

1
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**APLICACION DEL PERMEAMETRO DE CARGA CONSTANTE
EN UN POZO PARA MEDICION IN SITU CONDUCTIVIDADES
HIDRAULICAS EN LA ZONA NO SATURADA.**

**TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO PETROLERO**

PRESENTAN:

**CERVANTES BAZA TOMAS
HERNANDEZ IBAÑEZ SALVADOR
SOLIS LUCIA ALFONSO**



MEXICO, D.F.

1996.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-I-017

SR. TOMAS CERVANTES BAZA
Presente

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Héctor Luis Macías González y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de Ingeniero Petrolero:

**APLICACION DEL PERMEAMETRO DE CARGA CONSTANTE EN UN POZO PARA
MEDICION IN SITU DE CONDUCTIVIDADES HIDRAULICAS EN LA ZONA NO SATURADA**

- RESUMEN
- I INTRODUCCION
- II CONCEPTOS BASICOS DE LAS PROPIEDADES DE LAS ROCAS EN LA ZONA NO SATURADA
- III MARCO TEORICO
- IV APLICACION DEL PERMEAMETRO DE GUELPH EN LA ZONA SUR DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON
- V INTEGRACION DE LA INFORMACION
- VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que se deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar examen profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Ciudad Universitaria, a 18 de marzo de 1996
EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS*RLR*glg



FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-I-037

SR. SALVADOR HERNANDEZ IBAÑEZ
Presente

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el Ing. Héctor Luis Macías González y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de Ingeniero Petrolero:

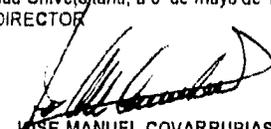
**APLICACION DEL PERMEAMETRO DE CARGA CONSTANTE EN UN POZO PARA
MEDICION IN-SITU DE CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA EN LA ZONA NO SATURADA**

- RESUMEN**
- I INTRODUCCION**
 - II CONCEPTOS BASICOS DE LAS PROPIEDADES DE LAS ROCAS EN LA ZONA NO SATURADA**
 - III MARCO TEORICO**
 - IV APLICACION DEL PERMEAMETRO DE GUELPH EN LA ZONA SUR DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON**
 - V INTEGRACION DE LA INFORMACION**
 - VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que se deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar examen profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Ciudad Universitaria, a 8 de mayo de 1996
EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS*RLLR*9t9



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-I-020

SR. ALFONSO SOLIS LUCIA
Presente

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Héctor Luis Macías González y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de Ingeniero Petrolero:

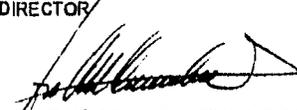
APLICACION DEL PERMEAMETRO DE CARGA CONSTANTE EN UN POZO PARA MEDICION IN SITU DE CONDUCTIVIDADES HIDRAULICAS EN LA ZONA NO SATURADA

- RESUMEN**
- I INTRODUCCION**
- II CONCEPTOS BASICOS DE LAS PROPIEDADES DE LAS ROCAS EN LA ZONA NO SATURADA**
- III MARCO TEORICO**
- IV APLICACION DEL PERMEAMETRO DE GUELPH EN LA ZONA SUR DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON**
- V INTEGRACION DE LA INFORMACION**
- VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que se deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar examen profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Ciudad Universitaria, a 29 de marzo de 1996
EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS*RLR*glg

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad:

Por habernos dado la oportunidad de forjarnos.

A la Facultad de Ingeniería:

Por sembrar en nosotros el espíritu de servicio hacia la sociedad.

A los que colaboraron en este trabajo:

Ing. Noel Hernández, Ing. Rubén Martínez Guerra, Ing. Néstor Martínez Romero, Ing. Rafael Rodríguez Nieto, Ing. Salvador Macías Herrera, Ing. Cristina Sirnes Bautista, Ing. Luis Arturo Tapia Crespo, por su valiosa ayuda y sus acertados comentarios y de manera muy especial a nuestro director de tesis el Ing. Héctor Luis Macías González por su gran interés en la realización de este proyecto, así como a la empresa Guysa S.A. de C.V. por las facilidades prestadas.

A los profesores:

Por su aportación a través de los años, en los cuales, han sido parte fundamental de nuestra educación.

CONTENIDO

	PÁGINA
Resumen.	1
I. Introducción.	2
I.1 Antecedentes.	2
I.1.1 Zonas minadas.	3
I.1.2 Zona de taludes.	5
I.1.3 Contaminación de aguas subterráneas.	7
I.2 Objetivo.	9
I.3 Alcance.	9
II. Conceptos básicos de las propiedades de las rocas en la zona nosaturada.	10
II.1 Nivel del agua, zona no saturada y zona saturada.	10
II.2 Porosidad y contenido de humedad.	11
II.3 Ley de Darcy.	12
II.4 Permeabilidad y conductividad hidráulica.	13
II.5 Carga hidráulica.	15
II.6 Presión de poro y potencial piezométrico.	16
II.7 Comportamiento del flujo en la zona no saturada.	17
II.8 Presiones negativas y tensiómetros.	18
II.8.1 Tensiómetro.	22
III Marco Teórico	24
III.1 Comparación de algunos permeámetros.	24
III.2 Descripción y operación del permeámetro de Guelph.	28
III.2.1 Descripción.	28
III.2.2 Operación.	30
III.3 Análisis teórico.	32
III.3.1 Análisis del flujo estacionario hacia el exterior de un pozo arriba del nivel del agua.	32
III.3.2 Principio de funcionamiento.	37

PÁGINA

IV Aplicación del permeámetro de Guelph en la zona sur de la Delegación Alvaro Obregón.	39
IV.1 Marco físico.	39
IV.1.1 Localización.	39
IV.1.2 Marco geológico.	39
IV.1.3 Hidrogeología.	43
IV.2 Medición en campo.	47
IV.2.1 Procedimiento de campo.	47
IV.2.2 Problemas en la medición.	48
IV.2.3 Herramientas.	49
V Integración de la información.	51
V.1 Solución numérica.	51
V.2 Valores de la conductividad hidráulica para cada estrato.	55
VI Conclusiones y recomendaciones.	57
VI.1 Conclusiones.	57
VI.2 Recomendaciones.	59
Bibliografía.	60

RESUMEN

Se efectuaron diecinueve mediciones de conductividades hidráulicas "in situ", en las lomas y barrancas ubicadas dentro del perímetro de la Delegación Alvaro Obregón, al oeste de la Cuenca de México.

Las mediciones se realizaron con un permeámetro de carga constante en el pozo, diseñado por W. D. Reynolds y D. E. Elrick en 1983.

El aparato fue fabricado para medir conductividades en suelos, pero fue usado con éxito en las capas duras (tobas arenosas, limo-arenosas, pumfíticas y lahares) de la Formación Tarango.

Los autores de este trabajo de tesis realizaron las adaptaciones físicas y teóricas al aparato que permitieron la aplicación del método de Reynolds.

El alcance de este trabajo es el de proporcionar, a las autoridades de la Delegación Alvaro Obregón, valores concretos de velocidades de infiltración de agua en los diferentes estratos con el propósito de que en un futuro cercano se pueda predecir el tiempo que tardaría el agua de lluvia y de desechos domésticos en infiltrarse hasta una mina sepultada y producir los colapsos del terreno.

Las conductividades hidráulicas que se obtuvieron son del orden de $2.08E-07$ hasta $3.4E-05$ m/s, mismas que se consideran como una buena aproximación dadas las características físicas de cada capa.

Este trabajo surgió como una inquietud del Ingeniero Héctor Luis Macías González de involucrar a los futuros ingenieros en la problemática social del país, en el aspecto del cuidado del medio ambiente y que éstos al mismo tiempo que desarrollen sus tesis profesionales presten un servicio a la sociedad.

I. INTRODUCCIÓN

I.1 Antecedentes

En la Delegación Alvaro Obregón se presentan súbitos colapsos del terreno principalmente en tiempos de lluvia, dejando estelas de desastre provocados por inundación y reblandecimiento de minas sepultadas y deslizamientos de taludes inestables.

En el área de la Delegación Alvaro Obregón, las minas explotadas a través de los túneles que se iniciaban en las laderas, producen colapsos cuando su parte superior (bóveda) no es capaz de resistir su propio peso, ni el de las cargas colocadas sobre ella. Esto sucede cuando al paso del tiempo se van desprendiendo materiales del techo y éste se adelgaza. Cuando el grueso de la cubierta del túnel -llamado encape- no es suficiente, se derrumba arrastrando todo lo que está sobre él y sus cercanías.

En el caso de las explotaciones abiertas, mal rellenadas, tanto el agua de lluvia como la de desechos domésticos, arrastra el material poco consolidado llevándolo por túneles y grietas, dejando vacíos que se colapsan. Se produce así, el mismo fenómeno que en los túneles para explotación de los materiales minados.

Los taludes tienden a resbalar sobre ellos mismos en dos formas: falla semicircular cuando el deslizamiento ocurre dentro del cuerpo del terreno reclinado o falla superficial cuando el material se resbala sobre capas a la superficie inclinada del material. Este movimiento se puede repetir en secuencia continua sobre todo con la presencia de agua en movimiento.

Como ya se indicó, un factor muy importante para la ocurrencia de estos fenómenos es el agua; ésta, que puede ser de lluvia o de desperdicio doméstico, no sólo causa el adelgazamiento de los techos de los túneles y el deslizamiento de taludes, sino que puede seguir infiltrándose hasta llegar al acuífero, provocando la contaminación de éste con sus efectos negativos indeseables.

I. INTRODUCCIÓN

I.1 Antecedentes

En la Delegación Alvaro Obregón se presentan súbitos colapsos del terreno principalmente en tiempos de lluvia, dejando estelas de desastre provocados por inundación y reblandecimiento de minas sepultadas y deslizamientos de taludes inestables.

En el área de la Delegación Alvaro Obregón, las minas explotadas a través de los túneles que se iniciaban en las laderas, producen colapsos cuando su parte superior (bóveda) no es capaz de resistir su propio peso, ni el de las cargas colocadas sobre ella. Esto sucede cuando al paso del tiempo se van desprendiendo materiales del techo y éste se adelgaza. Cuando el grueso de la cubierta del túnel -llamado encape- no es suficiente, se derrumba arrastrando todo lo que está sobre él y sus cercanías.

En el caso de las explotaciones abiertas, mal rellenadas, tanto el agua de lluvia como la de desechos domésticos, arrastra el material poco consolidado llevándolo por túneles y grietas, dejando vacíos que se colapsan. Se produce así, el mismo fenómeno que en los túneles para explotación de los materiales minados.

Los taludes tienden a resbalar sobre ellos mismos en dos formas: falla semicircular cuando el deslizamiento ocurre dentro del cuerpo del terreno reclinado o falla superficial cuando el material se resbala sobre capas a la superficie inclinada del material. Este movimiento se puede repetir en secuencia continua sobre todo con la presencia de agua en movimiento.

Como ya se indicó, un factor muy importante para la ocurrencia de estos fenómenos es el agua; ésta, que puede ser de lluvia o de desperdicio doméstico, no sólo causa el adelgazamiento de los techos de los túneles y el deslizamiento de taludes, sino que puede seguir infiltrándose hasta llegar al acuífero, provocando la contaminación de éste con sus efectos negativos indeseables.

1.1.1 Zonas minadas

Se da el nombre de zonas minadas a aquellas regiones en la cuales pueden presentarse en forma por demás repentina, fracturas más o menos grandes en las edificaciones, aberturas y grietas en pavimentos, o ruptura con colapsos del conjunto piso-construcción.

Es necesario aclarar que el problema no es exclusivo de la Delegación Alvaro Obregón; abarca las delegaciones de Cuajimalpa, Miguel Hidalgo, Coyoacán, Iztapalapa y Magdalena Contreras, en el Distrito Federal, y se extiende a los municipios limítrofes del estado de México.

Estas laderas fueron motivo de explotaciones controladas y no controladas, dejando cavidades a cielo abierto y subterráneas en todas direcciones, siguiendo la orientación de los estratos que se pretendía explotar. Dado lo complicado de su formación geológica no se pudo establecer un patrón de trabajo. Fue hecho siguiendo las oportunidades que se presentaban de extraer el material objeto de la búsqueda.

Dentro el territorio delegacional se establecieron empresas mineras muy grandes como la de Tepeaca en la zona de Lomas de Capula y Golondrinas así como la Mina de Cruz, en la zona que ocupa la colonia de Minas de Cristo; actualmente se continúa trabajando en la Mina Coyotes. Asimismo se establecieron numerosos grupos menores que dedicaron un período de aproximadamente 40 años a explotar la laderas naturales por medio de túneles, galerías subterráneas y lumbreras. Crearon caminos que ligaban las bocaminas y a lo largo de su trazo precario debilitaron la solidez de los túneles naturales.

En caso de las minas a cielo abierto, el peligro durante la explotación de los productos que se buscan, radica en la posibilidad de que se derrumben las paredes laterales. Este riesgo se evita dejando taludes en las fronteras que presentan esta contingencia.

Una vez terminada la explotación del mineral buscado y abandonada la mina, por el aumento de población se crea la necesidad de lugares donde construir habitaciones y prácticamente obliga a rellenar la cavidad producida por el minado.

Este proceso de rehabilitación sería una buena solución bajo dos condiciones :

- Comprobar que bajo el nivel de desplante de la mina agotada no hay algún otro yacimiento, que al haber sido explotado tenga oquedades que pudieran colapsarse.

- Una vez comprobado el primer punto, el relleno debe hacerse de manera apropiada: por capas y compactándolas bien.

En la mayoría de las ocasiones no se ha procedido así y los rellenos muchas veces de cascajo o basura, son utilizados para asentamientos de construcción.

La segunda alternativa del trabajo de minas, cuando se hacen subterráneamente, puede dar origen a salones soportados con pilares labrados del mismo material que se extrae, o bien túneles más o menos anchos

Ambas formas de explotación llegaron a abarcar los estratos arenosos de la Formación Tarango.

El intemperismo, la destrucción de los materiales terrestres por procesos químicos y físicos inducidos por el aire, el agua y el clima, provoca que las oquedades (salones y túneles) se destruyan. El proceso sucede aun estando tapadas la entradas, pero se acelera si la cavidad está en contacto directo con la atmósfera, pues los cambios, más frecuentes y mayores en el medio ambiente agilizan los fenómenos de disminución de resistencia, por consiguiente la caída de partículas y finalmente la destrucción de la oquedad.

