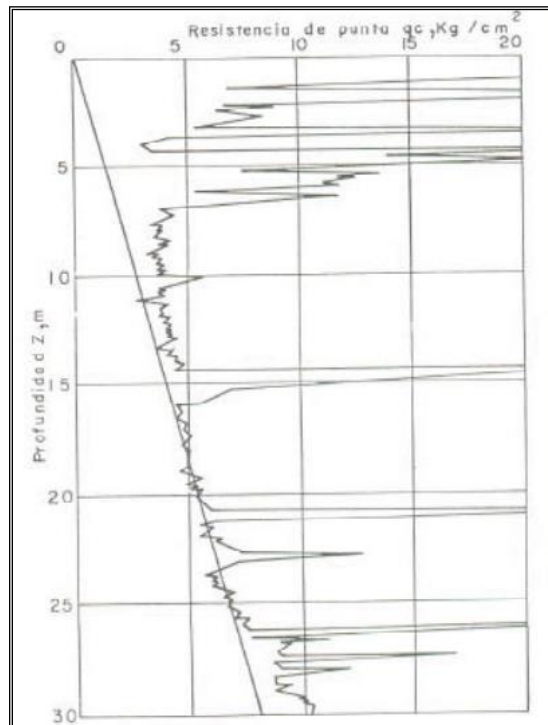
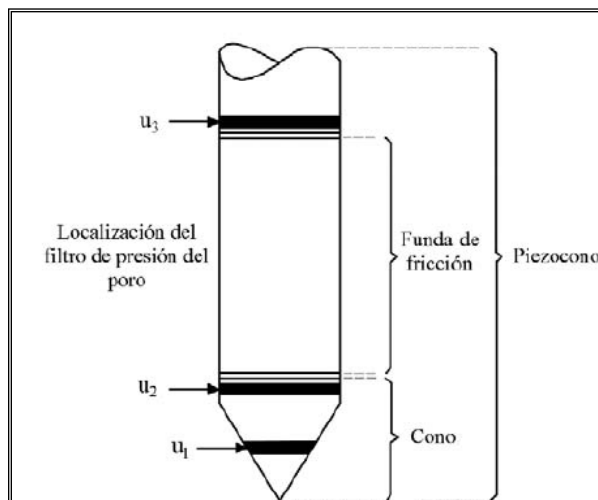


Figura 1.6. Sondeo típico de cono eléctrico estático (Santoyo et al., 1989)



Generalmente el contacto del agua con el transductor o filtro de presión de poro en el piezocono puede ocurrir en la punta del cono ( $u_1$ ), detrás de la punta del cono ( $u_2$ ) y en el fuste del cono ( $u_3$ ) (Figura 1.7).



**Figura 1.7. Ubicación de los sensores de presión de poro**

Los piezoconos más comunes contienen el transductor en la base o arriba de la punta cónica ( $u_2$ ) (Figura 1.7) en donde se encuentran dos piedras porosas diametralmente opuestas. Entre las piedras y el transductor existe una cámara que se satura con un líquido (glicerina desaireada). Para que la prueba se ejecute correctamente se debe garantizar una buena saturación de la cámara para evitar la entrada de burbujas de aire.

La prueba CPTu consiste en la medición del tiempo de respuesta requerido del transductor para que se disipe el exceso de presión de poro que se genera por la penetración del cono hasta que las lecturas sean constantes. En ese momento se alcanza el valor de la presión de poro de equilibrio o inicial ( $u_0$ ), que es la presión del suelo antes de que se haya hincado el piezocono. La velocidad de disipación depende del coeficiente de consolidación, que a su vez depende de las características de deformación a largo plazo y de la permeabilidad del suelo (López–Acosta, Espinosa, 2016).

Las mediciones del piezocono se recomiendan generalmente en estratos permeables cuyas profundidades se definen previamente con un sondeo de cono eléctrico estático complementado con un sondeo de muestreo previo y/o piezómetro previamente instalado. Para cada toma de lectura o medición debe existir una gráfica que consiste en una curva de disipación de presión de poro contra tiempo transcurrido. La comparación de un sondeo de piezocono con los registros de una estación piezométrica ha mostrado resultados similares en un sitio ubicado en la zona lacustre de la CDMX (Figura 1.8).

En la comparación anterior, se aprecia claramente que aproximadamente a la profundidad de la Capa Dura la presión de poro es menor que la hidrostática como resultado de la extracción masiva de agua para abastecer a la población, misma que se traduce en el fenómeno de hundimiento regional que afecta a la ciudad. Debido a lo anterior, el piezocono es una forma generalmente fácil pero costosa de conocer la presión de poro en el suelo, en comparación con una estación piezométrica que resulta más complicada, pero es más económica.

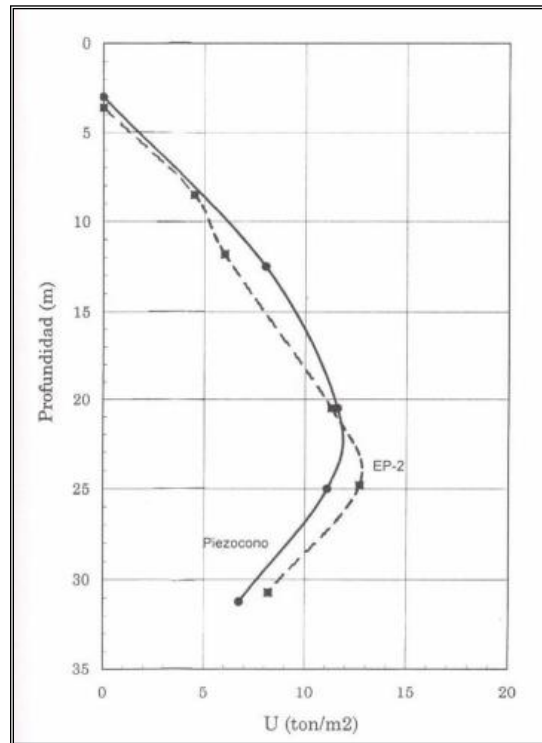


Figura 1.8. Comparación de la presión de poro medida con ensaye CPTu y piezómetro convencional (Santoyo *et al.*, 1989)

### ***Métodos para estimar la permeabilidad a partir de sondeos tipo CPTu***

Los métodos propuestos por distintos investigadores para estimar la permeabilidad horizontal del subsuelo a partir de sondeos de piezocono eléctrico (CPTu) se describen en los siguientes párrafos. (López-Acosta y Espinosa, 2016).

#### **— Schmertmann (1978)**

Schmertmann estableció una de las primeras correlaciones para estimar la permeabilidad de un suelo mediante la observación de la disipación de la presión de poro durante el ensaye con piezocono.

Esta teoría es aplicable a cualquier tipo de piezocono y ubicación del filtro de presión de poro. En la Figura 1.9 se presenta la gráfica propuesta por Schmertmann para determinar la permeabilidad horizontal  $k_h$  en función del  $t_{50}$  y  $t_{90}$  (López-Acosta y Espinosa, 2016).

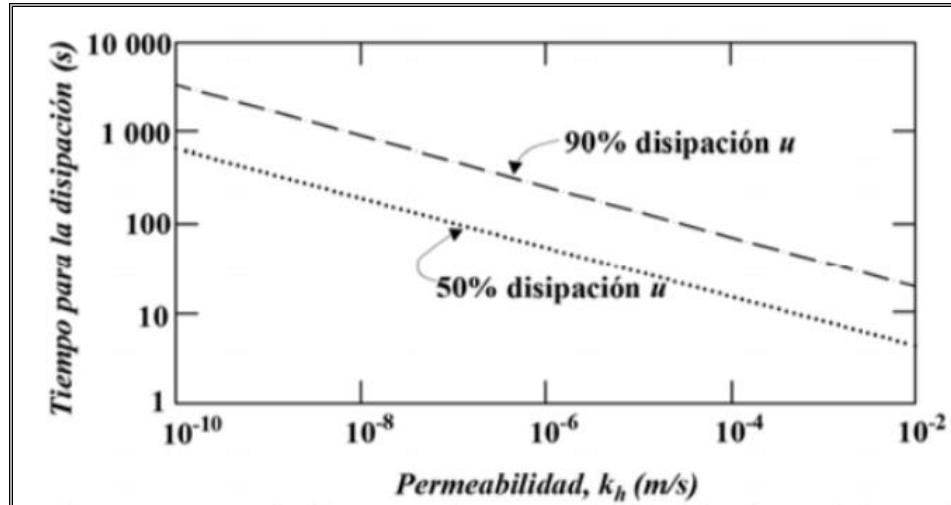


Figura 1.9. Gráfica de tiempo para la disipación contra la permeabilidad horizontal (López – Acosta y Espinosa, 2016)

— **Baligh y Levadoux (1986)**

Baligh y Levadoux (1986) propusieron un método para estimar las propiedades de consolidación que a su vez permite estimar la permeabilidad horizontal en suelos finos. El criterio se basa en un análisis de consolidación lineal no acoplado que utiliza la distribución inicial del exceso de presión de poro calculada mediante el método de deformación por esfuerzo cortante (Baligh 1985). La principal restricción para el uso de este método es que la relación de esfuerzo de preconsolidación debe ser menor que 3 (López – Acosta y Espinosa, 2016).

La estimación de la permeabilidad horizontal se obtiene con la siguiente ecuación:

$$k_h = \frac{\gamma_w}{2.3\bar{\sigma}_{v0}} * RR * C_h \quad (1.7)$$

Donde  $\bar{\sigma}_{v0}$  = esfuerzo efectivo vertical calculado a la profundidad deseada;  $\gamma_w$  = peso específico del agua; RR = relación de recompresión que controla la disipación alrededor del piezocono (valor promedio de  $10^{-2}$ );  $C_h$  = coeficiente de consolidación en sentido horizontal, el cual se determina conforme a cierto grado de consolidación a partir de la ecuación (1.8).

$$C_h = \frac{R^2 T}{t} \quad (1.8)$$

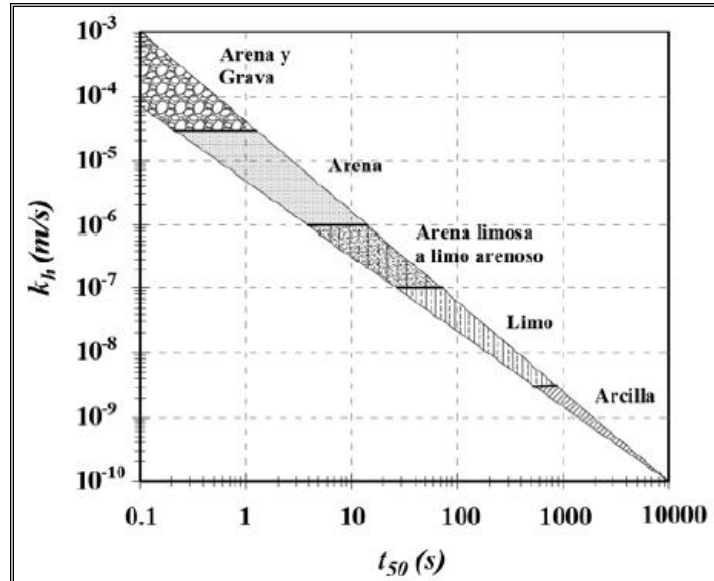
Donde R = radio del cono; t.- tiempo medido para llegar a un cierto grado de consolidación; T = factor tiempo que se obtiene de la Tabla 1.2 para diferentes tipos de piezocono, localización del filtro de presión de poro y diferentes grados de consolidación.

**Tabla 1.2. Factor tiempo que depende de la posición del transductor de presión (López –Acosta y Espinosa, 2016).**

Angulo del cono	Localización del filtro	Grado de consolidación (%)				
		20	40	50	60	80
60°	Punta	0.44	1.9	3.7	6.5	27
60°	Base del cono	0.69	3	5.6	10	39
60°	Fuste	7.3	22	33	47	114
18°	Punta	0.064	0.5	1.4	3.6	24
18°	Mitad del cono	0.52	2.6	4.7	8.2	34
18°	Base del cono	1.8	6.2	10	17	53
18°	Fuste	5.9	16	25	37	86

— **Parez y Fauriel (1988)**

Parez y Fauriel (1988) estimaron la permeabilidad de diferentes tipos de suelos, desde grava hasta arcilla en función del  $t_{50}$ . Su método es aplicable a piezoconos en los que el transductor de presión de poro se localiza arriba o en la base de la punta del cono (Figura 1.7) y para suelos finos con OCR=1 (López –Acosta y Espinosa, 2016).



**Figura 1.10. Permeabilidad horizontal en función de  $t_{50}$  (López – Acosta y Espinosa, 2016)**

Con el criterio anterior, Leroueil y Jamiolkowski (1988) propusieron una expresión para determinar la permeabilidad horizontal  $k_h$ :

$$k_h \approx \left( \frac{1}{251 \cdot t_{50}} \right)^{1.25} \cdot 100 \quad (1.9)$$

Donde  $t_{50}$  = tiempo para el 50 % de la disipación de presión de poro.

— **Robertson (2010)**

Robertson (2010) consideró el tiempo necesario para lograr el 50 % de disipación de presión de poro ( $t_{50}$ ) y la permeabilidad horizontal del suelo ( $k_h$ ). Este método es aplicable a conos en donde el transductor de presión se encuentra arriba de la punta del cono (Figura 1.11), y un área de cono de 10 cm<sup>2</sup>. Para un área de cono de 15 cm<sup>2</sup>, el valor de la permeabilidad horizontal obtenido de la Figura 1.11 debe multiplicarse por 1.5 (López-Acosta y Espinosa, 2016).

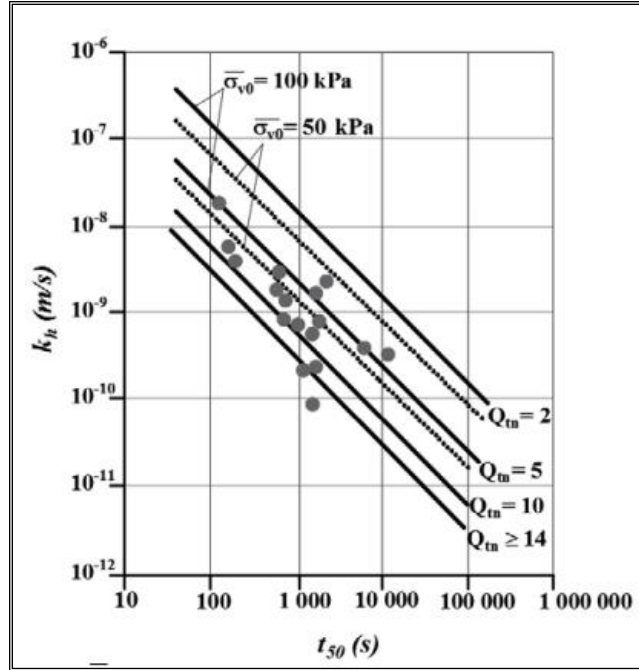


Figura 1.11 Permeabilidad horizontal contra  $t_{50}$

En la Figura 1.11 la resistencia de punta normalizada del cono  $Q_{tn}$  está dada por:

$$Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \quad (1.10)$$

Donde  $q_t$  = resistencia a la penetración del cono corregida dada por:

$$q_t = q_c + u_b(1 - a_n) \quad (1.11)$$

$\overline{\sigma_{v0}}$  = esfuerzo efectivo vertical calculado a la profundidad deseada;  $\sigma_{v0}$  = esfuerzo total vertical calculado a la profundidad deseada;  $q_c$  = resistencia a la penetración del cono;  $u_b$  = presión de poro generada al iniciar el ensaye (en la base del cono);  $a_n$  = cociente de área neta (0.68).

### **Comentarios sobre los principales métodos para determinar la permeabilidad a partir de ensayos tipo CPTu**

A partir de una evaluación de los métodos previamente expuestos para estimar la permeabilidad mediante ensayos de disipación de presión de poro en el suelo del ex Lago de Texcoco, se determinó que (López-Acosta y Espinosa, 2016):

- El método propuesto por Schmertmann (1978) proporciona los valores más altos de permeabilidad horizontal con respecto a las demás teorías.
- En general, con los métodos propuestos por Baligh y Levadoux (1986) y Robertson (2010) se estiman permeabilidades horizontales de aproximadamente el mismo orden de magnitud.
- Con la teoría de Parez y Fauriel (1988), los valores de  $k_h$  obtenidos son mayores en aproximadamente un orden de magnitud en comparación con los resultados obtenidos con Baligh y Levadoux (1986) y Robertson (2010).
- Las teorías propuestas por Baligh y Levadoux (1986) y Robertson (2010) proporcionan valores representativos de la permeabilidad del material que se encuentra a la profundidad de evaluación.

## CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES SOBRE LA PERMEABILIDAD DEL SUBSUELO DEL EX LAGO DE TEXCOCO

Las escasas pruebas de permeabilidad efectuadas en el subsuelo del ex Lago de Texcoco en distintas épocas, muestran la dificultad de estudiar este suelo. En algunas de las pruebas de permeabilidad de campo realizadas recientemente (Figura 2.1) no ha sido factible determinar la permeabilidad, ya sea porque en algunos sitios no es posible la infiltración de agua (lo que sugiere materiales impermeables: arcillas de baja permeabilidad), o bien, porque en otros sitios no es posible que el flujo se establezca (lo que sugiere materiales permeables o agrietamiento natural del terreno superficial) (López – Acosta *et al.*, 2016).



**Figura 2.1. Localización del sitio en estudio (López-Acosta *et al.*, 2016).**

La construcción de un nuevo aeropuerto en el antiguo Lago de Texcoco, evidencia la importancia de una correcta y completa caracterización hidráulica de los materiales del suelo del sitio, pues ésta resulta vital en los distintos análisis que implican tomar en cuenta el movimiento del agua dentro del suelo o de estructuras térreas, por mencionar algunos (López – Acosta *et al.*, 2016):

- Evaluación de la infiltración de agua a través de bordos de lagunas y canales, y a través de su suelo de cimentación.
- Análisis acoplados de flujo de agua-estabilidad de taludes de bordos y de excavaciones para distintas condiciones (a corto y largo plazo, e infiltraciones por lluvia).
- Evaluación de falla por supresión en excavaciones.
- Diseño de sistemas de bombeo para excavaciones, entre otros.



