



*UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO*

---

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
A R A G Ó N

**"CRITERIOS GENERALES PARA LA  
IMPLEMENTACIÓN DE BOMBEO EN  
EXCAVACIONES"**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

**JOSÉ GREGORIO LÓPEZ ESPINOSA**

**ASESOR:  
ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA**

MÉXICO, D. F.

2004



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

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES ARAGÓN – UNAM

JEFATURA DE CARRERA  
DE INGENIERÍA CIVIL

OFICIO No. ENAR/JCIC/028/2004

ASUNTO: **Sínodo.**

**LIC ALBERTO IBARRA ROSAS**  
**SECRETARIO ACADÉMICO**  
**PRESENTE**

Por medio del presente me permito relacionar los nombres de los profesores que sugiero integren el Sínodo del Examen Profesional del **C. JOSÉ GREGORIO LÓPEZ ESPINOSA**, con número de cuenta: 09851841-0, con el tema de tesis: “ **CRITERIOS GENERALES PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE BOMBEO EN EXCAVACIONES** ”.

<b>PRESIDENTE:</b>	<b>ING. PASCUAL GARCÍA CUEVAS</b>
<b>VOCAL:</b>	<b>ING. JOSÉ MARIO ÁVALOS HERNÁNDEZ</b>
<b>SECRETARIO:</b>	<b>ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA</b>
<b>SUPLENTE:</b>	<b>ING. KARLA IVONNE GUTIÉRREZ VÁZQUEZ</b>
<b>SUPLENTE:</b>	<b>ING. GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ</b>

Quiero subrayar que el director de tesis es el Ing. Gabriel Álvarez Bautista, el cual está incluido en base a lo que reza el Reglamento de Exámenes Profesionales de esta Escuela.

**A T E N T A M E N T E**  
“ **POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU** ”  
San Juan de Aragón, Estado de México, **2 de febrero del 2004**

**EL JEFE DE CARRERA**

**ING. MARTÍN ORTIZ LEÓN**



c.c.p. Lic. Ma. Teresa Luna Sánchez.- Jefa del Departamento de Servicios Escolares.  
Ing. Karla Ivonne Gutiérrez Vázquez.- Secretaria Técnica de Ingeniería Civil.  
Ing. Gabriel Álvarez Bautista.- Director de Tesis.  
Comité de Tesis.  
Interesado.

MOL/opv

A DIOS, POR HABERME  
PERMITIDO LLEGAR A  
ESTE MOMENTO

A MI ABUELITA, PADRES Y  
HERMANOS, POR SU  
APOYO INCONDICIONAL Y  
ENORME CONFIANZA EN  
MÍ, PUES ESTE LOGRO ES  
TAMBIÉN DE ELLOS

*AL ING. GABRIEL ÁLVAREZ POR  
BRINDARME UN POCO DE SU  
TALENTO Y SABIDURÍA*

*A MIS SINODALES POR EL APOYO  
BRINDADO PARA LA AGILIZACION  
DE LOS TRÁMITES  
CORRESPONDIENTES*

---

# ÍNDICE

	<b>Página</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>CAPÍTULO I ESTUDIO DEL SUBSUELO</b> .....	7
I.1 Información general requerida.....	7
I.2 Implementación de sondeos.....	10
I.3 Tipos de sondeos.....	12
I.3.1 Sondeos exploratorios.....	13
I.3.2 Métodos de sondeo definitivo.....	22
I.3.3 Métodos geofísicos.....	27
I.3.4 Pozos de prueba (cielo abierto) como Método de exploración del subsuelo.....	31
<b>CAPÍTULO II ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO EN EXCAVACIONES</b> .....	35
II.1 Métodos para el control del flujo de agua en excavaciones.....	35
II.2 Flujo de agua en suelos.....	36
II.3 Permeabilidades de diferentes suelos.....	41
II.4 Redes de flujo.....	42
II.4.1 Suelo isótropo.....	44
II.4.2 Suelo estratificado.....	50

---

	II.4.3	Línea de flujo para la superficie libre.....	52
<b>CAPÍTULO III</b>		<b>ANÁLISIS DE GRUPOS DE POZOS.....</b>	<b>53</b>
	III.1	Redes de flujo.....	53
	III.2	Cálculo del gasto de diseño.....	56
	III.3	Pozo equivalente.....	59
	III.4	Flujo de agua hacia excavaciones.....	60
	III.5	Extracción de agua en suelos arenosos.....	61
	III.6	Extracción de agua en suelos finos.....	61
	III.7	Flujo transitorio en pozos.....	62
<b>CAPÍTULO IV</b>		<b>CONSTRUCCIÓN DE POZOS DE BOMBEO.....</b>	<b>65</b>
	IV.1	Instrumentación.....	65
	IV.1.1	Instrumentación en arenas.....	65
	IV.1.2	Instrumentación en arcillas.....	72
	IV.2	Generalidades.....	74
	IV.3	Pozos poco profundos.....	74
	IV.4	Pozos profundos.....	77
<b>CAPÍTULO V</b>		<b>EXPLORACIONES PARA LA DETECCIÓN</b>	
		<b>DE AGUA SUBTERRÁNEA.....</b>	<b>82</b>
	V.1	Exploración superficial.....	82
	V.2	Exploración profunda.....	83
	V.3	Descripción de la prueba de bombeo.....	85
	V.4	Observaciones especiales.....	88

---

V.5	Hipótesis de trabajo.....	89
V.6	Ejecución de la prueba de bombeo.....	90
V.7	Otras formas de medir el caudal extraído.....	93
V.8	Ensayes de laboratorio.....	93
<b>CAPÍTULO VI</b>	<b>DISEÑO DE SISTEMAS DE BOMBEO.....</b>	<b>97</b>
VI.1	Tipos de bombas usadas en excavaciones.....	97
VI.2	Diagramas de operación de bombas.....	100
VI.3	Tuberías y arreglos de los equipos.....	105
VI.4	Presentación de datos.....	111
VI.5	Manejo de los registros de campo.....	112
VI.6	Posibles aplicaciones.....	113
<b>CAPÍTULO VII</b>	<b>APLICACIÓN DE SISITEMAS DE BOMBEO EN EXCAVACIONES EN EL ACUÍFERO DEL VALLE DE MÉXICO.....</b>	<b>115</b>
VII.1	Antecedentes.....	115
VII.2	Descripción del acuífero del Valle de México.....	118
VII.3	Condiciones de flujo antes y después de la excavación.....	121
VII.4	Sistemas de bombeo.....	126

---

## **CAPÍTULO VIII PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN SISTEMA**

<b>DE BOMBEO EN LA COLONIA SAN RAFAEL.....</b>	<b>137</b>
VIII.1 <b>Sistemas de bombeo.....</b>	<b>137</b>
VIII.1.1 <b>Excavación y construcción de sótanos.....</b>	<b>139</b>
VIII.1.2 <b>Excavación y sistema de contención en                   colindancias y calle.....</b>	<b>141</b>
VIII.1.3 <b>Rellenos.....</b>	<b>143</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>145</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>147</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>152</b>

# INTRODUCCIÓN

---

Una investigación del terreno, de una manera u otra, es algo que se requiere siempre para cualquier obra de ingeniería o edificación. La investigación puede ser desde un simple examen de la superficie de los suelos, con o sin algunos pozos superficiales de prueba, hasta un detallado estudio del estado del suelo y de las aguas freáticas a grandes profundidades bajo la superficie por medio de sondeos y pruebas en el terreno y en el laboratorio con los materiales hallados.

La magnitud del trabajo depende de la importancia y disposición de la cimentación de la estructura, de la complejidad de las condiciones del suelo y de la información que pueda existir sobre el comportamiento de cimentaciones de suelos similares. De este modo no es costumbre efectuar sondeos y llevar a cabo pruebas del terreno para casas habitables de uno o dos pisos, o estructuras semejantes, puesto que por lo general se conocen suficientemente las profundidades de cimentación requeridas y las cargas soportadas de un emplazamiento determinado.

La información precisa para verificar las supuestas condiciones del suelo se puede obtener, con bastante frecuencia, examinando las zanjas abiertas de alcantarillado, o las excavaciones superficiales en los trabajos de carreteras, o

bien por medio de algunos pozos pequeños de prueba, o con perforaciones de barrena hechos a mano. Sólo si se encontraran penosas condiciones de cimentación tales como estratos de turba o abundante material de relleno, sería necesario realizar profundos sondeos, posiblemente complementados por ensayos del suelo. Cuando se han de construir estructuras ligeras con unas condiciones del terreno donde no existe información sobre el comportamiento de las cimentaciones, se precisan investigaciones más extensas; por ejemplo, en territorios de ultramar no explotados donde pueden existir factores climáticos u otros cualesquiera que ejerzan una influencia decisiva en el proyecto de cimentación.

Para estructuras pesadas tales como puentes, edificios de un gran número de pisos, o plantas industriales es necesaria una detallada investigación del emplazamiento, llevada a cabo por medio de profundos sondeos y pruebas de laboratorio de las muestras del terreno. Incluso si se conoce la existencia de roca a poca profundidad, es aconsejable realizar excavaciones a fin de que sea expuesta la roca en varios lugares para asegurarse de que no hay zonas profundamente meteorizadas, o roca resquebrajada o formando fallas. Para la construcción de estructuras cimentadas en profundas excavaciones, se requieren igualmente investigaciones perfectas. Además de suministrar información para el proyecto de cimentación, proporcionan una serie de datos esenciales sobre las condiciones del suelo y de las aguas freáticas.

Las excavaciones que requieren las obras de ingeniería alcanzan frecuentemente profundidades superiores a la del nivel freático. En el caso de que el material excavado sea una arena, limpia y permeable, la presencia del agua dificulta extraordinariamente o imposibilita el progreso de la excavación bajo el nivel freático; según se va removiendo el material, el agua de las masas vecinas fluye hacia la excavación y las fuerzas de filtración que este flujo produce arrastran arena, de manera que el fondo de la excavación se va rellenando en forma continua, así, al tratar de profundizar la excavación bajo el nivel freático sólo se logra ensancharla, pero sin avance práctico en la dirección vertical. Aparte de estas dificultades, la presencia del agua anegando la excavación dificulta y encarece extraordinariamente todos los trabajos del ingeniero, tales como preparación de cimbras, colados de concreto, etc.

Resulta así muy deseable el lograr dejar la excavación en seco para profundizarla o trabajar en ella en forma cómoda y eficiente; esto se logra bajando el nivel freático en toda el área de la excavación a una profundidad mayor que la de la excavación misma.

Si el material en que se ha de excavar es una arcilla compresible e impermeable, ha sido frecuente extender a él las mismas ideas que se expusieron para las arenas, sin embargo, el problema es, por lo menos en ciertos aspectos, diferente. En una arcilla, si se pudiese hacer la excavación y construcción posterior de la estructura, con una rapidez ideal, no existiría problema alguno,

ahora el material se está extrayendo con su contenido natural de agua y su impermeabilidad hará que, si el tiempo de exposición es suficientemente corto, el material no sufra expansiones volumétricas ni cambie su resistencia. En la realidad, no obstante, los tiempos de excavación no satisfacen esas condiciones ideales y la excavación produce cambios en las propiedades de la arcilla a su alrededor, disminuyendo su resistencia, con las previsibles consecuencias sobre sus taludes y propiciando expansiones. Ahora, el problema ya no es bajar el nivel freático, que baja por sí solo simultáneamente con el fondo de la excavación, sino el controlar el flujo del agua hacia la excavación, que aunque no llegue a inundar, por su escaso gasto, producirá todos los efectos maléficos de que se ha hablado. También este efecto puede conjurarse con un adecuado control del flujo hacia la excavación, utilizando los métodos de que se tratará en este trabajo.

En la realidad de las obras se presentan casos que combinan los dos anteriormente mencionados. Uno frecuente es una excavación en arcilla cuyo fondo queda próximo a un manto acuífero arenoso, como el agua en la arena está a la presión hidrostática, pudiera ser que ésta fuera igual o superior a la presión debida al peso de la capa de arcilla sobre el manto de arena, en cuyo caso se rompería el fondo de la excavación, con las consecuencias imaginables. Problemas como éste pueden evitarse controlando la presión del agua en el manto de arena.

En algunos casos puede requerirse excavar en sitios en donde existe un estrato permeable bajo otro estrato prácticamente impermeable; en esos casos, si no se alivia la presión excesiva, puede presentarse la falla de fondo por subpresión.

En suelos estratificados, con estratos permeables y arcillosos alternados, pueden lograrse muy buenos resultados abatiendo las presiones del agua en las capas permeables, en tal forma que el nivel freático quede por abajo del fondo de la excavación.

El abatimiento del nivel freático también puede ser utilizado para incrementar la presión efectiva del suelo, disminuyendo la expansión que se presentará por descarga durante la excavación, lo que puede resultar muy importante en sitios como la zona de Lago de la ciudad de México.

El agua del suelo debe manejarse por medio de un sistema de bombeo adecuado al tamaño y profundidad de la excavación, a las condiciones geológicas del sitio y a la secuencia estratigráfica de cada lugar.

En esta tesis se describen los principales aspectos relacionados con el abatimiento del nivel freático, como parte del procedimiento constructivo. Primero se presentan aspectos teóricos relacionados con el tema; posteriormente se describen aspectos prácticos, como ayuda para determinar el sistema de bombeo adecuado y su diseño; finalmente, se detallan casos prácticos que incluyen las

condiciones extremas de abatimiento del nivel freático en arenas limpias y el manejo del agua en un sitio donde predominan los estratos arcillosos.

# I ESTUDIO DEL SUBSUELO

---

## I.1 INFORMACIÓN GENERAL REQUERIDA

Presumiendo la necesidad de un estudio bastante detallado, la información que ha de obtenerse en el transcurso de la investigación de un lugar para el proyecto de cimentación, es la siguiente:

*a)* La topografía general del lugar, en lo que afecta al proyecto de cimentación y construcción; por ejemplo: la configuración de la superficie, de las propiedades adyacentes, la presencia de corrientes de agua, embalses, cercas, árboles, adoraciones rocosas, etc., y el acceso del equipo y vehículos de construcción.

*b)* La situación de los servicios bajo tierra, tales como cables de corriente eléctrica, cables telefónicos, tuberías de agua y alcantarillas.

*c)* La geología general del área con particular referencia a las principales formaciones geológicas localizadas bajo el lugar, y la posibilidad de hundimiento como consecuencia de la extracción de mineral u otras causas cualesquiera.

*d)* El historial y utilización del lugar, incluyendo información sobre defectos o fallos de edificios existentes o que han existido, atribuibles a las condiciones de cimentación.

**e)** Cualquier característica especial, tal como la posibilidad de terremotos, o factores climáticos, como son las inundaciones, las dilataciones y contracciones del terreno según la estación del año, el hielo permanente, o la erosión del suelo.

**f)** La disponibilidad y calidad de los materiales de construcción locales, tales como áridos de hormigón, piedra de edificación y construcción de carreteras, y agua para la construcción.

**g)** Para estructuras marítimas o en los ríos se precisa información sobre las mareas equinocciales y muertas, marcas altas y bajas extremas y niveles de los ríos, niveles y descargas estacionales de los mismos, velocidad de las corrientes de mareas y corrientes de los ríos y otros datos hidrográficos y meteorológicos.

**h)** Una detallada información sobre las condiciones de los estratos rocosos y del suelo y de las aguas freáticas dentro de las zonas afectadas por las cargas de la cimentación, y las operaciones de construcción, o bien sobre estratos más profundos que afecten de algún modo a las condiciones del lugar.

**i)** Resultados de las pruebas del laboratorio con muestras del suelo y las rocas, correspondientes a los problemas del diseño o construcción de cimentaciones.

**j)** Resultados de los análisis químicos del suelo o del agua del terreno para determinar los posibles efectos perjudiciales sobre las estructuras de cimentación. Una detallada inspección llevada a cabo recorriendo detenidamente el lugar, muestra a menudo datos muy significativos sobre las características del subsuelo.

Por ejemplo, los agujeros de infiltración o dolinas ocultas en formaciones calizas son a veces revelados por depresiones fortuitas e irregularidades pronunciadas en la superficie del terreno; los desplazamientos del suelo se reconocen por un plegamiento de la superficie de la ladera de una colina, o por árboles inclinados; las obras de minas abandonadas se identifican por antiguos túneles o montones de ganga; los depósitos glaciares se distinguen por montecillos de tierra (capas de aluviones) en una topografía generalmente plana; y los sedimentos de ríos o lagos, por áreas de capas bajas y planas en los valles. Las indicaciones superficiales sobre el agua freática consisten en la presencia de manantiales o pozos, y terrenos fangosos con cañas (que ponen de manifiesto la existencia de una gran extensión de agua con escaso drenaje, y la posibilidad de turbarías).

En las zonas muy extensas, las fotografías aéreas constituyen una valiosa ayuda en las investigaciones del lugar. Una diestra interpretación de esas fotos puede revelar mucho sobre la geología y topografía de un lugar. La cartografía geológica basada en fotos aéreas, y realizada por firmas especializadas, es una ciencia bien demostrada.

Ha de procurarse estudiar los mapas antiguos así como las publicaciones actuales, ya que pueden mostrar el empleo anterior del terreno, y resultan particularmente útiles en la investigación de zonas rellenadas. Los museos o bibliotecas de la localidad proporcionan a menudo mucha información en forma de mapas, memorias, y fotografías de un terreno en tiempos pasados. Para conocer

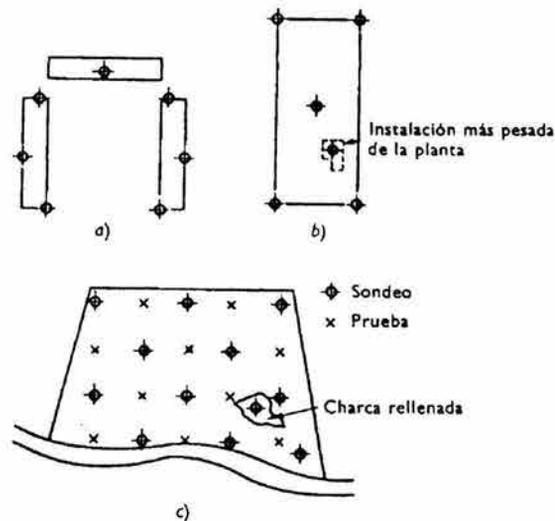
detalles sobre los servicios bajo tierra conviene consultar a las autoridades locales.

Los apartados *h*, *i* y *j* de la relación anteriormente citada pueden conseguirse mediante sondeos u otros métodos de exploración del subsuelo, junto con pruebas de suelos o rocas tanto en el terreno como en el laboratorio.

## **1.2 IMPLEMENTACIÓN DE SONDEOS**

Siempre que sea posible se han de practicar los sondeos para los cimientos proyectados, dejando entre sí muy poco espacio. Esto es importante cuando el estrato que ha de soportar las cargas es de profundidad irregular. Por idéntica razón, los sondeos se han de situar exactamente en nivel y posición en relación con las estructuras proyectadas. Donde la disposición de las estructuras no ha sido decidida al tiempo de efectuar la investigación, un agrupamiento adecuado de sondeos consiste en una retícula de perforaciones uniformemente espaciadas.

Para áreas extensas se puede adoptar una retícula de sondeos ampliamente espaciados con algún tipo de pruebas "*in situ*", tales como ensayos de penetración del cono estático o dinámico, o pruebas de lavado, en un espacio más reducido dentro de la retícula de sondeos. En las figuras 1.1 a), b) y e) se muestran algunas disposiciones adecuadas de sondeos para varios lugares.



### Situaciones típicas de los sondeos

- a) Viviendas de muchos pisos; b) Edificio de una fábrica; c) Área grande de desarrollo en la que aún no se ha decidido la situación de los edificios

El número de sondeos que se requiere sean practicados en una zona determinada es un problema difícil, estrechamente relacionado con los costos relativos de la investigación y el proyecto para el que se han de efectuar. Evidentemente, cuanto mayor sea el número de perforaciones más se conocerá sobre las condiciones del suelo y mayor será la economía que podrá lograrse en el proyecto de cimentación; además, los riesgos de encontrar condiciones ignoradas y problemáticas del suelo, que incrementarían extraordinariamente los costos de cimentación, disminuyen notablemente. Sin embargo, se alcanza un límite económico cuando el costo de las perforaciones sobrepasa cualquier ahorro en los costos de cimentación, aumentando simplemente el costo total del proyecto. Para

todas las estructuras menos las más pequeñas, se han de practicar al menos dos o, mejor aún tres perforaciones, a fin que pueda establecerse la verdadera inclinación de los estratos. Aún así, pueden hacerse suposiciones erróneas sobre la estratificación.

### **I.3 TIPOS DE SONDEOS**

Los tipos principales de sondeos que se usan en Mecánica de Suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

#### **I.3.1 Métodos de exploración de carácter preliminar**

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- c) Métodos de lavado.
- d) Método de penetración estándar.
- e) Método de penetración cónica.
- f) Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc.)

#### **I.3.2 Métodos de sondeo definitivo**

- a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- b) Métodos con tubo de pared delgada.
- c) Métodos rotatorios para roca.

### **I.3.3 Métodos geofísicos**

- a) Sísmico.
- b) De resistencia eléctrica.
- c) Magnético y gravimétrico.

### **I.3.1 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DE CARÁCTER PRELIMINAR**

#### **Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares**

En estos sondeos exploratorios la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en referente a contenido de agua.

El principio de operación resulta evidente al ver la Fig. A-1.a. Un factor importante es el paso de la hélice que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para el muestreo en suelos plásticos.

Las herramientas se conectan al extremo de una tubería de perforación formada por secciones de igual longitud, que se van añadiendo según aumenta la profundidad del sondeo.

En arenas colocadas bajo el nivel de aguas freáticas estas herramientas no suelen poder extraer muestras y en esos casos es preferible recurrir al uso de cucharas especiales, de las que también hay gran variedad de tipos. En la Fig. A-2 aparecen esquemáticamente dos de las más comunes.

Las muestras de cuchara son generalmente más alteradas todavía que las obtenidas con barrenos helicoidales y posteadoras; la razón es el efecto del agua que entra en la cuchara junto con el suelo, formando en el interior una pseudo presión parcial del mismo

Para el manejo de los segmentos de tubería de perforación y de ademe, en su caso, se usa un trípode provisto de una polea, a una altura que permita las manipulaciones necesarias. Los segmentos manejados se sujetan a través de la polea con "cable de Manila" o cable metálico inclusive los operadores pueden intervenir manualmente en las operaciones, guiando y sujetando los segmentos de tubería de perforación por medio de llaves de diseño especial propias para esas maniobras y para hacer expedita la operación del atornillado de los segmentos.

Un inconveniente serio de la perforación con barrenos se tiene cuando la secuencia estratigráfica del suelo es tal que a un estrato firme sigue uno blando. En estos casos es muy frecuente que se pierda la frontera entre ambos o aún la misma presencia del blando.

El error anterior tiende a atenuarse accionando el barreno helicoidal tan adelantado respecto al ademe como lo permita el suelo explorado.

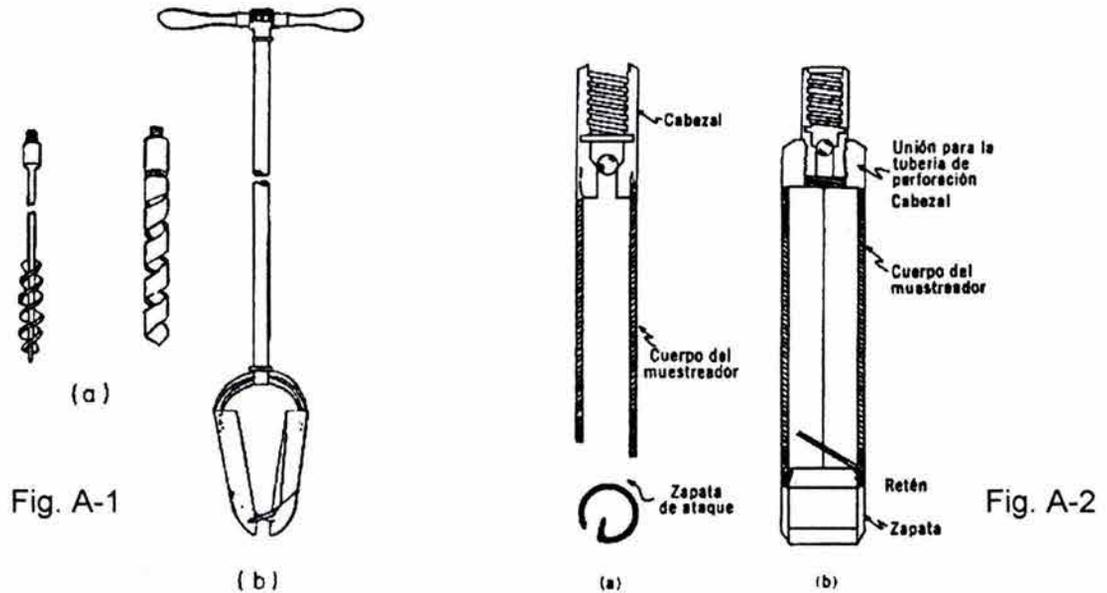


Fig. A-1 Herramientas para sondeos exploratorios por rotación.

a) Barrenos helicoidales      b) Posteadora

Fig. A-2 Tipos de cucharas muestreadoras

### Método de lavado

Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo (aún cuando la experiencia ha comprobado que pueden llegar a tenerse errores hasta de 1 m al marcar la frontera entre los diferentes estratos). El método se usa también en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser

consideradas como suficientemente representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.

El equipo necesario para realizar la perforación incluye un trípode con polea y martinete suspendidos de 80 a 150 Kg. de peso, cuya función es hincar en el suelo a golpes el ademe necesario para la operación. Este ademe debe ser de mayor diámetro que la tubería que vaya a usarse para la inyección del agua. En el extremo inferior de la tubería de inyección debe ir un trépano de acero, perforado, para permitir el paso del agua a presión. El agua se impulsa dentro de la tubería por medio de una bomba.

La operación consiste en inyectar agua en la perforación, una vez hincado el ademe, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento. El procedimiento debe ir complementado en todos los casos por un muestreo con una cuchara sacamuestras apropiada, colocada al extremo de la tubería en lugar del trépano; mientras las características del suelo no cambien será suficiente obtener una muestra cada 1.50 m aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua eyectada debe procederse de inmediato a un nuevo muestreo.

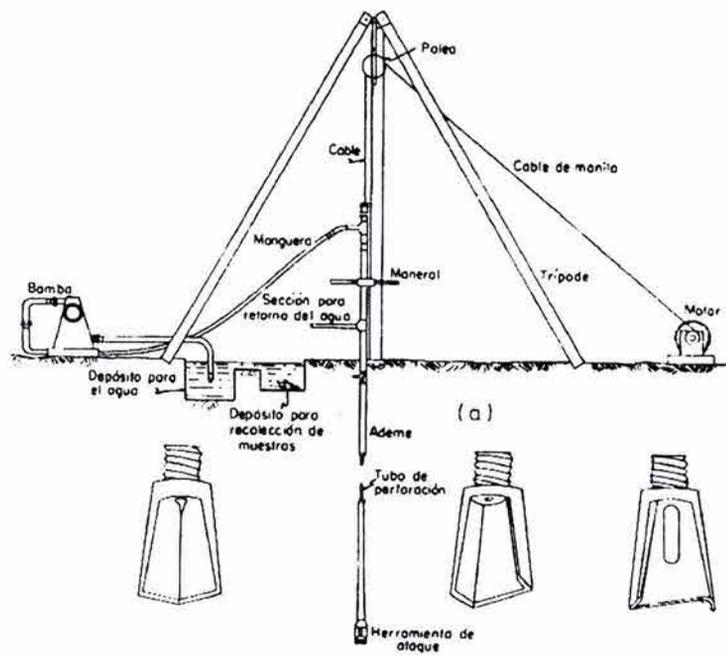
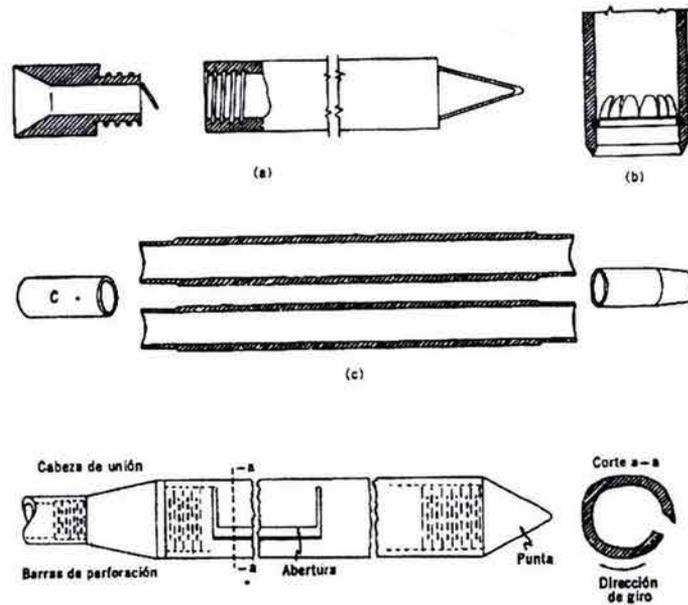


Fig. A-3 Dispositivo para el sondeo por lavado

a) Conjunto

b) Barrenos de perforación

Fig. A-4 Tipos de cucharas muestreadoras



### Método de penetración estándar

Este procedimiento es entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado para esos fines en México.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión, simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona las muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas, que aparece esquemáticamente en la Fig. A-5.

La prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 Kg. (140 libras) que cae desde 76 cm (30 pulgadas), contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm ( 1 pie). El martinete hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiéndolo al suelo de su interior el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa, usando posteadora o cuchara del tipo de las mostradas en la Fig. A-2.