En la cavidad, al desprenderse material del techo y caer al piso ambos se elevan; la secuencia continúa hasta que el grueso del techo, el encape, se agota y se destruye dejando abierta la oquedad.

Esta sucesión de eventos no es siempre vertical; el material que forma el encape puede estar más suelto de algún lado y por consecuencia la caverna sube en una trayectoria inclinada y no forzosamente recta, lo que hace imposible prever por donde emergerá el hueco final.

Las condiciones para que no emerja la cavidad son :

- Que el encape sea suficientemente grueso para llenar la mina
- Que el material no sea removido del lugar en que se deposita.

Por experiencia se ha deducido que si el grueso del encape es mayor a siete veces el alto de la mina, ésta no llegara a la superficie (Campos, M. E. y Silva, R. G. 1994, "El fantasma de la Delegación Alvaro Obregón"). Para esto es condición indispensable que el suelo caído del techo no sea removido por el agua, el viento, la gravedad u otro motivo.

1.1.2 Zona de taludes

En terrenos abruptos, hay espacios que son de transición, van de una loma a otra, de una planicie a una loma, de la parte alta de una barranca a la más profunda; todas presentan una cara inclinada que se denomina talud.

Dada la historia geológica del territorio de la Delegación Alvaro Obregón, es claro que abundan los taludes, también denominados pendientes. Estos declives de terrenos se deslizan casi sin aviso; arrastran con ellos calles y propiedades y a sus moradores.

Los taludes dependiendo de la clase de los materiales que los integren, la compactación de ellos, el drenado de lluvia, tanto interna como superficialmente, de las cargas que graviten sobre ellos y de su forma geométrica, podrán ser estables o no.

En los casos de pendientes inestables, cuando se cambia alguna o algunas de las características señaladas, el talud tiende a deslizarse con movimiento de volúmenes importantes de tierra que significan un grave riesgo.

El cambio puede ser provocado por el hombre o por las circunstancias, y casi siempre es imposible preverlos. Como en el caso de que un sismo cambie la magnitud de las cargas que gravitan o

afectan la pendiente, o la ruptura de tuberías de drenaje o dotación de agua.

Algunas veces sí se puede conocer que se está aumentando el riesgo como cuando se acumula material en el extremo donde comienza la pendiente o una tubería derrama agua a raudales.

Tal como antes se indicó los taludes en general pueden romperse en dos formas: como falla semicircular o con deslizamiento superficial.

En el primer caso se constituye dentro del talud una superficie en forma de hamaca que se resbala sobre el cuenco que se forma en la parte de la pendiente que permanece inmóvil : una especie de media naranja se mueve sobre una concavidad que permanece fija. La resistencia a que se deslice la parte móvil, a que se rompa la pendiente, está dada por la posibilidad del suelo a cortarse dentro de él mismo en dos partes, lo que se denomina resistencia al esfuerzo cortante.

En la segunda posibilidad de ruptura el movimiento puede producirse cuando existe un suelo muy suelto y permeable, material desintegrado depositado recientemente en comparación con la siguiente capa, también inclinada, pero más compacta e impermeable que la subyace y soporta.

El agua de lluvia se infiltra a través del material suelto, llega a la cara del contacto con el estrato que sostiene el suelo permeable y la hace resbaladiza. Si además se añade peso en la parte superior de la ladera, se hace un corte en la base o se produce un movimiento sísmico. El material suelto puede deslizarse ocasionando destrozos.

En las barrancas que corren de oeste a este y que forman gran parte de la Delegación Alvaro Obregón, la acción de los agentes de erosión no significaría problemas graves, pero si a ello se añade la provocada por el hombre, quien en su afán de crear nuevos asentamientos ha realizado cortes en laderas, colocando cargas equivocadamente y dotado de agua y drenaje, introduciendo un factor erosivo de gran trascendencia, se aumentan los riesgos hasta llegar a ser de alto grado.

Los taludes ahora cargados de construcciones precarias, en su mayoría carentes de la infraestructura o sin defensas al medio ambiente,

afectados por la erosión natural, amenazan con desplomarse y arrastrar a su paso todo lo que les estorbe.

1.1.3 Contaminación de aguas subterráneas

Por lo que toca a la materia suspendida, las aguas subterráneas se purifican en forma efectiva por la acción filtrante de las rocas a medida que se percolan: las impurezas solubles no se remueven tan rápido, aunque existe la posibilidad de reacciones de intercambio iónico.

Los compuestos de nitrógeno en el drenaje agrícola y en los efluentes descargados en sumideros ciegos son causantes de los altos niveles de nitrato en algunas aguas subterráneas. El uso de este tipo de sumidero para la eliminación de efluentes domésticos e industriales puede dañar la calidad del agua a no ser que haya una capa impermeable entre el área en que se tiran estas aguas y el acuífero. Son válidas las consideraciones similares para situar los tiraderos para desechos sólidos de origen doméstico e industrial. Los riesgos potenciales aumentan mucho si el estrato es de medios granulares permeables o de roca fracturada, ya que entonces el agua contaminada puede llegar rápidamente al acuífero.

La materia orgánica que ingresa a los depósitos de agua subterránea, se estabiliza lentamente debido a que la demanda de oxígeno, desoxigena con rapidez el agua y no hay fuente de oxígeno que la reemplace. Se originan entonces condiciones anaerobias y los constituyentes del acuífero, por ejemplo el hierro, pueden disolverse en corto tiempo lo que causa mayores problemas de calidad.

También es importante señalar que aunque las rocas pueden filtrar la materia suspendida, es probable que este proceso tenga un efecto adverso en la permeabilidad de los estratos. Tales consideraciones son de mucha importancia en el caso de operaciones de recarga.

Enfermedades relacionadas con el agua.

Hay dos docenas de enfermedades infecciosas, en cuya incidencia puede influir el agua. La causa de estas enfermedades puede tener su origen en bacterias, protozoarios o gusanos. Su control y detección tiene como fundamento la naturaleza del agente causante, aunque es más útil tomar en consideración los aspectos relacionados con el agua en la diseminación de la infección.

El presente trabajo está basado en la aplicación de lo expuesto en el artículo técnico: "A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring saturated hydraulic conductivity above the water table", cuyos autores son W. D. Reynolds y D. E. Elrick de la Universidad de Guelph, en Guelph, Ontario Canadá y sirve como trabajo de tesis para la titulación en Ingeniería Petrolera de :

Cervantes Baza Tomás
Hernández Ibáñez Salvador y
Solís Lucía Alfonso

En el primer capítulo se planteó la problemática que sufre la Delegación Alvaro Obregón, dichos problemas consisten en el colapso del terreno por inundación y reblandecimiento de minas sepultadas y deslizamiento de taludes inestables en zonas generalmente habitadas.

En el segundo capítulo se abordaron los conceptos básicos necesarios para comprender mejor el principio en el cual se basa el funcionamiento del permeámetro de carga constante en el pozo, este capítulo esta basado principalmente en el texto Groundwater de Freeze y Cherry 1979.

En el capítulo tercero se plantean las bases que sirvieron como parámetro de elección del aparato empleado en este trabajo, se describe el mismo así como su funcionamiento y se realiza el análisis del flujo estacionario hacia el exterior de un pozo arriba del nivel del agua.

En el siguiente capítulo se describen las condiciones de la zona de medición y se detallan las actividades realizadas en el campo.

En el capítulo cinco se proporciona la solución numérica de una de las ecuaciones del capítulo tres y se realiza la integración de la información obtenida en el campo para determinar los valores de la conductividad hidráulica para cada estrato en diferentes puntos de la Delegación Alvaro Obregón.

1.2 Objetivo

Obtener datos de las conductividades hidráulicas de los diferentes estratos de la Formación Tarango de la Delegación Alvaro Obregón, para calcular la velocidad de infiltración en ella.

1.3 Alcance

Dar a las autoridades de la Delegación Alvaro Obregón bases para continuar el estudio de las características de los diferentes estratos con la finalidad de intentar predecir en que tiempo el agua infiltrada llegaría a las minas subterráneas, provocando la inundación y reblandecimiento de las mismas, con las consecuencias antes expuestas.

II. CONCEPTOS BÁSICOS DE LAS PROPIEDADES DE LAS ROCAS EN LA ZONA NO SATURADA.

En la zona de la Delegación Alvaro Obregón donde se trabajó, el nivel de la superficie del agua se encuentra a más de 200 metros de profundidad, tomando como referencia la superficie del terreno de la barranca más profunda; por lo tanto las mediciones para determinar la conductividad hidráulica se realizaron en la zona no saturada, por lo que es conveniente definir claramente la zona no saturada y las propiedades de las rocas en dicha zona.

II.1 Nivel del agua, zona no saturada y zona saturada.

Una configuración hidráulica simple de las condiciones saturadas y no saturadas están en la profundidad y en la superficie respectivamente (Figura II.8.1a). Comúnmente a la superficie del agua la conocemos como el límite que existe entre las dos zonas.

La superficie del agua se define mejor como aquella superficie en la cual la presión del fluido "p" en los poros es exactamente igual a la atmosférica. La localización de esta superficie está marcada por el nivel al cual el agua permanece a poca profundidad del pozo; si la p se mide con un aparato medidor de presión, sobre la superficie del agua se tendrá que $p = 0$. Esto implica $\psi = 0$ ($\psi =$ carga por presión) y como $h = \psi + z$, la carga hidráulica en cualquier punto sobre la superficie del agua es igual a la elevación z de la misma hasta dicho punto. La posición de la superficie del agua se indica con un pequeño triángulo invertido, ver Figura II.8.1a.

Es claro que algunos sólidos, especialmente los que se encuentran cercanos a la superficie del suelo, rara vez están saturados. Estos poros generalmente están parcialmente llenos de agua y el espacio remanente o sobrante está ocupado por aire. El flujo de agua bajo estas condiciones se denomina "saturación parcial o no saturado". El interés en esta sección se centra en el transporte del agua en la zona no saturada.

II.2 Porosidad y contenido de humedad.

El volumen de una roca está constituido por una fracción sólida y otra de huecos; éstos pueden estar parcial o totalmente saturados de agua, dependiendo de la zona en la que se encuentren. En la zona saturada el contenido de humedad es "constante" e igual a la porosidad (satura 100% la roca). En la zona no saturada el contenido de humedad es menor que la porosidad y varía de zona en zona dependiendo de la profundidad, tipo de roca y las condiciones climáticas.

Un volumen de roca, V_r , está formado por un cierto volumen de sólidos, V_s , y un determinado volumen de huecos o poros, V_p , es decir:

$$V_r = V_s + V_p$$

Si el volumen poroso se relaciona al volumen de roca se obtiene la porosidad, n , entonces:

$$n = \frac{V_p}{V_r} \quad \text{o} \quad n = \frac{V_p}{V_s + V_p}$$

La n generalmente se expresa en porcentaje o bien en fracción. En ocasiones los poros de una roca están comunicados pero algunos de ellos se encuentran aislados.

Se denomina porosidad absoluta, n_a , a la relación entre el volumen total de poros (comunicados y no comunicados) y el volumen de roca.

$$n_a = \frac{V_{pc} + V_{pnc}}{V_r}$$

donde V_{pc} es el volumen de poros comunicados y V_{pnc} es el volumen de poros no comunicados. Sin embargo se considera como porosidad efectiva a la relación entre el volumen de poros comunicados y el volumen de roca:

$$n_e = \frac{V_{pc}}{V_r}$$

En la explotación de los acuíferos así como en la industria petrolera, la porosidad efectiva tiene mucha importancia debido a que los cálculos técnicos se basan en muchas ocasiones en el valor de n_e .

La porosidad en cualquier caso depende del tamaño y forma de los granos, así como de la homogeneidad de los mismos.

El rango de n para suelos es aproximadamente $0.25 < n < 0.75$ y su valor depende de la textura del suelo.

Una parte de los vacíos es ocupada por agua y el resto por aire. El volumen ocupado por agua se mide utilizando el contenido de humedad del suelo θ que se define como :

$$\theta = \frac{\text{volumen de agua}}{\text{volumen total}}$$

luego $0 \leq \theta \leq n$; el contenido de humedad del suelo es igual a la porosidad cuando el suelo se encuentra saturado.

Como en el caso de la porosidad, generalmente se proporciona en fracción decimal o en porcentaje. Para flujo saturado, $\theta = n$; para flujo no saturado, $\theta < n$.

II.3 Ley de Darcy

El ingeniero francés Henry Darcy diseñó un filtro, el cual se muestra en forma esquemática en la Figura II.3.1, para investigar el fenómeno del flujo.

El equipo consistió de un cilindro de acero el cual contenía arena no consolidada, aproximadamente de un metro de longitud. Los manómetros fueron conectados en el cilindro inmediatamente arriba y abajo del empacamiento de arena. Mediante el flujo de agua a través del empacamiento de arena Darcy estableció que para cualquier gasto, la velocidad de flujo es directamente proporcional a la diferencia de las alturas manométricas; la relación está dada por:

$$v = k \frac{H_1 - H_2}{L} = k \frac{\Delta H}{L} = \frac{Q}{A}$$

donde v es la velocidad de flujo en cm/s, correspondiente a un gasto total en cm^3/s , dividido entre el área transversal del empacamiento de arena en cm^2 . ΔH es la diferencia de niveles manométricos, en cm, L es la longitud total del empacamiento de arena, cm y k es una constante de proporcionalidad (permeabilidad) la única variación que observó Darcy en su experimento fue al cambiar el tipo de arena en el paquete, lo cual reflejaba la alteración de la constante de proporcionalidad k .

Para dicho experimento no se tomó en cuenta la densidad ni la viscosidad del agua, además de que el cilindro de acero siempre se mantuvo en posición vertical.