## 2.1 Estudios previos de la permeabilidad en la zona del ex Lago de Texcoco (López-Acosta *et al.*, 2016)

### 2.1.1 Herrera *et al.* (1974)

El antiguo proyecto *Lago Texcoco* (1961) planteaba la construcción de cuatro lagos: *Churubusco*, *Texcoco Sur* (hoy *Lago Nabor Carrillo*), *Texcoco Norte* y *Desviación Combinada*. El método que se proyectó para la formación de los lagos consistió en provocar asentamientos por medio del bombeo del agua subterránea de la zona, con el fin de producir hundimientos de hasta 8 m. Según lo anterior, Herrera *et al.* (1974) definieron un modelo matemático para predecir los asentamientos que se producirían en la construcción de los lagos artificiales del antiguo vaso de Texcoco. Dicho modelo se calibró utilizando los resultados obtenidos en las pruebas de bombeo realizadas en la zona en 1967 y 1968. Para determinar las permeabilidades de los materiales que conformaban el modelo geológico-geotécnico del proyecto *Lago Texcoco*, se utilizaron los resultados de pruebas de consolidación para estimar las permeabilidades de las formaciones arcillosas superior (FAS) e inferior (FAI), y pruebas de campo (ensayos de bombeo) para determinar las permeabilidades de las formaciones permeables, es decir de la capa dura (CD) y de los depósitos profundos (DP). Dichas pruebas se realizaron en el sitio del actual *Lago Recreativo*, al oeste del Lago Nabor Carrillo (Figura 2.1). (López – Acosta *et al.*, 2016)

Posteriormente, mediante una calibración del modelo planteado, se realizó una modificación a las permeabilidades de los estratos permeables, es decir de la capa dura y de los depósitos profundos. En la Tabla 2.1 se proporcionan las permeabilidades calibradas de los materiales con el modelo planteado por Herrera *et al.* (1974).

**Tabla 2.1. Permeabilidades calibradas de Herrera *et al.* (1974) del proyecto Lago Texcoco.**

	<b>ESTRATO</b>	<b>Herrera et al (1974)</b>	<b>Método de obtención de k</b>
<b>k (cm/s)</b>	<b>CS</b>	---	---
	<b>FAS</b>	$5.44 \times 10^{-7}$	Prueba de consolidación
	<b>CD</b>	$6.94 \times 10^{-3}$	Prueba de bombeo
	<b>FAI</b>	$1.67 \times 10^{-8}$	Prueba de consolidación
	<b>DP</b>	$9.03 \times 10^{-3}$	Prueba de bombeo

### 2.1.2 Rudolph et al. (1989)

En 1989 Rudolph y colaboradores investigaron el comportamiento hidráulico del sistema acuífero salino de Texcoco mediante la evaluación de datos históricos, estudios de campo y análisis numéricos de flujo subterráneo y transporte de solutos dentro de un campo de pozos de donde se extraían las aguas salobres para fines industriales. De acuerdo con el modelo hidrogeológico utilizado, la permeabilidad de los acuíferos (capa dura CD y depósitos profundos DP) se determinó mediante una serie de pruebas de bombeo realizadas por Zacula (1977). La permeabilidad de los acuitardos (formaciones arcillosas superior e inferior, FAS y FAI) se estimó a partir de las investigaciones geotécnicas realizadas por Marsal y Mazari (1959), Marsal (1969), Marsal y Graue (1969) y Herrera *et al.* (1974). En la Tabla 2.2 se resumen las permeabilidades medias utilizadas por Rudolph *et al.* (1989) en su investigación, resaltándose que en este caso se consideró que la permeabilidad de los dos acuitardos (FAS y FAI) era la misma y correspondía a un material normalmente consolidado (López – Acosta *et al.*, 2016).

**Tabla 2.2. Permeabilidades medias consideradas por Rudolph et al (1989)**

	ESTRATO	Rudolph et al (1989)	Método de obtención de k
<b>k (cm/s)</b>	<b>CS</b>	---	---
	<b>FAS</b>	$5.00 \times 10^{-7}$	Con base en Marsal y Mazari (1959), Marsal (1969), Marsal y Graue (1969) y Herrera <i>et al.</i> (1974)
	<b>CD</b>	$8.00 \times 10^{-3}$	Prueba de bombeo
	<b>FAI</b>	$5.00 \times 10^{-7}$	Con base en Marsal y Mazari (1959), Marsal (1969), Marsal y Graue (1969) y Herrera <i>et al.</i> (1974)
	<b>DP</b>	$1.00 \times 10^{-2}$	Prueba de bombeo

### 2.1.3 Alanís - González. (2003)

En 2003 Alanís-González comparó los resultados de permeabilidad ( $k_v$ ) obtenidos de pruebas de laboratorio con las permeabilidades ( $k_h$  y  $k_v$ ) (Tabla 2.3) estimadas mediante la teoría de Levadoux y Baligh (1986) a partir de sondeos con piezocono efectuados en la zona del ex Lago de Texcoco en donde se asumió una relación de anisotropía  $k_h/k_v=1.2$  (Tabla 2.4).

**Tabla 2.3. Resultados de permeabilidad obtenidos mediante pruebas con piezocono y pruebas de laboratorio (Alanís-González, 2003).**

Profundidad (m)	Alanís-González (2003)		
	CPTu		Laboratorio
	$k_{h50}$ (cm/s)	$k_{v50}$ (cm/s) <sup>(*)</sup>	$k_{v50}$ (cm/s)
5	$2.01 \times 10^{-5}$	$1.68 \times 10^{-5}$	$2.80 \times 10^{-4}$
9	$6.46 \times 10^{-5}$	$5.38 \times 10^{-5}$	$6.00 \times 10^{-5}$
14	$1.08 \times 10^{-5}$	$8.97 \times 10^{-6}$	$8.00 \times 10^{-5}$
20	$2.35 \times 10^{-5}$	$1.96 \times 10^{-5}$	$2.90 \times 10^{-5}$
31	$5.30 \times 10^{-6}$	$4.41 \times 10^{-6}$	$6.00 \times 10^{-5}$
31.1	$3.47 \times 10^{-6}$	$2.89 \times 10^{-6}$	$6.00 \times 10^{-5}$

(\*) Con una relación de anisotropía de  $k_h/k_v=1.2$

**Tabla 2.4. Relación de anisotropía**

Naturaleza de la arcilla	$k_h/k_v$
No evidencia de lentes	$1.2 \pm 0.2$
Ligeramente estratificada	2 a 5

#### 2.1.4 García (2013)

Como parte de una investigación del control local de hundimiento regional mediante la inyección de agua en el subsuelo del valle de México, García (2013) realizó el análisis de la inyección de agua a través de un pozo en el estrato permeable (capa dura) de la estratigrafía del *Proyecto Texcoco* mencionado anteriormente. Estos análisis se basaron en la estratigrafía y caracterización de los materiales realizada por Herrera *et al.* (1974), con la diferencia de que en el modelo geotécnico se agregó la costra seca superficial (CS), asignándole una permeabilidad con base en la experiencia y en valores típicos de los materiales que la componen. Adicionalmente, se modificó ligeramente la permeabilidad de la capa dura, teniendo en cuenta que está constituida principalmente por un material limo-arenoso. En la Tabla 2.5 se proporcionan las permeabilidades utilizadas por García (2013) en su investigación, resaltando que éstas fueron calibradas a partir de modelos numéricos del autor (López – Acosta *et al.*, 2016).

Tabla 2.5. Permeabilidades calibradas por García (2013).

k (cm/s)	ESTRATO	García (2013)
	CS	$1.00 \times 10^{-3}$
	FAS	$5.44 \times 10^{-7}$
	CD	$1.00 \times 10^{-2}$
	FAI	$1.67 \times 10^{-8}$
	DP	$8.68 \times 10^{-3}$

## 2.2 Estudios recientes de la permeabilidad en la zona del ex Lago de Texcoco (López-Acosta *et al.*, 2016)

Para caracterizar la permeabilidad del subsuelo del ex Lago de Texcoco, se han realizado una serie de pruebas de campo tipos USBR, Lefranc, y de disipación de presión de poro mediante ensayos CPTu. Dichas pruebas se ejecutaron en las zonas que se indican en la Figura 2.2.

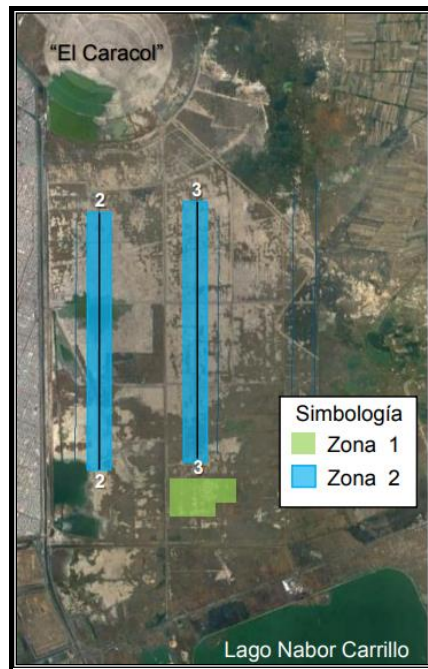


Figura 2.2. Zonas donde se ejecutaron pruebas de permeabilidad (2014 y 2015).

La prueba USBR es un ensaye de campo para determinar la permeabilidad in situ de distintos tipos de suelos (como arcillas, arenas, y materiales compactados), estableciendo un flujo continuo (flujo establecido) a través de un pozo de prueba. La prueba Lefranc consiste en determinar la permeabilidad en suelos especialmente granulares y rocas muy fracturadas, localizados debajo del nivel freático. Su procedimiento de ensaye es similar al de la prueba USBR (López – Acosta *et al.*, 2016).

### Zona 1 (2014)

En la Zona 1 (2014) se ejecutaron nueve pruebas tipo USBR para determinar la permeabilidad de los materiales más superficiales (costra seca y formación arcillosa superior), nueve pruebas Lefranc para los materiales permeables (lentes en las formaciones arcillosas, capa dura y depósitos profundos), y cuatro pruebas de disipación de presión de poro para los materiales más impermeables (formaciones arcillosas superior e inferior). Las pruebas Lefranc se ubicaron en los mismos sitios que las USBR (Fig. 2.3), y las pruebas de disipación de presión de poro se realizaron en los sitios correspondientes a los sondeos con piezocono que se muestran en la Figura 2.3 (López – Acosta *et al.*, 2016).



**Figura 2.3. Localización de pruebas de permeabilidad (2014) en la Zona 1 de la Fig. 2.2**

A partir de las pruebas de disipación de presión de poro en los sondeos con piezocono de la Figura 2.3, se obtuvieron las permeabilidades horizontales de las arcillas a 20 y 40 m de profundidad aplicando el método propuesto por Robertson (2010).

Para obtener la permeabilidad en dirección vertical se utiliza una correlación empírica. En este caso, se consideró una relación  $k_h/k_v = 3$  (Tabla 2.4). En la Tabla 2.6 se muestran las permeabilidades obtenidas de esta manera.

**Tabla 2.6. Permeabilidades obtenidas con el criterio de Robertson (2010) (López – Acosta et al., 2016).**

Prueba	Profundidad (m)	Estrato	$k_h$ (cm/s)	$k_v$ (cm/s)
CPTu – 9	20	FAS	$2.00 \times 10^{-7}$	$6.60 \times 10^{-8}$
	40	FAI	$5.50 \times 10^{-8}$	$1.80 \times 10^{-8}$
CPTu – 10	20	FAS	$2.00 \times 10^{-7}$	$6.60 \times 10^{-8}$
	40	FAI	$6.50 \times 10^{-8}$	$2.10 \times 10^{-8}$

En la Tabla 2.7 se presenta una interpretación de los resultados de las pruebas de permeabilidad anteriores, mediante una estratigrafía detallada de las propiedades hidráulicas en la que la formación arcillosa superior (FAS) se divide en varios substratos, considerando las diferencias en las permeabilidades de campo obtenidas sobre este material y en los lentes encontrados.

**Tabla 2.7. Resultados obtenidos de la permeabilidad en estudios recientes (Zona 1) (López – Acosta et al., 2016)**

Estrato	Profundidad (m)		k (cm/s)
	De	a	
CS	0	0.8	$9.26 \times 10^{-6}$
FAS 1	0.8	9.3	$4.63 \times 10^{-8}$
LENTE 1	9.3	9.8	$1.06 \times 10^{-6}$
FAS 2a	9.8	19	$1.97 \times 10^{-7}$
FAS 2b	19	23.2	$1.97 \times 10^{-7}$
LENTE 2	23.2	23.7	$1.06 \times 10^{-6}$
FAS 3	23.7	25.2	$1.97 \times 10^{-7}$
LENTE 3	25.2	25.7	$1.06 \times 10^{-6}$
FAS 4	25.7	30.5	$1.97 \times 10^{-7}$
CD	30.5	32	$2.55 \times 10^{-6}$
FAI	32	44.4	$5.79 \times 10^{-8}$
DP	44.4	50	$3.24 \times 10^{-6}$
FAP	50	63	$5.79 \times 10^{-8}$

### Zona 2 (2015)

En 2015 se realizaron las pruebas USBR que se ilustran en la Figura 2.4 (correspondientes a la Zona 2 de la Fig. 2.2).



Figura 2.4. Localización de pruebas de permeabilidad USBR (2015) efectuadas en la Zona 2 de la Fig. 2.2.

De las pruebas USBR anteriores, las permeabilidades medias a 1 m y 3 m de profundidad que corresponden a las permeabilidades de la costra seca superficial (CS) y una pequeña parte de la formación arcillosa superior (FAS), son: (a) profundidad = 1.0 m  $\rightarrow k_{CS} = 1.34 \times 10^{-3}$  cm/s, y (b) profundidad = 3.0 m  $\rightarrow k_{FAS} = 7.76 \times 10^{-4}$  cm/s (López – Acosta *et al.*, 2016).

Los valores obtenidos en la Zona 2 son mayores que las permeabilidades señaladas para estos mismos estratos en la Zona 1. Estas permeabilidades altas pueden asociarse con el agrietamiento natural del terreno superficial del sitio. Resulta de gran importancia la atención que se preste al agrietamiento superficial del suelo de cimentación en los sitios de construcción de bordos para lagunas y canales, con el fin de evitar filtraciones a través de estos estratos superficiales. (López – Acosta *et al.*, 2016)

Adicionalmente, también en 2015 en la Zona 2 (de la Fig. 2.2) se realizaron las pruebas de permeabilidad Lefranc que se señalan en la Figura 2.5, para determinar la permeabilidad de los estratos permeables, específicamente la capa dura (CD), los depósitos profundos (DP), y la formación estratificada profunda (FEP) (López – Acosta *et al.*, 2016).

Las pruebas USBR y Lefranc continuaron inclusive hasta 2017, por lo que, no fue posible incluir los resultados de esas pruebas en este trabajo.

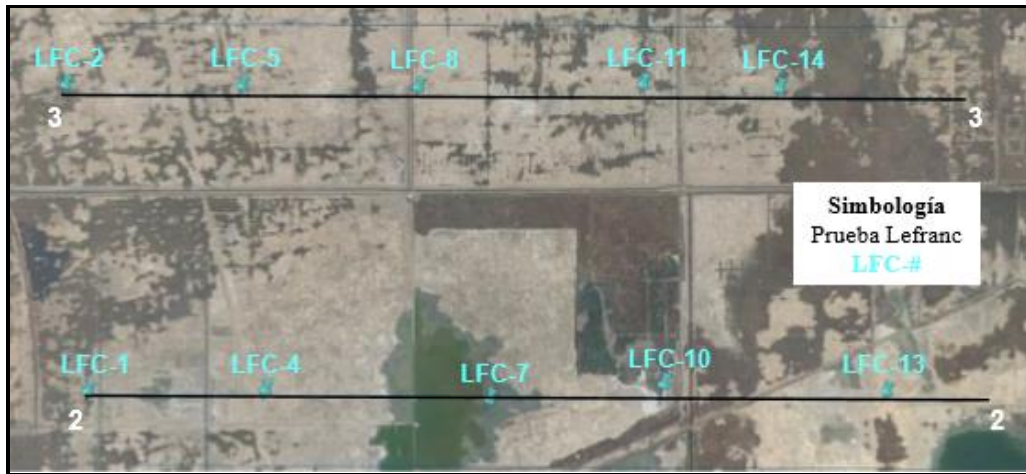


Figura 2.5. Localización de pruebas de permeabilidad Lefranc (2015) en la Zona 2





# CAPÍTULO 3. ESTIMACION EXPERIMENTAL DE LA PERMEABILIDAD EN EL SUBSUELO DEL EX LAGO DE TEXCOCO

## 3.1 Generalidades

Debido al proyecto del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), desde 2014 se han realizado diversas campañas de exploración geotécnica en el sitio del ex Lago de Texcoco, que es donde se emplazará el NAICM. Tomando en cuenta que el objetivo primordial de esta tesina es contribuir a la caracterización de las propiedades hidráulicas del subsuelo del ex Lago de Texcoco, específicamente de la permeabilidad, en este capítulo se describen las pruebas experimentales de permeabilidad efectuadas en el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM) con un permeámetro de pared flexible (FWP). La estimación de la permeabilidad vertical es posible gracias a las exploraciones geotécnicas realizadas recientemente en el predio en estudio. Se trata de muestras inalteradas de suelo que se extrajeron y labraron manualmente para el posterior montaje en el permeámetro mencionado.