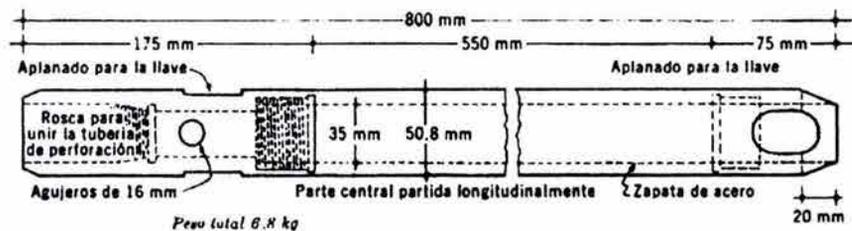


Fig. A-5 Penetrómetro estándar

### **Método de penetración cónica**

Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Existen diversos tipos de conos y en la Fig. A-8 aparecen algunos que se han usado en el pasado.

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámico.

En los primeros la herramienta se hince a presión, medido en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae de 63.5 Kg. con 76 cm de altura de caída. También ahora se cuentan los golpes para 30 cm de penetración de la herramienta.

Resumiendo puede decirse que las pruebas de penetración cónica, estática o dinámica, son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida "*a priori*" y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico; pero son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente. La prueba de penetración estándar debe estimarse preferible en todos los casos en que su realización sea posible.

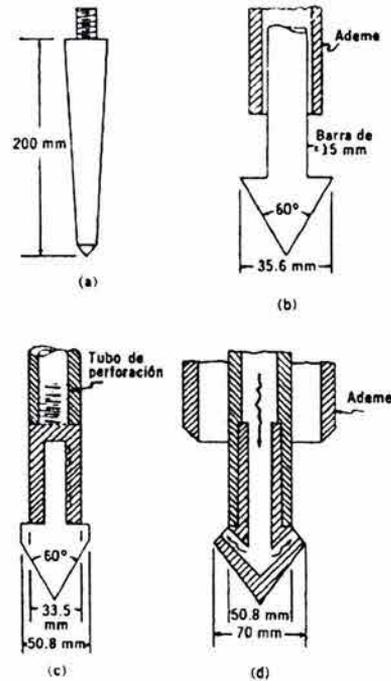


Fig. A-8 Penetrómetros cónicos

a) Tipo danés, b) Tipo holandés, c) Tipo para ensayo dinámico, d) Tipo de inyección

### Perforaciones con boleos y gravas

Con frecuencia es necesario atravesar durante las perforaciones estratos de boleos o gravas que presentan grandes dificultades para ser perforados con las herramientas hasta aquí descritas. En estos casos se hace necesario el empleo de herramental más pesado, del tipo de barretones con taladros de acero duro, que se suspenden y dejan caer sobre el estrato en cuestión, manejándolos con cables. En ocasiones se ha recurrido, inclusive, al uso localizado de explosivos para romper la resistencia de un obstáculo que aparezca en el sondeo.

### **I.3.2 MÉTODOS DE SONDEO DEFINITIVO**

Se incluyen aquí los métodos de muestreo que tienen por objeto rendir muestras inalteradas en suelos, apropiadas para pruebas de compresibilidad y resistencia y muestras de roca, que no pueden obtenerse por los métodos mencionados hasta este momento.

#### **Muestreo de pared delgada**

En la Fig. A-9.a, aparece uno de los tipos más comunes de muestreador de pared delgada; en la parte b de dicha figura se muestra un tipo más elaborado de muestreador de pistón, que tiene por objeto eliminar o casi eliminar la tarea de limpiar el fondo del pozo previa al muestreo, necesaria en los muestreadores abiertos; al hincar el muestreador con el pistón en su posición inferior, puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles más altos en el fondo del pozo entre en él; una vez en el nivel de muestreo, el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hinca libremente (pistón retráctil) o bien fijado el pistón en el nivel de muestreo por un mecanismo accionado desde la superficie, se hinca el muestreador relativamente al pistón hasta que se llena de suelo (pistón fijo). En la Fig. A-9.c se muestra un esquema de un dispositivo aplicador de presiones de hincado que puede usarse cuando no se disponga de una máquina perforadora que aplique la presión mecánicamente; un procedimiento alternativo al mostrado en la figura, será cargar la varilla de perforación con peso muerto utilizando gatos hidráulicos.

En ocasiones y en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, saliendo sin ella a la superficie; esto tiende a evitarse hincando el muestreador lentamente y, una vez lleno de suelo, dejándolo en reposo un cierto tiempo antes de proceder a la extracción. Al dejarlo en reposo la adherencia entre el suelo y muestreador crece con el tiempo, pues la arcilla remoldeada de la superficie de la muestra expulsa agua hacia el interior de la misma aumentando, por lo tanto, su resistencia y adherencia con el muestreador.

En arenas, especialmente en las situadas bajo el nivel freático se tiene la misma dificultad, la cual hace necesario recurrir a procedimientos especiales y costosos para darle al material una "cohesión" que le permita conservar su estructura y adherirse el muestreador. La inyección de emulsiones asfálticas o el congelamiento de la zona de muestreo son métodos que se han usado algunas veces en el pasado.

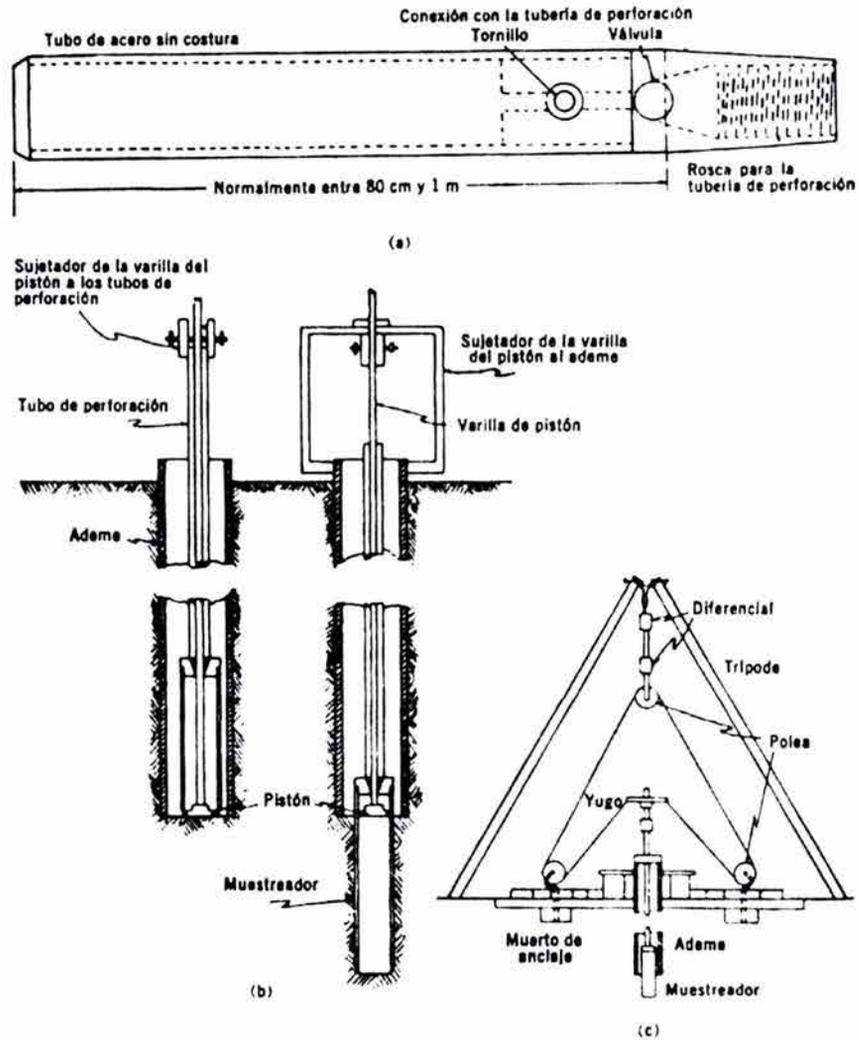


Fig. A-9 Muestreadores de tubo de pared delgada

a) Tipo shelby, b) De pistón, c) Dispositivo de hincado por presión de un diferencial

### **Métodos rotatorios para roca**

Cuando un gran bloque o un estrato rocoso aparezcan en la perforación se hace indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamantes o de tipo cáliz.

La colocación de los diamantes en las brocas depende del tipo de roca a atacar. En rocas duras es recomendable usar brocas con diamantes tanto en la corona como el interior para reducir el diámetro de la muestra, y en el exterior para agrandar la perforación y permitir el paso del muestreador con facilidad. En rocas medianamente duras suele resultar suficiente emplear brocas con inserciones ale carburo de tungsteno en la corona. En rocas suaves, del tipo de lutitas, pizarras, etc., basta usar broca de acero duro en diente de sierra.

En la Fig.10 aparece un esquema de una máquina perforadora (que, incidentalmente, puede usarse también para el hincado a presión de muestreadores de tubo de pared delgada), dos muestreadores de corazón comunes y algunos tipos de brocas.

Las velocidades de rotación son variables, de acuerdo con el tipo de roca a atacar. En todos los casos, a causa del calor desarrollado por las grandes fricciones producidas por la operación de muestreo, se hace indispensable inyectar agua fría de modo continuo, por medio de una bomba situada en la superficie. También se hace necesario ejercer presión vertical sobre la broca, a fin de facilitar su penetración. Una vez que el muestreador ha penetrado toda su

carrera es preciso desprender la muestra de roca (corazón), que ha ido penetrando en su interior de la roca matriz. Para ello se han desarrollado diversos métodos. Por ejemplo, suele resultar apropiado el interrumpir la inyección del agua, lo que hace que el espacio entre la roca y la parte inferior de la muestra se llene de fragmentos de roca, produciendo un empaque apropiado; otras veces un aumento rápido de la velocidad de rotación produce el efecto deseado. Cuando las muestras de roca son muy largas puede introducirse un muestreador especial que reemplace al usado en la perforación; tal muestreador está provisto de aditamentos para cortar y retener la muestra. Desgraciadamente, con cierta frecuencia ninguno de estos métodos rinde el resultado apetecido y la muestra no extraída.

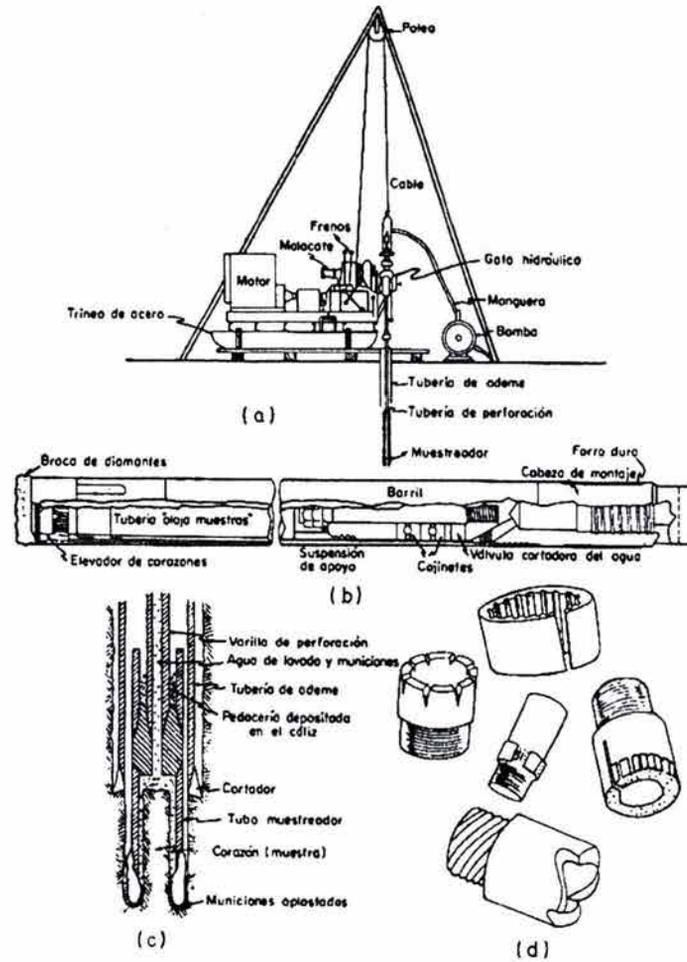


Fig. A-10 Equipo para muestreo en roca

- a) Máquina perforadora, b) Muestreador para broca de diamante,  
 c) Muestreador tipo cáliz, d) Algunos tipos de brocas

### I.3.3 MÉTODOS GEOFISICOS

Los métodos son rápidos y expeditos y permiten tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto, en lo que a la Mecánica de Suelos se refiere. En el caso de estudios

para fines de cimentación no se puede considerar que los métodos geofísicos sean adecuados, pues no rinden una información de detalle comparable con la que puede adquirirse de un buen programa de exploración convencional.

### **Método sísmico**

Este procedimiento se funda en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales. Las mediciones realizadas sobre diversos medios permiten establecer que esa velocidad de propagación varía entre 150 y 2,500 m/seg en suelos, correspondiendo los valores mayores a mantos de grava muy compactos y las menores a arenas sueltas; los suelos arcillosos tienen valores medios, mayores para las arcillas duras y menores para las suaves. En roca sana los valores fluctúan entre 2,000 y 8,000 m/seg. Como término de comparación se menciona el hecho de que en el agua la velocidad de propagación de este tipo de onda es del orden de 1,400 m/seg. Esencialmente el método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar usando una pequeña carga de explosivo, usualmente nitroamonio. Por la zona a explorar se sitúan registradores de ondas (geófonos), separados entre sí de 15 a 30 m. La función de los geófonos es captar la vibración, que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas una para cada geófono.

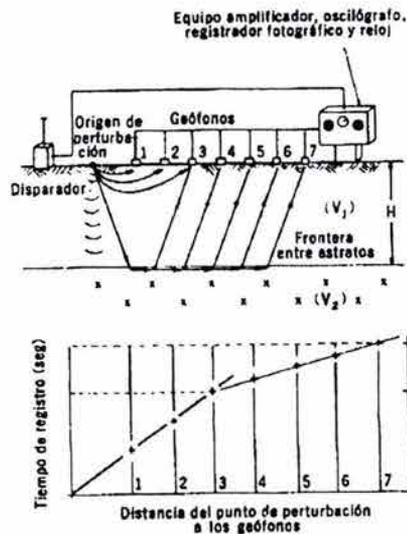


Fig. A-11 Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método sísmico

### Método de resistividad eléctrica

Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a su través. Su principal aplicación está en el campo de la minería, pero en Mecánica de Suelos se ha aplicado para determinar la presencia de estratos de roca en el subsuelo.

La resistividad eléctrica de una zona de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados; los dos exteriores, conectados en serie a una batería son los electrodos de corriente (medida por un miliamperímetro), en tanto que los interiores se denominan de

potencial y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circulante (Fig. A-12).

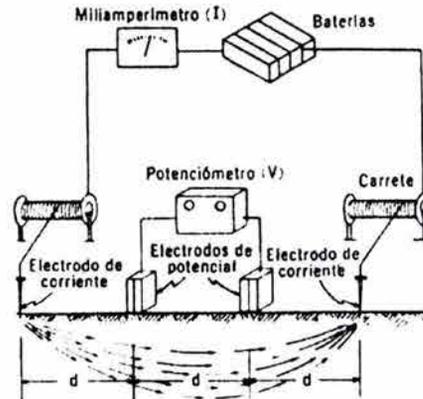


Fig. A-12 Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método de resistividad eléctrica

### **Métodos magnéticos y gravimétricos.**

El trabajo de campo correspondiente a estos métodos de exploración es similar, distinguiéndose en el aparato usado. En el método magnético se usa un magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada en varias estaciones entre sí. En los métodos gravimétricos la aceleración del campo gravitacional en diversos puntos de la zona a explorar. Valores de dicha aceleración ligeramente más altos que el normal de la zona indicarán la presencia de masas duras de roca; lo contrario será índice de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades.

En general estos métodos casi no han sido usados con fines ingenieriles, dentro del campo de la Mecánica de Suelos, debido a lo errático de su información y a la difícil interpretación de sus resultados.

Como nuestro tema de estudio es bombeo en excavaciones hablaremos de manera más profunda del uso de pozos.

#### **1.3.4 POZOS DE PRUEBA (CIELO ABIERTO) COMO MÉTODO DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO**

El método de los *pozos de prueba* es el más barato de todos si se trata de pequeñas profundidades. No se requiere ningún equipo especial y pueden ser efectuados por cualquier trabajador disponible de la localidad. En terreno razonablemente bueno los pozos pueden hacerse hasta una profundidad de 1,20 m sin necesidad de entibado, y pueden alcanzar profundidades mayores sin soporte alguno o con sólo un entibado nominal si se trata de terrenos buenos, tales como de roca, caliza dura, o consolidados. Sin embargo, en suelos con acumulación de agua, sobre todo en terrenos arenosos, es probable que exista dificultad en excavar por debajo de la capa de agua y, en tales condiciones, los pozos de prueba pueden resultar más costosos que los sondeos.

Estos pozos proporcionan un cuadro bastante claro sobre la estratificación de los suelos y la presencia de lentes o cavidades de material más débil. Asimismo, permiten obtener muestras del suelo cortadas a mano sin ocasionar apenas alteraciones. Son especialmente valiosos al investigar la naturaleza del

material de relleno, siempre que puedan reconocerse prontamente los vacíos, los estratos depositados sin cohesión, o el material perjudicial. De hecho, los túneles o pozos de prueba son los únicos medios realmente eficaces para conseguir una información adecuada sobre terreno rellenado o depósitos naturales muy variados.

Las operaciones de excavación, las condiciones de exposición al aire y el flujo de agua tienden a modificar las características naturales, originales, del suelo. Es frecuente que los suelos arcillosos duros pierdan consistencia por hinchamiento y meteorización y que los suelos granulares densos se aflojen por acción de los flujos de agua. Los suelos arcillosos blandos, por el contrario, adquieren consistencia por desecación. Al considerar los criterios para identificar la naturaleza del suelo en el sitio, deben tenerse en cuenta con especial atención estas consecuencias. Es recomendable, siempre que se hagan pozos o excavaciones exploratorios, que se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, preferiblemente por un técnico experimentado.

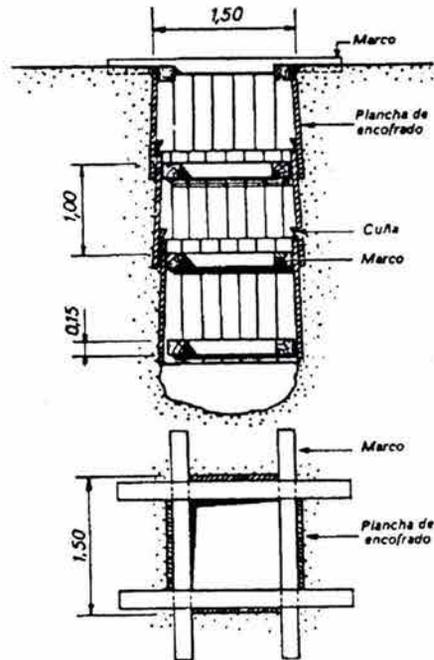


Fig. 3 Pozo de bombeo

El revestimiento está constituido por marcos horizontales de madera o aros metálicos para los pozos circulares, colocados a intervalos regulares (generalmente cada metro) a medida que se desciende en la excavación. Estos marcos sostienen tablas de encofrado verticales más o menos espaciadas; en los terrenos movedizos, las tablas de encofrado son machihembras.

La separación de los marcos horizontales se mantiene mediante listones clavados verticalmente, o en mal terreno, mediante postes apuntalados entre los marcos.

Los materiales extraídos del pozo se ordenan metódicamente según su profundidad de extracción para permitir darse cuenta de la naturaleza del subsuelo.

Cuando en los pozos se encuentra agua, se instala una bomba de agotamiento, pero si los afloramientos son importantes, el trabajo debe detenerse rápidamente.

Este método de sondeo, que no exige material especial, da informaciones muy concretas pero es lento y caro; es inaplicable cuando la profundidad a alcanzar, sobrepasa una decena de metros o cuando los afloramientos de agua son demasiado importantes para que permitan el agotamiento.

El mismo método se aplica a la ejecución de sondeos horizontales o inclinados por *galerías* que son de empleo corriente en la construcción de túneles. Las galerías de sondeo, que tienen generalmente de 1 a 2 m de anchura por 1,80 a 2 m de altura, se revisten mediante marcos y tablas de encofrado si la naturaleza del terreno lo exige.

## II ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO EN EXCAVACIONES

---

### II.1 MÉTODOS PARA EL CONTROL DEL FLUJO DE AGUA EN EXCAVACIONES

Los métodos modernos comunes para el abatimiento del nivel freática y/o el control del flujo de agua en excavaciones consisten en esencia en pozos de bombeo, de diversos tipos y diseños, en el número suficiente y en el arreglo y la profundidad adecuados, para lograr el abatimiento del nivel freático a la profundidad deseada en zona de la excavación o para el debido control del agua en la zona vecina a la excavación.

Utilizando las exploraciones geotécnicas convencionales y la construcción de un pozo de bombeo y pozos de observación se ejecuta una prueba de bombeo que permite cuantificar *"in situ"* los parámetros de transmisibilidad y coeficiente de almacenamiento correspondientes al entorno rocoso en que fueron construidos los pozos, lo cual permite diseñar, instalar y operar un sistema de bombeo que abata adecuadamente el nivel del agua subterránea, permitiendo excavar y construir en un sitio ventajosamente drenado.

## II.2 FLUJO DE AGUA EN SUELOS

### Ecuación de flujo establecido

La permeabilidad representa la rapidez con la que el agua se mueve a través del suelo bajo gradiente hidráulico unitario. Es así cómo dependiendo de la permeabilidad puede requerirse bombear un volumen importante de agua en suelos muy permeables como gravas y arenas, o un volumen de agua mínimo en suelos poco permeables como las arcillas.

La descarga de agua por unidad de área puede expresarse como:

$$v = \frac{Q}{A} \quad (\text{ec. 20.1})$$

Donde  $Q$  es el volumen de agua por unidad de tiempo,  $A$  es el área de la sección transversal al flujo y  $v$  es una velocidad virtual del agua en los conductos capilares del suelo.

Si se define a  $n$  como la porosidad del suelo, el área de poros resulta:

$$A_p = nA$$

y se puede establecer la velocidad de poros  $v_p$  como sigue:

$$v_p A_p = vA$$

Por lo tanto:

$$v_p = \frac{v}{n}$$

En suelos granulares, el valor de  $n$  varía de 0.3 a 0.5, por lo que  $v_p > v$ . El valor de  $v_p$  representa una velocidad media en los poros.

Para flujo laminar, de acuerdo con la ley de Darcy, se tiene (Fig. 20.1)

$$v = ki \quad (\text{ec. 20.2})$$

Donde  $k$  se define como el coeficiente de permeabilidad e  $i$  es el gradiente hidráulico que corresponde a la pérdida de carga por unidad de longitud en el trayecto del flujo de agua; es decir:

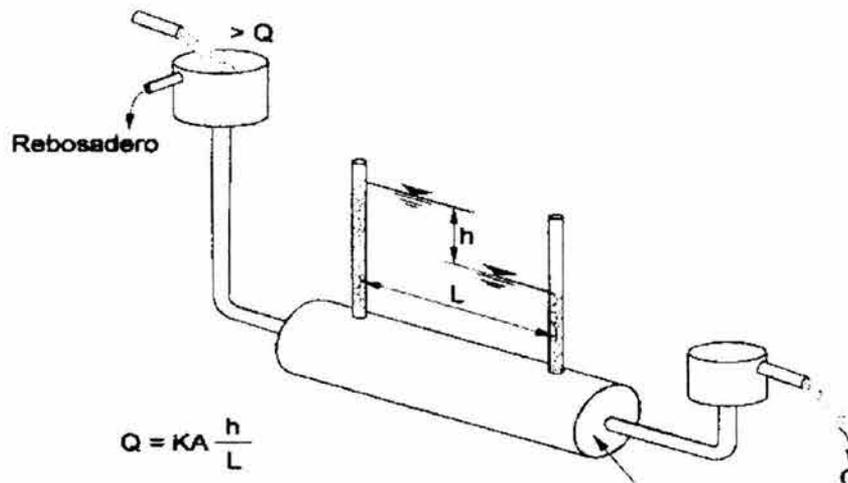
$$i = \frac{\partial h}{\partial l} \quad (\text{ec. 20.3})$$

El coeficiente de permeabilidad también puede definirse como:

$$k = \frac{Y_w}{\eta} K$$

Donde  $K$  es la permeabilidad específica, que depende de la forma y tamaño de los granos y de la porosidad. El símbolo  $\eta$  representa la viscosidad del agua, que es función de la temperatura. Para fines prácticos se considera

constante, ya que para 20° C se tiene  $\eta = 10.3 \times 10^{-6} \text{ seg/cm}^2$ , valor para el que normalmente se define el valor de  $k$  en laboratorio.



Donde:  $Q$  Gasto

$K$  Coeficiente de permeabilidad

$A$  Área de la sección transversal

$h$  Pérdidas de fricción en  $L$

Fig. 20.1 Representación esquemática de la ley de Darcy

Si se considera un elemento infinitesimal de la masa del suelo sujeto a filtración, entonces la velocidad de agua que entra y que sale del elemento puede representarse vectorialmente como se indica en la Fig.20.2; sin embargo, si no se

tiene pérdida de agua, por continuidad del flujo el gasto del agua que entra por los lados  $ab$  y  $ac$  debe ser igual a la que sale por los lados  $bd$  y  $cd$ .

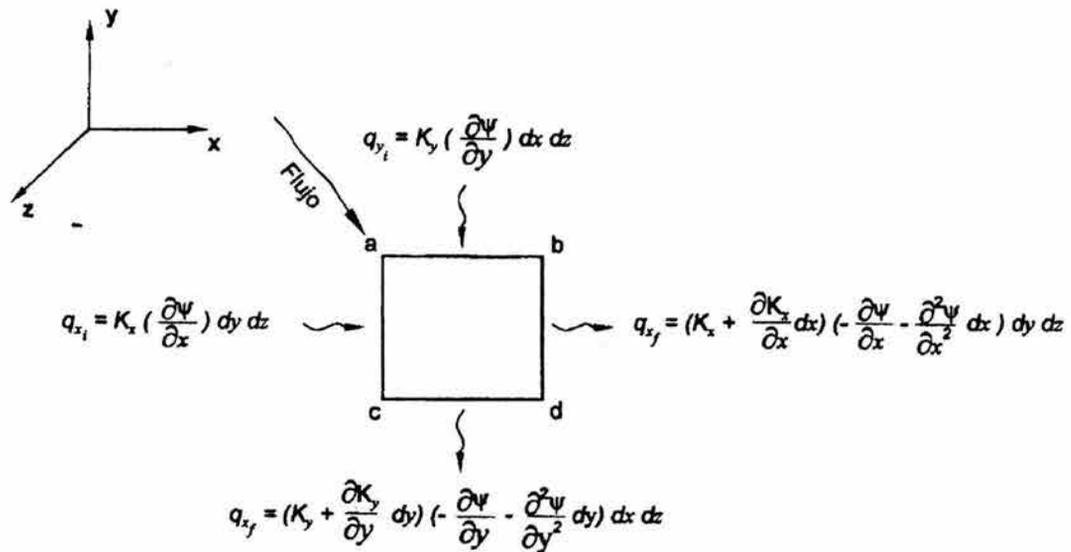


Fig. 20.2 Flujo de agua a través de un elemento de suelos

Así puede establecerse la condición de continuidad del flujo bidimensional

(esto es,  $q_z=0$ ):

$$\frac{\partial k_x}{\partial x} = \frac{\partial k_y}{\partial y} = 0 \quad (\text{permeabilidad constante})$$

El incremento de gasto  $\Delta q$  en las direcciones  $x$  y  $y$  se expresa como:

$$\Delta q = \Delta q_x + \Delta q_y = \left( k_x \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} \right) dx dy dz$$

donde:

$k_x, k_y, k_z$ , coeficiente de permeabilidad en las direcciones  $x$  y  $y$ ,  
respectivamente

$dx, dy, dz$  lados de un elemento diferencial.

En términos de la relación de vacíos y el grado de saturación, el incremento del gasto de un elemento diferencial respecto del tiempo resulta:

$$\Delta q = \frac{\partial V_w}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1+e} \frac{\partial (S_r e)}{\partial t} \quad (\text{ec. 20.4})$$

Para flujo establecido, la relación de vacíos,  $e$ , y el grado de saturación,  $S_r$ , permanecen constantes y la ecuación se simplifica en:

$$k_x \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{ec. 20.5})$$

El flujo de agua en un caso particular está gobernado por la ecuación (ec. 20.4), que con el tiempo tenderá a las condiciones de flujo establecido dadas por la ecuación (ec. 20.5).

### II.3 PERMEABILIDADES DE DIFERENTES SUELOS

Para efectos de comparación, en la tabla 20.1 se presentan los valores típicos del coeficiente de permeabilidad tanto de suelos granulares, como de suelos finos y de mezclas de éstos.

Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la mayoría de los depósitos de suelo presentan cierta estratificación con capas de mayor o menor permeabilidad, en general con una orientación prácticamente horizontal. Por tanto, se puede esperar en los suelos un comportamiento anisotrópico, en los que la permeabilidad en sentido horizontal es sensiblemente mayor que en el vertical. La anisotropía del suelo resulta determinante en problemas de abatimiento del nivel freático, lo cual debe considerarse en los estudios y pruebas que se realicen para evitar cometer errores serios.

Tabla 20.1 Coeficientes de permeabilidad típicos

Suelo	$K, \text{cm/s}$
Grava uniforme (GP)	0.2 a 1 ó más
Grava bien graduada (GW)	$5 \times 10^{-2}$ a 0.3
Arena uniforme (SP)	$5 \times 10^{-3}$ a 0.2

Arena bien graduada (SW)	$10^{-3}$ a 0.1
Arena limosa (SM)	$10^{-3}$ a $5 \times 10^{-3}$
Arena arcillosa(SC)	$10^{-4}$ a $10^{-3}$
Limo (ML)	$5 \times 10^{-5}$ a $10^{-4}$
Arcilla (CL)	$10^{-6}$ a $10^{-8}$
Arcillas coloidales (CH,OH)	$10^{-8}$ a $10^{-10}$

#### II.4 REDES DE FLUJO

El ingeniero de cimentaciones debe conocer las condiciones de la presión del agua en el suelo para un proyecto particular y definir las zonas en donde es previsible que ocurran fuerzas de filtración significativas. Con objeto de resolver el problema analíticamente, es necesario conocer la posición de las líneas de filtración y la variación del potencial hidráulico que se presenta en el agua que fluye siguiendo esas líneas de corriente. Para los problemas que puedan resolverse considerando el flujo como bidimensional, es posible obtener una solución razonable para fines prácticos, que proporciona resultados satisfactorios.

