



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGÓN"

"ANÁLISIS DEL FLUJO DE AGUA EN EXCAVACIONES PARA CIMENTACIONES CONSIDERANDO EL FUNCIONAMIENTO DE UN SISTEMA DE BOMBEO"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
INGENIERO CIVIL
PRESENTA :
FELIPE VAZQUEZ GUILLÉN

ASESOR:
ING. RAÚL CARRANZA ESLAVA

MÉXICO

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

2002



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.

# PAGINACION DISCONTINUA



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCIÓN

FELIPE VÁZQUEZ GUILLEN  
P R E S E N T E.

En contestación a la solicitud de fecha 31 de enero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. RAÚL CARRANZA ESLAVA pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado "ANÁLISIS DEL FLUJO DE AGUA EN EXCAVACIONES PARA CEMENTACIONES CONSIDERANDO EL FUNCIONAMIENTO DE UN SISTEMA DE BOMBEO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 14 de febrero del 2002  
LA DIRECTORA

  
ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



- C p Secretaría Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- C p Asesor de Tesis.

LTG/AIR/1a.

X

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**“ANÁLISIS DEL FLUJO DE AGUA EN EXCAVACIONES PARA  
CIMENTACIONES CONSIDERANDO EL FUNCIONAMIENTO DE  
UN SISTEMA DE BOMBEO”**

***A mis padres porque sin su invaluable apoyo, confianza, comprensión y gran  
paciencia, esto no hubiera sido posible.***

NOMENCLATURA.

$a$ ;	Área de la sección transversal del tubo de carga del permeámetro de carga variable.
$\bar{a}$ ;	Área tributaria de cada franja $F_i$
$a/b$ ;	Relación ancho-largo de una excavación rectangular.
$A$ ;	Área transversal del permeámetro.
$A, B$ ;	Coefficientes de presión de poro de Skempton.
$A_0$ ;	Área abierta por unidad de longitud de la rejilla.
$B, D$ ;	Espesor del acuífero confinado.
$B, L$ ;	Ancho y largo de una excavación rectangular.
$c$ ;	Pendiente del tramo de descarga de la curva $\sigma - \varepsilon$ , de un ensaye de compresión simple a un nivel de esfuerzos $q_u/2$ . También indica la resistencia no drenada de la masa de suelo de la excavación.
$c, d$ ;	Ancho y largo de los cuadrados de una red de flujo para sección heterogénea.
$C_m$ ;	Coefficiente de consolidación medio definido de una prueba de bombeo.
$C_r$ ;	Coefficiente de consolidación por flujo radial.
$C_{uf}, C_{ua}$ ;	Coefficientes de uniformidad para el material del filtro y del acuífero, respectivamente.
$C_v$ ;	Coefficiente de consolidación por flujo vertical
$C_1$ ;	Constante empírica de la fórmula de Hazen para el cálculo del coeficiente de permeabilidad.
$d_e$ ;	Separación entre pozos de bombeo.
$d_1, d_2$ ;	Diámetros de un conjunto de partículas.
$D$ ;	Profundidad de empotramiento de una tablaestaca.
$D_{10}$ ;	Diámetro efectivo de Hazen.
$D_{50f}, D_{50a}$ ;	Diámetro equivalente al 50% del material total del conjunto, para el del filtro y el del acuífero, respectivamente.
$e$ ;	Relación de vacíos de una muestra de suelo.
$f$ ;	Factor de angularidad que depende de la forma de los granos; se utiliza en la ecuación de Kozeny and Carman para el cálculo del coeficiente de permeabilidad.
$F$ ;	Fuerza de filtración por unidad de volumen.
$F_i$ ;	Número de franjas en las que se divide a la excavación, cuando se realiza el arreglo de la matriz $[\Delta u_{ij/ij_0}^N]$
$F_f$ ;	Factor de forma de una red de flujo.
$F_w$ ;	Factor que incluye la angularidad y superficie específica de un conjunto de partículas de diferentes tamaños.
$F.S.$ ;	Factor de seguridad.
$G$ ;	Factor de corrección para un pozo con penetración parcial.
$h$ ;	Diferencia en la carga hidráulica total. También se refiere a la carga piezométrica a una distancia $r$ , a partir del centro del pozo.
$h'$ ;	Superficie libre en un pozo de bombeo con penetración parcial en acuífero libre.

NOMENCLATURA

$h_a$ ;	Presión hidráulica media en un punto $a$ , medida a partir del centro de la excavación, utilizada en la ecuación para el cálculo del $F.S.$ contra tubificación. También se refiere a la carga hidráulica total a una distancia radial $r_a$ , medida a partir del centro de la excavación. Se utiliza en el cálculo de caudales de bombeo mediante la ecuación de Darcy.
$h_a, h_b$ ;	Elevaciones piezométricas en los ensayos de permeabilidad de carga constante.
$h_c$ ;	Profundidad crítica de una excavación para evitar la falla de fondo por subpresión.
$h_{ii}$ ;	Carga hidráulica total en un punto cualquiera $i$ , de una red de flujo.
$h_w$ ;	Carga piezométrica dentro del pozo de bombeo.
$h_1, h_2$ ;	Alturas piezométricas en un permeámetro de carga variable.
$H$ ;	Carga piezométrica inicial total a la distancia $R$ , medida a partir del centro del pozo.
$H_i$ ;	Carga hidráulica total (carga de presión más carga de posición) disponible en el sistema aguas arriba.
$i_c$ ;	Gradiente hidráulico crítico.
$i_x, i_y, i_z$ ;	Gradientes hidráulicos en las direcciones $x, y, z$ , respectivamente.
$I_\sigma, I_{\sigma d}$ ;	Coefficiente de influencia derivado de la teoría de la elasticidad. El subíndice $d$ indica el valor del coeficiente a la profundidad $d$ .
$J_z$ ;	Fuerza de filtración por unidad de área a la profundidad $z$ .
$k$ ;	Coefficiente de permeabilidad.
$\bar{k}$ ;	Coefficiente de permeabilidad efectivo, utilizado para el cálculo de caudales de filtración en regiones de flujo anisótropas.
$k_h, k_v$ ;	Coefficiente de permeabilidad para dirección de flujo horizontal y vertical, respectivamente.
$k_T$ ;	Coefficiente de permeabilidad a una temperatura $T$ .
$k_0$ ;	Coefficiente de empuje de tierras en reposo.
$L$ ;	Longitud de la muestra ensayada en el permeámetro de carga constante. Asimismo, la distancia a una fuente lineal de agua medida a partir del perímetro de una excavación en trinchera.
$m_v$ ;	Coefficiente de compresibilidad volumétrica.
$M_{e0}$ ;	Módulo secante de deformación unitaria por expansión del estrato $N$ .
$n_d$ ;	Número de caídas de equipotencial de una red de flujo.
$n_{di}$ ;	Número de caídas de equipotencial acumuladas hasta el punto $i$ , de la red de flujo.
$n_f, n_{f(1)}, n_{f(2)}$ ;	Número de canales de una red de flujo. Los subíndices (1) y (2) indican el número del estrato de una región de flujo heterogénea.
$P_{ld}$ ;	Presión total en la frontera superior del estrato acuífero confinado, inmediatamente después de excavar.
$P_{oh}$ ;	Presión total inicial al nivel del fondo de la excavación de profundidad $h$ .
$P_{0z}, P_{fz}, P_d$ ;	Presión total inicial a la profundidad, presión total final y presión total al nivel de desplante, respectivamente.
$q/L$ ;	Gasto de filtración por metro lineal, calculado a partir de una red de flujo.
$Q$ ;	Cantidad total de filtración, definida del análisis de una red de flujo. También indica la cantidad de agua infiltrada a través de un suelo en la prueba de

## NOMENCLATURA

	permeabilidad.
$Q_w / l_w$ ;	Relación entre el caudal de un pozo de bombeo y la longitud de la rejilla expuesta a la saturación durante el bombeo.
$r$ ;	Distancia radial medida a partir del centro del pozo.
$r_e, r_w$ ;	Distancia centro a centro entre pozos de bombeo y radio de los pozos de bombeo, respectivamente.
$r_0, r_w$ ;	Se refieren, indistintamente, al radio de un pozo de bombeo o al radio equivalente de una excavación rectangular.
$R$ ;	Radio de influencia del pozo de bombeo.
$s$ ;	Distancia vertical entre el fondo de un pozo de bombeo con penetración parcial en acuífero libre y la frontera impermeable inferior.
$S$ ;	Superficie específica de un conjunto de partículas. También indica el coeficiente de almacenamiento total del acuífero.
$t$ ;	Carga hidráulica dentro de un pozo con penetración parcial en acuífero libre.
$t_i$ ;	Intervalo de tiempo transcurrido durante una prueba de permeabilidad.
$t_b$ ;	Tiempo de operación continua de un sistema de bombeo.
$T$ ;	Coefficiente de transmisibilidad del acuífero.
$T_r$ ;	Factor tiempo por flujo radial.
$u_{av}$ ;	Presión de poro promedio a un instante de tiempo $tb$ .
$u_i$ ;	Presión de poro en un punto $i$ de la región de flujo. También se refiere a la sobrepresión intersticial inicial.
$u_{id}$ ;	Presión de poro inmediatamente después de excavar a la profundidad $z$ .
$u_{0z}, u_d$ ;	Presión de poro inicial a la profundidad $z$ y al nivel de desplante, respectivamente.
$U$ ;	Grado de consolidación por drenaje radial y vertical simultáneos.
$U_r$ ;	Coefficiente de consolidación medio por flujo radial.
$U_v$ ;	Grado de consolidación promedio por drenaje vertical.
$v_s$ ;	Velocidad teórica de entrada a la rejilla.
$v_x, v_y, v_z$ ;	Componentes de la velocidad de descarga en las direcciones $x, y, z$ , respectivamente.
$V$ ;	Volumen de un elemento de suelo.
$W$ ;	Profundidad de penetración de la rejilla dentro del acuífero confinado utilizada en el cálculo del factor de corrección $G$ .
$x, y$ ;	Sistemas de ejes coordenados horizontal y vertical, respectivamente, de una "sección transformada" de la región de flujo.
$z_A$ ;	Profundidad del $NAF$ , bajo el fondo de la excavación, calculada a partir del coeficiente de presión de poro $A$ de Skempton.
$z_B$ ;	Profundidad del $NAF$ después del abatimiento. También indica la profundidad requerida de abatimiento del $NAF$ para minimizar la alteración en los esfuerzos efectivos.
$z_i$ ;	Profundidad inicial del nivel freático. También se refiere a la Carga geométrica o de posición en un punto cualquiera $i$ , de una red de flujo.
$z_0$ ;	Profundidad del $NAF$ bajo el fondo de la excavación, después de un descenso espontáneo de la presión de poro asociado a un decremento instantáneo en la presión total.

NOMENCLATURA

$\alpha$ ;	Factor correctivo utilizado en el cálculo de la carga hidráulica total en un punto $i$ , cuando se analizan redes de flujo con un número fraccional de caídas de equipotencial.
$\alpha_{ez}$ ;	Módulo de deformación en expansión a la profundidad $z$ .
$\alpha, \beta$ ;	Ángulos de inclinación respecto a la horizontal, de las líneas de flujo y equipotenciales cuando atraviesan suelos con diferentes permeabilidades.
$\gamma_m$ ;	Peso específico de la masa de suelo
$\bar{\gamma}$ ;	Peso específico sumergido de la masa de suelo.
$\gamma_w$ ;	Peso específico del agua.
$\delta_e$ ;	Expansión inmediata vertical por alivio de esfuerzos.
$\delta_{vSUP}, \delta_{vINF}$ ;	Deformación por drenaje vertical del estrato compresible superior e inferior al estrato acuífero, respectivamente.
$\delta_T$ ;	Deformación vertical total. Incluye la del estrato compresible superior y la del inferior al acuífero.
$\delta_{\Delta HSUP}, \delta_{\Delta HINF}$ ;	Deformación vertical final por bombeo en régimen establecido, del estrato compresible superior e inferior al acuífero, respectivamente.
$\Delta h_i$ ;	Decremento en la carga hidráulica total en un punto cualquiera $i$ .
$\Delta L$ ;	Dimensión longitudinal entre dos líneas equipotenciales.
$\Delta H_1$ ;	Diferencia en la carga hidráulica total, en un acuífero confinado.
$\Delta H_2$ ;	Diferencia en la carga hidráulica total, en un acuífero libre.
$\Delta q$ ;	Gasto de filtración por canal de una red de flujo.
$\Delta u$ ;	Incremento de presión de poro.
$\Delta u_{BSUP}, \Delta u_{BINF}$ ;	Decremento de la presión de poro en el estrato acuífero superior e inferior, respectivamente, debida al bombeo.
$\Delta u_{max}$ ;	Máximo decremento en la presión de poro por bombeo en régimen establecido.
$\Delta u_{zflujo}$ ;	Variación de la presión de poro a una profundidad $z$ , por flujo establecido.
$\Delta u^A$ ;	Decremento de presión de poro derivado del coeficiente $A$ de Skempton.
$[\Delta u_{iFlujo}^N]$ ;	Incremento de presión de poro en un punto $i$ , al centro de un estrato $N$ , en flujo de agua establecido. Los paréntesis cuadrados indican un arreglo matricial.
$\Delta u_z^{poh}$ ;	Decremento de la presión de poro a la profundidad $z$ , por un alivio en la presión total de magnitud, $P_{oh}$ .
$\Delta u_{id}$ ;	Decremento de presión de poro inmediatamente después de excavar, al nivel de desplante.
$\Delta \sigma_B, \Delta \sigma_{BINF}$ ;	Parte del exceso de presión de poro que se ha convertido en esfuerzo efectivo en el tiempo de bombeo $t_b$ . El subíndice $INF$ se refiere al estrato compresible inferior.
$\Delta \sigma_{exc}$ ;	Alivio de esfuerzo efectivo a la profundidad $z$ , debido a la excavación.
$\Delta \sigma_{mz}$ ;	Nivel de esfuerzo efectivo medio a la profundidad $z$ , utilizado para obtener los parámetros de compresibilidad del suelo.
$\Delta \sigma_{max}$ ;	Máximo incremento en el esfuerzo efectivo vertical por bombeo en régimen establecido.
$\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2, \Delta \sigma_3$ ;	Incrementos de esfuerzos principales.
$\eta_w, \eta_T, \eta_{20}$ ;	Viscosidad dinámica del agua, a una temperatura de ensaye $T$ y a $20^\circ C$ .
$\lambda_i^N$ ;	Caida en la elevación piezométrica del agua en un punto $i$ , al centro de un

## NOMENCLATURA

- estrato  $N$ .
- $\rho_{ez}$ ; Factor de corrección de la expansión del estrato  $N$ , debido a un alivio parcial de esfuerzos.
- $\sigma_B, \sigma_{Bd}$ ; Esfuerzo vertical efectivo a un tiempo de bombeo  $tb$  y al nivel del fondo de la excavación después de que el bombeo alcanzó la condición de flujo establecido, respectivamente.
- $\sigma_{Bz}$ ;  
 $\sigma_{ld}$ ; Esfuerzo efectivo en la frontera superior del estrato acuífero confinado inmediatamente después de excavar.
- $\sigma_z, \sigma_{0z}, \sigma_{fz}, \sigma_d$ ; Esfuerzo efectivo a la profundidad  $z$ . Los subíndices:  $0, f, d$ , indican el esfuerzo efectivo inicial, final y al nivel de desplante, respectivamente.



**RESUMEN.**

Se analiza el flujo de agua en excavaciones para cimentaciones considerando el funcionamiento de un sistema de bombeo. El análisis parte del estudio de las características de permeabilidad de los suelos y presenta los procedimientos de campo y laboratorio para determinar el coeficiente de permeabilidad haciendo énfasis en la prueba de bombeo. Se exponen las propiedades, procedimientos de construcción y de análisis de las redes de flujo establecido bidimensionales aplicadas a los casos de excavaciones para cimentaciones; también se presentan algunos modelos semiempíricos para el cálculo de caudales de bombeo en flujo establecido. Se discuten las condiciones de flujo y de estabilidad ante el flujo de agua de las excavaciones estudiando su comportamiento hidrodinámico en función de las características de permeabilidad del material de la excavación; asimismo se analiza el estado de esfuerzos en las diferentes etapas generales de la excavación. Se presentan las metodologías de cálculo del asentamiento inicial por bombeo previo a la excavación y de la expansión inmediata por descarga considerando el funcionamiento del sistema de bombeo. Se plantean los objetivos que un sistema de bombeo tendría que conseguir en un caso en particular y se describen sus características físicas, ventajas y desventajas. Se presentan ejemplos de instalación de sistemas de instrumentación para los casos de excavaciones en suelos granulares y en suelos arcillosos. Se concluye que la elección del sistema de bombeo más conveniente para una aplicación particular no solo es función del tipo de suelo, sino que además depende del análisis de estabilidad de la excavación ante el flujo de agua y de la necesidad de reducir la expansión inmediata por descarga en suelos compresibles.



## CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.	1
<b>I. SISTEMAS DE BOMBEO EN EXCAVACIONES.</b>	<b>5</b>
1. FORMAS DEL AGUA EN EL SUBSUELO.	5
1.1 Características Geológicas.	5
1.2 Características Hidráulicas.	6
2. MECANISMO DEL FLUJO DE AGUA HACIA POZOS.	7
2.1 Flujo Convergente hacia Pozos.	7
2.2 Radio de Influencia.	9
2.3 Efecto de la penetración parcial.	11
2.4 Efecto de la separación entre Pozos.	12
3. SISTEMAS DISPONIBLES.	13
3.1 Pozos Punta.	14
3.1.1 Características Generales.	14
3.1.2 Instalación del Sistema.	17
3.1.3 Aplicabilidad.	19
3.2 Pozos tipo Inyección-Descarga.	20
3.2.1 Características Generales.	20
3.2.2 Instalación del Sistema.	24
3.2.3 Aplicabilidad.	26
3.3 Pozos profundos.	26
3.3.1 Características Generales.	26
3.3.2 Instalación del Sistema.	30
3.3.3 Aplicabilidad.	32
3.4 Sistema de Zanjas Filtrantes.	33
3.4.1 Características Generales.	33
3.4.2 Instalación del Sistema.	34
3.4.3 Aplicabilidad.	36
4. CRITERIOS DE SELECCIÓN.	39
<b>II. LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS.</b>	<b>43</b>
1. EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD "k".	43
1.1 Factores que Influyen en "k".	44
1.1.1 Características del Fluido.	44
1.1.2 Características del Medio Poroso.	45
1.1.2.1 Microestructura.	45
1.1.2.2 Macroestructura.	46
1.1.3 Características de Drenaje de los Suelos.	47
1.1.3.1 Suelos Granulares.	47
1.1.3.2 Suelos Arcillosos.	47
1.1.4 Valores Típicos de "k".	48

**CONTENIDO**

<b>2. DETERMINACIÓN DE "k".</b>	<b>48</b>
2.1 <i>Métodos de Laboratorio.</i>	49
2.1.1 Arenas.	49
2.1.1.1 Método Directo.	49
2.1.1.2 Métodos Indirectos.	51
2.1.2 Arcillas.	56
2.1.2.1 Método Directo.	56
2.1.2.2 Método Indirecto.	57
2.2 <i>Métodos de Campo.</i>	57
2.2.1 Pruebas de Bombeo.	58
2.2.2 Otros Métodos.	70
<b>III. LA RED DE FLUJO ESTABLECIDO.</b>	<b>73</b>
<b>1. PROPIEDADES.</b>	73
1.1 <i>La Ecuación de Laplace.</i>	73
1.2 <i>Líneas de Flujo y Equipotenciales.</i>	75
1.3 <i>Condiciones de Frontera.</i>	75
1.4 <i>Secciones Heterogéneas.</i>	77
1.5 <i>Secciones Anisótropas.</i>	79
<b>2. CONSTRUCCIÓN Y ANÁLISIS.</b>	81
2.1 <i>Tipos de Redes de Flujo.</i>	81
2.1.1 Redes Verticales.	81
2.1.2 Redes Horizontales.	82
2.2 <i>Recomendaciones Constructivas.</i>	83
2.2.1 Principios Básicos.	83
2.2.2 Metodología de Construcción.	83
2.2.3 Criterios de Comprobación.	84
2.3 <i>Análisis de la Red.</i>	88
2.3.1 Cantidad de Filtración.	89
2.3.2 Presión de Poro.	93
2.3.3 Gradiente Hidráulico.	95
<b>3. SOLUCIONES GRÁFICAS BIDIMENSIONALES.</b>	97
3.1 <i>Caso 1. Flujo de agua a partir de una frontera agua-suelo, por debajo de un tablestacado impermeable y a través de un estrato homogéneo e isótropo de extensión finita.</i>	97
3.1.1 Procedimiento Constructivo.	97
3.1.2 Cálculo de la Cantidad de Filtración.	101
3.1.3 Cálculo de la Presión Hidráulica.	102
3.1.4 Cálculo del Gradiente Hidráulico.	102
3.2 <i>Caso 2. Flujo de agua a partir de una frontera agua-suelo, por debajo de un tablestacado impermeable y a través de un estrato homogéneo e isótropo de extensión "infinita".</i>	104
3.2.1 Procedimiento Constructivo.	104
3.2.2 Cálculo del Caudal de Filtración.	106
3.2.3 Cálculo de la Presión Hidráulica.	107

3.2.4	Cálculo del Gradiente Hidráulico.	107
3.3	<i>Caso 3. Flujo de agua ascendente partir de un estrato acuifero situado por debajo de una masa de suelo semipermeable, homogéneo e isótropo.</i>	109
3.3.1	Procedimiento Constructivo.	109
3.3.2	Cálculo del Caudal de Filtración.	112
3.3.3	Cálculo de la Presión de Poro.	113
3.3.4	Cálculo del Gradiente Hidráulico.	114
3.4	<i>Caso 4. Flujo de agua horizontal a partir de una fuente lineal, a través de un estrato acuifero confinado, homogéneo e isótropo de espesor finito.</i>	115
3.4.1	Procedimiento Constructivo.	115
3.4.2	Cálculo del Caudal de Filtración.	118
4.	<b>CÁLCULO DE CAUDALES A PARTIR DE MODELOS SEMI-EMPÍRICOS.</b>	119
4.1	<i>Modelos que tratan a la Excavación como un Pozo de gran diámetro.</i>	119
4.1.1	Excavaciones en Acuíferos Libres y Pozos con Penetración Completa.	119
4.1.2	Excavaciones en Acuíferos Confinados y Pozos con Penetración Completa.	120
4.1.3	Excavaciones en Acuíferos Mixtos y Pozos con Penetración Completa.	121
4.1.4	Excavaciones en Trinchera en Acuíferos Libres o Confinados pero Pozos con Penetración Completa.	122
4.1.5	Excavaciones en Acuíferos Libres o Confinados y Pozos con Penetración Parcial.	124
4.2	<i>Método de los Abatimientos Acumulados.</i>	126
4.3	<i>Aplicando la Ecuación de Darcy.</i>	129
IV.	<b>CONDICIONES HIDRODINÁMICAS EN EXCAVACIONES.</b>	131
1.	<b>EXCAVACIONES EN SUELOS GRANULARES.</b>	131
1.1	<i>Bombeo en Arenas.</i>	131
1.2	<i>Estado de Esfuerzos.</i>	132
1.3	<i>Condiciones de Inestabilidad.</i>	134
1.3.1	Falla por Licuación.	135
1.3.2	Falla por Tubificación.	136
2.	<b>EXCAVACIONES EN SUELOS ARCILLOSOS.</b>	140
2.1	<i>Bombeo en Arcillas.</i>	140
2.2	<i>Estado de Esfuerzos.</i>	140
2.2.1	Caso 1: Excavación profunda en extensión finita practicada en suelo arcilloso homogéneo, isótropo y linealmente elástico, sin el uso de algún sistema de bombeo. Distribución hidrostática del NAF con la profundidad.	141
2.2.2	Caso 2: Excavación profunda en extensión finita practicada en suelo arcilloso, sin el uso de algún sistema de bombeo, cercana a un estrato acuifero confinado. Distribución hidrostática del NAF con la profundidad.	146
2.3	<i>Condiciones de Flujo.</i>	149
2.3.1	Caso 1: Excavación profunda en extensión finita soportada lateralmente, sobre arcilla homogénea, sin el uso de algún sistema de bombeo.	149
2.3.2	Caso 2: Excavación profunda en extensión finita soportada lateralmente, sobre arcilla homogénea cercana a un estrato acuifero confinado, sin el uso de algún sistema de bombeo.	150
2.3.3	Caso 3: Excavación profunda en extensión finita en la zona lacustre del	

## CONTENIDO

Valle de México, sin el uso de algún sistema de bombeo.	151
<b>3. EL BOMBEO Y LAS DEFORMACIONES VERTICALES.</b>	<b>155</b>
3.1 <i>Mecanismos de Deformación.</i>	156
3.1.1 Abatimiento del NAF por debajo de un Estrato Compresible.	156
3.2 <i>Análisis de las Deformaciones Verticales.</i>	158
3.2.1 Cálculo del Asentamiento Inicial por Bombeo Previo a la Excavación.	159
3.2.2 Cálculo de la Expansión Inmediata considerando el uso del Bombeo.	163
3.2.3 Ejemplo 1. Evaluación del asentamiento inicial por bombeo previo a la excavación.	166
3.2.4 Ejemplo 2. Evaluación de la expansión inmediata considerando el uso del sistema de bombeo.	174
3.2.5 Ejemplo 3. Comentarios acerca del cálculo del asentamiento inicial por bombeo previo y de la expansión inmediata, considerando el uso del bombeo, para una masa de suelo prácticamente impermeable.	179
<b>V. SISTEMAS DE INSTRUMENTACIÓN.</b>	<b>183</b>
1. <i>OBJETIVOS DEL SISTEMA.</i>	183
2. <i>PLANEACIÓN DEL SISTEMA.</i>	185
2.1 <i>Adquisición e Instalación de Instrumentos.</i>	185
2.2 <i>Operación y Registro de Datos.</i>	186
2.3 <i>Procesamiento y Almacenamiento de la Información.</i>	186
3. <i>MEDICIÓN DE VARIABLES.</i>	187
3.1 <i>Variaciones del Nivel Freático.</i>	187
3.1.1 Pozo de Observación.	187
3.2 <i>Presiones de Poro.</i> 188	
3.2.1 Tipos de Piezómetros.	189
3.2.1.1 Piezómetros Abiertos.	190
3.2.1.1.1 Piezómetro Abierto Tipo Casagrande.	190
3.2.1.1.2 Piezómetro Abierto Hincado a Presión.	191
3.2.1.2 Piezómetro Neumático.	194
3.2.1.3 Piezómetro Eléctrico.	195
3.3 <i>Deformaciones Verticales y Horizontales.</i>	197
3.3.1 Métodos Topográficos.	198
3.3.1.1 Método de Nivelación Óptica.	199
3.3.1.2 Método de Triangulación.	199
3.3.1.3 Instrumentos Auxiliares.	199
3.3.1.3.1 Banco de Nivel Profundo.	199
3.3.1.3.2 Banco de Nivel Flotante.	200
3.3.1.3.3 Referencias Superficiales.	201
3.3.2 Inclinómetro.	204
4. <i>INSTALACIÓN DEL SISTEMA Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.</i>	207
4.1 <i>Ejemplo de un Sistema de Instrumentación en Suelos Arenosos.</i>	209
4.2 <i>Ejemplo de un Sistema de Instrumentación en Suelos Arcillosos.</i>	212

**CONTENIDO**

<b>CONCLUSIONES.</b>	<b>219</b>
<b>COMENTARIO FINAL.</b>	<b>225</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.</b>	<b>227</b>

## INTRODUCCIÓN.

La construcción de cimentaciones por debajo del nivel freático implica resolver el problema de las filtraciones. Dependiendo de los medios utilizados para lograr el objetivo, las técnicas empleadas se dividen en dos grupos: los sistemas de drenaje y los de impermeabilización. Los primeros, impiden la llegada del agua al interior de la excavación, extrayéndola mediante instalaciones convenientes de bombeo que incluyen la perforación de pozos perimetrales y/o interiores a la excavación. En la mayoría de los casos se complementan con zanjas superficiales de filtración. Por otra parte, los sistemas de impermeabilización evitan la llegada del agua del subsuelo al sitio de la excavación utilizando pantallas impermeables. Cuando el volumen de agua por controlar resulta extraordinariamente excesivo, generalmente la solución inmediata son los sistemas de impermeabilización, mientras que una vez que se ha decidido emplear un sistema de drenaje, la elección de alguno de ellos es función, principalmente, del análisis de estabilidad de la excavación ante el flujo de agua. No obstante, en algunos casos especiales la solución óptima podría incluir el empleo de ambas técnicas.

Las condiciones de inestabilidad asociadas a las excavaciones practicadas por debajo del nivel freático son: la inestabilidad del fondo y de las paredes, las expansiones inmediatas y el control de los niveles piezométricos dentro y fuera del área excavada. En los casos de cimentaciones compensadas, cada uno de estos criterios influye notoriamente en el futuro comportamiento de la estructura.

El monitoreo de los niveles piezométricos dentro y fuera del área excavada es indispensable para conocer el incremento en el esfuerzo efectivo durante el proceso de drenaje; de ellos dependen las deformaciones inducidas en la propia excavación y en las colindancias. En la mayoría de los casos de excavaciones profundas, las medidas adoptadas para garantizar la estabilidad general de la excavación (muros milán, tablestacas impermeables, etc.) contribuyen a que los efectos del bombeo en las estructuras adyacentes sean mínimos. Por otra parte, en los casos de excavaciones poco profundas practicadas en suelos compresibles, los caudales de bombeo y el tiempo de operación del sistema, necesarios para asegurar el abatimiento del nivel freático o la estabilidad del fondo de la excavación, resultan lo suficientemente pequeños como para alterar de manera importante los niveles piezométricos fuera del área excavada; de esta manera, las afectaciones a colindancias, más que por el bombeo, se deben a la ejecución de la propia excavación.

## INTRODUCCIÓN

Los textos encontrados en la literatura especializada abordan el problema del control de las filtraciones en excavaciones, sin llegar a la justificación de las medidas recomendadas para algún caso en particular. Esto se debe a la extensión del tema, ya que por un lado, se requiere atender el problema del cálculo de caudales, el del conocimiento de las características de los sistemas y equipos de los sistemas disponibles, el de la instalación de equipo y el de construcción de los pozos, pero por otro lado, también requiere atender los problemas de estabilidad asociados a la práctica de excavaciones por debajo del nivel freático; es decir, además del enfoque hidráulico del problema, la solución del control de las filtraciones en excavaciones requiere de los conocimientos de la mecánica de suelos.

La experiencia práctica adquirida en el control de las filtraciones en excavaciones ha resuelto algunas de las variables involucradas en el problema, sobre todo en lo que se refiere a la elección del sistema de bombeo a utilizar para un trabajo determinado. De hecho es común encontrar recomendaciones prácticas en función de las características de permeabilidad de los suelos; de esta manera, el problema del cálculo de caudales se resuelve cualitativamente en función del tipo de suelo y los problemas referentes a la instalación y construcción de los pozos quedan también resueltos por el tipo de sistema elegido, y al final, se obtiene una solución sistemática y con un elevado grado de empirismo. Sin embargo, si se toma en cuenta la interacción entre sistema de drenaje, estabilidad de la excavación y comportamiento futuro de la estructura, se podrá intuir que el sistema de bombeo más conveniente no puede ser función únicamente del tipo de suelo.

De acuerdo a lo anterior, el objeto de este trabajo es analizar el problema desde un punto de vista geotécnico, es decir, reunir los conocimientos necesarios para comprender y monitorear el movimiento del agua a través de los suelos, atendiendo particularmente las características del movimiento hacia los pozos de bombeo y las excavaciones, así como diferenciar el comportamiento ante el flujo de agua de las excavaciones practicadas en suelos granulares de las practicadas en suelos arcillosos, para poder recomendar de entre los sistemas de drenaje disponibles, el más conveniente de acuerdo a las condiciones estratigráficas, piezométricas iniciales y de estabilidad y deformabilidad de la excavación para un sitio en particular.

El capítulo primero describe las características de los sistemas de drenaje utilizados comúnmente en la práctica de excavaciones, resaltando sus ventajas y desventajas. Expone, brevemente, los arreglos comunes de instalación y discute algunos criterios prácticos de aplicabilidad.

El análisis del flujo de agua inicia resaltando la importancia del concepto de permeabilidad de los suelos; en el capítulo segundo se discuten las diferencias entre la permeabilidad y el coeficiente de permeabilidad; se señalan los factores que influyen en la permeabilidad de los suelos y se exponen los métodos de campo y laboratorio que permiten valuarla; asimismo, presenta la metodología para la ejecución de una prueba de bombeo para la obtención del coeficiente de permeabilidad media de una formación acuífera.

Con el objeto de contar con una herramienta útil en el análisis del flujo de agua en régimen establecido a través de los suelos, en el capítulo tercero se exponen las propiedades y características constructivas de las redes de flujo establecido asociadas a las excavaciones. Se presentan ejemplos resueltos de construcción y análisis tanto de redes horizontales como verticales. También se presentan los criterios de análisis y de construcción para los casos de secciones heterogéneas y/o anisótropas. Al final del capítulo se presentan algunos modelos semi-empíricos para el cálculo de caudales de bombeo en excavaciones.

Debido a que entre los suelos granulares y los arcillosos existen marcadas diferencias en cuanto a sus características de permeabilidad, para analizar el desarrollo de las presiones de poro con el tiempo en suelos "impermeables", se requiere emplear la teoría de presión de poro. El capítulo cuarto discute por separado las condiciones hidrodinámicas de las excavaciones practicadas en arenas y en arcillas, para establecer las ecuaciones de análisis de la excavación ante el flujo de agua. Asimismo, presenta las metodologías de cálculo de deformaciones asociadas al bombeo, planteando el problema como un caso de extracción de agua por debajo de un estrato compresible.

Finalmente, el capítulo quinto reúne las características de los instrumentos disponibles para el monitoreo del comportamiento de la propia excavación y de las estructuras vecinas, durante el proceso de control de las filtraciones; además, expone la forma conveniente de presentar la información registrada.



## I. SISTEMAS DE BOMBEO EN EXCAVACIONES.

Los sistemas de bombeo se utilizan en la práctica de excavaciones por debajo del nivel freático y cuando existe la posibilidad de alguna condición de inestabilidad asociada al flujo de agua. Resulta importante conocer los alcances y limitaciones de los diferentes sistemas disponibles para su elección en algún caso particular.

Por otra parte, para lograr una concepción amplia del problema por flujo de agua que planteará la excavación, se requiere el conocimiento de las características geológicas e hidráulicas de las formaciones acuíferas, así como la influencia que ellas y las características físicas del sistema de bombeo ejercen sobre la trayectoria del movimiento del agua hacia los pozos.

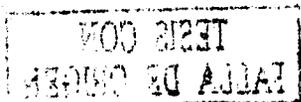
### 1. Formas del Agua en el Subsuelo.

El agua que contienen los poros o grietas del subsuelo se puede estudiar: 1) En función de las características geológicas de la formación que la contiene y 2) En función de sus características de presión hidráulica.

#### 1.1 Características Geológicas.

Se denomina *acuifero* al estrato o formación geológica que, permitiendo la circulación del agua por sus poros o grietas, hace posible su extracción en cantidades significativas. Por el contrario, un *acluículo* se define como aquella formación geológica que, conteniendo agua en su interior incluso hasta la saturación, no la trasmite y por lo tanto no es posible extraerla. Tal es el caso de una formación de arcilla masiva impermeable que a pesar de contener volúmenes significativos de agua no los trasmite.

Un *acuitardo*, se refiere a las numerosas formaciones geológicas que aun conteniendo cantidades apreciables de agua la transmiten lentamente; bajo estas condiciones especiales permiten que otros acuíferos los recarguen; por ejemplo, un estrato de arcilla limosa o arenosa puede comportarse como un *acuitardo* si está por encima o por debajo de un acuífero de mayor capacidad, al cual puede recargar o del cual pueda recibir agua.



## 1.2 Características Hidráulicas.

Se denominan *acuíferos libres, no confinados o freáticos* a las formaciones geológicas en las que existe una superficie libre de agua encerrada entre sus poros, la cual está en contacto directo con el aire y por tanto, a una presión igual que la atmosférica (Fig. I.1). En ellos, al perforar pozos que los atraviesan total o parcialmente, la superficie definida por los niveles de agua dentro de los pozos es el nivel freático. Si se introduce un piezómetro en un acuífero con estas características, el nivel piezométrico coincidirá (al menos teóricamente) con el nivel freático.

Debido a que las elevaciones o descensos del nivel freático corresponden a cambios de volumen del almacenamiento y no a cambios de presión en el agua, en los acuíferos no confinados las condiciones "secas" en una excavación se logran simplemente mediante un "abatimiento del nivel freático".

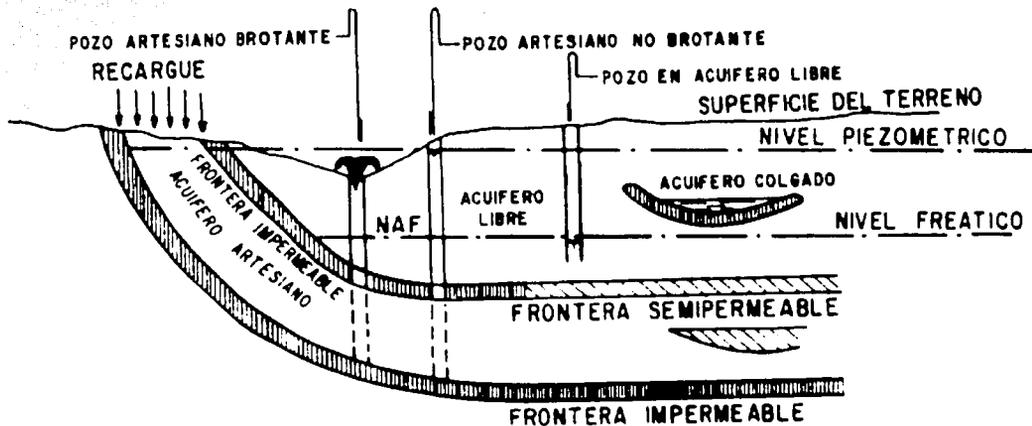


Fig. I.1 Formas del Agua en el Subsuelo en Función de sus Características Hidráulicas.