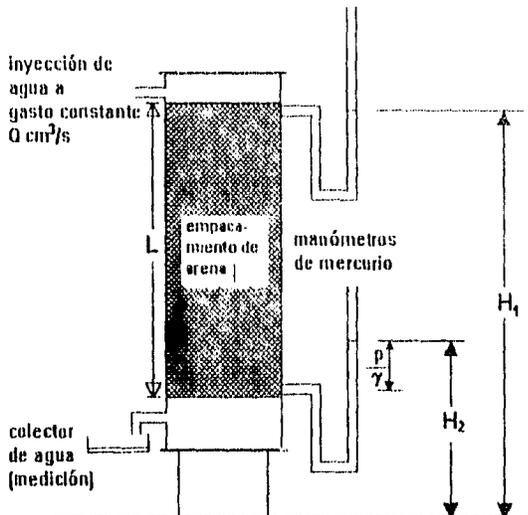


Figura II.3.1 Ley de Darcy.
 (tomado de Viessmam, Lewis and Knapp 1989, p. 40)

II.4 Permeabilidad y conductividad hidráulica.

Son propiedades característica, que indica la facilidad con que un fluido puede moverse dentro de un medio poroso.

La permeabilidad existe solamente en la porosidad efectiva.

Hubbert realizó dos experimentos basándose en el de Darcy; se empleó la misma arena y dos fluidos diferentes; hizo pasar los fluidos a través de la arena (de forma independiente) observando las siguientes proporcionalidades:

$$\left. \begin{array}{l} v \propto d^2 \\ v \propto \rho g \\ v \propto \frac{1}{\mu} \end{array} \right\} \quad \text{(II.4.1)}$$

en donde v es la velocidad, d es el diámetro de los granos que constituyen al medio μ es la viscosidad dinámica del fluido que pasa a través del medio; ρ es la densidad del fluido y g es la constante de la fuerza de gravedad.

Al unir el razonamiento de Darcy

$$v \propto -\frac{dh}{dl}$$

con las ecuaciones II.4.1 se llega a

$$v \propto -\frac{d^2 \rho g}{\mu} \frac{dh}{dl}$$

y para realizar la igualdad se introduce la constante c de proporcionalidad, quedando

$$v = -\frac{cd^2 \rho g}{\mu} \frac{dh}{dl} \quad (\text{II.4.2})$$

y como la ley de Darcy es:

$$v = -K \frac{dh}{dl} \quad (\text{II.4.3})$$

en donde K es la constante de proporcionalidad en la ecuación de Darcy, entonces igualando las ecuaciones II.4.2 con II.4.3:

$$-\frac{cd^2 \rho g}{\mu} \frac{dh}{dl} = -K \frac{dh}{dl}$$

por lo tanto

$$K = \frac{cd^2 \rho g}{\mu} \quad (\text{II.4.4})$$

En la ecuación II.4.4, ρ y μ están en función únicamente del fluido y cd^2 están en función del medio, así entonces si se define:

$$k = cd^2 \quad (\text{II.4.5})$$

entonces

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} \quad (\text{II.4.6})$$

en donde k se le llama permeabilidad específica o permeabilidad intrínseca, la cual depende únicamente del medio y sus dimensiones son $[L^2]$ y K se conoce como conductividad hidráulica, la cual depende del medio y del fluido que pasa a través del mismo, sus dimensiones son $[LT^{-1}]$.

Como aspecto adicional el siguiente cuadro muestra los términos como se conocen en Ingeniería geológica y petrolera.

Ingeniería Geológica	Ingeniería Petrolera
Conductividad hidráulica	Movilidad * peso específico
Permeabilidad	Permeabilidad intrínseca

Esta comparación de términos es importante porque con ello se logra una aclaración de conceptos, ya que en ocasiones suelen confundirse debido al lenguaje común que se utiliza en cada una de estas dos ramas de la ingeniería.

II.5 Carga hidráulica

La energía total en cualquier masa de agua consiste de tres componentes: presión, velocidad y carga por elevación. La suma de dichas energías, H, se expresa por medio de la ecuación de Bernoulli.

$$H = \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + z$$

donde p es la presión, γ es el peso específico del agua, v es la velocidad de flujo, g es la aceleración de la gravedad y z es la elevación con respecto a un plano de referencia (datum). La carga de presión p/γ , es la energía contenida en la masa de agua que se atribuye a las fuerzas de confinamiento de la misma. Una medida de dicha fuerza es el movimiento o expansión del agua cuando se altera el equilibrio. La carga de velocidad $v^2/2g$ es la componente de energía que resulta del movimiento del agua. La carga por elevación z, es energía en forma latente; es decir, si se presenta un movimiento hacia abajo, la energía por elevación puede convertirse en energía de velocidad o bien en energía de presión.

A la carga hidráulica también se le conoce como altura piezométrica, representa la altura a la que subiría el agua en un tubo insertado en uno de sus extremos en un punto de interés.

II.6 Presión de poro y potencial piezométrico

El agua localizada en el espacio poroso de un medio saturado se encuentra bajo presión denominada presión de poro, la cual puede determinarse introduciendo un piezómetro en el medio en algún punto de interés. Si consideramos el punto A (ver Figura II.6.1), se puede ver que la presión de poro está dada por :

$$p = h_a \gamma$$

donde p es la presión de poro (medidor de presión), h_a es la carga medida desde el punto hasta la superficie medida y γ es el peso específico de la misma.

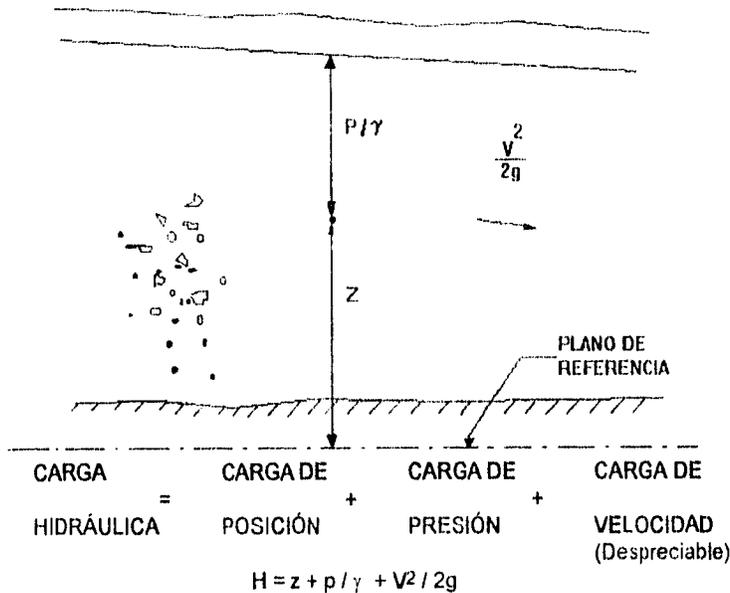


Figura II.5.1 Carga hidráulica
(tomado de Chávez y Escolero 1990)

La presión de poro se considera positiva o negativa, dependiendo de la carga de presión, si es hacia arriba es positiva, si es hacia abajo es

negativa, tomando como referencia el nivel del agua. Si el datum se establece arbitrariamente, la carga total o piezométrica es

$$P_p = z + h$$

donde P_p es conocida como potencial piezométrico. En la Figura II.6.1 ésta es igual a $h_a + z_a$ para el punto A en la zona saturada y $h_b + z_b$ para el punto B en la zona no saturada. El término h_a es la presión de poro de A mientras que $-h_b$ denota la tensión o el vacío de B (presión de poro negativa).

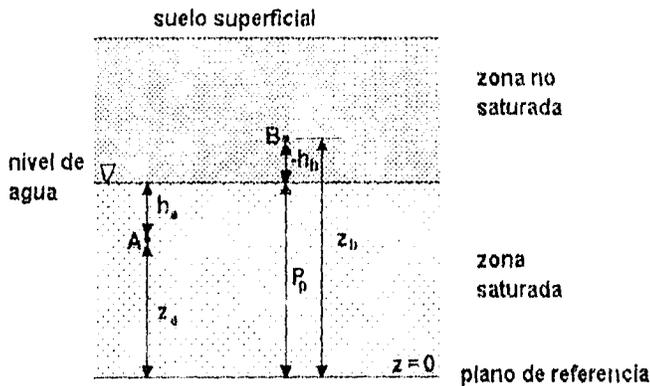


Figura II.6.1 Presión de poro y potencial piezométrico (tomado de Viessmam, Lewis and Knapp 1989, p. 422)

II.7 Comportamiento del flujo en la zona no saturada.

En la Figura II.7.1 se muestra en forma esquemática los procesos de flujo en el subsuelo y las zonas en que éstos ocurren. Los tres procesos importantes son: infiltración de agua superficial en el suelo para convertirse en humedad del mismo, el flujo subsuperficial o flujo no saturado a través del suelo, y el flujo de agua subterránea o flujo saturado a través de los estratos de roca. Dichos estratos que permiten el flujo de agua se denominan medios porosos. El flujo es no saturado cuando el medio poroso todavía tiene algunos de sus vacíos ocupados por aire y se dice saturado cuando los vacíos están llenos de agua. El nivel freático es la superficie donde el agua se encuentra a presión atmosférica en un medio saturado. Por abajo de dicho nivel, el medio poroso se encuentra saturado y a presiones superiores a la atmosférica,

por encima del nivel freático, las fuerzas capilares pueden saturar el medio poroso a lo largo de una franja capilar de ancho reducido.

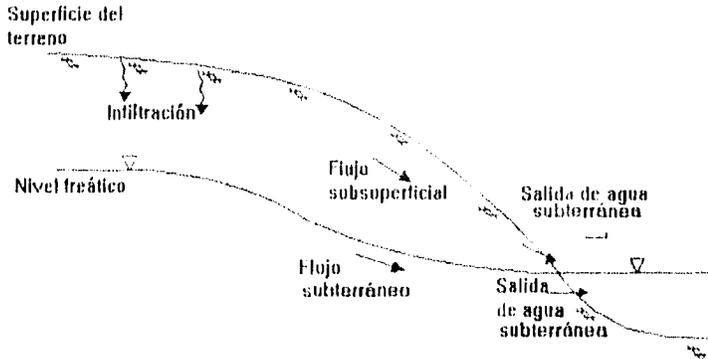


Figura II.7.1 Zonas y procesos del agua subsuperficial. (tomado de Ven Te Chow and Larry 1994, p. 102)

II.8 Presiones negativas y tensiómetros

En la Figura II.8.1c se puede ver que $\psi > 0$ (como indican las medidas del piezómetro) en la zona saturada $\psi=0$ en la superficie del agua y $\psi < 0$ en la zona no saturada. Esto refleja precisamente que el agua en la zona no saturada se encuentra retenida en los poros del suelo bajo fuerzas de tensión superficial. Una inspección microscópica revela un menisco cóncavo extendiéndose de grano a grano cruzando por cada canal poroso tal como se muestra en el círculo superior de la Figura II.8.1c. El radio de curvatura de cada menisco refleja las fuerzas de la tensión superficial individual de la interfase microscópica aire-agua. Con referencia a este mecanismo físico de retención de agua, los científicos de suelos en ocasiones llaman a la carga de presión ψ , cuando es menor a cero, carga de tensión o carga de succión. En este trabajo se denominará carga de presión ya sea negativa o positiva.

Sin hacer caso del signo de ψ , la carga hidráulica es igual a la suma algebraica de ψ y z . Ahora sobre y cerca de la superficie del agua, donde $\psi < 0$, los piezómetros no tienen la longitud apropiada para la medición de h . En lugar de ello, h puede obtenerse indirectamente a partir de las mediciones de ψ determinadas con tensiómetros.

Para obtener la carga hidráulica h , el valor negativo de ψ indicado por el medidor de vacío en un tensiómetro se puede sumar algebraicamente

con la elevación z del punto medido. La Figura II.8.1c el instrumento desde la superficie al punto 1 funciona como tensiómetro; del punto 1 al 3 como piezómetro.

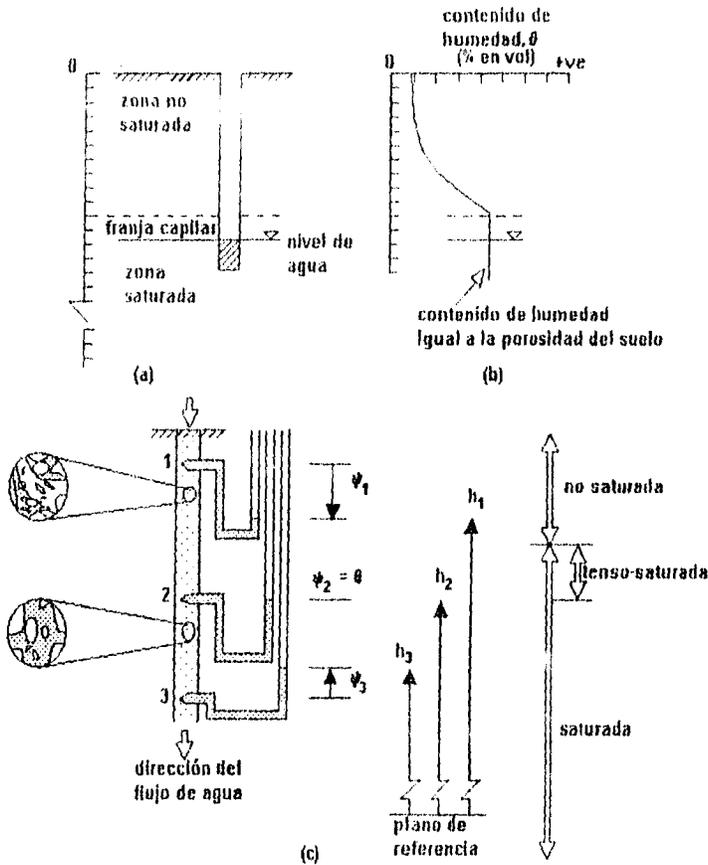
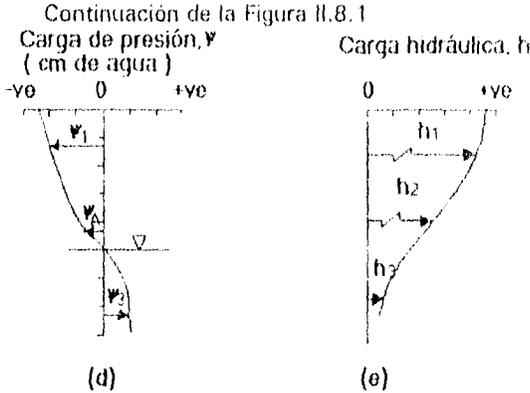


Figura II.8.1 Condiciones del agua del suelo cercano a la superficie.