Si se consideran dos líneas de corriente que limitan un canal de flujo en el sistema, se puede establecer que la descarga en ese conducto es constante.

Asumiendo que el problema en estudio se reduce a dos dimensiones, entonces las líneas de corriente pueden ser representadas por la siguiente ecuación general:

$$\Phi = f_1(x, y) \quad (\text{ec. 20.6})$$

Donde  $x$  e  $y$  son las coordenadas de referencia; se obtiene una curva para cada valor determinado de  $\Phi$ , que representa una línea de flujo. Por otra parte, una superficie equipotencial es una superficie de igual nivel piezométrico que puede definirse por medio de:

$$\psi = h + z \quad (\text{ec. 20.7})$$

Donde  $z$  representa la altura del punto sobre el plano de referencia horizontal y  $h$  es la carga piezométrica para ese punto respecto de la superficie equipotencial. Entonces, a lo largo de la línea equipotencial el valor de  $\psi$  es constante, es decir, el lugar geométrico de los puntos de igual nivel piezométrico representa una línea equipotencial. La ecuación de la familia de líneas equipotenciales puede representarse con la siguiente ecuación:

$$\psi = f_2(x, y) \quad (\text{ec. 20.8})$$

En la cual, para cada valor constante de  $\psi$ , se obtiene una curva que representa a una línea equipotencial para la sección transversal considerada.

El sistema formado por la familia de las líneas de flujo y la correspondiente a líneas equipotenciales, define dos familias que son conocidas como red de flujo; para cada caso particular, de acuerdo con las características de frontera del dominio del flujo y según la geometría específica, se tiene una solución también particular.

#### **II.4.1 SUELO ISÓTROPO**

También puede demostrarse por consideraciones físicas y matemáticas que las funciones  $f_1$  y  $f_2$  resultan ortogonales entre sí, es decir, la familia de líneas de flujo resulta perpendicular respecto de la familia de líneas de igual nivel piezométrico; esto resulta válido sólo cuando las ecuaciones de Laplace se cumplen por dichas funciones y la masa de suelo es isótropa.

De acuerdo con lo arriba mencionado, la solución a problemas de flujo en dos direcciones, se reduce a encontrar dos funciones,  $\Phi$  y  $\psi$ , que satisfagan en forma simultánea las ecuaciones de Laplace y las condiciones de frontera particulares para el caso en estudio. Para fines prácticos se puede evitar el uso de teorías complicadas en la solución de las ecuaciones diferenciales resultantes,

empleando un método gráfico que normalmente proporciona suficiente aproximación.

Considérese la Fig. 20.3, en la que se muestra una familia de líneas de flujo perpendiculares a líneas equipotenciales en un suelo isótropo; en la red de flujo la caída de carga piezométrica  $\Delta h$  es constante; entre dos canales de flujo y dos líneas equipotenciales se define cada pareja de líneas de flujo, entre las cuales se presenta un mismo gasto.

Una red de flujo como la mostrada en la Fig. 20.3 y trazada según lo indicado en el párrafo anterior resulta formada por rectángulos curvilíneos. La magnitud de la descarga para cada uno de los canales resulta:

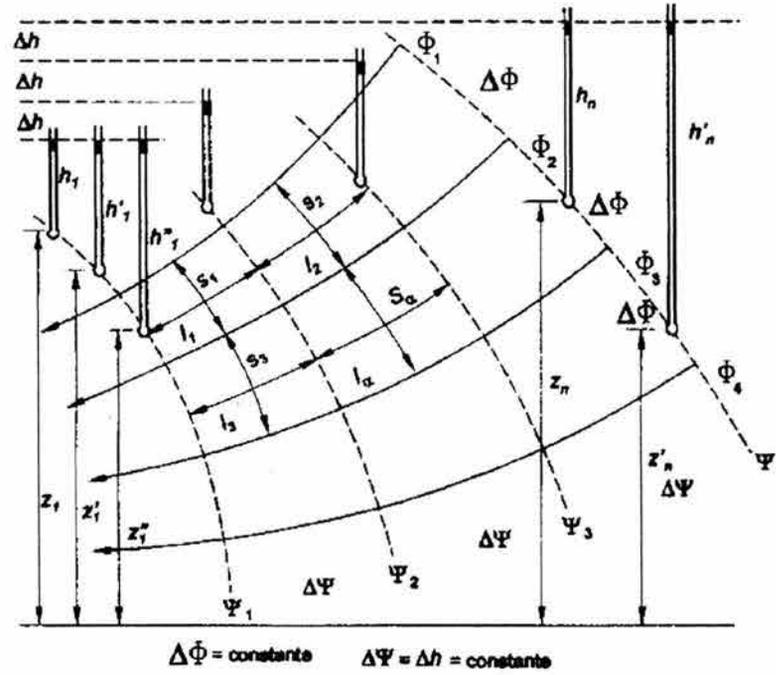


Fig. 20.3 Red de flujo de agua

$$\Delta q = k \frac{\Delta h}{l_1} S_1 = k \frac{\Delta h}{l_2} S_2 \dots = k \frac{\Delta h}{l_n} S_n \quad (\text{ec. 20.9})$$

Por lo tanto, al ser  $\Delta q$  y  $\Delta h$  constantes, se tiene:

$$\frac{S_1}{l_1} = \frac{S_2}{l_2} \dots = \frac{S_n}{l_n} \quad (\text{ec. 20.10})$$

Para facilitar el trazo de las redes de flujo se considera  $S_n/l_n = 1$ , por lo que en ellas se forman cuadrados curvilíneos. Entonces, al satisfacerse también las condiciones de frontera de un problema determinado, se obtiene una solución para el flujo en condiciones hidrodinámicas particulares del caso en análisis. Debe tomarse en cuenta que se han planteado las siguientes hipótesis:

- 1) El suelo es homogéneo e isótropo y el flujo cumple con la Ley de Darcy.
- 2) Las líneas de flujo y las que representan iguales niveles piezométricos son perpendiculares entre sí.
- 3) Los canales de flujo resultan con un mismo gasto:  $\Delta q = k\Delta h$ , donde  $\Delta h$  es la caída de carga entre dos líneas equipotenciales consecutivas.
- 4) La caída de potencial  $\Delta h$  es uniforme
- 5) El valor de  $\Delta h$  resulta igual a la caída de potencial total, dividida entre el número de caídas equipotenciales:

$$\Delta h = \frac{H_t}{N_p}$$

- 6) El gasto total correspondiente a una red de flujo, resulta igual al gasto de un canal multiplicado por el número de canales:

$$Q = \Delta q N_f$$

Una vez trazada la red de flujo, es posible determinar en cada punto, las siguientes propiedades:

La presión hidráulica:  $u = \gamma_w h$

El gradiente hidráulico:  $i = (H_t / l) N_p$

La velocidad (Darcy) de la corriente en el conducto:  $v = k(H_i/l)N_p$

El gasto  $Q = kH_i \frac{N_f}{N_p}$

El coeficiente  $N_f/N_p$  define el valor característico de la red de flujo; problema particular se deberá obtener uno y sólo uno de estos coeficientes

$$R_c = \frac{N_f}{N_p} \quad (\text{ec. 20.11})$$

En la Fig. 20.4 se presenta un ejemplo de aplicación que corresponde a una excavación limitada por dos tablestacas impermeables; en este caso, el perímetro de las tablestacas define una línea de frontera del flujo y la base impermeable otra frontera. Los llanos horizontales hacia cada una de las tablestacas corresponden a líneas equipotenciales como se muestra en la figura, para la red de flujo obtenida, corresponden 8 canales de corriente y 9 caídas de potencial.

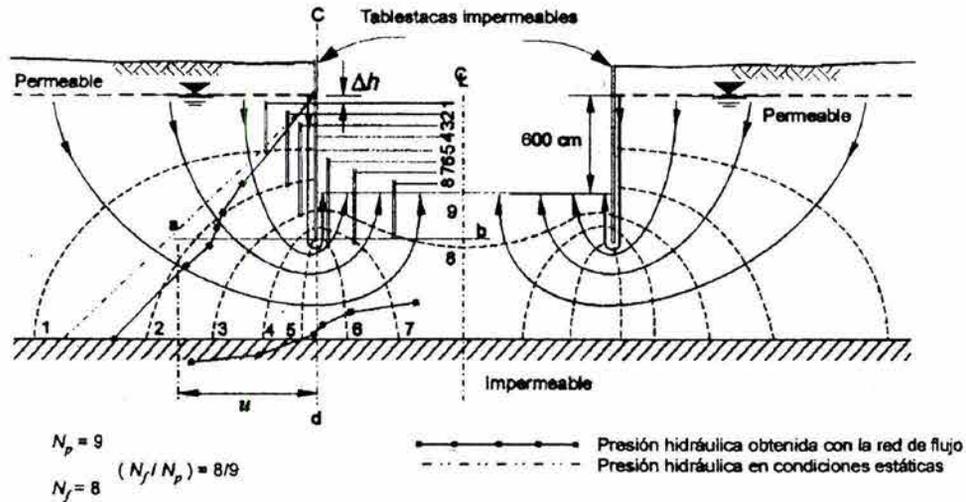


Fig. 20.4 Red de flujo para una excavación limitada por tablestacas impermeables

Considerando para el suelo un coeficiente de permeabilidad  $k = 10^{-3} \text{ cm/s}$ , el gasto por metro lineal resulta de:

$$Q = kH_i R_c$$

$$Q = 53 \text{ cm}^3 / \text{s} / \text{m}$$

También se puede obtener de la Fig. 20.4 la presión hidráulica en cada punto de la tablestaca, así como la subpresión en el plano  $ab$ , determinada por las líneas equipotenciales utilizando la expresión:

$$\Psi = h + z$$

Misma que se utiliza para determinar la posible existencia de una falla de fondo por subpresión.

#### **II.4.2 SUELO ESTRATIFICADO**

El caso correspondiente a suelos estratificados está representado por la ecuación (ec. 20.5), donde  $k_x$  y  $k_y$ , son los coeficientes de permeabilidad medios del suelo, en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente. Para resolver los problemas de flujo en este tipo de suelos por el método gráfico, se efectúa una transformación lineal de uno de los ejes coordenadas.

La escala de transformación  $\lambda = \frac{x_1}{x}$  está dada por:

$$\lambda = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}$$

El procedimiento para trazar la red de flujo es simple. Únicamente es necesario reducir la geometría, multiplicando todas las dimensiones horizontales por  $\lambda$  y trazar la red de flujo en la nueva geometría; la geometría real de dicha red se determina en el sistema coordenado normal multiplicando todas las abscisas del sistema transformado por  $\frac{1}{\lambda}$ , en la que las líneas de flujo ya no son ortogonales a las equipotenciales. El valor característico  $R_c$  de la red de flujo permanece igual en los dos sistemas ya que las ordenadas no cambian. La presión hidráulica no cambia, para puntos correspondientes, de un sistema a otro;

sin embargo, el gradiente hidráulico debe obtenerse en el sistema real, en el que las hipótesis enunciadas a continuación también sean válidas.

- 1) La caída entre líneas equipotenciales permanece constante
- 2) Todos los canales de flujo tienen el mismo gasto

Por otra parte, en suelos estratificados en que la permeabilidad no cambia de un estrato a otro en forma significativa, es posible hallar un coeficiente de permeabilidad promedio, tanto en la dirección horizontal como en la vertical.

Llamando  $k_1, k_2, k_3, \dots, k_n$  al coeficiente de permeabilidad (horizontal o vertical) y  $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$  al espesor de los diferentes estratos, se llega a las siguientes expresiones de los coeficientes de permeabilidad medios:

$$k_z = \frac{\sum_1^n k_i d_i}{\sum_1^n d_i} \quad \text{Flujo paralelo a la estratificación}$$

$$k_z = \frac{\sum_1^n d_i}{\sum_1^n \frac{d_i}{k_i}} \quad \text{Flujo normal a la estratificación}$$

### **II.4.3 LÍNEA DE FLUJO PARA LA SUPERFICIE LIBRE**

En algunos problemas relacionados con excavaciones es necesario encontrar la posición aproximada de la línea superior de flujo sujeta a la presión atmosférica; en general, su ubicación es desconocida, pero existen algunos procedimientos semiempíricos que pueden permitir ubicarla aproximadamente, basados en investigaciones prácticas.

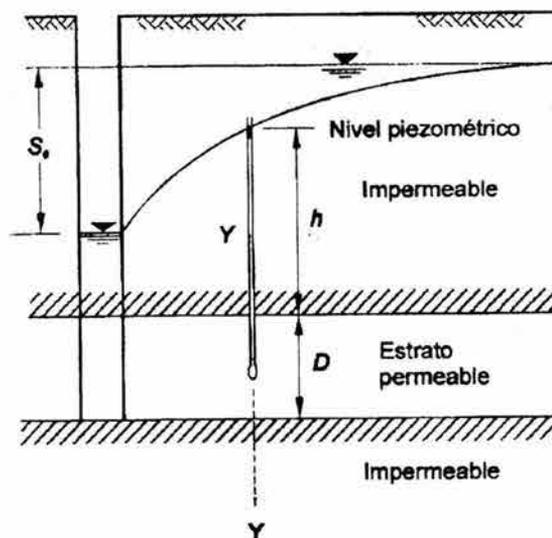
## III ANÁLISIS DE GRUPOS DE POZOS

### III.1 REDES DE FLUJO

En la ingeniería de cimentaciones es importante analizar el comportamiento hidrodinámica de grupos de pozos para conocer las condiciones de flujo y las presiones hidráulicas que afectan la estabilidad de las excavaciones, así como para evaluar el gasto en los pozos y programar el bombeo necesario. El estudio práctico de estos problemas puede enfocarse por medio de redes de flujo.

En el caso de un flujo horizontal a través de un estrato permeable confinado por estratos impermeables (Fig. 20.5), se asume que el gradiente hidráulico es constante en cualquier punto a lo largo de una sección vertical, y que es igual a la pendiente de la superficie libre del agua, determinada esta última por medio de piezómetros instalados en el estrato permeable.

Fig. 20.5 Flujo de agua horizontal en el acuífero confinado



La descarga total del grupo de pozos es:

$$Q = K_h D S_0 \frac{N_f}{N_p}$$

donde  $D$  es el espesor del estrato permeable y las literales restantes han sido previamente definidas.

El valor característico de la red de flujo es:

$$R_c = \frac{N_f}{N_p}$$

Para ilustrar el procedimiento, tomemos como ejemplo un pozo aislado de radio  $r_0$  que atraviesa un estrato permeable de espesor  $D_0$ . La red de flujo correspondiente se muestra en planta en la Fig. 20.6, en donde se aprecia que tiene un valor característico  $R_c = 1.6$  hasta la quinta línea equipotencial. Entonces, la descarga es igual a:

$$Q = 1.6(k_h D S_0) \quad (\text{ec. 20.11})$$

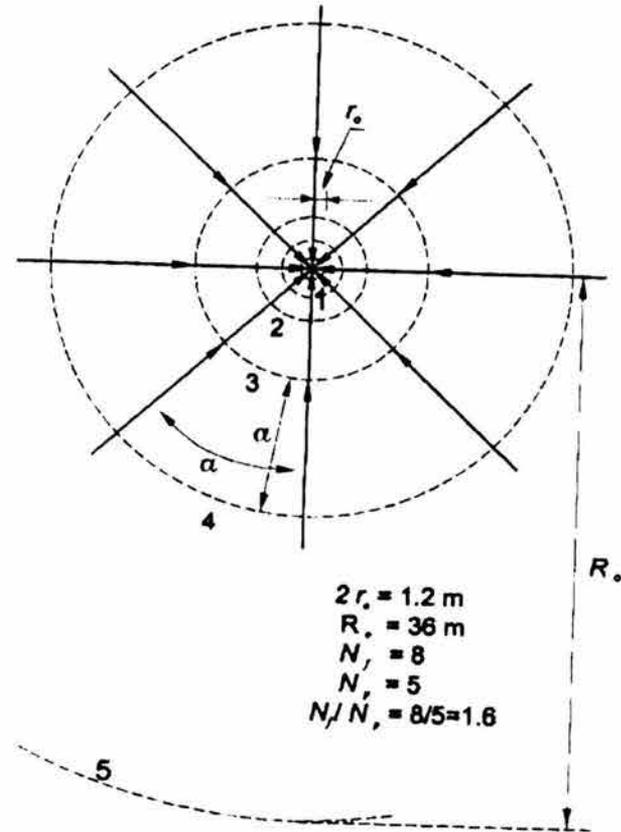


Fig. 20.6 Red de flujo para un pozo aislado

Este valor puede ser verificado usando la ecuación 20.A2.5 del Anexo 20.A2 deducida directamente de la hipótesis de Dupuit, considerando un solo estrato confinado.

$$Q = \frac{6.28}{\ln \frac{R_0}{r_0}} (k_h D S_0) \quad (\text{ec. 20.12})$$

Comparando las ecuaciones anteriores se observa que el valor característico  $R_c$  función del radio  $R_0/r_0$  que resulta:

$$R_c = \frac{6.28}{\ln \frac{R_0}{r_0}}$$

De la Fig. 20.6, para cinco caídas de potencial,  $R_0/r_0 = 60$  en donde se obtiene

$$R_c = 1.5$$

Los resultados obtenidos aplicando el método de la red de flujo a un pozo aislado y los cálculos por medio de la fórmula teórica pueden considerarse equivalentes. Antes de dibujar la red de flujo, debe estimarse el valor de  $R_0$  (ecuación 20.A2.6, A20.A2) para establecer la frontera de las líneas equipotenciales.

El concepto descrito puede aplicarse al estudio de un grupo de pozos en acuíferos, sujetos a flujo prácticamente horizontal; para acuíferos libres puede obtenerse una aproximación razonable aplicando la ecuación 20.A2.4 del Anexo A2 (Fig. 20.A2.2).

### III.2 CÁLCULO DEL GASTO DE DISEÑO

Considérese el caso de ocho pozos localizados en un área abastecida de agua en las fronteras  $A B C D$ , como se muestra en la Fig. 20.7.a, de tal forma que el perímetro del área representa la frontera de la línea equipotencial. Es decir, el agua tiene en todo el perímetro el mismo nivel piezométrico. Los ocho pozos de

diámetro  $2r_0$ , están distribuidos como se muestra en cuatro de ellos en la figura 20.7a, con los restantes dispuestos simétricamente respecto del eje  $CD$ .

El nivel dinámico en todos los pozos es el mismo. El espesor del estrato permeable es  $D_0$  y el coeficiente de permeabilidad,  $k_h$ . De la red de flujo se obtiene para cada pozo de orilla:

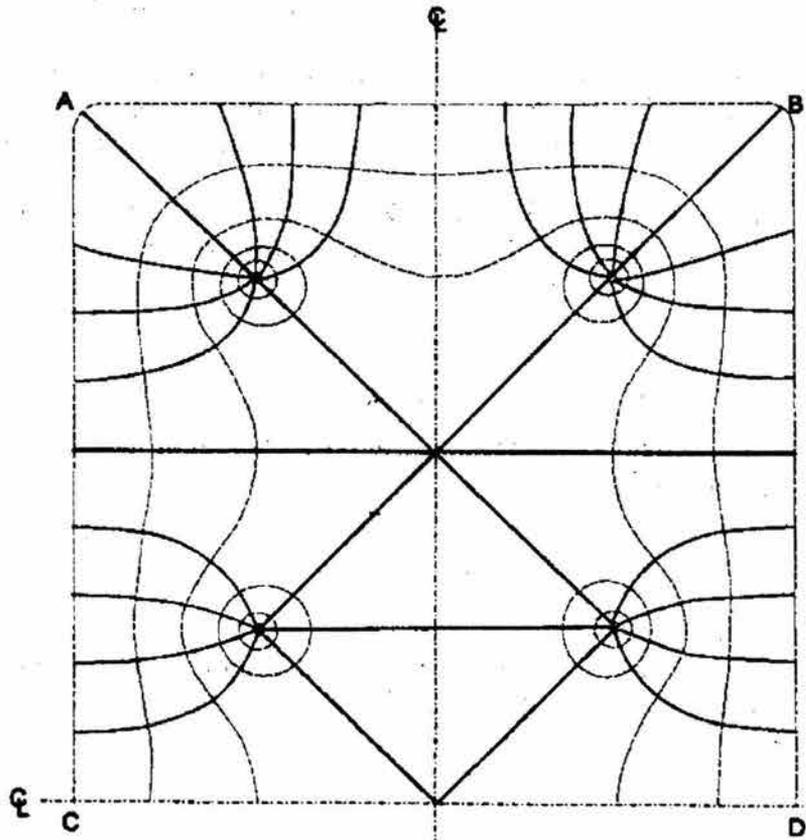
$$q = \frac{8}{5}(k_h D_0 S_0)$$

y para cada uno de los pozos intermedios:

$$q = \frac{5}{5}(k_h D_0 S_0)$$

Entonces la descarga total es:

$$q = 10.4(k_h D_0 S_0)$$



a) Red de flujo para ocho pozos

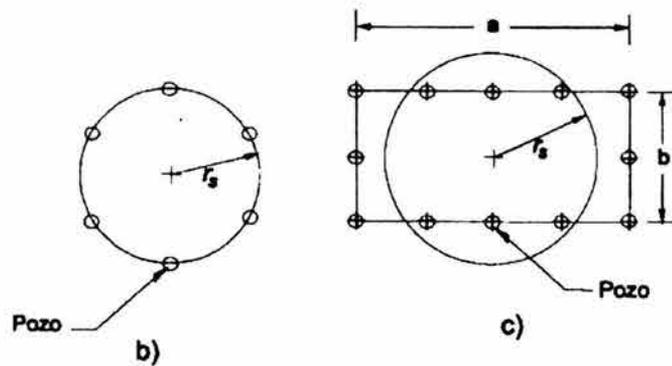


Fig. 20.7 Determinación del radio equivalente aproximado  $r$ , para sistemas circulares b) y sistemas rectangulares c)

Se observa que por medio de redes de flujo se pueden resolver problemas relativos a grupos de pozos, siempre y cuando se determine el valor de  $R_0$  correspondiente a la línea equipotencial de frontera, que se considera permanece sin afectaciones durante el bombeo realizado en los pozos.

### III.3 POZO EQUIVALENTE

Muchos problemas pueden ser analizados suponiendo que el sistema de pozos actúa como un solo pozo de radio  $r_0$ . Esta aplicación es de gran utilidad para un sistema circular de pozos con poco espaciamiento entre sí, como se muestra en la Fig. 20.7.b.

Los sistemas rectangulares como el de la Fig. 20.7.c pueden resolverse como un sistema circular de área igual a la envolvente de los pozos, de donde resulta:

$$r_s = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$$

Otros analistas prefieren considerar que un sistema rectangular actúa como un sistema circular con el mismo perímetro.

$$r_s = \frac{a+b}{\pi}$$

Los dos criterios producen aproximaciones razonables cuando los pozos se proyectan con un espaciamiento relativamente pequeño,  $R_0$  es sensiblemente mayor que  $r_0$  y la relación  $a/b$  es del orden de 1.5 ó menor.

#### **III.4 FLUJO DE AGUA HACIA EXCAVACIONES**

Al excavar por debajo del nivel freático ocurren dos fenómenos:

1. Disminución de los esfuerzos totales por la descarga de la masa de suelo excavada, que genera una disminución de esfuerzos efectivos y de la presión de poro; considerando que se va excavando sin cambio de volumen, existe un efecto de succión.

2. Tendencia al flujo por la diferencia de niveles de agua entre el interior de la excavación y el suelo circundante.

Se producen así dos gradientes que tienden a disminuir los esfuerzos efectivos debidos a la succión por descarga y a la diferencia de niveles de agua; conforme pasa el tiempo y dependiendo de la permeabilidad del suelo y la geometría de la excavación, se desarrolla un flujo para restablecer la condición hidrostática, durante el cual aumenta el contenido de agua y disminuyen los esfuerzos efectivos.

El objetivo del bombeo consiste en extraer el agua libre de la masa de suelo mientras permanezca abierta la excavación, para evitar eventuales condiciones de inestabilidad y deformaciones excesivas.

En la práctica, la diferencia de permeabilidades y estratificación de los depósitos naturales tiene las siguientes implicaciones.

### **III.5 EXTRACCIÓN DE AGUA EN SUELOS ARENOSOS**

Debido a la alta permeabilidad de los suelos granulares, el flujo se establece de manera inmediata, por lo cual el bombeo en estos suelos se diseña para controlar el gasto de agua que se filtra hacia la excavación, evitar fuerzas de acción ascendentes y poder trabajar en seco; el volumen que se requiere manejar puede variar desde  $0.1 \frac{m^3}{s}$  hasta varios  $\frac{m^3}{s}$ .

### **III.6 EXTRACCIÓN DE AGUA EN SUELOS FINOS**

Los depósitos de suelo arcillosos frecuentemente presentan microfisuramiento, así como intercalaciones de delgados estratos arenosos de mayor permeabilidad; en estas condiciones, el bombeo se realiza fundamentalmente para extraer el agua libre, con lo cual se evita que se activen las fisuras existentes y se disminuye al mínimo la modificación de esfuerzos efectivos por cambios en la humedad de los suelos finos; de esta manera se evitan expansiones excesivas y los asentamientos subsecuentes, así las

condiciones de inestabilidad por disminución de la resistencia de los suelos. En cualquier caso, los pozos deben atravesar todos los estratos que puedan generar una falla por sub-presión. En la Ciudad de México son usuales los gastos de 0.1 a 0.5 l/s en excavaciones típicas de 4 a 5 m de profundidad en predios con dimensiones del orden de 50 m de lado.

### III.7 FLUJO TRANSITORIO EN POZOS

La interpretación de las pruebas de bombeo en acuíferos granulares, se basa en soluciones teóricas, resolviendo la ecuación diferencial de flujo:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$$

Para el caso de acuífero homogéneo e isótropo o la ecuación diferencial de flujo:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = Ss \frac{\partial h}{\partial t}$$

en el caso de acuífero heterogéneo y anisotrópico. En las ecuaciones anteriores los parámetros son:

- $h$  : nivel piezométrico
- $x, y, z$  : coordenadas cartesianas
- $s$  : coeficiente de almacenamiento
- $T$  : coeficiente de transmisibilidad
- $t$  : tiempo

$k_x, k_y, k_z$  : permeabilidades en las direcciones ortogonales  $x, y, z$

$S_s$  : rendimiento específico

Las soluciones de las ecuaciones de los sistemas anteriores expresan matemáticamente el comportamiento de los niveles piezométricos en el área estudiada con el bombeo.

Al efectuar una prueba del acuífero, la gráfica de las observaciones de campo y las consideraciones geológicas, hidrológicas y topográficas permiten elaborar un modelo del sistema geohidrológico en el que se trabaja. Una vez identificado el sistema, empleando las ecuaciones correspondientes pueden deducirse las características hidráulicas  $T$  y  $S$  buscadas.

Existen muchos métodos para construir pozos de bombeo y la selección de uno particular depende del propósito del pozo, de la cantidad de agua requerida, de la profundidad del nivel freático, de las condiciones geológicas del sitio y de toda una serie de factores de costo. En general los pozos pueden dividirse en relativamente superficiales o poco profundos y profundos. Los pozos poco profundos pueden construirse de brocal, tal como tradicionalmente pueden verse en todas partes del mundo, o bien con perforación previa, hincados o por avance con inyección. Los pozos profundos se construyen con perforación previa hincados con una herramienta de percusión o con una máquina rotatoria.

Una vez perforado el pozo, deberá ser acabado como se describirá en párrafos subsecuentes de esta tesis y probado antes de proceder a la instalación definitiva de su bomba, también deberán sellarse y mantenerse correctamente.

Evidentemente, antes de construir un pozo se requiere la suficiente exploración del sitio, para lo cual se recurre generalmente a sondeos realizados como se describe en el capítulo anterior y a métodos especiales de exploración de acuíferos.

## **IV CONSTRUCCIÓN DE POZOS DE BOMBEO**

---

### **IV.1 INSTRUMENTACIÓN**

La instalación de instrumentos es necesaria para medir la carga hidráulica en un acuífero y evaluar el rendimiento de un sistema de abatimiento; para ello se utilizan piezómetros y pozos de observación. Con el piezómetro se miden presiones en un acuífero confinado y con el pozo de observación normalmente se determina el nivel freático en un acuífero libre.

Para poder programar la cantidad, ubicación, profundidad de instalación de piezómetros y tubos de observación, es indispensable conocer las condiciones estratigráficas de la zona en estudio y, además, es muy conveniente anotar cuidadosamente las condiciones del suelo en las perforaciones efectuadas para la instalación de estos instrumentos, ya que la presencia inesperada de capas de arcilla puede distorsionar la información.

#### **IV.1.1 INSTRUMENTACIÓN EN ARENAS**

Los piezómetros que se utilizan en suelos arenosos son de tipo abierto y se pueden instalar en una perforación previa (piezómetro tipo Casagrande) o hincados (punta piezométrica).

### **Piezómetro abierto en perforación previa**

Consta de un tubo vertical, de PVC o metálico de 1.3 cm de diámetro, con coples cementados y una celda permeable en su parte inferior; esta celda es un tubo de PVC de 4.8 cm de diámetro y 30 cm de altura, con ranuras horizontales de 1 mm que permiten el paso del agua (Fig. 20.8). Se acostumbra llenar la celda permeable con arena de partículas mayores de 2 mm; usualmente se coloca un filtro o una malla muy fina para confinar la arena dentro de la celda.

Estos piezómetros se instalan en perforaciones verticales de 4 pulg. De diámetro como se muestra en la Fig. 20.8.b; el fluido de perforación debe ser agua. Para soportar la arena se utiliza ademe metálico de diámetro  $N$ ; terminada la perforación a una profundidad de 60 cm bajo la de instalación del piezómetro se hace circular agua limpia hasta que retorne con un mínimo de material en suspensión.