Un caso especial de estos acuíferos son los llamados *acuíferos o mantos colgados*, en los que la masa de agua es soportada por un estrato impermeable o semipermeable situado sobre el nivel freático medio de la zona.

En los acuíferos *confinados o a presión*, el agua de los poros está sometida a una cierta presión, superior a la atmosférica y ocupa la totalidad de los poros de la formación que la contiene, saturándola completamente. Por ello, cuando la perforación de pozos en estos acuíferos atraviesa su frontera superior, se observa un ascenso rápido del nivel del agua hasta estabilizarse en una determinada posición. De acuerdo a este nivel y al de la boca del pozo, se consideran *pozos fluyentes o brotantes* a los que el nivel del agua los supera en altura, y simplemente *pozos artesianos* a los pozos en el mismo acuífero pero con un nivel de agua por debajo de la boca del pozo. Estos acuíferos contienen una superficie piezométrica ideal que se puede definir físicamente introduciendo piezómetros.

Cuando se excava en este tipo de acuíferos hasta una profundidad tal que la presión total del suelo en el límite superior del estrato acuífero confinado, es menor que el nivel del agua registrado en un piezómetro, existe el riesgo de la falla de fondo por subpresión. Por tanto, en las excavaciones practicadas en este tipo de acuíferos el sistema de bombeo tiene la función de reducir el exceso de presión hidráulica.

Los acuíferos confinados componen otra variedad, los *acuíferos semiconfinados*. En ellos, la frontera superior y/o inferior que los encierra no es totalmente impermeable, si no mas bien un *acuitardo*, es decir, un material que permite una filtración vertical muy lenta que alimenta al acuífero principal con agua de un acuífero situado arriba o debajo de él. Tal es el caso de los acuíferos del Valle de México.

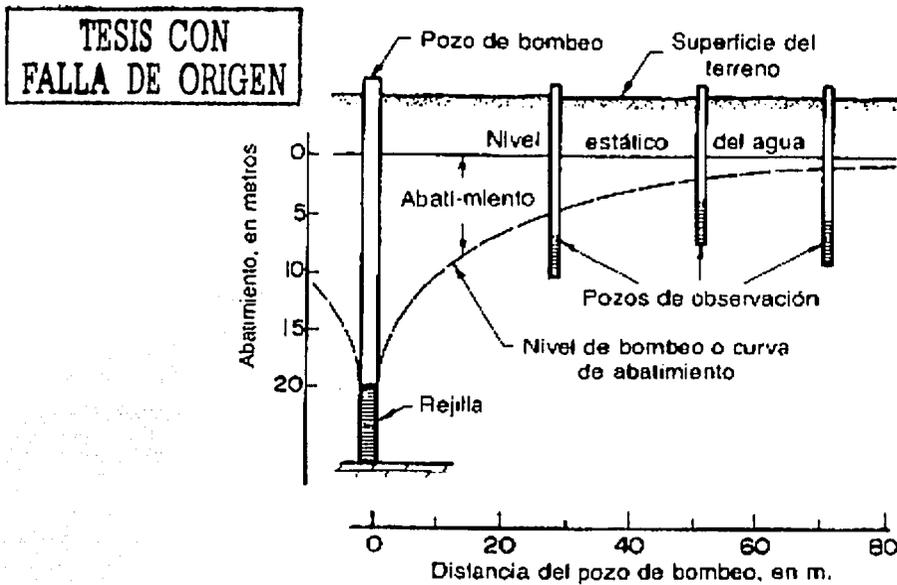
## **2. Mecanismo del Flujo de agua hacia Pozos.**

La trayectoria del movimiento del agua hacia los pozos está influenciada tanto por las características geohidráulicas de la formación acuífera, como por algunas de las características físicas del sistema de bombeo.

### **2.1 Flujo Convergente hacia Pozos.**

Al inicio del bombeo, la mayor cantidad del abatimiento tiene lugar en el propio pozo y tiende a ser menor a mayores distancias de él. Existe un punto a cierta distancia del centro del pozo en el que el abatimiento es casi imperceptible, esta distancia depende del caudal y del tiempo de bombeo. El abatimiento ocurre por que el agua que se desplaza desde la formación acuífera trata de reponer el

volumen extraído por la bomba. Conforme el agua se mueve más y más cerca del pozo lo hace a través de superficies cilíndricas que cada vez son menores en área; de esta manera, la velocidad y el gradiente hidráulico aumentan conforme el agua se acerca al pozo y se forma una superficie líquida con pendiente cada vez más pronunciada en forma de depresión cónica. Estos conos de depresión o de abatimiento difieren en tamaño y forma dependiendo del caudal de extracción, periodo de bombeo, características del acuífero, inclinación inicial de la superficie freática y de la recarga que tenga lugar dentro de la zona de influencia del pozo. La fig. I.2 muestra como se distribuye el abatimiento dentro del cono de depresión y a un lado del pozo de bombeo.



*Fig. I.2 Desarrollo de la Curva de Abatimiento dentro del Cono de Depresión durante el Bombeo.*

La curva de abatimiento representa las pérdidas de carga que ocurren de un punto a otro, es decir, la pérdida de las fuerzas necesarias causantes del movimiento. En un acuífero freático la curva de abatimiento representa el nivel hasta el cual la formación se encuentra completamente saturada y en un acuífero artesiano, la presión hidrostática dentro del acuífero. Conforme el bombeo continúa se extrae más agua de la almacenada a distancias cada vez mayores del pozo. El abatimiento aumenta conforme el cono de influencia profundiza para suministrar la carga adicional necesaria para

desplazar agua desde una mayor distancia; sin embargo, lo hace a una velocidad que disminuye con el tiempo, puesto que con cada metro adicional de expansión horizontal se dispone de un volumen de agua almacenada mayor que en el anterior. El cono continuará creciendo hasta que el acuífero reciba una recarga igual al gasto de extracción. La recarga puede ocurrir por una o varias de las formas siguientes (Driscoll, 1986):

- 1) "El cono se extenderá hasta interceptar una recarga natural del acuífero, suficiente para igualar el caudal de bombeo".
- 2) "El cono se extenderá hasta alcanzar alguna masa superficial de agua que pueda suministrar al acuífero la cantidad necesaria para igualar la descarga."
- 3) "El cono se extenderá hasta interceptar la suficiente recarga vertical, de la precipitación que caiga dentro del radio de influencia, que iguale a la descarga."
- 4) El cono se extenderá hasta que exista la suficiente percolación a través de las formaciones sub o sobreyacentes, que iguale a la descarga."

Cuando el cono de abatimiento detiene su expansión debido a una o a varias de las razones anteriores, se alcanza la condición de flujo establecido y cuando se encuentra en el proceso de expansión, se dice que está en régimen transitorio.

Durante el proceso de expansión del cono de abatimiento, se presenta en los estratos compresibles de un acuífero confinado el proceso de consolidación, es decir, un incremento gradual en el esfuerzo efectivo (fig. I.3).

## 2.2 Radio de Influencia.

Los modelos matemáticos más simples desarrollados para el cálculo de caudales y abatimientos en pozos de bombeo, consideran que se encuentran al centro de una isla circular. Establecen que existe una distancia horizontal, medida a partir del centro del eje del pozo, a la cual el abatimiento es nulo.

A esta distancia se le llama radio de influencia y su extensión depende de los 4 factores mencionados en el inciso 2.1. La mejor manera que existe en la práctica para determinar su longitud, es utilizando pozos de observación durante el bombeo; sin embargo, su magnitud casi no influye en los cálculos de caudales de bombeo (fig. I.4).

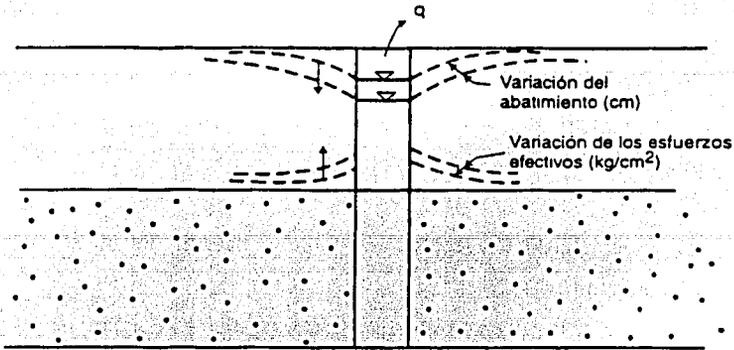
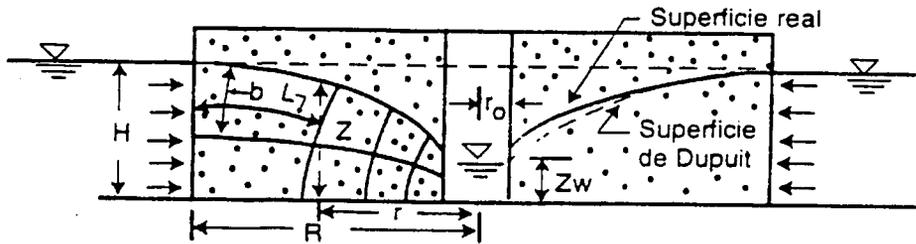
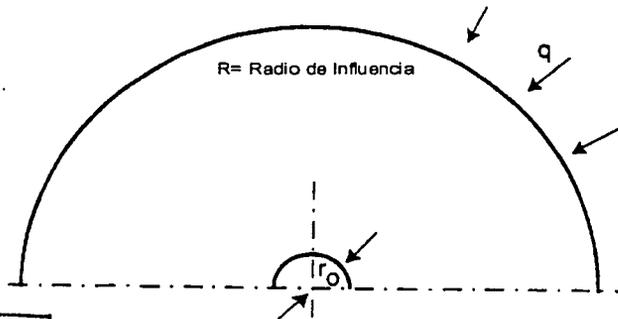


Fig. I.3 Variación de los Esfuerzos Efectivos en Función del Abatimiento.



a) Perfil



b) Media planta

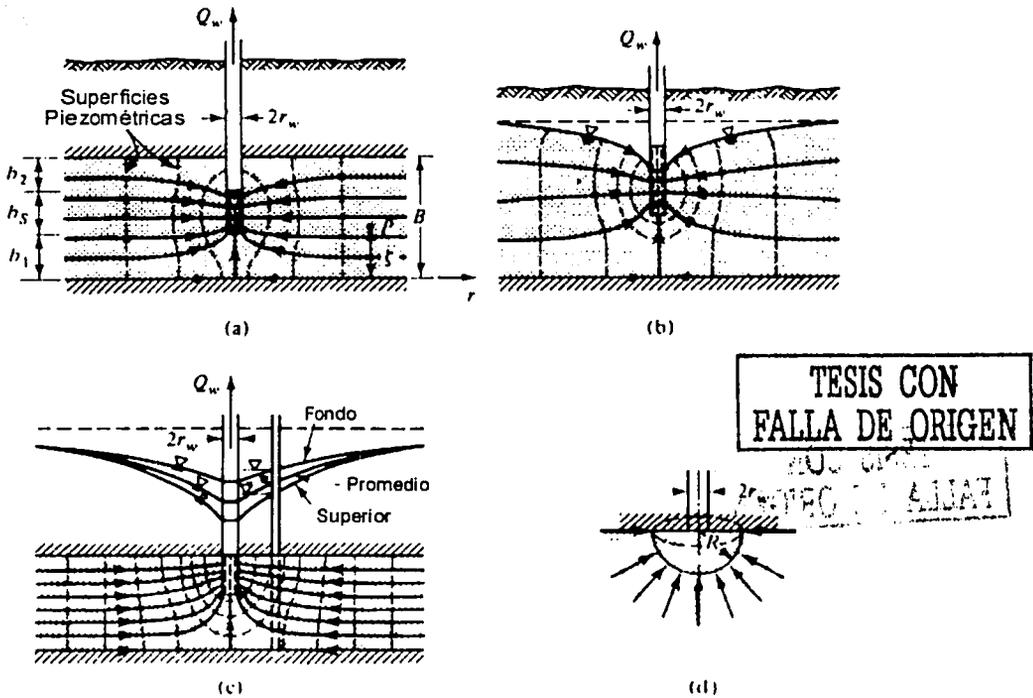
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. I.4 Radio de Influencia durante el Bombeo.

**2.3 Efecto de la penetración parcial.**

Cuando la longitud filtrante de un pozo de bombeo no penetra completamente el espesor de un acuífero, el flujo de agua inducido no es radial y las fórmulas utilizadas para el cálculo de caudales y abatimientos deben ser las que incluyan este efecto.

En estos casos, el agua en la zona inferior del acuífero se mueve en trayectorias más largas originando que exista una mayor pérdida de carga dentro de los pozos que a cualquier otra distancia horizontal; sin embargo, existe evidencia experimental que ha mostrado que a distancias horizontales aproximadamente iguales al doble del espesor del acuífero, prevalecen las condiciones de flujo radial (fig. I.5). El efecto de la penetración parcial es más notorio en acuíferos libres que en los confinados.



**Fig. I.5 Influencia de la Penetración Parcial. (a) En Acuífero Confinado. (b) En Acuífero Libre. (c) Curvas de Abatimiento asociadas a las Líneas de Flujo. (d) Penetración Nula en el Acuífero.**

## 2.4 Efecto de la separación entre Pozos.

Los pozos de un sistema de bombeo para el abatimiento del nivel freático en excavaciones forman un cono de abatimiento compuesto. Esto se logra instalando los pozos lo suficientemente cercanos como para que se interfieran entre sí y se logre abatir la superficie freática en los puntos intermedios de cada par de pozos; de esta manera, los abatimientos resultan iguales a la suma del efecto combinado entre pozos adyacentes.

La formación del cono de abatimiento compuesto no tiene lugar inmediatamente después del bombeo, si no que se requieren de horas de bombeo continuo. En la práctica, el factor tiempo se toma en cuenta haciendo funcionar el sistema uno o varios días antes de iniciar la excavación. La fig. I.6 muestra el proceso de formación de un cono de abatimiento compuesto.

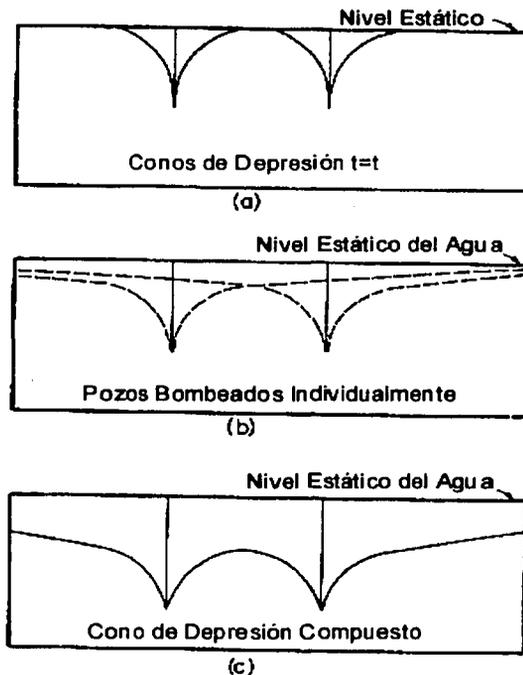


Fig. I.6 Desarrollo del Cono de Abatimiento Compuesto. (a) Cono a  $t=t$ . (b) Desarrollo de los Conos Individuales. (c) Cono de Abatimiento Compuesto.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 3. Sistemas Disponibles.

Un sistema de bombeo es un conjunto de pozos escasamente espaciados que se distribuyen en un área determinada con el objeto de extraer agua del subsuelo. Cuando el sistema de bombeo se emplea durante la ejecución de excavaciones, se le clasifica como un sistema de drenaje, ya que los pozos captan el agua antes de que se filtre al interior de la excavación y la conducen a algún lugar lejos de ella. Un sistema de bombeo aplicado a las excavaciones permite el abatimiento del nivel freático y mejora la estabilidad de la excavación ante el flujo de agua.

En función del mecanismo del flujo de agua hacia los pozos de bombeo, una clasificación de los sistemas de drenaje es la siguiente (Leonards, 1962):

- 1) Sistemas que actúan por gravedad.
- 2) Sistemas combinados de gravedad y vacío.
- 3) Sistemas combinados de bombeo y electroósmosis.

Se dice que un sistema de bombeo actúa por gravedad, cuando por la extracción del agua dentro del pozo se genera una diferencia en la carga hidráulica total entre el interior del pozo y los alrededores, la cual induce el movimiento del agua de los alrededores hacia el interior del pozo únicamente por la acción de la gravedad.

El vacío en un pozo de bombeo se logra sellando perfectamente el espacio anular, superior e inferior, comprendido entre las paredes del pozo y la tubería de succión. Con el efecto del vacío y la succión de una bomba en el interior del pozo se pretende incrementar el gradiente hidráulico y por tanto, conducir una mayor cantidad de agua en un menor tiempo. Debido a las características que se logran con este sistema, su principal aplicación es en los casos de extracción de agua de suelos semipermeables.

El sistema combinado de bombeo y electroósmosis consiste en conducir el agua de los alrededores hacia el interior de un pozo por medio de un gradiente de potencial eléctrico, el cual se logra instalando varillas metálicas entre pozos de bombeo que cuentan con ademe metálico. Las varillas ánodo (+) y los pozos cátodo (-) se conectan a un generador de corriente continua produciendo un gradiente de potencial eléctrico por separación entre electrodos. El agua colectada en el interior del pozo se extrae mediante una pequeña bomba.

El motivo principal que justificaba la instalación de un sistema de bombeo y electroósmosis, era el permitir la extracción de agua en suelos "impermeables" (arcillas); sin embargo, se puede demostrar que al excavar por debajo del nivel freático en arcilla homogénea las presiones de poro se abaten espontáneamente conforme al avance de la excavación (Juárez y Rico, 1963, Reséndiz, 1970); este hecho sumado a otros como por ejemplo el alto costo de operación, la adaptación de otras técnicas más económicas y eficientes en la extracción de agua en suelos arcillosos y a que se comprobaron efectos irreversibles en la masa de suelo sometida al gradiente de potencial eléctrico, que incluían su agrietamiento, han originado el desuso de este sistema en el control del flujo de agua en excavaciones.

Existe otra clasificación de los sistemas de bombeo en función de las características físicas de sus componentes, es decir, de las características del mecanismo de extracción del agua. Entre los sistemas de bombeo actuales, aplicados a la práctica de excavaciones por debajo del nivel freático y/o en condiciones de subpresión, se encuentran: 1) los sistemas *Well-Point*, 2) los sistemas de pozos del tipo Inyección-Descarga y 3) los sistemas constituidos por Pozos Profundos. Existe un sistema más que se utiliza como complemento de los anteriores y en los casos de excavaciones someras por debajo del nivel freático; este es: 4) el sistema de Zanjas Filtrantes. En los siguientes incisos se comentan las características generales de cada uno de ellos, se presentan ejemplos de instalación y algunas de sus ventajas de acuerdo al tipo de material del acuífero.

### 3.1 Pozos Punta.

#### 3.1.1 Características Generales.

Un sistema *Well-point*, de pozos punta, o de pozos puntuales de captación, (como también se les menciona en la literatura), consiste en un grupo de pozos escasamente separados entre sí conectados a un tubo colector principal a partir del cual se bombean mediante aspiración a presión atmosférica. La tubería de extensión constituye el ademe y la punta del pozo la rejilla (fig. I.7).

El sistema *Well-Point* requiere de tubos colectores de entre 8" y 10" de diámetro (en algunos casos son de *PVC*). Las puntas *Well-Point* se conforman por un alambre enrollado alrededor de una estructura de barras longitudinales (fig. I.8); aunque también las hay de plástico ranurado.

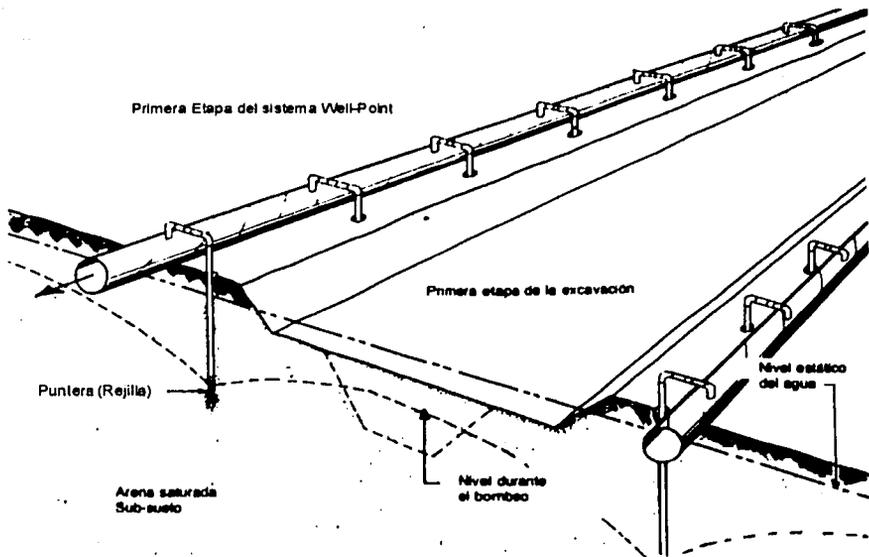
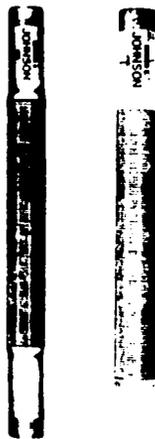


Fig. I.7 Componentes de un Sistema de Pozos Well-Point.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. I.8 Puntera o Rejilla de los Sistemas Well-Point.

Debido a la complejidad en precisar ciertas variables de diseño, entre ellas, la extensión y forma de las áreas de influencia de un sistema *Well-Point*, por lo general se utilizan fórmulas empíricas y la experiencia para establecer la separación entre pozos. El intervalo de separación entre puntas es de 60 cm a 180 cm; eventualmente se puede ampliar hasta 2.0 m. En la práctica normalmente se requiere colocar un filtro graduado en cada pozo del sistema para mejorar su eficiencia.

El sistema *Well-Point* presenta la ventaja característica de que cada uno de los pozos del sistema se puede instalar y desinstalar rápidamente; de tal manera que si una separación estimada no produce el abatimiento deseado, se pueden instalar pozos adicionales entre los iniciales hasta alcanzar el objetivo.

La bomba *Well-Point* se compone de una bomba centrífuga combinada con una bomba auxiliar de vacío. Esta última se necesita para evacuar el aire del sistema colector y hacer que el agua se eleve desde las puntas por presión atmosférica. También se compone de una cámara con una válvula de flotador para separar el aire del agua. La bomba de vacío es esencial para el buen funcionamiento del sistema. Las unidades *Well-Point* se disponen desde 20 HP hasta 250 HP, con motor eléctrico o de combustión interna. Cada una de las bombas utilizadas en un sistema garantiza un funcionamiento continuo y la independencia de cada circuito de pozos.

Las bombas del sistema producen un vacío parcial en las tuberías colectoras y de extensión. Este vacío parcial o aspiración que la bomba mantiene con el tiempo es el que determina el nivel hasta el cual podrá extraerse agua del estrato acuífero. La mayor altura de aspiración que se puede obtener en la práctica es de aproximadamente 7.5 m, mientras que el límite para la mayoría de las bombas oscila entre 6.0 y 6.5 m.

El máximo abatimiento que se puede lograr en los pozos del sistema está dado por la diferencia entre la altura de aspiración y el nivel estático del agua (ambas cantidades medidas respecto al centroide del impulsor), menos las pérdidas de carga en la tubería, accesorios y dentro de los mismos pozos (fig. I.9).

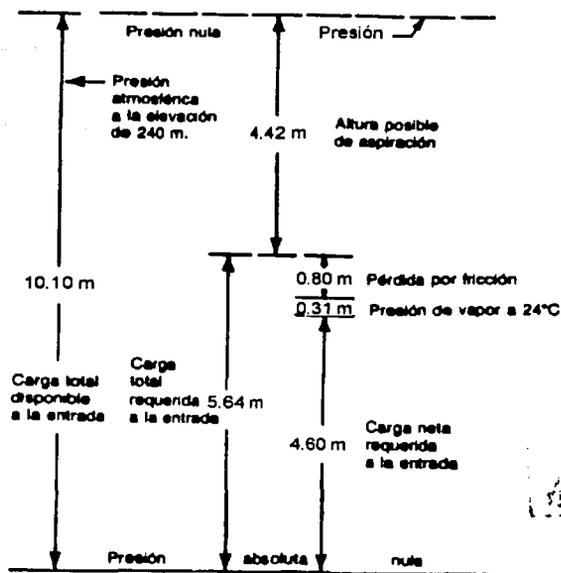


Fig. I.9 Cálculo de la Máxima Altura de Aspiración Posible.

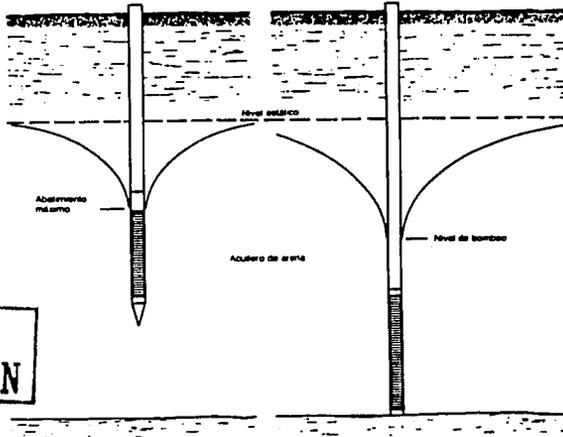
### 3.1.2 Instalación del Sistema.

La profundidad de penetración requerida del *Well-Point* dentro del subsuelo, debe de ser tal que el extremo superior de la rejilla se encuentre por debajo del límite de aspiración de la bomba. En caso contrario, podría penetrar aire al sistema a través de la parte superior de la rejilla e interrumpirse la aspiración (fig. I.10).

Los mejores resultados se obtienen si la rejilla se coloca en la parte de la formación acuífera que seda el agua con mayor facilidad.

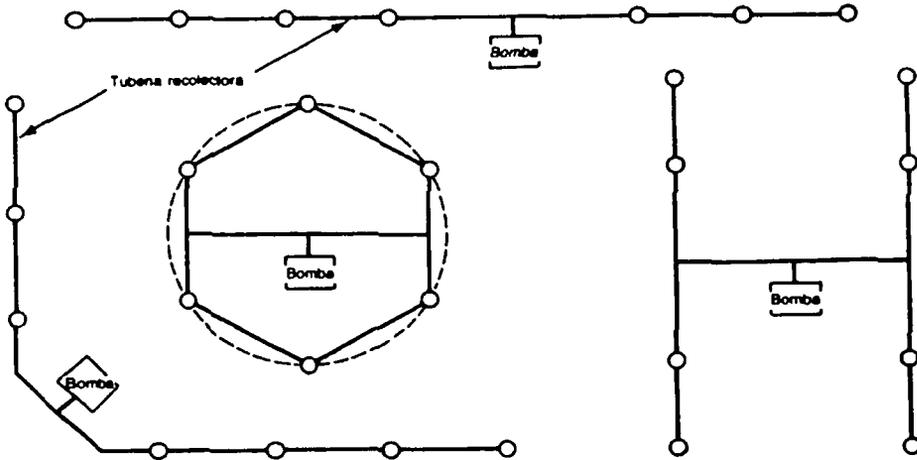
El arreglo del sistema *Well-Point* se puede adaptar a cualquiera de los modelos mostrados en la fig. I.11. Si el abatimiento total requerido es mayor de 7.0 m y el espacio disponible en el sitio lo permite, se puede utilizar un sistema *Well-Point* escalonado (fig. I.12). En este arreglo, es

importante que la etapa inferior se localice dentro del alcance de la aspiración por succión respecto al nivel de abatimiento final.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

*Fig. I.10 Penetración de la Rejilla Well-Point dentro del Acuífero para evitar la entrada de Aire al Sistema.*



*Fig. I.11 Diversos Arreglos para Instalar un sistema Well-Point.*

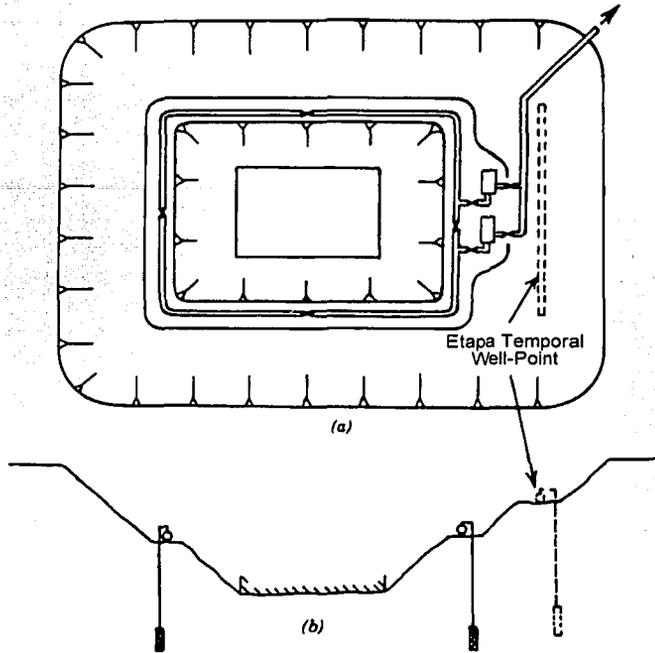


Fig. I.12 Sistema Well-Point Escalonado. (a) Vista en Planta. (b) Vista Frontal.

### 3.1.3 Aplicabilidad.

La operación satisfactoria de un sistema *Well-Point* depende de que se cumplan las siguientes condiciones (Driscoll, 1988): 1) El *NAF* debe encontrarse cerca de la superficie del terreno para que pueda ser bombeado por aspiración; 2) Deberá existir un estrato de material granular con buenas condiciones acuíferas a una profundidad de entre 6 y 15 m; y 3) Los pozos individuales deberán ser altamente eficientes, esto es, el cociente del descenso teórico entre el medido en el pozo deberá ser muy cercano a la unidad. Esto se logra construyendo apropiadamente cada uno de los pozos del sistema.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Los *Well-Point* individuales se instalan hincándolos en una perforación previa o instalándolos mediante un chiflón de agua.

Las puntas *Well-Point* se eligen de acuerdo a los requerimientos de caudal de extracción y condiciones estratigráficas; entre las puntas disponibles se encuentran las siguientes (Powers, 1981):

- 1) El *Well-Point* 1½" de diámetro "*Self Jetting*". Se utiliza donde las condiciones estratigráficas permite su instalación mediante la técnica del chiflón de agua que sale de su propia punta. Es aplicable en suelos arenosos o en cualquier otra formación en estado suelto. El máximo gasto de extracción que se logra con esta punta es de 1.0 lit/s.
- 2) El *Well-Point* 2" de diámetro "*Self Jetting*". También se instala mediante chiflón de agua, se utiliza en donde las condiciones estratigráficas demandan mayor presión de inyección. La capacidad de la punta es superior a los 1.7 lit/s/ *Well-Point*. Existe otra punta también de 2" de diámetro llamada de "alta capacidad" la cual permite un gasto de extracción superior a los 2.30 lit/s/*Well-Point*; sin embargo, esta punta solo puede ser instalada en una perforación previa.
- 3) Cuando el gasto de extracción por *Well-Point* es mucho mayor que 2.30 lit/s, se emplean los llamados "pozos de succión"; su diámetro varía entre 6" y 8". Se instala en perforación previa.
- 4) Cuando se requiere abatir el nivel del agua en una lente específica o en un estrato acuífero libre que yace sobre una frontera impermeable (arcilla o roca), se puede utiliza el *Well-Point* de rejilla corta. El gasto de extracción que permite esta punta es inferior a 0.7 lit/s.

### 3.2 Pozos tipo Inyección-Descarga.

#### 3.2.1 Características Generales.

El principio fundamental por el que opera un pozo de bombeo de inyección-descarga, consiste en inyectar agua a presión a través de una línea de suministro y reducirle la velocidad en el interior de una punta eyectora, para convertir la carga de presión en carga de velocidad. Con esto se logra un diferencial de presión entre el interior de la punta y la superficie del terreno que es la que hace que el agua suba a través del tubo de succión.

Después de que el gasto inyectado  $Q_i$  atravesó por la boquilla de la punta eyectora (fig. I.13), se dirige a la superficie del terreno a una presión inferior que la presión atmosférica, creando un vacío

parcial en el interior de la punta. Este efecto produce que el gasto  $Q_2$  circule hacia la válvula de pié. La suma de los gastos  $Q_1$  y  $Q_2$  en la cámara de succión, entran al tubo de venturi donde la velocidad disminuye y consecuentemente, la presión que se desarrolla incrementa lo suficiente como para conducir el gasto combinado por el tubo de descarga o retorno hacia la superficie.

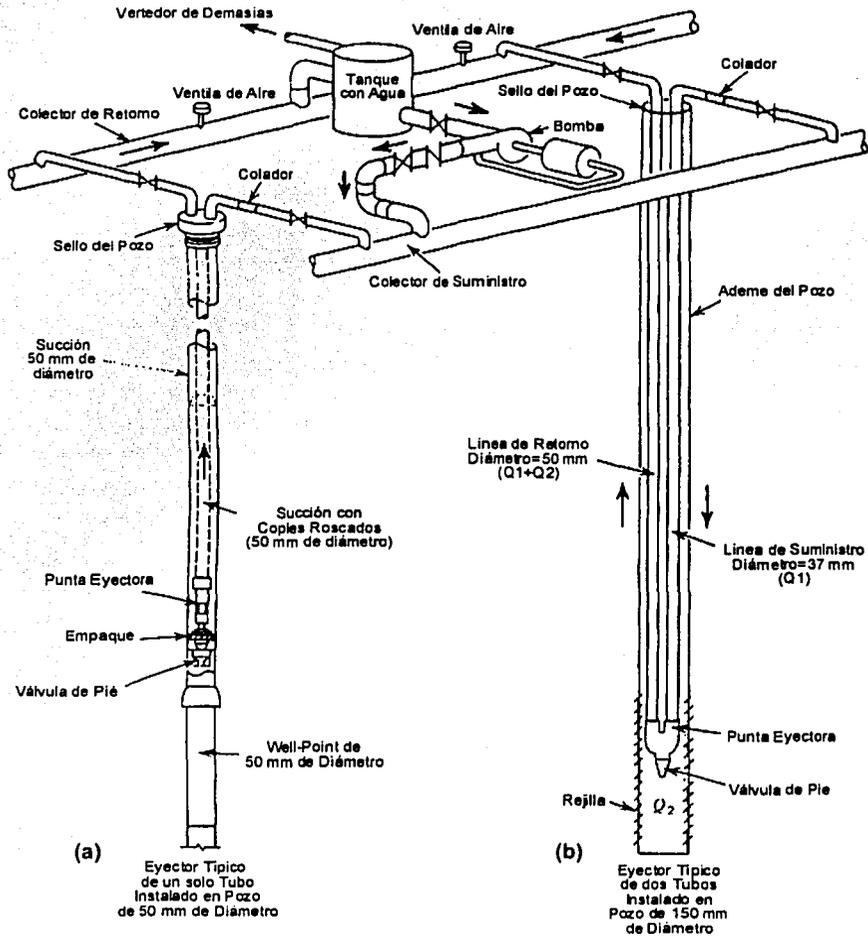


Fig. I.13 Sistema de Pozos del Tipo Inyección-Descarga. (a) Sistema con Pozos de un solo Tubo Interior. (b) Sistema con Pozos de dos Tubos Interiores.

Un arreglo alternativo de un pozo de Inyección-Descarga es el mostrado en la fig. I.13.a, el cual a diferencia del anterior, solo consta de un tubo dentro del ademe del pozo que se utiliza como tubo de inyección. En este sistema, el gasto de entrada  $Q_1$  fluye hacia abajo a través del espacio anular entre el ademe y el tubo de retorno. La punta eyectora realiza las mismas funciones que en el caso anterior. El empaque evita que el gasto de entrada pase de largo sin entrar a la punta eyectora. La rejilla es sujeta al ademe del pozo, bajo el empaque, donde también se conecta a una válvula de pié; no obstante, también se puede colocar en el fondo de la rejilla. Una punta *Well-Point* puede conformar la rejilla de un pozo con punta eyectora de un solo tubo. La punta eyectora de un solo tubo presenta la ventaja de producir el mismo caudal de extracción con una perforación más pequeña.

Si el gasto de extracción  $Q_2$  es menor que la capacidad de diseño de una punta eyectora en un sistema de un solo tubo, el pozo puede desarrollar un vacío dentro de la rejilla, siempre y cuando el sello del pozo y el empaque se coloquen adecuadamente.

Las tablas I.1 y I.2 señalan los diámetros recomendables para el ademe y la succión que conecta con las puntas eyectoras, para los casos de dos y un tubo, respectivamente.

El sistema de inyección descarga utiliza una bomba de eyector, que en realidad así se le llama a la combinación de la punta eyectora y una bomba centrífuga. En el sistema inyección descarga, la bomba centrífuga es el elemento motor que induce el flujo a través de la boquilla propiciando el gasto combinado dentro del tubo de descarga. El gasto combinado se compone del que se inyecta y del que ha sido tomado del pozo. El gasto requerido para producir el flujo se hace recircular a través del tubo de inyección, y el de extracción se conduce fuera del cárcamo de almacenamiento.

Cuando se requiere mayor altura de elevación en la descarga, simplemente se incrementa la potencia de la bomba. Este incremento no aumenta el gasto de extracción, siempre y cuando el diámetro de las puntas permanezca constante.

La punta eyectora es por naturaleza ineficiente. Esto significa que la relación entre el trabajo realizado y la energía suministrada es mucho menor que la unidad. Las pérdidas por fricción que ocurren durante el proceso de aceleración del gasto inyectado y el de desaceleración del gasto combinado en la descarga, junto con las eficiencias de las bombas, pérdidas por fricción en tubos y

I. SISTEMAS DE BOMBEO EN EXCAVACIONES

conexiones, hacen que en la práctica, la eficiencia de un sistema de inyección descarga raramente exceda del 15% (Powers, 1981).

**Tabla I.1 Diámetros Recomendables para Ademe, Tubo de Suministro y Tubo de Retorno de los Pozos de un Sistema del Tipo Inyección-Descarga de dos Tubos Interiores<sup>1</sup> (Powers, 1981).**

Gasto de Extracción (Q <sub>2</sub> ) [lit/s]	Ademe del Pozo [mm]	Tubo de Suministro [mm]	Tubo de Retorno [mm]
12	101.60	25.40	31.75
20	127.00	31.75	38.10
40	127.00	38.10	50.80
70	152.40	50.80	63.50

<sup>1</sup> Los Diámetros Recomendados contemplan una succión de 12.20 m y una presión de suministro de 120 psi. Para succiones más profundas o presiones inferiores pudieran requerir diámetros de tubos mayores.