El permeámetro de pared flexible permite medir la permeabilidad en el laboratorio y puede utilizarse con muestras inalteradas, reconstituidas y compactadas en materiales con una permeabilidad menor o igual que  $10^{-3}$  cm/s. La permeabilidad obtenida en este dispositivo se define por un gradiente hidráulico conocido y un esfuerzo de confinamiento también conocido. La medición de la permeabilidad en este aparato depende de diversos factores, como:

- El grado de alteración que sufre la muestra a la hora de ser extraída (en caso de ser muestra inalterada)
- El labrado apropiado (en caso de ser muestra inalterada)
- La correcta compactación (en caso de ser reconstituida)
- La densidad de sólidos del suelo o de la muestra
- La relación de vacíos
- La distribución de tamaño de partículas del suelo (en caso de ser un suelo predominantemente cohesivo, el porcentaje de arena existente en el espécimen)
- El grado de saturación y la presencia de aire atrapado en el suelo (grado de saturación en términos de volumen de aire).

La prueba de estimación experimental de la permeabilidad  $k$  en este permeámetro permite realizar una consolidación previa con un esfuerzo efectivo de confinamiento que corresponde a una etapa de ensaye de medición de  $k$  con su respectivo gradiente hidráulico, haciendo una prueba tipo CU (consolidada no drenada). Así, para cada esfuerzo de confinamiento y gradiente hidráulico existe un valor de permeabilidad.

En este caso la carga hidráulica dada se maneja con las válvulas de regulación de presión de contrapresión, más adelante se detalla cada una de las etapas del procedimiento de prueba.

### **3.2 Descripción del equipo disponible en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del II-UNAM para determinar la permeabilidad**

A diferencia de los permeámetros convencionales, el permeámetro empleado para realizar las pruebas de permeabilidad se conoce como *permeámetro de pared flexible*, en el que la muestra a ensayar queda envuelta en una membrana de látex sujeta con *o-rings* o arosellos y cabezal que se coloca en el interior de una cámara de confinamiento de paredes de lucita. Algunas de las características que distinguen a este permeámetro de los demás son (Acevedo, 2017):

- Es posible aplicar una presión de confinamiento a la muestra.
- Se satura mediante contrapresión.
- Permite realizar ensayos de carga constante o variable.
- El ensayo se puede realizar bajo la configuración de esfuerzos efectivos.
- Permite aplicar un amplio rango de gradientes hidráulicos.
- Se puede configurar para ensayar la muestra de suelo bajo condiciones de consolidación isótropa o anisótropa.
- Es posible realizar ensayos con flujo vertical o radial.

El equipo permite ensayar probetas de 10 cm de diámetro y 5 cm de altura, las cuales se saturan por contrapresión, asimismo permite medir la  $B$  de Skempton para verificar que la muestra está correctamente saturada. La muestra puede ensayarse a diferentes gradientes hidráulicos y diferentes esfuerzos de confinamiento, es decir, se puede medir el coeficiente de permeabilidad bajo diferentes condiciones de esfuerzos, ya sean efectivos o totales.

El equipo consiste en una consola metálica con un sistema de válvulas interconectadas que transportan aire a presión transferida a tuberías saturadas con agua. Cuenta con dos buretas que alimentan el flujo interno de la probeta y también los volúmenes de agua que entran, salen o circulan a través de la muestra. La presión transferida del aire al agua que satura la muestra se mide por medio de sensores.

El volumen de agua que pasa a través de las buretas se cuantifica mediante sensores de cambio volumétrico que dan mediciones de hasta milésima de  $\text{cm}^3$  (Figura 3.1 y Tabla 3.1).

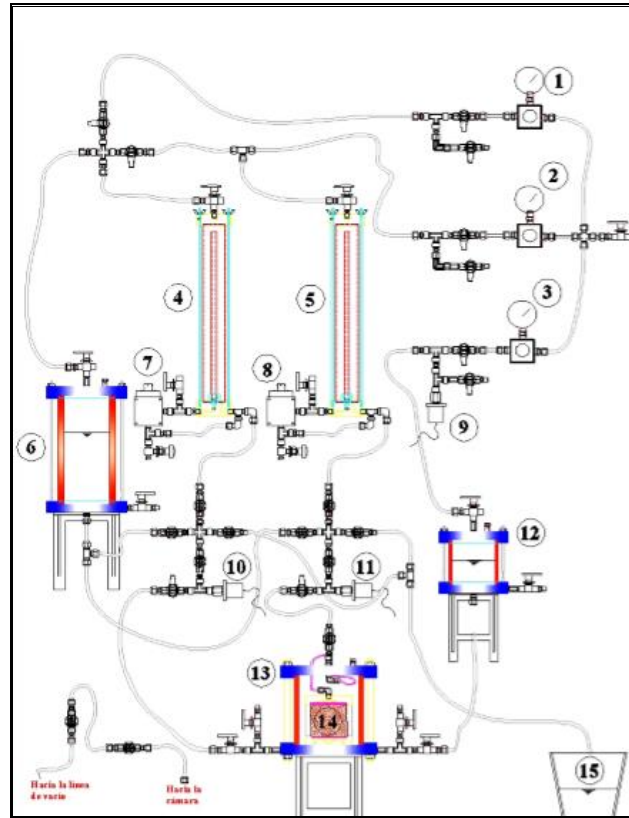


Figura 3.1. Componentes del permeámetro de pared flexible (FWP) del Laboratorio de Mecánica de Suelos del II-UNAM.

Tabla 3.1. Componentes del permeámetro de pared flexible (FWP) del II-UNAM

	COMPONENTE		COMPONENTE		COMPONENTE
1	Regulador contrapresión inferior	7	Sensor cambio volumétrico inferior	13	Cámara que aloja la muestra
2	Regulador contrapresión superior	8	Sensor cambio volumétrico superior	14	Muestra de suelo
3	Regulador presión confinamiento	9	Sensor presión confinamiento	15	Depósito de agua
4	Bureta flujo inferior	10	Sensor contrapresión inferior		
5	Bureta flujo superior	11	Sensor contrapresión superior		
6	Depósito de agua	12	Interfaz aire-agua		

## Componentes

Los componentes del permeámetro se dividen en tres grupos principales:

- a) **Elementos mecánicos:** Constan de tuberías, válvulas, reguladores, etc., que son los que están fijos a la consola metálica de acero inoxidable de 6.00 mm de espesor, y 1.25 x 1.70 m de ancho y largo, respectivamente.

Los elementos mecánicos cuentan con varios subsistemas, que se dividen en un sistema de cambio volumétrico (buretas que sirven como depósito para el fluido empleado y sensores que registran los cambios volumétricos de las buretas), el cual está conectado a los sensores de presión diferencial que registran los cambios de volumen en la parte interior de la bureta (diámetro exterior). Las buretas reciben los cambios de presión de aire a través de la válvula situada en la parte superior de la misma.

El subsistema de cambio de presión está conformado por 3 reguladores, 3 sensores de presión y un conjunto de válvulas interconectadas. Los reguladores de presión son alimentados por un compresor de aire y el sensor que registra los cambios en la presión de confinamiento, alimentada por uno de los reguladores (De La Rosa, 2008).

La cámara que aloja la muestra, durante la prueba, se encuentra llena de agua y sometida a una presión de confinamiento constante distribuida de manera isótropa.

En el depósito de agua durante la prueba, la cámara se encuentra llena de agua y sometida a una presión de confinamiento constante distribuida isotrópicamente.

- b) **Sistema de adquisición de datos:** Está conformado por una interfaz entre los aparatos de medición y el sistema de cómputo, que se realiza a través de un sistema ensamblado y modificado en sus componentes por personal del área de Instrumentación del Instituto de Ingeniería de la UNAM (De La Rosa, 2008).

- c) **Programa para el control del equipo:** El programa que controla la captura de datos ha sido desarrollado por el Ing. Enrique Gómez en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en el lenguaje de programación gráfico LabVIEW® (Laboratory Virtual Instrument Engineering) el cual permite el diseño de sistemas de adquisición de datos, instrumentación y control, que además admite diseñar interfaces de usuario mediante una consola interactiva basada en software. LabVIEW® es compatible con otras herramientas y programas de otras áreas de aplicación como Matlab (De La Rosa, 2008).

### 3.3 Pruebas de permeabilidad efectuadas

Las pruebas efectuadas en el permeámetro resultan de la extracción de muestras de suelo a partir de tubos de acero de pared delgada de 10 cm de diámetro. En total se efectuaron seis pruebas de muestras de suelo a diferente profundidad y diferente sondeo. En la Figura 3.2 se señala la localización de los sondeos utilizados y las profundidades de las muestras ensayadas se indican en la Tabla 3.2.

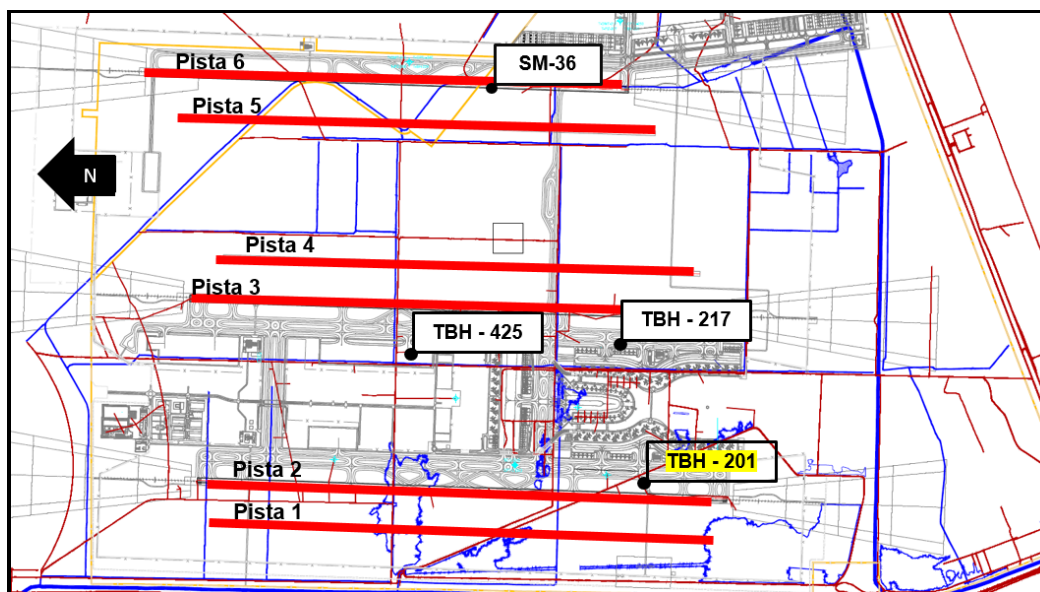


Figura 3.2. Localización de los sondeos de los que se extrajeron las muestras ensayadas

Tabla 3.2. Sondeo correspondiente a cada muestra ensayada

Muestra No.	Profundidad (m)	Estrato	Sondeo
1	1.50 – 2.10	Costra Superficial (CS)	TBH – 425
2	16.70 – 17.30	Formación Arcillosa Superior (FAS)	TBH – 217
3	29.20 – 29.70	Formación Arcillosa Superior (FAS)	SM – 36
4	36.40 – 37.00	Formación Arcillosa Inferior (FAI)	TBH - 217
5	55.10 – 55.60	Depósitos Profundos (DP)	TBH - 217
6	62.65 – 63.20	Formación Arcillosa Profunda (FAP)	TBH - 201

### 3.2.1 Descripción de los materiales ensayados

Los materiales ensayados corresponden a suelos finos de alta plasticidad, con variaciones del porcentaje de arena de 1 a 2 % a partir de la formación arcillosa superior (de 16.70 m a 63.2 m de profundidad). En el caso de la costra superficial, el porcentaje de arena resulto 15 %. En la Tabla 3.3 se proporcionan las propiedades índice de los materiales.

**Tabla 3.3 Propiedades índice de las muestras ensayadas en el permeámetro**

Estrato	PROFUNDIDAD (m)		L <sub>P</sub> (%)	w (%)	L <sub>L</sub> (%)	I <sub>P</sub> (%)	%ARENA	%FINOS	G <sub>s</sub>	SUCS
	DE	A								
CS	1.50	2.10	50	184	200	150	15	85	2.78	CH
FAS	16.7	17.30	94	237	336	242	1	99	2.81	CH
FAS	29.20	29.70	94	145	205	111	1	99	2.74	MH
FAI	36.4	37.0	57	107	148	91	1	99	2.93	MH
DP	55.1	55.6	75	90	167	92	1	99	2.64	MH
FAP	62.65	63.2	77	100	150	73	2	98	2.54	MH

El proceso de la estimación de la permeabilidad en el permeámetro de pared flexible consta de varias etapas, que se describen a continuación.

### 3.2.2 Calibración

En esta etapa el usuario tiene la posibilidad de determinar de manera experimental las constantes de calibración de cada uno de los sensores del permeámetro. Dicho parámetro es la pendiente que se utiliza como constante de transformación (columna de Hg para los sensores de presión y volumen de agua expulsado para el sensor de volumen).

Al seleccionar el sensor a calibrar, el programa del permeámetro de inmediato envía una pantalla en la que se lleva a cabo la calibración, en esta pantalla el programa interpreta las lecturas de voltaje registradas por los sensores y las relaciona con magnitudes de presión y volumen. Al término de la calibración las constantes de los sensores se actualizan de manera automática en el programa de operación. Para verificar la correcta calibración de los sensores de presión, basta con aplicar 1.00 kg/cm<sup>2</sup> de presión y leer en el apartado de transductores esa presión aplicada, después, se verifica en la columna de mercurio y aproximadamente tiene que marcar de 73 cm Hg a 76 cm Hg, que es el equivalente aproximado en cm Hg.

### 3.2.3 Montaje de la probeta

Antes de montar la probeta, es necesario preparar la cámara para que esté en condiciones de llevar a cabo el montaje. Como primer paso a cuidar es que se tiene que verificar el flujo de agua en las líneas para asegurar que la circulación inicial, la saturación por contrapresión de la probeta y el flujo de agua durante el ensaye esté libre de aire atrapado en las líneas. Esta verificación se realizó circulando un volumen de agua por todo el circuito del permeámetro (líneas del flujo inferior y superior). Es importante cuidar que no exista aire atrapado dentro de las líneas de conducción, ya que, si existe, aunque sea una pequeña burbuja de aire, esta afecta de forma directa los resultados de permeabilidad y debido a la estructura tan cerrada en este tipo de material, es muy difícil disolver este aire que pudiera quedar atrapado.

La muestra se extrae de tubos de acero de pared delgada de 10 cm de diámetro, pero existe riesgo de que cuando se extrae se rompa por lo frágil y la consistencia blanda que tiene la muestra (en el caso de las muestras correspondientes a la FAS y CS).

Al extraerla del tubo, se debe cuidar de romper la fricción que hace que se adhiera a las paredes del mismo. El perímetro externo de la probeta se resana con suelo remodelado, producto del corte de la cara superior e inferior de la muestra (Figura 3.3). Lo anterior para prevenir algún conducto que pueda encontrar el agua durante el ensaye. Una vez que se corta centímetro y medio en la parte superior e inferior, se coloca papel filtro en las partes superior e inferior de la muestra y se posiciona en el cabezal inferior respetando la dirección de extracción de la muestra como se ilustra en la Figura 3.4.





**Figura 3.3. Muestra de suelo extraída del tubo (perímetro exterior con irregularidades).**



**Figura 3.4. Muestra de suelo extraída colocada en el cabezal inferior y resanada con suelo remoldeado**

Posteriormente se acomoda la membrana alrededor del cabezal superior y se fija con el aro-sello (Figura 3.5).



**Figura 3.5. Colocación del cabezal superior, membrana y arosellos**

Después de posicionada la probeta en el permeámetro, se coloca la camisa y se ajusta a la base de la cámara. Posteriormente, de forma cuidadosa se coloca la tapa sosteniéndola sobre las varillas de la base con el propósito de poder conectar el cabezal al dren superior.

Cuando se ha verificado que la conexión se realizó correctamente, se extiende pasta de silicón alrededor de la parte superior de la camisa, y posteriormente se baja la tapa. Para terminar de sellar la cámara, se procede al atornillado de las varillas a la tapa. A continuación, se conecta la tapa al suministro de contrapresión superior, verificando que la muestra quede aislada por ambos drenes y por el suministro de presión de confinamiento, se procede al llenado de la cámara con agua destilada como se muestra en la Figura 3.6.



**Figura 3.6. Montaje completo de una muestra de suelo**

### **3.2.4 Saturación de la probeta por contrapresión**

Las probetas se encuentran en un estado saturado debido a la naturaleza de las mismas, pero en este volumen de las probetas a ensayar también se encuentra cierto volumen de aire atrapado que tiene que llenarse con agua para asegurar que la probeta está completamente saturada. Por lo tanto, se procede a saturar la probeta para continuar con la siguiente etapa. La etapa de saturación por contrapresión logra disolver este volumen de aire atrapado dentro de la probeta.

Para dar inicio a esta etapa se debe verificar que la muestra está efectivamente aislada, es decir, las válvulas de contrapresión y confinamiento deben estar cerradas.

La etapa consiste en aplicar incrementos de presión de confinamiento y de presión de contrapresión dejando un esfuerzo efectivo de diferencia igual a  $0.10 \text{ kg/cm}^2$ . Se aplica a la muestra la presión de confinamiento, se registra la lectura inicial de la bureta y luego se abre lentamente la válvula de contrapresión inferior y superior, controlando la velocidad con la que el agua ingresa a la muestra. Cuando se logra mantener constante el nivel de agua en la bureta, se cierra la válvula y se registra la lectura final de bureta (Acevedo 2017).

El procedimiento descrito previamente se repite dando incrementos a la presión de confinamiento y a la presión de contrapresión de  $1.00 \text{ kg/cm}^2$ , manteniendo un

esfuerzo efectivo de diferencia de 0.10 kg/cm<sup>2</sup> hasta llegar a un esfuerzo de confinamiento que no exceda el rango de calibración de los sensores.