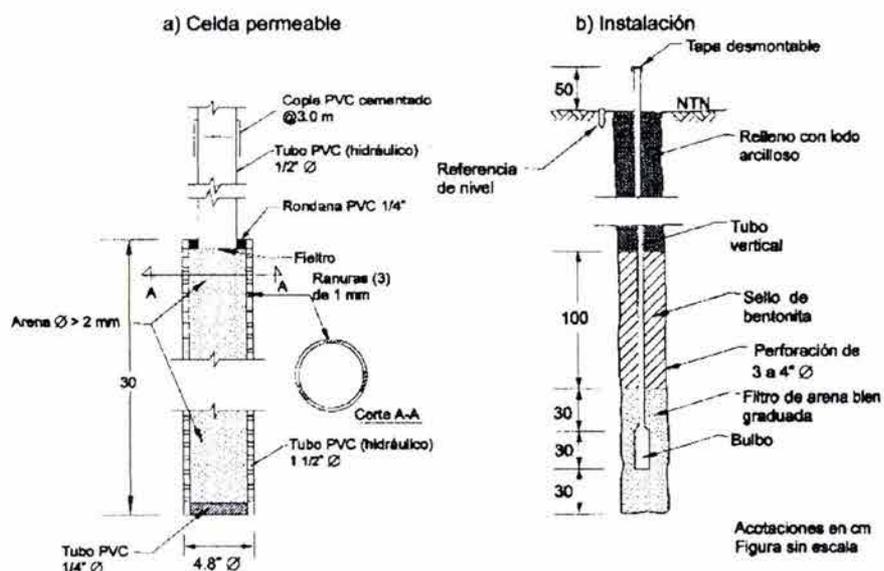


Fig. 20.8 Piezómetro abierto

El piezómetro debidamente ensamblado se coloca dentro del pozo, asentándolo en arena bien graduada previamente vertida al fondo. En la parte superior de la tubería se coloca un tapón, roscado o débilmente cementado, con una pequeña perforación para que el aire entrampado tenga salida. El ademe se extrae en tramos de 10 cm, vaciando gradualmente arena dentro del pozo hasta 30 cm por arriba del bulbo. Se agrega bentonita en bolsas para sellar un tramo de un metro, controlando su volumen; este sello impide la intercomunicación de un acuífero confinado, con los otros acuíferos. El resto del pozo se rellena con lodo arcilloso.

La celda permeable permite que se defina la altura piezométrica del agua en el acuífero en que fue instalada; el nivel del agua dentro del tubo vertical se determina con una sonda eléctrica.

### Piezómetro abierto hincado

Está integrado por a) tubo de cobre de 5/8 pulg. de diámetro y 30 cm de longitud, con perforaciones de 5 mm, Fig.20.9, forrado con fieltro permeable, b) tubo de fierro galvanizado de 3/4 pulg. de diámetro en tramos de 1.0 m con coples, y c) punta cónica de acero de 2.7 cm de diámetro con sello temporal de silicón al tubo galvanizado.

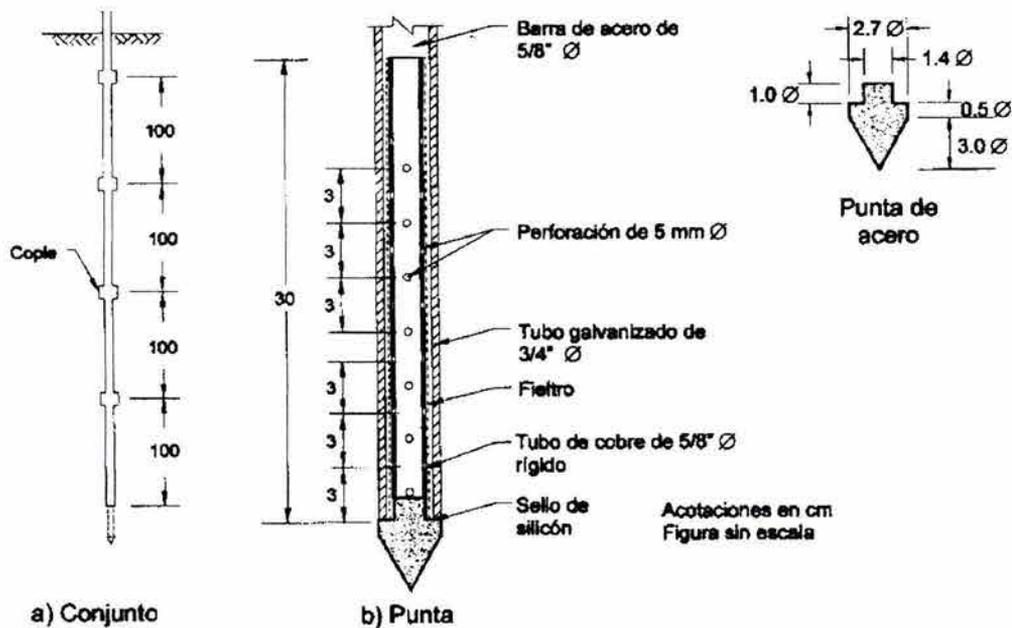


Fig. 20.9 Punta piezométrica

El procedimiento de instalación de estos piezómetros consta de las siguientes actividades:

1) Perforar manualmente con barrena helicoidal o con perforadora mecánica hasta un metro arriba de la profundidad de instalación

2) Hincar el piezómetro en el suelo en la posición cerrada (Fig. 20.10.a)

3) Introducir en el piezómetro una barra auxiliar de acero de 3/8 pulg. de diámetro, en tramos de 1.5 m con cuerda, para formar una columna continua; a continuación verter agua, hasta igualar el nivel en el interior del tubo (*NA*) con el nivel freático (*NF*).

Enseguida, con la barra auxiliar, empujar a presión la punta de la celda permeable (Fig. 20.10.b) o bien golpear con los impactos de un martillo hasta abrir el piezómetro 20 cm (Fig. 20.10.c)

4) Extraer la barra de acero y agregar agua de manera que el nivel *NA* no cambie bruscamente, sino que se mantenga cerca o por arriba del nivel freático (*NF*); este nivel tenderá a su posición de equilibrio (Fig. 20.10.d)

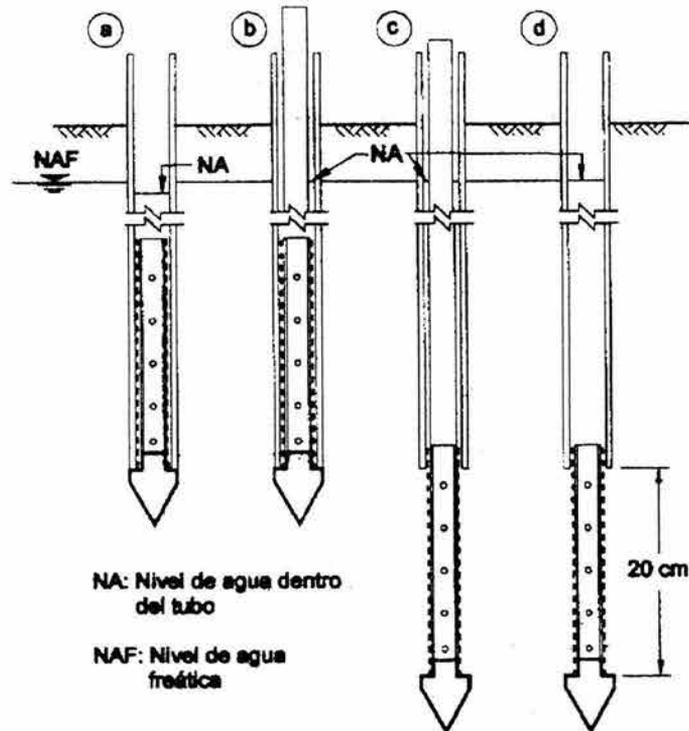


Fig. 20.10 Instalación de punta piezométrica hincada

El nivel del agua dentro del tubo se determina con una sonda eléctrica, cuyas lecturas resultan muy confiables ya que los piezómetros se instalan sin emplear lodo bentonítico; por otro lado, la posibilidad de instalarlos manualmente los hace particularmente útiles para colocarlos en sitios de acceso difícil.

#### **Tubo de observación del nivel freático**

Este dispositivo permite determinar la posición del nivel freático, así como su variación estacional en los períodos de lluvias y sequía; también permite

determinar el abatimiento de este nivel durante una prueba de bombeo o por el funcionamiento de un sistema de abatimiento.

El tubo de observación es un dueto vertical instalado dentro de una perforación, que se profundiza por lo menos un metro por debajo del nivel freático o del nivel de abatimiento previsto (Fig. 20.11); su parte inferior es permeable para permitir la entrada del agua y la superior sellada con bentonita, para evitar que el agua superficial entre al tubo.

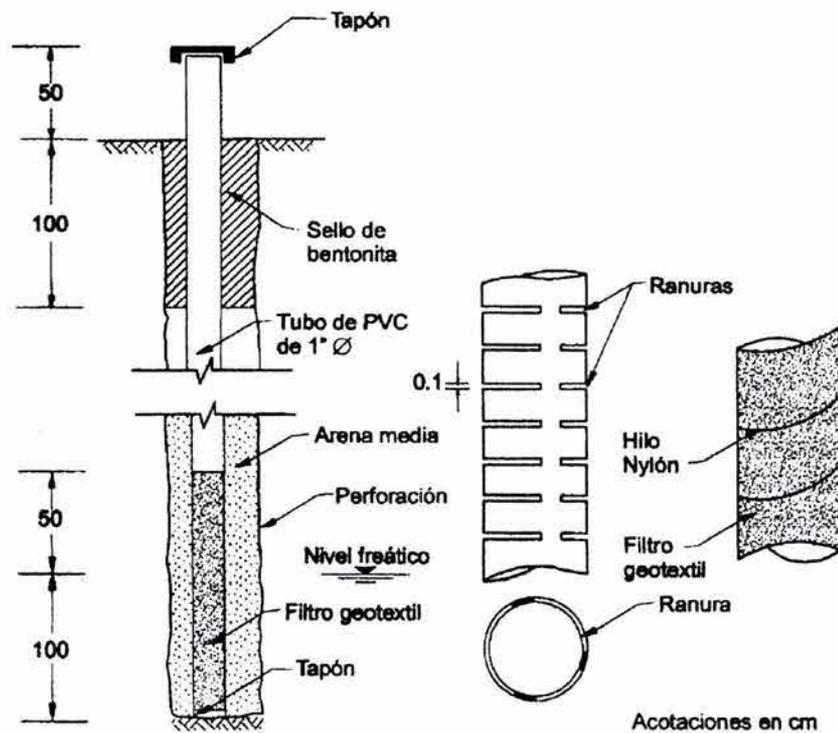


Fig. 20.11 Tubo de observación

### **IV.1.2 INSTRUMENTACIÓN EN ARCILLAS**

Para medir la presión de poro en suelos arcillosos los piezómetros abiertos no son adecuados, ya que el volumen de agua que debe desplazarse para alcanzar el nivel piezométrico puede disminuir la presión de poro y obtenerse una lectura baja.

Sin embargo, si para evitar subpresión con la arcilla el abatimiento se realiza en un estrato arenoso intercalado, en este último se deben instalar piezómetros abiertos para conocer la presión durante la excavación.

Para medir la presión de poro en arcillas deben utilizarse piezómetros neumáticos, que permiten medir directamente la presión que ejerce el agua sobre una membrana o diafragma; como el volumen de agua que se requiere para activar la membrana es muy reducido, su tiempo de respuesta es corto.

En la Fig. 20.12 se muestra un piezómetro neumático en el que el censor está formado por dos piezas cilíndricas de acero inoxidable unidas con 6 tornillos de 1/4 pulg.; ambas piezas aprisionan perimetralmente la membrana flexible de acero inoxidable de 0.002 pulg. de espesor. El procedimiento de instalación es similar al indicado para piezómetros abiertos instalados en perforación previa. La presión que ejerce el agua en la membrana se determina equilibrándola con aire, valiéndose de un sistema con presión controlada.

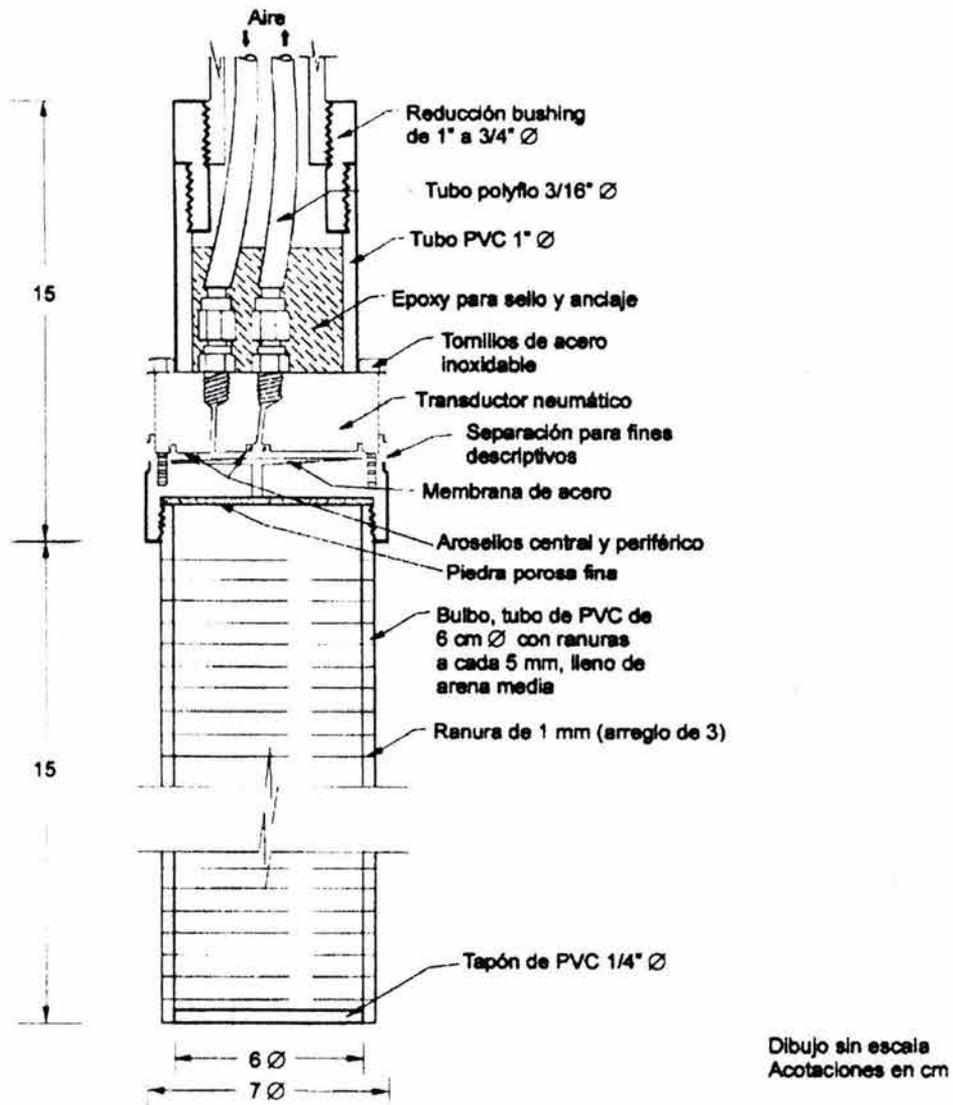


Fig. 20.12 Piezómetro neumático

Los piezómetros neumáticos son instrumentos delicados cuya instalación y operación debe encomendarse a personal cuidadoso debidamente entrenado.

## **IV.2 GENERALIDADES**

Hablando desde un punto de vista eminentemente descriptivo, un pozo de bombeo es una perforación generalmente vertical que alcanza profundidades mayores que el nivel de aguas freáticas y cuyo objeto es extraer aguas subterráneas a la superficie.

## **IV.3 POZOS POCO PROFUNDOS**

Existen, como ya se indicó, varios tipos de pozos poco profundos; a continuación se les describe someramente:

### **Pozos de brocal**

Es el pozo típico que es posible ver en granjas o viviendas existentes en lugares que no gozan de los servicios de una traída general de aguas. Su gasto rara vez excede los 10 lt/s lo que los circunscribe a usos domésticos, si bien hay casos de pozos de brocal instalados en acuíferos muy abundantes, en los que se llegan a extraer hasta 100 lt/s

La profundidad a que se instalan los pozos de brocal no suele exceder de 15 o 20 m, con un diámetro cercano al metro y, en cualquier caso, conviene que penetren unos 5 ó 6 m bajo el nivel freático. Los pozos que han extraído mayores y más constantes gastos estuvieron instalados en depósitos aliviales o glaciales no consolidados.

Generalmente estos pozos se excavan a mano o con equipo de excavación ligero y casi siempre se ademan con madera o tablestaca metálica, como ademe provisional y con mampostería, concreto o aún simple piedra acomodada, como revestimiento definitivo. Suelen estar provistos de una bomba de mano.

### **Pozos perforados**

Son quizá los más económicos cuando el terreno es blando y el nivel freático no está muy profundo. Se construyen realizando una perforación con una herramienta rebanadora accionada a mano o mecánicamente; si es a mano, no pueden llevarse a más de 20 m de profundidad, con diámetros de 15 o 20 cm; si se hacen mecánicamente, puede llegarse a profundidades de 30 a 40 m, con diámetros de hasta 1 m. Todas las herramientas de ataque son variantes, más o menos elaboradas, de la posteadora. Las perforaciones deben hacerse preferentemente sin ademe interior por ahorro, pero éste ha de colocarse sistemáticamente al atravesar arenas o gravas sueltas o al trabajar bajo el nivel freático,

### **Pozos hincados en el terreno**

Están formados por tramos de tubería hincados a golpes en el terreno hasta sobrepasar la profundidad del nivel freático. En el extremo inferior existe una sección perforada, para captación de las aguas. Estos pozos suelen tener un

diámetro de 10 cm y suelen llevarse hasta 30 m de profundidad como máximo. Los mejores resultados con estos pozos se obtienen cuando el nivel freático está a 4 o 3 m de profundidad, pues así se logran los mejores conos de depresión, sin sobrepasarla altura de succión, al usar este tipo de bombas. Pueden proporcionar gastos del orden de 3 lt/seg. Los pozos punta para abatir el nivel freático en zonas localizadas del terreno suelen ser de este tipo; en ese caso se colocan baterías de pozos unidos a la misma bomba de succión.

Los pozos hincados sólo pueden instalarse en terrenos relativamente blandos, sin grava, boleos o fragmentos de roca; de otro modo se destruye su punta con los impactos.

### **Pozos construidos con avance por inyección**

Se construyen aprovechando la acción de un chiflonaje suficientemente intenso. Su diámetro suele ser de 6 a 8 cm, aunque se ha llegado a 30 cm en algunas ocasiones. La profundidad alcanzada con sencillez es del orden de 20 a 30 m, en terrenos apropiados en los que la inyección puede ser un sistema rápido y eficiente de construcción.

Según la herramienta inyectora va bajando se debe ir colocando un ademe exterior en el pozo para evitar derrumbes, una vez alcanzada la profundidad debida se coloca dentro de la perforación la tubería del pozo, con su punta porosa y se extrae el ademe exterior. En épocas más recientes se han desarrollado

procedimientos de construcción en los que la tubería definitiva del pozo se introduce directamente con un inyector en su extremo inferior.

#### **IV.4 POZOS PROFUNDOS**

La mayor parte de los pozos profundos para gasto grande se construyen con perforación previa, sea con avance por herramientas pesadas de percusión o con ayuda de máquinas perforadoras de tipo rotatorio; en lo que sigue se describen someramente ambos procedimientos.

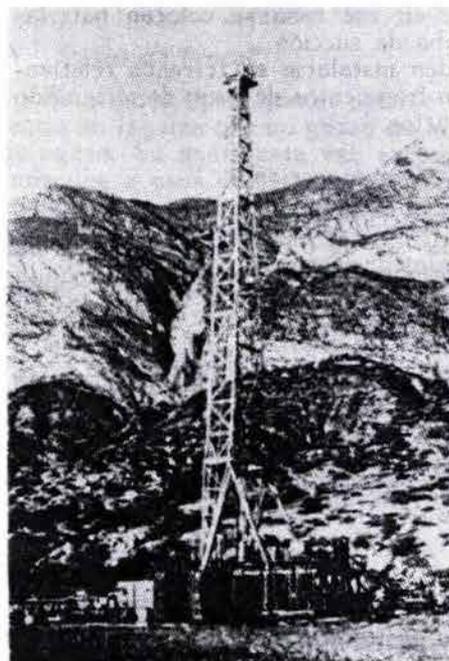
##### **Pozos construidos con percusión**

Las herramientas utilizadas para la construcción de estos pozos son las convencionales de percusión, generalmente consistentes en una masa pesada, con punta de ataque, que se manipula y deja caer al extremo de un cable. El material desprendido se remueve del pozo con una cuchara grande. Las perforaciones que pueden lograrse con estos equipos oscilan entre 8 y 60 cm de diámetro.

La efectividad del método se hace menor en terrenos friccionantes muy sueltos, en que ocurren derrumbes frecuentemente o en los muy duros (roca más o menos sana), en que se dificulta en exceso el avance de la herramienta de penetración.

Generalmente se requiere ademar los pozos que se construyen a través de formaciones no muy firmes; el ademe suele hincarse también. a golpes, para lo

cual deberá estar también provisto de una punta de ataque en su tramo inferior. Normalmente es de tubería metálica y cuando se prevén grandes maniobras de hincado a profundidades poco comunes (y estos pozos de bombeo se han construido hasta algunos cientos de metros) no es raro utilizar ademe de doble pared para mejor protección.



Aspecto exterior de un pozo profundo

Un punto importante en la construcción de pozos profundos de bombeo es el cuidar su verticalidad, pues desviaciones de ésta interfieren con las operaciones de bombeo y dificultan la operación del pozo; no suelen admitirse desviaciones de más de 4 cm en 10 m de longitud del pozo, este problema es particularmente grave en perforaciones a través de terrenos muy duros y a veces se ha corregido

haciendo detonar explosivos en el extremo inferior del pozo, para aflojar el material y permitir el avance vertical.

### **Pozos construidos con máquina rotatoria**

Este es seguramente el método más rápido para construir un pozo profundo. Con él es posible llegar a diámetros de 50 cm y aún mayores. Es frecuente el avance con lubricación con lodos y en tal caso el mismo lodo proporciona un excelente ademe provisional; en otros casos se requiere sin embargo, ademe de tubería de acero.

En últimas fechas se está haciendo cada vez más popular el retirar el material atacado del fondo del pozo con succión desde la superficie.

### **Acabado del pozo**

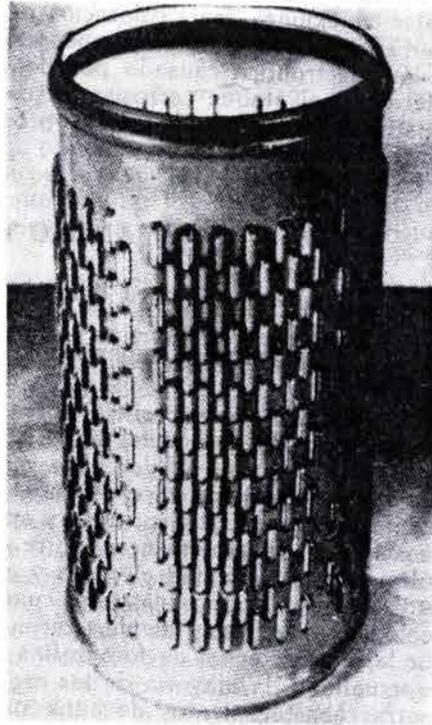
Una vez que el pozo ha terminado de perforarse y se ha probado su gasto y el cono de abatimiento que produce, debe dársele su acabado definitivo; esta obra ha de hacerse con el criterio de proporcionar fácil entrada al agua, cuidando a la vez la contaminación del pozo por arrastres.

Cuando el terreno en que se hizo la perforación sea firme, el pozo carecerá de ademe y el agua entrará directamente a la tubería de succión; en terrenos blandos o sueltos habrá, por el contrario, un ademe sosteniendo la perforación. En todos los casos deberán disponerse perforaciones en los tubos de ademe en

todos los tramos que estén en contacto con estratos acuíferos, sellando los que no lo estén; en el extremo inferior del tubo de succión o del ademe que forme la pared del pozo se coloca frecuentemente una verdadera malla para permitir el paso expedito del agua. Las perforaciones de las tuberías se hacen generalmente con máquina y deben seguir, en cuanto a diámetro, las reglas dadas con máquina y deben seguir, expresado en el tubo de drenaje para aeropistas.

Una vez terminadas estas operaciones el pozo ha de ser desinfectado y protegido contra polución, aunque quizá el único medio realmente efectivo para lograr lo último estriba más bien en la apropiada localización del pozo, lejos de fuentes de contaminación natural o humana. El grado de contaminación aceptable depende, naturalmente, de los fines que se deseen dar al agua extraída del pozo.

La causa más frecuente de falla de un pozo de bombeo es el abatimiento del nivel freático, que muchas veces no se debe a ninguna falla del pozo propiamente dicho; los remedios más comunes para este problema suelen ser disminuir el bombeo y profundizar más el pozo. Otras fallas se deben a defectos de construcción del pozo, tales como malas conexiones, mala colocación de filtros, etc. La corrosión es un gran enemigo del pozo de bombeo; por efecto químico del agua o por acción electrolítica causado por potenciales generados por metales diferentes, el ataque corrosivo es común y siempre de desastrosas consecuencias. El uso de metales protegidos o de protección catódica ha dado excelentes resultados.



Detalle de la tubería de captación de un pozo de bombeo

# V EXPLORACIONES PARA LA DETECCIÓN DE AGUA SUBTERRÁNEA

---

## V.1 EXPLORACIÓN SUPERFICIAL

La investigación superficial permite en ocasiones estimar los lugares en que podrá obtenerse agua subterránea e inclusive en ciertos casos juzgar de su calidad. Los métodos geofísicos han producido buenos resultados para localizar y analizar con cierto grado de aproximación aguas subterráneas; entre ellos se han revelado como más útiles el de resistividad eléctrica y el geosísmico. Los resultados de estos métodos se hacen óptimos cuando se combinan con una buena geología superficial y amplios reconocimientos, basados o ayudados por la interpretación de fotografías aéreas a escala apropiada. En la actualidad, la mayoría de la organizaciones responsables de encontrar abastecimientos de agua subterránea emplean los métodos geofísicos y ven en ellos quizá, el más económico medio de llegar a obtener una información concreta realmente valiosa.

Los datos geológicos publicados en forma de carta, complementados con reconocimiento sobre el terreno permiten a menudo también llegar a conclusiones muy útiles, aunque no tan fundamentales cualitativa y cuantitativamente como las que se obtienen de los métodos geofísicos.

El estudio de los depósitos y zonas de erosión en una cierta área puede indicar la ubicación y regularidad de mantos acuíferos. El tipo de las formaciones rocosas de superficie puede sugerir algo respecto a la cantidad de agua disponible; la estratigrafía y la historia geológica son importantes para imaginar la continuidad e interconexión entre los acuíferos, así como su importancia. La geología superficial también permite estimar el tipo de perforación que debe hacerse para construir los pozos.

## **V.2 EXPLORACIÓN PROFUNDA**

Los estudios profundos son el único medio para obtener información realista y comprobada sobre la existencia y cantidad disponible de agua subterránea.

La exploración profunda dispone de dos métodos eficaces: la perforación y la prospección geofísica.

La perforación proporciona información a lo largo de la línea según la que se haga el sondeo y es no sólo un excelente método de exploración, sino también una poderosa arma para comprobar los resultados de otros métodos. La perforación debe ir acompañada de un muestreo adecuado que permita conocer la naturaleza de las formaciones que componen el subsuelo, este muestreo debe comprender al agua encontrada.

Los métodos de perforación exploratoria son los convencionales, ya descritos brevemente. En formaciones no muy duras es común el uso de

herramientas de percusión, presión y aún rotatorias; en las formaciones duras deberán usarse exclusivamente los métodos de avance por rotación.

Los métodos geofísicos vuelven a ser los más económicos y rápidos para exploración profunda con fines de búsqueda de agua subterránea; para estos fines se usan los geoelectrónicos, con investigación de cambio de resistividad eléctrica en el subsuelo en forma casi exclusivas. Entre los otros métodos de cierto uso destaca el de los potenciales eléctricos en el cual se miden los diferentes potenciales naturales que tienen los materiales que componen la corteza terrestre, generalmente un electrodo se introduce en una perforación y el otro está en la superficie del terreno; un potenciómetro permite realizar las lecturas necesarias.

A lo largo de una perforación, la temperatura tiende a crecer con el gradiente geotérmico ( $1^{\circ}$  C cada 30 m de profundidad). Cuando las condiciones medidas se apartan de esta ley general, puede hacerse una interpretación que proporciona información sobre la circulación de agua subterránea y las condiciones geológicas del terreno. Temperaturas anormalmente bajas indican la presencia de gases o de aguas procedentes de la superficie; temperaturas más altas de lo debido suelen ser debidas a aguas de origen muy profundo.

Las velocidades del flujo en los pozos pueden medirse con diversos dispositivos eléctricos que detectan también las direcciones del flujo.

Modernamente las substancias radioactivas se han incorporado también con mucho éxito a estos programas de medición.

### **V.3 DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA**

Una prueba de bombeo tiene por objeto la determinación de los parámetros que definen el comportamiento de un acuífero ante la acción de un pozo y dentro del marco de una teoría determinada. De acuerdo con lo anterior, posiblemente sería más lógico exponer en primer lugar las teorías existentes de flujo de agua hacia pozos y posteriormente especificar el tipo de prueba que resulte conveniente para cada una de ellas, como se ha expuesto en este trabajo. Sin embargo, en la práctica antes de ejecutar una prueba de bombeo se tiene tan solo una idea derivada del examen de los cortes geológicos y detalles de instalación de los pozos sobre las teorías que pueden resultar aplicables al caso en cuestión. La última palabra puede decirse solamente después de examinar los resultados de la prueba. Por esta razón el procedimiento que se siga durante la ejecución de una prueba debe ser, en lo posible, suficientemente general para permitir la determinación de los parámetros de un buen número de casos.