**Tabla I.2 Diámetros Recomendables para Ademe y Tubo de Retorno de los Pozos de un Sistema del Tipo Inyección-Descarga de un solo Tubo Interior<sup>1</sup> (Powers, 1981).**

Gasto de Extracción (Q <sub>2</sub> ) [lit/s]	Ademe del Pozo [mm]	Tubo de Retorno [mm]
12	50.80	31.75
20	63.50	38.10
40	101.60	50.80
70	127.00	63.50

<sup>1</sup> Los Diámetros Recomendados contemplan una succión de 12.20 m y una presión de suministro de 120 psi. Para succiones más profundas o presiones inferiores pudieran requerir diámetros de tubos mayores.

Algunas de las características para el correcto funcionamiento de un sistema de inyección descarga son las siguientes:

- 1) El sistema eyector debe operar con una sumergencia adecuada o de lo contrario puede sufrir cavitación o perder rendimiento. No obstante, en la práctica algunas veces las condiciones estratigráficas impiden que se desarrolle la sumergencia adecuada.

- 2) Para un tamaño de boquillas y para una presión de operación dadas, el sistema eyector consumirá una cantidad constante de energía independientemente del caudal de extracción. La eficiencia del sistema disminuye conforme disminuye el caudal de extracción. Esta condición se puede corregir cambiando las boquillas a otras de menor tamaño.

Powers, 1981 presenta la metodología para elegir las dimensiones de la punta eyectora para una aplicación particular.

Debido a las características anteriores, normalmente un sistema eyector consume de tres a cinco veces la energía que requiere un sistema de pozos profundos o un *Well-Point*.

### 3.2.2 Instalación del Sistema.

La estación de bombeo básica de un sistema de inyección-descarga consiste en un cárcamo superficial y una bomba con válvulas y tubos debidamente ensamblados (fig. I.14). La bomba centrífuga inyecta agua a partir del tanque y produce una alta presión en la línea de suministro, que es la que trasmite a los pozos individuales. El gasto combinado  $Q_1 + Q_2$ , de inyección y extracción, respectivamente, regresa al tanque a través del colector de descarga. El volumen de agua adicional a la capacidad del tanque se desaloja del lugar. El tanque se mantiene abierto a la atmósfera.

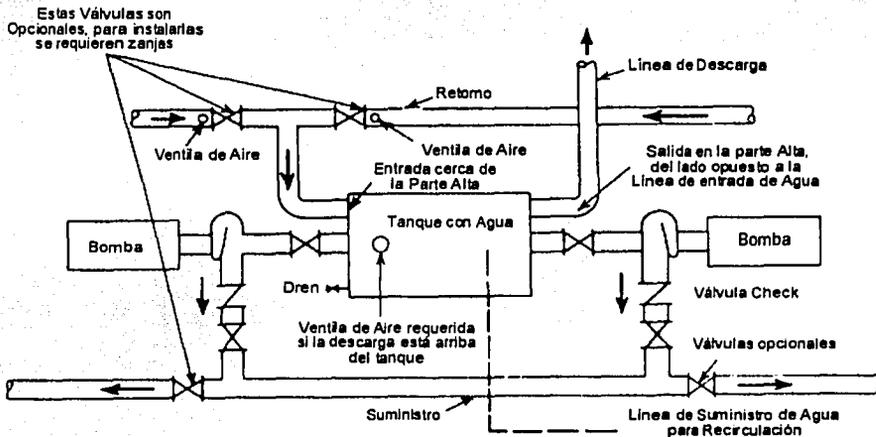


Fig. I.14 Estación de Bombeo de un Sistema de Pozos del Tipo Inyección-Descarga.

El ademe de un pozo del sistema se forma con un tubo de PVC de 10 cm de diámetro, ranurado en una cierta longitud a partir de su extremo inferior. Las puntas eyectoras se colocan 50 cm por encima del fondo de la perforación, apoyadas sobre una cama de material filtrante (fig. 1.15). El espacio anular entre el ademe y las paredes del pozo se requiere para construir un filtro en función del coeficiente de uniformidad y curvatura del material del subsuelo. Las líneas de inyección y descarga se forman con tubos de fierro fundido de 3" de diámetro con uniones roscadas.

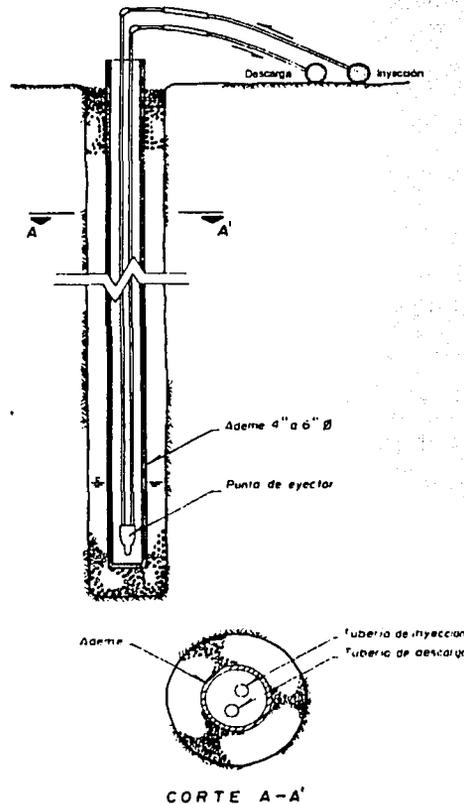


Fig. 1.15 Pozo de un Sistema del Tipo de Inyección-Descarga.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El tubo colector de suministro es una línea de alta presión por lo que sus uniones se sujetan perfectamente. El tubo colector de retorno es una línea de baja presión pero algunas veces está sujeta al "golpeteo" del agua. Para aguas corrosivas, existen tanto tubos como puntas eyectoras de plástico y las bombas se disponen de acero inoxidable.

Por su funcionamiento, las puntas eyectoras están expuestas a sufrir obstrucciones por partículas de suelo; por tanto, el agua suministrada al sistema debe encontrarse libre de material que pueda obstruirlas; en caso necesario el agua se somete a un proceso de filtración.

Para mejorar la eficiencia del sistema, la línea de retorno cuenta con válvulas de aire, ya que cuando el sistema opera a una capacidad inferior a la de diseño puede bombear grandes cantidades de aire.

### 3.2.3 Aplicabilidad.

A diferencia del sistema *Well-Point*, en el de inyección descarga no está limitada la profundidad de abatimiento.

El sistema eyector es particularmente efectivo en suelos con estratigrafías que muestran intercalaciones de pequeños estratos permeables dentro de masas de suelo "impermeable"; como por ejemplo en las formaciones arcillosas del Valle de México. En estas condiciones solo es necesario bombear pequeños volúmenes de agua, por lo que la baja eficiencia del sistema eyector no es desventajosa. En este sistema también es posible desarrollar un vacío cuando el pozo se sella a la atmósfera.

En el Valle de México se cuenta con la experiencia práctica de que colocando un pozo de bombeo con punta eyectora de 25 cm de diámetro por cada 50 m<sup>2</sup> de superficie, aproximadamente, se logran los abatimientos piezométricos requeridos en un tiempo conveniente (Sánchez et al, 1990).

## 3.3 Pozos profundos.

### 3.3.1 Características Generales.

La principal diferencia entre un sistema de pozos profundos y otros como el *Well-Point* o el de eyectores, no está en la profundidad de extracción del agua, ya que con cualquiera de estos sistemas se pueden controlar los niveles piezométricos en estratos o acuíferos profundos. Por ejemplo,

mediante un sistema *Well-Point* concéntrico o de dos o más etapas, se puede efectuar un abatimiento del *NAF* de más de 6.0 m; asimismo, un sistema de inyección descarga no tiene restringida la profundidad de abatimiento.

La definición designada por "pozo profundo" se les da a aquellos pozos de extracción de agua que funcionan con bombas de capacidad ilimitada en cuanto a caudal y a carga dinámica. Otro aspecto que contempla el concepto es el que se refiere al mecanismo del flujo. Debido a que el diámetro de un pozo *Well-Point* o eyector es muy pequeño (hasta de 5.0 cm) y a que las separaciones son muy estrechas (desde menos de 2.0 m), el análisis hidráulico de estos pozos puede partir de un carácter bidimensional y este concepto se introduce en todo el procedimiento matemático que implica la deducción de formulas para su diseño, mientras que los modelos desarrollados para el diseño de pozos profundos consideran el carácter tridimensional del movimiento haciendo la hipótesis de que existe simetría axial. A pesar de esta y otras hipótesis, los modelos matemáticos asociados a los pozos profundos son mucho más versátiles y más acordes a las condiciones geohidráulicas naturales.

Un sistema de pozos profundos permite controlar cualquier gasto de filtración a cualquier profundidad. Tiene la ventaja de ser instalados en un intervalo muy amplio de separaciones. El diámetro de los pozos oscila entre 15 y 50 cm y la longitud del área filtrante o rejilla (que influye en la trayectoria de las líneas de flujo), entre 5 y 20 m.

Operan con bombas para pozo profundo (desde la superficie), sumergibles tipo turbina (dentro del pozo) o centrífugas (en la superficie). Sin embargo, se prefieren las sumergibles por su amplia capacidad y mayor rendimiento. Cuando todo parezca indicar que se requiere una bomba del tipo de pozo profundo, seguramente los gastos de extracción serán tan grandes que resultará incosteable el funcionamiento del sistema. Cuando este es el caso se prefieren los métodos de impermeabilización (Powers, 1981).

Las bombas sumergibles tipo turbina son esbeltas para su alta capacidad. Pueden ser usadas en pozos de diámetro pequeño (15 cm). Se disponen desde fracciones de *HP* hasta varios cientos. Pueden bombear hasta 400 *lit/min*. Estas bombas solo trabajan con agua libre de sólidos en suspensión. Una característica de estas bombas es su eficiencia, valores entre 70% y 80% son comunes.

Las bombas tipo turbina para pozo profundo con motor en la superficie se usan para manejar enormes volúmenes de agua y para altos requerimientos de carga dinámica. Las unidades verticales se disponen en diversos estilos de bombas, desde algunos *HP* hasta más de 1000 *HP*.

El diámetro del pozo lo definen dos características principales: 1) el diámetro del ademe, el cual depende a su vez del tamaño de la bomba y 2) el diámetro de la rejilla que depende de la velocidad de entrada al pozo.

El tamaño de la bomba depende de su capacidad. La tabla I.3 indica los tamaños recomendables para ademes en función del gasto de bombeo.

**Tabla I.3 Diámetros Recomendables para Ademe en Función del Gasto de Bombeo (Powers, 1981).**

Gasto de Bombeo [m <sup>3</sup> /min]	Diámetro nominal de los Tazones de la Bomba [cm]	Diámetro Óptimo del Ademe del Pozo [cm]	Mínimo Diámetro de Ademe [cm]
Menor que 0.40	10.0	15.0 ID	12.5 ID
0.30 a 0.70	12.5	20.0 ID	15.0 ID
0.60 a 1.50	15.0	25.0 ID	20.0 ID
1.30 a 2.50	20.0	30.0 ID	25.0 ID
2.30 a 3.40	25.0	35.0 OD	30.0 ID
3.20 a 5.00	30.0	40.0 OD	35.0 OD
4.50 a 6.80	35.0	50.0 OD	40.0 OD
6.00 a 12.00	40.0	60.0 OD	50.0 OD

*ID= Diámetro Interior. OD= Diámetro Exterior.*

El diámetro de la rejilla está sujeto a que la velocidad del agua a la entrada del pozo no exceda un cierto valor crítico.

La longitud de la rejilla depende, principalmente, del espesor del estrato acuífero. El tamaño de las aberturas de sus ranuras queda definido por la granulometría del material del acuífero, o bien, por la del material del filtro. Es por ello que en muchos casos la granulometría del material del filtro o la del acuífero definen la longitud de la rejilla, quedando el diámetro como un factor variable.

En un sistema de pozos profundos las características de la rejilla son fundamentales para la eficiencia del pozo. Algunas de las rejillas utilizadas en los sistemas de bombeo son las siguientes:

- 1) Rejilla de *PVC* ranurado. Son resistentes a la corrosión y pueden ser instaladas con uniones soldadas. Se disponen en diámetros de 100-300 mm con aberturas de 0.25 a 2.5 mm. Los espesores de pared más comúnmente usados se encuentran entre las cédulas 40 a 80. Entre sus desventajas se encuentran el riesgo de ruptura por golpes del equipo de excavación y el taponamiento parcial por partículas de arena. Se recomienda utilizar el intervalo inferior de velocidades de entrada para evitar pérdidas excesivas.
- 2) Rejilla de ranura continua. Se fabrican con diámetros de 100 a 900 mm con aberturas de 0.08 mm a 6 mm, en materiales de acero galvanizado, inoxidable u otras aleaciones. Se disponen con grandes áreas abiertas y el control de las dimensiones de las ranuras es más preciso. Estas rejillas pueden ser reutilizables.
- 3) Rejillas tipo celosía. Se forman por la perforación y deformación de hojas de metal. Se disponen en diámetros de 150 a 1220 mm con aberturas de 0.75 a 6 mm. Pueden ser reutilizadas. Su área abierta está limitada; no se disponen con áreas abiertas inferiores a 0.75 mm. Son indispensables en pozos con filtro de grava, en donde se pueden utilizar con grandes aberturas y altos valores de la velocidad de entrada.
- 4) Rejilla de malla de alambre. Las fabrican con un tejido de malla de alambre y luego la ensamblan dentro de un tubo perforado. Es particularmente efectiva en suelos finos, donde se requieren aberturas inferiores a 0.50 mm. Debido a sus pequeñas aberturas, se pueden utilizar en los pozos construidos mediante chiflón de agua; sin embargo, no son recomendables cuando el pozo se perfora con máquina rotatoria.

Existen otras rejillas en fibra de vidrio y algunos diseños de rejillas de ranura continua en plástico; sin embargo, son poco frecuentes en los sistemas de bombeo aplicados a excavaciones. La tabla I.4 muestra un cuadro de tipos de rejillas indicando el área abierta en función de su diámetro nominal.

Por su procedimiento constructivo, la mayoría de los pozos profundos requieren de un filtro para extender horizontalmente el diámetro filtrante del pozo y con ello incrementar su eficiencia.

### 3.3.2 Instalación del Sistema.

Un sistema único de pozos profundos puede instalarse en el perímetro de la excavación; aunque en algunos casos para evitar las filtraciones al pié del talud, se han llegado a utilizar pozos profundos junto con *Well-Point* como se muestra en la fig. I.16.

La fig. I.17 presenta la distribución en planta de un sistema de pozos profundos utilizados para el abatimiento del nivel freático y alivio de la presión artésiana, en una excavación para la construcción de un horno de recalentamiento (Gutiérrez et al, 1989).

**Tabla I.4 Áreas Abiertas de Rejillas Típicas Comerciales (Powers, 1981).**

Diámetro Nominal [cm]	Tamaño de la Ranura [mm]	Área Abierta Aproximada [m <sup>2</sup> /m] <sup>1</sup>			
		Ranura Continua	Doble Celosía	PVC Ranurado	Malla de Alambre
10.16	0.381	0.058	----	0.019	0.161
	0.762	0.099	0.012	0.030	----
	1.524	0.151	----	0.057	----
	2.286	0.183	----	0.092	----
	3.048	0.205	----	0.122	----
15.24	0.381	0.087	----	0.021	0.238
	0.762	0.127	0.015	0.043	----
	1.524	0.179	0.029	0.085	----
	2.286	0.226	0.044	0.128	----
	3.048	0.261	0.061	0.170	----
20.32	0.381	0.083	----	0.027	0.309
	0.762	0.147	0.019	0.055	----
	1.524	0.239	0.039	0.110	----
	2.286	0.302	0.058	0.165	----
	3.048	0.348	0.081	0.219	----
30.48	0.381	0.125	----	0.043	0.458
	0.762	0.172	0.029	0.085	----
	1.524	0.248	0.059	0.170	----
	2.286	0.330	0.087	0.256	----
	3.048	0.394	0.121	0.341	----
45.72	0.381	0.113	----	0.081	0.648
	0.762	0.210	0.042	0.122	----
	1.524	0.359	0.085	0.245	----
	2.286	0.482	0.126	0.366	----
	3.048	0.574	0.175	0.460	----
60.96	0.381	0.176	----	----	0.861
	0.762	0.249	0.055	----	----
	1.524	0.364	0.111	----	----
	2.286	0.497	0.165	----	----
	3.048	0.612	0.229	----	----

<sup>1</sup> Indica metros cuadrados de Área Abierta por cada metro de Longitud de Rejilla.

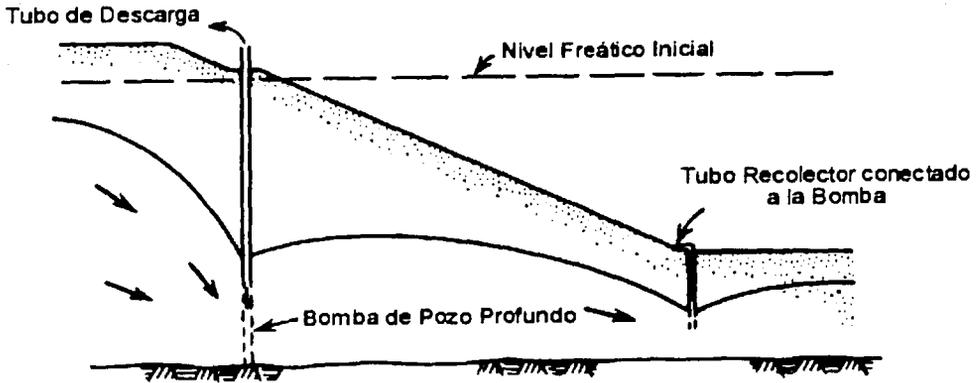


Fig. I.16 Sistema Conjunto de Pozos Profundos y Well-Point.

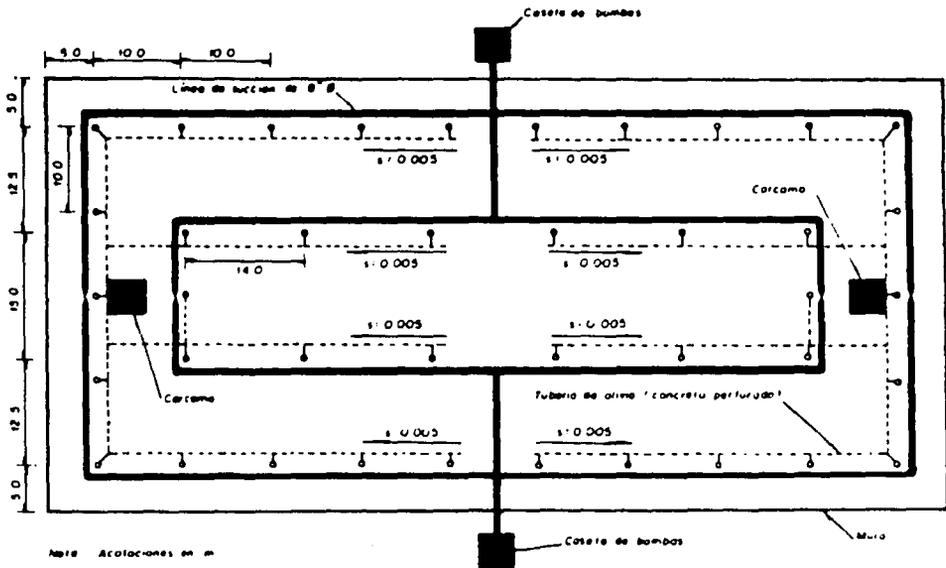


Fig. I.17 Distribución en Planta de un Sistema de Pozos Profundos.

El primer circuito de pozos se ubicó a una distancia de 5 m del paño inferior del muro perimetral. La separación entre los pozos de este primer circuito fue de 10.0 m. El segundo circuito se ubicó a 12.50 m del perímetro de la excavación y los pozos quedaron separados 14.0 m entre sí, a excepción de los ubicados en las cabeceras del segundo circuito en donde la separación fue de 7.5 m.

Se utilizaron bombas sumergibles *KSB* de 5 *lit/s*, con una carga dinámica de 35.0 m y motor de 3500 *rpm*. Las características del motor utilizado eran: 5 *HP*, 440 *Volts*, 9 *Ampers* y 2.0 m de sumergencia recomendada. El diámetro de la tubería de descarga fue de 2". Todas las bombas se instalaron con un *electronivel* automático.

Entre las ventajas que mostró el sistema de pozos profundos con bombas eléctricas sumergibles fueron: manejabilidad, disponibilidad en el mercado nacional, bajo costo y gran capacidad de bombeo. En resumen, la aplicación del sistema al caso citado fue muy satisfactoria; incluso se le recomienda ampliamente en lugar del sistema *Well-Point*.

### 3.3.3 Aplicabilidad.

Las características de un sistema de pozos profundos hacen que su aplicación resulte eficiente en las excavaciones profundas practicadas en suelos muy permeables, siempre que el espesor del acuífero permita alojar la rejilla a una profundidad mayor que la del nivel dinámico; además, cuando en la estratigrafía se encuentre un estrato altamente permeable a gran profundidad que pueda provocar la inestabilidad del fondo de la excavación.

Puesto que un sistema *Well-Point* también resulta eficiente cuando se requiere manejar grandes volúmenes de agua en suelos muy permeables, resulta conveniente presentar algunas de las ventajas que en la práctica se han encontrado en la aplicación de pozos profundos (Gutiérrez et al, 1989):

- 1) El sistema de pozos profundos permite manejar las bombas y mangueras de descarga en forma independiente en cada pozo.
- 2) Es posible determinar el gasto de bombeo por pozo así como la variación de la eficiencia en cada una de las bombas.
- 3) Es posible obtener en el mercado nacional bombas sumergibles de buena calidad.

- 4) El número de pozos profundos necesarios para una misma área es menor que el necesario utilizando *Well-Point*.
- 5) En caso de alguna falla mecánica, solo se interrumpe el bombeo de un pozo y no el de un circuito.

No obstante, debido a que un sistema de pozos profundos se utiliza en acuíferos muy potentes, cuando el tiempo de bombeo es extenso, el área de influencia del cono de abatimiento puede producir incrementos de esfuerzo efectivo en distancias lejanas al sitio de bombeo.

### 3.4 Sistema de Zanjas Filtrantes.

#### 3.4.1 Características Generales.

Cuando se excava por debajo del nivel freáticos en suelos cohesivos y el gasto de filtración estimado es relativamente pequeño (5 a 10 lit/s), el abatimiento del nivel freático es posible a través de zanjas filtrantes (fig. I.18).

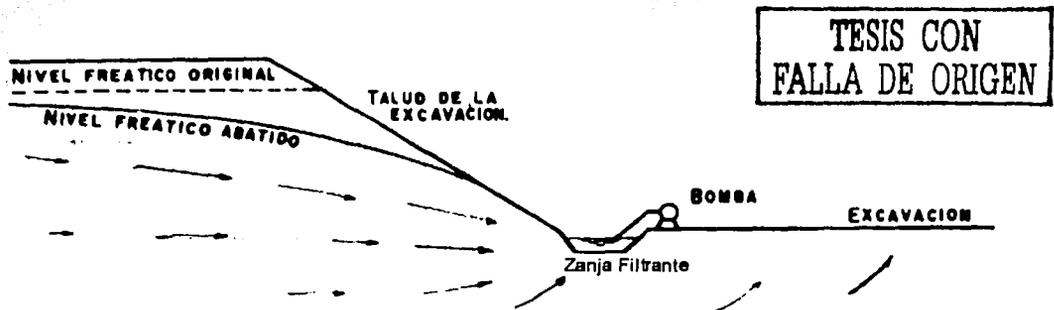


Fig. I.18 Arreglo de un Sistema de Zanjas Filtrantes.

Antes de proponer este sistema, es necesario investigar las condiciones hidrodinámicas del subsuelo y analizar la estabilidad de la excavación ante flujo de agua en todas sus etapas, principalmente, ante el fenómeno de tubificación.

Las zanjas filtrantes también se emplean como complemento de los sistemas mencionados anteriormente, y para controlar el agua superficial que se filtra al interior de la excavación por los

taludes debido al diferencial de carga total inducido por la excavación, o por una tormenta o un torrencial aguacero.

Las zanjas filtrantes utilizan bombas sumergibles. Las unidades se disponen desde fracciones de *HP* a más de 100 *HP* y en varios voltajes. La mayoría de las unidades están diseñadas para manejar pequeñas cantidades de sólidos en suspensión, pero si se excede su capacidad los impulsores se dañan rápidamente. Las bombas sumergibles por lo común son ineficientes (50 a 60%); es decir, cuando se bombean grandes cantidades de agua el costo de operación incrementa notablemente.

### 3.4.2 Instalación del Sistema.

Para evitar el bombeo de sedimentos que puedan dañar el equipo, la bomba sumergible se introduce en un "tambo" perforado y el espacio exterior de la zanja se protege con una pantalla de grava formando una zona de sedimentación (fig. I.19).

Para controlar las filtraciones laterales se construyen canales perimetrales a la excavación, los cuales se cubren con grava para prevenir la erosión y el bombeo de los sedimentos (fig. I.20).

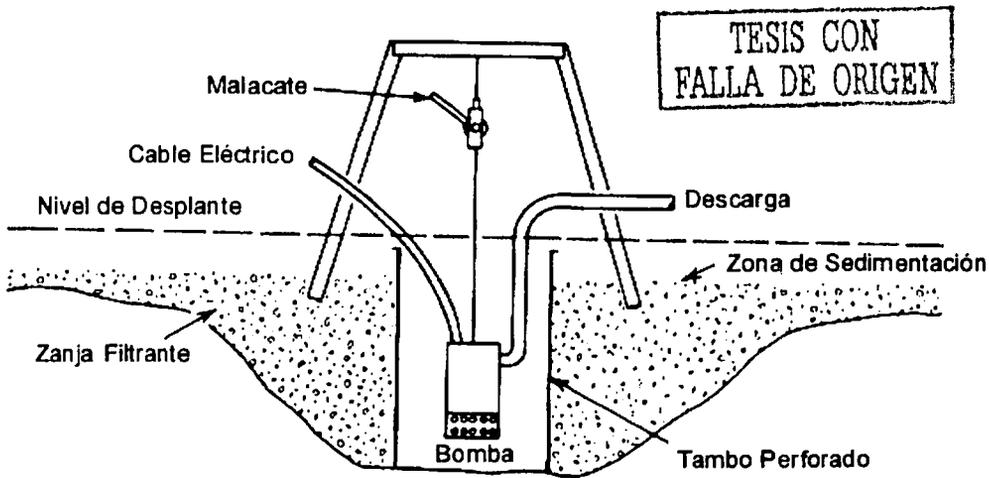
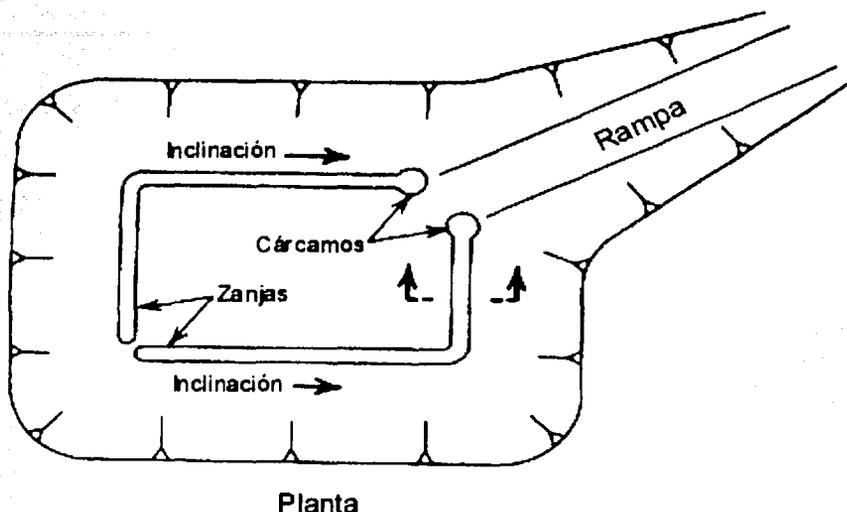


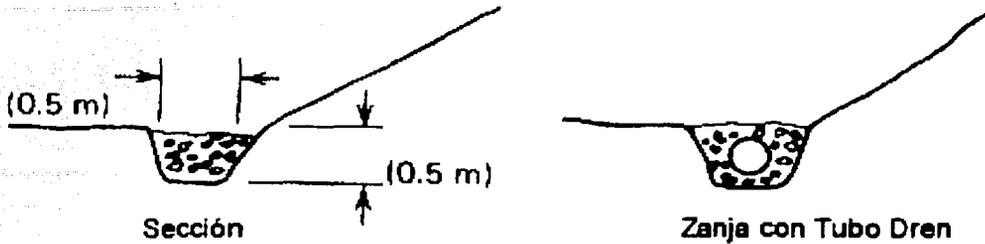
Fig. I.19 Construcción de la Zona de Sedimentación dentro de una Zanja Filtrante.



*Fig. I.20 Vista en Planta de un Sistema de Zanjas Filtrantes Instalado en una Excavación poco Profunda.*

Cuando los lados de la zanja sufren deslizamientos, es necesario rellenarla con grava. Cuando el arrastre de finos por las fuerzas de filtración hacia las zanjas es excesivo, se puede cubrir su superficie con un geotextil y posteriormente colocar la grava. Sin embargo, como una medida de protección contra las fuerzas de flujo ascendentes que inciden en el fondo de la excavación, éste se cubre con una cama de grava de más de 30 cm de espesor, la cual tiene como función drenar el agua hacia las zanjas perimetrales logrando una superficie seca al nivel de desplante. No obstante, es importante verificar que no exista una excesiva remoción de finos. Cuando la cantidad de agua infiltrada resulta excesiva, se puede conducir hacia el perímetro mediante tubos perforados (fig. I.21).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



*Fig. I.21 Vista Frontal de las Zanjas Filtrantes.*

### 3.4.3 Aplicabilidad.

El control de las filtraciones mediante zanjas filtrantes es un procedimiento satisfactorio y altamente efectivo cuando las condiciones del subsuelo son favorables. La clave en la elección del método está en identificar tanto las condiciones favorables como las desfavorables del método y asociarlas con las características del proyecto de excavación. En las tablas I.5 y I.6 se enuncian algunos criterios de aplicabilidad del método de zanjas filtrantes.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

ALICIA GARCIA  
MARTINEZ DE ALBA

*Tabla I.5 Condiciones Favorables para el Uso de Zanjas Filtrantes (Powers, 1981).*

<b>Características del Suelo.</b>	<b>Explicación.</b>
Suelos densos, suelos granulares bien graduados, especialmente aquellos con algún grado de cementación o aglutinante cohesivo.	Estos suelos son poco permeables, por lo que la filtración probablemente sea moderada. Los taludes pueden filtrar cantidades razonables de agua sin llegar a desestabilizarse. La filtración lateral y del fondo de la excavación se puede desalojar en poco tiempo, de esta manera las propiedades del material de cimentación no se alteran.
Arcillas firmes con algunos lentes de arena, los cuales no conecten con alguna fuente importante de agua.	Solo pequeñas cantidades de agua pueden esperarse de los lentes de arena y rápidamente podrían disminuir a un valor despreciable.
Roca firme fisurada.	Si la roca es firme, las zanjas filtrantes pueden controlar las cantidades de agua que de ella se esperen, como en las típicas excavaciones de una cantera. (Para rocas blandas y rocas con fisuras rellenas, vea la tabla 1.6)
<b>Características Hidrológicas.</b>	
Abatimiento escaso a moderado.	Estas características indican que la cantidad de agua a bombear será escasa, que los problemas de estabilidad de taludes serán mínimos así como el deterioro del suelo en el desplante. También se facilitan las actividades de construcción y el mantenimiento de bombas y zanjas.
Fuente de agua lejana.	
Permeabilidad baja a moderada.	
Taludes estables en condiciones de filtración.	
<b>Métodos de Excavación.</b>	
Draga de cable, Retroexcavadora, Cucharón de Almeja.	Estos métodos no dependen de la tracción que exista en el subsuelo del interior de la excavación y la inevitable condición de humedad temporal debida a las filtraciones del fondo, no impiden el progreso de los trabajos.
<b>Soporte de la Excavación.</b>	
Taludes relativamente tendidos.	Taludes tendidos pueden soportar cierta filtración sin llegar a desestabilizarse.
Tablaestacas de acero, muro milán.	Estos métodos impiden el flujo lateral. Se asume que no hay problemas por flujo de agua en el desplante.
<b>Varios.</b>	
Sitio de fácil acceso, sin obstrucciones.	Si no existen estructuras cercanas, pueden aceptarse factores de seguridad menos conservadores en la estabilidad de los taludes.
Excavaciones largas.	En excavaciones largas, algunas veces el tiempo necesario para retirar el material permite el proceso de abatimiento lento de las zanjas filtrantes, sin afectar seriamente el programa de obra.
Descargas de cimentación ligeras.	Cuando las descargas de la estructura serán ligeras, como por ejemplo, una estación de bombeo de aguas negras, la ligera alteración del subsuelo puede nos ser peligrosa.

*Tabla I.6 Condiciones Desfavorables para el Uso de Zanjas Filtrantes (Powers, 1981).*

<b>Características del Suelo.</b>	<b>Explicación.</b>
Suelos sueltos, suelos granulares uniformes sin finos plásticos.	Estos suelos tienen una permeabilidad de moderada a alta y son muy sensibles a las presiones de filtración. La inestabilidad de taludes y las pérdidas de resistencia en el fondo de la excavación probablemente ocurran cuando se utilicen zanjas filtrantes.
Suelos granulares limosos y arcillas con contenido de humedad cerca o por arriba de su límite líquido.	Estos suelos son inherentemente inestables y ante ligeras presiones de filtración, en lentes permeables, pueden sufrir deslizamientos masivos.
Rocas blandas; Rocas sin grandes fisuras rellenas con materiales blandos o precipitaciones solubles; Areniscas con estratos de Arena no cementada.	Si se bombean cantidades sustanciales de agua, las rocas blandas se pueden erosionar. Los materiales blandos en las fisuras de rocas duras pueden ser lixiviados. Estratos de arena no cementada pueden ser transportados. La cantidad de agua puede incrementar progresivamente y pueden desprenderse bloques de roca masiva.
<b>Características Hidrológicas.</b>	
Abatimiento moderado a alto.	Estas características indican que la cantidad de agua a bombear será considerable. Si los gradientes son elevados, aun los pozos con filtros graduados pueden propiciar la tubificación del subsuelo. Los problemas con la construcción y mantenimiento de las zanjas pueden empeorar.
Fuente de recarga de agua próxima.	
Permeabilidad moderada a alta.	
Gran cantidad de agua almacenada.	Si el acuífero libera grandes cantidades de agua, entonces los pozos de bombeo utilizados conforme al avance de la excavación son preferibles.
Presión artesiana por debajo del desplante.	Las zanjas filtrantes no pueden controlar la presión artesiana. Los pozos de alivio son preferibles.
<b>Métodos de Excavación.</b>	
Tractores de arrastre; Cargadores y Camiones de carga.	Estos métodos requieren de buena tracción para ser eficientes y la inevitable condición de humedad temporal debida a las filtraciones del fondo impedirán el progreso de los trabajos.
<b>Soporte de la Excavación.</b>	
Taludes empinados	Los taludes empinados son sensibles a la erosión y pueden deslizarse por las filtraciones, o pueden sufrir deslizamientos por rotación a menos que el NAF sea abatido lo suficiente conforme al avance de la excavación.
Vigas soldadas y tablonés.	La excavación de caras verticales y estabilizarlas con tablaestacas de madera es costoso y peligroso bajo condiciones de flujo lateral.
<b>Varios.</b>	
Estructuras adyacentes.	Quando existen estructuras adyacentes se ponen en peligro por deslizamientos o por las pérdidas de finos en los taludes. En estas condiciones las zanjas filtrantes no pueden ser admitidas.
Excavaciones pequeñas.	En excavaciones pequeñas el retraso del abatimiento por zanjas filtrantes retrasa los trabajos.
Descargas de cimentación pesadas.	Quando las descargas serán considerables, se debe evitar la más mínima alteración del subsuelo en el desplante.

#### 4. Criterios de Selección.

El costo de un sistema de bombeo no solo depende de la cantidad de agua a bombear, también de las dificultades para instalar los pozos, del número necesario y de su diámetro.

Es importante resaltar que el diámetro del pozo no es función directa del gasto de extracción. Por ejemplo, a igualdad de condiciones, el duplicar el diámetro del pozo en condiciones freáticas aumenta el caudal de bombeo solo en un 11%; y en condiciones artesianas, el duplicar el diámetro del pozo solo incrementa el caudal de bombeo en un 7% (Driscoll, 1986).

Debido a que el periodo de funcionamiento de un sistema de bombeo debe ser continuo, el costo por tiempo de operación normalmente es un factor determinante.

En este inciso se resaltan algunas de las características de los sistemas de bombeo útiles para su elección.

**Sistemas Well-Point:** Se han utilizado por más de 50 años como sistema de bombeo. Es la técnica más versátil de entre los métodos de drenaje; ha sido efectivo en todos los tipos de suelo, cuando se bombean algunos litros por minuto en limos arenosos o varios cientos en arenas y gravas gruesas. Sin embargo, el sistema *Well-Point* puede no ser la herramienta más económica para una situación particular.

El sistema *Well-Point* es preferible en acuíferos poco profundos, donde las necesidades de abatimiento son inferiores a 5.0 o 6.0 m. A mayores profundidades, se requerirían etapas múltiples debido a la limitación de la succión por aspiración. Cuando el suelo está estratificado o cuando el abatimiento se efectuará por debajo de un estrato de arcilla, se requiere que los pozos estén escasamente espaciados (3.0 m o menos). En tales situaciones, el sistema *Well-Point* es particularmente efectivo ya que el costo por pozo resulta modesto. Las bombas son instaladas en la superficie una sola vez y las etapas sucesivas de colectores se conectan a ellas.