### 3.2.5 Medición de *B* de Skempton

El coeficiente *B* se define como la relación que existe entre el aumento de presión de poro  $\Delta u$  debido al aumento del esfuerzo de confinamiento  $\Delta \sigma$ :

$$B = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma} \quad (1.12)$$

Esta etapa es posterior a la saturación de la probeta, ya que se realiza con un incremento en la presión de confinamiento de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> y midiendo el incremento en el sensor de presión de poro. En esta etapa se aplica lentamente el confinamiento para que los sensores de presión puedan medir el incremento de presión de poro en la parte interna de la probeta. Se hace la analogía del modelo reológico de Terzaghi, en donde una carga aplicada a una masa confinada y saturada de agua, se le aplica una carga en donde la presión es tomada inicialmente por el agua y a largo plazo por la parte sólida. La saturación se considera completa cuando el parámetro *B* es mayor que 0.95.



**Figura 3.7. Medición del parámetro *B* de Skempton**

### 3.2.6 Consolidación

La consolidación se inicia inmediatamente después de verificar que la probeta está saturada. Se aísla la muestra y se ajustan las presiones de confinamiento y contrapresión.

Se puede elegir el dren para la expulsión de agua, ya sea el dren superior o inferior. En caso de que se elija el dren superior, la presión de contrapresión superior debe ser menor que la presión de confinamiento en relación con el esfuerzo que se desee consolidar. Por ejemplo, para la probeta de los Depósitos Profundos (DP) se tiene

un esfuerzo de confinamiento de  $1.90 \text{ kg/cm}^2$ , la presión de contrapresión es  $1.00 \text{ kg/cm}^2$ , por lo tanto, la presión de confinamiento debe ser  $2.90 \text{ kg/cm}^2$  y las lecturas de expulsión de agua se deben tomar de la bureta de contrapresión superior. A continuación, se ajusta el nivel de agua de la bureta superior al nivel cero, se aplica el esfuerzo de confinamiento a la probeta abriendo la válvula de confinamiento, una vez que esta presión es uniforme en la cámara se abre la válvula de drenaje superior. Los esfuerzos efectivos de consolidación son los esfuerzos efectivos de confinamiento del sitio como se muestra en la Tabla 3.4.

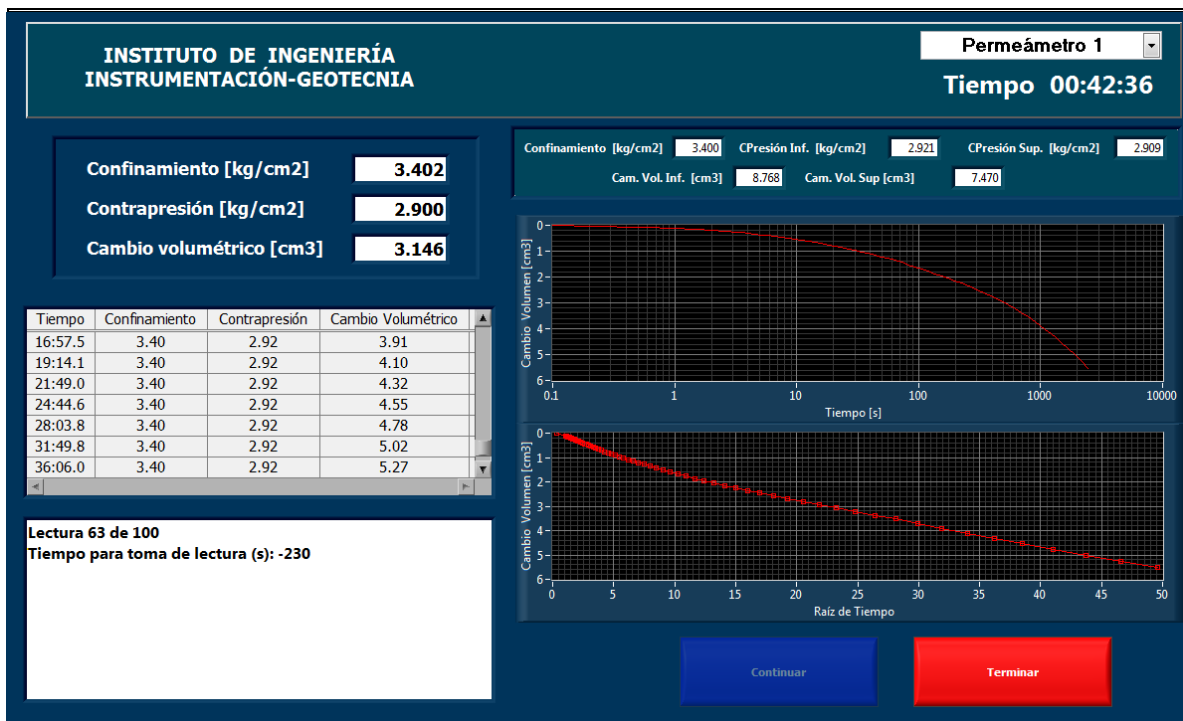


Figura 3.8. Etapa de consolidación en el programa y toma de lecturas

**Tabla 3.4. Esfuerzos efectivo  $\overline{\sigma_{vo}}$  y de confinamiento  $\overline{\sigma_c}$  estimados a partir de condiciones hidrostáticas**

Estrato	Profundidad media	$\overline{\sigma_{vo}}$	$\overline{\sigma_c}$
	m	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
CS	1.80	0.178	0.20
FAS	17.00	0.440	0.40
FAS	29.50	0.606	0.50
FAI	36.70	0.830	0.70
DP	55.35	2.427	1.90
FAP	62.93	2.937	2.30

En donde:

*Si la relacion de Poisson  $\nu$  es igual a 0.40 (Crespo – Villalaz, 2004):*

*Coefficiente de empuje en reposo:*

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \quad (1.13)$$

*entonces,*

$$\overline{\sigma_c} = \frac{(1+2k_0)}{3} * \overline{\sigma_{vo}} \cdot \quad (1.14)$$

Donde  $\overline{\sigma_{vo}}$  = esfuerzo efectivo vertical calculado a la profundidad deseada en kg/cm<sup>2</sup>;  $\overline{\sigma_c}$  = esfuerzo efectivo de confinamiento en kg/cm<sup>2</sup>.

La Figura 3.8 muestra la pantalla que presenta el programa a lo largo de un ensaye durante la etapa de consolidación, los datos se registran en una tabla y en tiempo real se generan los gráficos de consolidación por método de Taylor y método de Casagrande. Las lecturas de los sensores se muestran en tiempo real.

En los materiales finos, como los que se ensayaron en esta tesina, es posible generar una curva de compresibilidad  $e$  vs.  $\sigma$  (relación de vacíos vs logaritmo de esfuerzo) si se incrementan los esfuerzos efectivos de consolidación y si el permeámetro incluye deformímetros que permitan registrar los cambios volumétricos experimentados por la muestra de suelo. Los alcances de este trabajo solo permitieron ensayar a un solo esfuerzo efectivo de confinamiento tratando de representar las condiciones que se encuentran en campo. A partir de la etapa de consolidación en el permeámetro, bajo un esfuerzo efectivo de confinamiento se puede determinar el coeficiente de consolidación a partir de los tiempos de consolidación ( $t_{50}$  y  $t_{90}$  para las curvas tipo Casagrande y Taylor, respectivamente) en las curvas generadas por el programa.

En el anexo A se detalla el procedimiento para determinar el coeficiente de consolidación  $C_v$  para las curvas de consolidación tipo Casagrande y Taylor.

### 3.2.7 Etapa de ensaye

Dependiendo del tipo de flujo que se establezca para efectuar el ensaye (ascendente o descendente), se debe que ajustar el valor del gradiente hidráulico. Para todos los ensayos efectuados en este trabajo se estableció un flujo ascendente, que se ajusta con las presiones de contrapresión, es decir que para una carga de  $0.10 \text{ kg/cm}^2$  que es igual a 100 cm de columna de agua, la presión de contrapresión inferior debe ser  $0.10 \text{ kg/cm}^2$  mayor que la presión de contrapresión superior, para propiciar un flujo de abajo hacia arriba (ascendente).

El programa implementado en el permeámetro permite calcular la permeabilidad a cada intervalo de tiempo  $\Delta t$  que el usuario desee, sin embargo, la estimación de la permeabilidad se debe efectuar en el rango de tiempo total  $t$  al que fue sometida la prueba (el programa considera como promedio 100 lecturas, entre las que puede variar el incremento de tiempo  $\Delta t$  para el registro de la lectura). El programa también proporciona lecturas de cambio volumétrico,  $C_{vi}$  y  $C_{vs}$  (cambio volumétrico inferior y superior, respectivamente) a cada intervalo de tiempo, por lo que para el cálculo de la permeabilidad se debe usar el volumen acumulado final  $V$ . La permeabilidad final se calcula mediante los pasos que se indican a continuación.

Para ambos drenes (superior o inferior):

1. El volumen acumulado total  $V$  se determina sumando:  $(C_{v1}+C_{v2}+C_{v3}+ \dots + C_{vn})$  en  $\text{cm}^3$
2. El área de la probeta a utilizar para el cálculo de la permeabilidad se debe corregir debido a la consolidación  $A_c$ , en donde el volumen expulsado de agua tiende a ser el mismo que disminuye en la probeta, por lo tanto, el área nueva resulta de dividir el volumen final  $V_f$  entre la longitud de la probeta  $L$ .
3. El tiempo acumulado  $t$  que se debe asumir en los cálculos es el tiempo que resulta de sumar:  $(\Delta t_1+\Delta t_2+\Delta t_3+ \dots + \Delta t_n)$ .
4. La permeabilidad se determina con la siguiente ecuación:

$$k = \frac{V_f * L}{h * A_c * t} \quad (1.15)$$


5. Debido a que se obtienen dos permeabilidades (la del dren superior y la del dren inferior) se calcula un promedio para una carga hidráulica  $h$  definida. Al variar la carga hidráulica se repiten los pasos 1 a 5. Al final se

calcula el promedio de las permeabilidades obtenidas, y cuyo valor corresponde a la permeabilidad obtenida del ensaye.

En las siguientes figuras se anexa la hoja de cálculo con las distintas secciones que se implementaron para calcular la permeabilidad por pasos en el permeámetro de pared flexible del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Esta hoja de cálculo incluye celdas en las que se introducen datos generales del ensaye, como información del sondeo, profundidad de la muestra, permeámetro a utilizar, datos geométricos de la probeta (altura y diámetro), el peso de la muestra, entre otros. El formato también contiene celdas en las que se programó el cálculo automático de las relaciones volumétricas y gravimétricas iniciales y finales de las muestras ensayadas (estas últimas corresponden a la permeabilidad corregida debido a la disminución de volumen por efecto de la consolidación). Como ejemplo, para la muestra de 1.80 m de profundidad en la Figura 3.9 se presenta el formato con los respectivos valores medidos.



Capítulo 3. Estimación experimental de la permeabilidad en el subsuelo del ex Lago de Texcoco

PROYECTO:	NAICM	DESCRIPCIÓN:	"CS"	
SONDEO:	TBH - 425	ARCILLA COLOR VERDE CON ARENA		
MUESTRA:	M-4	PERMEAMETRO:	1	
PROF.:	1.8	OPERADOR:	JOSE RAUL LUCERO RIVERA	

**PERMEABILIDAD**

DATOS DE LA PRUEBA INICIALES			
$W_m =$	512.2	g	$G_s =$ 2.78
$H_0 =$	5.2	cm	ESFUERZO DE CONFINAMIENTO
$D_s =$	10.08	cm	$\sigma_c =$ 0.3 $kg/cm^2$
$D_m =$	10.08	cm	$L_p (\%) =$ 49.77
$D_i =$	10.08	cm	$L_i (\%) =$ 199.5
$D =$	10.08	cm	% ARENA 15
$A_0 =$	79.80	$cm^2$	% FINOS 85
$V_0 =$	414.97	$cm^3$	
$\gamma_m =$	1.234	$g/cm^3$	
$e =$	5.391		

CONTENIDO DE AGUA INICIAL						
Tara No	Peso de tara + suelo húmedo	Peso de tara + suelo seco	Peso del agua	Peso de la tara	Peso del suelo seco	Contenido de agua
	g	g	g	g	g	%
51	208.80	150.90	57.90	118.10	32.80	176.52%
12	210.40	149.10	61.30	117.00	32.10	190.97%
<b>PROMEDIO:</b>						<b>183.75%</b>

SATURACIÓN POR CONTRAPRESIÓN			
Fecha	Lectura de Bureta	Presiones	
		$\sigma_{cp}$	$\sigma_c$
	cm	$kg/cm^2$	$kg/cm^2$

B DE SKEMPTON			
Lectura	Hora	Presiones	
		$u$	$\sigma_c$
		$kg/cm^2$	$kg/cm^2$
Inicial			
Final			
$\Delta$			
$B = \Delta u / \Delta \sigma_c$			
$\Delta u =$		$kg/cm^2$	
$\Delta \sigma_c =$		$kg/cm^2$	
$B =$			

CONTENIDO DE AGUA AL FINAL DEL ENSAYE							
Tara No	Peso de tara + suelo húmedo	Peso de muestra	Peso de tara + suelo seco	Peso del agua	Peso de la tara	Peso del suelo seco	Contenido de agua
	g	g	g	g	g	g	%
MS-10	626.10	463.60	323.00	303.10	162.50	160.50	188.85%

Figura 3.9. Datos iniciales de una prueba de permeabilidad

El programa del permeámetro mide automáticamente el cambio volumétrico debido a la consolidación. En algunas probetas ensayadas, la expulsión de agua sobrepasaba la capacidad de volumen de las buretas del permeámetro, cuando el agua expulsada excedía el límite superior del rango de lectura del sensor de cambio volumétrico en la bureta, inmediatamente después, se tenía que purgar y captar

esta agua en una bureta graduada ajena al permeámetro para llevar el control de volumen de agua expulsado. Al final de la etapa de consolidación se corrigen los saltos verticales que tienen las curvas de consolidación (Figura 3.10) del programa del permeámetro debido al vaciado de las buretas en la hoja de cálculo que se implementó como parte de este trabajo como se muestra en la Figura 3.11.

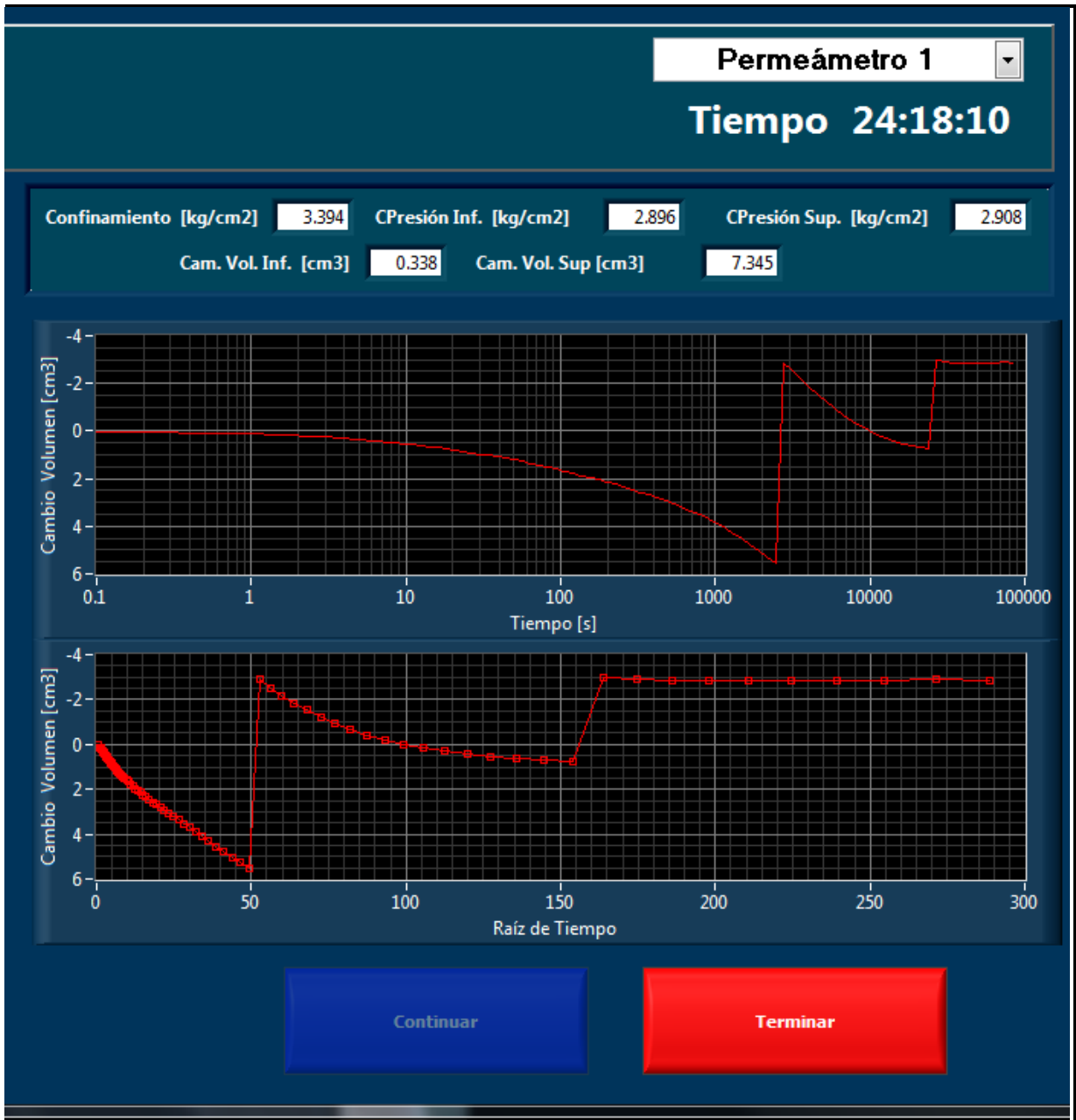


Figura 3.10. Curvas de consolidación del programa del permeámetro sin corregir

Capítulo 3. Estimación experimental de la permeabilidad en el subsuelo del ex Lago de Texcoco