El tipo de prueba que se adapta mejor a la anterior finalidad es la prueba de bombeo a gasto constante. Para ello, es necesario contar con un pozo de bombeo y uno o más pozos de observación y tener conocimiento de cortes geológicos, características de perforación y detalles de instalación de ademes (zonas ranuradas y zonas ciegas). Los brocales de los pozos deben estar nivelados de manera que los niveles piezométricos en los mismos puedan referirse a un mismo plano.

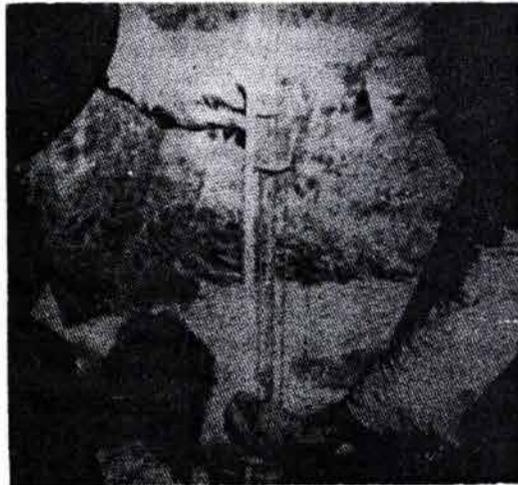
Respecto a la distancia que deben guardar los pozos de observación del pozo de bombeo conviene indicar que a mayor distancia es necesaria una mayor duración de la prueba. Por otra parte, si la distancia es muy pequeña pueden detectarse anomalías de carácter local que distorsionen los resultados haciendo difícil su interpretación.

Teniendo en cuenta lo anterior y como un compromiso entre los dos extremos se recomienda que los pozos de observación se ubiquen a distancias iguales a múltiples enteros de la mitad de la profundidad de pozo de bombeo. Es conveniente además que los pozos de observación, en caso de existir varios, se ubiquen a distancias diferentes y en direcciones distintas.

No se efectuarán pruebas de bombeo si el pozo de bombeo no ha sido previamente limpiado y desarrollado hasta que el agua que se extrae del mismo salga perfectamente limpia, sin presentar turbiedad al efectuar cambios bruscos de gasto. Además, el desarrollo del pozo debe efectuarse a un gasto igual o mayor que el que se empleará durante la prueba de bombeo. Los pozos de observación deben recibir también una limpieza esmerada, ya que de no ser así no reflejarán fielmente las variaciones piezométricas que ocurran en el acuífero que los rodea.

La prueba de bombeo consiste esencialmente en la ejecución de un bombeo a gasto constante a partir de un tiempo dado, con observación simultánea de las variaciones de nivel tanto en el pozo de bombeo como en los de observación. El gasto se selecciona de manera que los abatimientos en el pozo de

bombeo no sean mayores que la cuarta parte de la columna inicial de agua en el pozo de bombeo medida desde el fondo. Para lograr lo anterior, habrá que auxiliarse con los datos del desarrollo.



Realización de lectura de niveles en un pozo de bombeo

Para efectuar las mediciones en el pozo de bombeo es recomendable instalar entre la columna de succión de equipo de bombeo y en el ademe del pozo un tubo de pequeño diámetro, de material plástico sumergido, que permita introducir la sonda eléctrica sin riesgo de que ésta quede atrapada entre el equipo de succión y el ademe del pozo. Eventualmente puede utilizarse el mismo tubo para hacer las mediciones con un manómetro neumático, previa aplicación de aire comprimido.

En el caso de los pozos de observación, las mediciones pueden efectuarse con sonda eléctrica o con dispositivos automáticos de medición (limnigrafos).

Siempre que sea posible se recomienda el uso de limnígrafos, ya que éstos eliminan el factor personal que es causa de la mayor parte de los errores de medición en pruebas de este tipo.

#### **V.4 OBSERVACIONES ESPECIALES**

Antes de proceder a la ejecución de una prueba deberá hacerse un croquis de la zona comprendida en un radio de un kilómetro alrededor del pozo de bombeo, en el cual se anoten los siguientes datos:

1. Ubicación aproximada de ríos, arroyos, manantiales, lagunas y zonas pantanosas.
2. Ubicación de pozos o norias existentes en el área. Se formará un catálogo con los datos generales de los pozos indicados anteriormente, incluyendo diámetro y profundidad de los mismos, profundidad del nivel estático y dinámico del agua, gasto y régimen de bombeo (esto último deberá seguirse observando durante todo el tiempo que dure la prueba).

Durante un plazo de orden de la duración prevista para la prueba y antes de la ejecución de la misma se harán observaciones de los niveles estáticos o piezométricos en los pozos de bombeo y observación, con objeto de poder determinar si hay alguna tendencia en los niveles regionales que deba ser tenida en cuenta en la interpretación. Dichas observaciones pueden efectuarse una o dos veces diarias en caso de emplear sondas o continuamente, en caso de emplear

limnigrafos, y de ser posible, deberán complementarse con lecturas barométricas y de temperatura a la sombra.

Se estudiará la forma de desaguar fácilmente el caudal por bombear hasta una distancia mayor de 100 m del pozo de bombeo y no cerca de alguno de los pozos de observación. En caso de peligro de fácil infiltración, debe precederse a retirar el agua lo más posible.

### **V.5 HIPÓTESIS DE TRABAJO**

Naturalmente, para que el problema pueda tratarse analíticamente, es necesario simplificar el sistema estudiado, introduciendo algunas hipótesis. Las más comunes son:

- 1) El acuífero tiene extensión lateral infinita.
- 2) El espesor saturado del acuífero es constante.
- 3) El caudal bombeado procede del almacenamiento del acuífero.
- 4) El pozo capta totalmente el espesor del acuífero.
- 5) La superficie piezométrica es horizontal antes de iniciarse el bombeo.
- 6) El acuífero libera el agua instantáneamente al abatirse la superficie piezométrica.

Aparentemente, estas hipótesis limitan seriamente la aplicabilidad de las soluciones a casos reales, sin embargo, no deben considerarse en forma rigurosa sino con un enfoque práctico. Es claro que las condiciones naturales siempre

diferirán en cierta medida de las condiciones teóricas, pero en muchos casos tales desviaciones no son significativas desde el punto de vista práctico.

Conviene aclarar, sobre todo, que las hipótesis señaladas deben cumplirse, exclusivamente, en el entorno afectado por el bombeo. Este hecho hace a las hipótesis "más razonables". En efecto, las características hidráulicas y el espesor medio de un acuífero, generalmente no presentan variaciones importantes en el volumen comprendido por el cono de abatimientos; en condiciones naturales la superficie piezométrica tiene gradientes muy pequeños, Por lo que pueden suponerse prácticamente horizontales, en cuanto a la homogeneidad, la presencia de intercalaciones de materiales de litología y permeabilidad diferentes a las del acuífero, sólo afectan localmente la distribución de abatimientos, pero no influyen significativamente en el comportamiento de conjunto del acuífero.

Obviamente, cuando las condiciones reales se apartan notablemente de las establecidas en las hipótesis, las soluciones basadas en éstas dejan de ser aplicables, y es necesario utilizar otras soluciones cuyas hipótesis se ajusten razonablemente a la situación real.

## **V.6 EJECUCIÓN DE LA PRUEBA**

Una vez ejecutados los preparativos y observaciones previas descritos anteriormente se procederá a la ejecución propiamente dicha de la prueba de bombeo. Para ello se seleccionará la duración de la misma que de ser posible debe ser de 3 ó más días. Se recomienda, para las distancias propuestas entre

pozos de observación y pozo de bombeo. Para ello se seleccionará la duración de la misma que de ser posible debe ser de 3 o más días. Se recomienda, para las distancias propuestas entre pozos de observación y pozo de bombeo la duración de 192 horas, de las cuales 96 horas serán de bombeo y 96 de recuperación. La prueba de bombeo no será efectuada inmediatamente después de algún otro bombeo. En caso de haber ocurrido éste, deberá dejarse descansar el pozo de bombeo y los de observación por un tiempo no menor de 48 horas.

El bombeo se efectuará a partir de un tiempo dado a gasto constante, debiendo tomarse, las medidas necesarias para la determinación de dicho gasto.

El equipo que se utilice para la prueba debe ser tal que permita ajustar en cualquier momento el gasto de extracción al previamente especificado. Debido a que el nivel dentro del pozo de bombeo desciende, durante la prueba, el gasto de extracción también disminuye, por lo que hay que estar haciendo ajustes periódicamente de tal manera que la hipótesis de gasto constante resulte suficientemente aproximada. Si se dispone de limnógrafos en los pozos de observación, éstos deberán ponerse a funcionar antes de iniciar la prueba.

Cuando no se disponga de limnógrafos, una vez efectuadas las mediciones recomendadas, debe hacerse una lectura inicial inmediatamente antes de iniciar el bombeo y, una vez iniciado éste, deberán hacerse lecturas en todos los pozos de observación, así, como en el de bombeo, desde los primeros segundos y de tal manera que los intervalos entre lectura y lectura sigan una progresión geométrica.

Se sugiere como conveniente el siguiente ritmo: a los 15 y 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15, 30 y 60 minutos, continuando con una razón en la progresión geométrica igual a dos, hasta completar las 96 horas de bombeo. Todos los periodos de tiempos mencionados son medidos a partir de la iniciación del bombeo. Al llegar a las 96 horas se suspende el bombeo iniciando a partir de ese momento, para el periodo de recuperación, un nuevo ritmo de lecturas similar al adoptado durante el bombeo. Siempre que sea posible se efectuarán simultáneamente lecturas barométricas y de temperatura a la sombra.

Cuando se procede a efectuar las mediciones con sonda eléctrica hay que tomar algunas precauciones especiales; la sonda eléctrica consiste esencialmente en un cable que detecta la posición del nivel de agua dentro del pozo al cerrarse un circuito eléctrico a través del agua, del mismo. Tal tipo de sondas generalmente sufren alargamientos durante el uso, razón por la que hay que revisar con frecuencia si las marcas indican la longitud correcta o hay necesidad de cambiarlas de lugar. Siempre que se efectúe una prueba de bombeo haciendo las mediciones con sonda eléctrica, debe procurarse asignar una sonda a cada pozo, ya que por mucho cuidado que se tenga, diferentes sondas pueden acusar diferencias capaces de distorsionar los resultados de la prueba. Finalmente, debe cuidarse que todos los que utilicen una misma sonda lo hagan efectuando la medición en la misma lectura del amperímetro, ya que de otra manera puede introducirse, de un operador a otro, un error de varios centímetros.

### **V.7 OTRAS FORMAS DE MEDIR EL CAUDAL EXTRAÍDO**

El control de la cantidad de agua extraída durante la prueba requiere un dispositivo seguro para medir la descarga de la bomba y el cuidado necesario para conservar una extracción constante.

El método más simple y seguro para conocer el caudal es observar el tiempo requerido para llenar un recipiente de volumen conocido.

Algunas veces puede utilizarse un medidor de caudal instantáneo y totalizador, del tipo comercial, siendo éste quizás el más cómodo de los métodos.

Pero el más popular de los métodos de aforo es el uso del orificio circular calibrado.

En otras ocasiones, cuando las condiciones lo ameriten, la medición se hará con vertedores.

### **V.8 ENSAYES DE LABORATORIO**

Con las muestras obtenidas durante la exploración en los sondeos de muestreo selectivo se programan los siguientes ensayos:

A todas las muestras obtenidas se les efectúa una clasificación detallada, anotando los datos que puedan servir para distinguir entre diversas formaciones geológicas como: color, textura, forma de los granos, minerales identificables, etc.

Estos ensayos sirven para definir las condiciones estratigráficas.

En muestras representativas de suelos arenosos de estratos correspondientes a acuíferos importantes, se programan ensayos granulométricos

que sirven de base para estimar la permeabilidad, ya sea con el criterio de Hazen de acuerdo con el diámetro efectivo  $D_{10}$  o con métodos más elaborados como el de Prugh. Con este último se utilizan las gráficas de las Figs. 20.A1.1a y 20.A1.1b para obtener la permeabilidad de las arenas en función del  $D_{10}$  o y del coeficiente de uniformidad y tomando en cuenta la compacidad relativa de los suelos, que en este caso se estima por medio de los resultados de los sondeos de cono mecánico o de penetración estándar.

Los ensayos en permeámetros normalmente no se realizan debido a las dificultades para obtener muestras inalteradas de arenas y a que los resultados sólo representan valores puntuales.

En general, en los suelos arcillosos la permeabilidad es menor de  $10^{-6}$  cm/s por lo que en ocasiones resulta impráctico efectuar ensayos en permeámetros de carga variable en muestras de estos suelos; sin embargo, el coeficiente de permeabilidad de los suelos finos puede obtenerse indirectamente por medio de ensayos de consolidación unidimensional de acuerdo con la ecuación 20.A1.1 del Anexo A1, con los inconvenientes anteriormente señalados.

En arcillas de consistencia muy blanda a media es importante conocer su resistencia para efectuar el análisis de estabilidad de las excavaciones, por lo que se realizan ensayos triaxiales, normalmente de tipo no consolidado-no drenado en muestras inalteradas obtenidas de los sondeos de muestreo selectivo, con los que se obtiene la cohesión aparente para condiciones no drenadas.

También puede requerirse efectuar ensayos de consolidación unidimensional en arcillas, para evaluar problemas potenciales por hundimiento debido al abatimiento del nivel freático.

Los piezómetros que se utilizan en suelos arenosos son de tipo abierto y se pueden instalar en una perforación previa (piezómetro tipo Casagrande) o hincados (punta piezométrica).

El diámetro del pozo de bombeo deberá ser suficiente para instalar el equipo de bombeo y permitir las mediciones de los niveles del agua. La longitud de la tubería ranurada es más importante que el diámetro en la producción del pozo.

Dos factores gobiernan la localización particular de los pozos de observación. Primero, el acuífero está casi siempre estratificado en cierto grado y no es uniforme desde la superficie hasta el fondo. Segundo, la longitud de la tubería ranurada en el pozo de bombeo puede ser considerablemente menor que el espesor saturado del acuífero. Estos dos factores distorsionan la distribución de la energía hidráulica y el abatimiento en la vecindad del pozo de bombeo durante la prueba del acuífero. La permeabilidad vertical de una formación granular estratificada es menor que su permeabilidad horizontal. Esto significa que los cambios de presión en el acuífero, producidos por el bombeo, ocurren más lentamente en la dirección vertical que en la dirección horizontal. En cualquier momento después de iniciado el bombeo, el abatimiento observado a cierta

distancia del pozo de extracción puede ser diferente a diferentes profundidades en el acuífero, estas diferencias se reducen a medida que avanza el tiempo de bombeo. También, el efecto de la estratificación sobre la distribución de los abatimientos disminuye alejándose del pozo de bombeo.

La distribución no uniforme de los abatimientos, que resultan al utilizar una longitud corta de tubería ranurada en el pozo de bombeo, es mayor en la proximidad del pozo y la situación se normaliza a cierta distancia de éste. El efecto de la longitud de la tubería ranurada, en el pozo de bombeo es mayor al inicio de la prueba y disminuye cuando el tiempo de bombeo se prolonga.

Estas y otras consideraciones influyen en la selección de las distancias a que deberán quedar separados del pozo de bombeo los pozos de observación.

Como la distorsión de los abatimientos producida por estratificación y longitud corta de la tubería ranurada en el pozo de bombeo disminuye considerablemente al alejarnos de éste, los pozos de observación no deberán construirse muy cercanos al pozo de bombeo. En términos generales, los efectos indeseables antes referidos desaparecen, de manera práctica, a distancias mayores a vez y media el espesor del acuífero.

## **VI DISEÑO DE SISTEMAS DE BOMBEO**

---

### **VI.1 TIPOS DE BOMBAS USADAS EN EXCAVACIONES**

En comparación con la complejidad del comportamiento del suelo y del agua subterránea, una bomba es un dispositivo mecánico relativamente sencillo, cuyo comportamiento debe ser predecible y confiable. Aun cuando muchas de las dificultades en los trabajos de abatimiento pueden ser atribuidas a las bombas, ello se debe en general a usos equivocados, a instalación inapropiada, o bien a operación o mantenimiento inadecuados. Es de gran utilidad para los ingenieros relacionados con abatimiento del nivel freático compenetrarse en la teoría y aplicaciones de las bombas para evitar estos problemas.

En general, las bombas para abatimiento se deben seleccionar con capacidad mayor que la de trabajo normal, así como para el agua de lluvia que llega a la excavación. Para el uso específico del abatimiento del nivel freático en excavaciones se han desarrollado varios tipos de bombas; las principales se describen brevemente a continuación:

**Bombas sumergibles (tipo-becerro)**

Este tipo de bomba ha ganado gran aceptación por las ventajas que ofrece en el manejo de agua de cárcamos o pozos poco profundos. Existen en el mercado unidades con potencia desde una fracción hasta más de 100 HP para corriente directa o trifásica. El motor sumergible es sellado y usualmente funciona dentro de aceite.

La mayoría de los modelos se diseñan para manejar pequeñas cantidades de sólidos en suspensión, pero si el agua contiene cantidades significativas de arena angulosa, se produce una abrasión rápida de los impulsores y los difusores, produciendo pérdida de su capacidad, o daño en el sello o en el propio motor; por ello se recomienda construir adecuadamente los cárcamos o pozos correspondientes.

Este tipo de bombas es de baja eficiencia (50 a 60% es común); las unidades son robustas y por lo tanto requieren pozos de gran diámetro (de 50 cm o mayores).

**Bombas de pozos-punta (well point)**

Estas bombas constan de una unidad centrífuga para bombear el agua, una unidad de vacío para impulsar el aire y una cámara con válvula flotante para separar el aire del agua. La bomba de vacío proporciona sellado continuo a la unidad, lo cual es esencial para el buen comportamiento de un sistema de abatimiento tipo well point.

Se encuentran unidades con potencia desde 20 hasta 250 HP. Como este tipo de bombas opera continuamente con vacíos importantes, es susceptible de dañarse por efecto del fenómeno de cavitación; por lo tanto, cuando se selecciona una unidad es indispensable que su carga de succión positiva neta sea suficientemente baja para la aplicación que se requiere.

### **Bombas tipo eyector**

Los sistemas eyectores son particularmente efectivos en suelos finos, en los que se requiere un bombeo de volúmenes reducidos de agua y donde la baja eficiencia de los eyectores no es una desventaja. La principal cualidad en esos casos es la capacidad del eyector de desarrollar un alto vacío en su coladera; si la columna del filtro en el pozo se sella con bentonita, el vacío se transmitirá al suelo, acelerando el drenaje en los suelos finos interestratificados con capas más permeables y aumentando la resistencia al corte del suelo.

Lo anterior se ha comprobado aun para el caso extremo de suelos formados por limo orgánico, que eran inestables con pendientes de 4:1 (horiz:vert) que fueron estabilizados con bombeo tipo eyector con espaciamiento cerrado, resultando estables con pendientes 1:1 y aun más cercanas a la vertical. El costo unitario de los electores es significativamente menor que el de los pozos profundos, por lo que pueden usarse económicamente en espaciamientos cerrados cuando las condiciones del suelo son adecuadas.

No todos los suelos finos pueden ser estabilizados con este sistema; un elemento clave para hacerlo posible es la presencia de capas de arena o de limo grueso que proporcionen vías para que el agua fluya hacia el filtro de arena alrededor de los eyectores, como las que se presentan en la zona del Lago de la Ciudad de México.

El principio del eyector y las características de instalación de un pozo de bombeo se muestran en la Fig. 20.19.

## **VI.2 DIAGRAMAS DE OPERACIÓN DE LAS BOMBAS**

Carga dinámica total (columna total). El trabajo que una bomba debe desarrollar, denominado potencia de agua, es el producto del volumen bombeado por la carga dinámica total  $CDT$  en la unidad; la  $CDT$  es la suma de todos los incrementos de energía, dinámica y potencial, que recibe el agua.

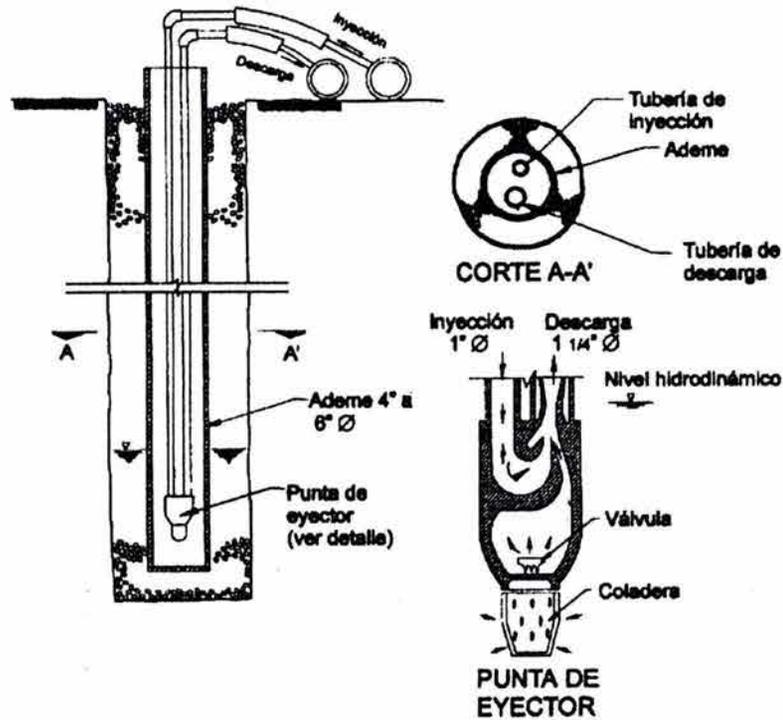


Fig. 20.19 Características de la instalación de un pozo de bombeo

En la Fig. 20.20 se presenta el cálculo de la  $CDT$  para varias aplicaciones de bombeo. Así por ejemplo, la bomba de pozo de la Fig. 20.20a tiene una columna estática de descarga  $h_D$  desde el nivel de operación en el pozo hasta la elevación final de la tubería de descarga; adicionalmente la bomba debe proporcionar la energía cinética representada por la carga de velocidad  $h_v$ . Además debe tomarse en cuenta la fricción  $f_1$  en la tubería vertical y en las conexiones  $f_2$  en la descarga; entonces:

$$CDT = h_D + h_v + f_1 + f_2 \quad (\text{ec. 20.14})$$

La carga de velocidad se calcula en el punto de máxima velocidad con la expresión:

$$h_v = \frac{v^2}{2g}$$

Donde  $v$  es la velocidad y  $g$  la aceleración de la gravedad.

Para las bombas de pozo-punta (Fig. 20.20.b) no es posible medir la carga de succión  $h_s$ ; un valor aproximado puede estimarse para  $h$ , igual al máximo vacío de operación de la bomba, usualmente de 8.6 m al nivel del mar. Al seleccionar bombas para cualquier obra de abatimiento, debe agregarse 10 a 15% a la  $CDT$  calculada, para permitir que la bomba trabaje en condiciones no forzadas.

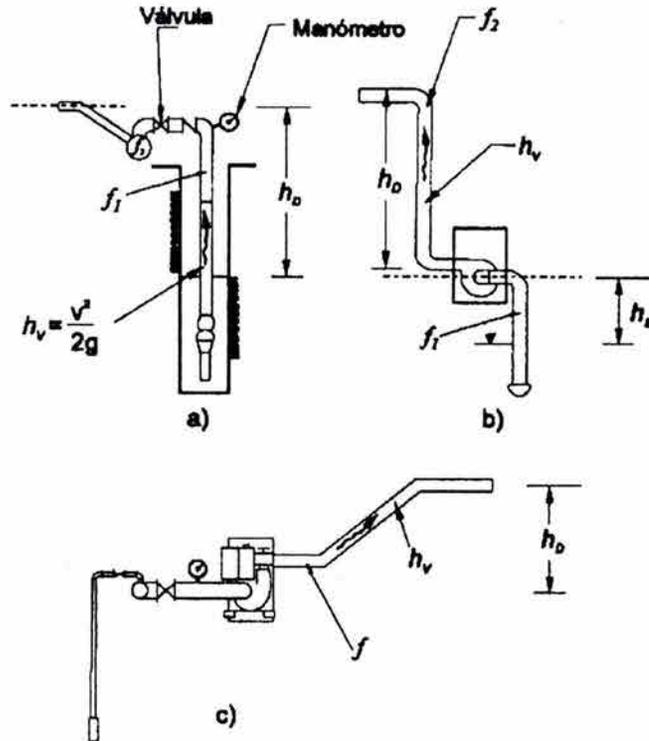


Fig. 20.20, Cálculo de la carga dinámica total (CDT)

a) CDT de una bomba de pozo

b) CDT de una bomba sumergible para cárcamo

e) CDT para bomba de pozo-punta

### Curvas de comportamiento de la bomba

Para cada bomba existen curvas de comportamiento que sirven de base para calcular la potencia requerida para un uso determinado; en la Fig. 20.21 se ejemplifican curvas de este tipo de una bomba centrífuga para pozos punta. En la curva carga-capacidad se obtiene la capacidad de la bomba para diversos valores de la carga dinámica total.

La potencia de agua  $PA$  que produce la bomba es el producto de la carga total y la capacidad, afectada por un factor de conversión adecuado:

$$PA(HP) = \frac{CDT(m) \times Q(l/min)}{4560}$$

La potencia de operación  $PO$  es la cantidad de energía en caballos de fuerza HP que debe suministrarse a la bomba; es mayor que la potencia de agua por las pérdidas hidráulicas y mecánicas de la bomba.

La eficiencia  $e$  de la bomba es:

$$e = \frac{PA}{PO}$$

En la Fig. 20.21 se muestra la eficiencia de la bomba para diversas condiciones de operación, así como la potencia de operación  $PO$  correspondiente, que también puede obtenerse por medio de:

$$PO = \frac{CDT \times Q}{4560e}$$

en unidades apropiadas.

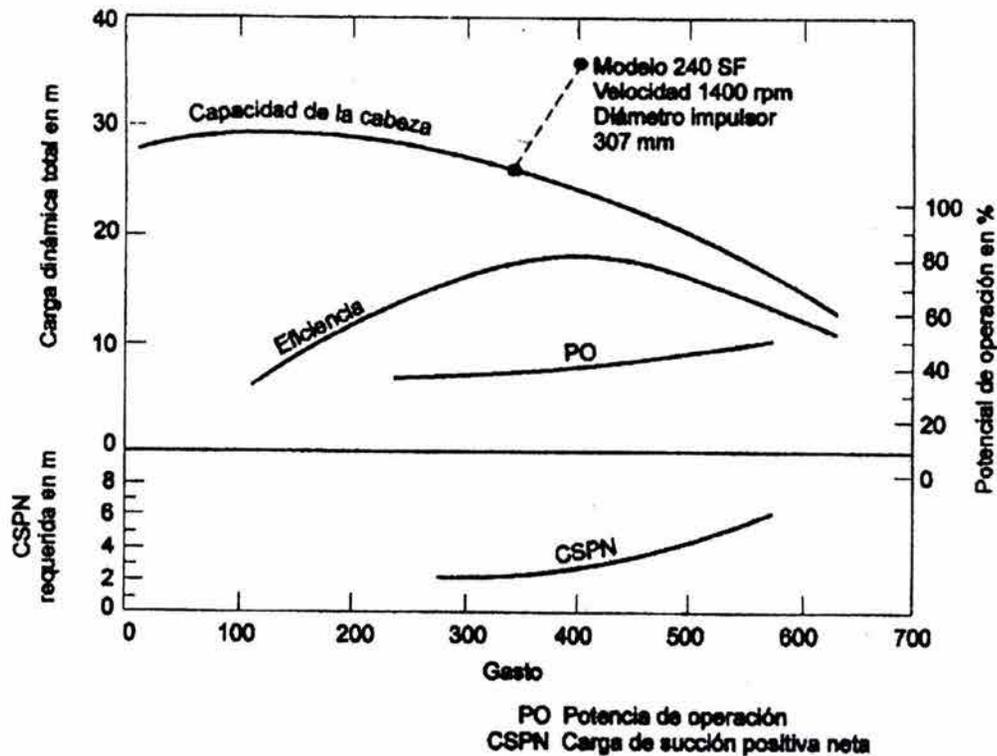


Fig. 20.21 Curva de comportamiento de una bomba

Una planta de energía adecuada para una bomba con curvas de comportamiento conocidas, debe tener suficiente potencia de salida para cumplir con la potencia de operación de la centrífuga, más una reserva para la bomba de vacío y para cualquier otro accesorio requerido.

### VI.3 TUBERÍAS Y ARREGLOS DE LOS EQUIPOS

Las tuberías para sistemas de abatimiento se fabrican de diversos materiales. La mayoría de los sistemas de abatimiento son temporales; los materiales seleccionados para un proyecto específico deben ser capaces de soportar el manejo normal del trabajo, incluyendo la instalación y remoción

repetidas. Si se prevé la presencia de agua corrosiva, la tubería debe ser resistente a ese efecto; asimismo la tubería debe conectarse mediante uniones de ensamblar y desmantelar.

### **Tubería de fierro**

La tubería de fierro es resistente y soporta múltiples usos, tiene un peso razonable y puede fácilmente cortarse y soldarse en la obra; sin embargo, es sensible al agua corrosiva. En tuberías secundarias se usan en diámetros de 13 a 64 mm ( $\frac{1}{2}$  a  $2\frac{1}{2}$  pulg.), con conexiones roscadas; para líneas generales o de descarga y para ademe de pozos se utilizan diámetros de 102 a 914 mm (4 a 36 pulg.). En los tamaños mayores se dispone de varios sistemas de acoplamiento y las piezas de conexión en general se fabrican con elementos soldados.

### **Tubería de plástico**

Este tipo de tubería tiene como ventajas su bajo costo, su peso ligero y su alta resistencia a prácticamente todas las formas de corrosión; el cloruro de polivinilo (PVC) es el plástico más comúnmente usado en trabajos de abatimiento. El PVC es relativamente frágil y no puede manejarse con los mismos procedimientos que la tubería de fierro, por tanto debe esperarse un alto porcentaje de rotura de los tubos cuando la instalación y remoción de la tubería es frecuente.