- (a) Zonas saturada y no saturada
 - (b) Perfil del contenido de humedad vs profundidad
 - (c) Relaciones de carga por presión y carga hidráulica
 - (d) Carga de presión contra profundidad
 - (e) Carga hidráulica contra presión
- (tomado de Freeze and Cherry 1979, p 40)



(tomado de Freeze and Cherry 1979, p 40)

Una dificultad más para el análisis del flujo en la zona no saturada es que el contenido de humedad, θ , y la conductividad hidráulica, K , están en función de la carga de presión, ψ .

Se ha observado experimentalmente que la relación entre θ y ψ es histerética, es decir, tiene una forma diferente cuando los sólidos están húmedos que cuando éstos están secos. La Figura II.8.2 muestra una relación funcional histerética entre θ y ψ para una arena de suelo natural. Si una muestra de este suelo estuviera saturada con una carga de presión mayor a cero y la presión se bajara paso a paso hasta llegar a niveles mucho más bajos que la atmosférica ($\psi < 0$), el contenido de humedad en cada paso puede seguirse en la "curva de secado". Si el agua fuera agregada a un sólido seco en pequeñas cantidades, la carga de presión tiende a regresar a la "curva de humedad" o curva de imbibición. Las líneas interiores son llamadas "curvas de análisis", ellas muestran la ruta de θ y ψ que se sigue si el sólido fuera humedecido o secado.

Se esperaba que con base en lo presentado anteriormente, que el contenido de humedad, θ , fuera igual a la porosidad, n , para toda $\psi > 0$. Para suelos con granos de cuarzo es éste el caso, pero para suelos con granos finos, esta relación tiene un rango un poco más grande $\psi > \psi_a$, donde ψ_a es una carga por presión negativa y muy pequeña, fig. II.8.2a, conocida como carga por presión debida a la entrada de aire.

La fig. II.8.2b muestra las curvas de histerésis, relacionando la conductividad hidráulica, K , con la carga de presión, ψ , para un mismo suelo. Para $\psi > \psi_a$, $K = K_0$, donde K_0 es conocida como conductividad hidráulica saturada. Como $K = K(\psi)$ y $\theta = \theta(\psi)$ esto es también verdad para $K = K(\theta)$. Las curvas de la Figura II.8.2b reflejan el hecho de que la conductividad hidráulica de un suelo no saturado aumenta con el contenido de humedad. Si se escribe la ley de Darcy para un suelo no saturado en la dirección x en un medio isótropo se tiene:

$$v_x = -K(\psi) \frac{dh}{dx}$$

Se puede observar que la existencia de la relación $K(\psi)$ implica que dado un gradiente hidráulico constante, la descarga específica v , aumenta con el incremento del contenido de humedad.

De hecho, es imposible mantener el gradiente hidráulico constante, mientras aumenta el contenido de humedad. Como $h = \psi + z$ y $\theta = \theta(\psi)$, la carga hidráulica h también es afectada por el contenido de humedad. En otras palabras, un gradiente de carga hidráulica define un gradiente de carga de presión, y éste involucra también al contenido de humedad. En la Figura II.8.1, los perfiles verticales para éstas tres variables, se muestran esquemáticamente para un caso hipotético de infiltración desde la superficie. El flujo es hacia abajo, porque las cargas hidráulicas mostradas en la Figura II.8.1e disminuyen en esa dirección. Los valores positivos de h muestran que $|z| > |\psi|$.

El par de curvas $\theta(\psi)$ y $K(\psi)$ se muestran en la Figura II.8.2, éstas son características para cualquier tipo de suelo homogéneo, muestran únicamente las variaciones estadísticas asociadas con la separación espacial de los puntos muestreados. Las curvas son llamadas a veces "curvas características". En la zona saturada se tienen dos parámetros hidráulicos fundamentales K_0 y h ; en la zona no saturada, éstos están implícitos en las curvas de $K(\psi)$ y $\theta(\psi)$. Brevemente:

$$\begin{array}{ll} \theta = \theta(\psi) & \psi < \psi_a \\ \theta = n & \psi \geq \psi_a \\ K = K(\psi) & \psi < \psi_a \\ K = K_0 & \psi \geq \psi_a \end{array}$$

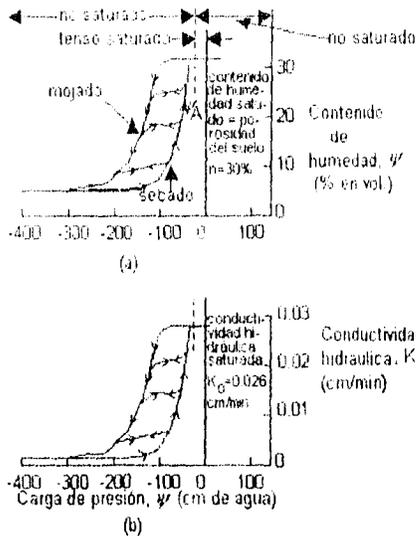


Figura 11.8.2 Curvas características relacionando la conductividad hidráulica y el contenido de humedad con la carga por presión para una arena natural. (tomado de Freeze and Cherry 1979, p 41)

El coeficiente de humedad del suelo puede ser determinado en laboratorio con muestras tomadas de un pozo a diferentes profundidades y con todas las precauciones necesarias para evitar modificaciones de la cantidad de agua durante la operación. Como ésta técnica es larga y delicada los geohidrólogos y los agrónomos han aplicado procedimientos de medida directa, de los principales mencionaremos solamente los tensiómetros.

11.8.1 Tensiómetro.

Principio.- Los tensiómetros son aparatos que miden la tensión del suelo. El tipo más simple está constituido por un recipiente de materia porosa (cerámica) lleno de agua unido a un manómetro de mercurio, agua o metálico, fig.11.8.3. Las medidas están expresadas en columna (cm) de agua o de mercurio. Cuando el recipiente es enterrado en el suelo no saturado, el agua se filtra a través de la pared porosa y un escurrimiento se establece hacia el exterior hasta que se alcanza un

equilibrio. El manómetro indica entonces la tensión del agua dentro del aparato. Cuando la humedad del suelo varía la tensión del agua en el tensiómetro crece con el aumento de humedad del suelo. El manómetro permite anotar las fluctuaciones de humedad. Si se construye una curva de la relación entre la cantidad de agua del suelo y la tensión dada por el aparato, es entonces posible determinar el grado de humedad en el lugar. Esta medición generalmente se lleva a cabo con un medidor de vacío unido al tubo cerca de la superficie del terreno, esto actúa como un manómetro invertido, mostrado por el punto 1 de la Figura II.8.1c.

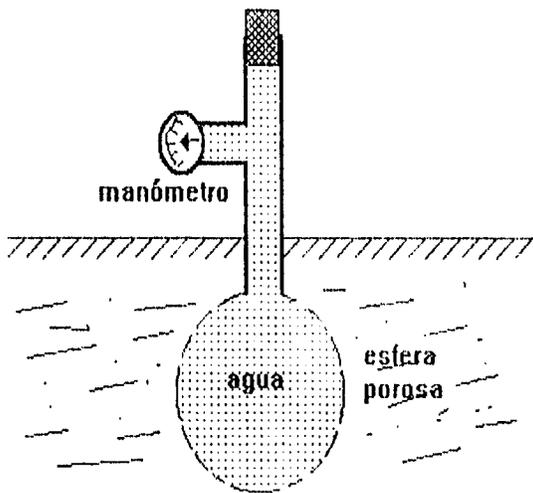


Figura II.8.3 Esquema de un tensiómetro.
(extraído de Castany 1967, p.139)

III. MARCO TEÓRICO

III.1 Comparación de algunos permeámetros.

A continuación se hará una comparación y breve descripción del funcionamiento de algunos permeámetros aprobados por la American Society for Testing and Materials (ASTM).

1. Infiltrómetro de un anillo.

Consiste en un anillo cilíndrico de 30 o más centímetros de diámetro que es introducido algunos centímetros en el suelo. El agua es acumulada dentro del anillo encima de la superficie del suelo. El anillo es cubierto para evitar la evaporación. El gasto volumétrico de agua adicionada para mantener la carga constante dentro del anillo es medido.

La infiltración es terminada después de que el flujo es aproximadamente estabilizado. El infiltrómetro es inmediatamente removido después de terminada la infiltración y la profundidad del frente mojado es determinada visualmente con un penetrómetro tipo sonda.

2. Infiltrómetro de doble anillo.

Los principios y método de operación del infiltrómetro de doble anillo son similares al infiltrómetro de un anillo con la excepción que incluye un anillo exterior para asegurar el flujo unidimensional hacia abajo. El agua que se filtra desde el anillo exterior actúa como barredor del movimiento lateral que pudiera haber en el anillo interior.

3. Prueba de doble tubo.

Este método utiliza dos cilindros coaxiales posicionados en un agujero.

La diferencia entre el gasto en el cilindro interior y el gasto de la combinación del cilindro interior y exterior son usados para calcular la conductividad hidráulica.

4. Permeámetro con entrada de aire.

Este permeámetro es similar al infiltrómetro de un anillo en diseño y operación, también el flujo volumétrico de agua en el suelo en un anillo es usado para calcular la conductividad hidráulica. La principal diferencia estriba en que el permeámetro penetra profundamente en el suelo y mide

la presión del aire del suelo. Esta presión es usada como una aproximación de la carga de presión del frente mojado para la determinación del gradiente hidráulico y consecuentemente la conductividad hidráulica.

5. Permeámetros de agujero.

Este método abarca un amplio rango de diseños, métodos de operación y de solución. La más común característica entre los diferentes tipos es que el gasto de agua infiltrada en un pozo cilíndrico es usado para determinar la conductividad hidráulica. Uno de los más populares es el que mantiene una carga constante en el pozo durante la infiltración, donde el gasto necesario para mantener un nivel de agua constante en el pozo es medido. El flujo estacionario, la geometría del agujero, el radio y la longitud de la carga constante son usados en la solución.

Otra variación de estas pruebas consiste en poner múltiples cargas constantes durante la infiltración, en el mismo agujero. Con esto resultan muchas pruebas simultáneas.

Durante las pruebas de carga constante el agua es introducida en el agujero manteniendo un nivel predeterminado. Esto se hace usando una válvula con flotador conectada a un tanque de agua o con una botella de Mariotte.

6. Perfil instantáneo (IP)

La relación entre el potencial de agua y la conductividad hidráulica puede ser determinada por mediciones del gasto y el potencial del agua, y resolviendo una forma de la ecuación de Richards. La ecuación de Richards se resuelve para el cambio del contenido de humedad a través del tiempo para flujo no estacionario y uniformemente no saturado.

En esta prueba una pequeña zanja es construida en la cual el agua es colocada. Una red de tensiómetros y sondas de neutrón son colocadas en el centro de la zanja a varias profundidades, de esta manera las diferentes fases del frente mojado son investigadas.

7 Película de yeso.

Este método es similar al infiltrómetro en que el gasto de agua a través de la superficie de filtración es medido. Una película compuesta de varias mezclas de yeso y arena de cuarzo es vaciada sobre la superficie expuesta de un cilindro extraído del suelo. Después de que el yeso se seca el agua es colocada sobre la película. La presencia de la película provoca condiciones no saturadas en el suelo abajo de ella.

El cilindro es instrumentado con una red de tensiómetros para medir el potencial abajo de la película de yeso. El gasto de agua necesario para mantener una carga constante sobre película de yeso y el diámetro del cilindro son también medidos.

8.- Métodos empíricos.

Un número de métodos empíricos han sido desarrollados para estimar la conductividad hidráulica de datos del tamaño de los granos (Shepard 1989). Shepard sugiere que la conductividad hidráulica puede ser predecida por:

$$K = c d^a$$

donde:

c = constante adimensional encontrada a través de análisis regresivo.

d = diámetro de la partícula.

a = se encuentra entre 1.65 y 1.85.

los valores de a y c encuentran una sustancial variación dependiendo de la clasificación de las partículas y la cantidad de dureza. a y c se decrecientan cuando el grado de clasificación es pobre y la dureza se incrementa.

La Tabla III.1 es una Tabla comparativa de los diferentes métodos para medición de conductividades hidráulicas extraída en su mayoría de la ASTM 1992 y complementada de Soil Science Society of America (SSSA) 1990.

Tabla III.1 Comparación y revisión de los métodos de medición de la conductividad hidráulica en la zona vadosa

Métodos→	Infiltrómetro de un anillo	Infiltrómetro de dos anillos	Doble tubo	Permeámetro Air-Entry	Permeámetro de agujero (Permeámetro de Guelph)	Peri-Instantáneo	película de yeso	Empíricos
Características								
Precisión relativa	baja	regular	regular	buena	buena	buena	buena	baja
Costo relativo	bajo	bajo-moderado	moderado	moderado	bajo-moderado	alto	alto	bajo
Tiempo requerido	0.5 a 2 horas	0.5 a 2 horas	2 a 6 horas	0.5 a 2 horas	0.25 a 1 hora	1 día	4 horas- 1 día	4 horas
Rango de Kfs (m/s) para la cual se adapta	1E-04 a 1E-08	1E-04 a 1E-08	< 1E-08	< 1E-10	< 1E-10			
Cantidad de agua necesaria por prueba	de 3 a 10 litros	de 3 a 10 litros	100 a 200 litros	de 3 a 10 litros	de 1 a 4 litros	de 5 a 15 litros	de 5 a 15 litros	
ventajas	Aparato simple, rápido, puede estimar Kfs de infiltración, se puede incrementar el diámetro para reducir los efectos de escala y de corte	similar al infiltrómetro de un anillo	al aparato de	mide la Kfs vertical, toma en cuenta los efectos capilares	Simple solución en numérica, los aparato manejable, rápido, utilizapoca agua	Excelente método para calcular Kfs		simple rápido
Desventajas	El flujo lateral afecta la exactitud superficial reduce la infiltración mediciones solamente en la superficie	similar al infiltrómetro de un anillo	al aparato de consume mucho tiempo solución numérica	a veces se le dificulta el manejo del tubo, la es difícil identificar frente mojado	se le pueden afectar las condiciones originales del suelo	tiempo consumido es afectado por cambios barométricos, costo	tiempo consumido, costo	baja exactitud

De la Tabla III.1 se puede observar que los métodos que dan una buena aproximación de la conductividad hidráulica son:

El permeámetro Air-entry, el permeámetro de Guelph, el de perfil instantáneo y el de la película de yeso.