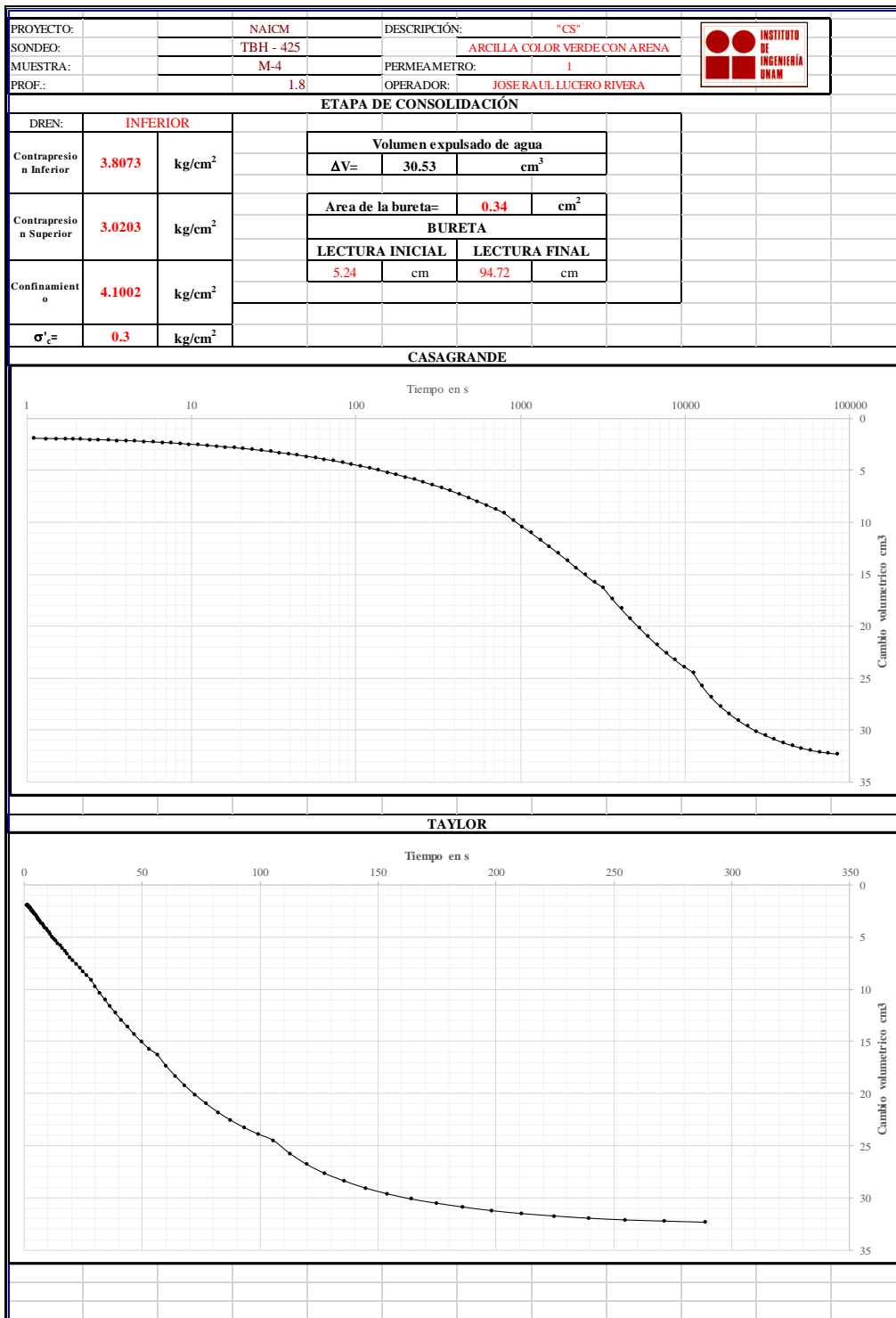
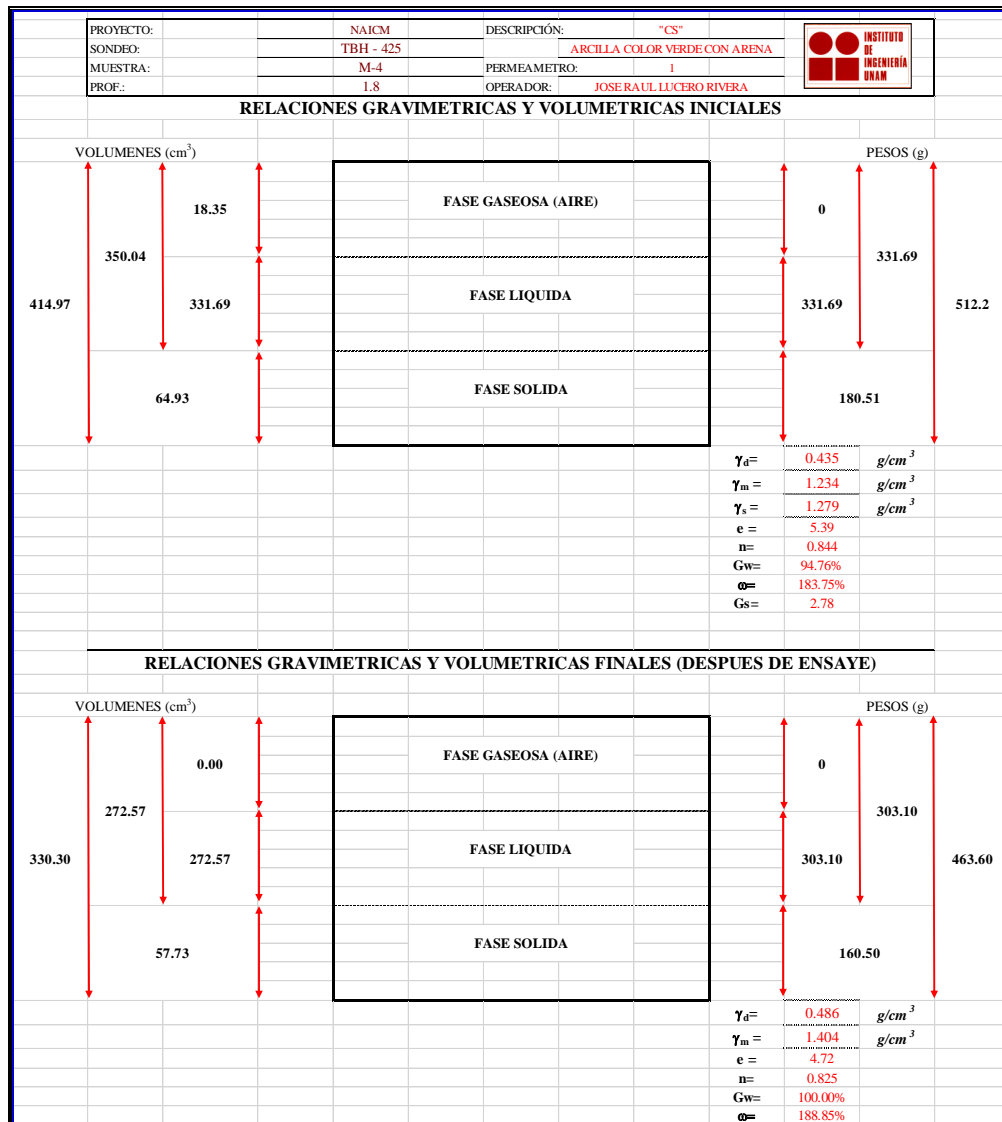


Figura 3.11. Curvas de consolidación corregidas con la hoja de cálculo

En la hoja de cálculo de la Figura 3.11, el tramo recto (parte derecha) de las curvas tiempo vs. cambio volumétrico indica el fin de la consolidación primaria.

La hoja de cálculo contiene un apartado donde se calculan las relaciones volumétricas y gravimétricas iniciales y finales. En la Tabla 3.5 se proporciona el resumen de las relaciones volumétricas y gravimétricas tanto iniciales como finales de los materiales ensayados.



**Figura 3.12. Relaciones volumétricas y gravimétricas finales e iniciales**  
 La hoja de cálculo implementada permite determinar la permeabilidad para tres diferentes gradientes hidráulicos. Sin embargo, se puede modificar para que se consideren en los cálculos los gradientes hidráulicos que se deseen.

Capítulo 3. Estimación experimental de la permeabilidad en el subsuelo del ex Lago de Texcoco

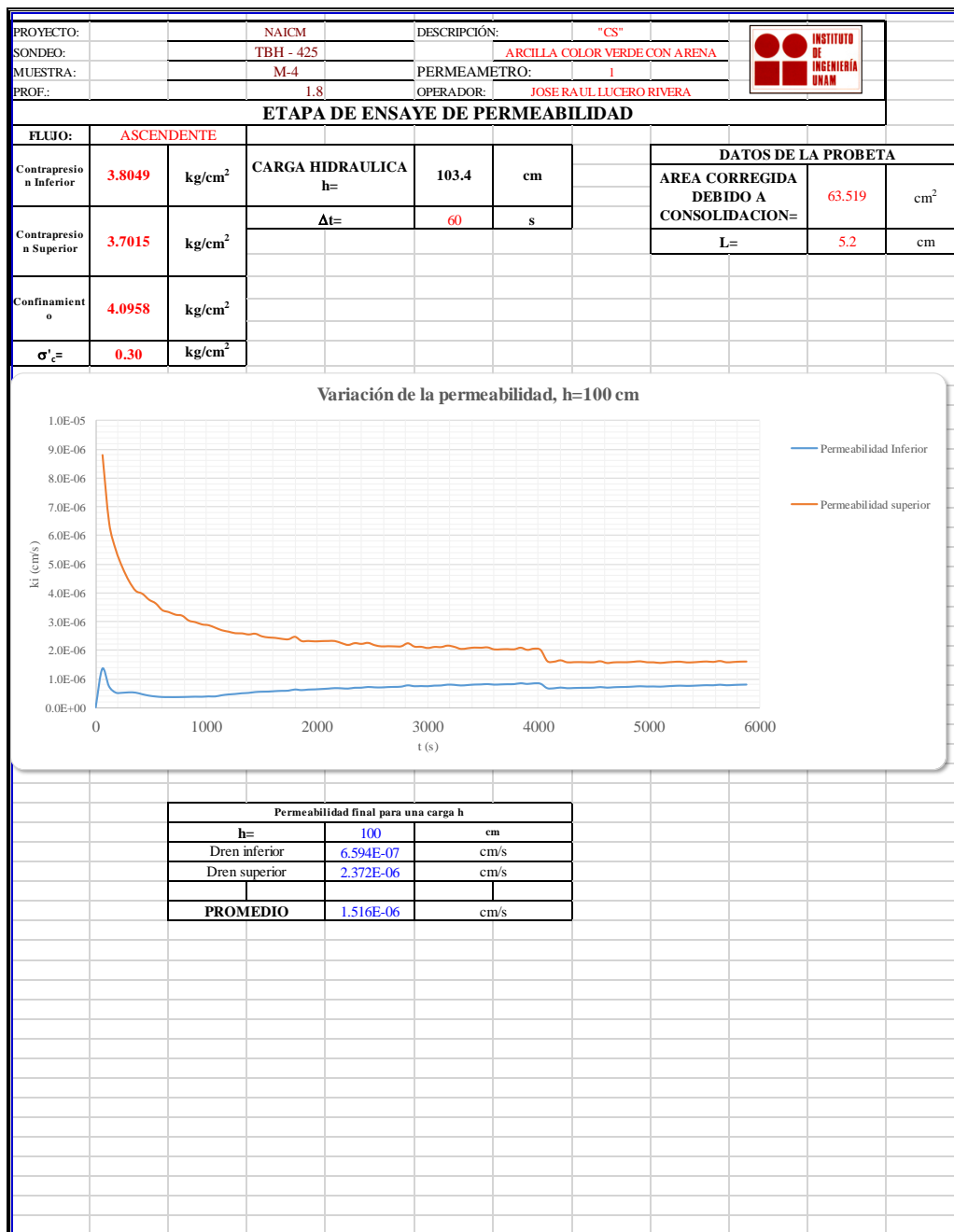


Figura 3.13. Permeabilidad calculada para una carga hidráulica de 100 cm (0.10 kg/cm<sup>2</sup>)

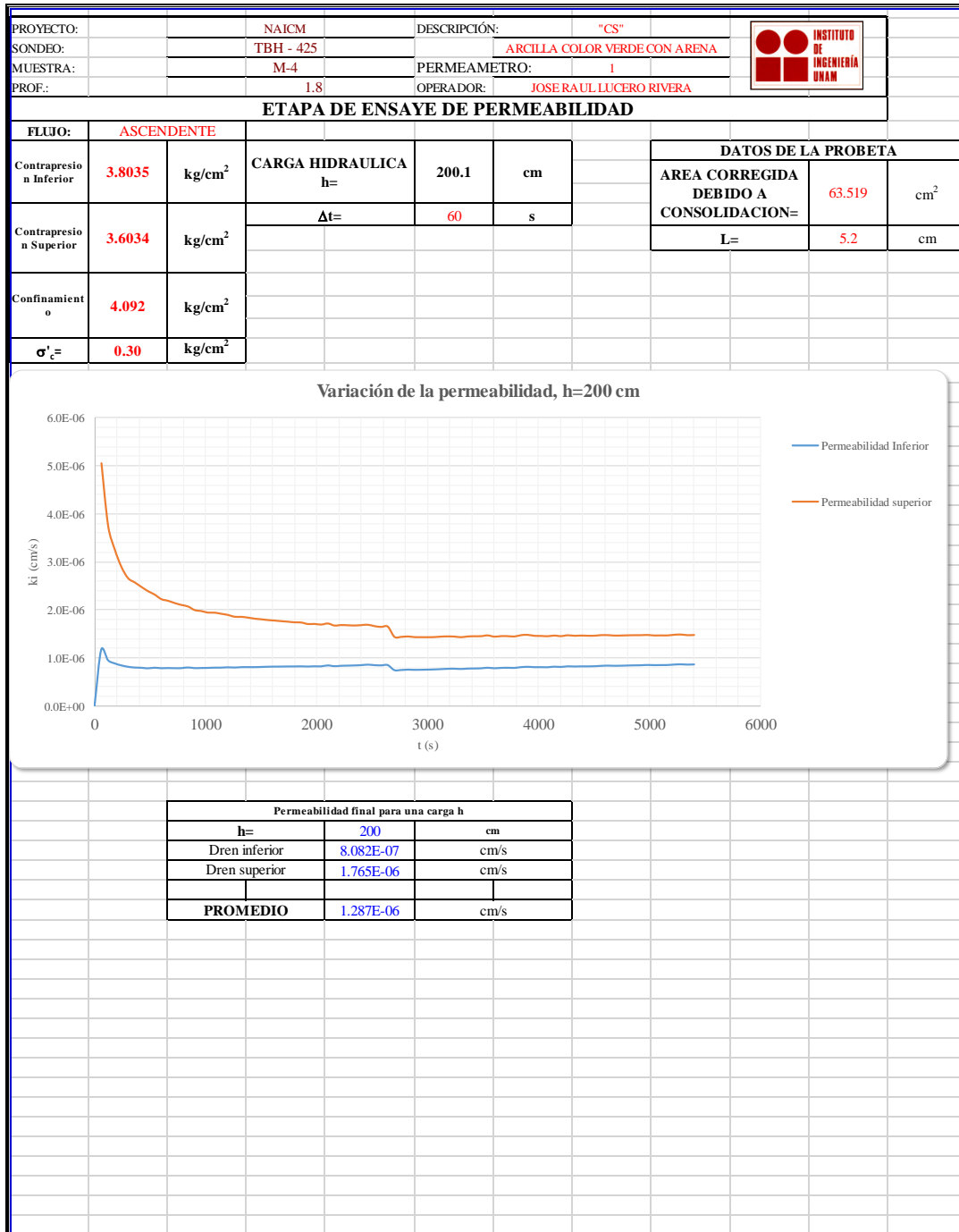


Figura 3.14. Permeabilidad calculada para una carga hidráulica de 200 cm (0.20 kg/cm<sup>2</sup>)

Capítulo 3. Estimación experimental de la permeabilidad en el subsuelo del ex Lago de Texcoco