**Sistemas de Pozos del tipo Inyección-Descarga:** Combinan las ventajas de los *Well-Point* y de los pozos profundos, pero tienen algunas desventajas propias. El sistema utiliza boquillas y tubos de venturi para elevar el agua. Una estación con una bomba central proporciona agua a presión a las puntas eyectoras. Los eyectores no están limitados en la elevación de succión como los *Well-Point*.

y su costo unitario es mucho menor; de esta manera, son más deseables en excavaciones profundas en suelos estratificados donde se requieren separaciones estrechas. Sin embargo, este método es inherentemente ineficiente y cuando se bombean grandes volúmenes de agua contra grandes cargas, el costo de la energía puede ser prohibitivo. El sistema además puede ser sensible a ciertos componentes químicos del agua, al hierro y magnesio particularmente, los cuales pueden precipitarse y causar taponamientos a las boquillas. Una importante ventaja del sistema eyector es el alto vacío que pueden aplicar a los suelos finos.

**Sistemas de Pozos Profundos:** Es el mejor sistema disponible en acuíferos homogéneos que se extienden por debajo del fondo de la excavación. En estas situaciones los pozos pueden ser instalados a gran profundidad; el volumen de bombeo por cada pozo es alto; los gradientes entre pozos tienden a ser planos y se pueden obtener amplios intervalos de separación.

Los avances en el diseño y técnicas de construcción de pozos así como los modelos desarrollados para el análisis de acuíferos, han hecho que los pozos profundos se adapten casi a cualquier formación acuífera.

Debido a la gran variedad de opciones que se han desarrollado para el análisis de acuíferos, es necesario realizar una exploración geotécnica cuidadosa, que incluya pruebas de bombeo, antes de aplicar el sistema. Antes de realizar el diseño del sistema, al menos el primer pozo tiene que ser probado con sus piezómetros debidamente instalados.

La tabla I.7 presenta un resumen de las condiciones favorables de cada uno de los sistemas de bombeo presentados.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Tabla I.7 Criterios Comparativos entre Sistemas de Drenaje (Powers, 1981).

Condiciones	Well-Point	Pozos Profundos	Inyección-Descarga
<b>Tipo de Suelo</b>			
Arenas Limosas y Arcillosas.	Bueno	Pobre a Regular	Bueno
Arenas y Gravas Limpias.	Bueno	Bueno.	Pobre
Suelos Estratificados.	Bueno	Pobre a Regular	Bueno
Arcilla o Roca en el desplante.	Regular a Bueno	Pobre	Regular a Bueno
<b>Hidrología.</b>			
Alta permeabilidad	Bueno	Bueno	Pobre
Baja permeabilidad	Bueno	Pobre a Regular	Bueno
Fuente de recarga próxima.	Bueno	Pobre	Regular a Bueno
Fuente de recarga lejana.	Bueno	Bueno	Bueno
<b>Programación de Obra</b>			
Requerimientos de rápido abatimiento	OK	Insatisfactorio	OK
Se puede tolerar un abatimiento lento.	OK	OK	OK
<b>Profundidad de Excavación.</b>			
Poco profunda < 6 m	OK	OK	OK
Profunda > 6 m	Requiere etapas múltiples	OK	OK
Apuntalada	Interfiere	OK	OK
<b>Características.</b>			
Separación común entre pozos.	1.5 a 3.0 m	Hasta más de 15.0 m	3.0 a 6.0 m
<b>Intervalo nominal de capacidad.</b>			
Por unidad	0.40 a 95 lpm	95 a 11355 lpm	0.40 a 151 lpm
Total del sistema	Menos de 18925 lpm	757 a 227100 lpm	Menos de 3785 lpm
Eficiencia respecto a la precisión del diseño.	Buena	Regular	Pobre.



## II. LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS.

La permeabilidad es la propiedad del suelo que indica la facilidad relativa con la que un fluido puede atravesarlo. En términos generales, dadas las diferencias que existen entre las características de permeabilidad de una arena y una arcilla, se suele clasificar a los suelos entre estos dos grupos para estudiar su comportamiento ante el flujo de agua. Algunas de las características que exhiben estos suelos ante las filtraciones son las siguientes:

Las arenas se componen de partículas macroscópicas de forma redondeada o angular. Drenan con facilidad, no se “inflan”, su proceso de capilaridad es prácticamente insignificante y cuando secan no exhiben contracción.

Las arcillas se componen de partículas microscópicas de forma laminar, son altamente impermeables, exhiben “inflamamiento” ante la adsorción de agua y un proceso de capilaridad considerable; además, presentan reducción de volumen por secado.

La permeabilidad es la propiedad del suelo que influye grandemente en el comportamiento de una excavación practicada por debajo del *NAF*. Este capítulo presenta las diferencias entre las características de permeabilidad de los suelos granulares y de los arcillosos, y trata los factores que influyen en la magnitud del coeficiente de permeabilidad así como los métodos de campo y laboratorio que normalmente se utilizan para evaluarlo.

### 1. El Coeficiente de Permeabilidad “*k*”.

El concepto “coeficiente de permeabilidad” fue introducido primeramente por Henry Darcy en 1856, cuando presentó la ecuación del movimiento de un fluido homogéneo e incompresible a través de un medio poroso. A esta propiedad la definió como una constante con unidades de velocidad.

Cuando el flujo de agua ocurre a través de un medio homogéneo e isótropo, el coeficiente de permeabilidad “*k*” no depende de la dirección del movimiento. Para flujo tridimensional en las direcciones de los ejes cartesianos *x, y, z*, la ecuación de Darcy se descompone en las siguientes tres:

## II. LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS

$$v_x = ki_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} \quad (\text{II. 1})$$

$$v_y = ki_y = -k \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$v_z = ki_z = -k \frac{\partial h}{\partial z}$$

Donde:  $v_x$ ,  $v_y$  y  $v_z$ , representan las componentes de la velocidad de descarga bajo los gradientes hidráulicos,  $i_x$ ,  $i_y$  e  $i_z$ , respectivamente.

Resultados experimentales han demostrado que en la ecuación de Darcy el gradiente hidráulico y la velocidad de descarga son una representación precisa de la "ley de flujo", mientras las velocidades sean bajas. Aunque en general se concluye que el intervalo de validez no puede establecerse en forma definitiva, la aproximación lograda con la ecuación es bastante útil en las aplicaciones prácticas.

Note que de las ecuaciones II. 1, se puede concluir que el coeficiente de permeabilidad se puede definir como la velocidad de descarga de un fluido que pasa a través de un área unitaria de suelo, bajo un gradiente hidráulico unitario.

### 1.1 Factores que Influyen en "k".

El coeficiente de permeabilidad expresa físicamente la facilidad con la cual un fluido se transporta a través de un medio poroso. Por tanto, su magnitud depende tanto de las propiedades de la fase sólida del suelo como de las del fluido filtrante.

#### 1.1.1 Características del Fluido.

Puesto que en ingeniería civil el principal líquido con el que se trata es el agua, en lo que sigue se analizan sus principales características involucradas en la magnitud del coeficiente de permeabilidad.

**a) Densidad.**

La densidad del agua es directamente proporcional al gradiente de presión, el cual representa la fuerza que conduce el movimiento de un punto a otro. Por lo que a mayor densidad, mayor gradiente de presión y a mayor gradiente de presión, mayor velocidad y en consecuencia, mayor permeabilidad. No obstante, la densidad del agua varía poco en el intervalo de temperaturas encontradas en el agua del subsuelo, por lo que este efecto para fines prácticos suele ser despreciable.

**b) Viscosidad.**

La viscosidad dinámica del agua es un poco más sensible a las variaciones de temperatura. Un incremento en la temperatura causa una disminución en la viscosidad del agua y viceversa; es por ello que los resultados de laboratorio se reportan a una temperatura estándar de 20°C.

**1.1.2 Características del Medio Poroso.**

Un medio poroso es todo aquel agregado de partículas naturales o artificiales en las que existen oquedades o vacíos. En lo que sigue se tratan las principales características micro y macroestructurales de los medios porosos que influyen en su coeficiente de permeabilidad.

**1.1.2.1 Microestructura.**

Las características microestructurales de un suelo que influyen en la magnitud del coeficiente de permeabilidad son las siguientes:

**a) Tamaño de las Partículas.**

Cuanto más pequeñas sean las partículas de suelo, menores serán los vacíos que constituyen los canales de flujo y el coeficiente de permeabilidad resultará menor.

**b) Relación de Vacíos.**

El tamaño de las partículas de un suelo esta relacionada con su relación de vacíos. Entre mejor sea la distribución de los tamaños de las partículas, menores serán las dimensiones y el número de vacíos disponibles para el flujo de agua. Sin embargo, debido al proceso de depósito que experimentan las arcillas aluviales, aunque su relación de vacíos es grande, solo son capaces de transmitir el agua libre entre ellas, es decir, el agua exenta de las fuerzas capilares.

**c) Composición Mineralógica.**

La influencia de la composición mineralógica sobre las características de permeabilidad en los suelos, está relacionada con la reacción química que se produce entre la fracción mineral del suelo y el agua. Debido a las características intrínsecas de las arcillas, este factor influye más en ellas que en un suelo granular. De entre las arcillas, resultados experimentales han mostrado (Lambe y Whitman, 1969) que la arcilla monmorilonítica sódica es la que presenta la permeabilidad más baja. Se pueden encontrar valores aún por debajo de los  $10^{-7}$  [cm/s].

**d) Estructura.**

Cuanto más dispersas se encuentren las partículas de suelo, es decir, cuanto más paralelamente se encuentre orientadas, más errático será el recorrido del fluido en la dirección normal a ellas. Por el contrario, entre más floculada se encuentre la estructura del suelo, es decir, entre mayores sean las dimensiones de los canales de flujo formados por los contactos borde-cara entre partículas, mayor será el valor de su permeabilidad.

**e) Grado de Saturación.**

Existe la posibilidad de que un suelo situado por debajo del nivel freático no se encuentre completamente saturado. Este efecto supone que los vacíos no ocupados por el fluido se encuentren ocupados por aire; por tanto, el número de canales disponibles para el flujo de agua se ve reducido. Por esta razón, entre mayor sea el grado de saturación de un suelo, mayor será la magnitud del coeficiente de permeabilidad.

**1.1.2.2 Macroestructura.**

Las características macroestructurales son más influyentes en la magnitud del coeficiente de permeabilidad. Se refieren a una masa de suelo "in situ". Entre las más importantes se encuentran:

**a) Estratificación.**

Una masa de suelo estratificada formada por una capa de limo y una capa de arena, por ejemplo, será más permeable para el flujo paralelo a la estratificación que en el sentido normal. Por otra parte, en el caso de una masa de suelo que pueda considerarse homogéneo, desde el punto de vista práctico, su coeficiente de permeabilidad horizontal será varias veces mayor que el del sentido vertical debido principalmente a su proceso de formación.

**b) Microfisuras.**

Aunque la principal característica de los suelos arcillosos es su muy baja permeabilidad, la existencia de microfisuras pueden incrementarla notablemente. Este efecto ocurre con frecuencia en la arcilla del Valle de México.

**1.1.3 Características de Drenaje de los Suelos.**

Con el objeto de visualizar su comportamiento hidráulico, conviene tratar por separado las diferentes características de drenaje que presentan los suelos granulares de los arcillosos.

**1.1.3.1 Suelos Granulares.**

Las arenas, gravas y algunas arenas limosas pueden drenar efectivamente por gravedad. Al comienzo del bombeo el agua del subsuelo fluirá rápidamente hacia la superficie freática abatida. Es común que descensos de 3 a 6 m ocurran en pocas horas; sin embargo, al inicio del periodo de bombeo el suelo situado entre el nivel freático original y el nuevo nivel abatido, permanecerá cercano a la saturación debido a que el agua almacenada en los poros del suelo se libera lentamente. En las gravas, el drenaje puede ocurrir en minutos y en las arenas limosas en semanas o meses.

**1.1.3.2 Suelos Arcillosos.**

Debido a sus características de permeabilidad, en los suelos granulares el objetivo principal de un sistema de bombeo es el control de las filtraciones hacia la excavación. Sin embargo, en materiales finos como limos plásticos y arcillas, el objetivo principal de un sistema de bombeo será el reducir el contenido de agua de la masa de suelo con lo que se logrará mejorar algunas de sus propiedades mecánicas. Puesto que el agua circula con dificultad en estos suelos, la separación de los pozos de bombeo generalmente es estrecha y el funcionamiento del sistema es prolongado. En este tipo de suelos, las características macroestructurales influyen grandemente en sus propiedades de drenaje.

**1.1.4 Valores Típicos de "k".**

La tabla II.1 proporciona intervalos de los ordenes de magnitud del coeficiente de permeabilidad para diferentes suelos de acuerdo con su símbolo de clasificación *SUCS* (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Los valores están reportados para una temperatura estándar de 20°C.

Tabla II.1 Intervalos Típicos del Orden de Magnitud de "k" para varios tipos de Suelos (Powers, 1981).

DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Coefficiente "k" (cm/s)
Graveras abiertas (Openwork)	1.0 o más
Grava uniforme (GP)	De 0.20 a 1.00
Grava bien graduada (GW)	De $5 \times 10^{-2}$ a 0.30
Arena uniforme (SP)	De $5 \times 10^{-3}$ a 0.20
Arena bien graduada (SW)	De $1 \times 10^{-3}$ a 0.10
Arena Limosa (SM)	De $1 \times 10^{-3}$ a $5 \times 10^{-3}$
Arena Arcillosa (SC)	De $1 \times 10^{-4}$ a $1 \times 10^{-3}$
Limo inorgánico (ML)	De $5 \times 10^{-5}$ a $1 \times 10^{-4}$
Arcilla Inorgánica (CL)	De $1 \times 10^{-6}$ a $1 \times 10^{-8}$
Arcillas coloidales u orgánicas (CH,OH)	De $1 \times 10^{-8}$ a $1 \times 10^{-10}$

De los suelos con permeabilidades inferiores a los  $1 \times 10^{-4}$  [cm/s], se obtienen gastos de filtración bastante bajos, mientras que las gravas mal graduadas (SP) y las graveras abiertas (openwork), permiten gastos de filtración enormes que en muchas ocasiones resulta antieconómico controlarlos. En la práctica, los suelos con permeabilidades comprendidas entre  $1 \times 10^{-3} \leq k \leq 1 \times 10^0$  [cm/s], son comúnmente drenados mediante sistemas de bombeo.

## 2. Determinación de "k".

El precisar la magnitud del coeficiente de permeabilidad tiene un efecto decisivo en el costo y las dificultades que se encontrarán al practicar excavaciones por debajo del nivel freático; de su valor dependen los siguientes aspectos:

- 1) La capacidad del sistema de bombeo.
- 2) La factibilidad del abatimiento del nivel freático.
- 3) La idealización de la columna de suelos mediante un modelo geohidrológico que permitirá analizar las condiciones hidráulicas y de estabilidad de la excavación.

De estos factores se observa que la importancia de realizar la mejor estimación posible de la magnitud del coeficiente de permeabilidad es muy grande.

## 2.1 Métodos de Laboratorio.

Para obtener la magnitud del coeficiente de permeabilidad en laboratorio existen los métodos directos y los indirectos. La aplicabilidad de uno u otro está en función del orden de magnitud estimado antes de ensayar el suelo. Debido a las marcadas diferencias entre las magnitudes de permeabilidad de una arena y una arcilla, conviene tratar los métodos de laboratorio de acuerdo con estos dos grupos de suelos por separado.

### 2.1.1 Arenas.

#### 2.1.1.1 Método Directo.

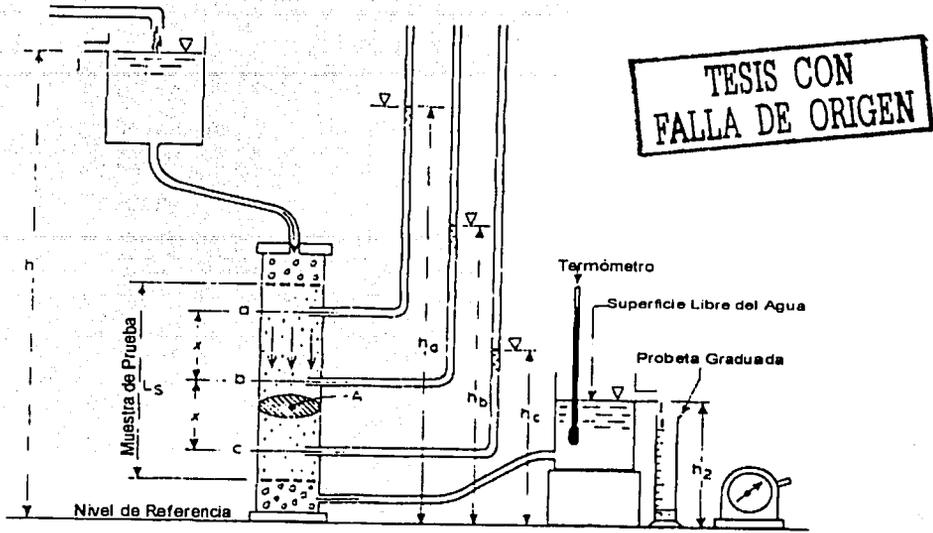
El método directo por medio del que se determina el coeficiente de permeabilidad en laboratorio de un suelo arenoso es el del permeámetro de carga constante. La aplicabilidad teórica del método está definida para aquellos suelos en los que se estima un coeficiente de permeabilidad de entre  $1 \times 10^{-2}$  y  $1 \times 10^0$  [cm/s].

El arreglo para efectuar el ensaye, tanto en especímenes de suelo inalterado como alterado y para direcciones de flujo descendente o ascendente, se muestra en la fig. II.1.

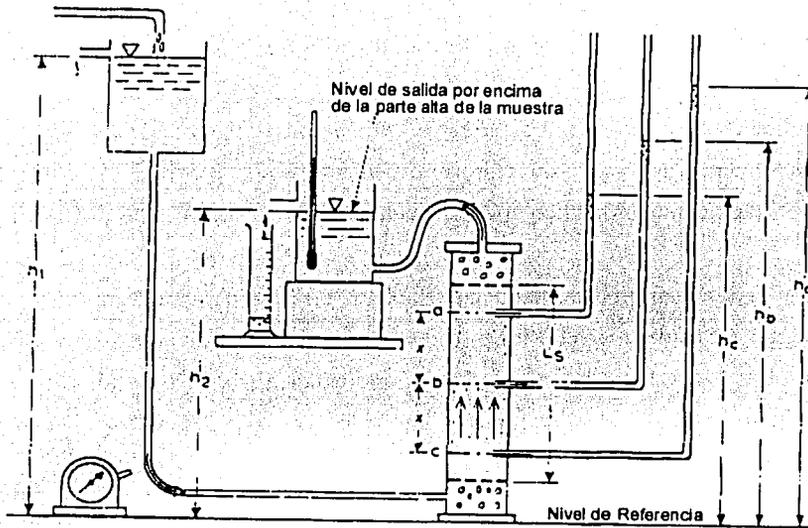
Sin importar la dirección del flujo, ambos arreglos definen un coeficiente de permeabilidad en la dirección del movimiento del agua; sin embargo, mediante el arreglo para flujo ascendente es posible determinar el gradiente hidráulico crítico de una muestra de suelo (Ver cap. III inciso 2.4.3).

El principio del ensaye consiste básicamente en establecer un flujo de agua a través de la muestra manteniendo un gradiente hidráulico constante, y medir la cantidad de agua que pasa a través de ella durante diferentes intervalos de tiempo. Conocida la cantidad de agua,  $Q$ , [ml] que filtró la muestra de suelo de área transversal,  $A$ , [mm<sup>2</sup>], durante un intervalo de tiempo,  $t$ , [min] a una temperatura  $T$  [°C], la ecuación que permite el cálculo es:

$$k_T = \frac{QL}{60A(h_a - h_b)t} \quad [\text{m/s}] \quad (2)$$



(a)



(b)

Fig. II.1 Permeámetro de Carga Constante. (a) Flujo Descendente. (b) Flujo Ascendente. (Head, 1982)

**2.1.1.2 Métodos Indirectos.**

Con base en las relaciones existentes entre el coeficiente de permeabilidad, las características del fluido y el tipo de suelo, se han establecido diversos métodos que permiten estimar el valor de "k" en forma indirecta mediante procedimientos de laboratorio. A continuación se describen brevemente algunos de ellos.

**a) Método de Allen Hazen.**

A través de un estudio experimental con arenas finas uniformes, Allen Hazen en 1892 relacionó el coeficiente de permeabilidad con el tamaño efectivo de las partículas de un suelo granular mediante la ecuación:

$$k = C_1 (D_{10})^2 \text{ [cm/s]} \quad (\text{II.3})$$

donde;  $D_{10}$ , representa el diámetro [cm] de las partículas tal que el 10% en peso del suelo es mayor que ese diámetro. Su valor se determina a partir de un análisis granulométrico.  $C_1$ , es una constante empírica comprendida entre 50 y 150. Un valor promedio de 100 suele usarse. Cuando solo se dispone de algunos datos de pruebas directas a partir de las cuales se puede obtener el valor real de la constante  $C_1$ , el valor de "k", para el mismo tipo de suelo, se puede estimar con la siguiente relación aproximada:

$$\frac{k_1}{k_2} = \left[ \frac{D_{10,1}^2}{D_{10,2}^2} \right] \quad (\text{II.4})$$

**b) Método de Kozeny and Carman.**

Kozeny en 1927 relacionó el coeficiente de permeabilidad con el tamaño, porosidad, angularidad y superficie específica de las partículas del suelo, así como con la viscosidad y el peso específico del agua. Posteriormente, Carman en 1939 reemplazó a la porosidad por la relación de vacíos del suelo. En el método de Kozeny and Carman se utiliza la siguiente ecuación para estimar la magnitud del coeficiente de permeabilidad (Head, 1982):

$$k = \frac{9\gamma_w}{5f\eta_w S^2} \left( \frac{e^3}{1+e} \right) \quad (\text{II.5})$$

## II. LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS

Realizando sustituciones apropiadas para representar el coeficiente "k" a una temperatura estándar de 20°C,  $k_{20}$ , la ecuación anterior se simplifica y resulta:

$$k_{20} = \frac{2}{fS^2} \left( \frac{e^3}{1+e} \right) \text{ [m/s]} \quad (\text{II.6})$$

donde; S, se obtiene de la ecuación:

$$S = \frac{6}{\sqrt{(d_1 d_2)}} \text{ [mm}^{-1}\text{]} \quad (\text{II.7})$$

siendo;  $d_1$  y  $d_2$ , el diámetro [mm] de un conjunto de partículas esféricas uniformemente distribuidas comprendidas entre esos diámetros y  $f$ , es un factor de angularidad que depende de la forma de los granos; su valor se elige como sigue (Head, 1982):

Granos redondeados	$f = 1.10$
Granos subredondeados	$f = 1.25$
Granos Angulares	$f = 1.40$

Para el caso de arenas bien graduadas en las que ni "S" ni "f" mantienen un valor único, primero se asigna un factor de angularidad "f" a cada fracción retenida en cada malla, luego se calcula el valor de la superficie específica considerando como diámetros  $d_1$  y  $d_2$ , los que corresponden a las aberturas de las mallas superior e inferior que retienen al material. Posteriormente, multiplicando estos factores por separado para cada porcentaje en peso retenido por malla se obtiene un factor para el conjunto. La tabla II.2 ilustra el procedimiento de cálculo.

Tabla II.2 Cálculo del Factor para el conjunto "F<sub>w</sub>" en suelos bien graduados.

Diámetro superior d <sub>1</sub> e inferior d <sub>2</sub> al de la partícula [mm]	Porcentaje retenido del total "P" [%]	Superficie específica "S" $S = \frac{6}{d_1 d_2}$ [mm <sup>-1</sup> ]	Factor de angularidad "f" [---]	Factor para el conjunto "F <sub>w</sub> " $F_{wi} = \frac{P}{100} x S^2 x f$ [---]
...	...	...	...	...
...	...	...	...	...
Total =	100	-----	F <sub>w</sub> =	$\sum_{i=1}^n F_{wi}$

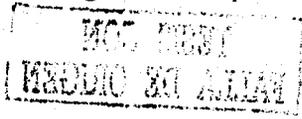
El coeficiente de permeabilidad "k" a 20°C, es decir, k<sub>20</sub>, se calcula substituyendo el factor para el conjunto, F<sub>w</sub>, en la ecuación:

$$k_{20} = \frac{2}{F_w} \left( \frac{e^3}{1+e} \right) \text{ [m/s]} \tag{II.8}$$

k<sub>20</sub>, se puede extrapolar a cualquier otra temperatura que represente las condiciones de campo por medio de la relación:

$$k_T = \frac{k_{20}}{\left( \frac{\eta_T}{\eta_{20}} \right)} \tag{II.9}$$

donde; η<sub>T</sub> y η<sub>20</sub>, son los valores de la viscosidad del agua a las temperaturas de campo y a 20°C, respectivamente.



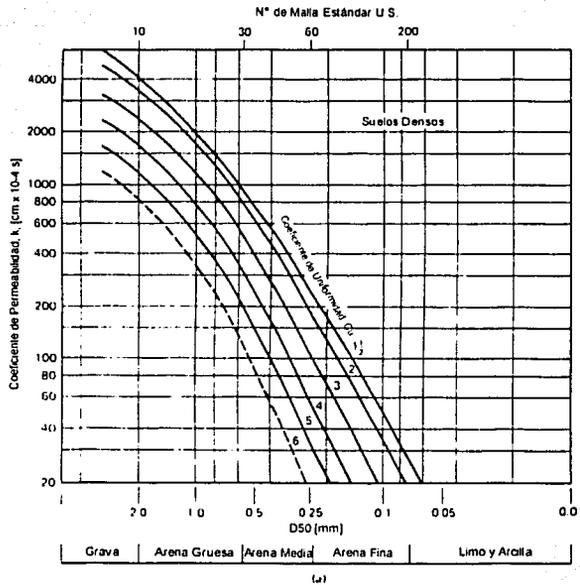
**c) Método de Byron Prugh.**

A partir de investigaciones de campo y laboratorio, Byron Prugh desarrolló un método para estimar el coeficiente de permeabilidad combinando los resultados de un análisis granulométrico con la compacidad relativa del suelo "in situ". De un análisis granulométrico con material representativo se determina el D<sub>50</sub> y el coeficiente de uniformidad, C<sub>u</sub>. La compacidad relativa del suelo en campo se

## II. LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS

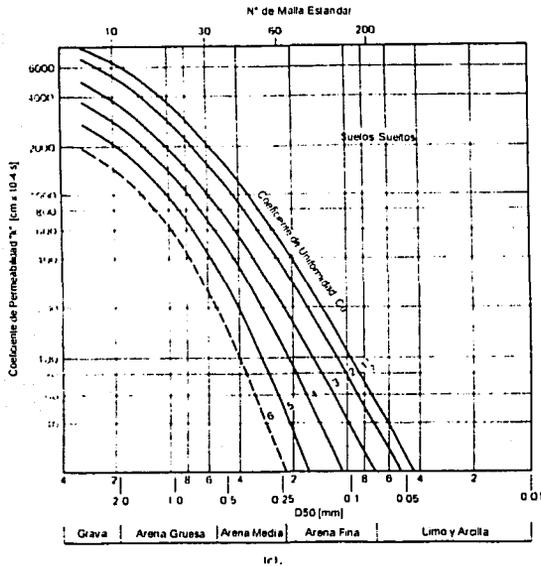
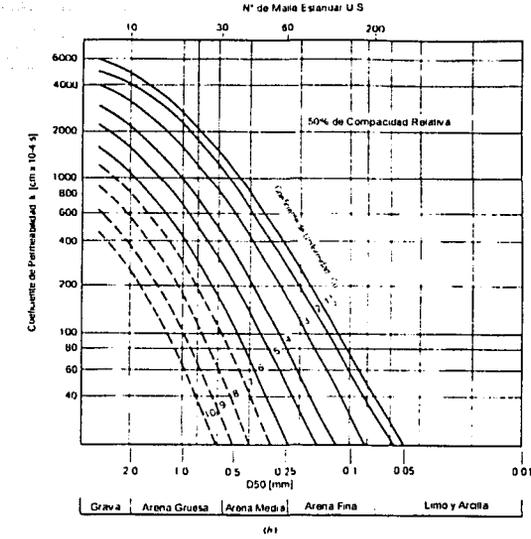
determina a partir del número de golpes de la prueba de penetración estándar. Con estos datos se selecciona una de las curvas proporcionadas por Prugh (ver fig. II.3) que proporcionan directamente el coeficiente de permeabilidad (Powers, 1981).

Debido a que este procedimiento involucra la compacidad relativa que guarda el suelo en campo, este método se ha utilizado en la estimación del coeficiente de permeabilidad para cálculos de gastos de bombeo cuando se trata con suelos granulares.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

II. LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. II.3 Gráficos para Estimar el valor de "k" por el Método de Byron Prugh. (a) Suelos Densos. (b) Suelos con 50% de Compacidad Relativa. (c) Suelos Suelos (Powers, 1981)

2.1.2 Arcillas.

2.1.2.1 Método Directo.

El método del permeámetro de carga variable es el utilizado para obtener de manera confiable en laboratorio, la magnitud del coeficiente de permeabilidad de los suelos arcillosos. El procedimiento aplica tanto en muestras alteradas como en inalteradas.

Puesto que en un suelo arcilloso no es posible establecer un flujo de agua en un periodo de tiempo relativamente corto, la prueba se efectúa bajo un gradiente hidráulico variable. El método se utiliza en suelos con coeficiente de permeabilidad estimado inferior a los  $10^{-4}$  [cm/s]. El arreglo para efectuar un ensaye se muestra en la fig. II.4.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

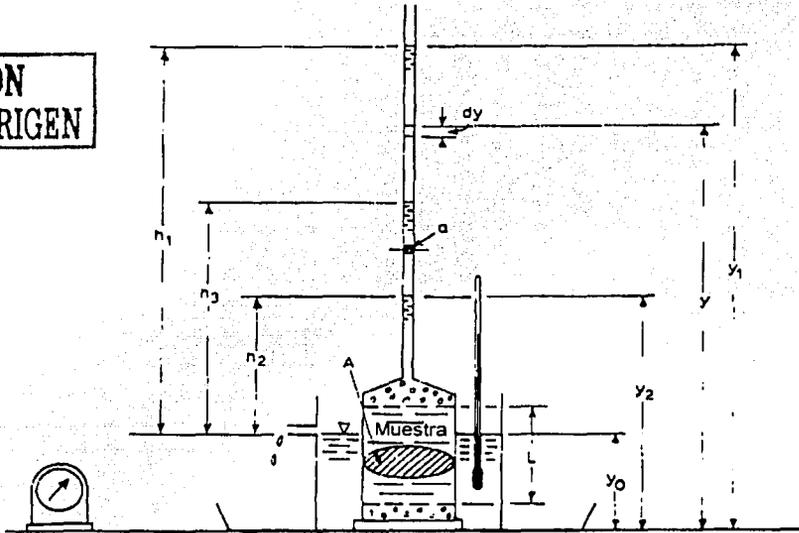


Fig. II.4 Permeámetro de Carga Variable (Head, 1982)

El principio del ensaye consiste básicamente en registrar el tiempo en que ocurre una caída en una carga hidráulica previamente establecida. El ensaye se prolonga hasta que dos o más lecturas se

puedan considerar prácticamente iguales. El cálculo se realiza para cada descenso de carga aplicando la ecuación:

$$k_{20} = 3.84 \frac{aL}{At} \log_{10} \left( \frac{h_1}{h_2} \right) \times 10^{-5} \text{ [m/s]} \quad (\text{II.10})$$

Donde;  $a$ , es el área de la sección transversal del tubo de carga [mm<sup>2</sup>];  $L$ , la longitud de la muestra [mm];  $A$ , el área de la sección transversal de la muestra [mm<sup>2</sup>];  $h_1$  y  $h_2$ , las alturas inicial y final [mm], respectivamente, durante el intervalo de tiempo  $t=(t_1-t_2)$  [min].

En la práctica normalmente se recurre a determinar, con anterioridad al ensaye, ya sea el área transversal del tubo de carga o bien el espesor del espécimen de prueba con la intención de reducir los tiempos de duración de la prueba.

### 2.1.2.2 Método Indirecto.

De los resultados de una prueba de consolidación unidimensional es posible determinar el coeficiente de permeabilidad de una muestra inalterada de suelo arcilloso. Sin embargo, la reducción de vacíos que experimenta el espécimen durante el ensaye impide que este método se utilice en el cálculo de caudales para sistemas de bombeo.

## 2.2 Métodos de Campo.

Sin importar que tan cuidadosamente se realicen los ensayos de permeabilidad en laboratorio, únicamente representarán valores puntuales dentro de una gran masa de suelo. La confiabilidad de los resultados dependerá de la elección de muestras representativas y de la aproximación de las condiciones de campo con las consideraciones hechas al momento de elegir un valor.

Debido a la dificultad que representa el obtener muestras inalteradas en suelos granulares, se suele reproducir en laboratorio la densidad relativa del suelo que tenía "in situ" a partir de material representativo. No obstante, con respecto a esta práctica se puede enunciar lo siguiente:

- 1) Las muestras de suelo representan únicamente propiedades puntuales de una gran masa.
- 2) La relación de vacíos a la cual se preparan los especímenes de prueba solo es aproximada.

- 3) Las características macroestructurales del suelo "in situ", no pueden ser reproducidas al reconstituir una muestra en laboratorio.

Por el contrario, en suelos arcillosos y limosos plásticos, si es posible obtener muestras inalteradas de buena calidad con las que se pueden ejecutar los ensayos, sin embargo, al igual que en el caso anterior, las características macroestructurales quedan fuera del análisis. Por esta razón, es preferible utilizar métodos de campo que determinen el coeficiente de permeabilidad medio de una gran masa de suelo "in situ".

### **2.2.1 Pruebas de Bombeo.**

Una prueba de bombeo o prueba del acuífero es el método por el que se consigue la información más confiable de las características hidrológicas de un acuífero; además de la información de todas las variables involucradas en el diseño geohidráulico de un sistema de bombeo.

Antes de programar un ensayo de bombeo, es necesario reunir la información suficiente como para interpretar el alcance del problema del control del flujo de agua. Si de este análisis se concluye que el problema tendrá un impacto considerable en el diseño, costo y duración del proyecto, entonces se requerirá de la información que proporciona una prueba de bombeo.

Una vez que se ha decidido llevar a cabo una prueba de bombeo, el programa de actividades requiere contemplar las siguientes etapas generales:

#### **A) Información Preliminar.**

Es necesario conocer la estratigrafía general de la zona. Para ello, algunos sondeos de exploración además del estudio de las condiciones iniciales del agua del subsuelo son necesarios. También es de gran utilidad recopilar la información disponible acerca de las experiencias previas, de registros de suministros de agua potable en la zona, de datos de hidrología de superficie, así como de otros datos enfocados hacia formar una concepción más amplia de la zona por estudiar, como por ejemplo, cartas geológicas e información geotécnica existente.

Asimismo, en esta primera etapa se requieren establecer los objetivos de la prueba. Algunos de ellos pueden ser:

## II. LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS

- 1) La determinación de las características del acuífero; es decir, obtener valores de transmisibilidad, radio de influencia, coeficiente de almacenamiento y de permeabilidad media, así como otros parámetros involucrados en los cálculos del volumen total de agua a ser bombeada.
- 2) La magnitud de los gradientes hidráulicos, de los cuales depende la posible influencia sobre el comportamiento de las estructuras adyacentes o la interferencia con los pozos de suministro de agua potable cercanos al sitio.
- 3) Conocer la dificultad en la instalación de los pozos de bombeo para seleccionar diseños y procedimientos de construcción apropiados.
- 4) Cuantificar el gasto esperado en un pozo aislado.
- 5) Conocer con anticipación cualquier condición inesperada que pudiera afectar el correcto funcionamiento del sistema ya instalado.

### **B) Gasto de Bombeo.**

El gasto de bombeo durante la prueba tiene que ser suficiente como para desarrollar un abatimiento del nivel de agua adecuado para analizar el acuífero. Es fundamental que el gasto se mantenga constante durante toda la prueba, debido a que las hipótesis en las que se basan las teorías que permiten la interpretación de la prueba así lo consideran.

El caudal de bombeo que un pozo puede extraer depende de los siguientes factores:

- 1) De la permeabilidad y espesor de la formación acuífera.
- 2) De la profundidad a la cual el nivel inicial del agua será abatido y del gradiente hidráulico correspondiente que producirá el flujo hacia la excavación; y:
- 3) Del área de la sección transversal del estrato acuífero, perpendicular a la dirección del flujo.

Para una estimación preliminar del caudal de bombeo, se puede utilizar el siguiente procedimiento:

- 1) Se elige un valor razonable del radio del pozo  $r_w$ , con base en el método y dificultad de perforación.
- 2) Independientemente del porcentaje de penetración del pozo en el acuífero, se estima un valor de  $Q_w/l_w$ , con la siguiente ecuación empírica propuesta por Sichart en 1930 (Powers, 1981):

$$\frac{Q_w}{l_w} = 0.0247 r_w \sqrt{k} \quad [l/\text{min}] \quad (\text{II.11})$$

En la cual;  $l_w$ , representa la longitud de la rejilla expuesta a la saturación durante el bombeo; su valor se ingresa en metros,  $r_w$ , en milímetros y  $k$ , en micrones por segundo. (1 micrón por segundo  $[\mu/s] = 1 \times 10^{-4}$  cm/s).

- 3) Se propone un valor de  $Q_w$ , y se calcula la longitud necesaria de la rejilla para ese gasto.
- 4) Para revisar el gasto supuesto, se analiza la longitud  $l_w$  de acuerdo a las siguientes condiciones:
  - a) En un acuífero confinado,  $l_w$  puede suponerse igual a su espesor  $B$ , a menos que se desee utilizar un pozo con penetración parcial, ya sea para reducir el gasto total, debido al costo de perforación o por cualquier otra razón.
  - b) En un acuífero libre, para realizar una estimación confiable de la longitud  $l_w$  se requiere calcular la carga hidráulica durante el bombeo dentro del pozo ( $h_w$ ). En estos casos se pueden utilizar las ecuaciones de Boreli para pronosticar el valor de la carga hidráulica  $h$  a una distancia  $r$ , siempre y cuando la relación  $r/H$  sea menor que 1.5 (fig. II.5); es decir:

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

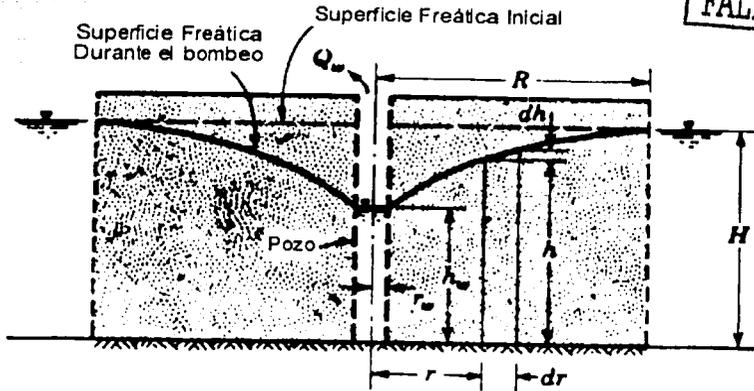


Fig. II.5 Significado de las Variables Implicadas al tratar con un Acuífero Libre.