De estos métodos el permeámetro de Guelph utiliza poca agua, poco tiempo por medición, relativamente económica y fácil su construcción y sobre todo es el único que se puede usar en un terreno que no tiene que ser forzosamente suelos. Por lo tanto este fue el método que utilizamos en las mediciones de conductividad hidráulica.

III.2 Descripción y operación del permeámetro de Guelph.

III.2.1 Descripción.

Un Diagrama esquemático del permeámetro de carga constante en el pozo, aparece en la fig. III.2.1. El permeámetro puede ser visto como un sifón de Mariotte, construido esencialmente de tubos concéntricos de acrílico, donde el tubo interior provee el aire y el tubo exterior suministra el agua del tanque, y la lleva al pozo.

El tubo interior, admisor de aire, es insertado en el tubo exterior por medio de un sello móvil hermético, en la tapa superior del tanque. El sello móvil, permite cambiar convenientemente la carga de agua (H) en el pozo, por medio del ajuste del tubo admisor de aire (moviéndolo hacia arriba o hacia abajo). Un tapón removible en la tapa superior provee los medios para el llenado del tanque con agua.

El paso de agua a la punta del permeámetro, es a través de un paso en forma de embudo, pegado en el interior del tubo exterior, inmediatamente arriba de la punta del permeámetro. Este paso es a la vez un retenedor del contenido del permeámetro y asiento de la válvula maquinada. La válvula de corte, la cual consiste en una pieza de acero inoxidable maquinada convenientemente, operada por un hilo de pescar que pasa a través del tubo admisor de aire, es usada para iniciar la medición y para rellenar el permeámetro.

La punta del permeámetro consiste en una sección perforada del tubo de salida, revestida con una cubierta de nylon flexible y llenada con arena de cuarzo. La arena y la cubierta sirven para reducir la erosión de

las paredes del pozo durante el llenado inicial del nivel estacionario de agua. El final del tubo exterior es sellado con una tapa del mismo acrílico.

Las dimensiones de varios componentes del permeámetro, se muestran en la Tabla III.2.1.

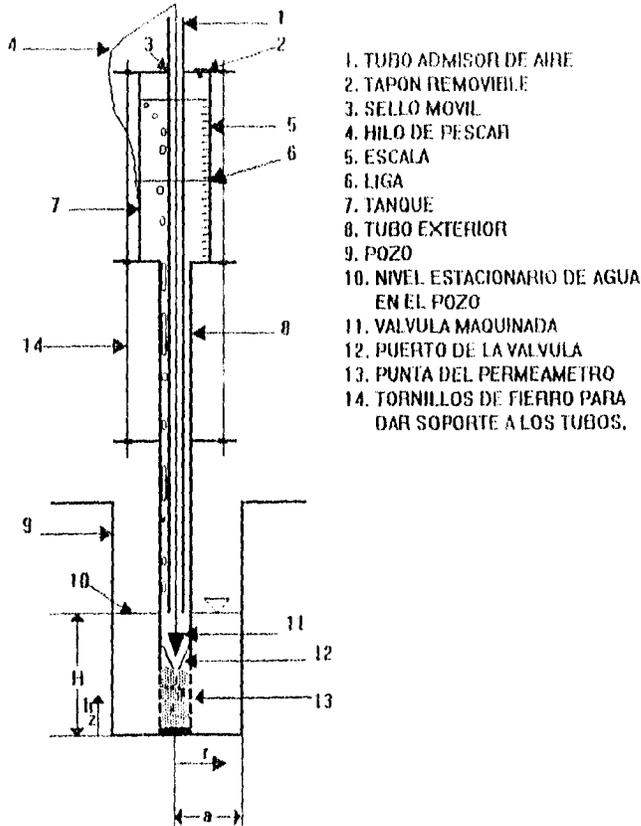


Figura III.2.1 Diagrama esquemático del permeámetro de carga constante en el pozo. (no a escala).

(tomado de Reynolds and Elrick 1983, p 262)

Este aparato fue modificado del diseño original ya que anteriormente contaba con tapas roscadas removibles en el tanque y éstas fueron fijadas para evitar la entrada de aire, además se le

agregaron tornillos de fierro para dar una mejor estabilidad durante su transporte y operación.

III.2.1 Operación.

El procedimiento para el llenado del permeámetro con agua consiste en bajar la válvula (usando la cuerda) al puerto de sello de la punta del permeámetro, destornillar el tapón en la tapa del tanque, llenar el permeámetro y taparlo.

El llenado puede ser antes o después de instalar el permeámetro en el pozo.

El comienzo consiste en elevar la válvula fuera del puerto con la cuerda y detenerlo en esa posición abrazando la cuerda con una liga.

El tubo admisor es necesario para producir la carga requerida de agua en el pozo (H).

El gasto que sale del permeámetro es medido usando una escala fijada en el tanque y un cronómetro.

Un pozo de aproximadamente 2 cm de radio permite que un permeámetro de las dimensiones mostradas en la Tabla 1 pueda ser insertado sin dañar las paredes del pozo o impedir el flujo de agua fuera del permeámetro.

Pozos de estos radios pueden ser contruidos usando una barrena para suelos tipo tornillo o una sonda para suelos de 1 1/2 de pg.

La barrena y la sonda causan significativos enjarres en las paredes del pozo cuando son usados en suelos arcillosos. El enjarre de la capa puede ser reducido por un raspado del pozo con un escobillón de 6 cm de diámetro.

Como es indicado por Talsma (1960) cavidades de los pozos y cohesiones débiles de los suelos pueden ser prevenidas por la instalación de una cubierta de alambre o por un relleno alrededor del permeámetro instalado, con grava fina. Debe recordarse que las condiciones del pozo y del suelo inmediatamente adyacentes son críticas en las mediciones. La teoría supone un pozo cilíndrico y vertical, y un

suelo homogéneo, así pozos de geometría irregular o alteraciones del suelo adyacente al pozo por enjarre o compactación pueden hacer que la conductividad medida no sea representativa.

Por lo tanto considerable atención debe tenerse tanto en la construcción inicial del pozo como en el mantenimiento durante la medición.

Un permeámetro de las dimensiones de la Tabla III.2.1 puede medir una conductividad hidráulica máxima de cerca de $1 \times 10^{-4} \text{ ms}^{-1}$ la cual es casi un cuarto de la calculada con el flujo libre del permeámetro (usando la ecuación III.13).

Tabla III.2.1 Dimensiones de varios componentes del permeámetro de Guelph.
(tomado de Reynolds and Elrick 1983, p 263)

Componente	Diámetro (cm)	Espesor interior (cm)	Longitud (cm)
Tubo admisor de aire	0.6	0.2	190
Tubo exterior	1.9	0.3	150
Tanque	5.7	0.3	40
Hilo de pescar	0.6 cm de diámetro		
Perforaciones	0.3 cm de diámetro		
Arena	0.05–0.3 cm		
Punta del permeámetro	6 cm de longitud.		

III.3 Análisis teórico

III.3.1 Análisis del flujo estacionario hacia el exterior de un pozo arriba del nivel del agua.

El flujo al exterior de un pozo somero, construido con una barrena para suelo, puede ser analizado en términos de presión y flujo gravitacional a lo largo de la pared y la base del pozo.

En relación a la fig. No. III.3.1, el flujo sale del pozo por flujo con presión radial (v_{rp}) a través de la pared, por flujo de presión vertical (v_{zp}) a través de la base y por un flujo por gravedad (v_g) también por la base.

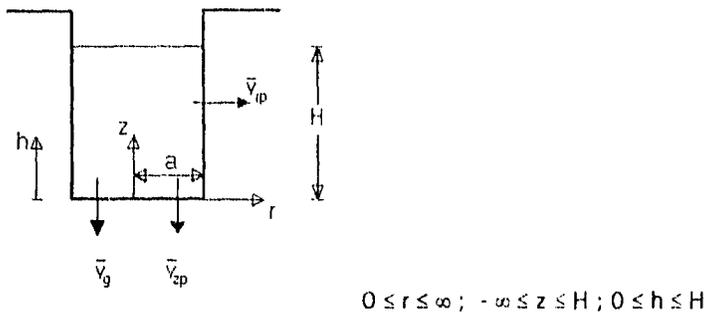


Fig. No. III.3.1 Flujo estacionario hacia el exterior de un pozo arriba del nivel del agua.
(tornado de Reynolds and Elrick 1983, p. 251)

Se suponen las siguientes simplificaciones :

El flujo es estacionario.

El medio es poroso, homogéneo e isótropo.

El dominio del flujo es el de un campo saturado de extensión semi-infinita.

El flujo puede ser expresado de acuerdo con Darcy.

$$\bar{v}_r = -k_{fs} \left. \frac{\partial \psi_p}{\partial z} \right|_{r=a} \bar{r} \quad (III.2)$$

$$\bar{v}_r = -k_{fs} \left. \frac{\partial \psi_p}{\partial z} \right|_{r=0} \bar{k} \quad (III.3)$$

$$\bar{v}_z = -k_{fs} \left. \frac{\partial \psi_z}{\partial z} \right|_{z=0} \bar{k} \quad (III.4)$$

Donde r y z están definidos en la fig. III.3.1 \bar{r} y \bar{k} son los vectores unitarios en las direcciones positivas de r y z respectivamente, K_{fs} es la conductividad hidráulica de medio saturado [L.T⁻¹], ψ_p es la carga de presión de agua en el pozo [L], ψ_z es la carga de elevación con respecto a la base del pozo [L], se acepta también que el gradiente del flujo radial en la pared del pozo es $r=a$ y que el gradiente vertical en la base del pozo es $z=0$.

El flujo total que sale del pozo Q [L³T⁻¹] toma la forma:

$$Q = \int_{A_w} \bar{v}_r d\bar{A}_w + \int_{A_b} \bar{v}_r d\bar{A}_b + \int_{A_b} \bar{v}_z d\bar{A}_b \quad (III.5)$$

Donde dA_w y dA_b representan las diferenciales de áreas apropiadas de la pared y base del pozo respectivamente y tienen la forma.

$$d\bar{A}_w = 2\pi a dz(\bar{r}) \quad (III.6)$$

$$d\bar{A}_b = 2\pi r dr(-\bar{k}) \quad (III.7)$$

Donde a es el radio del pozo.

Sustituyendo las ecuaciones (III.2), (III.3), (III.4), (III.6) y (III.7) en la (III.5):

$$Q = k_{fs} \pi \left[-2a \int_0^h \left. \frac{\partial \psi_p}{\partial z} \right|_{r=a} dz + 2 \int_0^a \left. \frac{\partial \psi_p}{\partial z} \right|_{r=0} r dr + 2 \int_0^a \left. \frac{\partial \psi_z}{\partial z} \right|_{z=0} r dr \right] \quad (III.7a)$$

Como el gradiente en la dirección z es unitario, esto es:

$$\left. \frac{\partial \psi_p}{\partial z} \right|_{z=0} = 1$$

La tercera integral queda así:

$$\int_0^a \left. \frac{\partial \psi_p}{\partial z} \right|_{z=0} r dr = \frac{1}{2} a^2$$

Simplificando:

$$Q = k_0 \pi \left[-2a \int_0^a \left. \frac{\partial \psi_p}{\partial r} \right|_{r=a} dz + 2 \int_0^a \left. \frac{\partial \psi_p}{\partial z} \right|_{z=0} r dr + a^2 \right] \quad (\text{III.8})$$

Donde H es la carga constante de agua en el pozo (ver fig. No. III.3.1)

Sustituyendo en la ecuación (III.8) las siguientes variables adimensionales:

$$r^* = \frac{r}{a}; \quad z^* = \frac{z}{H}; \quad \psi_p^* = \frac{\psi_p}{H} \quad (\text{III.9})$$

$$\frac{\partial r^*}{\partial r} = \frac{1}{a}; \quad \frac{\partial z^*}{\partial z} = \frac{1}{H}; \quad \frac{\partial \psi_p^*}{\partial \psi_p} = \frac{1}{H} \quad (\text{III.9a})$$

$$Q = 2 k_0 \pi H^2 \left[-a \int_0^a \left. \frac{\partial \psi_p^*}{\partial r^*} \right|_{r^*=1} dz^* + \left(\frac{a}{H} \right)^2 \int_0^a \left. \frac{\partial \psi_p^*}{\partial z^*} \right|_{z^*=0} r^* dr^* + \frac{1}{2} \left(\frac{a}{H} \right)^2 \right] \quad (\text{III.9b})$$

Y resolviendo para Kfs

$$k_0 = \frac{Q}{2 \pi H^2 \left[-a \int_0^a \left. \frac{\partial \psi_p^*}{\partial r^*} \right|_{r^*=1} dz^* + \left(\frac{a}{H} \right)^2 \int_0^a \left. \frac{\partial \psi_p^*}{\partial z^*} \right|_{z^*=0} r^* dr^* + \frac{1}{2} \left(\frac{a}{H} \right)^2 \right]} \quad (\text{III.10})$$

Aceptando que el denominador de la ecuación (III.10) es una constante para una particular relación de H/a, podemos escribirla en una forma más conveniente.

$$k_n = \frac{CQ}{2\pi H^2 \left[1 + \frac{c}{2} \left(\frac{a}{H} \right)^2 \right]} \quad (III.11)$$

Donde

$$C = \frac{1}{-\int_0^1 \frac{\partial \psi_p^*}{\partial r^*} dz^* + \left(\frac{a}{H} \right)^2 \int_0^1 \frac{\partial \psi_p^*}{\partial z^*} r^* dr^*} \quad (III.12)$$

en situaciones donde el flujo por gravedad es insignificamente pequeño comparado con el flujo por presión, la ecuación (III.11) se simplifica a:

$$k_n = \frac{CQ_1}{2\pi H^2} \quad (III.13)$$

Donde Q_1 representa el flujo por presión solamente, (L3 T-1)

Es claro que la ecuación (III.12) debe ser evaluada a fin de obtener k_n de las ecuaciones (III.11) o (III.13). Está implícito en la ecuación (III.12), que el gradiente de presión radial y vertical son función de z^* y r^* respectivamente (para una relación de H/a dada).