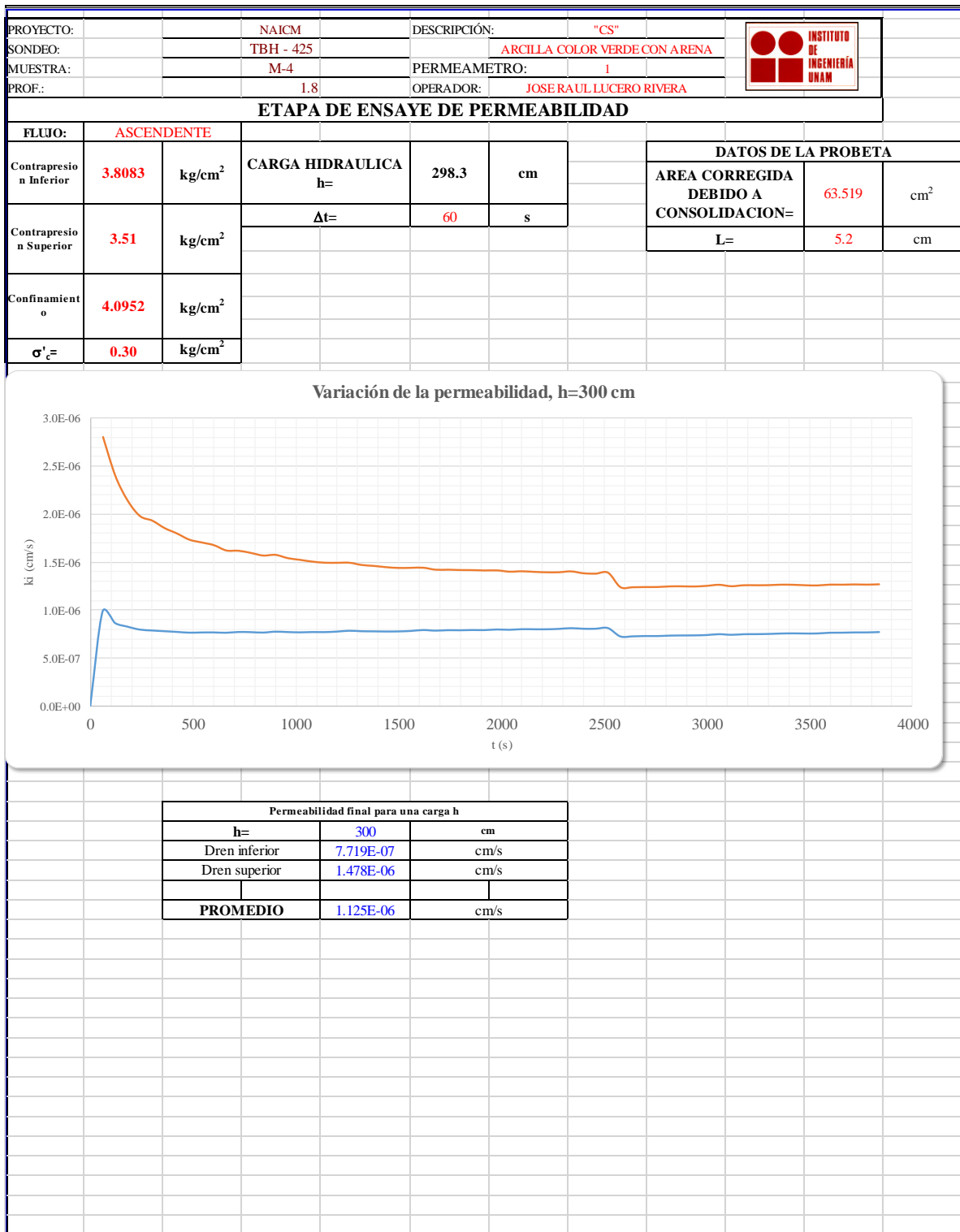


Figura 3.15. Permeabilidad calculada para una carga hidráulica de 300 cm (0.30 kg/cm<sup>2</sup>)

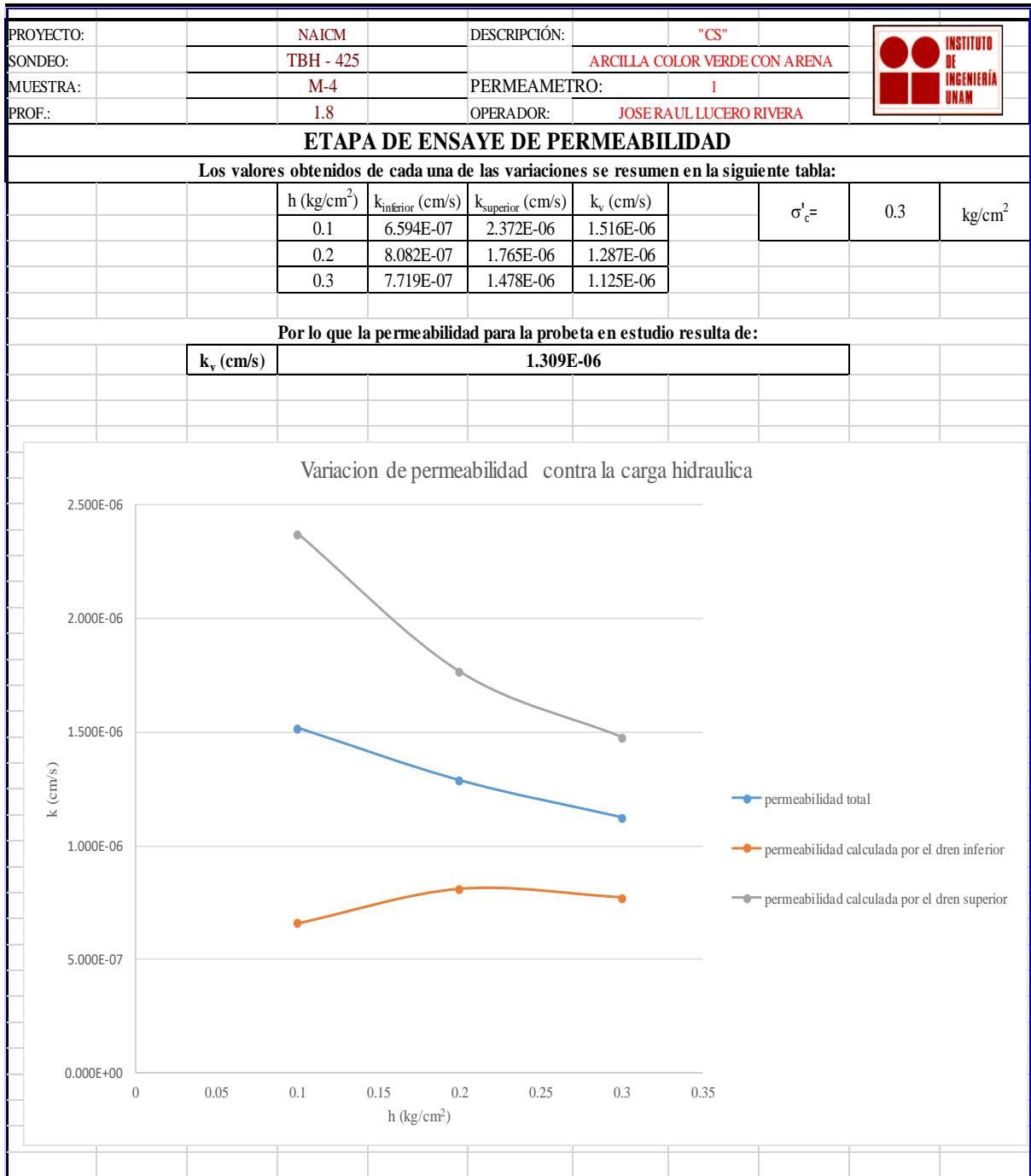


Figura 3.16. Permeabilidad resultante con tres diferentes gradientes hidráulicos



**Tabla 3.5. Relaciones volumétricas y gravimétricas de los materiales ensayados**

Prof. media (m)	INICIALES					FINALES				
	w (%)	$\gamma_m$ (t/m <sup>3</sup> )	e	G <sub>w</sub> (%)	n	w (%)	$\gamma_m$ (t/m <sup>3</sup> )	e	G <sub>w</sub> (%)	n
1.8	183.75	1.234	5.391	94.76	0.844	188.85	1.404	4.72	100	0.825
17.0	236.57	0.875	9.808	68	0.907	341.97	1.171	9.61	100	0.906
29.5	145.53	1.306	4.15	96.09	0.806	151.46	1.338	4.15	100	0.806
36.7	107.53	1.370	3.44	91.59	0.775	110.22	1.406	3.38	95.53	0.772
55.35	89.87	1.400	2.58	91.94	0.721	90.91	1.482	2.4	100	0.706
62.92	100.39	1.367	2.723	93.66	0.731	103.51	1.424	2.63	100	0.724

Donde:  $w$ =contenido de agua de la muestra de suelo;  $\gamma_m$ =peso volumétrico del suelo;  $e$ =relación de vacíos;  $G_w$ = grado de saturación de agua en el suelo y  $n$ = porosidad

### 3.4 Resultados de las pruebas experimentales realizadas

La permeabilidad de las muestras ensayadas se midió a diferentes cargas hidráulicas. En este caso las cargas consideradas fueron 1 m, 2 m y 3 m (0.10 kg/cm<sup>2</sup>, 0.20 kg/cm<sup>2</sup> y 0.30 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente). Se realizó un promedio con las permeabilidades obtenidas para cada una de las cargas hidráulicas, ya que las permeabilidades resultaron del mismo orden de magnitud para cada probeta. Esto se realizó con el fin de obtener una tendencia hacia un valor y comparar con los resultados de permeabilidad estimados por otros autores.

Las permeabilidades obtenidas de las pruebas de laboratorio realizadas como parte de este trabajo, se indican en la Tabla 3.6. Se trata de la permeabilidad vertical, por lo que resulta importante conocer la anisotropía de los materiales del sitio. En el caso de arcillas muy estratificadas la relación de anisotropía entre las permeabilidades horizontal y vertical puede ser significativa.

**Tabla 3.6. Caracterización de la permeabilidad en el subsuelo del ex Lago de Texcoco, obtenida de las pruebas experimentales efectuadas**

Profundidad		Estrato	Sondeo	$k_v$ (cm/s)
De	a			
1.50	2.10	CS	TBH – 425	$1.309 \times 10^{-6}$
16.70	17.30	FAS	TBH – 217	$1.289 \times 10^{-7}$
29.20	29.70	FAS	SM – 36	$1.924 \times 10^{-7}$
36.40	37.00	FAI	TBH – 217	$6.983 \times 10^{-8}$
55.10	55.60	DP	TBH – 217	$5.578 \times 10^{-8}$
62.65	63.20	FAP	TBH – 201	$4.460 \times 10^{-7}$

No es posible una comparación rigurosa de estos resultados experimentales con los datos históricos que se tienen documentados, particularmente los de Herrera *et al.* (1974) y Rudolph *et al.* (1989) (ver Inciso 2.1), debido a que las permeabilidades obtenidas por estos autores se determinaron en el costado oeste del Lago Nabor Carrillo, y las permeabilidades obtenidas como parte de esta tesina se refieren principalmente a sitios ubicados en la zona de pistas del NAICM (ver Fig. 3.2), alejados del Lago Nabor Carrillo. Sin embargo, considerando una relación de anisotropía  $k_h/k_v = 3$  (Tabla 3.7), los resultados obtenidos experimentalmente en esta tesina son comparables de forma aproximada en la FAS y la FAI para una permeabilidad en sentido horizontal con las documentadas para el proyecto Lago Texcoco de Herrera *et al.* (1974) así como para los valores de  $k_h$  obtenidos mediante ensayos de piezocono con disipación de presión de poro tipo CPTu con la teoría de Baligh y Levadoux (1986).

**Tabla 3.7. Permeabilidades horizontales considerando una relación de anisotropía  $k_h/k_v=3$**

Estrato	Permeabilidad	
	$k_v$ (m/s)	$k_h$ (m/s) <sup>(*)</sup>
CS	$1.309 \times 10^{-8}$	$3.93 \times 10^{-8}$
FAS	$1.289 \times 10^{-9}$	$3.87 \times 10^{-9}$
FAS	$1.924 \times 10^{-9}$	$5.77 \times 10^{-9}$
FAI	$6.983 \times 10^{-10}$	$2.09 \times 10^{-9}$
DP	$5.578 \times 10^{-10}$	$1.67 \times 10^{-9}$
FAP	$4.460 \times 10^{-9}$	$1.34 \times 10^{-8}$

(\*) Asumiendo una relación de anisotropía  $k_h/k_v = 3$  (Baligh y Levadoux, 1986a; Onoue, 1988).

Las permeabilidades derivadas de las pruebas de laboratorio de este trabajo han resultado comparables con los resultados de pruebas de campo USBR, Lefranc y CPTu ejecutadas en la zona de pistas del NAICM. En general, los órdenes de magnitud de las permeabilidades de la FAS, FAI, DP y FAP (López-Acosta y Espinosa, 2018) son similares a los obtenidos en esta tesina. En la Figura 3.17 se resumen las permeabilidades obtenidas en los estratos típicos de la zona del ex Lago de Texcoco de forma indicativa.

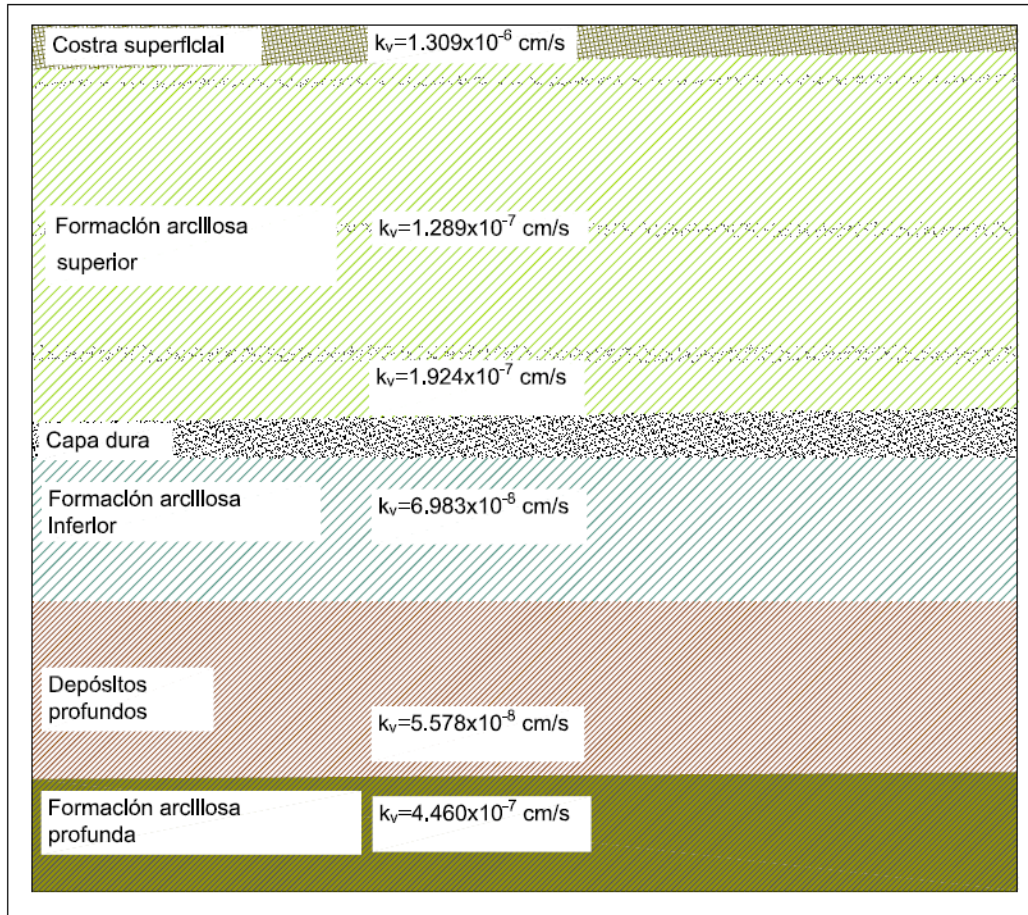


Figura 3.17. Caracterización de la permeabilidad en la estratigrafía típica de la Zona del ex Lago de Texcoco

## **CAPÍTULO 4. COMENTARIOS CONCLUYENTES Y RECOMENDACIONES GENERALES**

Debido a la gran atención que está recibiendo actualmente el sitio del ex Lago de Texcoco, por la construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), el objetivo principal de esta tesina fue contribuir a la caracterización de las propiedades hidráulicas del subsuelo del ex Lago de Texcoco, específicamente de la permeabilidad, mediante pruebas de laboratorio.

La permeabilidad es un parámetro del suelo de gran importancia en los análisis geotécnicos de las estructuras aeroportuarias a construir, entre ellos se pueden mencionar: la evaluación de la subpresión en una excavación, la estabilidad de taludes de bordos por efecto de infiltraciones de agua, el cálculo de gastos de infiltración en lagunas o lagos, el estudio del movimiento del agua a través de los materiales del subsuelo o estructuras térreas, etc.

En esta tesina, inicialmente se discutió sobre la utilidad del conocimiento de la permeabilidad de un suelo, y se describieron los métodos más comunes para determinarla. Después, se expusieron los antecedentes que se tienen sobre la permeabilidad en el subsuelo del ex Lago de Texcoco, poniendo énfasis en los estudios históricos pero también en los estudios más recientes. Resaltando que en el sitio de interés no se habían realizado pruebas de permeabilidad de laboratorio. En la parte principal del trabajo, se describieron las pruebas experimentales de permeabilidad efectuadas en el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM) con un permeámetro de pared flexible (FWP). El FWP permitió representar las condiciones originales de esfuerzo en el sitio en condiciones hidrostáticas, ya que su funcionamiento es semejante al de una cámara triaxial, que permite considerar distintos esfuerzos de confinamiento. En las pruebas experimentales también fue posible considerar tres diferentes valores de carga hidráulica, que permitieron determinar cuánto cambia la permeabilidad para un esfuerzo determinado. Así, el permeámetro permitió realizar pruebas tipo CU y con ello determinar la permeabilidad vertical del suelo de interés a diferentes profundidades en términos de esfuerzos efectivos.

Como parte de este trabajo se implementó una hoja de cálculo con distintas secciones para calcular la permeabilidad por pasos en el permeámetro de pared flexible utilizado. Esta hoja de cálculo incluye celdas en las que se introducen datos generales del ensaye, como información del sondeo, profundidad de la muestra, permeámetro a utilizar, datos geométricos de la probeta (altura y diámetro), el peso de la muestra, entre otros. El formato también contiene celdas en las que se programó el cálculo automático de las relaciones volumétricas y gravimétricas

iniciales y finales de las muestras ensayadas (estas últimas corresponden a la permeabilidad corregida debido a la disminución del volumen por efecto de la consolidación). Asimismo ayuda a calcular automáticamente la permeabilidad para tres valores de carga hidráulica (se puede modificar para que se consideren en los cálculos los gradientes o cargas hidráulicas que se deseen).

Con base en las pruebas experimentales realizadas como parte de esta tesina, fue posible determinar la permeabilidad en varios estratos típicos del subsuelo del ex Lago de Texcoco: Costra Superficial (CS), Formación Arcillosa Superior (FAS), Formación Arcillosa Inferior (FAI), Depósitos Profundos (DP) y Formación Arcillosa Profunda (FAP). Una comparación aproximada de los resultados experimentales aquí obtenidos con los resultados de pruebas de campo USBR, Lefranc y CPTu ejecutadas en la zona de pistas del NAICM, en general, ha arrojado órdenes de magnitud de las permeabilidades de laboratorio de la FAS, FAI, DP y FAP que son similares a los obtenidos en las pruebas de campo (López-Acosta y Espinosa, 2018).