Para  $0.30 \leq r/h \leq 1.50$

$$H - h = \frac{Q_w (0.13 \ln(R/r)) \ln(10R/H)}{\pi k H} \quad [L] \quad (II.12)$$

Para  $r/h < 0.30$

$$H - h = \frac{Q_w (0.13 \ln(R/r) - 0.0123 \ln^2(R/10r)) \ln(10R/H)}{\pi k H} \quad [L] \quad (II.13)$$

Teóricamente, las ecuaciones II.12 y II.13 se dedujeron para pozos que penetran completamente el acuífero libre; sin embargo, por tratarse de una estimación preliminar y dada la sencillez relativa de estas ecuaciones comparadas con las de pozos con penetración parcial, se puede calcular la carga hidráulica en pozos con penetración parcial sabiendo que en esos casos el abatimiento inducido es mayor.

Es importante destacar que la longitud de la rejilla del pozo debe ser ligeramente menor que la carga dentro del pozo  $h_w$ ; ya que de esta manera se evita la entrada de aire al sistema de bombeo y con ello la pérdida de eficiencia.

Por otra parte, en los acuíferos del Valle de México se ha encontrado que el intervalo de gastos de bombeo oscila entre 0.1 y 0.5 [l/s] (Rodríguez, 1989).

### **C) Diseño del Pozo de Prueba.**

Del análisis efectuado durante las dos etapas anteriores se cuenta con la información suficiente como para conocer la capacidad requerida del pozo de bombeo. Si el nivel de bombeo está dentro del alcance de una bomba de succión, es decir, entre 5 y 6 m, un pozo de diámetro pequeño podría ser usado en lugar de una bomba sumergible o una de pozo profundo.

Durante el diseño del pozo de prueba es necesario tener en cuenta lo siguiente:

- 1) La rejilla y el ademe deberán contar con el diámetro suficiente para alojar una bomba del tamaño necesario.
- 2) El diámetro de la perforación deberá ser suficiente para acomodar, en caso de requerirse, un filtro de espesor conveniente.
- 3) El filtro se diseña en función del tipo de suelo con el que estará en contacto.
- 4) Las aberturas de la rejilla estarán en función de la granulometría del filtro o de la del suelo con el que estarán en contacto.

En resumen, el diseño del pozo de prueba contempla definir: La elección de los diámetros del ademe y rejilla así como la elección de un filtro adecuado.

#### **C.1) Elección del Ademe y la Rejilla.**

El diámetro mínimo para el ademe y la rejilla está definido por el tamaño de la bomba a utilizar. La tabla II.3 proporciona diámetros mínimos recomendables para pozos con bombas sumergibles del tipo turbina de varias capacidades. Para el diámetro del pozo se tiene que considerar un espacio necesario para colocar algún filtro, o la posibilidad de que el diámetro de la rejilla se aumente para cumplir con los valores de velocidad de entrada y pérdida de carga recomendables.

**Tabla II.3 Diámetros Mínimos Recomendables para Pozos de Bombeo.**

Capacidad de la Bomba.	Diámetro mínimo del Pozo.
[lps]	[cm]
4.42	10.16
7.57	15.24
18.93	20.32
63.10	30.48

La velocidad teórica de entrada a la rejilla,  $v_s$ , se define como el gasto total,  $Q$ , por unidad de longitud de rejilla, dividido entre el área abierta,  $A_0$ , por unidad de longitud de rejilla. Esto es:

$$v_s = 10 \frac{Q}{A_0} \text{ [m/min]} \quad (\text{II.14})$$

Donde:  $Q$ , se ingresa en lit/min/m de rejilla y  $A_0$ , en  $\text{cm}^2/\text{m}$  de rejilla.

Los valores de  $A_0$  son proporcionados por el fabricante. También pueden generarse cuando se construyen ademes con *PVC*.

La selección de valores para  $v_s$ , está en función de las características de permeabilidad del material que está en contacto con la rejilla; es decir, el del filtro o el del acuífero. La tabla II.4 proporciona valores recomendables.

Es importante destacar que debido a la obstrucción que sufren las aberturas del ademe, la velocidad de entrada y las pérdidas de carga se incrementan, por lo que es usual utilizar valores un poco inferiores a los recomendados en la tabla II.4.

Observe que el tamaño de las aberturas del ademe ranurado o rejilla, que define su área abierta por unidad de longitud, está prácticamente determinado por el tamaño de las partículas del filtro o del acuífero, como se comentará enseguida.

Tabla II.4 Velocidades de entrada recomendables en función de la permeabilidad del material de contacto con la rejilla.

Coeficiente de permeabilidad "k".		Velocidades de entrada a la Rejilla.
[lps/m <sup>2</sup> ]*		[m/s]
> 2.83		0.061
2.83		0.056
2.36		0.051
1.89		0.046
1.42		0.041
1.18		0.036
0.94		0.031
0.71		0.025
0.47		0.020
0.24		0.015
< 0.24		0.010

\* Indica la permeabilidad del medio dividida entre el área abierta de la rejilla.

### C.2) Elección del Filtro.

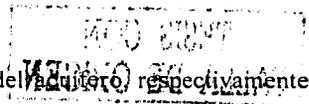
La colocación de un filtro dentro del pozo tiene las siguientes funciones:

- 1) Prevenir el colapso incontrolado del suelo contra las paredes de la rejilla.
- 2) Retener el porcentaje suficiente de finos del suelo para evitar que sean bombeados continuamente y se produzca la tubificación del suelo.
- 3) Permitir que durante el procedimiento de desarrollo del pozo, el suelo remodelado durante la perforación salga y con esto se logre una mayor eficiencia en el bombeo.
- 4) Permitir el libre traslado del agua del suelo al ademe ranurado o rejilla durante el bombeo.

Para el diseño del filtro, una muestra representativa de material del acuífero se somete a un análisis granulométrico y se construye una gráfica como la mostrada en la fig. II.9. A partir de ella, el material para el filtro se selecciona de tal manera que cumpla con las siguientes características:

$$Cu_f \leq 3.0 ; \text{ pero siempre } Cu_f < Cu_a \quad (II.15)$$

$$4 \leq \frac{D_{30f}}{D_{30a}} \leq 8 \quad (II.16)$$



$Cu_f$  y  $Cu_a$ , representan el coeficiente de uniformidad del filtro y el del acuífero, respectivamente;  $D_{50a}$  y  $D_{50f}$ , representan el diámetro de las partículas tal que el 50% del conjunto sean mayores que ese tamaño, para el acuífero y el filtro, respectivamente.

El intervalo indicado en las ecuaciones II.15 y II.16 se puede delimitar con base en dos factores:

1) La graduación del suelo del acuífero:

Para suelos con  $Cu_a \leq 3$ , 
$$4 \leq \frac{D_{50f}}{D_{50a}} \leq 5 \tag{II.17}$$

Para suelos con  $4 \leq Cu_a \leq 6$ , 
$$5 \leq \frac{D_{50f}}{D_{50a}} \leq 6 \tag{II.18}$$

Para suelos con  $Cu_a \geq 7$ , 
$$D_{50f} = 8D_{50a} \tag{II.19}$$

2) Gasto del Pozo:

Cuando el caudal esperado por longitud de rejilla es bajo, es preferible el intervalo grueso del criterio para filtros, ya que la velocidad en los poros del suelo probablemente no sea tan alta como para remover los finos. En estos casos el  $D_{50}$  recomendado puede incrementarse al doble.

Debido a que no resulta práctico especificar un filtro con base en una curva única, con los criterios anteriores se construye una curva básica para el filtro, y a partir de ella, se construyen dos curvas paralelas que representan una tolerancia de  $\pm 20\%$  (fig. II.9).

Una vez establecida la curva básica del filtro y el intervalo permisible para un suelo dado, se puede establecer el intervalo conveniente de tamaños de aberturas para la rejilla. Por ejemplo, para el caso mostrado en la fig. II.6, el tamaño de las aberturas para la rejilla se seleccionaría de tal manera que se permita el paso de aproximadamente el 10% del material más fino especificado para el filtro (de la curva que indica el límite más fino) y el 0% de la curva que indica el límite más grueso.

Las experiencias adquiridas en la construcción de pozos de bombeo sugieren que el espesor conveniente para el filtro se encuentre entre 75 y 200 mm (Powers, 1980).

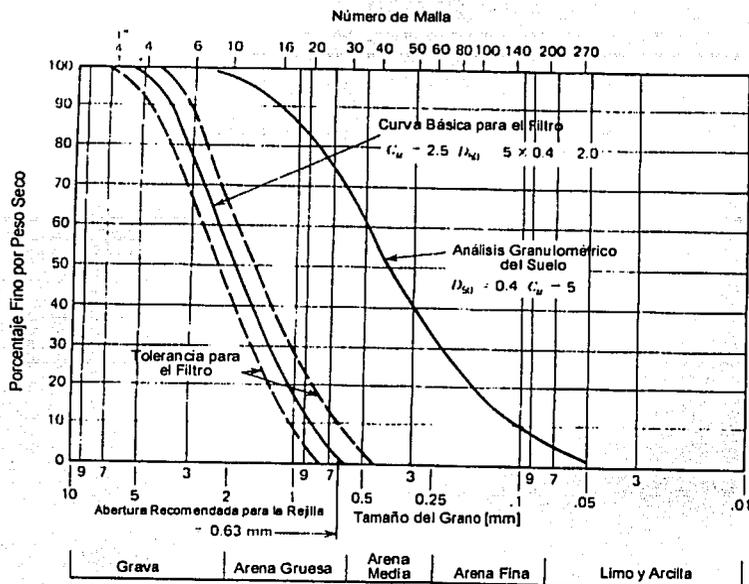
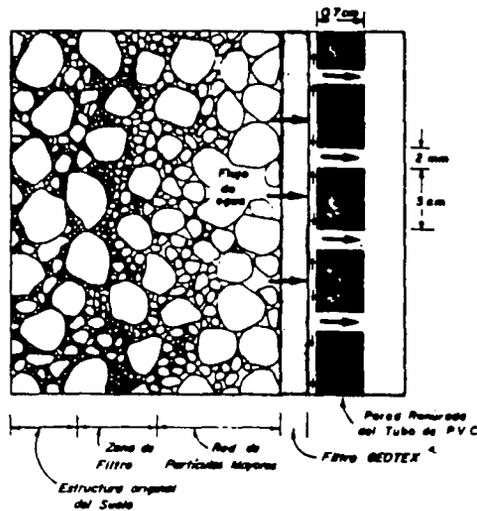


Fig. II.6 Diseño del Filtro y Selección de las Aberturas de la Rejilla.

Con respecto a la colocación o no de un filtro en un pozo de bombeo o en los de un sistema, un factor importante a considerar es el tiempo de funcionamiento. En la práctica se recurre con frecuencia a un filtro de grava de  $\frac{3}{4}$ ", despreciando las características granulométricas del suelo. Sin embargo, para periodos de bombeo prolongados esto puede resultar inadecuado. Por otra parte, en algunos sistemas de bombeo se ha recurrido al empleo de geotextiles como filtros (fig. II.11), logrando de esta manera evitar el paso de material grueso que pueda tener consecuencias indeseables sobre el equipo de bombeo (Gutiérrez et al, 1989).



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. II.7 Uso de un Geotextil como medio Filtrante en Pozos de Bombeo.

**D) Arreglo de los Pozos de Observación.**

Los pozos de observación se espacian logarítmicamente para conseguir una extensión apropiada en los gráficos que se utilizan para interpretar la prueba de bombeo. Con el objeto de analizar la eficiencia del bombeo, el pozo de observación más cercano se coloca a 3.05 o a 6.10 m del pozo de prueba. El pozo de observación más lejano se coloca aproximadamente al 30% de la distancia que se estima para el radio de influencia. En la fig. II.11 se muestra un arreglo conveniente.

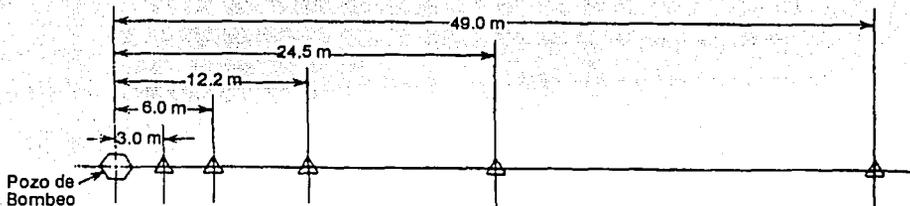


Fig. II.8 Separación Recomendable entre Pozos de Observación durante una Prueba de Bombeo

Cuando se pueden anticipar fronteras de recarga (cuerpos de agua) o fronteras impermeables verticales, resulta más conveniente colocar líneas múltiples de pozos de observación (fig. II.12.a). Y donde pueda anticiparse la presencia de acuíferos confinados, para determinar la presión hidráulica en el acuífero es preferible emplear piezómetros del tipo abierto en lugar de pozos de observación (fig. II.12.b).

Durante la prueba de bombeo la elevación a partir de la que se miden los niveles de agua, tanto en los pozos de bombeo (cuando es posible) como en todos los pozos de observación, está referida a un nivel común con una tolerancia de  $\pm 2$  cm.

### **E) Tiempos de Bombeo y de Recuperación del Acuífero.**

Para propósitos de planeación, el periodo de bombeo recomendado en un acuífero confinado es de 24 hrs, mientras que en un acuífero libre es de 7 días (Powers, 1981). Sin embargo el periodo de bombeo real se establece conforme transcurre la prueba, graficando y analizando los datos de tal manera que el tiempo de bombeo transcurrido hasta ese momento se considere suficiente.

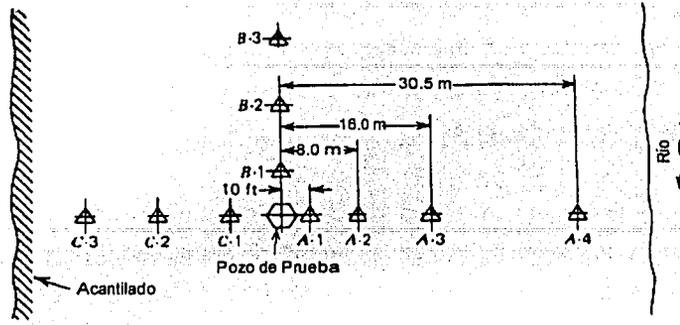
Las lecturas de la recuperación del acuífero se extienden por un periodo de aproximadamente el 60% del tiempo de bombeo. Pero la duración correcta de la recuperación también depende del análisis de los resultados de la prueba.

### **F) Frecuencia de las Observaciones.**

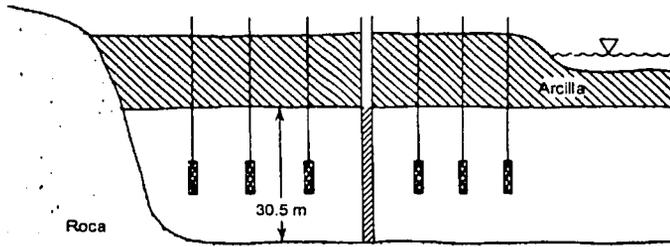
Las lecturas se registran por intervalos de tiempo espaciados logarítmicamente; es decir, al principio de la prueba se realizan lecturas frecuentes y con el tiempo se espacian cada vez más. El procedimiento se sigue en forma análoga para la etapa de recuperación, con lecturas frecuentes justamente después del cese del bombeo.

Con base en las experiencias previas y en el estudio de la información acumulada de las etapas anteriores, se organiza un programa de lecturas para el monitoreo de los pozos de observación y del de bombeo. En este programa se considera la disponibilidad de personal y equipo. Adicionalmente, es necesario tomar en cuenta otras observaciones como por ejemplo: niveles de agua en ríos cercanos, lagos, embalses u otro cuerpo cercano de agua así como en los pozos de suministro de agua potable cercanos al sitio.

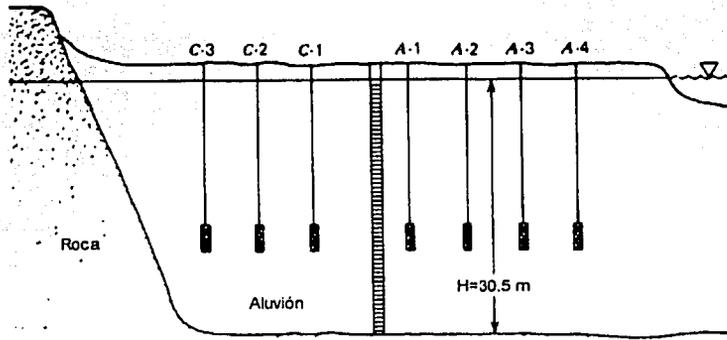
II. LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS



(a)



(b)



(c)

Fig. II.9 Arreglo de los Pozos de Observación de acuerdo a las Condiciones de Frontera. (a) Vista en Planta. (b) Sección de un Acuífero Confinado. (c) Sección de un Acuífero Libre.

**G) Frecuencia de las Observaciones.**

Las lecturas se registran por intervalos de tiempo espaciados logarítmicamente; es decir, al principio de la prueba se realizan lecturas frecuentes y con el tiempo se espacian cada vez más. El procedimiento se sigue en forma análoga para la etapa de recuperación, con lecturas frecuentes justamente después del cese del bombeo.

Con base en las experiencias previas y en el estudio de la información acumulada de las etapas anteriores, se organiza un programa de lecturas para el monitoreo de los pozos de observación y del de bombeo. En este programa se considera la disponibilidad de personal y equipo. Adicionalmente, es necesario tomar en cuenta otras observaciones como por ejemplo: niveles de agua en ríos cercanos, lagos, embalses u otro cuerpo cercano de agua así como en los pozos de suministro de agua potable cercanos al sitio.

En la práctica se han efectuado mediciones en el pozo de bombeo a cada  $\frac{1}{2}$  minuto durante los primeros 5 min de iniciado el bombeo; luego a cada 5 min durante una hora; continuando con lecturas a cada 20 min por alrededor de 2 hr para de aquí en adelante, registrarlas a cada hora.

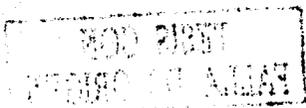
En los pozos de observación las lecturas se han registrado a cada 2 min, del inicio de la prueba hasta 1 hr después; en la siguiente hora a cada 5 min; en las dos horas subsecuentes a cada 10 min y posteriormente a cada 20 min hasta concluir la prueba.

Para lograr un registro continuo de los cambios en los niveles de agua de los pozos de observación y en el de bombeo, se han empleado registradores de nivel automáticos.

**2.2.2 Otros Métodos.**

Aplicando el principio de carga constante o el de carga variable en agujeros perforados en el sitio donde interesa determinar el coeficiente de permeabilidad, se han desarrollado numerosos métodos que permiten hacer esta determinación en estratos de suelo situados encima o por debajo del nivel freático.

Los métodos que aplican el principio de carga constante consisten esencialmente en mantener una carga constante mediante la inyección de una cantidad controlada de agua. Las lecturas registradas de gasto vs tiempo se ajustan a un modelo que se elige en función de las características



## II. LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS

estratigráficas del subsuelo en el sitio. Las expresiones utilizadas para interpretar los resultados se derivaron a partir de pruebas en modelos analógicos eléctricos.

Cuando se aplica el principio de carga variable, se registran lecturas de tiempo vs caída de carga durante intervalos convenientes de tiempo. También, las condiciones estratigráficas del sitio se asemejan a algún modelo existente. Las expresiones que permiten interpretar los resultados están en función de factores de forma que dependen de las características del arreglo de la prueba.

Entre las ventajas que presentan estos métodos se encuentra la sencillez del arreglo, el no requerir de pozos de observación y el permitir investigar la permeabilidad en las zonas que se desee. Sin embargo, su aplicabilidad se ve reducida en los proyectos importantes del control de flujo de agua en excavaciones debido a que una prueba de bombeo aporta mayor información; además, estos métodos son mas sensibles a errores cometidos durante su ejecución con lo que en muchas ocasiones se obtienen resultados incoherentes (Powers, 1981).



### III. LA RED DE FLUJO ESTABLECIDO.

En el diseño de sistemas de bombeo para el control del flujo de agua en excavaciones, la red de flujo permite estimar la cantidad de agua que se filtrará hacia su interior, además de aportar los elementos necesarios para determinar el estado de esfuerzos en la masa de suelo bajo condiciones hidrodinámicas, cuando estas se alteran por el uso del sistema de bombeo, lo cual es necesario cuando se resuelven los problemas de estabilidad y deformabilidad que se presentan al realizar excavaciones por debajo del nivel freático. En este capítulo se trata la construcción y el análisis de las redes de flujo establecido aplicadas a las excavaciones para cimentaciones.

#### 1. Propiedades.

##### 1.1 La Ecuación de Laplace.

La forma tridimensional del movimiento del agua en flujo establecido y laminar, cuando ocurre a través de un medio homogéneo e isotrópico, se determina resolviendo gráficamente la ecuación de Laplace:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{III.1})$$

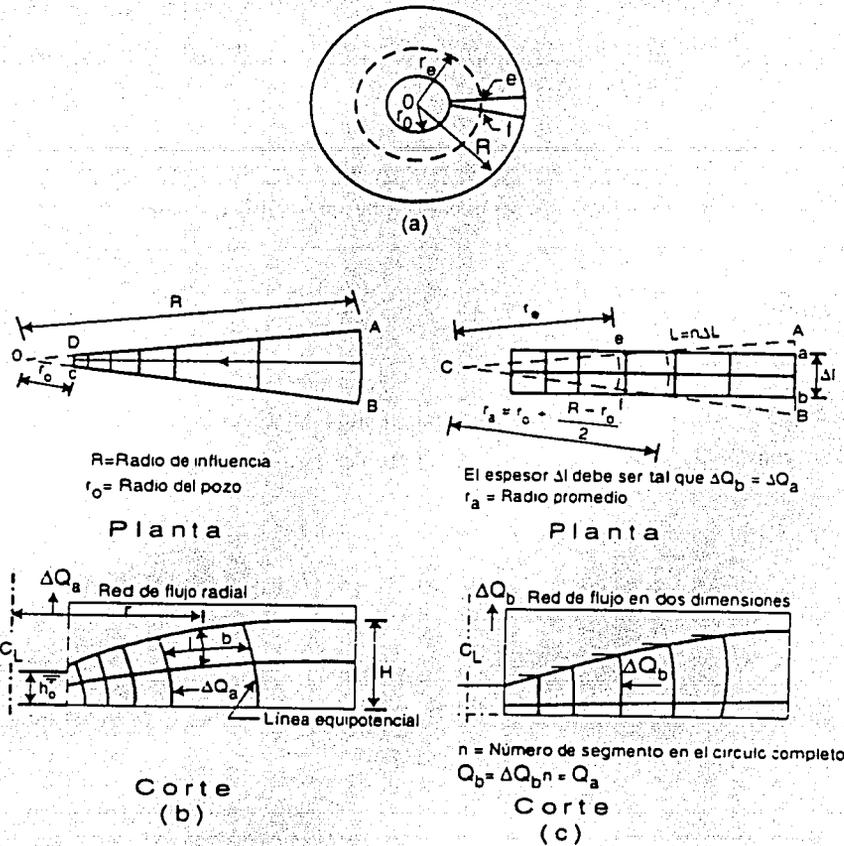
en la cual:  $x, y, z$  representan las coordenadas espaciales y  $H$ , la carga hidráulica total (carga de presión más carga de posición más carga de velocidad).

Cuando el flujo es bidimensional en el plano  $x, y$ , horizontal y vertical respectivamente, la ecuación de Laplace se reduce a:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{III.2})$$

De donde la solución gráfica que resulta se conoce como red de flujo bidimensional, la cual se compone de dos familias de curvas ortogonales entre sí, formando cuadrados curvilíneos que cumplen con las condiciones de contorno y frontera de la región de flujo. Una familia de estas curvas son las líneas de flujo y la otra las líneas equipotenciales.

La fig. III.1 muestra la diferencia entre una red de flujo tridimensional y una bidimensional.



- a).- Planta del sistema pozo-acuífero.
- b).- Segmento circular del suelo contribuyendo al flujo del pozo.
- c).- Segmento rectangular equivalente contribuyendo con el mismo flujo que en el sector circular de (b).

Fig. III.1 Diferencias entre el Flujo Radial o Tridimensional y el Flujo Bidimensional. Vistas en Planta y Corte.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

### 1.2 Líneas de Flujo y Equipotenciales.

Una línea de flujo representa la trayectoria de una partícula individual de agua. Dos líneas de flujo adyacentes conforman un canal de flujo, en donde la cantidad de agua que circula es constante. El trazo de un conjunto de líneas de flujo muestra la dirección del movimiento y la magnitud relativa de la velocidad a lo largo de los canales de flujo; por ejemplo, la velocidad en cualquier canal de flujo es inversamente proporcional a la separación entre líneas de flujo.

Una línea equipotencial representa el lugar geométrico de los puntos en los cuales existe el mismo nivel de energía dentro de la región de flujo; por ejemplo, si se instalasen tubos piezométricos a diferentes profundidades sobre una línea equipotencial, el nivel del agua alcanzaría una misma altura.

Con base en las condiciones de frontera de una problema en particular, el conjunto de líneas de flujo y equipotenciales bien construidas, que conforman la red de flujo de un problema en particular, representan una solución única a la ecuación de Laplace.

### 1.3 Condiciones de Frontera.

En un problema de flujo bidimensional en régimen establecido a través de un medio homogéneo e isotrópico, solo se presentan cuatro condiciones de frontera distintas. Para un problema en particular, alguna o algunas de las siguientes condiciones de frontera pudiesen no estar presentes dentro de la región de flujo.

#### a) Frontera Impermeable.

Una frontera impermeable no permite el paso de un fluido. La componente de la velocidad normal a la frontera impermeable en cualquier punto es igual a cero, por tanto, una frontera impermeable define el lugar geométrico de una línea de flujo.

#### b) Frontera de Carga Constante.

A lo largo de una frontera de carga constante, como su nombre lo indica, existe el mismo nivel de energía. La distribución de la presión en esta frontera puede ser tomada como la hidrostática ( $\gamma_w h$ ) o bien, como la atmosférica; por lo tanto, una frontera de carga constante define una línea equipotencial.

La fig. III.2 muestra las líneas que definen tanto a una frontera impermeable como a una frontera de carga constante.

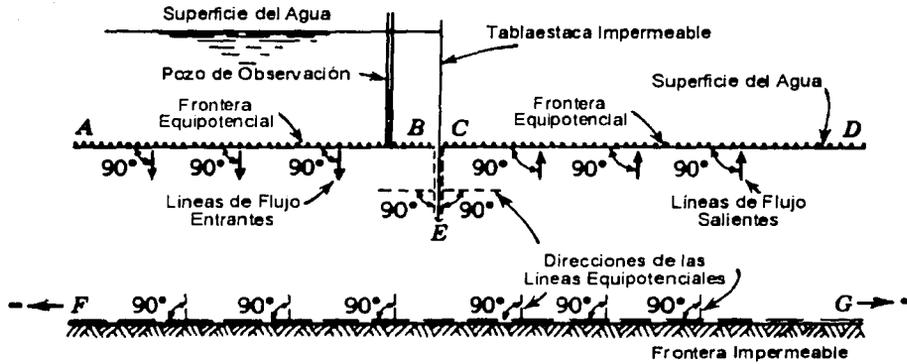


Fig. III.2 Fronteras de Carga Constante e Impermeable.

c) Línea Superior de Corriente o Superficie Libre.

Esta frontera separa la región saturada del suelo de aquella parte en la que no ocurre el flujo de agua. (fig. III.3)

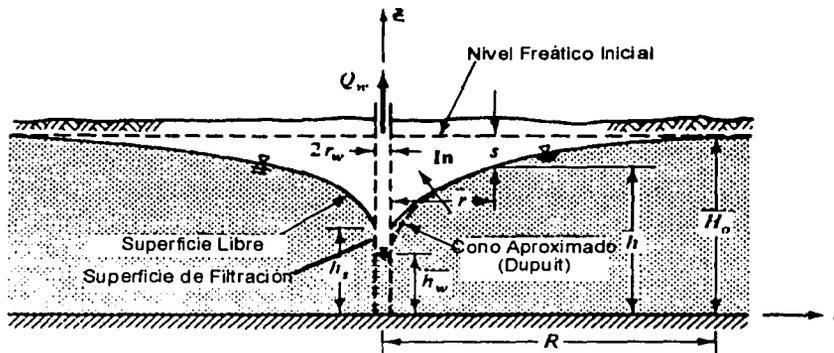


Fig. III.3 Fronteras de Superficie Libre y Superficie de Filtración.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

La frontera que conforma la superficie libre se diferencia de las otras tres por cumplir tanto con los requerimientos de una línea de flujo, como con los de una frontera de carga constante (a lo largo de esta frontera la presión es constante e igual a la atmosférica). Es demostrable matemáticamente que la carga a lo largo de la superficie libre varía linealmente con la carga de elevación, es decir, en la intersección de la superficie libre con un conjunto de líneas equipotenciales existe la misma pérdida de carga hidráulica (A. Casagrande, 1937).

**d) Superficie de Filtración.**

Esta frontera se define en donde la filtración sale de la región saturada y entra a una zona libre de suelo y agua (fig. III.3). La superficie de filtración no es una línea de flujo, ya que en ella concurre un número infinito de líneas de flujo y por definición, nunca se intercectan entre si. La propiedad fundamental que permite ubicarla es considerar que en toda su longitud la presión siempre es la atmosférica.

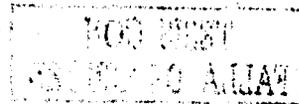
De las cuatro condiciones de frontera anteriores, solo las dos primeras se mantienen en todos los problemas de flujo de agua en excavaciones para cimentaciones y su identificación es directa; cuando es imperioso considerar a las dos últimas en la solución de algún problema (sobre todo en los análisis del flujo de agua hacia pozos de bombeo), se toman en cuenta haciendo uso de hipótesis simplificadoras.

**1.4 Secciones Heterogéneas.**

Los suelos en la naturaleza son heterogéneos, es decir, presentan diferentes propiedades en distintos puntos de la masa. Por medio de la analogía realizada entre la incidencia y refracción óptica con el paso del agua a través de suelos con diferente permeabilidad, se ha establecido la relación que permite encontrar la trayectoria de las líneas de flujo y equipotenciales al atravesar suelos con diferente valor del coeficiente de permeabilidad. La relación es (Cedergren 1967):

$$\frac{\tan \beta}{\tan \alpha} = \frac{k_1}{k_2} \tag{III.3}$$

El significado de las variables se muestra en la fig. III.4.



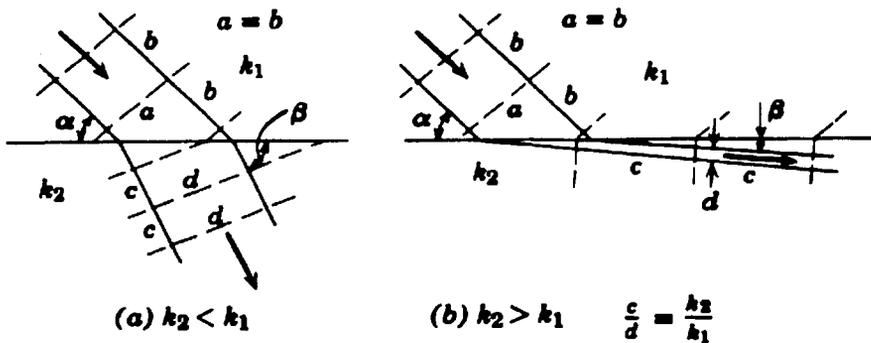


Fig. III.4 Condiciones de Transferencia entre Suelos con Diferente Permeabilidad.

Las áreas formadas por la intersección de las líneas alargadas con las acortadas de la red de flujo, es una función de la relación entre los coeficientes de permeabilidad de ambos suelos. De esta manera, se deduce el siguiente criterio práctico que permite la construcción de una red de flujo para una sección transversal en suelo heterogéneo:

$$\frac{c}{d} = \frac{k_2}{k_1} \tag{III.4}$$

El significado de las literales se muestra en la fig. III.4.

De la expresión III.4 se puede enunciar lo siguiente:

- 1) Cuando el agua fluye de un suelo de menor permeabilidad hacia otro de mayor permeabilidad, los rectángulos se alargan en la dirección del flujo de agua.
- 2) Si el agua fluye de un suelo de mayor permeabilidad hacia otro de menor permeabilidad, las figuras se acortan, a consecuencia de la mayor pérdida de energía que ocurrirá.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

### 1.5 Secciones Anisótropas.

En un medio anisótropo el coeficiente de permeabilidad depende de la dirección del movimiento. Cuando en una sección transversal anisótropa se incluye el efecto de heterogeneidad, el trazo de la red de flujo resulta lo suficientemente compleja como para perder su valor práctico; es por ello que la dependencia direccional del coeficiente de permeabilidad se considera nula en todos los puntos de la región de flujo; es decir, se considera un medio anisótropo pero homogéneo.

La ecuación Laplaciana que representa el flujo bidimensional a través de un medio homogéneo y anisótropo en el plano  $x, y$  es:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial \bar{x}^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial \bar{y}^2} = 0 \quad (\text{III.5})$$

en la cual,  $\bar{x}, \bar{y}$ , representan el sistema de ejes coordenados, horizontal y vertical, respectivamente, de una sección transformada tal que:

$$\bar{x} = \frac{x}{\sqrt{k_h}}, \quad \bar{y} = \frac{y}{\sqrt{k_v}} \quad (\text{III.6})$$

Donde:  $k_h, k_v$ , son los coeficientes de permeabilidad en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente.

La aplicación de las ecuaciones III.6 requiere tener en cuenta las siguientes condiciones:

- 1) Cuando:  $k_h > k_v$ , todas las dimensiones horizontales de la sección transversal de la región de flujo se multiplican por el factor:

$$\frac{\sqrt{k_v}}{\sqrt{k_h}} \quad (\text{III.7})$$

y la red de flujo se construye sobre esta región de flujo "transformada".

### III. LA RED DE FLUJO ESTABLECIDO

Después de construir la red de flujo sobre la sección "transformada", todas las dimensiones horizontales de la región de flujo, incluyendo las de la red, se multiplican por el factor:

$$\sqrt{\frac{k_h}{k_v}} \quad (III.8)$$

con lo que se obtienen las dimensiones de la sección transversal inicial de la región de flujo, en donde se observará un "alargamiento" de la red de flujo paralelo a la dirección de la mayor permeabilidad.

- 2) En caso de que:  $k_h < k_v$ , el procedimiento es análogo al del caso 1, excepto que cambia el orden de aplicación de los factores. Ahora, la sección transversal de la región de flujo se multiplica por el factor:

$$\sqrt{\frac{k_h}{k_v}} \quad (III.9)$$

y después de construir la red sobre ésta sección, se trasladan sus dimensiones a la inicial multiplicándolas por el factor:

$$\sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \quad (III.10)$$

en donde se observará un "alargamiento" de la red de flujo en dirección vertical.

En el control del flujo de agua en excavaciones para cimentaciones, el trazo de redes de flujo para secciones anisótropas es útil cuando se desee determinar el estado de esfuerzos en condiciones hidrodinámicas en la masa de suelo adyacente y en la del fondo de la excavación. Aunque el factor de forma de las redes de flujo para secciones heterogéneas sea el mismo que para una sección homogénea, el gasto de filtración no será el mismo. En éste cálculo se utiliza el coeficiente de permeabilidad efectivo,  $\bar{k}$ , dado por la expresión:

$$\bar{k} = \sqrt{k_h k_v} \quad (\text{III.11})$$

## 2. Construcción y Análisis.

En este inciso se presentan la metodología de construcción y de análisis, así como los criterios de revisión de redes de flujo verticales y horizontales útiles en la solución de problemas de control del flujo de agua en excavaciones para cimentaciones.

### 2.1 Tipos de Redes de Flujo.

Existen dos formas útiles de representar gráficamente la región de flujo de un problema en particular. Una de ellas es utilizando una sección transversal y la otra utilizando una representación en planta.

Las redes de flujo construidas para la sección transversal de la región de flujo se les conoce como redes de flujo verticales, y a las que se construyen para una representación en planta de la región de flujo, se les conocen como redes de flujo horizontales o en planta.

#### 2.1.1 Redes Verticales.

Una red de flujo vertical se utiliza principalmente cuando las paredes de la excavación se estabilizarán mediante sistemas de soporte provisional. Con base en las condiciones de frontera generadas, el tipo de flujo puede ser:

A) Flujo confinado; es decir, cuando todas las condiciones de frontera del problema por resolver, incluyendo la posición del nivel freático, están dadas antes de la construcción de la red.

De acuerdo con las características de permeabilidad de la sección de flujo, una segunda división se establece con respecto a:

A.1) Si la idealización del perfil estratigráfico se puede considerar con un único valor del coeficiente de permeabilidad; es decir, como una sección homogénea.

### III. LA RED DE FLUJO ESTABLECIDO

A.2) Cuando por el contrario, en la idealización estratigráfica del sitio es necesario considerar dos o más valores distintos del coeficiente de permeabilidad; es decir, cuando la sección se tratará como heterogénea.

De esta manera, las redes de flujo para los problemas asociados a excavaciones para cimentaciones practicadas por debajo del nivel freático, se clasifican en función de las condiciones de frontera y de contorno de la región de flujo como sigue:

- 1) Flujo Confinado en sección homogénea. Y:
- 2) Flujo Confinado en sección heterogénea.

En ambos casos las redes de flujo se pueden construir tanto para una sección isótropa como para una anisótropa.

Con respecto a la clasificación anterior, la construcción más simple queda representada por el caso 1) con sección isótropa. Cuando únicamente interesa estimar la cantidad de agua que se filtrará hacia la excavación y se pueda despreciar la heterogeneidad y anisotropía del medio, este caso es el recomendable.