Soluciones aproximadas de estas funciones han sido publicadas. La más aproximada para este caso es la conocida como solución Half-Source. (W.D. Reynolds, 1983)

$$C = 4 \left[\frac{1}{2} \operatorname{csch}^{-1} \left(\frac{H}{2a} \right) - \sqrt{\left(\frac{a}{H} \right)^2 + \frac{1}{4}} + \frac{a}{H} \right] \quad (III.14)$$

Otra forma de dar solución a esta ecuación es por medios numéricos, la cuál da mejores resultados (W.D. Reynolds, 1983) y se aplicará en el capítulo V.

Se puede ver en la ecuación (III.11) que la influencia de la gravedad es inversamente proporcional al cuadrado de la relación H/a .

Así el flujo total debido a la gravedad decae rápidamente en proporción del incremento de la relación H/a .

Para $H/a = 5$ y $C = 2$, el flujo por gravedad aporta cerca del 4% del total, y para $H/a = 10$ y $C = 3$, aporta el sólo 1.5%.

Estos bajos porcentajes sugieren que el flujo por gravedad puede ser despreciado en estudios donde la relación H/a usada sea de 5 y mayor.

El porcentaje de flujo por gravedad tiene significativas implicaciones en términos de tiempo y volumen de agua requeridos para lograr el flujo estacionario.

La técnica del permémetro es obviamente más efectiva como un método de campo cuando éstos factores son minimizados.

Se ha mostrado, teórica y experimentalmente que la infiltración tridimensional logra rápidamente el flujo estacionario y envuelve mojando una región finita, mientras que la infiltración unidimensional se acerca al flujo estacionario muy lentamente y envuelve mojando una región muy grande (Talsma, 1970). Por lo tanto la relación H/a debe ser tan grande como sea posible, encaminada a maximizar la infiltración tridimensional del flujo por presión y minimizar la infiltración unidimensional del flujo por gravedad. Sin embargo, hay que limitar la magnitud de la relación H/a a requerimientos prácticos.

Como a menudo es necesaria la medición de la conductividad en capas de suelo y horizontes individuales, H no puede ser mayor que 20 cm aproximadamente.

Al mismo tiempo, el tubo exterior del permeámetro tiene un diámetro bastante grande que permite gastos elevados en la medición de suelos de textura gruesa.

Tomando en cuenta estos factores, el rango óptimo de la relación H/a para suelos es entre 5 y 10.

Todo lo que es el análisis teórico fue tomado del artículo de Reynolds y Elrick 1983.

III.3.2 Principio de funcionamiento.

El permeámetro de Guelph, es un aparato que logra mantener una carga constante en el pozo durante toda la medición funcionando como una botella de Mariotte, ver fig. III.3.2.1

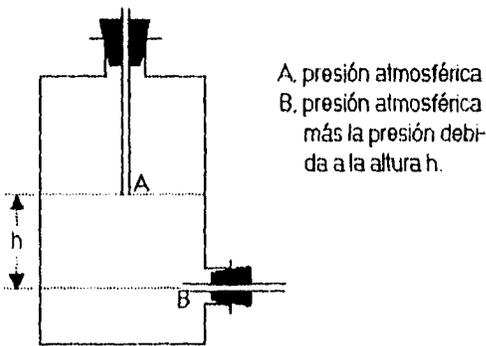


Figura II.3.2.1 Botella de Mariotte
(tomado de Larousse enciclopedia. tomo 2 p. 284)

El vaso de Mariotte es un recipiente que permite que líquido salga con una velocidad constante $v = \sqrt{2gh}$ donde h es la diferencia de presión entre los puntos A y B, y es igual a la presión ejercida por la columna h del líquido.

Si se abre el orificio el agua sale sustituida por el aire que entra por el tubo admisor de aire.

En el permeámetro el tubo admisor de aire además de permitir la sustitución de agua por aire, establece la longitud de la carga de agua en el pozo comunicando la presión atmosférica al punto número 1 con lo que el nivel de agua en el pozo sube únicamente hasta el punto número 2, ver fig. III.3.2.2

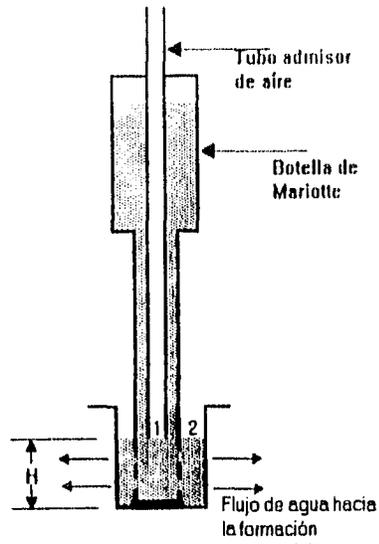


Figura III.3.2.2 Principio de funcionamiento del Permeámetro de Guelph.

IV. APLICACIÓN DEL PERMEÁMETRO DE GUELPH EN LA ZONA SUR DE LA DELEGACIÓN ALVARO OBREGÓN.

IV.1 Marco físico

IV.1.1 Localización

La Delegación Alvaro Obregón se localiza en el poniente del Distrito Federal. Limita con las delegaciones Miguel Hidalgo al norte, Benito Juárez y Coyoacán al oriente, al poniente con Cuajimalpa y al sur con Magdalena Contreras y Tlalpan. Es de forma alargada y presenta una orientación NE a SE contando con una extensión aproximada de 96.17 Km².

Por su extensión ocupa el 6.5% del área y quinto lugar en el Distrito Federal. Físicamente, la Delegación está ubicada en el surponiente de la cuenca de México en el margen inferior de la Sierra de las Cruces. Ver Figura IV.1.1

IV.1.2 Marco geológico.

El relieve que conforma la mayor parte de la Delegación Alvaro Obregón está formada por un conjunto de lomas y barrancas dispuestas con pendientes o inclinaciones del terreno en dirección a la planicie. La mayor superficie de la Delegación, la que ocupa el extremo oeste, está formada por escarpes y altos alcantillados que delinear una topografía abrupta y accidentada.

Las rocas que conforman las lomas y barrancas son una acumulación de fragmentos incandescentes arrojados por volcanes de la Sierra de las Cruces, avalanchas ardientes y otras de lodo, ceniza y piedras que se depositaron al piedemonte de la Sierra de las Cruces en forma de extensos abanicos.

Los materiales que forman el relieve accidentado de la parte oeste son mucho mas compactos que los de las lomas y son conocidos en el ámbito geológico como andesitas, riocitas y dacitas. Cubren como ya se mencionó, la porción oeste del territorio de la Delegación y alcanzan alturas de hasta de 2300 a 2700 m.s.n.m. .

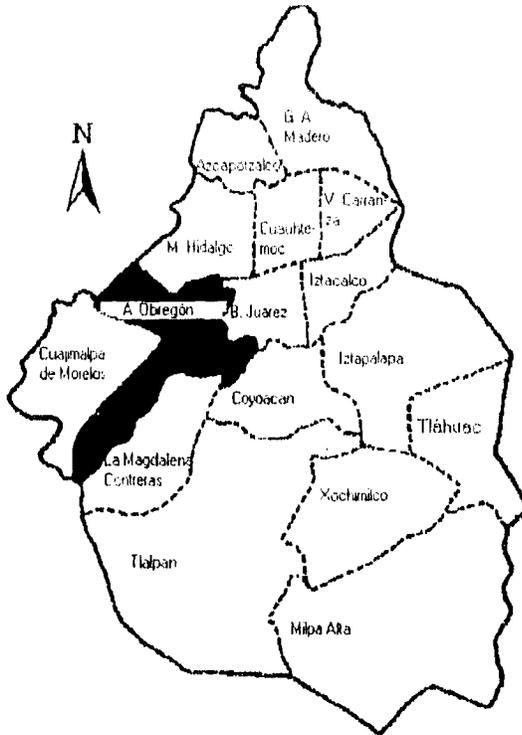


Figura IV.11 Localización de la Delegación Alvaro Obregón (tomado de Macías y Romero 1994, p. 3)

Una descripción más particular de la Formación Tarango la define como una superposición de 200 a 300 metros de espesor de capas de gravas, arena, pómez, limos y fragmentos de mayor tamaño mezclados con arenas y arcillas llamados lahares. Muchas de las minas que explotaron "arenas azules" se excavaron en los lahares de la parte alta de la superposición de estratos; otras de donde se extrajeron las "arenas rosas" se ubicaban en los lahares de la parte inferior, pero la mayoría de las minas que se trabajaron desde finales del siglo pasado hasta 1968 se emplazaron en los estratos de arena pumicita.

Las arenas pumicitas son producto de explosiones violentas de volcanes; los fragmentos son arrastrados por el viento a grandes distancias del cráter y al depositarse en el terreno forman capas de gran continuidad y uniformidad. Son generalmente de color blanquecino y tienen tamaños de arena fina a media y gruesa; en algunas localidades alcanzan el tamaño de gravas.

En contraste, los lahares son acumulaciones caóticas de fragmentos arrastrados por agua. Estas avalanchas se producían cuando grandes acumulaciones de fragmentos expulsados por volcanes (piroclásticos) se saturaban parcialmente por agua de lluvia, se "lubricaban" y se movían hacia abajo por efecto de la gravedad. Estas corrientes de flujo de lodo lento rellenaron algunas barrancas labradas en los abanicos volcánicos y se acumularon también sobre los extensos lomeríos formando los depósitos de arenas y gravas azules.

Los depósitos de la Formación Tarango, a pesar de su origen volcánico, presenta una continuidad y homogeneidad notables que permiten proponer una columna tipo, que solo en casos aislados y poco frecuentes no correspondería exactamente en algunas localidades, por la erosión o el perfil irregular sobre el que se depósito.

La columna que a continuación se describe puede resultar útil para identificar los estratos más explotados por las minas subterráneas o bien delimitar la probable ocurrencia de una zona minada.

En la parte superior de la columna se encuentran los suelos Tacubaya y Becerra. Generalmente están formados por la intercalación de capas de caliche con tobas limo arenosas, se localizan en las partes altas de las lomas y son prácticamente inexistentes en las barrancas.

Siguiendo en sentido descendente se ha encontrado otro depósito de fragmentos volcánicos preponderantemente derivados de rocas dacíticas. Los fragmentos presentan poca redondez, el depósito en conjunto disminuye en espesor conforme se aleja de la sierra por lo que podría suponerse son abanicos aluviales antiguos. No se han encontrado informes sobre explotación de este manto, y se señalara como primer manto de arenas superficiales.

Bajo el depósito anterior se localizan las "arenas pumicitas". Aunque genéricamente han sido llamadas arenas, en su mayoría

alcanzan las dimensiones de las gravas. En contraste con los depósitos anteriores éste se efectuó por transporte aéreo (lo que se ha llamado nube ardiente); como consecuencia tiene escasa compactación y por ello este horizonte fue de los más explotados en numerosas localidades, generalmente con poco desarrollo debido a que su espesor no sobrepasa los 1.5 metros. En algunos lugares no llega ni a un metro de espesor (segundo manto de arenas pumicitas).

En la base de esta capa se encuentra otra de color café oscuro, con espesor de 1.5 metros en promedio aunque en algunos puntos sólo alcanza 0.5 metros de grueso. Este estrato lo constituyen arcillas y limos muy compactos, aun cuando se han encontrado embebidos en él troncos carbonizados, lo que le confiere cuando esto ocurre, menor compactidad y demuestra que cuando ocurrió la erupción existían bosques en el lugar.

Subyaciendo la capa anterior se ha definido otra de arena pumicita, cuyos fragmentos son preponderantemente de tamaño medio en contraste de las que se encuentran en el suprayacente (segundo manto de arena pumicita), pero más gruesa. En cambio está poco cementada y el material raramente pasa de arena de tamaño medio a ser de tamaño grueso. El espesor del manto es casi constante, varía de 2 a 2.5 metros, circunstancia que permitió su explotación con una altura de mina adecuada (tercer manto de arena pumicita).

Los factores anteriores hacen que este tercer manto sea el más explotado. En este horizonte se encuentran las cavidades de mayor desarrollo a las cuales limita el horizonte de toba arcillo-limosa antes descrito, que separa los dos mantos de arena pumicita. Al estar comunicados se explotan los dos a la vez, se hacen cavidades mayores, lo que incrementa el peligro de tener un colapso del techo de la parte superior.

Bajo el tercer manto se localizan arenas de tamaño variable, mezclados con clastos (fragmentos de roca) de andesita, dacita y pómez (rocas volcánicas, con diferentes cantidades de sílice; el óxido de silicio es un elemento semejante al carbono). Hacia la base de esta capa se tiene la conocida arena rosa que tanto se ha usado en construcción. Este cuerpo tabular se extiende ampliamente y tiene de espesor unos 15 metros (cuarto manto de arena rosa)

Finalmente el estrato más antiguo de la Formación Tarango, corresponde a fragmento que van de subanguloso a subredondeados, provenientes de las rocas que componen la Sierra del Oeste. Los fragmentos de diversos tamaños están intercalados con arcillas arenas y limos.

Vista de conjunto esta formación es una secuencia de capas inclinadas al oriente, las cuales forman cuerpos tabulares de gran extensión y continuidad con inclinaciones de 4 a 7 grados hacia la planicie.

Los depósitos volcánicos generalmente tienen marcadas discontinuidades laterales y verticales; en el caso de la región en que se asienta la Delegación no es así, dado que los piedemontes de la Sierra de las Cruces se formaron en un lapso relativamente corto y sobre superficies regulares. Además las lluvias de cenizas y arenas, las nubes ardientes y los lahares cubrieron grandes extensiones en relación con el área ocupada por la Delegación, que resulta relativamente pequeña.

El examen detenido de los planos topográficos de la Delegación, muestra que el piedemonte tiene dos niveles diferentes. El primero entre las elevaciones 2250 y 2400 m.s.n.m. y el segundo entre 2400 y 2650 m.s.n.m. En el primero las pendientes son de 1.5 grados con barrancas y lomas que alcanzan unos 100 metros de anchura. El piedemonte superior tiene de 4 a 8 grados de inclinación al oriente, con barrancas más profundas, de 100 metros en promedio, con las lomas que lo separan de anchuras entre 40 y 60 metros. En las laderas montañosas, a partir de los 2650 metros, se encuentran cañadas de hasta 200 metros de profundidad separadas por crestas de sólo 20 metros de anchura.