## REFERENCIAS

- Acevedo-Valle, M. E. (2017). "*Influencia de la compacidad relativa en el coeficiente de permeabilidad de jales*". Tesis de Maestría en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería.
- Baligh, M. M., Levadoux, J. N., 1986, Consolidation after undrained piezocone penetration II: interpretation: Reston Virginia, USA, Journal of Geotechnical Engineering ASCE, Vol.112-7, 727-745
- CFE, Comisión Federal de Electricidad (2016). "Capítulo B.2.3. Pruebas de campo para determinar propiedades de los suelos y enrocamientos" del Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC). Elaborado por personal del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Mendoza et al., 2016).
- Crespo-Villalaz, C. (2004). "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Limusa
- De La Rosa-Rodríguez, J. M. (2008). "*Diseño, instrumentación y puesta en servicio de un permeámetro de carga constante*". Tesis de Maestría en Ingeniería. Sección de Estudios de Posgrado e Investigación, Unidad Profesional Zacatenco en el Instituto Politécnico Nacional.
- Espinosa, A. L., López-Acosta, N. P. y Rodríguez, J. F. (2016). "*Influencia del esfuerzo confinante y del porcentaje de finos en la permeabilidad de materiales para drenes verticales de arena.*" *Revista Geotecnia de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica* (SMIG). No. 242 Dic 2016-Feb 2017, pp. 25-31.
- Hidalgo-Mejía, J (2007). "*Consolidación de suelos visco – plásticos: generación de presión de poro y deformaciones diferidas*". Tesis de Maestría en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería.
- Juárez-Badillo, E. y Rico-Rodríguez, A. (1989) "Mecánica de Suelos", tercera edición Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Editorial LIMUSA, Noriega Editores.
- López-Acosta, N. P. (2010). "*Incertidumbre en el análisis de flujo de agua en suelos*". Tesis de Doctorado (con Mención Honorífica). Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería.
- López-Acosta, N. P. (2014). "*Modelado numérico de problemas de flujo de agua.*" Memorias de la XXVII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica. SMIG. (20-21 Noviembre 2014) Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- López-Acosta, N. P. y Espinosa, A.L. (2016). "*Estimación de la permeabilidad en materiales finos mediante pruebas de disipación de presión de poro*", Memorias de la XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, SMIG (23-26 Noviembre 2016), Mérida, Yucatán, México.

- López-Acosta, N. P., Espinosa, A.L. y Zuluaga, D. (2016). “*Sobre la permeabilidad del subsuelo en la zona del ex Lago de Texcoco*”, Memorias de la XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, SMIG (23-26 Noviembre 2016), Mérida, Yucatán, México.
- López-Acosta N.P. (2017). Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), Sección B. Geotecnia. Tema 2. Mecánica de Suelos. Capítulo 9. “Flujo de agua en suelos.” Ciudad de México, México. 285 p. ASIN: B077QN6R66. Publication Date: November 23, 2017. Sold by: Amazon Digital Services LLC
- López-Acosta, N. P. y Espinosa, A.L. (2018). “*Caracterización de la permeabilidad del subsuelo del ex lago de Texcoco mediante pruebas de campo (directas e indirectas)*” (artículo en revisión, sometido a una Revista).
- Onoue, A., 1988, Consolidation of multilayered anisotropic soil by vertical drains with well resistance, J. Soils and Foundations, 28(3), 75-90.
- Pinzón-Franco, E.G. (2007). “*Comportamiento visco – plástico del suelo en pruebas de consolidación a velocidad de desplazamiento constante, aplicadas a la determinación de la permeabilidad*”. Tesis de Maestría en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería.
- Santoyo, E. (1989). “*El cono en la exploración geotécnica*”, TGC Geotecnia S.A.

## ANEXOS

### Anexo A. Fundamentos teóricos de las curvas de consolidación tipos Casagrande y Taylor

#### *Método de Casagrande*

A partir de la expresión que se obtiene al resolver la ecuación diferencial del grado de consolidación  $U$  (%) en función del factor tiempo  $T$  en escala logarítmica (curva teórica de consolidación), se demuestra que el intervalo comprendido entre 0 % y 50 % de consolidación se aproxima a una parábola. A. Casagrande propuso un método empírico que permite determinar el tiempo para 50 % de consolidación. En la etapa de consolidación para realizar la prueba de permeabilidad con el permeámetro de pared flexible se genera una curva de consolidación real, la cual si el suelo fuera ideal y cumpliera con las hipótesis planteadas en la teoría de consolidación unidimensional, coincidiría con la curva teórica a excepción de un cambio de escala, ya que la curva teórica se expresa como grado de consolidación  $U$  (%) vs. factor tiempo  $T$ , mientras que las curvas generadas por el programa del permeámetro se expresan como cambio volumétrico vs. tiempo. Al dividir este cambio volumétrico entre el área lateral de la probeta (ya que no es posible saber cuánto se deforma lateral ni axialmente) se obtiene la deformación total de toda la probeta.

Para determinar el coeficiente de consolidación  $C_v$ , Casagrande propuso un método gráfico que toma en cuenta la curva experimental y los datos obtenidos en la prueba de consolidación (Juárez-Badillo y Rico-Rodríguez, 1989).

La expresión que permite calcular el coeficiente de consolidación  $C_v$  es:

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} * H^2 \quad (1.16)$$

Donde  $T_{50}$  = es el factor tiempo para 50 % de grado de consolidación que es igual a 0.197 (de la curva teórica);  $t_{50}$ =tiempo necesario para 50 % de consolidación y  $H$ = espesor efectivo del espécimen en el momento en que se alcanza 50 % de consolidación.

En las pruebas de laboratorio ejecutadas no fue posible registrar el espesor de la muestra cuando se alcanza 50 % de consolidación, por la ausencia de deformímetros, debido a que se trata de pruebas de permeabilidad.



Así, en los cálculos se asume un espesor  $H$  inicial. Los coeficientes de consolidación obtenidos con el método descrito previamente se presentan en la Tabla A1, y las curvas de consolidación correspondientes se proporcionan en las gráficas del Anexo B.

**Tabla A.1 Coeficientes de consolidación calculados con el método Casagrande, para los distintos materiales ensayados.**

Profundidad		Estrato	$C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )
De	a		
1.50	2.10	CS	0.2165
16.70	17.30	FAS	0.1179
29.20	29.70	FAS	4.2398
36.40	37.00	FAI	1.9737
55.10	55.60	DP	1.7253
62.65	63.20	FAP	7.1998

### ***Método de Taylor***

En algunos casos las curvas de consolidación experimentales no se apegan a la forma de la curva de consolidación teórica, ya que dependen significativamente de las inflexiones y puntos de quiebre existentes. Taylor desarrolló un método alternativo para el cálculo del coeficiente de consolidación que consiste en obtener el tiempo necesario para el 90 % de consolidación. El método empírico exige el trazo de la gráfica teórica en unos ejes en los que se utilizan como ordenadas los valores de  $U\%$  y como abscisas los valores de  $\sqrt{t}$ . La curva teórica resulta una recta hasta un punto cercano al 60 % de consolidación, teniendo en cuenta que este intervalo se aproxima a una parábola. Para una curva real obtenida del ensaye de permeabilidad en el permeámetro en la etapa de consolidación, estos ejes de la gráfica de consolidación quedan como cambio volumétrico (que se divide entre el área lateral de la probeta para obtener la deformación total de la probeta) vs.  $\sqrt{t}$ .

El método grafico (Juárez-Badillo y Rico-Rodríguez, 1989) permite calcular el coeficiente de consolidación  $C_v$  con la ecuación:

$$C_v = \frac{T_{90}}{t_{90}} * H^2 \quad (1.17)$$

Donde  $T_{90}$  = es el factor tiempo para 90 % de grado de consolidación que es igual a 0.848 (de la curva teórica);  $t_{90}$  = tiempo necesario para 90 % de consolidación y  $H$ = espesor efectivo del espécimen en el momento en que se alcanza 90 % de consolidación.

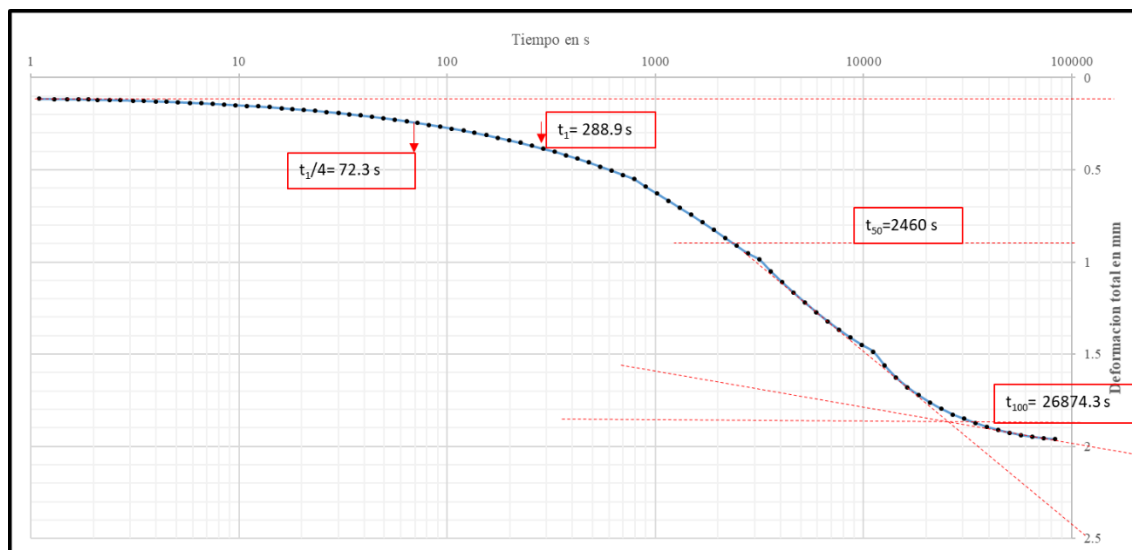
Puesto que se trata de una prueba de permeabilidad, en la que por la ausencia de deformímetros no se sabe el espesor de la muestra cuando alcanza 90 % de consolidación, se asume en los cálculos un espesor  $H$  inicial. Los coeficientes de consolidación calculados de esta manera se presentan en la Tabla A.1, y las curvas de consolidación respectivas se presentan en las gráficas del Anexo C.

**Tabla A.2. Coeficientes de consolidación calculados con el método Taylor, para los distintos materiales ensayados**

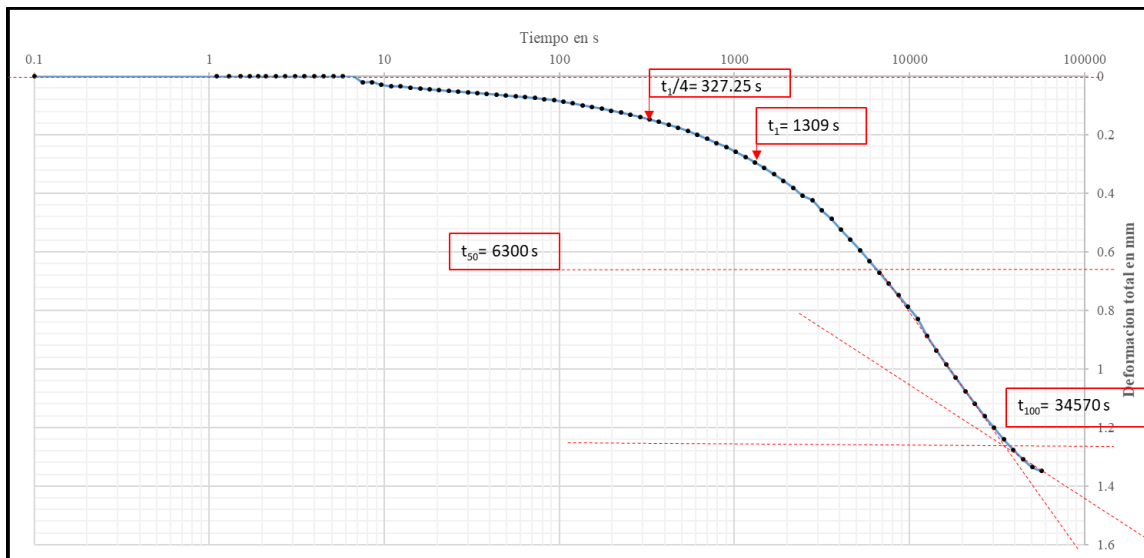
Profundidad		Estrato	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /s <sup>1/2</sup> )
De	a		
1.50	2.10	CS	23.1382
16.70	17.30	FAS	18.5868
29.20	29.70	FAS	29.3790
36.40	37.00	FAI	32.7265
55.10	55.60	DP	35.8183
62.65	63.20	FAP	84.7723



## Anexo B. Curvas de consolidación tipo Casagrande de las muestras ensayadas



**Figura B.1. Curva de consolidación correspondiente a la costra superficial (profundidad media a 1.8 m)**



**Figura B.2. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa superior (profundidad media a 17.0 m)**

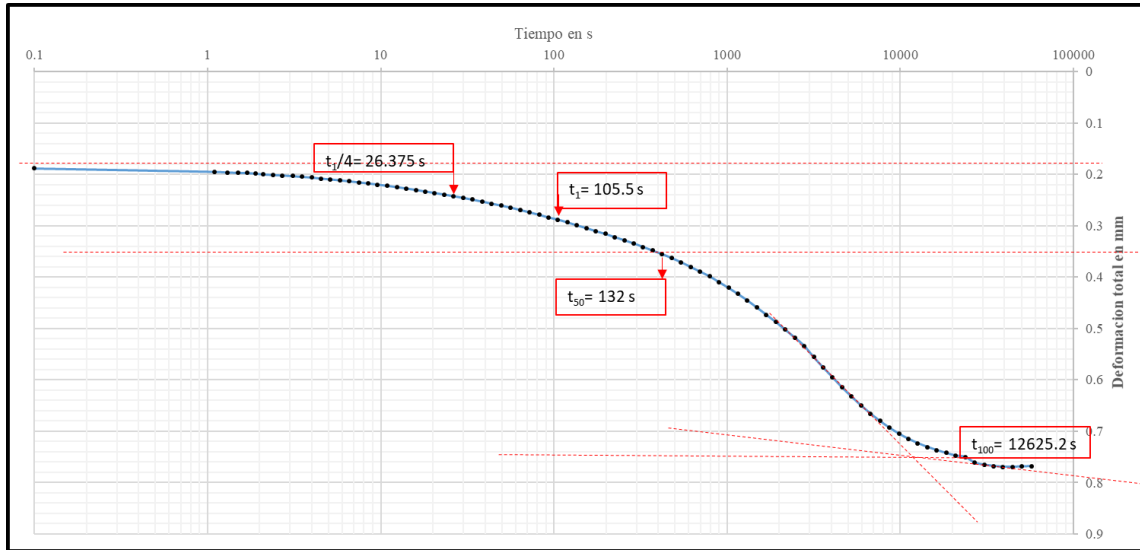


Figura B.3. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa superior (profundidad media a 29.45 m)

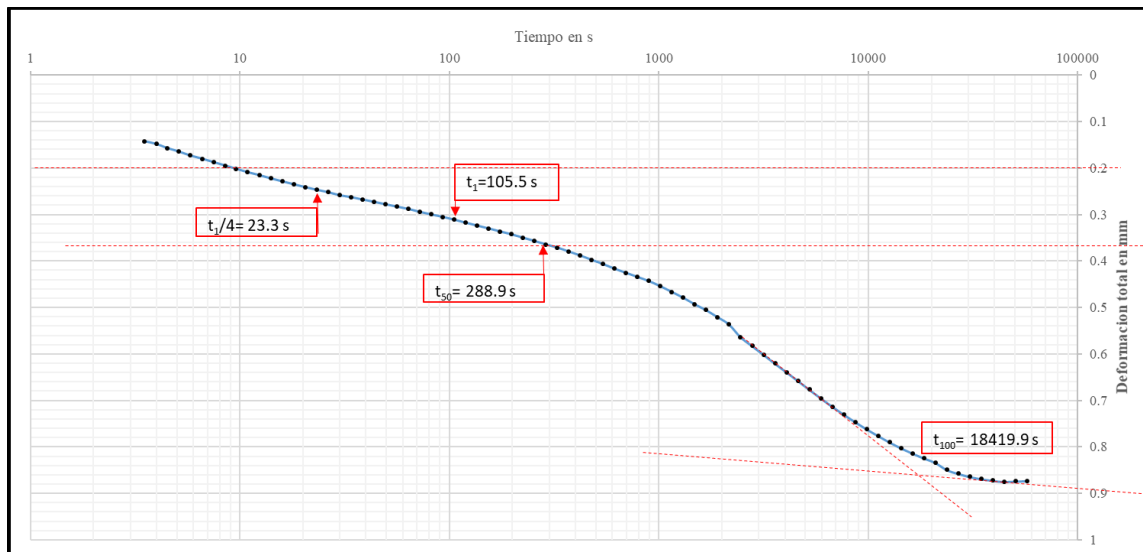


Figura B.4. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa inferior (profundidad media a 36.70 m)