Las tuberías de PVC para líneas secundarias se utilizan en diámetros de 13 a 64 mm ( $\frac{1}{2}$  a  $2\frac{1}{2}$  pulg.), con conexiones pegadas, sobre todo en instalaciones de larga duración o en donde se requiere resistencia a la corrosión. Para líneas generales o de descarga y como ademe de pozos las tuberías PVC se utilizan en diámetros de 102 a 305 mm (4 a 12 pulg. nominal).

El PVC tiene un alto coeficiente de expansión térmica: en una longitud de 30 m se contrae 5 cm cuando la temperatura desciende de 32 a 15 ° C. Una línea larga de tubería que ha sido ensamblada durante un día caluroso puede contraerse y desacoplarse, a menos que se hayan colocado uniones especiales de expansión.

### **Mangueras**

Por condiciones propias de las obras en donde se instalan los pozos de bombeo, resulta conveniente que, a partir de la salida de las tuberías del pozo, se empleen mangueras flexibles que facilitan su movimiento de acuerdo con las necesidades de los trabajos de excavación. Tomando en consideración que las presiones de operación de los sistemas de bombeo pueden llegar a ser del orden de  $6 \text{ kg/cm}^2$ , es suficiente el uso de mangueras tramadas para la conducción del agua a presión.

### **Pérdidas en tuberías de descarga**

Las pérdidas en las tuberías de descarga pueden evaluarse de acuerdo con tablas incluidas en manuales de hidráulica siempre y cuando el agua no contenga

cantidades apreciables de aire. Frecuentemente, las líneas de descarga contienen aire y, a menos que se permita la salida de ese aire en puntos estratégicos de la línea, la pérdida por fricción puede ser de hasta dos veces la evaluada con los manuales. La Fig. 20.22 muestra la localización apropiada para válvulas automáticas de eliminación del aire (respiraderos).

Normalmente los pozos se conectan a una línea general de descarga, por lo que es necesario tomar en cuenta pérdidas de la carga de velocidad; si las conexiones de cada tubo con la línea general se realizan a  $90^\circ$ , debe asumirse que la velocidad del agua se disipa en remolinos antes de incorporarse a la línea general. En cambio, cuando las conexiones de cada tubo a la línea general se efectúan a  $45^\circ$ , la mayor parte de la velocidad del agua se conserva al incorporarse en ella. Por tanto, cuando la carga de velocidad es significativa es recomendable este último tipo de conexión.

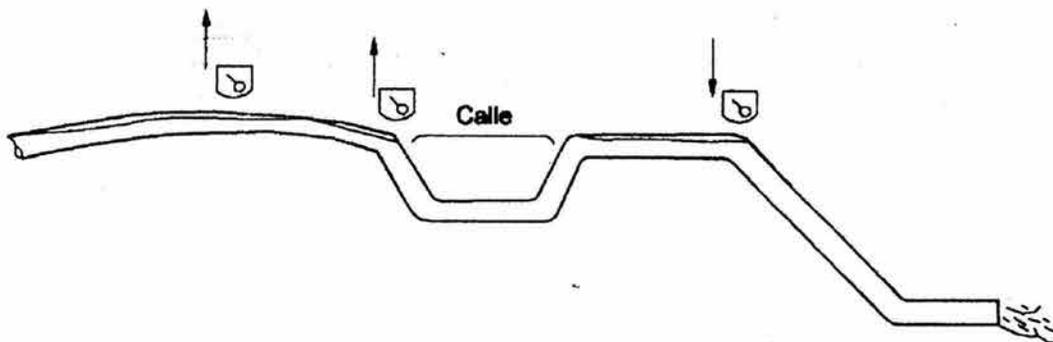


Fig. 20.22 Distribución típica de válvulas automáticas de extracción de aire (respiraderos)

### **Instalación eléctrica**

Para la operación eficiente de los sistemas de bombeo, es necesario que se cuente con un tablero para la instalación eléctrica de las bombas que incluya interruptores, arrancadores, estaciones de botones, ductos y conexiones.

El sistema de emergencia para fallas de suministro de la energía eléctrica es de gran importancia, ya que algunas interrupciones prolongadas pueden poner en peligro la excavación al permitir la recuperación del nivel freático.

### **Estación de bombeo para sistemas eyectores**

En la Fig. 20.23 se presenta una estación de bombeo típica para sistemas eyectores, que básicamente consta de un tanque y una o más bombas, con válvulas y tuberías de conexión adecuadas. La bomba toma agua del tanque y la expelle a presión a la línea de abastecimiento, a la que están conectadas las tuberías de inyección de cada eyector. El flujo combinado del agua inyectada y la extraída del suelo regresa al tanque a través de la línea general de retorno, a la que están conectadas las tuberías de descarga de los eyectores.

El excedente de agua continuamente fluye por la línea de descarga. El tanque representado en la figura está abierto a la presión atmosférica, lo cual es preferible para remover efectivamente el aire, pues si éste llega a la bomba

afectará su rendimiento; pueden utilizarse con efectividad tanques presurizados, siempre y cuando se instalen respiraderos adecuados.

### **Cárcamos de regulación**

Para establecer el cielo de inyección de agua a presión y retorno, se requiere de un cárcamo regulador de donde se alimenta la bomba central y hacia donde descarga la tubería general de retorno. Este cárcamo tiene una salida por donde se elimina el agua excedente del cielo de inyección y retorno, que corresponde con la totalidad del agua extraída de los pozos por las puntas eyectoras.

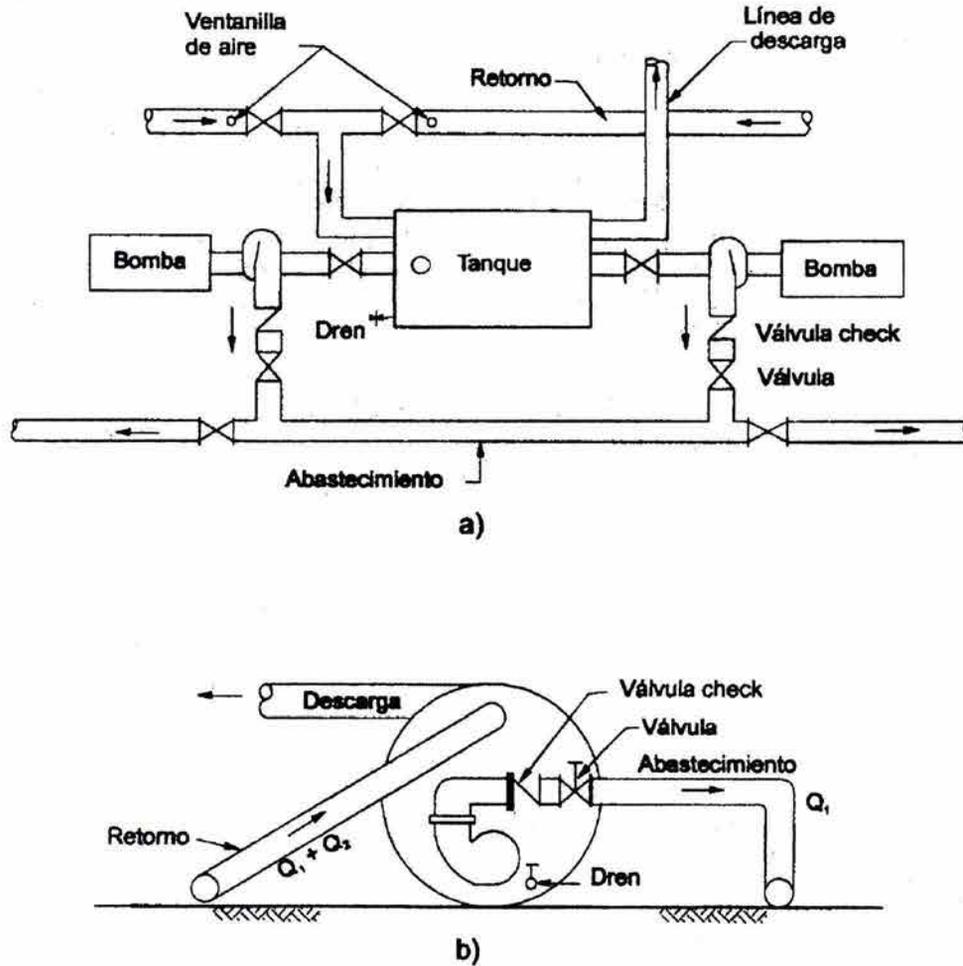


Fig. 20.23 Estación de bombeo para sistemas eyectores: a) Planta; b) Vista lateral

#### VI.4 PRESENTACIÓN DE DATOS

Toda la información reunida durante una prueba de bombeo debe ordenarse cuidadosamente. En ella deben incluirse amplias explicaciones sobre todos y cada uno de los aspectos de la prueba. Se formarán tablas de abatimiento contra el tiempo transcurrido desde la iniciación del bombeo, así como de

recuperación contra el tiempo transcurrido desde la suspensión del mismo. Se dibujarán los abatimientos y las recuperaciones contra el tiempo, en papel semilogarítmico y logarítmico, debiendo aparecer el tiempo, en el primer caso, en la escala logarítmica.

Para la presentación gráfica de abatimientos y recuperaciones en pruebas de bombeo, así como de cortes geológicos, detalles de instalación, registros de perforación y otros datos, se recomienda usar una forma como la que se muestra al fin de este anexo, empleada por la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México (SRH), u otra similar.

#### **VI.5 MANEJO DE LOS REGISTROS DE CAMPO**

La manera en que el tiempo, la distancia y el abatimiento en un acuífero ideal están relacionados matemáticamente, cuando un pozo es bombeado con un caudal constante, lo expresa la conocida ecuación de c.v. Theis mediante la cual las medidas realizadas durante la ejecución de una prueba de bombeo, sirven como parámetros que permiten calcular la permeabilidad y coeficiente de almacenamiento, promedios del acuífero indispensables para un diseño apropiado de un sistema de bombeo.

Además los registros de campo también pueden ser utilizados para determinar la interferencia entre pozos vecinos o disecar, pozos con caudales de bombeo y abatimientos recomendables con diferentes propósitos. Bajo condiciones particulares, los datos de campo permitirán predecir abatimientos que

ocurrirán después. De un tiempo de bombeo prolongado; la existencia de fronteras impermeables que limitan la extensión del acuífero, y la existencia de fuentes de recarga al acuífero, no conocidas.

### **VI.6 POSIBLES APLICACIONES**

Las pruebas de bombeo y lógicamente las teorías que las originan, tienen posibilidad de aplicación dentro de la Mecánica de Suelos y de la Geohidrología.

En Mecánica de Suelos hay dos aplicaciones importantes; a saber:

**a)** Estimación del bombeo necesario para el control del agua del subsuelo, durante el proceso constructivo en presas, edificios, puentes, etc.

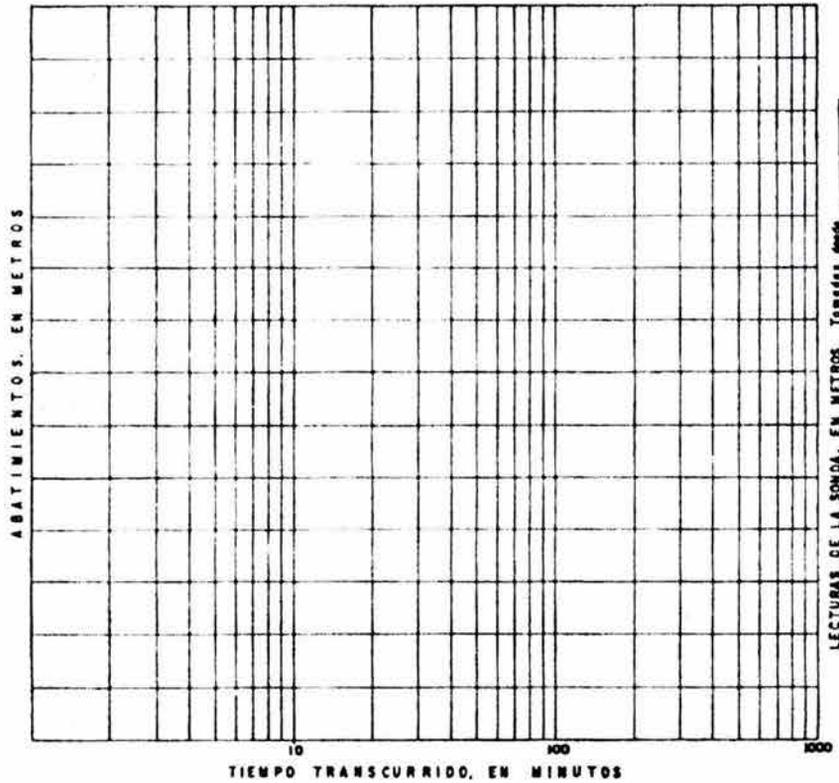
**b)** Predicción de asentamientos ocasionados por bombeo,

En Geohidrología, la aplicación es más directa ya que teorías y pruebas tuvieron su origen en su seno. En general, puede decirse que, una condición necesaria para el análisis directo de cualquier problema regional o local, es el correcto conocimiento de las propiedades hidrodinámicas de los acuíferos en estudio. Sin dicho conocimiento sólo puede aspirarse a estudios indirectos, en perjuicio de los resultados.

**FORMA DE REGISTRO PARA PRUEBA DE BOMBEO**

PRUEBA DE BOMBEO EN _____	NICIACION DE LA PRUEBA
OBSERVACIONES EN EL POZO _____	Fecha _____ Hora _____
_____	Distancia al punto de exploración _____
Profundidad _____	Orientación a partir del punto de exploración _____
Díametro perforación _____	TERMINACION DE LA PRUEBA
Díametro adomo _____	Fecha _____ Hora _____
Longitud resaca _____	

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_



# VII APLICACIÓN DE SISTEMAS DE BOMBEO EN EXCAVACIONES EN EL ACUÍFERO DEL VALLE DE MÉXICO

---

## VII.1 ANTECEDENTES

Hasta hace unos 30 años, en las excavaciones en la C. de México el agua freática se controlaba con un sistema de drenes rellenos con un filtro granular, que desfogaban en cárcamos de almacenamiento, de los que se evacuaba el agua con bombas centrífugas; por ello, las excavaciones resultaban lentas y complicadas, y lo que es más importante, tenían asociadas diversas aplicaciones en el futuro inmueble y en los colindantes, que variaban entre deslizamientos de taludes a causa de deformaciones verticales diferenciales y de flujo de aguas adverso, hasta grandes expansiones que posteriormente se traducían en grandes deformaciones del inmueble y los colindantes; los inconvenientes "menos severos" residían en una gran dificultad de realizar los colados de la cimentación en seco, motivando tanto carencia de recubrimiento del acero de refuerzo y su subsecuente y continua degradación por oxidación, como concretos deleznable, segregados y permeables, con las consecuentes y permanentes pérdidas de flotación y filtraciones a la cimentación y los sótanos, y la no

despreciable reducción en la capacidad estructural proyectada para el inmueble. El Prof. R. J. Marsal describe algunos de los casos más dramáticos, en que ocurrieron expansiones de hasta 55 cm en excavaciones de 6 m de profundidad, y en alguna de ellas deslizamientos de taludes de importancia.

Hacia 1949, se inició la aplicación de sistemas de bombeo, lo que implicó pozos perforados ex-profeso con antelación a la excavación y de mayor profundidad que ésta; en algunos sitios incluso se aplicó el sistema electrosmótico. Con ello, se restringieron las filtraciones hacia la excavación, así como las expansiones del subsuelo y los deslizamientos de los taludes perimetrales, pero no en todos los casos se alcanzaron resultados totalmente satisfactorios, ya que en general el proyecto continuó siendo empírico, sin fundamento firme en la disposición del flujo, ni en la definición de los acuíferos o en la evaluación de sus propiedades hidráulicas; incluso se hablaba de abatir el nivel freático y se hacía referencia a las redes de flujo tradicionales, que conforme se verá más adelante, no son aplicables a plazos tan cortos y a suelos tan impermeables. A pesar de tratarse de acuíferos muy pobres en lo que a caudal se refiere, en muchos casos se recurrió a pozos de bombeo de 1.0 a 1.2 m de diámetro, con las severas interferencias que ello representa durante la excavación y en la construcción de elementos estructurales. En algunos pocos sitios los pozos se dispusieron en la periferia, y en la mayor parte se proyectaron muchos elementos interiores.

Hacia 1967, el Dr. E. Juárez Badillo estableció que para un suelo tan impermeable como el de la C. de México, no era necesario abatir el nivel freático con antelación a la excavación, ya que este debería abatirse espontánea y simultáneamente con la ejecución de la propia excavación; en 1968, el Ing. Carlos Mielgoza P. y el suscrito, confirmaron lo anterior en una serie de excavaciones profundas instrumentadas.

En 1969, a raíz de las observaciones que se realizaron durante la construcción del Ferrocarril Urbano (Metro), el Dr. Jesús Alberro encontró que el uso de la electrólisis era innecesario, por una baja eficiencia asociada a arcillas de escasa resistividad y rápidamente fisurables con la aplicación de la corriente eléctrica.

En 1973, el Dr. L. Zeevaert publicó sus experiencias en este tema y propuso algunos criterios de diseño.

Este trabajo resume las experiencias de estos autores, las hace compatibles, y las adiciona con las propias aportaciones del suscrito, de tal suerte de integrar un método racional de cálculo de los sistemas de bombeo para excavaciones en el Valle de México, o en otros sitios de suelos tan impermeables. Colateralmente se describen los diseños geométricos e hidráulicos más apropiados para el caso.

## VII.2 DESCRIPCIÓN DEL ACUÍFERO DEL VALLE DE MÉXICO

Para los fines de la ejecución de excavaciones, el acuífero del Valle de México se puede considerar dividido en cinco sub-acuíferos relativamente independientes, a saber: (Fig. 1)

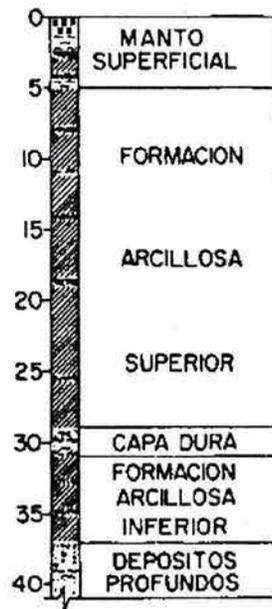


Fig. 1 Perfil estratigráfico típico de la Zona del Lago, en el que se muestran los acuíferos.

### **Sub-acuífero del manto superficial**

Es del tipo libre con algunas fracciones confinadas, y está compuesto por lentes erráticas de limos arenosos y de arenas finas a medias, en ocasiones empacadas en limo, e intercaladas en arcillas aluviales.

**Sub-acuífero de la formación arcillosa superior**

Compuesto por uno o varios delgados es tratos o vetas de arena fina, con o sin finos, enclavados en la potente acuíclusa que conforman las arcillas lacustres.

**Sub-acuífero de la capa dura**

Formado por limos o arcillas cementadas y eventualmente por arenas finas de mayor permeabilidad.

**Sub-acuífero de la formación arcillosa inferior**

De similar naturaleza, espesor y propiedades que en la formación superior.

**Sub-acuífero de los depósitos profundos.**

En su frontera superior está compuesto por arenas gruesas a finas, con gravas, con intercalaciones impermeables, y el único de los descritos con gran permeabilidad y extensión, y que por ello aporta grandes caudales; los pozos de agua potable que se ubican en la parte baja del Valle, explotan este acuífero.

En la C. de México, todos los acuíferos son de agua dulce, y en general potable, salvo los dos primeros que suelen tener una contaminación apreciable con fugas de los drenajes; por el contrario, en la zona del ex-Lago de Texcoco, el agua es marcadamente salina, por lo que especial cuidado debe tenerse en lo que se refiere a corrosión de tuberías y equipo de bombeo o a la obturación de ductos y rejillas de ademes por depositación de sales; también en esta zona ha sido frecuente la aparición de gas metano.

¿Por qué entonces tratar el problema del bombeo, y no del abatimiento del nivel freático en excavaciones en el Valle de México, si como se mencionó, los caudales son realmente pequeños y el nivel piezométrico se abate espontáneamente al excavar? Bueno la respuesta está en el hecho de que en esta ciudad, la más grande del orbe, son cada vez más frecuentes las excavaciones de gran profundidad, en las que la ausencia de sistemas de bombeo o un mal proyecto de éstos, permitiría la ocurrencia de deslizamientos de los taludes perimetrales y de expansiones diferidas y elásticas no previstas en los análisis (estas últimas asociadas a las fuerzas de filtración ascendentes), que a su vez motivarían que los subsecuentes asentamientos de las cimentaciones tuviesen magnitudes muy por arriba a los calculados. A este respecto, para las excavaciones citadas por el Prof. R.J. Marsal, a la luz de teorías ampliamente verificadas en el Valle de México, puede establecerse que las expansiones elásticas solo debieron alcanzar 21 cm, por lo que las deformaciones excedentes estuvieron originadas por expansiones diferidas y por las fuerzas de filtración verticales ascendentes (Fig. 2), aspectos ambos que obviamente se hubiesen evitado con un sistema de bombeo apropiado.

Un buen número de cimentaciones con deformaciones excesivas y con afectaciones a colindantes tienen en esta causa el origen de su comportamiento anómalo.

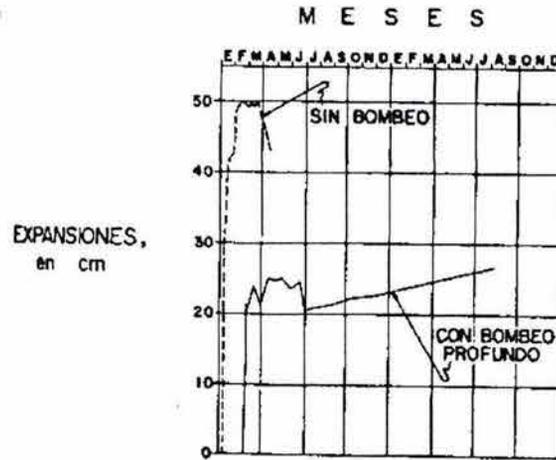


Fig. 2 Expansiones del subsuelo con y sin bombeo profundo

### VII.3 CONDICIONES DE FLUJO ANTES Y DESPUÉS DE LA EXCAVACIÓN

En la zona baja del Valle y para las excavaciones más frecuentes, en que no se excede de 10 m de profundidad, los sub-acuíferos de interés son los tres primeros; en esta zona, el nivel freático se localiza entre 1 y 3 m de profundidad y debido a la explotación de los acuíferos profundos solo conforma una distribución hidrostática de presión en los primeros 10 a 20 m (Fig. 3); incluso en algunas partes del Valle los dos sub-acuíferos superiores conforman **Mantos Colgados**, toda vez que la sobre-explotación de los pozos ha agotado algunas fracciones de los inferiores.

Así, con antelación a cualesquier excavación, las condiciones de flujo en el su suelo son las siguientes,

Flujo descendente de la parte inferior de la formación arcillosa superior hacia la capa dura, y flujo de la formación arcillosa inferior tanto ascendente como descendente (Fig. 4). Un hecho característico reside en que a pesar de que han transcurrido 70 años de que se ha explotado el acuífero profundo, no se ha abatido significativamente el nivel freático; ello debe estar asociado a una recarga del manto superficial y de las arcillas lacustres subyacentes, de igual magnitud que la extracción; en el manto superficial la infiltración directa parece razonable, en tanto que en las arcillas parece más lógica una recarga por las lentes y vetas de arena que la intercalan, y que a su vez quedan recargadas con las fugas de los drenajes y los ductos de agua potable a través de las múltiples grietas verticales que afectan al subsuelo del Valle (Fig. 5).

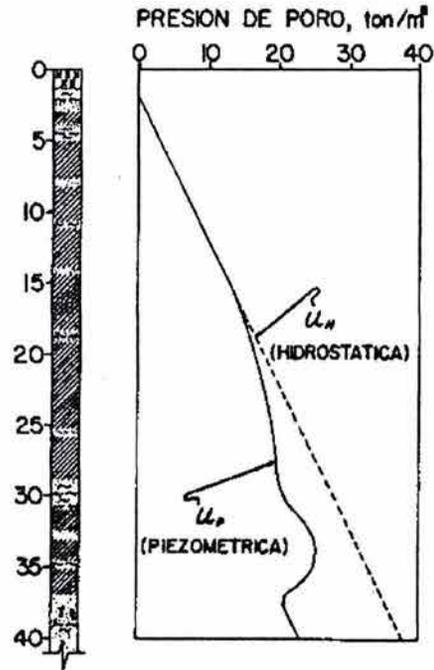


Fig. 3 Piezometría predominante en la zona del lago

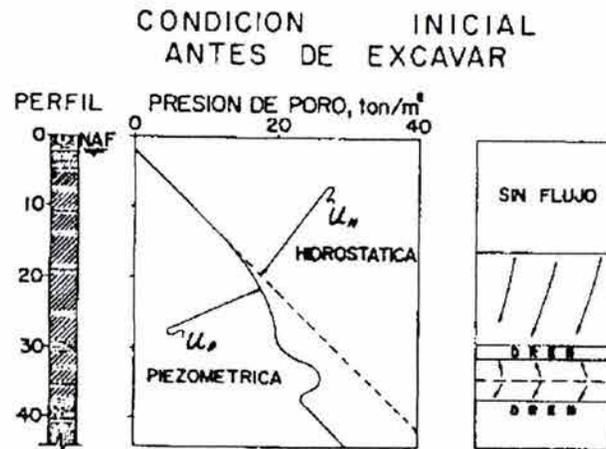


Fig. 4 Condiciones de flujo antes de excavar.

Una vez que se realiza la excavación, las presiones neutrales se abaten espontáneamente (Fig. 6), modificando la condición de flujo a lo consignado en la

Fig. 7; en la parte superior de la formación arcillosa superior, se induce un flujo ascendente; en la parte inferior se mantiene el flujo descendente si para la condición final se conserva el mismo signo del gradiente, y se vuelve ascendente cuándo sucede lo contrario.



Fig.5 Vista de una grieta común en el Valle de México

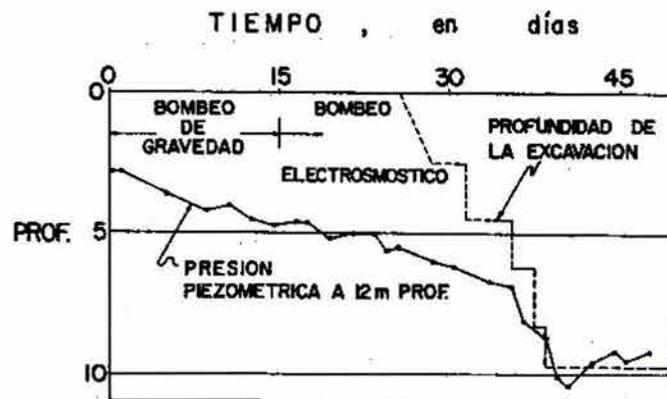


Fig. 6 Abatimiento espontáneo de la presión de poro con la excavación.

Es claro que para evitar que ocurra el flujo ascendente, se requiere un sistema de bombeo que drene a las capas arenosas del sub-acuífero de la formación arcillosa superior e incluso a la capa dura cuando las grandes excavaciones originen que el gradiente de la parte inferior se invierta; de esta manera, el flujo en las arcillas será descendente, casi vertical, lo que evitará el levantamiento del fondo de la excavación por las fuerzas de filtración, y también las expansiones diferidas, ya que se impedirá que las arcillas absorban agua de las lentes permeables. En las orillas, cerca del fondo de la excavación, se genera una importante componente de flujo horizontal.

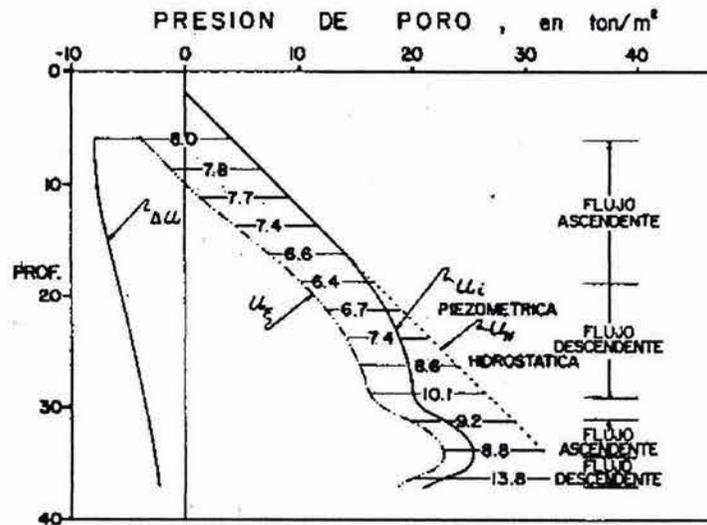


Fig. 7 Condiciones de flujo durante la excavación.

Llegado a este punto cabe reflexionar el porqué se seleccionó un método de análisis indirecto, fundamentado en los cambios inducidos en los esfuerzos efectivos, para a partir de éstos evaluar los cambios en las presiones de poro;

método que a todas luces resulta mucho más complicado que algún otro de los usuales para flujo de agua, por ejemplo, redes de filtración o soluciones analógicas a la ecuación de Laplace. La razón es que la predicción de las presiones de poro no es factible con un método tradicional, puesto que para los lapsos de excavación más comunes, comprendidos entre 3 y 6 meses, en las arcillas no se alcanza, ni remotamente, la condición de flujo establecido; basta citar que en ese lapso y bajo un gradiente unitario, el recorrido del agua intersticial no excedería de 16 cm. Por su parte, en los estratos limosos con permeabilidades de 10 cm/s y para excavaciones de 20 m de ancho, el flujo se establecería en el orden de 3 años.

#### **VII.4 SISTEMAS DE BOMBEO**

La razón de ser de los sistemas de bombeo se fundamenta, en consecuencia, en conservar el estado original de esfuerzos efectivos en las arcillas, a través de mantener abatidas las presiones en los subacuíferos en ellos intercalados, a la vez de inducir una dirección favorable a las fuerzas de filtración; colateralmente se lograrán restringir o eliminar las filtraciones hacia la excavación y, eventualmente, la falla por subpresión por algún estrato muy permeable cercano al fondo de la excavación.