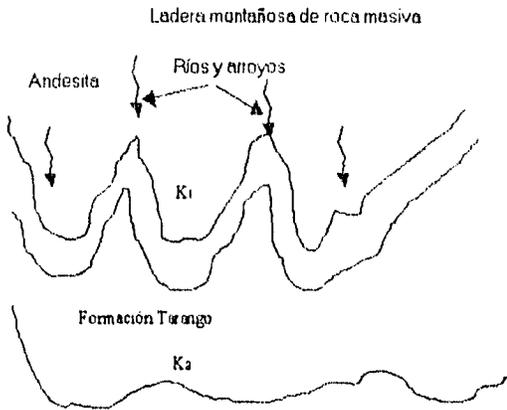
IV.1.3 Hidrogeología

Los mayores volúmenes de agua que reciben los sedimentos de la Formación Tarango, provienen de la lluvia que ocurre en la ladera montañosa y en menor proporción los que se captan directamente sobre las superficies de los piedemonte, ya que el inferior se encuentra cubierto casi en su totalidad por asfalto y concreto, y el superior en un 60% aproximadamente.

En la ladera montañosa, donde se ubican las cabeceras de las cuencas de los ríos Mixcoac, Guadalupe y Tacubaya la altura de precipitación de la lluvia es de 1300 milímetros al año, en tanto que sobre los piedemontes es de unos 700 milímetros.

En cada época de lluvias, los volúmenes que escurren por las barrancas que nacen en la ladera montañosa y los que descienden de las lomas por los arroyos transversales a los principales, no sólo tienen mayores caudales a causa de las lluvias torrenciales, sino que escurren además con gran velocidad a causa de las pendientes de la ladera y de las superficies cubiertas con mancha urbana.

Es bien conocido, que en épocas de lluvias se acentúan los hundimientos del terreno en las zonas minadas, el deslave de taludes inestables y las inundaciones en áreas de asentamientos humanos en las riberas de los cauces y aún sobre éstos.



K = permeabilidad

$K_1 \lll K_2$

Figura IV.1.2 Planta esquemática de infiltración de agua de escurrimientos superficiales en el contacto geológico entre las rocas masivas de la ladera montañosa y la Formación Tarango. (tomado de Macías y Romero 1994, p. 4)

El movimiento del agua sobre el terreno de la Delegación tiene dos componentes principales: el agua que escurre en superficie por las barrancas principales y de las lomas a éstas por los arroyos secundarios y la que se infiltra en donde quedan en contacto el macizo rocoso de la Sierra de las Cruces y el extenso cuerpo de materiales volcánicos de la Formación Tarango.

En ese contacto, la diferencia de permeabilidades entre la roca masiva y la formada por un arreglo de partículas propicia la infiltración al subsuelo de volúmenes significativos de agua de lluvia (figs. IV.1.2 y IV.1.3).

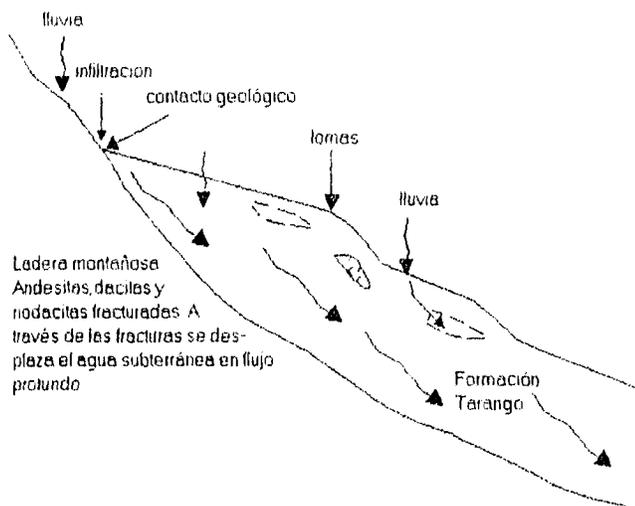


Figura IV.1.3 Corte esquemático de la ladera montañosa y los piedemontes de la Formación Tarango. (tomado de Macías y Romero 1994, p. 5)

Cabe aquí mencionar que la roca que se ha calificado como masiva, presenta sin embargo en numerosas localidades discontinuidades en el macizo rocoso llamadas fracturas. Estas fracturas expuestas en la superficie se continúan en el subsuelo por decenas y aún centenares de metros y funcionan como "tuberías" que conducen el agua caída sobre ellas en el subsuelo por una intrincada y densa red de

"tubificaciones". Así con este mecanismo, tanto el agua infiltrada en el contacto, más la que entra por fracturas a la Formación Tarango, se desplaza en esta última siguiendo los estratos de arena y lahares que funcionan a su vez como canales de alta permeabilidad. Cabe mencionar que otra parte de flujo se desplaza por fracturas muy profundas hasta por debajo del fondo de las barrancas.

En las barrancas, el agua que antiguamente tenía salida natural a la planicie, actualmente encuentra taponadas muchas de éstas por rellenos artificiales (escombros, basura, diques de asentamientos, etc.); cuando algunas de las corrientes no encuentran salida hacia aguas abajo, se infiltra en los rellenos artificiales, los que evidentemente tienen mayor permeabilidad al tener una consolidación mucho menor que la de la roca natural.

Del agua que precipita y escurre en las lomas, una fracción minoritaria se infiltra en las escasas superficies no cubiertas aún por la carpeta urbana, en donde las arenas y los lahares expuestos funcionan como auténticas esponjas dada la alta porosidad de estos materiales. En este mismo sentido, en las lomas se encuentran también numerosas minas antiguas a cielo abierto rellenas actualmente por basura y escombros; en estas zonas de permeabilidad elevada, el agua también se infiltra.

Bajo estas premisas, el agua infiltrada en las áreas de arena y lahar aún no cubiertas y en las zonas de minas antiguas, se transmite hasta las minas sepultadas por la amplia red de túneles y de estratos arenosos. El "graneo" y la migración de la bóveda se acelera y sobrevienen los colapsos.

Pero la lluvia no es el único enemigo de las construcciones sobre bóvedas de poco espesor. A ella se ha ido agregando conforme crecen y se expanden los asentamientos irregulares, el efecto de los vertidos de drenaje de estos asentamientos en el subsuelo.

En estas condiciones el agua de desechos domésticos va acumulando en el mejor de los casos, humedad en los estratos arenosos y de lahares y en el peor, inundando túneles y salones. Es claro que este efecto se amplifica en las zonas sin drenaje; algunas arcillas al saturarse aumentan el volumen y aceleran el proceso de "graneo" y migración.

Con el fin de conocer las velocidades de desplazamiento del agua infiltrada, se inició la medición in situ de las conductividades hidráulicas

de los diferentes horizontes permeables y de escombros en diferentes puntos de la zona sur de la Delegación Alvaro Obregón.

Esto se efectuó usando el método del permeámetro de carga constante en el pozo, tal como se describe a continuación.

IV.2 Medición de campo.

Dentro de la Delegación Alvaro Obregón se realizaron mediciones en cinco lugares específicos:

Mina Coyotes
Campo Olmeca de beisbol (zona poniente)
Barranca Tlacuitlapa
Panteón Tarango
Presa Tarango
Colonia Golondrinas

En el plano No. 1 se muestran las ubicaciones de esos lugares dentro de la Delegación.

La Mina Coyotes es el lugar donde pueden observarse un mayor número estratos de la Formación Tarango por tal motivo éste fue el lugar donde se trabajó por más tiempo realizándose en consecuencia más mediciones.

IV.2.1 Procedimiento de campo.

El procedimiento seguido para efectuar las mediciones es el siguiente:

1) Se hizo un agujero de no menos de 15 cm de profundidad, (la carga H con la que se trabajo en todas las mediciones fue de 15 cm) con diámetros entre 3 y 6 cm, estos agujeros en la mayoría de las veces se hicieron introduciendo a golpes de marro un tubo de aproximadamente 3 cm de diámetro exterior, el cual al ser sacado extraía el material cortado dejando el agujero libre para la medición.

2) Se llenó el recipiente del permeámetro con agua al máximo (es importante que el tanque esté completamente lleno de agua), lo cual se

realizaba con una manguera de hule que se introducía en un recipiente con agua y se llenándose el permeámetro por gravedad (la válvula previamente cerrada), para después cerrar el tanque con el tornillo, ver fig. III.2.1.

3) Se introduce el permeámetro al agujero y se deja fluir el agua (levantando el tapón del paso en forma de embudo) hacia la capa probada por un periodo de 15 min o hasta que se vacíe el tanque, pasado ese tiempo se toma la lectura del agua tomada por la roca con su respectivo tiempo de flujo.

IV.2.2 Problemas en la medición.

Al inicio de los trabajos de medición se tuvieron una serie de problemas debidos principalmente a la mala construcción del permeámetro, estos problemas consistían en un mal sellado entre los tubos de acrílico lo que impedía que dentro del tanque se mantuviera la presión de vacío necesaria para lograr mantener la carga H constante en el pozo, o bien permitiendo la fuga de agua lo que provocaba así lecturas erróneas. Estos problemas fueron corregidos al aplicar silicón para formar empaques entre los tubos y sus tapas impidiendo las fugas de agua y aire.

Otros problemas se fueron presentando sobre la marcha ocasionados por la falta de herramienta apropiada. Alguno de esos problemas fueron:

- Llenado del permeámetro. Al llenar el permeámetro con agua, la operación se complicaba cuando el nivel del agua se aproximaba a la tapa del tanque ya que las burbujas de aire impedían el acceso de ésta al interior. Apoyándose con una pizeta se realizaba el llenado a tope del tanque.

- Dureza de los estratos. Como anteriormente se comentó se hacían los agujeros con un tubo, pero nos encontramos con estratos muy consolidados donde era prácticamente imposible introducirlo y casos contrarios, estratos suaves donde el tubo dejaba una capa impermeable en la pared del agujero por lo que se optó por hacer el agujero con otras herramientas, como brocas para concreto y broca para suelos.

- Estratos desleznables. En algunos pozos la compacidad de los estratos era pobre provocando derrumbes en el momento en que se ponía en contacto con el agua teniendo como consecuencia que la salida de agua del permeámetro se taponara. Se abandonó la medición de estos pozos, haciendo unos nuevos en los que se cuidó que esto no se repitiera.

IV.2.3 Herramientas

Para llevar a cabo las mediciones y lograr remediar los problemas ya descritos se utilizaron las herramientas y accesorios siguientes:

Tubo de acero de aproximadamente 3 cm de diámetro y 35 cm de largo.

Manguera de hule de 1 cm de diámetro.

Marro de 3.5 Kg.

Pica de geólogo.

Broca para concreto de 2.5 cm de diámetro.

Broca para suelos de 5 cm de diámetro.

Garrafón para agua de 20 lts.

Pala .

Navaja de explorador.

Pizeta.

Flexómetro.

Silicón.

Llaves "Stilson".

Es importante comentar que el equipo es fácil de transportar ya que no es de gran tamaño y es muy ligero además se necesita poca agua para realizar las mediciones, éstos fueron algunos de los aspectos que se consideraron para la elección de este permeámetro.

V. INTEGRACIÓN DE LA INFORMACIÓN

V.1 SOLUCIÓN NUMÉRICA

La distribución de los gradientes de la ecuación (III.12), puede también obtenerse por solución numérica para la distribución de carga de presión estacionaria en flujo cilíndrico circundante al pozo.

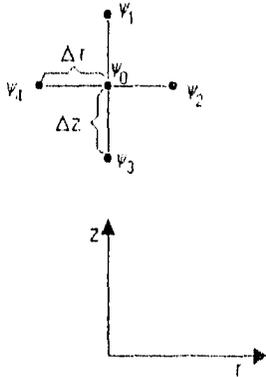
Esta proposición tiene la ventaja de encontrar la distribución de la carga de presión a lo largo de la pared y la base del pozo exactamente, mientras que la aproximación analítica no.

El flujo por presión cilíndricamente simétrico, es descrito por la ecuación cilíndrica de Laplace.

$$H \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial \psi_p}{\partial r} \right) + H \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \psi_p}{\partial z} \right) = 0 \quad (V.1)$$

Expandiendo la ecuación (V.1) y sustituyendo ψ_p con ψ

$$H \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\partial \psi}{\partial r} \right) + \frac{H}{r} \frac{\partial \psi}{\partial r} + H \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} \right) = 0 \quad (V.2)$$



donde: la carga de presión en el nodo 1 es ψ_1 , en el nodo 0 es ψ_0 , etc., Δr y Δz son los espaciamientos radial y vertical [L] respectivamente.

Figura No. V.1.1 Núcleo típico de nodos en problemas bidimensionales.

(tomado de Reynolds and Elrick 1983, p. 268)

Aproximando las derivadas parciales a diferencias finitas basadas en la Figura V.1.1

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \psi}{\partial r} &= \frac{\psi_2 - \psi_4}{2\Delta r} \\ \frac{\partial^2 \psi}{\partial r^2} &= \frac{\psi_2 - 2\psi_0 + \psi_4}{(\Delta r)^2} \\ \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} &= \frac{\psi_1 - 2\psi_0 + \psi_3}{(\Delta z)^2} \end{aligned} \right\} \quad (V.3)$$

Sustituyendo las ecuaciones (V.3) en la ecuación (V.2)

$$H \frac{\psi_2 - 2\psi_0 + \psi_4}{(\Delta r)^2} + \frac{H}{r} \frac{\psi_2 - \psi_4}{2\Delta r} + H \frac{\psi_1 - 2\psi_0 + \psi_3}{(\Delta z)^2} = 0 \quad (V.4)$$

Haciendo $R = r / \Delta r$

$$H \frac{\psi_2 - 2\psi_0 + \psi_4}{(\Delta r)^2} + H \frac{\psi_2 - \psi_4}{2R(\Delta r)^2} + H \frac{\psi_1 - 2\psi_0 + \psi_3}{(\Delta z)^2} = 0 \quad (V.5)$$

Como $\Delta z = \Delta r$ en este trabajo, la ecuación (V.5) puede ser expresada como :

$$\psi_0 = \frac{1}{4} \left[\left(1 + \frac{1}{2R} \right) \psi_2 + \left(1 - \frac{1}{2R} \right) \psi_4 + \psi_1 + \psi_3 \right] \quad (V.6)$$

La ecuación (V.6) es la formula básica recurrente para la solución numérica, la cual establece que la carga de presión en el nodo 0 es promedio ponderado de la carga de presión de los cuatro nodos circundantes.