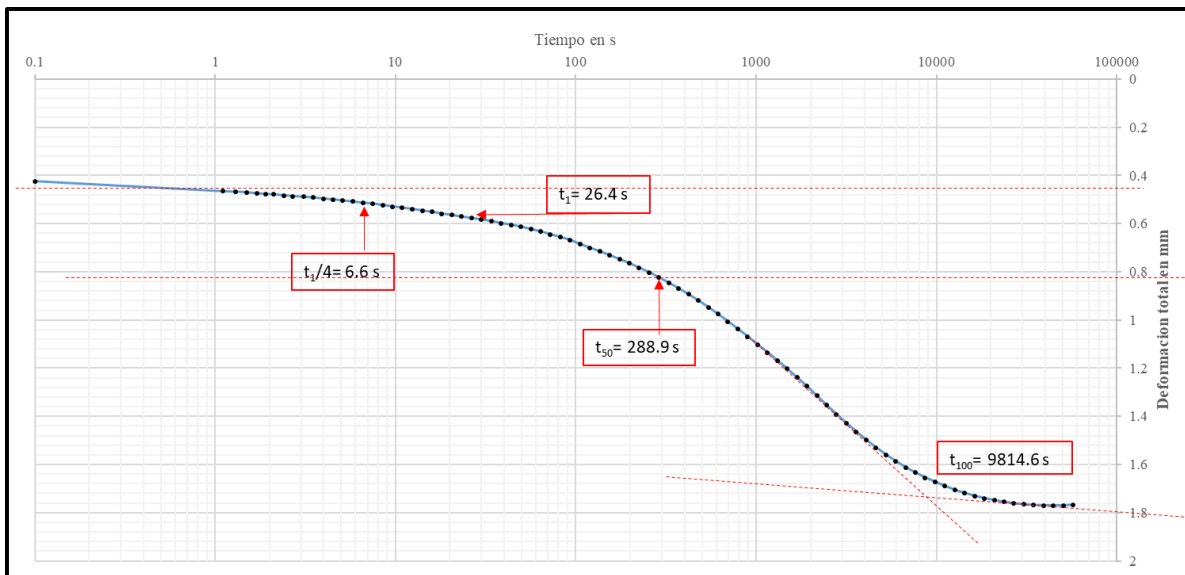


Figura B.5. Curva de consolidación correspondiente a los depósitos profundos (profundidad media a 55.35 m)

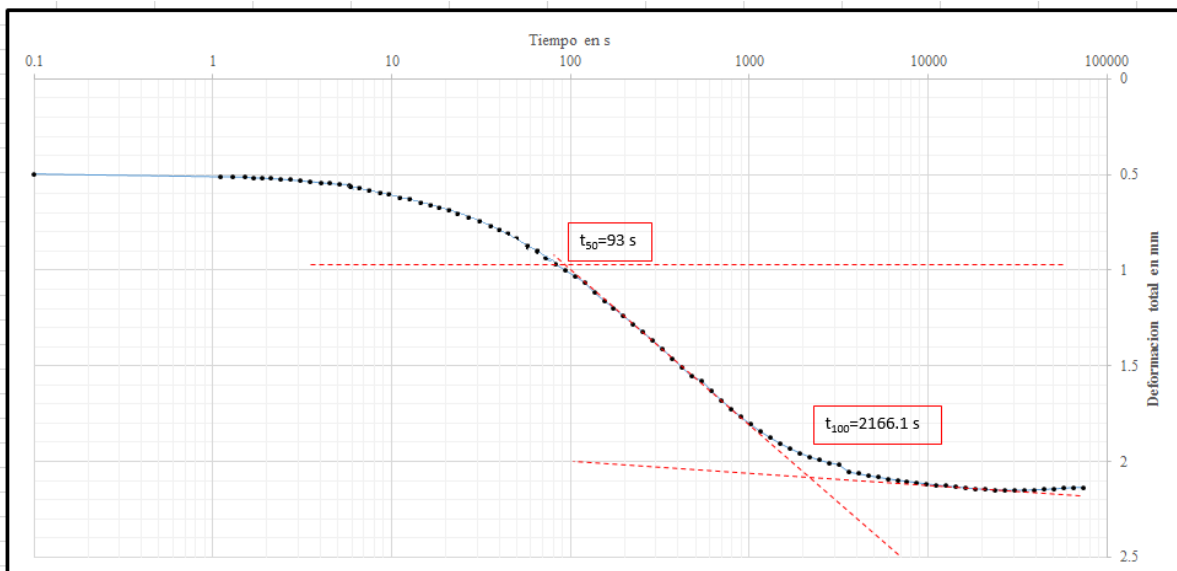


Figura B.6. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa profunda (profundidad media a 62.65 m)

## Anexo C. Curvas de consolidación tipo Taylor de las muestras ensayadas

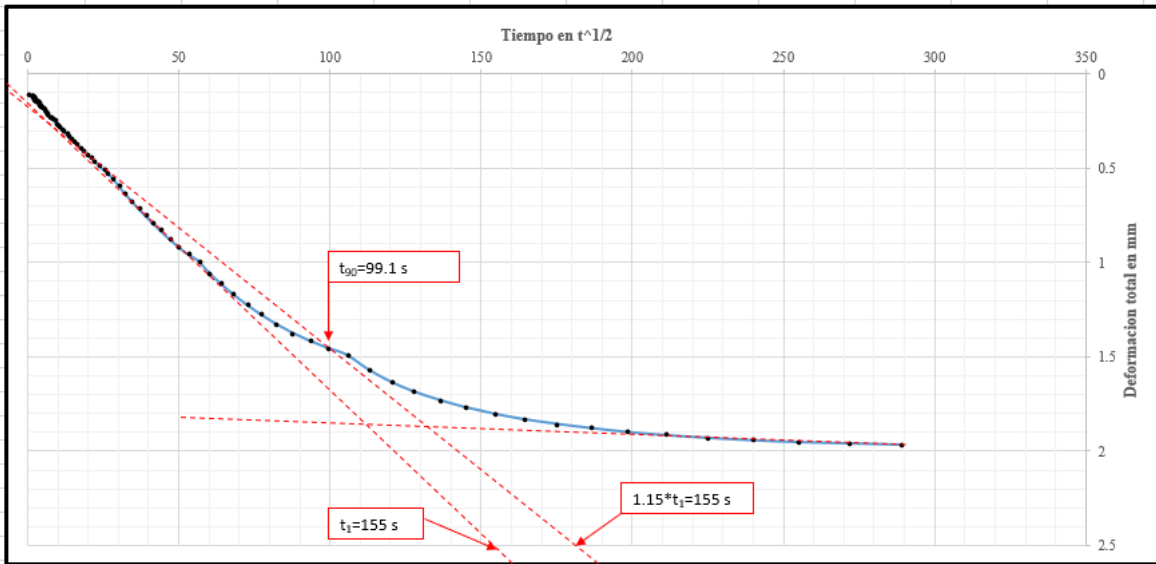


Figura C.1. Curva de consolidación correspondiente a la costra superficial (profundidad media a 1.8 m)

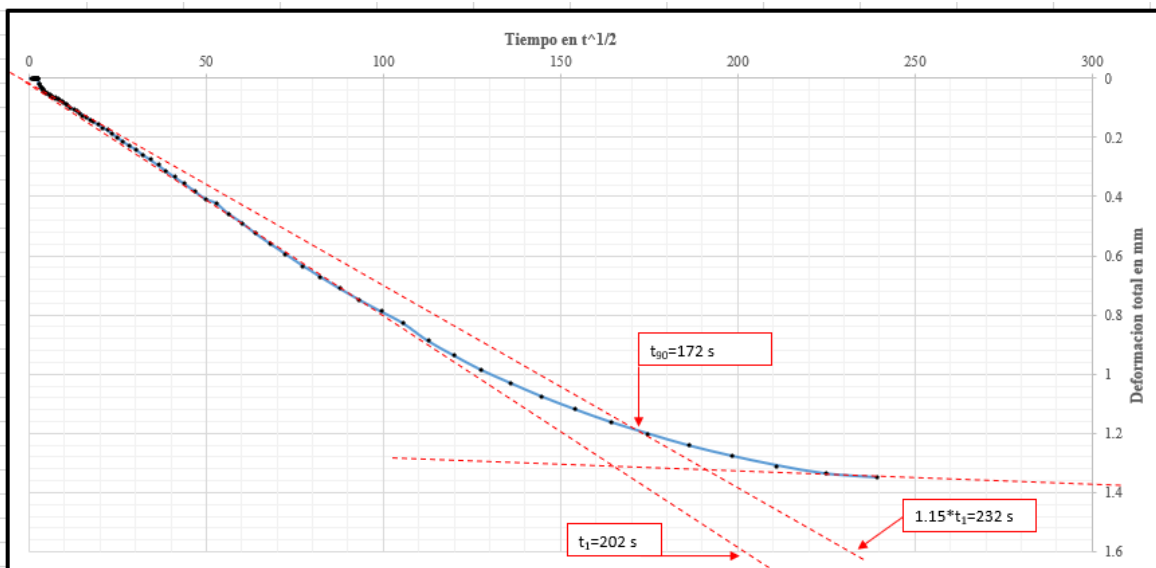


Figura C.2. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa superior (profundidad media a 17.0 m).

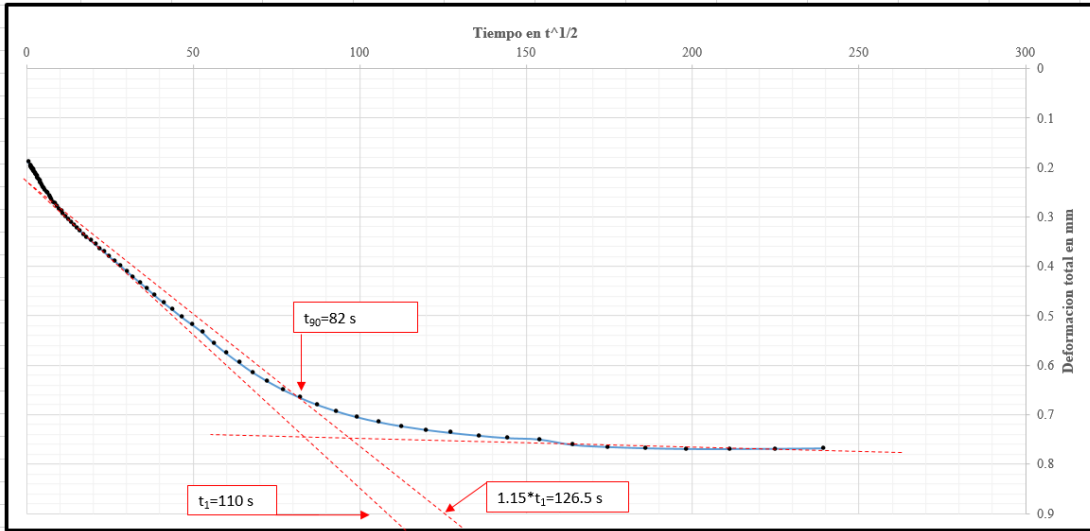


Figura C.3. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa superior (profundidad media a 29.45 m)

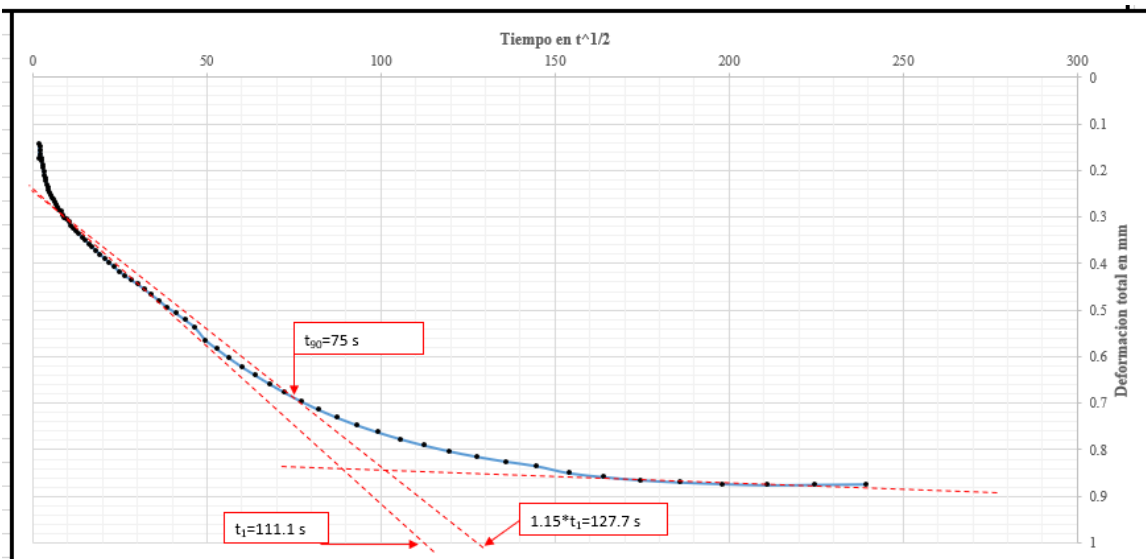


Figura C.4. Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa inferior (profundidad media a 36.70 m)



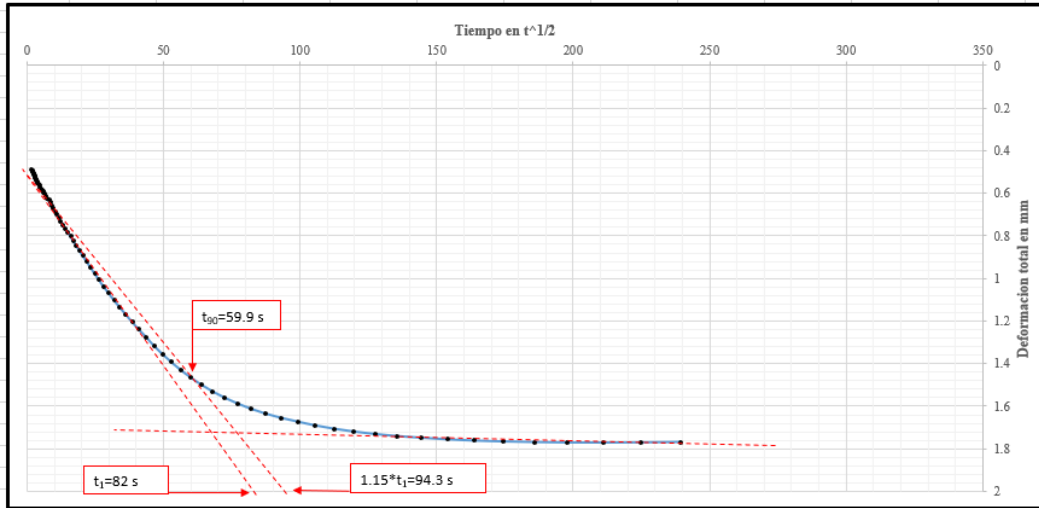


Figura C.5. Curva de consolidación correspondiente a los depósitos profundos (profundidad media a 55.35 m)

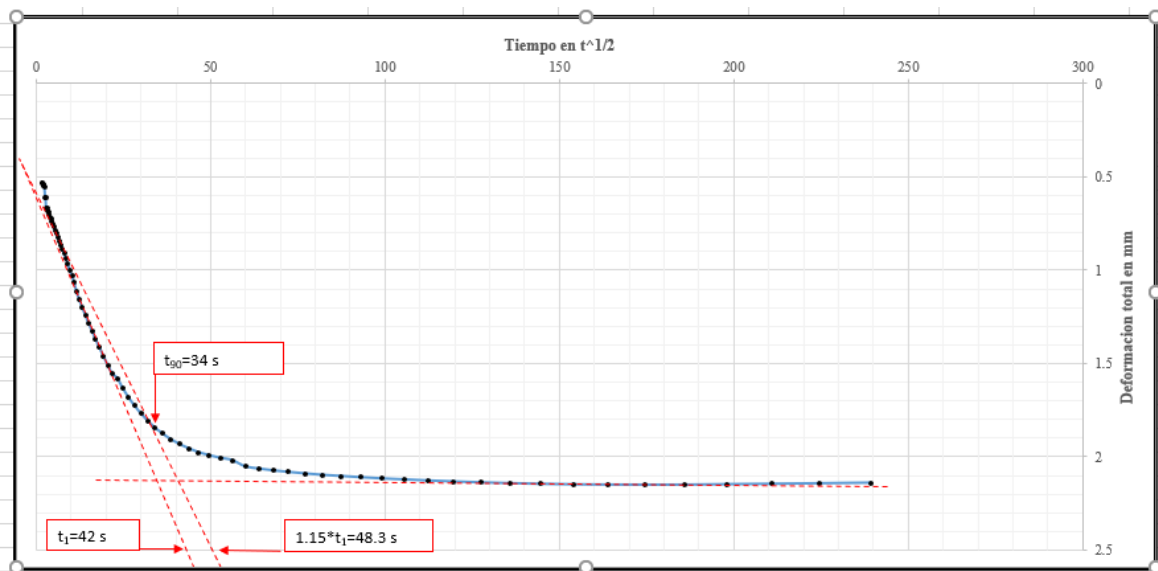


Figura C.6 Curva de consolidación correspondiente a la formación arcillosa profunda (profundidad media a 62.65 m)

## Anexo D. Probetas empleadas en las pruebas de laboratorio efectuadas



Figura D.1. Probeta correspondiente a la costra superficial

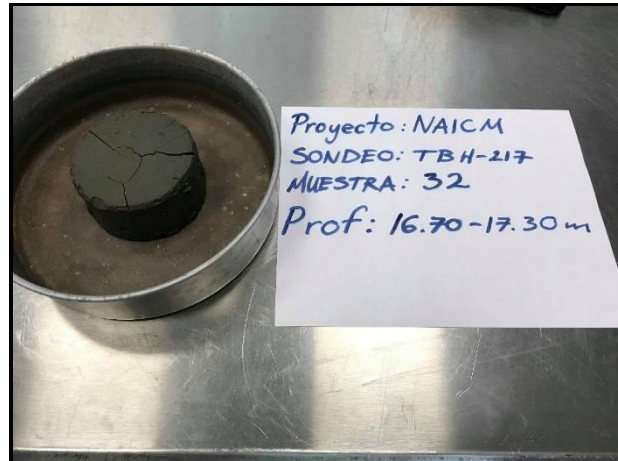


Figura D.2. Probeta correspondiente a la formación arcillosa superior, las grietas observadas son debidas a secado en horno (aproximadamente 30 minutos)



Figura D.3. Montaje en probeta correspondiente a la formación arcillosa superior (29.5 m)



Figura D.4. Probeta correspondiente a la formación arcillosa inferior