Dado que las aportaciones de las arcillas son despreciables, en general no mayores de 0.04 a 0.08 lt/seg/pozo, el análisis numérico del flujo se puede realizar

con las teorías convencionales para acuíferos confinados sujetos a flujo no establecido.

Para los espesores y permeabilidades más comunes de los acuíferos, los caudales de extracción de pozos individuales se encuentran en el rango de 0.1 a 0.5 lt/s, por lo que con bombas inyectoras o sumergibles de pequeña potencia y con pozos de 32 a 41 cm de diámetro de perforación (12.5 a 16") y 10 a 20 cm de diámetro de ademe (4 a 8") es suficiente; los pozos de gran diámetro son innecesarios (el caudal de un pozo de 120 cm de diámetro solo excede en 27 a 35% al correspondiente al de 30 cm), no económicos y estorbosos. En la medida que el abatimiento en la parte central del predio se conserve en magnitudes razonables, los pozos se dispondrán en la periferia, con lo cual se captará el flujo horizontal de las capas superiores, se evitarán obstáculos para la excavación y colateralmente se logrará un eficiente drenaje de los suelos estratificados del manto superficial (Figs. 8 a 14). En general se han usado ademes metálicos, ranurados en fábrica, con áreas filtrantes diseñadas para limitar la velocidad de entrada a 3 cm/s; la utilización de ademes de plástico o PVC, tiene el gran inconveniente de su inutilización con algún golpe del equipo de excavación.

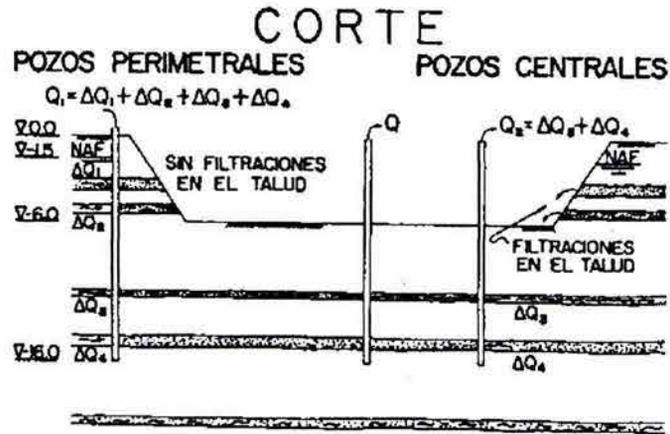


Fig. 8 Pozos perimetrales y pozos centrales.

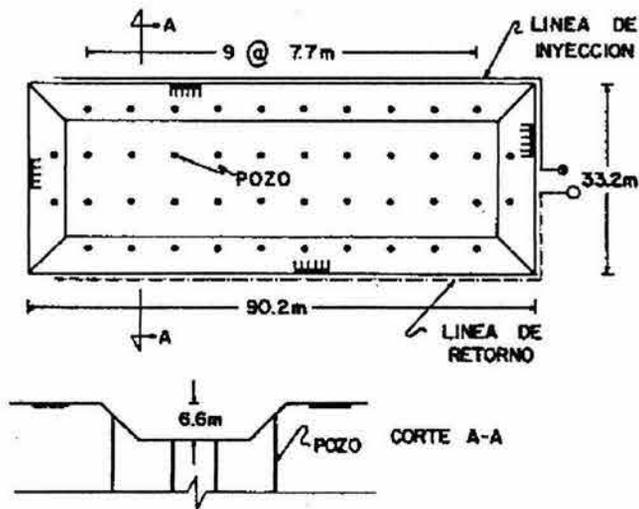


Fig. 9 Planta y corte de una excavación drenada con pozos centrales.

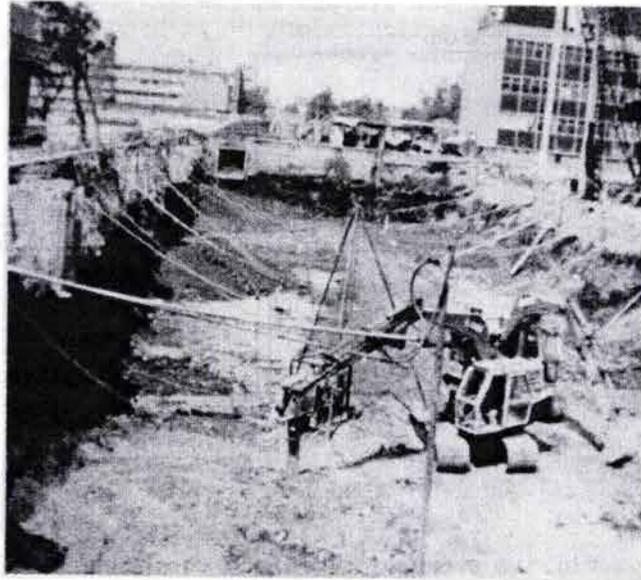


Fig. 10 Aspecto de una excavación drenada con pozos centrales.

Los filtros excepcionalmente se han integrado con arenas gruesas a finas, de una composición granulométrica semejante a la consignada en la Fig. 15, a pesar de que con ello se evita el arrastre de las partículas del acuífero o de la acuiclusa y se logra una permeabilidad razonable; desafortunadamente, con mayor frecuencia se ha usado grava o gravilla, originando que al poco tiempo de operación se obturen los filtros y se inutilicen los pozos.

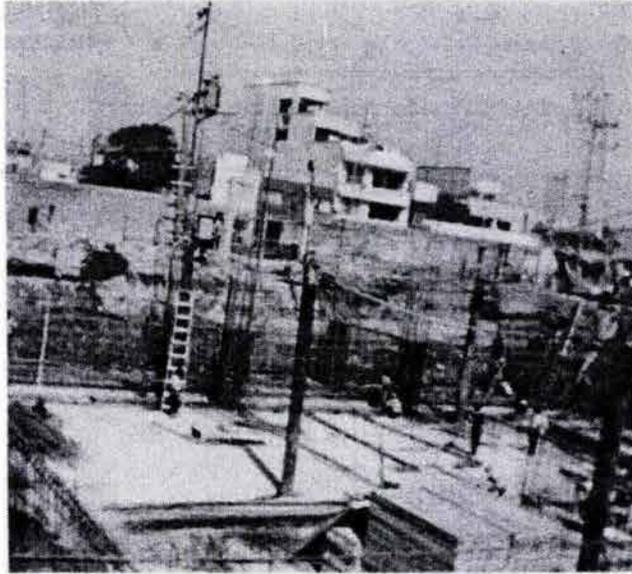


Fig. 11 Otra excavación con pozos centrales

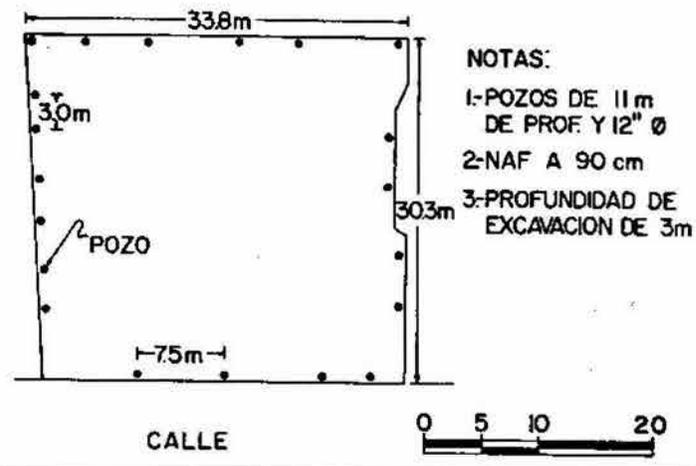


Fig. 12 Excavación drenada con pozo perimetrales.

Comúnmente los ademes se han forrado con geotextiles o mallas, preferentemente estas últimas.

La perforación se ha realizado, en su mayor parte, con broca tricónica y agua; en no pocos casos, en que se han empleado botes o espirales, los acuíferos

han quedado sellados, y aún con el empleo de técnicas mecánicas o automáticas de desarrollo no ha sido posible restituirles sus condiciones naturales.

Para la operación del sistema de bombeo se han especificado aspectos secundarios por ejemplo, la presión en las líneas de inyección el diámetro de los colectores, en vez de establecer las posiciones sucesivas que deba tener el nivel dinámico dentro de los pozos conforme progrese la excavación, parámetro fundamental por estar íntimamente ligado a las presiones piezométricas.

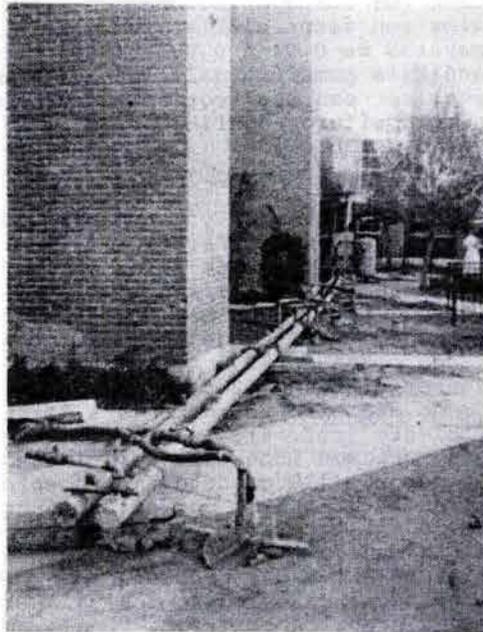


Fig. 13 Vista de un sistema perimetral antes de excavar.

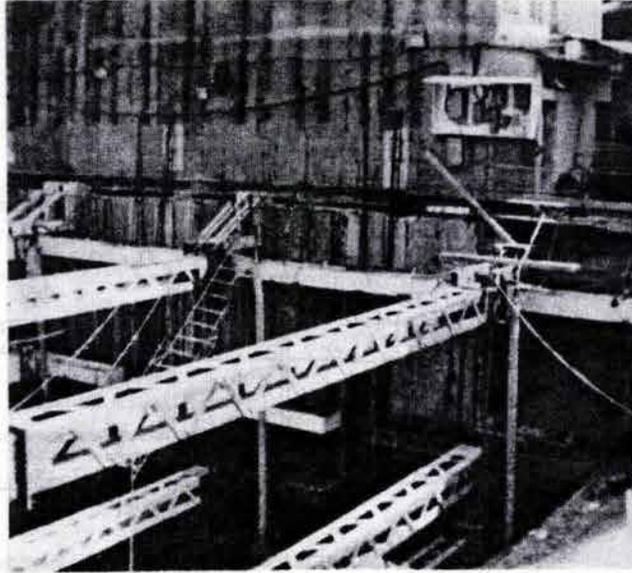


Fig. 14 Aspecto de un sistema perimetral durante la excavación.

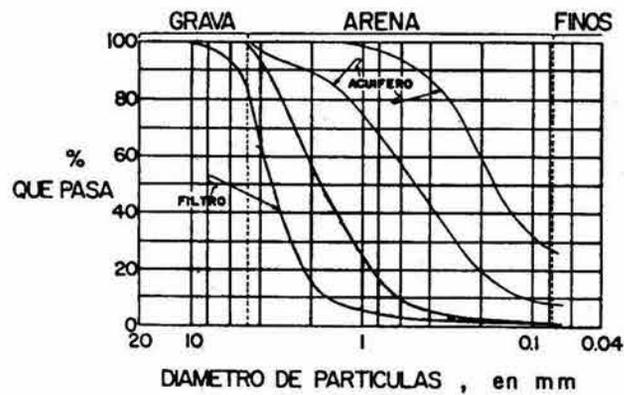


Fig. 15 Granulometrías óptimas para el filtro de los pozos.

No se sabe de ningún caso de aplicación de vacío para acelerar el flujo, a pesar de que técnicamente se juzga adecuado (Fig. 16), con igual finalidad, solamente en dos sitios se han empleado drenes.

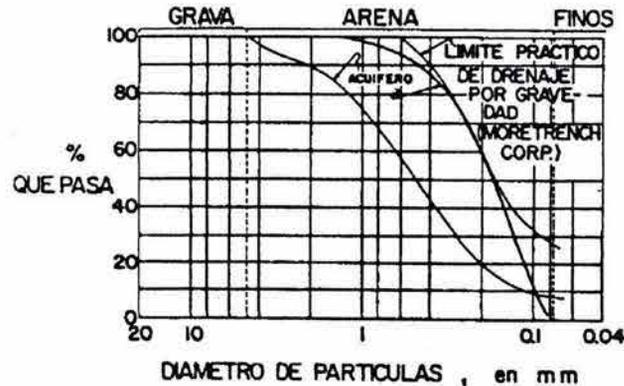


Fig. 16 Límites entre el drenaje por gravedad y el drenaje por vacío.

En diversos proyectos se han utilizado pozos de absorción o incluso de inyección, a fin de limitar los efectos del bombeo al área de construcción y evitar de esta manera las afectaciones a colindancias. Para el caso predominante, en que los pozos no han drenado acuíferos de gran permeabilidad y extensión, los efectos sobre las construcciones colindantes, aún con varios meses de operación del sistema de bombeo, se han limitado a asentamientos de algunos centímetros, los que, salvo en las construcciones coloniales, no han originado daños estructurales. Para los remotos casos en que se llegase a la condición de flujo establecido, el proceso de consolidación de las arcillas puede evaluarse con el método propuesto por el Prof. R. J. Marsal. A este respecto, en diversos proyectos de enderezado de estructuras, se ha utilizado el sistema de consolidación por medio de bombeo.

En muy pocos casos se han sellado los pozos al término del bombeo, no obstante que dadas las condiciones piezométricas regionales, se pueden convertir

en drenes permanentes, con la consiguiente consolidación de las arcillas atravesadas y los subsecuentes asentamientos de la estructura.

Hasta donde se sabe, el agua extraída siempre se ha tirado al drenaje municipal, cuando en realidad podría reinyectarse a los acuíferos de la capa dura o de los depósitos profundos, previa eliminación de los gérmenes patógenos. Incluso podría reinyectarse sin ningún tratamiento al manto superficial y a la formación arcillosa superior.

Por último, se sugiere que todos los proyectos de bombeo cubran los requisitos mínimos listados a continuación:

## **POZOS**

### **A) PERFORACION**

- ❖ Profundidad
- ❖ Diámetro
- ❖ Número y ubicación
- ❖ Procedimiento de perforación
- ❖ Procedimiento de desarrollo

### **B) ADEME**

- ❖ Tipo
- ❖ Diámetro
- ❖ Area filtrante
- ❖ Forro con malla o geotextil

- ❖ Procedimiento de instalación

### **C) FILTRO**

- ❖ Granulometrías
- ❖ Procedimiento de instalación

### **DRENES**

- ❖ Igual que los pozos

### **SISTEMA DE BOMBEO**

- ❖ Tipo: gravedad o gravedad y vacío
- ❖ Caudal
- ❖ Lapso de bombeo previo a la excavación
- ❖ Posición del nivel dinámico en las diversas etapas de la construcción
- ❖ Reinyección al subsuelo
- ❖ Instrumentos para control
- ❖ Suspensión de la operación
- ❖ Sellado de los pozos

### **PROTECCIÓN A COLINDANCIAS**

- ❖ Instrumentos para control
- ❖ Pozos de inyección
- ❖ Pozos de absorción
- ❖ Tablestaca o muro diagrama

- ❖ Pantalla blanda impermeable

# VIII PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UN SISTEMA DE BOMBEO EN LA COLONIA SAN RAFAEL

---

## VIII.1 SISTEMA DE BOMBEO

La instalación del sistema de bombeo, mediante pozos profundos con bombas sumergibles, para abatir el nivel freático por gravedad será el siguiente:

La profundidad de los pozos será de 17.0 m para los del centro o interiores y los perimetrales, medido con respecto a la superficie del terreno natural.

Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas o tricónica, inyectando agua a presión como fluido de perforación. Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (libre de lodo o arena).

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15 cm (6") de diámetro interior. El ranurado será en toda su longitud, excepto en los 2.0 m superiores, y las ranuras serán de 1 mm de ancho, espaciadas entre sí

El espacio anular entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm, bien graduada; para evitar que

el material del filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla de mosquitero o fieltro de  $300 \text{ g/m}^2$  alrededor del ademe.

Dentro del ademe se instalarán bombas de tipo eyector de  $1" \times 1 \frac{1}{4}"$  operadas a una presión de  $5 \text{ kg/cm}^2$  o bombas sumergibles eléctricas; el nivel de succión de las mismas estará a 10.0 m de profundidad para los pozos interiores y en los de la periferia a 8.0 m, medidos con respecto a la superficie del terreno. En caso de emplear bombas eyectoras deberán tener tubo de inyección de 13 mm de diámetro y salida de 19 mm. La localización de los pozos de bombeo, se muestra en la Fig. 13.

El bombeo se iniciará 14 días antes de empezar la excavación de cualquiera de las etapas y se suspenderá conforme vaya avanzando la construcción del edificio, con el fin de reducir al mínimo las expansiones y mantener el menor tiempo posible el bombeo según se describe a continuación. El bombeo se mantendrá con el nivel de succión especificado de 8.0 y 10.0 m hasta que se termine de construir totalmente la losa-tapa del sótano 2; bajo estas condiciones, se levantará el nivel de succión a la profundidad de 7.0 y 9.0 m de los pozos perimetrales y del centro, respectivamente. Cuando se termine de construir la losa de Planta Baja, el nivel de succión, se situará en la profundidad de 6.0 y 8.0 m en todos los pozos y después de construir la losa del nivel 2º, se colocará el nivel de succión en la profundidad de 5.0 y 7.0 m, para los pozos perimetrales e interiores, respectivamente. El bombeo se suspenderá, en todos los pozos, al

terminarse de construir la losa de azotea, procediéndose a cortar y sellar los pozos.

### **VIII.1.1 EXCAVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE SÓTANOS**

Terminando de retirar los restos de cimentación de la construcción existente e instalar y operar el sistema de bombeo, se iniciará la excavación para alojar la losa del sótano a cielo abierto y en etapas, mediante taludes perimetrales 0.5:1 y 0.75:1, horizontal a vertical, excepto en las colindancias que serán paredes verticales soportadas con viguetas de acero hincadas, donde se excavará por etapas pequeñas. Previo a la excavación de la etapa 1, deberá instalarse y operar el sistema de bombeo, así como hincar las viguetas de acero, requeridas en el inciso más adelante y efectuar un rasure de 0.75 m en toda el área del predio por excavar.

Se procederá a excavar la primera, dejando un talud con berma de 1.10 m de ancho, adyacente a las colindancias y alcanzado el nivel de desplante de la losa se procederá al colado de una plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor, con  $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$  y después del fraguado de la misma, se continuará con la excavación de las zanjas para alojar las contratrabes, mediante taludes verticales; enseguida se colará la plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor y después del fraguado de la misma, se procederá a efectuar el colado de las contratrabes, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con la losa de piso del sótano, según las indicaciones del proyecto estructural.

Veinticuatro horas después de coladas las contratraves, se procederá a colocar el armado y colado de la losa de piso del sótano, tal como se indica en los planos estructurales correspondientes, dejando las preparaciones necesarias para efectuar la unión estructural con el muro estructural y las columnas.

En el colado de la losa de piso e las siguientes etapas, adyacentes a las demás que se excavarán con estructura de contención, se dejarán "muertos" de concreto o varillas ahogadas en las mismas, para apoyar los puntales que soportarán al ademe de viguetas hincadas.

Durante el colado de la losa de piso deberá construirse un muñón o segmento de muro estructural, debiendo dejarse ahogada en él una banda PVC, para formar la junta de colado y evitar futuras filtraciones. de acuerdo con el detalle estructural correspondiente. Así mismo, en la construcción de cada etapa deberá realizarse en la losa, la junta de construcción respectiva, según el detalle estructural correspondiente. Veinticuatro horas después de terminado el colado de la losa de piso, se continuará con el armado, cimbrado y colado del muro estructural, y de las columnas, previamente limpiando y preparando cuidadosamente la junta de colado del segmento de muro, a fin de no permitir futuras filtraciones producto del nivel freático hacia el interior del sótano.

Después de descimbrar el muro estructural, trabes y columnas, se continuará con la construcción de la losa maciza del sótano 2, según el plano

estructural correspondiente, dejando las respectivas preparaciones para la liga estructural con las columnas de sótano 1.

Concluido el colado de la losa de piso , se podrá atacar la excavación de la siguiente etapa, en forma análoga a lo indicado para la primera, y así sucesivamente se hará con las etapas posteriores, hasta construir la totalidad de la losa del sótano.

Al terminar de construir la losa de azotea del edificio, se suspenderá el bombeo en cada pozo, procediéndose a cortar y sellar los mismos.

Alcanzada la resistencia de proyecto de los muros estructurales de la etapa 1 y de la losa del sótano 2, se iniciará la colocación del relleno entre el talud y el muro estructural, con material arena limosa, producto de banco, según las características y proceso de compactación indicado.

### **VIII.1.2 EXCAVACIÓN Y SISTEMA DE CONTENCIÓN EN COLINDANCIAS Y CALLE**

El proceso de excavación de las zonas de colindancia, se realizará con una estructura de contención constituida por viguetas de acero, hincadas, colocando entre ellas un ademe de concreto colado en el sitio, de acuerdo con el procedimiento siguiente:

Previo a la excavación de todas las etapas, se realizará el hincado perimetral de las viguetas IR 203 (8") x 31.2 kg/m hasta 2.25 m abajo del máximo nivel de excavación, con la distribución en planta indicada. Para facilitar su

hincado y no generar demasiadas vibraciones, se podrán ejecutar perforaciones guía de 15 cm de diámetro, mediante posteadora o similar por lo menos los primeros 3.25 m de profundidad.

Colada la losa de piso del sótano de la etapa 1 e hincadas las viguetas de acero y construido los "muertos" de concreto o ahogadas las varillas en la losa adyacente a las etapas de colindancia, se iniciará la excavación de estas, siguiendo la secuencia indicada en proyecto.

Conforme se profundice la excavación, se colará el ademe de concreto armado, apoyándolo contra los patines de las viguetas hincadas; el ademe de concreto tendrá un espesor de 10 cm, reforzado con un lecho de varillas del no. 3 a cada 20 cm.

Las vigas "*madrinas*" serán vigueta IR de acero IR de 10" (254) x 32.9 kg/m y se colocarán separadas 45 cm de las viguetas hincadas las que se apoyarán y soldarán a las mismas a través de un tubo-pasador de 2" de diámetro con placas metálicas, cuando la excavación se encuentre 30 cm abajo de su punto de aplicación.

Estas vigas "*madrinas*" se colocarán en los niveles indicados; los puntales de  $\phi$  4" y 6", cédula 40 E, se colocarán y soldarán inmediatamente después de instalada la viga "*madrina*", apoyándose un extremo en la viga "*madrina*" y el otro, en los "muertos" o varillas ahogadas de la losa de piso, acuñándolos debidamente con polines 6" x 6" o "quesos" de madera.

Cada puntal se colocará con una precarga de 5 Ton, mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada; la capacidad del gato será mínima de 15 Ton y 30 cm de carrera.

Habiendo colocado los dos niveles de puntales, se excavará hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, colando inmediatamente la plantilla y posteriormente la losa de piso del sótano con su respectivo muñón, contra las viguetas hincadas.

Veinticuatro horas después de colada la losa de piso contra las viguetas hincadas se retirará el segundo nivel, y se continuará con la construcción del muro estructural perimetral y columnas, empleando como cimbra las viguetas hincadas.

La construcción de la losa-tapa del sótano 2 se realizará treinta y seis horas después de colar el muro perimetral y las columnas o después de quitar la cimbra, sin retirar el primer nivel de puntales.

El primer nivel de puntales y "madrinas", se podrá retirar setenta y dos horas después de colado el muro perimetral y las columnas del nivel sótano 1.

### **VIII.1.3 RELLENOS**

El material que se empleará para rellenar el espacio entre el talud y el muro estructural, será arena limosa (tepetate), producto de banco, debiendo cumplir con las características siguientes:

Límite líquido	30% máximo ( <i>no plástico</i> )
Porcentaje de material que pasa a la malla No. 200	30% máximo
Partículas no mayores de	7.56 cm (3")

El relleno se colocará en capas de 20 cm de espesor, compactadas al 90% con respecto a la Norma ASHTO estándar T 99-74, variante "A" y energía específica de  $6.02 \text{ kg} - \text{cm} / \text{cm}^3$  Las últimas dos capas del relleno deberán compactarse al 95% con respecto a la misma prueba.

---

## BIBLIOGRAFÍA

- 1.- JUÁREZ, Badillo Eulalio, Et. al. Mecánica de suelos, Tomo 1, 2 y 3 Ed. Limusa México, 2001, 3ª Edición, 1758 Págs.
- 2.- BLANCO, Amador Antonio, Et. al. Construcción Especializada en Geotecnia, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos México, 1989, 215 Págs.
- 3.- ZEEVAERT, Wiechers Leonardo, Et. al. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo 1 y 2, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, 2001, 723 Págs.
- 4.- W. Dunham Clarence, Cimentaciones de estructuras, Ed. Mc Grow Hill Traducción Gregorio Escribano Tejedor 1968, 774 Págs.
- 5.- B. Peck Ralph, Et. al. Ingeniería de Cimentaciones, Ed. Limusa 2ª edición, 1982, 557 Págs.
- 6.- DELGADO, Vargas, Ingeniería de Cimentaciones, Ed. Alfaomega, 2ª edición, Colombia 541 Págs.
- 7.- M. Das Braja, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Intrnational Thomson Editores, 4ª edición, Traducción: José de la Cera Alonso, 861 Págs.
- 8.- V. C. Launder, Cimientos, Ed. Blume, Barcelona España, 1975, 181 Págs.

9.- HERBERT, L, Nichols, Movimiento de Tierras, Ed. Continental, 1965, 1111

Págs.

---

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El fin de esta tesis ha sido elaborar un escrito que contenga algunos de los conocimientos con los que contamos hoy en día acerca de la resolución de la problemática que genera el llevar a cabo un proyecto de ingeniería civil, a través de la recopilación, en este caso el flujo de agua en excavaciones.

Las características tan singulares que presenta el suelo de la Ciudad de México las cuales lo hace ser uno de los más difíciles de manejar en favor de nuestras obras, como son, por mencionar alguno y el más importante para el estudio de este trabajo, un alto contenido de agua lo que trae como consecuencia problemas de expansiones, inundaciones e inestabilidad de taludes.

Todo lo anterior se ha logrado entender y resolver con base en estudios del suelo que van desde lo general, basados en la observación de la zona y la extracción de muestras de suelo por métodos descritos anteriormente que nos dan a conocer la estratigrafía, la granulometría, si es un suelo de desperdicios, contenido de agua a grosso modo, localización del NAF, etc.; hasta los analíticos como su comportamiento, permeabilidad, contenido de humedad real, resistencia al corte, etc., lo cual resulta de gran importancia para poder diseñar un sistema de pozos de bombeo funcional.

La distribución y la profundidad de estos pozos dependerán del nivel máximo de excavación y de la localización de los estratos permeables tomando en

cuenta el no causar daño en colindancias, existen de diversos tipos y diseños, y como ya se mencionó consiste en el número suficiente y en el arreglo en la zona vecina a la excavación para lograr el abatimiento del nivel freático a la profundidad deseada.

La permeabilidad representa la rapidez con la que el agua se mueve a través del suelo bajo gradiente hidráulico unitario. Es así cómo dependiendo de la permeabilidad puede requerirse bombear un volumen importante de agua en suelos muy permeables como gravas y arenas, o un volumen de agua mínimo.

Como ya se explicó, el nivel piezométrico se abate con la excavación y los caudales son realmente pequeños, pero la profundidad de las cimentaciones será la razón, de que, por la ausencia de sistemas de bombeo o un mal proyecto de éstos, permitirá la ocurrencia de deslizamientos de los taludes perimetrales y de expansiones diferidas y elásticas no previstas en los análisis, que a su vez generarán que los subsecuentes asentamientos de las cimentaciones sean mayores de los calculados. Ya que en experiencias anteriores se han generado expansiones elásticas excedentes no previstas y esto se debió a expansiones diferidas y por fuerzas de filtración verticales ascendentes que se hubieran podido evitar con un buen sistema de bombeo.

Un buen número de cimentaciones con deformaciones excesivas y con afectaciones a colindantes tienen en esta causa el origen de su comportamiento anómalo.

---

En la zona baja del Valle y para las excavaciones más frecuentes, en que no se excede de 10 m de profundidad, los sub-acuíferos de interés son los tres primeros; en esta zona, el nivel freático se localiza entre 1 y 3 m de profundidad y debido a la explotación de los acuíferos profundos solo conforma una distribución hidrostática de presión en los primeros 10 a 20 m; incluso en algunas partes del Valle los dos sub-acuíferos superiores conforman Mantos Colgados.

Es claro que para evitar que ocurra el flujo ascendente, se requiere un sistema de bombeo que drene a las capas arenosas del sub-acuífero de la formación arcillosa superior e incluso a la capa dura cuando las grandes excavaciones originen que el gradiente de la parte inferior se invierta; de esta manera, el flujo en las arcillas será descendente, casi vertical, lo que evitará el levantamiento del fondo de la excavación por las fuerzas de filtración, y también las expansiones diferidas, ya que se impedirá que las arcillas absorban agua de las lentes permeables. En las orillas, cerca del fondo de la excavación, se genera una importante componente de flujo horizontal.

La razón de ser de los sistemas de bombeo se fundamenta, en consecuencia, en conservar el estado original de esfuerzos efectivos en las arcillas, a través de mantener abatidas las presiones en los sub-acuíferos en ellos intercalados, a la vez de inducir una dirección favorable a las fuerzas de filtración; colateralmente se lograrán restringir o eliminar las filtraciones hacia la excavación

---

y, eventualmente, la falla por sub-presión por algún estrato muy permeable cercano al fondo de la excavación.

Dado que las aportaciones de las arcillas son despreciables, en general no mayor de 0.04 a 0.08 l/seg./pozo, el análisis numérico del flujo se puede realizar con las teorías convencionales para acuíferos confinados sujetos a flujo no establecido.