#### **2.1.2 Redes Horizontales.**

El trazo de una red de flujo horizontal conviene cuando: 1) El medio de filtración será un acuífero Artesiano; 2) Las condiciones de frontera que impone la región de flujo son complicadas; 3) La forma de la excavación es alargada o 4) La excavación se ejecutará sin elementos de soporte lateral.

Las redes de flujo horizontales se clasifican en función de las características de la región de flujo como sigue:

- A) Para Acuífero Artesiano.
- B) Para Acuífero Libre.

En ambos casos, el respaldo teórico de construcción y análisis de este tipo de redes de flujo considera que el medio es homogéneo e isótropo.

Cuando los pozos de bombeo penetran completamente el espesor del acuífero artesiano, el flujo inducido es prácticamente horizontal y la construcción de una red de flujo bidimensional horizontal se justifica satisfactoriamente. Pero cuando el acuífero es libre (con pozos parcial o completamente penetrantes), el flujo es tridimensional (con mayores pérdidas de carga en las proximidades de los pozos) y la solución gráfica bidimensional carece de justificación teórica. No obstante, su construcción se justifica en tanto que se acepte que la pendiente a lo largo de la superficie libre permanece prácticamente horizontal (lo cual se cumple a distancias de los pozos de bombeo tales que:  $r > 1.5 H_0$ , ver fig. III.3, Bear, 1979); de esta manera se desprecian las pérdidas de carga que ocurren cerca de los pozos que distorsionan las figuras "cuadradas" de una red de flujo bidimensional horizontal.

## 2.2 Recomendaciones Constructivas.

Durante la construcción de cualesquier red de flujo, se recomienda tener en mente lo siguiente:

### 2.2.1 Principios Básicos.

- 1) Las líneas de flujo y las equipotenciales se intersecan en ángulos rectos para formar superficies "cuadradas", pero nunca se intersecan entre sí.
- 2) En las fronteras de la región de flujo existen condiciones de entrada y salida que deben cumplirse.
- 3) En los casos de suelo heterogéneo, las líneas de flujo y equipotenciales siguen la regla de deflexión. (ver ec. III.4).
- 4) Existe la misma pérdida de carga entre líneas equipotenciales adyacentes.
- 5) Entre cada par de líneas de flujo circula la misma cantidad de agua y se mantiene constante durante toda su trayectoria, a no ser que ésta condición se altere agregando o retirando agua artificialmente.
- 6) En los casos de anisotropía, la sección transversal de la región de flujo se "transforma" antes de construir la red.

### 2.2.2 Metodología de Construcción.

Es importante aclarar que el dibujar la red de flujo a mano no limita su precisión, siempre y cuando se sigan los principios básicos de construcción. En lo que sigue se resume una metodología general de construcción basada en Cedergren, (1967).

- 1) Se elige la escala con la que se trasladaran las dimensiones de la región de flujo al papel.
- 2) Se dibuja la región de flujo en papel preferiblemente semitransparente.
- 3) Antes de comenzar a dibujar la red, es necesario identificar las condiciones de frontera de la región de flujo. De ellas se obtendrán las primeras líneas de la red y se comprenderá la trayectoria general que seguirá cada línea que conformará la red de flujo.
- 4) Se elige un número conveniente de líneas a dibujar. No es recomendable elegir muchas porque se desordena el dibujo; pero tampoco es recomendable elegir muy pocas, ya que no se definirán las características esenciales de la red.
- 5) Se comienza el trazo de algunas líneas de flujo o equipotenciales, hasta completar el número de líneas elegidas.
- 6) Es importante enfocarse en el detalle, pero nunca antes de desarrollar una red lo suficientemente bien construida, ya que las correcciones realizadas en una parte de la red tienen alguna influencia en las partes restantes.
- 7) Si la red de flujo a construir es para una sección heterogénea, es importante enfocarse en las zonas de transición de los estratos altamente permeables con los impermeables, ya que algunas veces estas zonas tienen una mayor influencia sobre la trayectoria final del flujo.
- 8) Después de completar la construcción de la red y antes de realizar su análisis, conviene verificar su precisión utilizando los siguientes criterios de comprobación.

### 2.2.3 Criterios de Comprobación.

Una vez que la red de flujo del problema ha sido construida, es necesario verificar su exactitud. Los siguientes criterios generales permitirán lograr este objetivo.

- 1) En realidad, las figuras "cuadradas" de una red de flujo son "cuadrados curvilíneos". Esto se mantiene si el ancho promedio de la figura es igual a su largo promedio.
- 2) Conforme el tamaño de los "cuadrados" grandes de una red, tales como el 1-2-4-3 de la fig. III.5 se subdividan en figuras más y más pequeñas, se asemejarán más a cuadrados reales.
- 3) Cuando las intersecciones entre pares de líneas de flujo y equipotenciales adyacentes no son a  $90^\circ$ , en lugar de que las figuras resultantes se asemejen a cuadrados, se asemejan a "diamantes". (fig. III.6)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

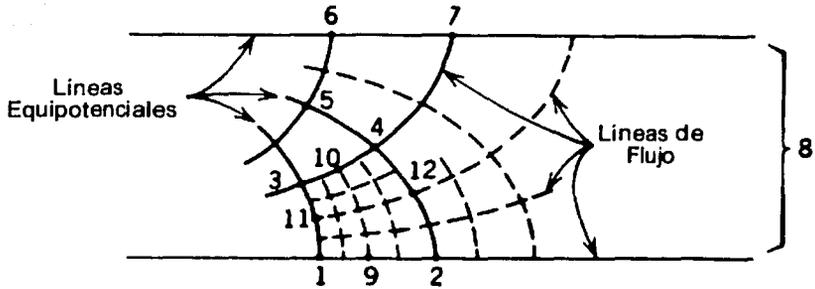


Fig. III.5 Revisión de la precisión de los Cuadrados Singulares de una Red de Flujo

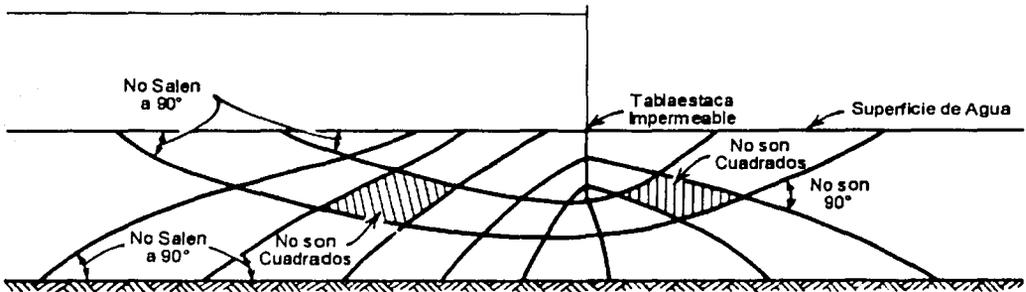


Fig. III.6 Formas resultantes comunes cuando las Líneas de la Red de Flujo no se Intercectan a 90°.

- 4) El número de canales de flujo siempre deberá mantenerse constante a lo largo de toda la red (fig. III.7)
- 5) Si la figura formada entre pares de líneas de flujo y equipotenciales es un cuadrado real, entonces se podrá inscribir un círculo y será tangente a sus cuatro lados (fig. III.8)
- 6) De acuerdo al criterio práctico usado en la construcción de redes de flujo para secciones heterogéneas, si las figuras dibujadas en el estrato de menor permeabilidad son cuadrados,

III. LA RED DE FLUJO ESTABLECIDO

entonces en el estrato más permeable las figuras serán rectángulos alargados con una relación largo-ancho igual a  $c/d$  (fig. III.9)

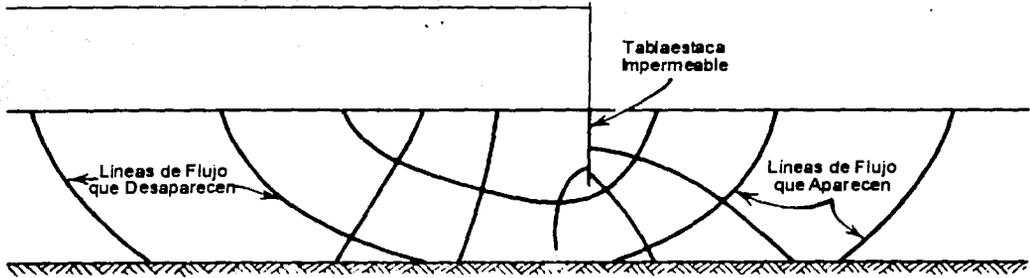


Fig. III.7 Ejemplo de una Red de Flujo mal Construida.

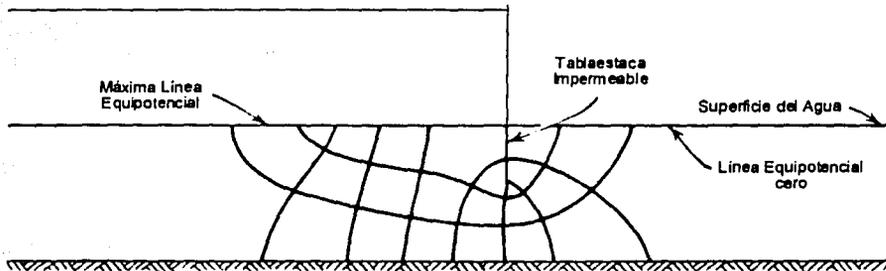


Fig. III.8 Ejemplo de una Red de Flujo Bien Construida.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

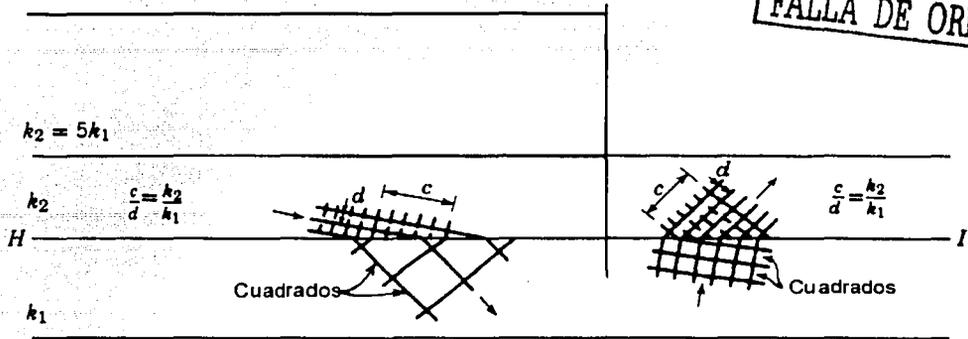


Fig. III.9 Revisión de una Condición de Transferencia en Sección Heterogénea.

- 7) Si los rectángulos alargados en el estrato de mayor permeabilidad de una red de flujo para sección heterogénea, se dividen  $k_2/k_1$  veces en ambas direcciones, entonces se observarían figuras cuadradas (fig. III.10)

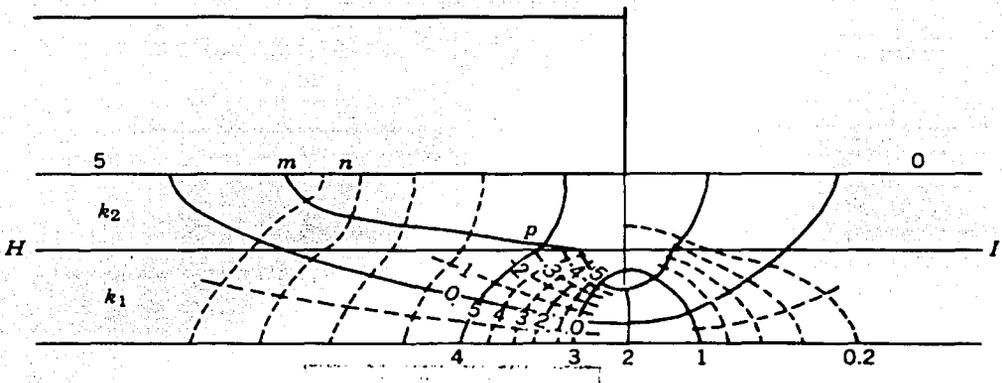


Fig. III.10 Revisión de los Rectángulos alargados de una Red de Flujo en Sección Heterogénea.

8) En una red de flujo para una sección heterogénea se tiene que cumplir la relación:

$$\frac{k_2}{k_1} = \frac{n_{f(1)}}{n_{f(2)}} \quad \text{(III.12)}$$

Por ejemplo, considérese un suelo heterogéneo de dos estratos. El coeficiente de permeabilidad del estrato 2 es 5 veces mayor que el del estrato 1, es decir,  $k_2/k_1=5$ , entonces el número de canales de flujo del estrato 1,  $n_{f(1)}$ , entre el número de canales de flujo del estrato 2,  $n_{f(2)}$ , deberá ser igual a 5 para que pueda considerarse que la red fue bien construida.

9) Las figuras de la red de flujo re-dibujada en la sección inicial (caso de sección anisótropa), en lugar de ser "cuadrados curvilíneos" resultan rectángulos alargados en la dirección del mayor coeficiente de permeabilidad (fig. III.11).

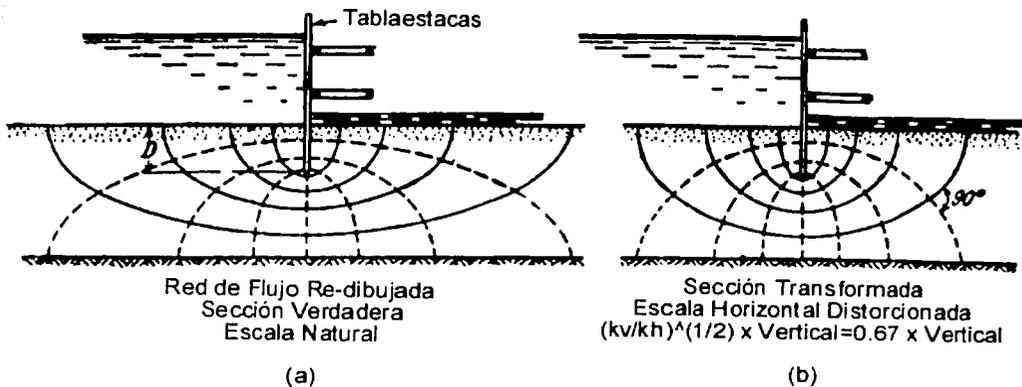


Fig. III.11 Apariencia de un Red de Flujo para un medio Anisótropo;  $kh > kv$ . (a) Red de Flujo Re-dibujada para la Sección Real. (b) Red de Flujo Dibujada en la Sección Transformada.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

### 2.3 Análisis de la Red.

El análisis de una red de flujo en el control de las filtraciones en excavaciones para cimentaciones mediante sistemas de bombeo, permite los siguientes objetivos:

- 1) Estimar la cantidad de agua que se filtrará, una vez que se alcance la condición de flujo establecido, hacia el interior de la excavación, y
- 2) Realizar el análisis de estabilidad de la excavación y determinar el estado de esfuerzos bajo condiciones hidrodinámicas dentro de la zona de influencia de la red de flujo.

El primer objetivo se consigue estimando el factor de forma de la red. El segundo, requiere estimar el gradiente hidráulico y la presión de poro en los puntos del área de la región de flujo donde se desee conocer el estado de esfuerzos.

### 2.3.1 Cantidad de Filtración.

#### a) Redes de Flujo Verticales.

La cantidad de filtración por metro lineal,  $q/L$ , que circula a través de los canales de flujo de una red bidimensional para un medio homogéneo e isótropo se determina por medio de la ecuación:

$$\frac{q}{L} = kH_i F_f \quad [L^3/T/L] \quad (III.13)$$

en donde:

$$F_f = \frac{n_f}{n_d} \quad (III.14)$$

es el factor de forma de la red de flujo. Para cada problema en particular, habrá uno y solo un valor del factor de forma que caracterizará a la red;  $n_f$ , es el número total de canales de flujo (uno por cada par de líneas de flujo adyacentes);  $n_d$ , es el número total de caídas de equipotencial (una caída por cada dos líneas equipotenciales adyacentes);  $H_i$ , es la diferencia en la carga total causante del movimiento. Su magnitud está representada por:

$$H_i = \frac{P}{\gamma_w} + z \quad [L] \quad (III.15)$$

### III. LA RED DE FLUJO ESTABLECIDO

siendo:  $P/\gamma_w$ , la carga de presión y  $z$ , la carga de posición. Ambas cantidades se expresan en metros de columna de agua. La diferencia en la carga total se puede medir con respecto a un nivel de referencia arbitrario.

La cantidad total de agua,  $Q$ , que se filtrará en una excavación de longitud,  $L$ , será:

$$Q = qL \quad [L^3/T] \quad (III.16)$$

Es decir, la cantidad de agua por metro lineal se multiplica por la longitud de la excavación, perpendicular al plano del papel, para obtener el gasto total de filtración.

#### b) Redes de Flujo Horizontales.

Cuando se analizan redes de flujo horizontales, la cantidad total de filtración,  $Q$ , depende de las características del acuífero.

1) Para acuíferos confinados:

$$Q = kB\Delta H_1 F_f \quad [L^3/T] \quad (III.17)$$

Donde:

$$\Delta H_1 = H - h_e \quad [L] \quad (III.18)$$

representa la magnitud del abatimiento en la presión artesiana del estrato acuífero confinado y  $B$ , el espesor del acuífero confinado.

2) Para acuíferos Libres:

$$Q = k\Delta H_2 F_f \quad [L^3/T] \quad (III.19)$$

Siendo:

$$\Delta H_s = H^2 - h_s^2 \quad [L] \quad (III.20)$$

el abatimiento requerido en la carga total para abatir el nivel freático y poder realizar los trabajos de construcción en "seco".

Independientemente del tipo de acuífero, el gasto por canal de flujo,  $\Delta q$ , está dado por:

$$\Delta q = \frac{Q}{n_f} \quad [L^3/T] \quad (III.21)$$

En los casos de acuíferos libres conviene corregir el gasto de filtración así calculado utilizando fórmulas empíricas (ver cap. III inciso 2.6).

Las ecuaciones III.13 a III.21 permiten estimar la cantidad de filtración a partir de la construcción de redes de flujo bidimensionales, sean verticales u horizontales, pero solo para los casos de flujo de agua a través de un medio homogéneo e isótropo.

**c) Redes de Flujo Verticales en Sección Heterogénea.**

La cantidad de filtración en secciones heterogéneas se puede calcular utilizando el coeficiente de permeabilidad del estrato 1,  $k_1$ , o el del estrato 2,  $k_2$ .

Si se utiliza  $k_1$ , entonces:

$$\frac{q}{L} = k_1 H_i \left( \frac{n_{f(1)}}{n_d} \right) \quad [L^3/T/L] \quad (III.22)$$

y si se utiliza  $k_2$ :

$$\frac{q}{L} = k_2 H_i \left( \frac{n_{f(2)}}{n_d} \right) \quad [L^3/T/L] \quad (III.23)$$

En las ecuaciones III.22 y III.23  $n_{R(1)}$  y  $n_{R(2)}$ , representan el número total de canales de flujo para las secciones 1 y 2 respectivamente;  $H_i$ , la diferencia en la carga total y  $n_d$ , el número de caídas de equipotencial. Note que  $n_d$ , es independiente de la heterogeneidad de la región de flujo.

**d) Redes de Flujo Verticales en Sección Anisótropa.**

Cuando la sección es anisótropa, una primera red de flujo se dibuja en la sección "transformada" y posteriormente todas sus dimensiones se trasladan a la sección inicial. En este caso, el factor de forma de la red de flujo en la sección transformada es el mismo que el de la sección inicial. En el cálculo de la cantidad de filtración para una sección anisótropa solo difiere el valor del coeficiente de permeabilidad a emplear; es decir:

$$\frac{q}{L} = kH_i F_f \quad [L^3/T/L] \quad (III.24)$$

Asimismo:

$$\frac{q}{L} = H_i F_f \sqrt{k_v k_h} \quad [L^3/T/L] \quad (III.25)$$

siendo,  $k$ , el coeficiente de permeabilidad efectivo.

Recordando que durante el trazo de una red de flujo se eligen solo algunas del número infinito de líneas de flujo y equipotenciales posibles, el número total de canales de flujo puede no ser un número entero; sin embargo, es lo más recomendable. Por ejemplo, si en una red de tres líneas de flujo las figuras a lo largo de un canal tienen una relación ancho-largo igual a uno, entonces éste cuenta como un canal de flujo; pero si en las figuras a lo largo del otro canal la relación ancho-largo de todas ellas es igual a 0.50 (por ejemplo) entonces éste representa 0.50 de canal de flujo y el número total de canales de flujo en la red es  $n_f=1.50$ . En un caso análogo, el mismo valor de la relación ancho-largo deberá mantenerse en todas las figuras del canal de flujo para que se pueda aceptar como correctamente trazado; de esta manera, las figuras resultantes no serán "cuadrados" sino "rectángulos".

Análogamente, el número de caídas de equipotencial no necesariamente tendrá que ser un número entero. Cuando la relación largo-ancho de las figuras limitadas por dos líneas equipotenciales es un número fraccional, esta parte fraccional se suma al número entero de caídas de equipotencial del resto de la red y se acepta que las figuras, a diferencia de las restantes, no sean "cuadradas"; no obstante, la misma relación deberá mantenerse para todas las figuras contenidas entre ese par de líneas equipotenciales. Una red con éstas características se muestra en la fig. III.21.

### 2.3.2 Presión de Poro.

En una red de flujo con un número entero de caídas de equipotencial, la pérdida de carga total,  $\Delta H_t$ , que se consume por fricción entre dos líneas equipotenciales adyacentes, es constante e igual a:

$$\Delta H_t = \frac{H_t}{n_d} \quad [L] \quad (III.26)$$

Si se enumera a cada una de las líneas equipotenciales de la red comenzando desde cero y en dirección al flujo de agua, se puede obtener el valor de la carga total,  $h_i$ , en un punto cualquiera,  $i$ , sobre la línea equipotencial,  $n_{di}$ , utilizando la expresión:

$$h_i = H_{ts} - \frac{n_{di}}{n_d} H_t \quad [L] \quad (III.27)$$

en la cual;  $H_{ts}$ , representa el valor de la carga total disponible aguas arriba en el sistema; es decir, considerando la carga de presión más la carga de posición.

Como la presión de poro,  $u$ , es una función de la carga de presión y no de la carga total, y además sabemos que:

$$h_i = \frac{P}{\gamma_w} + z \quad [L] \quad (III.15)$$

entonces; el valor de la presión de poro,  $u$ , en cualquier punto,  $i$ , a lo largo de una línea equipotencial vale:

$$u_i = (h_{ii} - z_i) \gamma_w \quad [F/L^2] \quad (III.28)$$

siendo,  $z_i$ , el valor de la carga geométrica o de posición con respecto al mismo plano de referencia que  $h_{ii}$ .

Cuando se analizan redes de flujo con un número de caídas de equipotencial tal que, una parte de esas caídas es constante y otra parte es una fracción de ellas, la magnitud de la carga hidráulica total en un punto cualquiera,  $i$ , ( $h_{ii}$ ) se puede obtener por medio de la ecuación:

$$h_{ii} = H_{is} - \frac{n_{d(i-1)}}{n_d} H_i + \alpha \frac{H_i}{n_d} \quad [L] \quad (III.29)$$

Aquí,  $n_{d(i-1)}$ , representa el número de la línea equipotencial inmediatamente anterior a la de interés y  $\alpha$ , la parte fraccional de la pérdida de carga que ha ocurrido entre un par de líneas equipotenciales anteriores a la línea en análisis  $n_{di}$ ; es decir, si la línea en análisis está ubicada antes de que haya ocurrido la parte fraccional de la pérdida de carga,  $\alpha$  es igual a 1, y si está ubicada después de que ocurrió la parte fraccional de la pérdida de carga,  $\alpha$  toma el valor correspondiente a esa parte fraccional de la pérdida de carga que ha ocurrido hasta la línea en análisis, indistintamente de la posición de la línea  $n_{di}$ .

### 2.3.2.1 Obtención de la matriz $[\Delta u_i^N]$ .

La configuración de la variación de la presión de poro inducida por la alteración de las condiciones piezométricas iniciales por el uso del sistema de bombeo, se puede representar en forma matricial por medio de la ecuación (Zeevaert, 1980):

$$[\Delta u_{ij/uo}^N] = (u_{oi} - u_i)^N = \lambda_i^N \gamma_w \quad [F/L^2] \quad (III.30)$$

en la cual:

$$\lambda_i^N = \frac{n_{di}}{n_d} H_i \quad [L] \quad (III.31)$$

donde;  $\lambda_i^N$ , representa la caída en la elevación piezométrica del agua en un punto cualquiera  $i$ , al centro del estrato  $N$ , producido en la masa de suelo por el uso del sistema de bombeo.

Una vez verificada la correcta construcción de la red de flujo de un problema en particular, el arreglo matricial se efectúa como sigue:

- 1) Se divide el ancho de la sección transversal de la excavación en un número par de franjas,  $F_i$ , de área tributaria,  $\bar{a}_i$ , (de preferencia de igual tamaño), comprendido entre 6 y 10.
- 2) Si el suelo compresible comprendido entre el fondo de la excavación y el estrato firme se ha considerado homogéneo, su espesor se divide en un número conveniente de estratos ficticios. En caso de que el suelo no pueda considerarse homogéneo, se consideran los diversos estratos compresibles existentes en la masa de suelo.
- 3) Se determina el valor  $\lambda_i^N$  al centro de cada estrato compresible y por debajo de cada una de las franjas,  $i$ , o sea, éste valor depende de la posición geométrica de cada una de las líneas equipotenciales situadas por debajo del fondo de la excavación. (fig. III.12)

### 2.3.3 Gradiente Hidráulico.

La pérdida de carga entre pares de líneas equipotenciales es un valor preestablecido antes de la construcción de la red, y normalmente se elige de igual magnitud. El gradiente hidráulico  $i$ , que representa la pérdida de carga por unidad de longitud entre dos puntos está dado por:

$$i = \frac{\Delta h_i}{\Delta L} \quad \text{(III.32)}$$

Donde;  $\Delta L$ , representa la longitud promedio del cuadrado de la red de flujo en el cual se requiere el valor del gradiente hidráulico. Sabemos que:

$$\Delta h_i = \frac{H_t}{n_d} \quad \text{[L]} \quad \text{(III.33)}$$

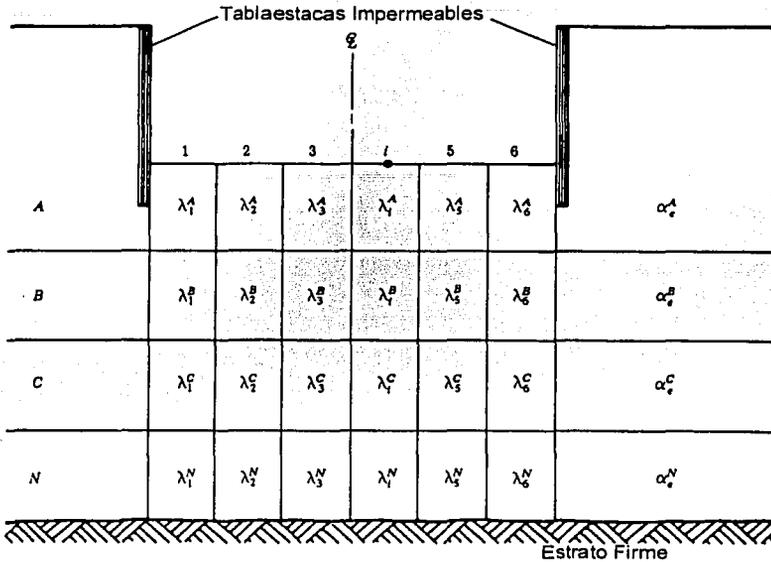


Fig. III.12 Arreglo Matricial que representa el Cambio en las Condiciones Piezométricas Iniciales producto del Bombeo en régimen establecido. (Zeevaert, 1980)

por tanto:

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$i = \frac{H_i}{n_d \Delta L} \tag{III.34}$$

En la expresión III.34,  $H_i$  y  $n_d$ , son valores conocidos, por lo que para calcular el gradiente hidráulico,  $i$ , en cualquier punto dentro del área de influencia de la red de flujo, solo es necesario medir la longitud  $\Delta L$  (una de las dimensiones del cuadrado), según la escala del dibujo, y aplicar la ec. III.34.

El gradiente hidráulico asociado: 1) al caso de una zona de la región con flujo de agua ascendente, 2) al punto más cercano a la superficie del fondo de la excavación y 3) al cuadrado de menor

longitud; es el de mayor trascendencia en los problemas de flujo de agua porque puede definir una condición de inestabilidad. El gradiente asociado a éstas condiciones se le denomina gradiente hidráulico crítico.

En los casos de secciones anisótropas, el gradiente hidráulico en cualquier punto se determina tomando en cuenta la dimensión  $\Delta L$  de la red de flujo re-dibujada para la sección inicial, debido a que ésta sección representa la distancia real en la que ocurre la pérdida de carga entre el par de líneas equipotenciales considerado.

### **3. Soluciones Gráficas Bidimensionales.**

En este inciso se presentan las soluciones gráficas bidimensionales a la ecuación de Laplace para cuatro casos de interés práctico, referentes al control del flujo de agua en excavaciones para cimentaciones. La solución de cada caso se dividió en dos partes. En la primera, se señalan las características significativas de la región de flujo que permitieran obtener una concepción más clara del problema y además, aportarán las directrices esenciales para resolver un caso similar. La segunda parte trata el análisis de la red de flujo mediante un procedimiento de cálculo detallado.

#### **3.1 Caso 1. Flujo de agua a partir de una frontera agua-suelo, por debajo de un tablestacado impermeable y a través de un estrato homogéneo e isótropo de extensión finita.**

##### **3.1.1 Procedimiento Constructivo.**

- 1) Se eligió la escala con la que se trasladaron las dimensiones de la región de flujo, de tal manera que el tamaño resultante fuese conveniente para el trazo de solo algunas del total de líneas de la red.
- 2) Delimitada la sección transversal de la región de flujo, se identificaron sus condiciones de contorno y de frontera. Las líneas de flujo y las equipotenciales conocidas antes del trazo de la red se presentan en la tabla III.1 y la fig. III.13 muestra gráficamente las características físicas de la región de flujo.
- 3) Fijadas las condiciones de contorno y de frontera de la región de flujo, se aplicaron los principios básicos al comenzar el trazo de la red. Se identificó un eje de simetría al centro de la

excavación. Debido a que las condiciones de contorno y de frontera hacia ambos lados de éste eje son idénticas, solo fue necesario ocuparse del trazo de una mitad de la red. La parte *a* de la fig. III.14 muestra el trazo de la primera parte de la red.

Tabla III.1 Condiciones de Frontera para la región de Flujo. Caso 1. (fig. III.13)

UBICACIÓN	CONDICIÓN
Línea AB	Frontera impermeable. Define la línea de flujo más larga.
Líneas EFG e IJK	Fronteras impermeables. Definen las líneas de flujo más cortas.
Línea HB	Frontera impermeable. Define el eje de simetría de la región de Flujo.
Líneas DE y KL	Fronteras de carga constante. Definen el máximo nivel de energía Equipotencial.
Línea GHI	Frontera de carga constante. Define el nivel de energía cero.

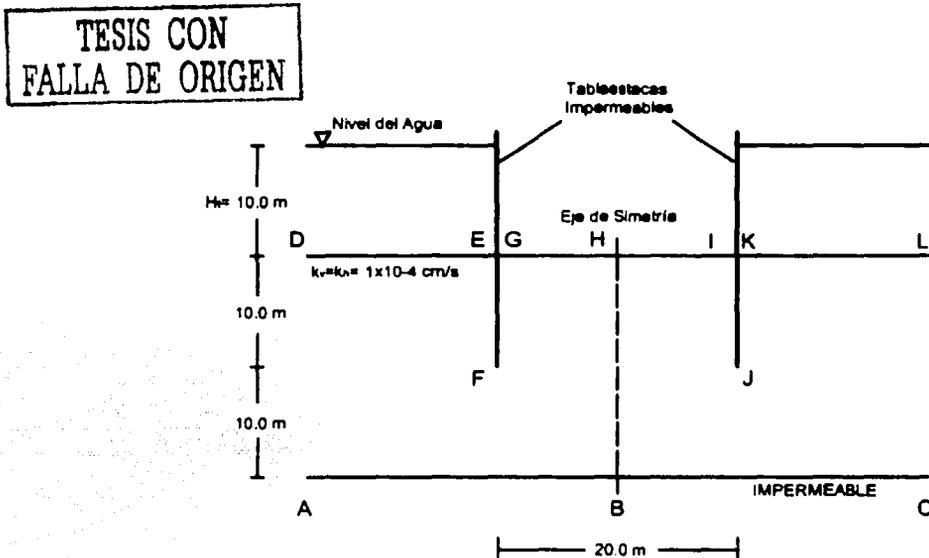
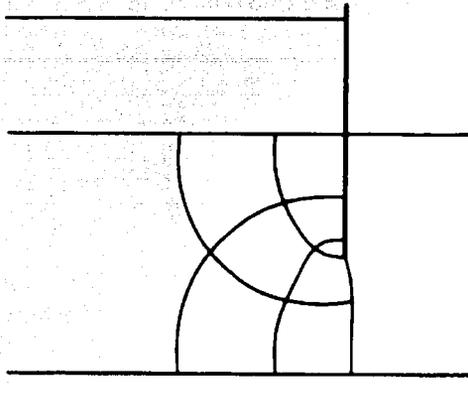
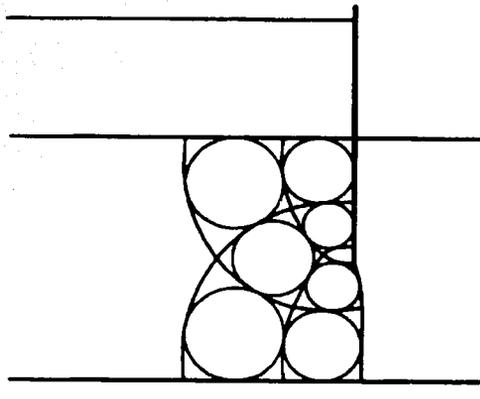


Fig. III.13 Condiciones de Contorno y Frontera en la Región de Flujo. Caso 1.

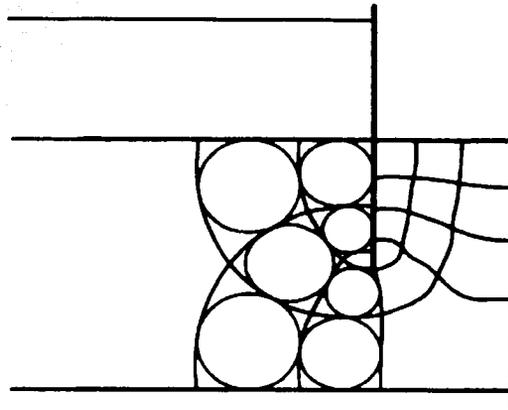
- 4) Después de verificar la precisión de esta primera parte de la red (fig. III.14.b), el trazo se completo haciendo una transición suave a lo largo del eje vertical representado por la prolongación imaginaria de la tablestaca (fig. III.14.c)



(a)



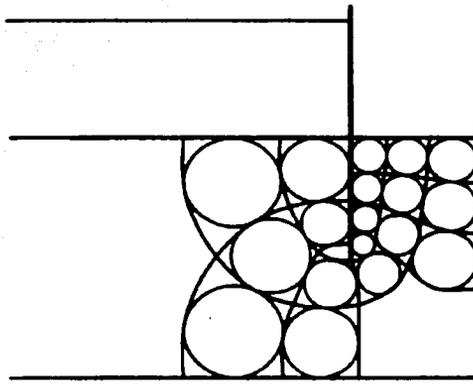
(b)



(c)

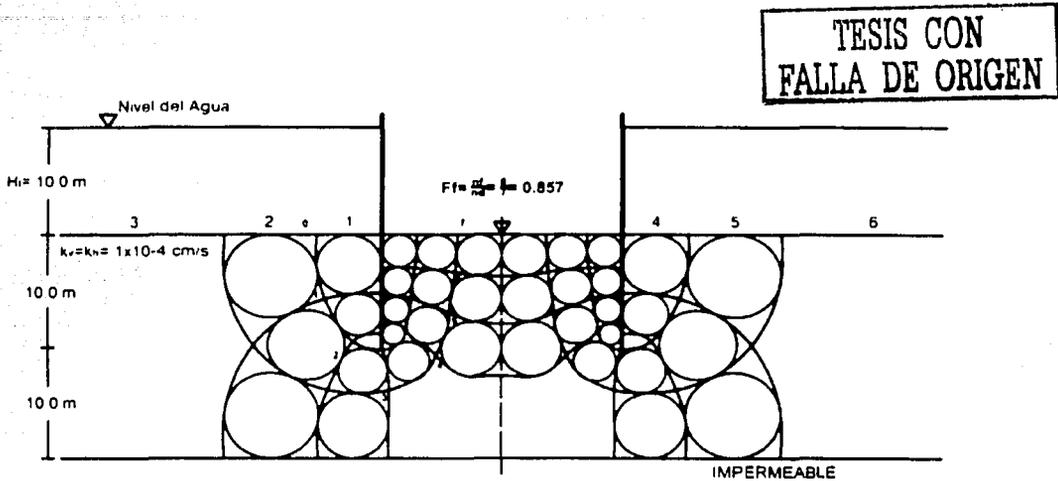
*Fig. III.14 Procedimiento Constructivo de la Red de Flujo para el Caso 1. (a) Trazo de la primera parte de la Red. (b) Comprobación de la precisión de la primera parte de la Red. (c) Trazo de la segunda parte de la Red.*

- 5) Concluido el trazo de la red de flujo con suficiente aproximación, se aplicó el criterio del círculo inscrito para verificar su precisión (fig. III.15)



*Fig. III.15 Verificación de la aproximación lograda en el Trazo de la Red de Flujo del Caso 1.*

6) Después de aceptar la aproximación lograda de la red de flujo ya completa (fig. III.16), se realizó su análisis.