Por la ventaja de simetría, el flujo puede ser reducido a bidimensional con las condiciones de frontera siguientes :

$$\psi = H \text{ en } z = 0 \quad 0 \leq r \leq a \quad (\text{V.7a})$$

$$\psi = H - z \text{ en } r = a \quad 0 \leq z \leq H \quad (\text{V.7b})$$

$$\psi = 0 \text{ en } z = H \quad 0 \leq r \leq (L a + a) \quad (\text{V.7c})$$

$$\psi = 0 \text{ en } r = (L a + a) \quad -L H \leq z \leq H \quad (\text{V.7d})$$

$$\psi = 0 \text{ en } z = -L H \quad 0 \leq r \leq (L a + a) \quad (\text{V.7e})$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial r} = 0 \text{ en } r = 0 \quad -L H \leq z \leq 0 \quad (\text{V.7f})$$

donde L es un valor finito suficientemente grande para evitar que las cargas de presión adyacentes al pozo se afecten significativamente.

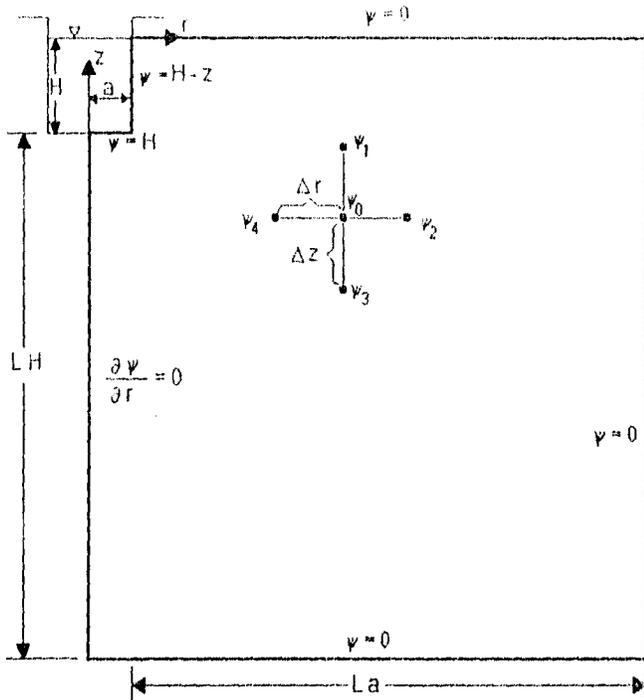


Figura V.1.2 Condiciones de frontera en forma dimensional.

Una vez que la distribución de la carga de presión sea obtenida, el gradiente de carga de presión a lo largo de la pared y la base del pozo se estimará con :

$$\frac{a}{H} \left[\frac{\psi_r - \psi_r}{a - (a + \Delta r)} \right]_{z=0}^{z=H} = \frac{H}{a} \left[\frac{\partial \psi_r}{\partial r} \right]_{r=a} \quad \text{en } 0 \leq z \leq H = \frac{\partial \psi_r^*}{\partial r^*} \quad \text{en } 0 \leq z^* \leq 1 \quad (\text{V.8a})$$

$$\frac{\psi_p - \psi_r}{H - (H + \Delta z)} = \left[\frac{\partial \psi_p}{\partial z} \right]_{z=0} \quad \text{en } 0 \leq r \leq a = \frac{\partial \psi_p^*}{\partial z^*} \quad \text{en } 0 \leq r^* \leq 1 \quad (\text{V.8b})$$

donde Δr y Δz son los espaciamentos radial y vertical respectivamente en la malla.

La ecuación (V.8a) se aplica para cada par de nodos en la pared del pozo y próximos a ella, realizando un promedio entre el número de parejas afectadas, de la misma forma se procede con la ecuación (V.8b) en la base del pozo.

Los valores obtenidos se sustituyen en la ecuación (III.12) para poder obtener el valor de la constante C y sustituirlo en la ecuación (III.11), obteniendo así el valor de la conductividad hidráulica K_{fs} .

Usando iteración SOR (Remson and Molz, 1971) y con lo expuesto en este capítulo se obtuvieron los valores de la constante C (ecuación III.12) con un programa de computo, los datos y resultados obtenidos con una tolerancia de 0.001 son los siguientes:

Tabla V.1.1 Datos y resultados del programa

H	a	H/a	$\Delta z = \Delta r$	L	C
15	1.5	10	0.3	10	3.29155
15	2.5	5	0.5	10	2.68969
15	2.75	5.45	0.55	10	2.59367

Los autores de este trabajo de tesis hicieron el cambio de las variables que originalmente eran adimensionales a dimensionales; además se realizó un programa de computo para obtener los valores de la constante C para las relaciones de H/a que se utilizaron en las mediciones.

V.2 Valores de la conductividad hidráulica para cada estrato.

Las mediciones se realizaron en los lugares mencionados en el capítulo cuatro en los horizontes que afloraban y que las condiciones del terreno permitían trabajar en ellos y bajo el procedimiento descrito en el mismo capítulo.

El trabajo de campo se realizó a lo largo de dos meses en los cuales fuimos quince días a los lugares ya descritos. Se realizaron

aproximadamente cincuenta intentos de medición en los que treinta fueron desechados por los problemas ya mencionados (Capítulo IV); a continuación se muestran los mediciones de campo y los resultados obtenidos utilizando las ecuaciones III.12 y III.11, de las mediciones que no presentaron problemas.

Tabla V.1.2 Conductividad hidráulica para cada estrato.

Horizonte	Gasto (m ³ /s)	Conductividad hidráulica (m/s)
1.Toba limo arenosa	1.18E-07	2.71E-06
2.Toba limo arenosa	2.22E-07	5.09E-06
3.Toba limo arenosa	9.47E-07	2.17E-05
4.Tobas y suelos	1.17E-06	2.68E-05
5.Toba pumicita	9.10E-09	2.08E-07
6.Toba pumicita	4.64E-08	1.06E-06
7.Pomez con suelos	1.29E-07	2.96E-06
8.Lahar	5.13E-07	1.17E-05
9.Lahar	5.42E-07	1.24E-05
10.Lahar	1.51E-06	3.46E-05
11.Tobas y suelos	9.98E-07	2.29E-05
12.Toba limo arenosa	4.06E-07	9.31E-06
13.Lahar andesítico	1.42E-07	3.26E-06
14.Toba pumicita	2.62E-08	3.84E-07
15.Suelo sobre lahar	3.30E-07	4.84E-06
16.Toba pumicita	1.59E-07	2.81E-06
17.Tobas y suelos	1.99E-07	3.61E-06
18.Lecho del arroyo	5.33E-08	1.22E-06
19.Talud de basura doméstica	3.99E-07	9.15E-06

La mayoría de las mediciones están hechas en la Mina Coyotes a excepción de:

La medición 11 a un costado del campo de beisbol Olmeca, la 12 en la barranca de Tlacuitlapa, la 13 en el panteón Tarango, las mediciones 15, 17 y 18 en la presa Tarango y la 19 en la colonia Golondrinas.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VI.1 Conclusiones

1. El permeámetro de Guelph, a pesar de estar diseñado para usarse en suelos, se pudo usar exitosamente en los diferentes estratos de tobas limoarenosas, tobas y suelos, pomez con suelos, lahar andesítico, talud de basura doméstica y hasta en el lecho del río Mixcoac.
2. El estrato probado más permeable fue el lahar, con una conductividad de $3.46E-05$ m/s, debido a los fragmentos de gran tamaño que tiene incrustados; el menos permeable fue la toba pumicita, con una conductividad de $2.08E-07$ m/s; en esta capa queda la duda de que si su conductividad se vio afectada por los cambios en las condiciones originales, principalmente el "enjarre" en las paredes del pozo.
3. La conductividad en el lecho del río es baja, ($1.22E-06$ m/s) a pesar de que esta capa está compuesta por fragmentos sueltos; ésto es debido a que está saturada de agua.
4. El relieve que conforma la mayor superficie de la Delegación Alvaro Obregón está formado por un conjunto de lomas y barrancas dispuestas con pendientes o inclinaciones del terreno en dirección a la planicie.
las rocas que conforman las lomas y barrancas son acumulaciones de fragmentos incandescentes arrojados por volcanes de la Sierra de las Cruces, avalanchas ardientes y otras de lodo, ceniza y piedras, que se depositaron en el piedemonte de la Sierra de las Cruces en forma de extensos abanicos.
Los materiales de las lomas y barrancas son conocidos como Formación Tarango.
5. La Formación Tarango está constituida por una superposición de 200 a 300 metros de espesor de capas de tobas y suelos, gravas,

arenas con limos, pómez y fragmentos de 0.01 a 0.5 metros de tamaño, embebidos en una matriz de arenas y arcillas llamadas lahares.

En estos depósitos volcánicos, al ser cortados por las corrientes fluviales provenientes de las partes altas, se formaron profundas barrancas y angostas mesetas; los cortes producidos por los arroyos dejaron al descubierto en los profundos taludes de las barrancas horizontes de arena, grava y tepetate de características muy apreciadas como materiales pétreos para la construcción.

6. Las capas de mayor riesgo para minas en el subsuelo por su capacidad de infiltración de agua de lluvia y residuales domésticas son el lahar y, tobas y suelos.

7. La infiltración en estas capas no debe evitarse, porque constituye una fracción importante de la recarga del acuífero de la planicie. En los casos de nuevas detecciones de minas bajo estas capas, las velocidades de infiltración enunciadas en la Tabla V.1.2 podrían permitir para cada caso particular, relaciones entre el espesor del encape y la velocidad de transmisión del agua.

8. Este trabajo sienta las bases para la determinación de las velocidades de infiltración en cada capa de la Formación Tarango, pero se debe continuar con una medición más amplia en cada capa para obtener un promedio por capa de la conductividad hidráulica.

9. La simulación de flujo se puede lograr por medio de una solución numérica para cada relación H/a , logrando con ésto una mayor aproximación de la conductividad hidráulica.

10. El instrumento utilizado se ha venido desarrollando en los últimos años, logrando mejoras en su aplicación.

11. La solución numérica se obtuvo aproximando por diferencias finitas los gradientes de carga por presión a lo largo de la pared y base del pozo.

El tamaño de la matriz usada, para determinar la distribución de los gradientes en la zona mojada de extensión semi-infinita, para una relación de $H/a = 10$ y $\Delta z = \Delta r = 0.3$ cm, fue de 550 renglones por 55 columnas y se resolvió mediante un programa de computo utilizando iteración SOR.

VI.2 Recomendaciones

a) Usar una malla fina para revestir el agujero y evitar derrumbes de la paredes que obstruyan el permeámetro.

b) Usar un escobillón para escariar las paredes del agujero y aminorar los cambios en la pared del agujero.

c) Continuar las mediciones de las conductividades hidráulicas con el permeámetro de Guelph, intentando que las relaciones H/a sean de 10, 5 ó 5.45, ésto para poder usar los valores de la constante C obtenidos con la solución numérica en este trabajo.

d) Estas mediciones realizarlas preferentemente en diferentes épocas del año, ya que las conductividades hidráulicas varían de acuerdo al contenido de humedad en los estratos.

e) Hacer el agujero de llenado del permeámetro de un diámetro mayor, para poder llenarlo más fácil y rápido.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

BIBLIOGRAFÍA

Advances in measurement of soil physical properties : Bringing theory into practice. SSSA special publication number 30. Soil Science Society of America, Inc., Madison Wisconsin, USA, 1990.

Amos, Turk. Ecología, contaminación medio del ambiente. Nueva editorial interamericana, México. 1973

ASTM Standars and ground water and vadose zone investigations, American Society for Testing and Material, Philadelphia, 1992, pp 134-143.

Campos, M. E. y colaboradores . Caracterización geológica de las zonas minadas de alto riesgo. Facultad de Ingeniería , UNAM. 1994.

Campos, M. E. y Silva, R. G. Marco geográfico de la Delegación Alvaro Obregón. Texto elaborado como una contribución a la publicación "El fantasma de la Delegación Alvaro Obregón". 1994.

Canter, L. W. and Knox, R. C. Ground water pollution control. Lewis publisher, Inc, USA. 1985.

Castany, G. *Traité pratique des eaux souterraines*. Dunod, Paris. 1967.

Chávez, G. R. y Escolero F.O. Conceptos básicos y relativos al estudio del agua subterránea. División de educación continua. Facultad de Ingeniería. UNAM. 1990.

Freeze, A. R. and Cherry J. A. Groundwater. Prentice Hall, USA. 1979.

Larousse enciclopedia científica en color. Tomo 2. Larousse

Macías, G. H. L. y Romero, E. A. S. Proyecto : Revisión del esquema hidrogeológico, Facultad de Ingeniería, UNAM. 1994.

Pimienta, Jean. La captación de aguas subterráneas. Editores técnicos asociados S. A., Barcelona. 1973.

Remson, I., G. M. Hornberger, and F. J. Molz. Numerical methods in subsurface hydrology. Wiley, Toronto. 1971.

Reynolds, W. D., D. E. Elrick, and G. c: Topp. A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring saturated hydraulic conductivity above the water table. Soil Science 136 : 250-26. 1983.

Reynolds, W. D. , and D. E. Elrick. A laboratory and numerical assessment of the Guelph permeameter method. Soil Science 144: 282-299. 1987.

Reynolds, W. D. , and D. E. Elrick. A method for simultaneous in situ measurement in the vadose zone of field-saturated hydraulic conductivity, soportivity, and the conductivity pressure head relationship. Ground water Monit. rev. 6 : 84-95. 1986.

Sánchez, R. L. E. Estratigrafía relativa a detalle de la Formación Tarango, al poniente de la Cd. de México, Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM. 1987.

- Shepard, R. G. Correlation of permeability and grain size. *Groundwater*. 27(5): 633-638. 1989.
- Talsma, T. Comparison of field methods of measuring hydraulic conductivity. *Int Comm. Irrig. Drainage, 4th Congr. , Madrid IV*, pp 145-156. 1960.
- Talsma, T. Some aspects of three-dimensional infiltration. *Aust. J. Soil Res.* 8:179-184. 1970.
- Tebbutt, T. N. Y. *Fundamentos de control de la calidad del agua*. Limusa Noriega, México. 1990.
- Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays. *Mc Graw Hill*, México. pp 101-104. 1994.
- Viessman, W., Lewis G. y Knapp J. W. *Introduction to Hydrology*. 3^o edition. Harper Collins Publishers. USA 1989.