Para que el diseño del diámetro de los pozos siempre tenga costos razonables y no sean estorbosos, es conveniente tomar en cuenta el flujo que proporciona el suelo ya sea con base en experiencias anteriores o datos con los que ya se cuente.

Los filtros excepcionalmente se han integrado con arenas gruesas a finas, de una composición granulométrica semejante a la consignada, a pesar de que con ello se evita el arrastre de las partículas del acuífero o de la acuiclusa y se logra una permeabilidad razonable; desafortunadamente, con mayor frecuencia se ha usado grava o gravilla, originando que al poco tiempo de operación se obstaculicen los filtros y se inutilicen los pozos.

Comúnmente los ademes se han forrado con geotextiles o mallas, preferentemente estas últimas.

La perforación se ha realizado, en su mayor parte, con broca tricónica y agua; en no pocos casos, en que se han empleado botes o espirales, los acuíferos

han quedado sellados, y aún con el empleo de técnicas mecánicas o automáticas de desarrollo no ha sido posible restituirles sus condiciones naturales.

Para la operación del sistema de bombeo se han especificado aspectos secundarios por ejemplo, la presión en las líneas de inyección el diámetro de los colectores, en vez de establecer las posiciones sucesivas que deba tener el nivel dinámico dentro de los pozos conforme progrese la excavación, parámetro fundamental por estar íntimamente ligado a las presiones piezométricas.

Hasta donde se sabe, el agua extraída siempre se ha tirado al drenaje municipal, cuando en realidad podría reinyectarse a los acuíferos de la capa dura o de los depósitos profundos, previa eliminación de los gérmenes patógenos.

Incluso podría reinyectarse sin ningún tratamiento al manto superficial y a la formación arcillosa superior.

Por último, se sugiere que todos los proyectos de bombeo cubran los requisitos mínimos listados en el capítulo VII.

# **ANEXOS**

---

## **Anexo A20.1. Estimación de la permeabilidad de los suelos**

### **A20.1.1 Arenas**

De la hidráulica se puede comprender que a menor tamaño del conducto, es menor el radio hidráulico y en consecuencia es mayor la fricción que tiene el agua al moverse en los poros. Por tanto, para iguales condiciones de tamaño máximo y compacidad, los suelos bien graduados tienen menor permeabilidad que los suelos uniformes ya que en éstos las partículas menores llenan los huecos dejados por las de mayor tamaño, reduciendo el diámetro de los poros.

Considerando la relación de vacíos, el coeficiente de permeabilidad varía como sigue:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{e_1^2}{e_2^2}$$

Si la relación de vacíos de un suelo en estado suelto se reduce a la mitad, alcanzando un estado medianamente compacto, entonces teóricamente la permeabilidad se reduce a la cuarta parte. Por tanto, la compactación es un factor importante en la reducción de flujo para un suelo determinado.

Hazen investigó el coeficiente de permeabilidad para filtros de arena limpia encontrado la siguiente relación empírica:

$$k = CD_{10}^2$$

En la cual  $k$  es el coeficiente de permeabilidad en cm/s,  $C$  es un coeficiente que varía de 50 a 150. El diámetro efectivo  $D_{10}$  en centímetros se

---

determina con análisis granulométricos, representando el diámetro para el cual el 10% de las partículas es menor que ese valor. Se puede observar que el valor de  $k$  es muy sensible a la variación del diámetro efectivo.

El valor del parámetro  $C$  depende principalmente de la forma de las partículas; para depósitos de suelos con la misma forma de las partículas,  $C$  puede considerarse constante y entonces:

$$\frac{k_1}{k_2} = \left[ \frac{D_{10}^2}{D_{10}^2} \right]$$

Esta relación puede resultar útil para estudiar la permeabilidad de un depósito; si se dispone de algunos valores del coeficiente de permeabilidad, el valor de  $k$  puede estimarse para los otros suelos por medio de análisis granulométricos.

Para tomar en cuenta la compacidad de los suelos arenosos así como las características granulométricas, representadas por el  $D_{50}$  y por el coeficiente de uniformidad, se recomienda utilizar las gráficas de las Figs. 20.A1.1a y 20.A1.1b, para suelos densos, suelos con 50% de compacidad relativa y suelos sueltos. Estas gráficas, fueron preparadas originalmente por Byon Prugh basándose en una combinación de investigaciones en laboratorio y en campo.

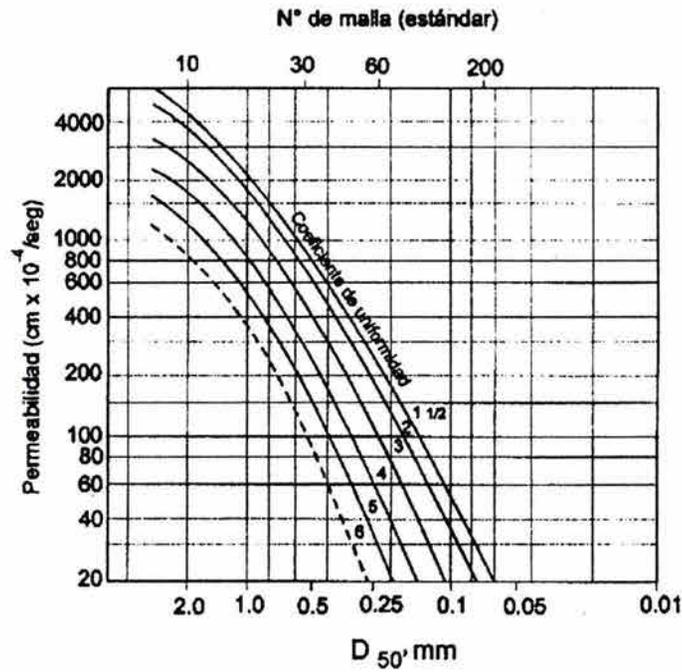
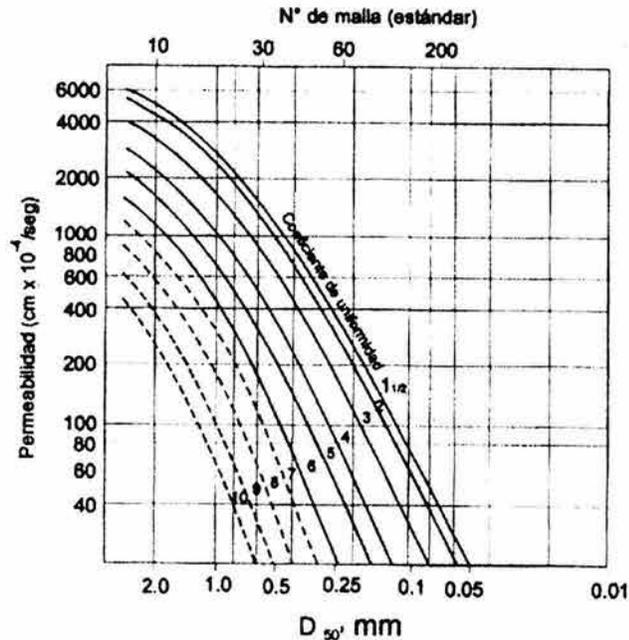


Fig. 20. A1.1.a Estimación de la permeabilidad para suelos densos

En la naturaleza los suelos se encuentran estratificados y la permeabilidad de las diferentes capas del suelo puede cambiar en varios órdenes de magnitud; esto conlleva a que aun si se efectúa un gran número de pruebas de permeabilidad, sus resultados deben ser tomados con reservas y el juicio del proyectista y del constructor debe ser moderado de acuerdo con la estratigrafía del sitio.

Debido a la dificultad práctica de obtener muestras inalteradas de arenas para ensayarse con permeámetro en laboratorio, el método más recomendable para obtener su permeabilidad, es por medio de pruebas de bombeo, mismas que se describen en el inciso 20.5.



20. A1. 1.b Estimación de la permeabilidad para suelos con 50 % de compactación relativa

### A20.1.2 Arcillas

Para las partículas finas de suelos formados por limos y arcillas, el coeficiente de permeabilidad es de difícil definición porque los conceptos de diámetro efectivo no tienen un significado físico útil en estos materiales. En los suelos compuestos por arcillas la permeabilidad en general es menor de  $10^{-6} \text{ cm/s}$ , por lo que se realizan ensayos de laboratorio con permeámetros de carga variable. Sin embargo, el coeficiente de permeabilidad de los suelos finos se puede obtener indirectamente en el laboratorio, por medio de ensayos de consolidación

unidimensional, ya que el coeficiente de consolidación que se obtiene en esta prueba es proporcional al coeficiente de permeabilidad.

De la teoría de consolidación de Terzaghi, se obtiene:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

Donde:

$C_v$  coeficiente de consolidación,  $\text{cm}^2/\text{s}$  (de Terzaghi)

$m_v$  coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $\text{cm}^2/\text{kg}$

$\gamma_w$  peso volumétrico del agua, en  $\text{kg}/\text{cm}^3$

entonces:

$$k = C_v m_v \gamma_w \quad \text{en cm/s} \quad (\text{ec.20.A1.1})$$

El valor correspondiente a  $C_v$  es difícil de precisar porque es también muy sensible a las variaciones y características de los suelos. Tómese por ejemplo un limo arcilloso para el que  $C_v = 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$ . Si en condiciones de suelo inalterado  $m_v = 0.01 \text{cm}^2/\text{kg}$ , entonces:

$$k = 10^{-3} 10^{-2} 10^{-3} = 10^{-8} \quad \text{en cm/s}$$

que es un valor típico para suelos de alta sensibilidad como el de las arcillas lacustres de la Ciudad de México.

## **Anexo A20.2 Análisis de pozos aislados**

Considérese un pozo de diámetro  $2r_0$  que ha sido instalado hasta llegar a un estrato impermeable (Fig. 20.A2.1), el pozo atraviesa diversos estratos con espesor  $d_n$  y coeficiente de permeabilidad  $k_n$ . Durante el bombeo, el radio de influencia es  $R_0$  y el nivel del agua dentro del pozo tiene un abatimiento  $S_0$ ; este valor no excede el espesor del primer depósito, con coeficiente de permeabilidad  $k_0$ .

Aplicando la hipótesis de Dupuit se establece que el gradiente hidráulico en la sección considerada es igual a la pendiente de la superficie libre del agua.

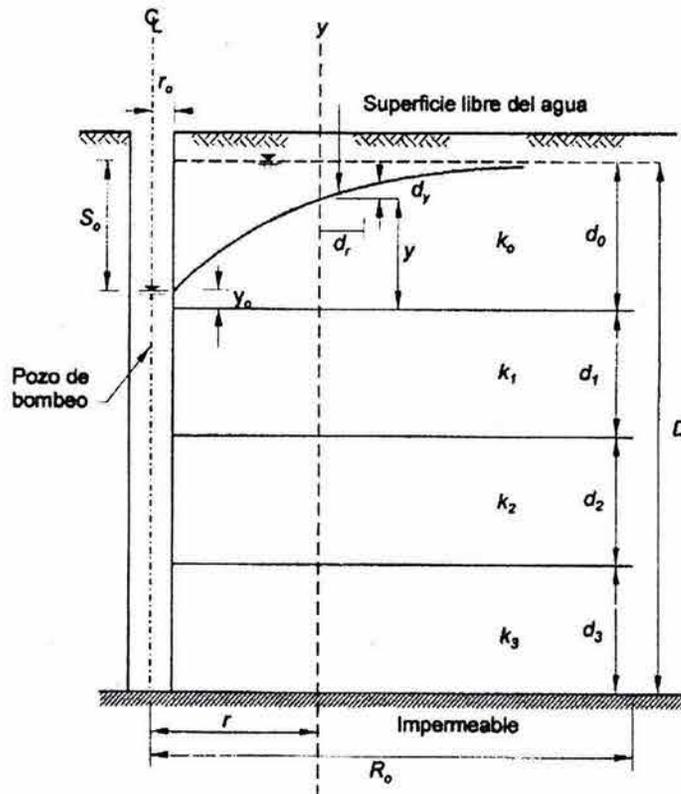


Fig. 20. A2.1 Flujo de agua hacia un pozo

Definiendo la condición de descarga y aplicando la ley de Darcy para la sección YY de la Fig. 20.5 del cuerpo principal de este capítulo, para la distancia radial se obtiene:

$$q = 2\pi r y k_0 \frac{d_y}{d_r} + 2\pi r d_1 k_1 \frac{d_y}{d_r} + \dots + 2\pi r d_n k_n \frac{d_y}{d_r} \quad (\text{ec.20.A2.1})$$

Realizando la integral para el régimen de flujo establecido, con  $r = R_0$ ,  $y = d_0$  se obtiene la siguiente expresión para el gasto:

$$q = \frac{\pi k_0 (d_0^2 - y_0^2) + 2\pi (d_0 - y_0) \sum_i k_i d_i}{\ln \frac{R_0}{r_0}} \quad (\text{ec.20.A2.2})$$

Escribiendo esta relación desde el punto de vista del abatimiento  $S_0$  en el pozo::

$$q = \left( \frac{\pi k_0 (d_0 + y_0) + 2\pi \sum_i k_i d_i}{\ln \frac{R_0}{r_0}} \right) S_0 \quad (\text{ec. 20.A2.3})$$

De esta ecuación, podemos derivar las expresiones correspondientes a los dos casos particulares relativamente frecuentes que se tratan a continuación.

#### a) Primer caso

Cuando el depósito superficial de espesor d. es mucho más permeable que los depósitos subyacentes (Fig. 20.A2.2):

$$k_h / k_0 = 0$$

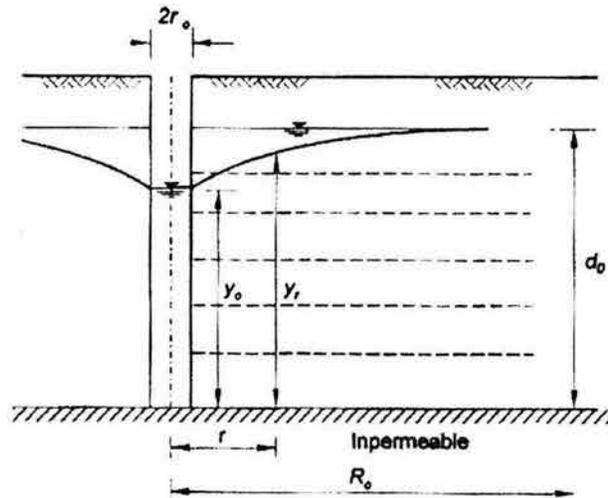


Fig. 20.A2.2 Flujo de agua hacia un pozo en suelos estratificados no confinados

Con lo que resulta:

$$q = \left( \frac{\pi k_h (d_0 + y_0) i}{\ln \frac{R_0}{r_0}} \right) S_0 \quad (\text{ec.20.A2.4})$$

Donde  $k_h$  es el coeficiente de permeabilidad horizontal medio.

### b) Segundo caso

El depósito superficial de espesor  $d_0$  es impermeable. Los estratos subyacentes de espesor  $d_1$ , son acuíferos y el gasto se expresa con la fórmula siguiente:

$$q = \frac{2\pi \sum_1^n k_i d_i}{\ln \frac{R_0}{r_0}} S_0 \quad (\text{ec.20.A2.5})$$

En este caso el flujo de agua hacia el pozo es prácticamente horizontal (Fig. 20.A2.3). Si el suelo está formado por diferentes capas con permeabilidad  $k_1, k_2, k_3, \dots, k_n$  de espesor respectivamente igual a  $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$  se puede considerar una permeabilidad media de:

$$k_n D = \sum_1^n k_i d_i$$

Las ecuaciones establecidas indican que el gasto disminuye al incrementarse el radio de influencia  $R_0$ .

Desde un punto de vista práctico,  $R_0$  no puede incrementarse indefinidamente. Cuando el acuífero es de capacidad ilimitada o tiene una fuente de abastecimiento,  $R_s$ , se restringe por distancia a esa fuente. Sichardt estableció una fórmula empírica que puede utilizarse para estimar el valor de  $R_0 = R_s$ , cuando la fuente de abastecimiento del acuífero está a mayor distancia que el valor de  $R_s$  (cm):

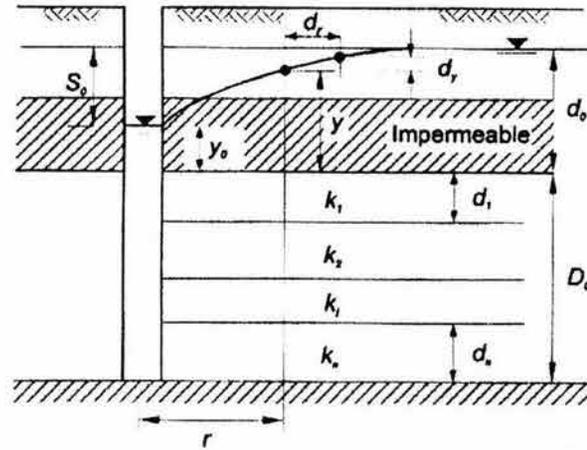


Fig. 20.A2.3 Flujo de agua hacia un pozo en un acuífero estratificado confinado

$$R_s = C_s S_0 \sqrt{k}$$

donde:

$S_0$  nivel dinámico dentro del pozo

$k$  coeficiente de permeabilidad, cm/s

$C_s$  en  $s/cm^{1/2}$ ; igual a 300 para pozos y 200 para trincheras o líneas de pozos.

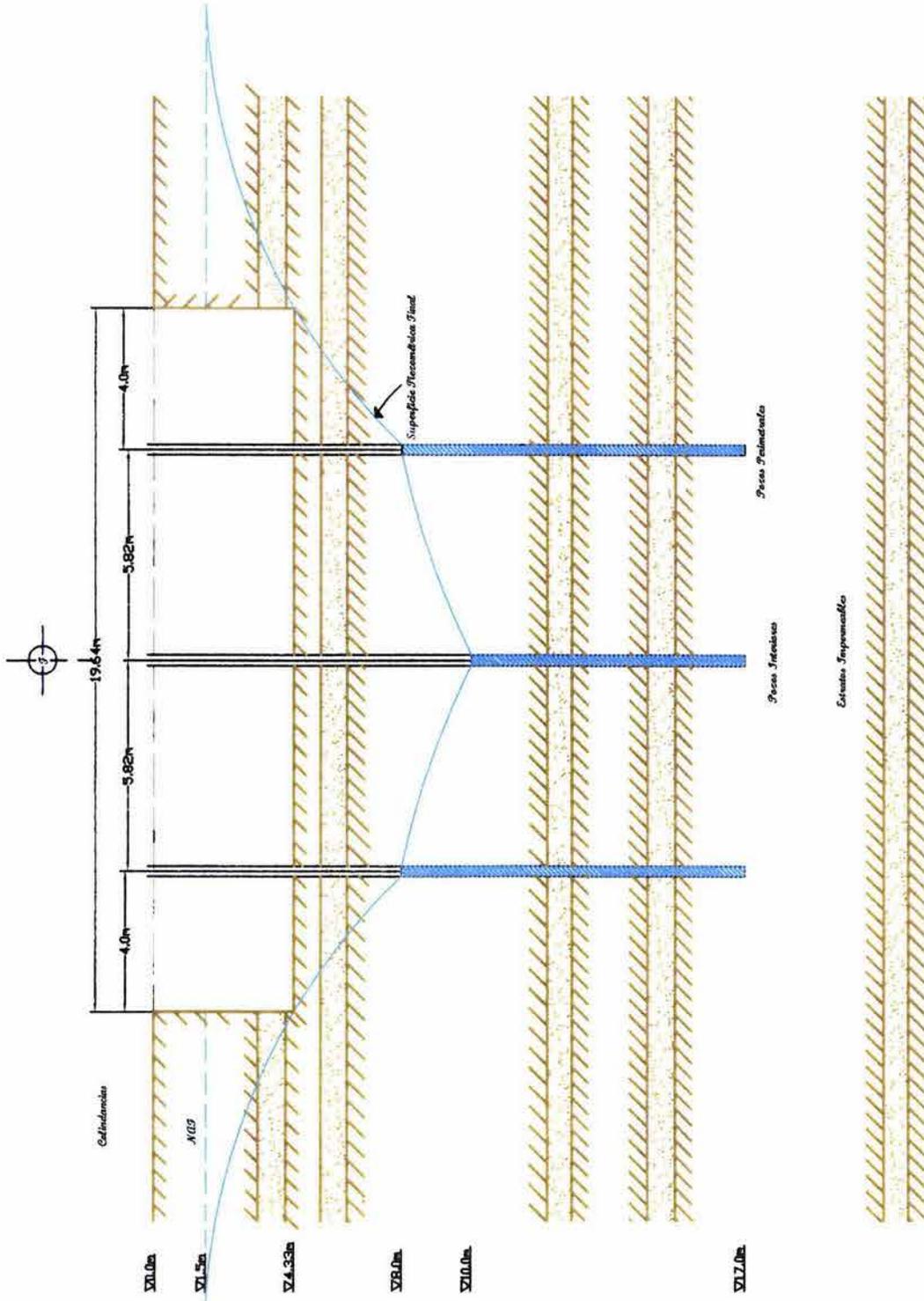
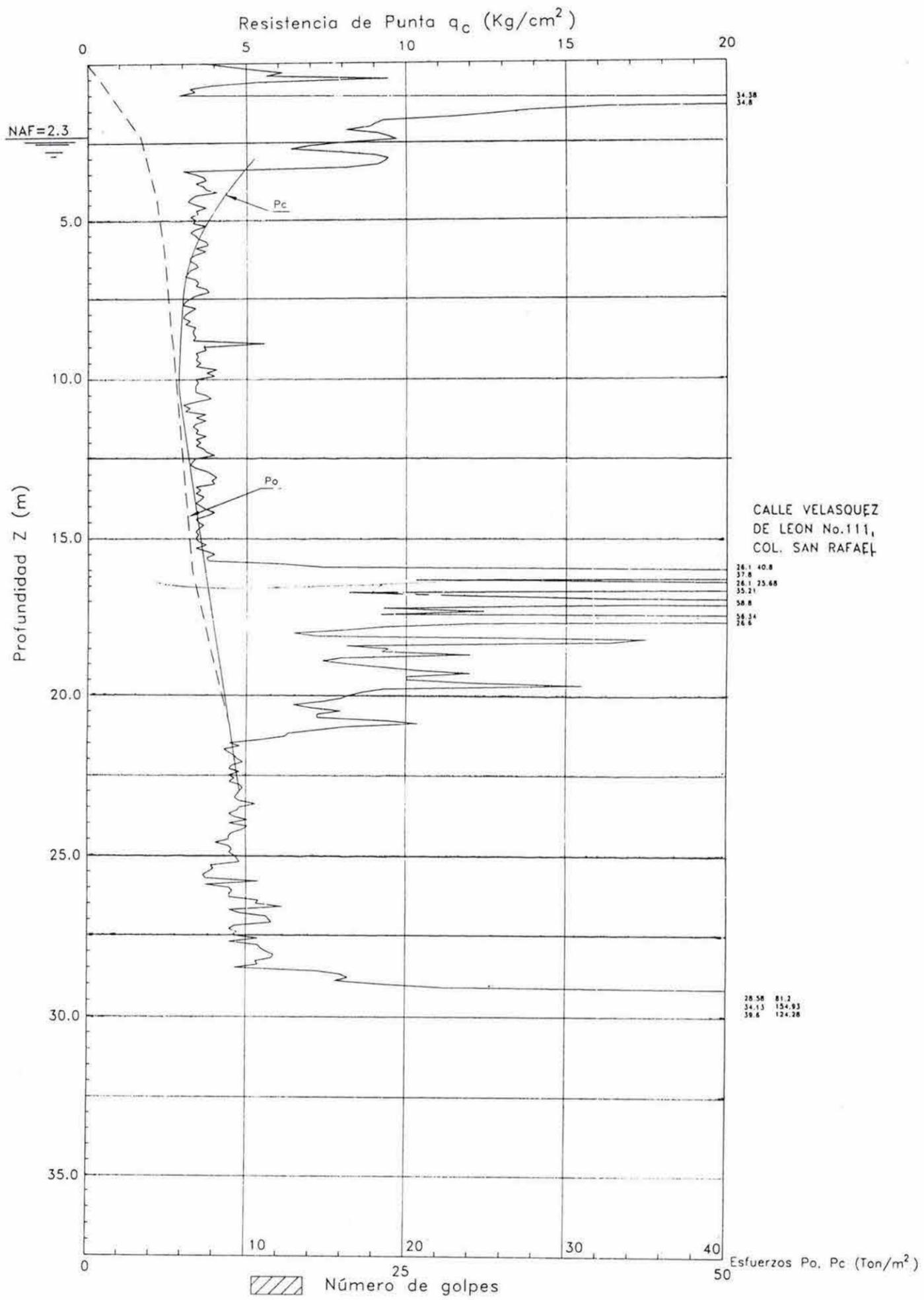
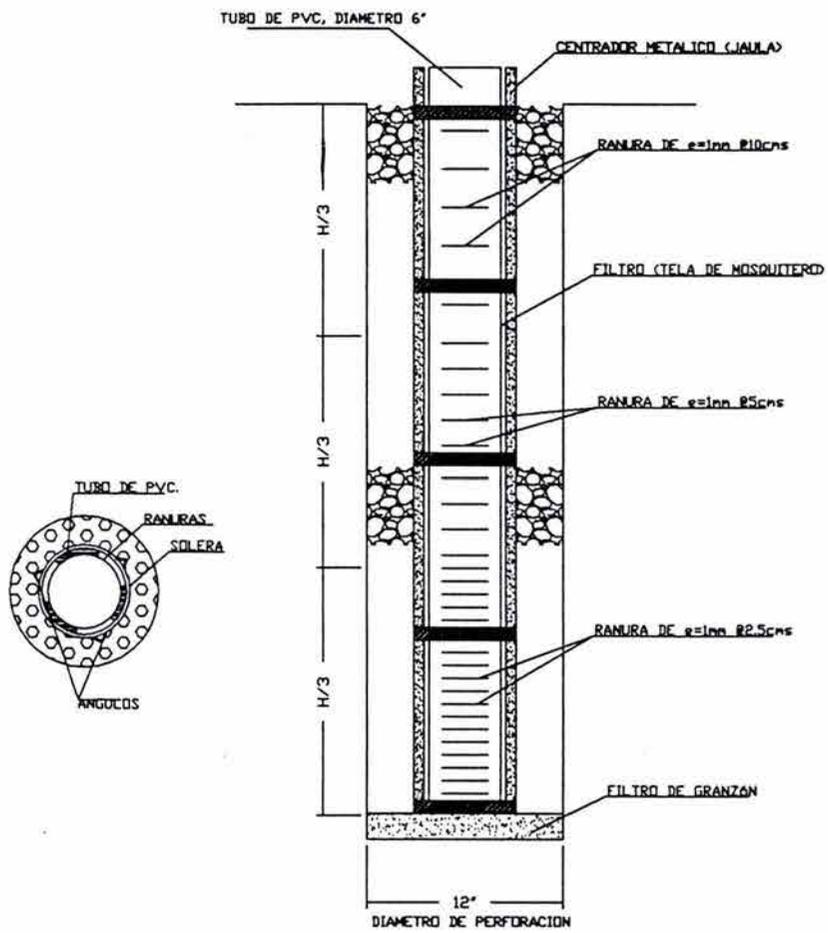


Fig. 13 Corte de la estructura de pozos



Para determinar la longitud de un pozo es recomendable efectuar un sondeo de cono para observar estratos de arena.

### SONDEO DE CONO ELECTRICO



DETALLE DE LOS POZOS DE BOMBEO

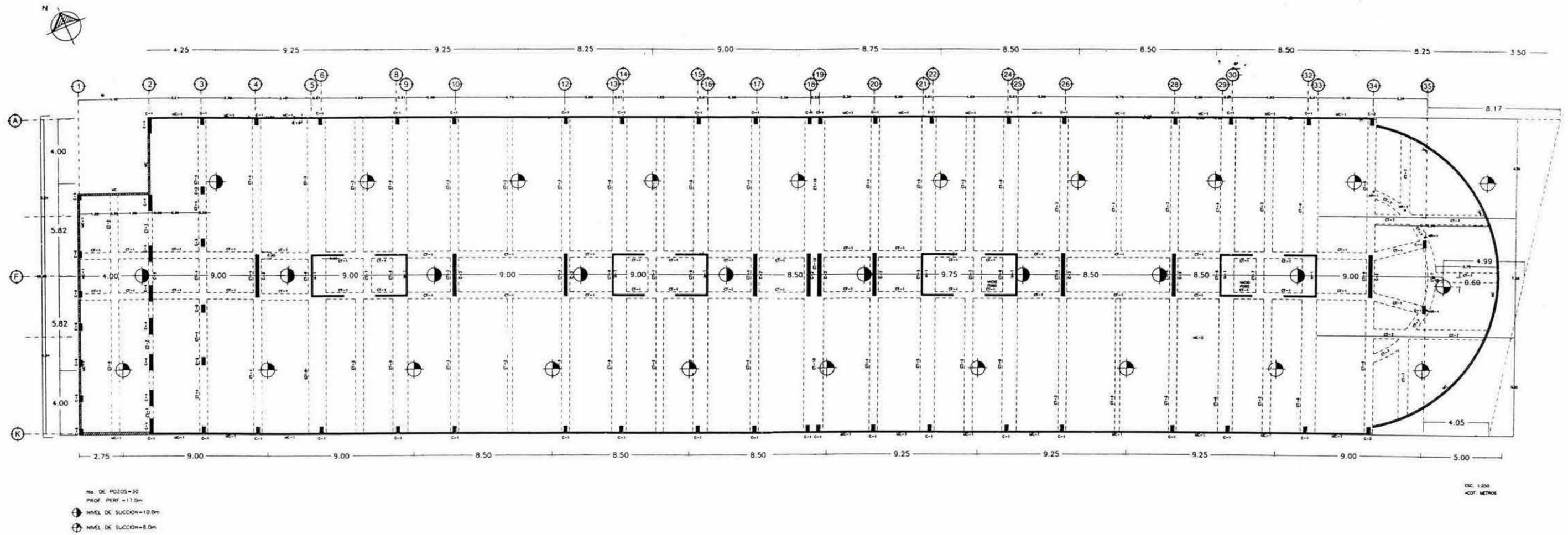


FIG 13 DISTRIBUCION DE POZOS DE BOMBEO