*Fig. III.16 Red de Flujo Concluida para el Caso 1; mostrando el número de Canales de Flujo y de Caídas de Equipotencial.*

### 3.1.2 Cálculo de la Cantidad de Filtración.

La cantidad de agua por metro lineal que se filtraría al interior de la excavación, se calculó por medio de la ecuación III.13, la cual aplica al caso de flujo de agua a través de un medio homogéneo e isotrópico. El número de canales de flujo y de caídas de equipotencial que se obtuvo como solución fue:  $n_f = 4$  y  $n_d = 7$  (ver fig. III.16), respectivamente; de donde el factor de forma de la red resultó:

$$F_f = \frac{6}{7} = 0.857$$

La diferencia en la carga total se estimó en:  $H_f = 10.0$  m y el coeficiente de permeabilidad del medio en:  $k = 1 \times 10^{-4}$  [cm/s]; por lo tanto, el gasto de filtración por metro lineal resultó:

$$\frac{q}{L} = 1 \times 10^{-4} * 1000 * 0.857 = 0.0857 \quad [\text{cm}^3/\text{s}/\text{L}]$$

Sin embargo, la capacidad instalada de un sistema de bombeo deberá garantizar un gasto de extracción de por lo menos 1.50 veces superior al calculado (NTCDC-DF, 1995), por lo tanto:

$$\frac{q}{L} = 0.0857 * 1.5 = 0.129 \text{ [cm}^3\text{/s/L]}$$

### 3.1.3 Cálculo de la Presión Hidráulica.

Se determinó la envolvente de la presión hidráulica que actuaría contra ambos lados de los elementos de soporte de la excavación. Debido a que el centro de la excavación representa el eje de simetría de la red de flujo, en este cálculo solo se utilizó una mitad.

Se enumeró cada una de las líneas equipotenciales,  $n_{di}$ , de la red en dirección al flujo de agua y se calculó el valor de la carga total,  $h_i$ , en un punto elegido  $i$ , aplicando la ecuación:

$$h_{i1} = H_{is} - \frac{n_{di}}{n_d} H_i \quad [L] \quad (III.27)$$

para posteriormente determinar el valor de la presión hidráulica por medio de la ecuación:

$$u_i = (h_{i1} - z_i) \gamma_w \quad [F/L^2] \quad (III.28)$$

El nivel de referencia se ubicó en la frontera impermeable horizontal.

En la tabla III.2 se muestra el procedimiento de cálculo.

### 3.1.4 Cálculo del Gradiente Hidráulico.

Por último, el gradiente hidráulico a la salida se valorizó midiendo la dimensión promedio del cuadrado situado en el punto  $i$  (fig. III.17). La magnitud  $\Delta L$ , se estimó en 2.45 m de donde se obtuvo que:

$$i = \frac{10}{7.243} = 0.50$$

Tabla III.2 Cálculo de la Presión Hidráulica contra ambos lados de la Tablestaca (fig. III.17)

Punto	$n_i$	$h_i$	$z_i$	$u_i$
a	-----	30.00	30.00	0.00
b	0	30.00	20.00	10.00
c	1	28.57	15.00	13.57
d	2	27.14	10.70	16.44
e	3	25.71	10.30	15.41
f	4	24.28	12.00	12.28
g	5	22.86	14.70	8.16
h	6	21.43	17.30	4.13
i	7	20.00	20.00	0.00

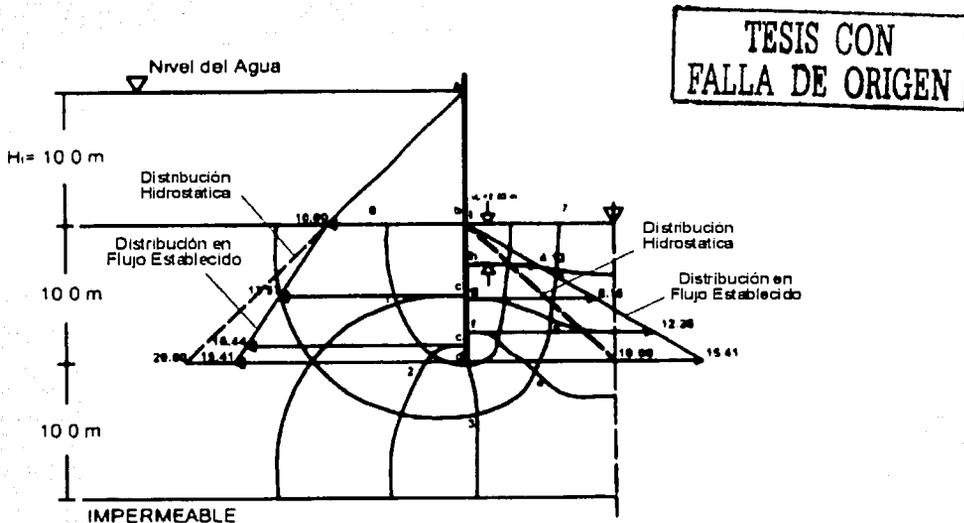


Fig. III.17 Envoltura de la Presión Hidráulica contra ambos lados de la Tablestaca.

### 3.2 Caso 2. Flujo de agua a partir de una frontera agua-suelo, por debajo de un tablestacado impermeable y a través de un estrato homogéneo e isótropo de extensión "infinita".

Este caso aplica cuando la frontera impermeable horizontal se encuentra a gran profundidad; por ejemplo, a 4 veces  $L$ , o más, siendo  $L$ , la profundidad de empotramiento de la tablaestaca dentro del estrato acuífero. La ventaja de tratar al estrato como de extensión "infinita" esta en poder obtener un análisis confiable del flujo hidrodinámico dibujando solo algunas líneas de la red.

#### 3.2.1 Procedimiento Constructivo.

La solución gráfica para éste caso se encuentra en De wiest, 1965.

El principio fundamental en el que se basa la solución gráfica para esta región de flujo consiste en que las líneas de flujo y las equipotenciales resultan elipses e hipérbolas, respectivamente.

Las ecuaciones para las líneas de flujo y las equipotenciales que permiten obtener la red de flujo de cualquier problema similar, las presentan De wiest, 1965; sin embargo, mediante los principios básicos presentados en este capítulo es posible obtener una solución confiable. El análisis de la red de flujo resultante, comparado con la construcción de la red de flujo a partir del gráfico de las ecuaciones para las líneas de flujo y las equipotenciales, ha mostrado un error en el cálculo del caudal de filtración inferior al 13%, y en el cálculo de la presión hidráulica del 10%.

- 1) Las condiciones de contorno y de frontera encontradas en la región de flujo se presentan en la fig. III.18. Ahora, el conjunto de líneas de flujo serán elipses y el plano de la tablestaca será el eje de simetría de la región de flujo, el cual se utilizará como el semieje principal mayor común a todas las líneas de flujo.
- 2) Teniendo en cuenta esta propiedad, se dibujaron las primeras líneas de flujo, comenzando con las más próximas a la tablestaca, de tal manera que conforme se alejaban del eje de la tablestaca su separación aumentaba (fig. III.19).

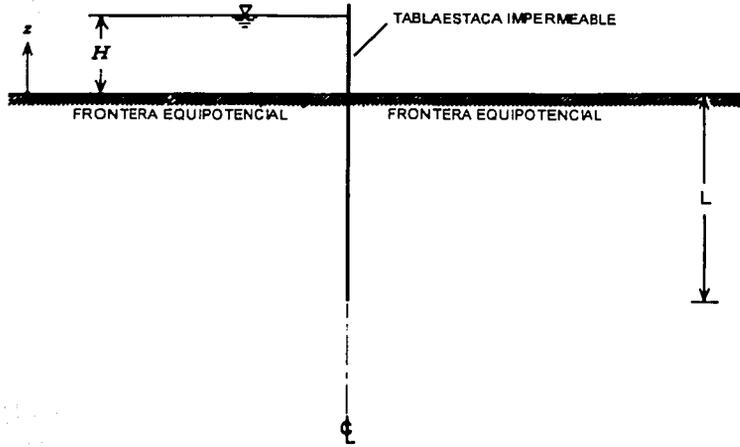


Fig. III.18 Condiciones de Frontera para el Trazo de una Red de Flujo en Estrato de espesor "Infinito".

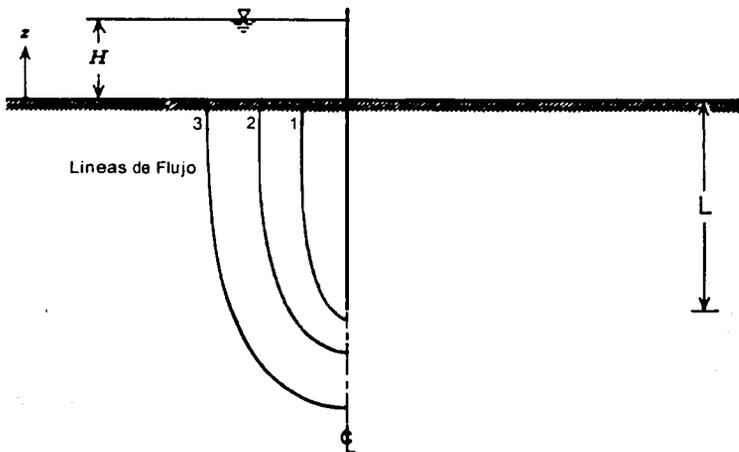


Fig. III.19 Trazo de las primeras Líneas de Flujo de la Red. Caso 2.

RECIBIDO  
 JUNIO 30 1967

3) Después, se dibujan las líneas equipotenciales haciendo que la intersección con las líneas de flujo sea ortogonal y recordando que conforme se acercan al fondo de la tablestaca, su radio de curvatura será cada vez menor (fig. III.20)

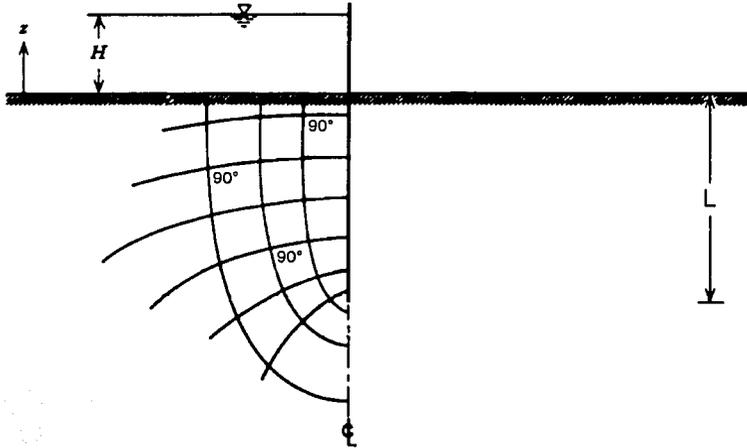


Fig. III.20 Conjunto de Líneas de Flujo y Equipotenciales.

4) Después de completar el trazo y haber aceptado su precisión, se procedió a realizar su análisis (fig. III.21)

### 3.2.2 Cálculo del Caudal de Filtración.

El número de canales de flujo y de caídas de equipotencial que caracterizan a la red de flujo son (fig. III.21):  $n_f = 3$  y  $n_d = 13.6$ , respectivamente; por lo tanto:

$$F_f = \frac{3}{13.6} = 0.22$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

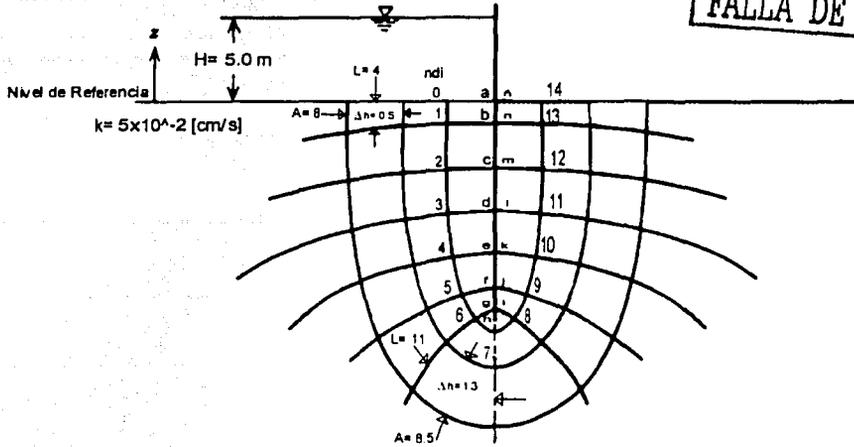


Fig. III.21 Red de Flujo para un Estrato de Extensión "Infinita".

La diferencia en la carga total y el coeficiente de permeabilidad se estimaron en:  $H_f = 5.0$  m y  $k = 5 \times 10^{-2}$  [cm/s]; de donde el gasto de filtración por metro lineal resulta:

$$\frac{q}{L} = 5 \times 10^{-2} * 500 * 0.22 * 1.50 = 8.25 \quad [\text{cm}^3/\text{s}/\text{L}]$$

### 3.2.3 Cálculo de la Presión Hidráulica.

La envolvente de la presión hidráulica contra ambos lados de la tablaestaca se determinó siguiendo el procedimiento de cálculo mostrado en la tabla III.3.

### 3.2.4 Cálculo del Gradiente Hidráulico.

El gradiente hidráulico de mayor magnitud se presentará a lo largo de la distancia comprendida entre los puntos 13 y 14, debido a que entre estos dos puntos la distancia es la mas corta. El cálculo se efectuó utilizando la ec. III.35, de donde se obtuvo que:

III. LA RED DE FLUJO ESTABLECIDO

$$i = \frac{H_i}{n_d \Delta L} = \frac{5}{13.60 * 1.46} = 0.25$$

Tabla III.3 Metodología de Cálculo de la Presión Hidráulica contra ambos lados de la Tablaestaca (fig. III.22)

Punto	$n_{d_i}$ [--]	$n_{d_{i-1}} + \rho$ [--]	$h_{d_i}$ [m]	$z_i^*$ [m]	$u_i$ [T/m <sup>2</sup> ]
a	0	0.00	5.00	0.00	5.00
b	1	0.50	4.82	1.46	6.28
c	2	1.50	4.45	4.17	8.62
d	3	2.50	4.08	6.88	10.96
e	4	3.50	3.71	9.38	13.09
f	5	4.50	3.34	11.46	14.80
g	6	5.50	2.98	12.71	15.69
h	7	6.80	2.50	13.33	15.83
i	8	8.10	2.02	12.71	14.73
j	9	9.10	1.65	11.46	13.11
k	10	10.10	1.29	9.38	10.70
l	11	11.10	0.92	6.88	7.80
m	12	12.10	0.55	4.17	4.72
n	13	13.10	0.18	1.46	1.64
ñ	14	13.60	0.00	0.00	0.00

\* El Nivel de Referencia se ubico en el plano que comprende a la Frontera Equipotencial.

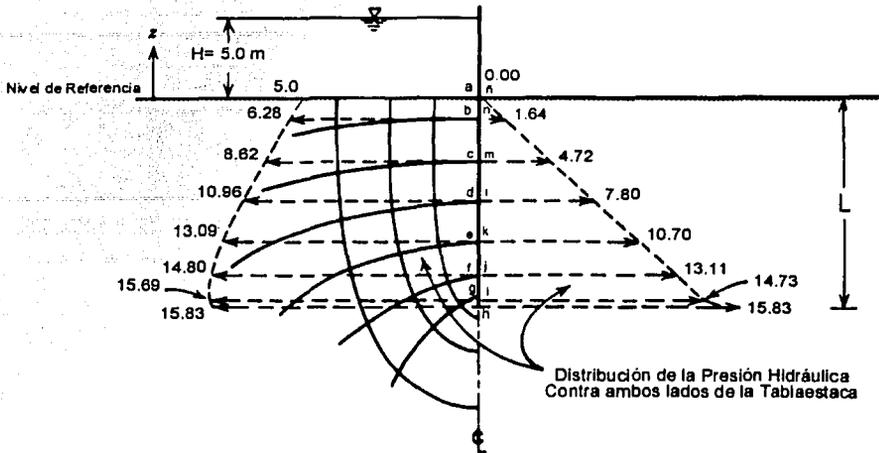


Fig. III.22 Envolvente de la Presión Hidráulica contra ambos lados de la Tablaestaca.

### 3.3 Caso 3. Flujo de agua ascendente partir de un estrato acuífero situado por debajo de una masa de suelo semipermeable, homogéneo e isótropo.

#### 3.3.1 Procedimiento Constructivo.

En éste caso, el flujo de agua iniciará verticalmente a partir del estrato acuífero debido a la diferencia en la carga total inducida por el abatimiento del nivel freático bajo el fondo de la excavación.

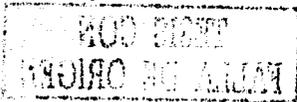
- 1) Las condiciones de frontera identificadas para la región de flujo son las siguientes (Tabla III.4):

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Tabla III.4 Condiciones de Frontera para la Región de Flujo. Caso 3. (ver fig. III.23)

UBICACIÓN	CONDICIÓN
Línea ABC	Frontera de carga constante. Define la línea de máxima energía potencial.
Línea GHI	Frontera de carga constante. Define la línea de mínima energía potencial.
Líneas EFG y IJK	Frontera impermeable. Define la línea de flujo más corta.
Línea HB	Frontera impermeable. Define el eje de simetría de la región de flujo.

- 2) Debido a que las características geométricas y de carga total en la región de flujo son idénticas hacia ambos lados del área excavada, el plano de simetría de la red de flujo quedó definido a lo largo del centro de la excavación.
- 3) La diferencia en la carga total inducida por el abatimiento del nivel freático hasta el nivel del fondo de la excavación y la presencia del estrato acuífero, generan un flujo de agua con dos componentes principalmente; una radial, del nivel freático exterior hacia el fondo de la excavación pasando por debajo del elemento de soporte lateral, y otra vertical ascendente, del estrato acuífero hacia el fondo de la excavación.
- 4) Tomando en cuenta las componentes del flujo de agua inducido, se comienza el trazo de las primeras líneas de flujo y equipotenciales que representan el flujo del exterior hacia el interior de la excavación. El objetivo fue el definir el primer canal de flujo y a todas las líneas equipotenciales de la red; después, a partir de estas líneas, las demás se derivarán en forma directa (fig III.24)
- 5) Después de realizar esta primera aproximación, se sigue con el trazo de las líneas de flujo que representan al flujo vertical, recordando que ni las líneas de flujo ni las equipotenciales se interceptan entre sí.



III. LA RED DE FLUJO ESTABLECIDO

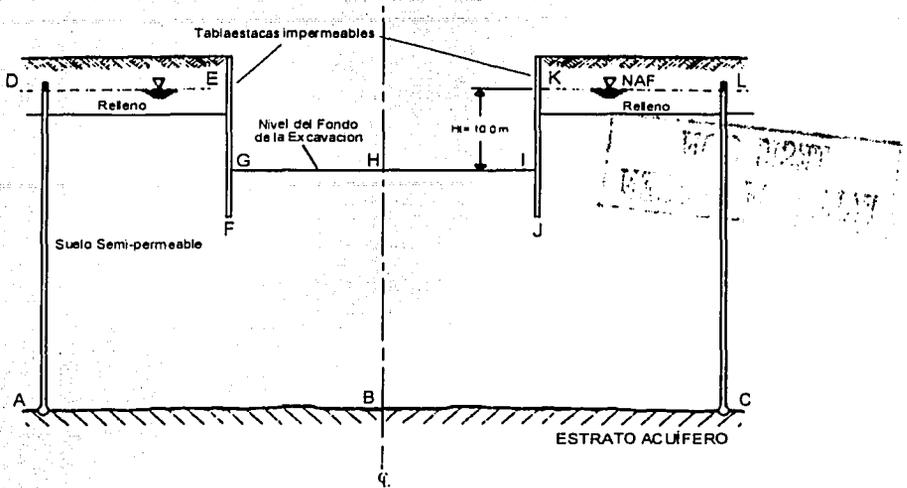


Fig. III.23 Condiciones de Frontera para la región de Flujo. Caso 3.

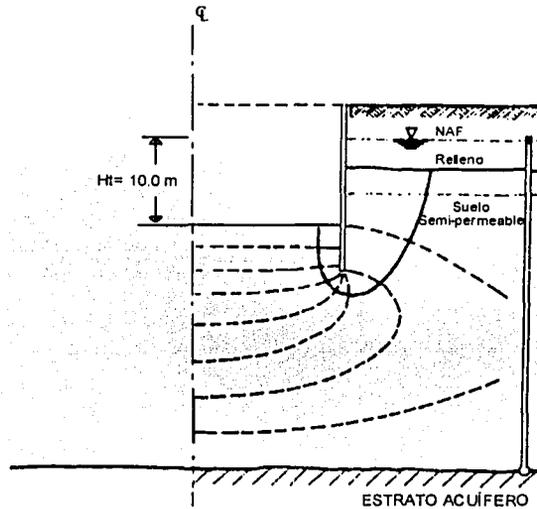


Fig. III.24 Trazo de la primer Línea de Flujo y del Conjunto de Líneas Equipotenciales.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

- 6) Una vez lograda una red de flujo suficientemente aproximada, se procedió a realizar su análisis (fig. III.25)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

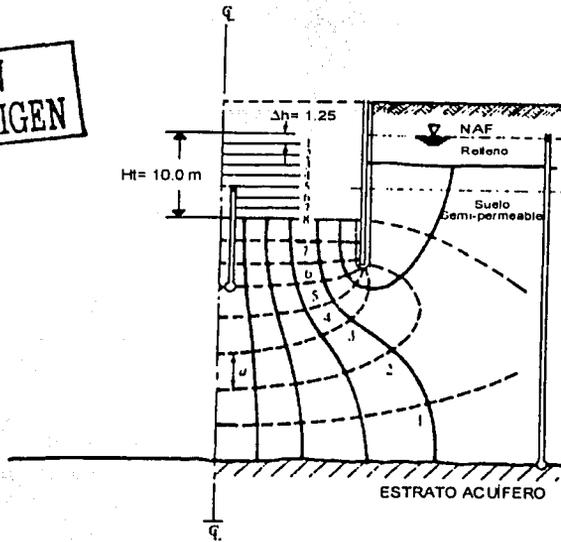


Fig. III.25 Red de Flujo concluida. Caso 3.

### 3.3.2 Cálculo del Caudal de Filtración.

De la fig. III.25 se observan las siguientes características de la red de flujo:  $n_f = 12$  (por simetría),  $n_d = 8$ ,  $H_t = 10.0$  m, y  $k = 1 \times 10^{-5} [cm/s]$ . Sustituyendo estos valores en la ecuación III.13 se obtiene:

$$\frac{q}{L} = 1 \times 10^{-7} * \frac{12}{8} * 10.0 * 1.5 = 2.25 \times 10^{-6} \quad [m^3/s/m]$$

100 0000  
100 0000

3.3.3 Cálculo de la Presión de Poro.

a) Arreglo de la ecuación matricial  $[\Delta u_i^N]$ .

Como la masa de suelo a través de la cual ocurre el flujo de agua se consideró homogénea, su espesor se dividió en un número conveniente de sub-estratos de espesor "D", y el ancho de la sección transversal del fondo de la excavación, se dividió en 6 partes iguales.

Trasladadas estas subdivisiones a la región de flujo (fig. III.26), se forma una malla por las líneas verticales que definen las franjas  $i$ , y las horizontales que limitan los estratos  $N$ . Definidas las coordenadas al centro de cada rectángulo de la malla, se determinó la caída en las elevaciones piezométricas utilizando la ecuación:

$$\lambda_i = \frac{n_{di}}{n_d} H, \quad [L] \tag{III.31}$$

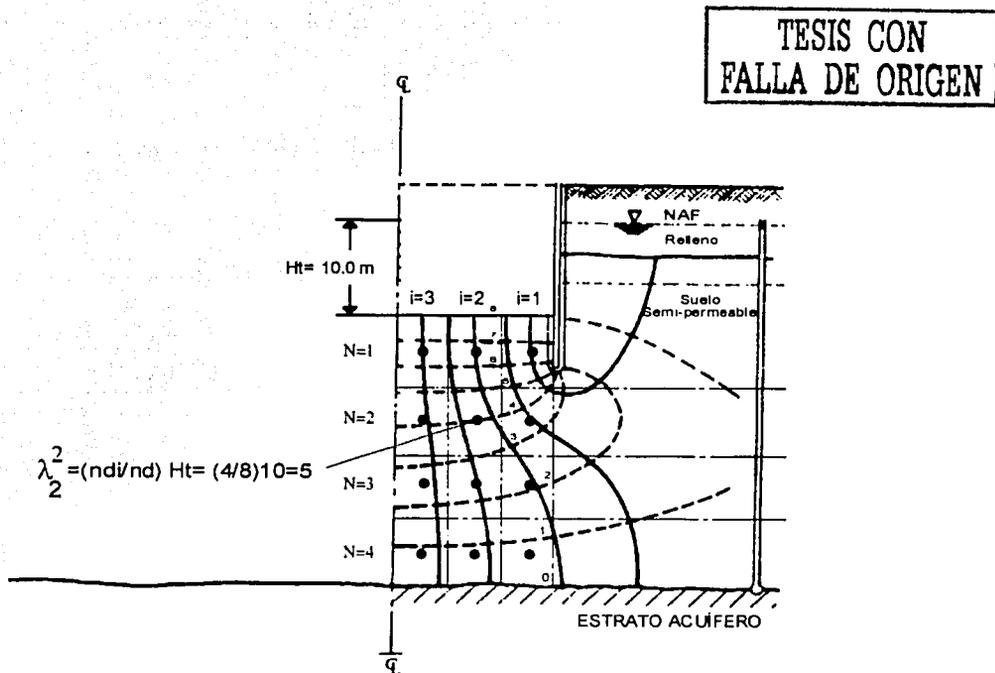


Fig. III.26 Cálculo del abatimiento de los niveles piezométricos por debajo del fondo de la Excavación. Caso 3.

### III. LA RED DE FLUJO ESTABLECIDO

Cada uno de los valores de la ecuación anterior se agrupó en la siguiente forma matricial:

$$[\Delta u_{ij}^N] = [\gamma_w] \begin{bmatrix} \lambda_6^1 & \lambda_5^1 & \lambda_4^1 & \lambda_3^1 & \lambda_2^1 & \lambda_1^1 \\ \lambda_6^2 & \lambda_5^2 & \lambda_4^2 & \lambda_3^2 & \lambda_2^2 & \lambda_1^2 \\ \lambda_6^3 & \lambda_5^3 & \lambda_4^3 & \lambda_3^3 & \lambda_2^3 & \lambda_1^3 \\ \lambda_6^4 & \lambda_5^4 & \lambda_4^4 & \lambda_3^4 & \lambda_2^4 & \lambda_1^4 \end{bmatrix} \quad (III.30)$$

Sustituyendo los valores calculados (ver fig. III.26), se obtuvo finalmente:

$$[\Delta u_{ij}^N] = \begin{bmatrix} 8.125 & 8.125 & 8.125 & 8.125 & 8.125 & 8.125 \\ 4.375 & 5.000 & 5.000 & 5.000 & 5.000 & 4.375 \\ 2.500 & 3.125 & 3.125 & 3.125 & 3.125 & 2.500 \\ 0.938 & 0.938 & 0.938 & 0.938 & 0.938 & 0.938 \end{bmatrix} \quad [T/m^3]$$

En el agrupamiento de la matriz anterior se consideró la simetría respecto al centro del área excavada.

El cálculo de la presión del agua contra ambos lados de la tablestaca se determina igual que como en los casos 1 y 2.

#### 3.3.4 Cálculo del Gradiente Hidráulico.

De la red de flujo mostrada en la fig. III.26, se observa que el gradiente hidráulico a la salida se mantiene prácticamente constante. Aplicando la expresión III.35, el gradiente hidráulico crítico resulta:

$$i = \frac{H_t}{n_d \Delta L} = \frac{10}{8 * 2.14} = 0.58$$

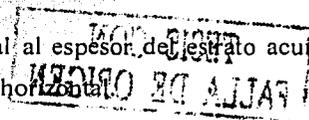
**3.4 Caso 4. Flujo de agua horizontal a partir de una fuente lineal, a través de un estrato acuífero confinado, homogéneo e isótropo de espesor finito.**

**3.4.1 Procedimiento Constructivo.**

Para la solución gráfica de este caso se requiere trazar una red de flujo horizontal.

1) Las dimensiones del perímetro de la excavación se trasladaron al papel eligiendo una escala adecuada (fig. III.27.b). Después de ubicarla respecto a la posición de la fuente lineal, fue necesario establecer las siguientes hipótesis simplificadoras:

- A) La fuente de agua se aproxima a una línea recta.
- B) El perímetro de la excavación constituye una frontera de carga constante, es decir, representa una frontera equipotencial por mantenerse la carga dinámica constante durante el bombeo.
- C) Aún a distancias relativamente lejanas del perímetro de la excavación, la carga piezométrica se mantiene constante.
- D) El estrato acuífero está conectado directamente con la fuente lineal adyacente a la excavación y será la principal fuente de filtración.
- E) La longitud además de los pozos de bombeo es igual al espesor del estrato acuífero confinado, por lo que el flujo inducido es prácticamente horizontal.



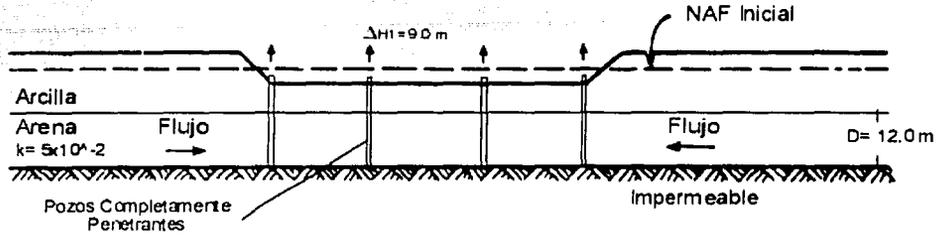
2) Aceptadas las hipótesis anteriores, se definieron las condiciones de contorno y frontera de la región de flujo como sigue:

**Tabla III.5 Condiciones de Frontera para la Región de Flujo. Caso 4. (ver fig. III.27)**

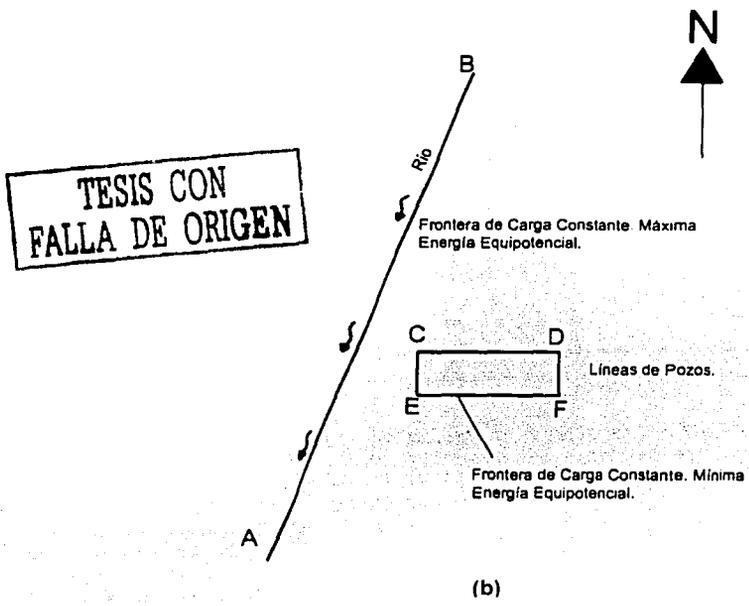
UBICACIÓN	CONDICIÓN
Línea AB	Frontera de carga constante. Define la línea de máxima energía potencial.
Líneas CDEF	Frontera de carga constante. Define la línea de mínima energía potencial (línea de pozos donde la carga dinámica es constante)

3) Identificadas las condiciones de frontera de la región de flujo, se inició el trazo de las líneas de flujo más próximas a la excavación, teniendo en cuenta que conforme se alejaban de ella su separación aumentaría. Se comenzó trazando las líneas de flujo que concurren al perímetro de la

excavación. Después, se decidió continuar con el trazo de la línea equipotencial más próxima a la excavación, debido a que las primeras líneas de flujo trazadas marcaban su trayectoria. Durante el trazo de esta línea, se acompañó suavemente la curvatura que requiere cada intersección con cada una de las líneas de flujo que atraviesa.



(a)



(b)

Fig. III.27 Condiciones de Frontera para la región de Flujo. Caso 4. (a) Sección Transversal. (b) Sección en Planta de la región de Flujo.

III. LA RED DE FLUJO ESTABLECIDO

- 4) Repitiendo varias veces este procedimiento, se logró una buena aproximación de esta parte de la red (fig. III.28.a). Posteriormente, se continuó con el trazo de la siguiente línea equipotencial cuya trayectoria quedó definida por la construcción de la parte anterior. La fig III.28.b muestra la aproximación final de la red de flujo, así como con el factor de forma encontrado.

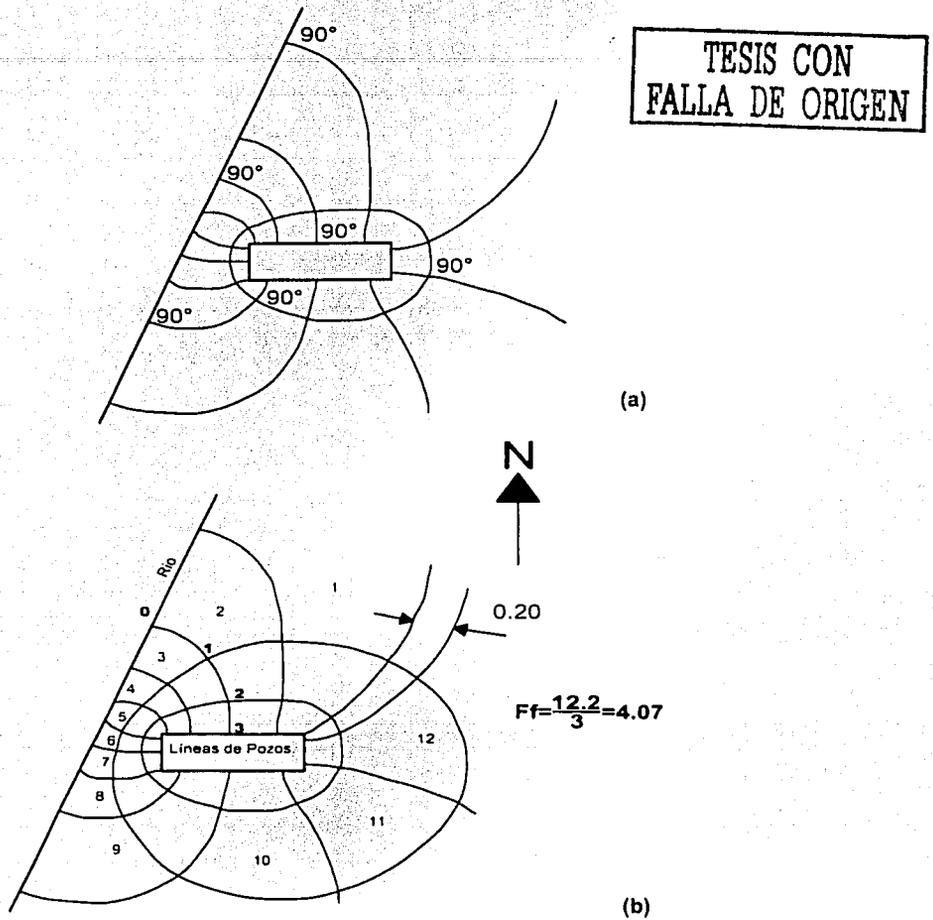


Fig. III.28 Trazo de una Red de Flujo Horizontal. Caso 4. (a) Conjunto de Líneas de Flujo y primer Línea Equipotencial. (b) Red de Flujo Terminada.

Note que las líneas de flujo que llegan a la parte más alejada de la excavación, con respecto a la fuente lineal, sufren una inflexión y luego una deflexión suaves. La inflexión se debe a que en esa zona deben cortar a las líneas equipotenciales en ángulos rectos y la deflexión, a que deben llegar perpendiculares al perímetro de la excavación (línea equipotencial), es decir, formando ángulos rectos.

A diferencia de las redes de flujo verticales, en las redes de flujo horizontales se acepta que las líneas de flujo o las equipotenciales puedan quedar incompletas. Esto se debe a que, generalmente, la fuente es bastante extensa y resultaría impráctico agrandar la región de flujo hasta completar la trayectoria de todas las líneas.

### 3.4.2 Cálculo del Caudal de Filtración.

El número de canales de flujo y de caídas de equipotencial que caracterizaron a la región de flujo fueron, respectivamente (fig. III.28.b):  $n_f = 12$ . y  $n_d = 3$ , de donde:

$$F_f = \frac{12.20}{3} = 4.07$$

La reducción requerida en la carga piezométrica del estrato acuífero fue de 9.0 m; es decir:

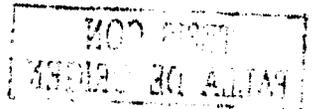
$$\Delta H_f = H - h_e = 9.0 \quad [\text{m}]$$

El espesor "D" del estrato acuífero confinado es de 12.0 m; el valor del coeficiente de permeabilidad se estimó en  $k = 5 \times 10^{-2}$  [cm/s]; por lo tanto:

$$Q = 0.0050 \times 1200 \times 900 \times 4.07 \times 1.5 = 32967 \quad [\text{cm}^3/\text{s}]$$

Y el gasto total por canal de flujo, resultó en:

$$\Delta q = \frac{Q}{n_f} = \frac{32967}{12.20} = 2702.2 \quad [\text{cm}^3/\text{s}/\text{canal de flujo}]$$



#### 4. Cálculo de Caudales a partir de Modelos Semi-Empíricos.

En este inciso se discuten algunos de los modelos semi-empíricos que permiten estimar, en forma práctica, el caudal de filtración en excavaciones. Leonars, 1969 presenta modelos para el cálculo de caudales para muchos otros casos de interés práctico y Powers, 1981 discute algunos criterios para su aplicación.

##### 4.1 Modelos que tratan a la Excavación como un Pozo de gran diámetro.

Estos modelos se utilizan cuando el área de la excavación en planta puede ser incluida dentro de una área circular. El modelo a utilizar depende tanto de las características geohidráulicas del acuífero como de las características hidráulicas de los pozos de bombeo.

##### 4.1.1 Excavaciones en Acuíferos Libres y Pozos con Penetración Completa.

Para acuíferos libres en los cuales los pozos penetran completamente el estrato acuífero, el caudal de bombeo está dado por:

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)} \quad [L^3/T] \quad (III.36)$$

En la fig. III.29 se muestra el significado de las literales.

Note que el radio,  $r_0$ , es el equivalente al de un círculo del mismo perímetro que el del fondo de la excavación de forma rectangular. Su magnitud se puede calcular con la relación:

$$r_0 = \frac{a+b}{\pi} \quad [L] \quad (III.37)$$

Siempre y cuando:

$$\frac{a}{b} \leq 1.50 \text{ y } R > r_0 \quad (III.38)$$

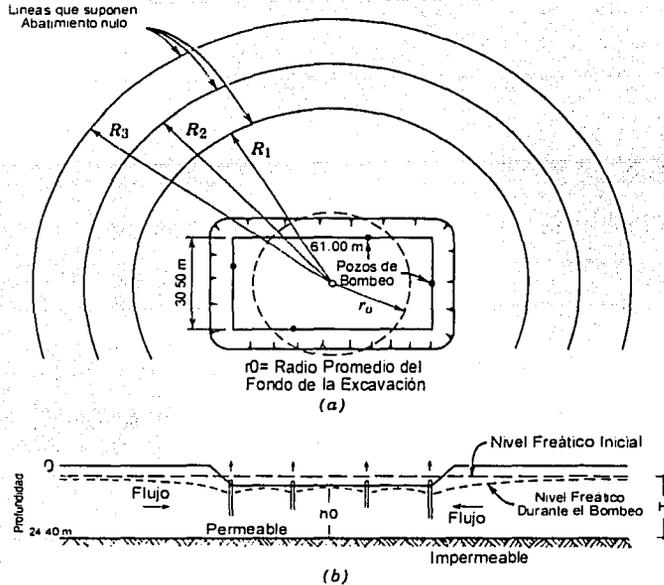


Fig. III.29 Significado de las Variables para el Cálculo del Caudal en Acuífero Libre. (a) Vista en Planta de la Excavación. (b) Corte Transversal de la Excavación

Cuando  $\frac{a}{b} > 1.50$ , conviene calcular los caudales de bombeo por el método de los abatimientos acumulados; sin embargo, requiere de los datos distancia-abatimiento de una prueba de bombeo. Un ejemplo de aplicación de este método se presenta en el inciso 2.6.2.

#### 4.1.2 Excavaciones en Acuíferos Confinados y Pozos con Penetración Completa.

En acuíferos confinados y pozos completamente penetrantes en el estrato acuífero, el caudal de bombeo se puede calcular con la ecuación:

$$Q = \frac{2\pi k B (H - h_0)}{\ln(R/r_0)} \quad [L^3/T] \quad (III.39)$$

El significado de las literales se observa en la fig. III.30.

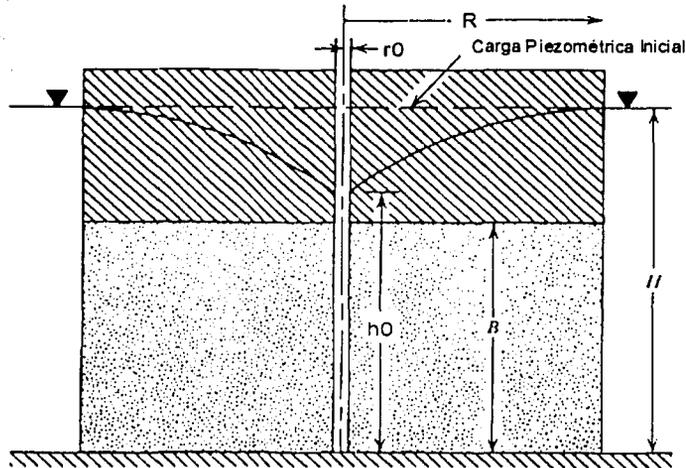


Fig. III.30 Significado de las Variables para el Cálculo del Caudal en Acuífero Confinado.

De igual manera,  $r_0$ , representa el radio equivalente del fondo de la excavación y  $h_0$ , el abatimiento deseado al centro del área excavada.

#### 4.1.3 Excavaciones en Acuíferos Mixtos y Pozos con Penetración Completa.

El concepto de acuífero mixto se utiliza cuando el nivel del agua de un acuífero confinado será abatido hasta una profundidad mayor que el espesor del estrato impermeable superior (fig. III.31). En estos casos, el caudal de extracción para producir un abatimiento dado se calcula con la expresión:

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$Q = \frac{\pi k (2BH - B^2 - h_0^2)}{\ln(R/r_0)} \quad [L^3/T] \quad \text{(III.40)}$$

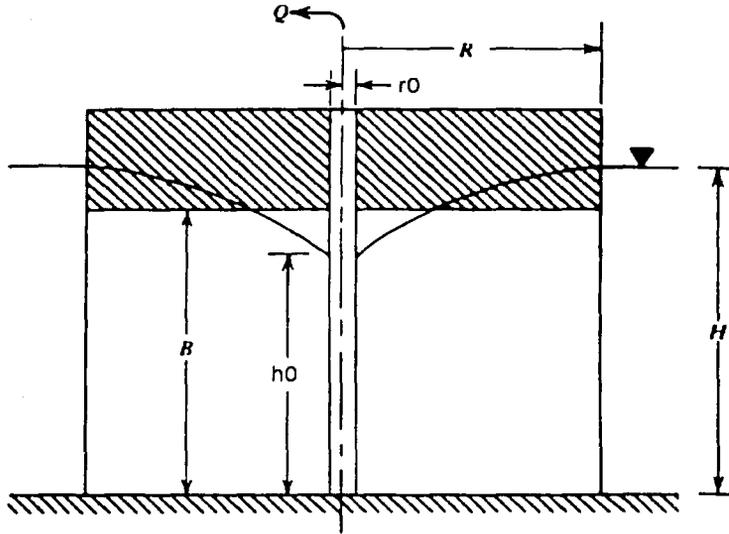
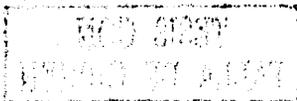


Fig. III.31 Significado de las Variables para el Cálculo del Caudal en Acuífero Mixto.

Las variables  $r_0$  y  $h_0$ , tienen el significado antes descrito; es decir, el del radio equivalente y el abatimiento al centro del área excavada, respectivamente.

#### 4.1.4 Excavaciones en Trinchera en Acuíferos Libres o Confinados pero Pozos con Penetración Completa.

La fig. III.32 muestra un grupo de pozos perimetrales a una excavación larga y angosta. A este tipo de excavaciones se les conoce como: excavaciones en trinchera. Un caso análogo se presenta cuando la relación  $\frac{a}{b}$  es muy grande.



En un acuífero libre, el caudal de bombeo que se filtraría hacia una excavación en trinchera se puede estimar confiablemente con la expresión:

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)} + 2 \left( \frac{xk(H^2 - h_0^2)}{2L} \right) \quad [L^3/T] \quad (III.41)$$

Y para una excavación en trinchera en acuífero confinado:

$$Q = \frac{2\pi k B(H - h_0)}{\ln(R/r_0)} + 2 \left( \frac{xkB(H - h_0)}{L} \right) \quad [L^3/T] \quad (III.41)$$

La fig. III.32 muestra el significado de las variables utilizadas en las ecuaciones III.40 y III.41.

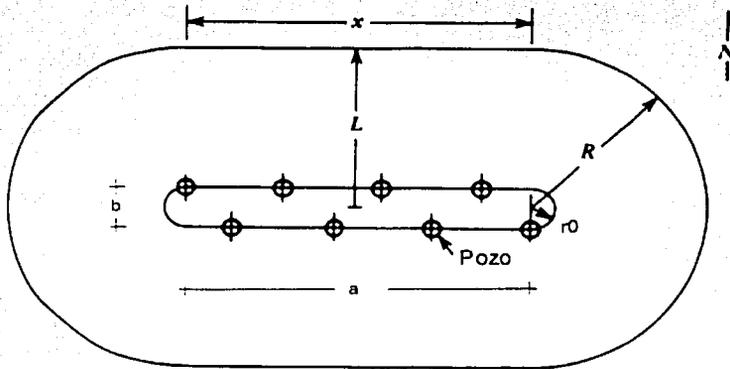


Fig. III.32 Arreglo Perimetral de los Pozos de Bombeo en una Excavación en Trinchera.

Note que en un arreglo perimetral de los pozos de bombeo, los pozos de los extremos bombearán un caudal mayor que el de los pozos centrales. Debido a que en los trabajos de excavación en trinchera la posición de los pozos cambia respecto al avance de la excavación, conviene seleccionar el equipo de bombeo en función del mayor caudal.

#### 4.1.5 Excavaciones en Acuíferos Libres o Confinados y Pozos con Penetración Parcial.

Cuando la profundidad de excavación representa solo una parte del espesor saturado de un acuífero (sea libre o confinado), es necesario encontrar la profundidad de penetración óptima del sistema de pozos profundos. Cuando se utilizan sistemas *Well-Point* o sistemas de Inyección-Descarga, generalmente penetran solo una parte del espesor saturado del acuífero y la manera de calcular los caudales de bombeo es mas bien empírica. No obstante, cuando se utilizan sistemas de pozos profundos el factor penetración influye notablemente en el costo del sistema. Por ejemplo, un sistema de pozos con penetración completa podría extraer grandes volúmenes de agua, pero frecuentemente se requerirán de pocos pozos y puede resultar menos costoso; por otra parte, si las zonas inferiores de un acuífero son altamente permeables, el incremento en el volumen de extracción causado por la penetración completa puede ser un factor determinante y un mayor número de pozos con penetración parcial, pudiera ser la mejor elección.

El caudal de bombeo de un pozo con penetración parcial en un acuífero libre, está dado por la ecuación:

$$Q = \frac{\pi k [(H-s)^2 - t^2]}{\ln\left(\frac{R}{r_0}\right)} \left[ 1 + \left( 0.30 + \frac{10r_0}{H} \right) \operatorname{sen}\left(\frac{1.8s}{H}\right) \right] \quad [L^3/T] \quad (\text{III.42})$$

En donde:  $R$  y  $r_0$  tienen el significado ilustrado en la fig. III.29 y el significado de las demás variables se ilustra en la fig. III.33

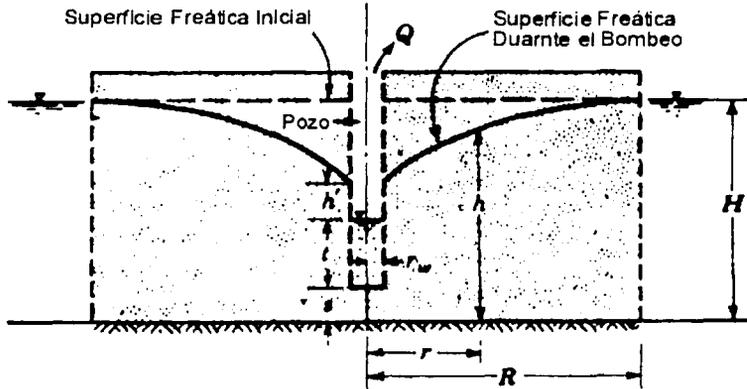


Fig. III.33 Pozo con Penetración Parcial en Acuífero Libre.

En la ecuación III.42, la distancia  $h'$  (superficie libre) se considera nula y solo se toma en cuenta, cualitativamente, en los análisis que se realizan para calcular la carga hidráulica dentro del pozo.

Cuando el abatimiento del nivel freático en un acuífero libre es menor que el 30% del espesor total saturado inicial, el acuífero se puede tratar confiablemente como uno confinado (Powers, 1981).

Por otra parte, el caudal de bombeo de un pozo que penetra parcialmente un acuífero confinado está dado por:

$$Q = \frac{2\pi kD(H - h_0)G}{\ln\left(\frac{R}{r_0}\right)} \quad [L^3/T] \quad (III.43)$$

En donde;  $G$ , es un factor de corrección por penetración parcial, el cual depende de la relación entre el gasto de un pozo con penetración parcial y el de un pozo con penetración completa que causa el mismo abatimiento. Aproximaciones confiables de  $G$  se pueden obtener a partir de la siguiente ecuación desarrollada por Kozeny (Leonards, 1962):

$$G = \frac{W}{D} \left( 1 + 7 \sqrt{\frac{r_0}{2W}} \cos \frac{\pi W / D}{2} \right) \quad [L^3/T] \quad (III.43)$$

En donde;  $W$ , representa la profundidad de penetración de la rejilla dentro del acuífero confinado de espesor  $D$ .

Para estimar caudales de bombeo utilizando las ecuaciones presentadas en el inciso 2.6.1 de este capítulo, se puede proceder como sigue:

El coeficiente de permeabilidad " $k$ " se puede estimar de ensayos de laboratorio con muestras de suelo representativas recuperadas de los primeros sondeos de exploración, o mediante el método de Byron Prugh; la magnitud del abatimiento y el radio promedio de la excavación son valores conocidos, por lo que la única variable independiente es el radio de influencia " $R$ ". Puesto que el radio de influencia no se conoce con precisión antes de iniciar el bombeo, se propone un intervalo de valores probables y se calculan los caudales correspondientes de donde se obtiene un intervalo probable de caudales. León y Mendoza, (1983) recomiendan, para cálculos preliminares, estimar el radio de influencia con la ecuación:

$$R = 300(H - h_0) \cdot \bar{k} \quad [m] \quad (III.44)$$

la cual es la propuesta por Sichart en 1930.  $H$  y  $h_0$ , se ingresan en [m] y  $k$ , en [cm/s].

Cuando exista una fuente de agua lineal situada a una distancia  $L$  medida a partir del centro del sistema de pozos, el radio de influencia lineal que produciría el mismo caudal que un pozo con radio de influencia radial, se puede obtener con la ecuación:

$$R = 2L \quad [m] \quad (III.45)$$

#### 4.2 Método de los Abatimientos Acumulados.

Para la aplicación de este método es necesario realizar una prueba de bombeo. Aplica en los casos donde los pozos mantendrán amplias separaciones o arreglos de forma irregular.

El método supone que los abatimientos en cualquier punto de la vecindad de un arreglo de pozos, serán iguales a la suma de los abatimientos que podrían haber sido causados por cada pozo operando individualmente.

Considérese el caso mostrado en la fig. III.34.a. Se requiere un abatimiento de la presión hidráulica en el acuífero confinado de por lo menos 8.40 m, dentro del área general de excavación y un abatimiento adicional de 0.50 m en el punto *A*.

A partir de los datos de la prueba de bombeo se construye el gráfico distancia-abatimiento, como el mostrado en la fig. III.34.b. Las distancias del centro de cada pozo a los puntos *A* y *B* se ubican en el gráfico y se lee el abatimiento. El abatimiento total logrado será la suma de los abatimientos de cada uno de los pozos individuales. La tabla III.6 es el resumen del cálculo de los abatimientos acumulados.

El método es conveniente para tratar con pozos de capacidad variable y para predecir el efecto sobre el sistema, si uno o más de los pozos llegarán a fallar.

Teóricamente, el método de los abatimientos acumulados no puede aplicarse en acuíferos libres, debido a que la transmisibilidad cambia con el abatimiento; sin embargo, cuando el abatimiento inducido es inferior al 20% del espesor total saturado inicial del acuífero libre, el método proporciona resultados razonables (Powers, 1981).

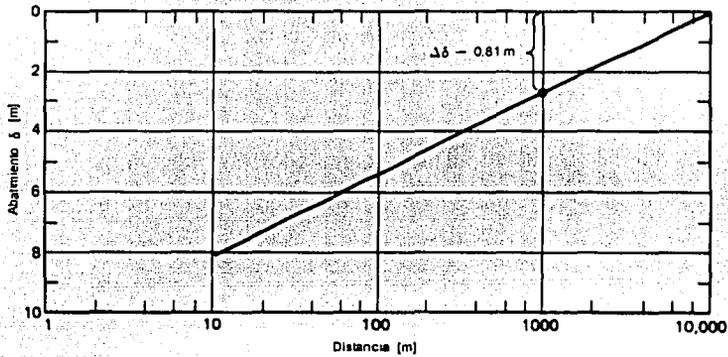
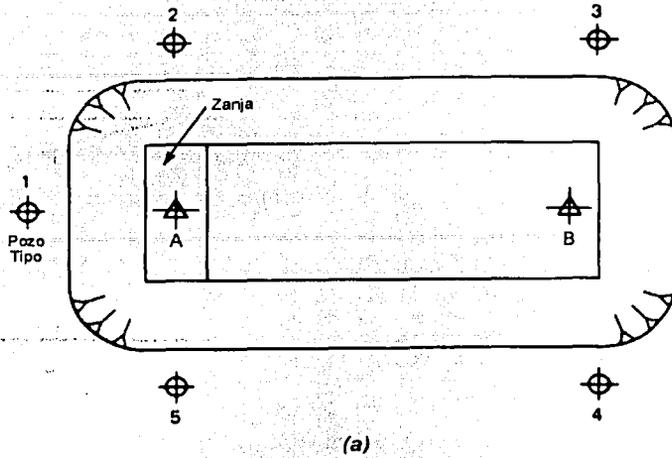


Fig. III.34 Método de los Abatimientos Acumulados. (a) Arreglo en Planta de los Pozos de Bombeo. (b) Gráfico Distancia-Abatimiento de una Prueba de Bombeo.

Tabla III.6 Cálculo de los Abatimientos Acumulados.

Pozo	Punto A [m]		Punto B [m]	
	r	δ	r	δ
1	11.59	1.95	42.70	1.50
2	14.34	1.90	35.10	1.60
3	36.60	1.60	15.25	1.86
4	36.60	1.60	15.25	1.86
5	14.34	1.90	35.10	1.60
<b>Totales</b>		<b>8.95</b>		<b>8.42</b>

### 4.3 Aplicando la Ecuación de Darcy.

Este método aplica en toda condición en la que se pueda estimar razonablemente, el coeficiente de permeabilidad, el área del acuífero en la dirección perpendicular al flujo y el gradiente hidráulico.

El caudal total,  $Q$ , que se filtraría hacia la excavación, está dado por (Cedergren, 1967):

$$Q = kh_a \frac{(H - h_0)}{(R - r_0)} L \quad (II.15)$$

El significado de las variables se muestra en la fig. III.35.

Para un acuífero confinado,  $h_a$ , representa su espesor y para un acuífero libre, el espesor a una distancia radial,  $r_a$ , medida a partir del centro de la excavación. Por ejemplo, de la fig. III.35 se observa que:  $h_a = (H + h_0)/2$

Los caudales de bombeo se calculan para diferentes valores propuestos para el radio de influencia.

Los caudales obtenidos de la aplicación directa de la ecuación de Darcy, pueden resultar ligeramente inferiores que aquellos calculados con el método del pozo de gran diámetro (Cedergren, 1967).

III. LA RED DE FLUJO ESTABLECIDO

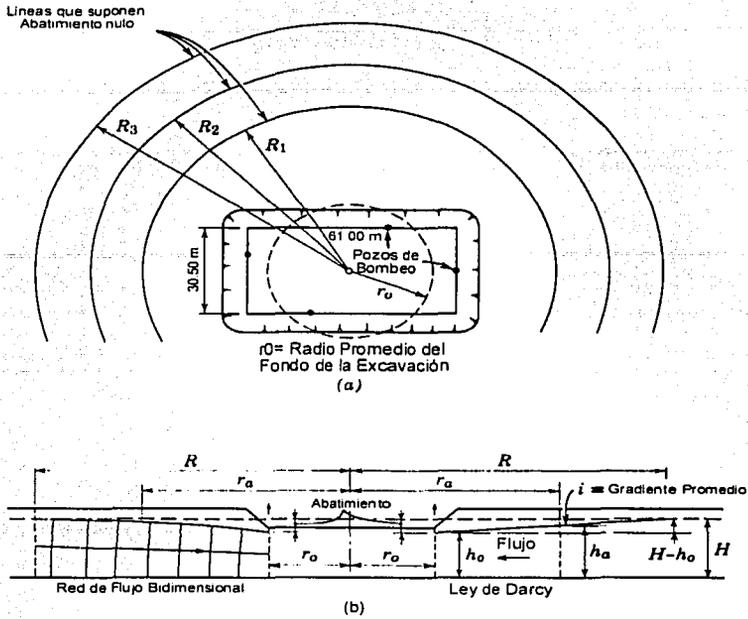


Fig. III.35 Significado de las Variables para el Cálculo del Caudal mediante la Ecuación de Darcy (Cedergren, 1967)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## IV. CONDICIONES HIDRODINÁMICAS EN EXCAVACIONES.

De las excavaciones profundas y poco profundas practicadas por debajo del nivel freático se pueden distinguir dos casos con un comportamiento hidrodinámico diferente: 1) las practicadas en suelos granulares y 2) las practicadas en suelos arcillosos.

Debido a la gran diferencia que existe entre las características de permeabilidad de uno y otro suelo, en las excavaciones realizadas en suelos granulares se puede afirmar que el flujo de agua se establece inmediatamente después de alterar las condiciones piezométricas iniciales por el uso del sistema de bombeo, generando componentes del flujo hidrodinámico que pueden alterar la estabilidad de la excavación. Como la ecuación de Laplace gobierna el flujo establecido en los suelos, su solución gráfica permite analizar las posibles condiciones de inestabilidad generadas por el flujo de agua.

Por otra parte, al excavar en suelos arcillosos, el tiempo necesario para que el flujo de agua se establezca es mayor que el comúnmente necesario para mantener abierta la excavación, por lo que la solución a la ecuación de Laplace solo permitiría analizar una condición eventual a largo plazo.

Por esta razón, es necesario diferenciar los métodos que permiten analizar el movimiento del agua en función de las características de permeabilidad de los suelos y al mismo tiempo, discutir aquellas teorías que permiten definir el estado de esfuerzos después de alterar las condiciones piezométricas iniciales en suelos arcillosos, para analizar la estabilidad de las excavaciones ante el flujo de agua y las deformaciones verticales asociadas.

### **1. Excavaciones en Suelos Granulares.**

#### **1.1 Bombeo en Arenas.**

Inmediatamente después de iniciado el bombeo, la extracción del agua libre contenida entre los poros del suelo induce un flujo de agua por gravedad hacia la superficie abatida. Es usual que ocurran descensos de 3 a 6 m en solo algunas horas. Sin embargo, la parte restante del agua contenida en el suelo es liberada lentamente (hasta alcanzar la condición de flujo establecido) debido a que se encuentra sometida a fuerzas de tensión superficiales. Conforme el bombeo continúa, las fuerzas capilares retienen la humedad en los poros del suelo creando la cohesión

aparente, produciendo un incremento momentáneo en el esfuerzo efectivo y con ello, mejorando la estabilidad de los taludes de la excavación.

Por otra parte, cuando el abatimiento en los niveles del agua es insuficiente como para evitar que las fuerzas de filtración ascendentes incidan en el fondo de la excavación, el suelo en esa zona se expone al fenómeno de tubificación.

### 1.2 Estado de Esfuerzos.

Para definir el estado de esfuerzos, en condiciones hidrodinámicas, asociado al cambio en las condiciones piezométricas iniciales por el uso del sistema de bombeo, considérese una excavación profunda soportada provisionalmente; practicada en una masa de suelo granular, homogénea y con una distribución hidrostática del nivel freático con la profundidad.

#### a) Condición Inicial.

Inicialmente, el estado de esfuerzos en la masa de suelo es geostático, variando linealmente con la profundidad (fig. IV.1)

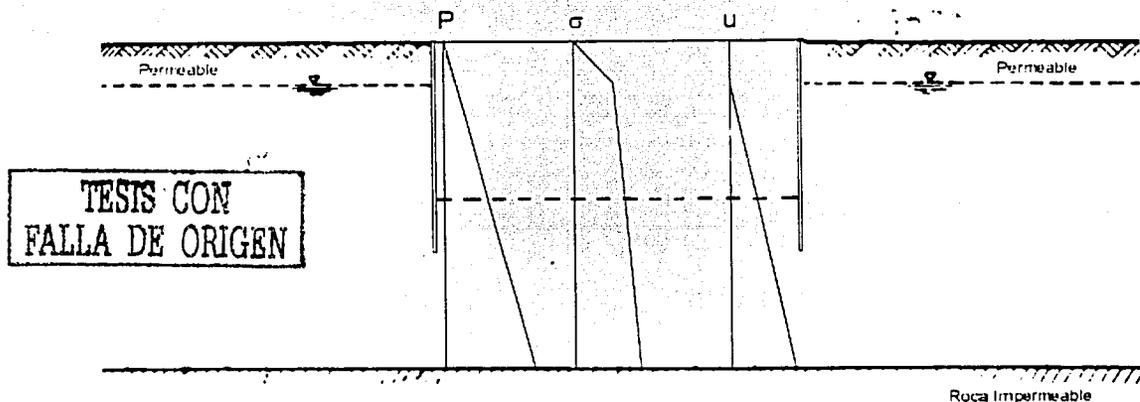


Fig. IV.1 Estado de Esfuerzos Inicial antes de realizar la Excavación en una masa de Suelo Granular, Homogéneo, Isótropo y con una Distribución Hidrostática del NAF con la Profundidad.

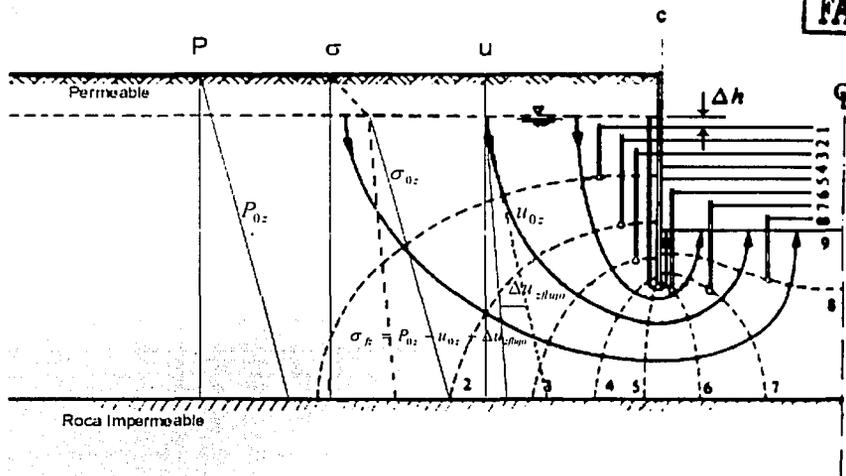
**b) Condición Inmediata a la Excavación.**

Inmediatamente después de alterar las condiciones piezométricas iniciales por el bombeo para poder trabajar en seco:

1) Fuera del área excavada se induce un flujo de agua vertical descendente, el cual provocará un incremento en el esfuerzo efectivo de un valor inicial,  $\sigma_0$ , al siguiente valor-final,  $\sigma_f$ , una vez que el flujo alcance el régimen establecido:

$$\sigma_f = P_{0z} - u_{0z} + \Delta u_{z/flujo} \quad [F/L^2] \quad (IV.1)$$

el cual puede ser estimado para cualquier profundidad,  $z$ , y en cualquier zona comprendida dentro del área de influencia de la red de flujo (fig. IV.2)



**Fig. IV.2 Estado de Esfuerzos fuera del área excavada inmediatamente después de alterar las condiciones piezométricas iniciales por el Bombeo.**

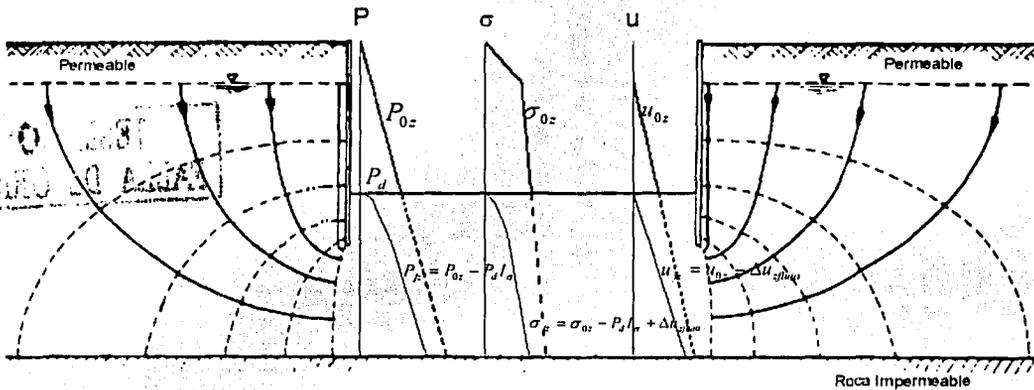
2) Dentro del área excavada, el sistema de bombeo constituye una pantalla antipresiones que impide que las fuerzas de filtración ascendentes lleguen hasta la superficie del fondo de la

excavación y provoquen la inestabilidad del material. El descenso del nivel freático inducido por el bombeo provocará un incremento en el esfuerzo efectivo, tal que:

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

$$\begin{aligned}
 P_{fz} &= P_{0z} - P_d I_\sigma & [F/L^2] \\
 u_{fz} &= u_{0z} - \Delta u_{\text{eflujo}} & [F/L^2] \\
 \sigma_{fz} &= \sigma_{0z} - P_d I_\sigma + \Delta u_{\text{eflujo}} & [F/L^2]
 \end{aligned}
 \tag{IV.2}$$

donde;  $I_\sigma$  representa el coeficiente de influencia a la profundidad  $z$  (fig. IV.3)



*Fig. IV.3 Estado de Esfuerzos dentro del área excavada inmediatamente después de alterar las condiciones piezométricas iniciales por el Bombeo.*

### c) Condición a largo Plazo.

Después de suspender el bombeo y colocar las cargas de la estructura, se desarrollará una subpresión al nivel de desplante la cual buscará reestablecer la condición hidrostática inicial.

### 1.3 Condiciones de Inestabilidad.

Las fuerzas de filtración asociadas al flujo de agua inducido por alterar las condiciones piezométricas iniciales, tanto por ejecutar la excavación como por el uso del bombeo, alteran el

equilibrio inicial que guarda la masa de suelo y condicionan a que el nuevo estado de esfuerzos siga siendo estable en una cierta zona de la excavación.

Las condiciones de inestabilidad por flujo de agua en excavaciones practicadas por debajo del nivel freático en suelos granulares son: 1) la licuación o pérdida de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante por un incremento en la presión de poro que anula el esfuerzo efectivo inicial y 2) la tubificación o erosión interna del suelo por la existencia de un gradiente hidráulico excesivo.

Al tener su origen en las fuerzas de filtración ambas están relacionadas, sin embargo, conviene tratarlas por separado para comprender su origen.

### 1.3.1 *Falla por Licuación.*

La componente de la fuerza de filtración por unidad de área a una profundidad  $z$ , vale:

$$J_z = i_z \gamma_w z \quad [F/L^2] \quad (IV.3)$$

y el esfuerzo efectivo a la misma profundidad es:

$$\sigma_z = \gamma z \quad [F/L^2] \quad (IV.4)$$

de esta manera, en las zonas expuestas de la excavación a un flujo de agua vertical ascendente, el esfuerzo efectivo en condiciones hidrodinámicas resulta:

$$\sigma_z = (\gamma - i_z \gamma_w) z \quad [F/L^2] \quad (IV.5)$$

por definición, la condición de licuación se presenta cuando  $\sigma_z = 0$ , por lo tanto:

$$\gamma = \gamma_w i_z \quad [F/L^2] \quad (IV.6)$$

es decir, el fenómeno de licuación por flujo de agua se presentará en el instante en que la presión de filtración iguale, en magnitud, al peso específico sumergido del suelo en una zona específica.

Debido a la naturaleza heterogénea y anisótropa de los suelos, las fallas por licuación se pueden presentar en zonas puntuales específicas del fondo de la excavación.

### 1.3.2 Falla por Tubificación.

En suelos granulares, al alterar las condiciones piezométricas iniciales por el uso de un sistema de bombeo para excavar por debajo del nivel freático, la tubificación se puede presentar en las zonas expuestas a un gradiente hidráulico elevado con dirección de flujo horizontal o vertical ascendente. En excavaciones poco profundas y sin elementos de soporte provisional practicadas en acuíferos libres, las zonas expuestas a tubificación son los taludes y el fondo, ya que el flujo de agua inducido es, en el primer caso prácticamente horizontal y en el segundo, prácticamente vertical ascendente. Por otro lado, en las excavaciones practicadas en acuíferos mixtos la zona expuesta es la del fondo de la excavación, ya que el flujo de agua inducido es prácticamente vertical ascendente cuando se alcanza el régimen establecido. Por otra parte, en excavaciones profundas soportadas lateralmente la zona expuesta únicamente es la del fondo.

Sin embargo, la tubificación también se puede presentar por el uso de un sistema de bombeo a efecto de los elevados gradientes horizontales que se producen cerca de los pozos de bombeo del sistema.

La tubificación de un volumen de suelo,  $V$ , sometido a un flujo de agua horizontal o vertical ascendente en régimen establecido, se presenta cuando la suma de las fuerzas resistentes a la erosión resultan iguales a la fuerza de filtración actuante sobre ese mismo volumen, es decir:

$$i\gamma_w V = \gamma V \quad [F] \quad (IV.7)$$

Por lo que el gradiente hidráulico crítico para falla por tubificación vale:

$$i_c = \frac{\gamma}{\gamma_w} \cong 1 \quad (IV.8)$$

Las fuerzas resistentes a la erosión dependen, de entre otros factores, de la cohesión y densidad de las partículas de la masa de suelo, por lo que los suelos más resistentes a la tubificación son los

arcillosos de alta plasticidad, los de mediana resistencia, las gravas y arenas bien graduadas y los de menor resistencia, las arenas finas y uniformes. La tabla IV.1 muestra el grado de resistencia a la tubificación de varios tipos de suelos (Flores, 1999).

De esta manera, para estudiar la factibilidad, desde el punto de vista geotécnico, del control de las filtraciones mediante zanjas drenantes en excavaciones poco profundas sin elementos de soporte lateral, se deben tomar en cuenta las componentes del flujo hidrodinámico inducidas, las cuales dependen de las condiciones de frontera de la región de flujo.

**Tabla IV.1 Relaciones Empíricas entre la Resistencia a la Tubificación y el Tipo de Suelo.**

<b>GRADO DE RESISTENCIA A LA TUBIFICACIÓN</b>	<b>TIPO DE SUELO</b>
Resistencia Mayor	Arcilla de alta plasticidad bien compactada. Arcilla de alta plasticidad mal compactada.
Resistencia Intermedia	Arena gruesa bien graduada o mezclas de Arena-Grava empacadas en Arcilla de mediana plasticidad bien compactada. Arena gruesa bien graduada o mezclas de Arena-Grava empacadas en Arcilla de mediana plasticidad mal compactada. Mezclas de Gravos-Arenas-Limos bien graduados sin cohesión, bien compactados.
Resistencia Mínima	Mezclas de Gravos-Arenas-Limos bien graduados sin cohesión, mal compactados. Arenas finas sin cohesión muy uniformes, bien compactas. Arenas finas sin cohesión muy uniformes, mal compactas.

La componente horizontal del flujo de agua se toma en cuenta en el análisis de estabilidad de los taludes de la excavación en condiciones hidrodinámicas. La magnitud de la fuerza de filtración considerada en el análisis, actuante en cada sección del talud, está dada por:

$$F = \gamma_w i V \quad [F] \quad (IV.9)$$

donde,  $V$ , es el volumen por espesor unitario de cada una de las secciones en las que se divide el talud (dovelas), dentro de la superficie de falla.

Una vez definido un ángulo estable para el talud, es necesario verificar su seguridad contra tubificación por medio de la relación:

$$F.S. = \frac{i_c}{i} \geq 4 \quad (IV.10)$$

donde,  $i$ , es el gradiente hidráulico de mayor magnitud en la red de flujo.

Por otra parte, una manera de tomar en cuenta la componente vertical ascendente del flujo hidrodinámico puede ser trazando una red de flujo (fig. III.26), y verificando los valores del gradiente hidráulico a la salida con la ecuación III.34.

En las excavaciones profundas soportadas lateralmente, la componente del flujo de agua asociada a la tubificación es la vertical ascendente que concurre en el fondo de la excavación. En estos casos existe el criterio práctico que establece un factor de seguridad contra tubificación a partir de la ecuación de Darcy (Flores, 1999):

$$F.S. = \frac{\pi_c D}{h} \geq 3 \quad (IV.11)$$

El significado de las literales se muestra en la fig. IV.4.

Existe un criterio semiempírico que requiere de la red de flujo establecido para calcular el exceso de presión hidrostática media,  $h_a$ , en un plano de coordenadas  $(D/4, D)$ , siendo  $D$ , la profundidad de empotramiento del elemento de soporte. Para calcular el factor de seguridad contra tubificación, el criterio utiliza la relación (Terzaghi, Peck and Mesri, 1996):

$$F.S. = \frac{D\bar{\gamma}}{h_a\gamma_w} \quad (IV.12)$$

La fig. IV.5 ilustra el significado de las variables de la ecuación IV.12. La presión  $h_a$ , se calcula a la profundidad  $D$ , y al centro del bloque  $e0af$ , su magnitud se puede calcular con la expresión III.31, numerando las líneas equipotenciales en dirección contraria al flujo de agua.

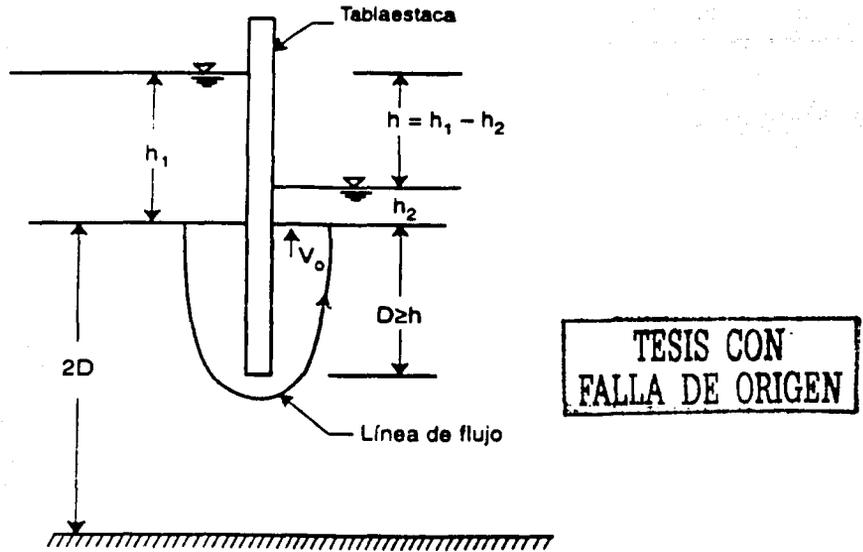


Fig. IV.4 Criterio práctico para obtener el Factor Seguridad contra Tubificación a partir de la ecuación de Darcy (Flores, 1999)

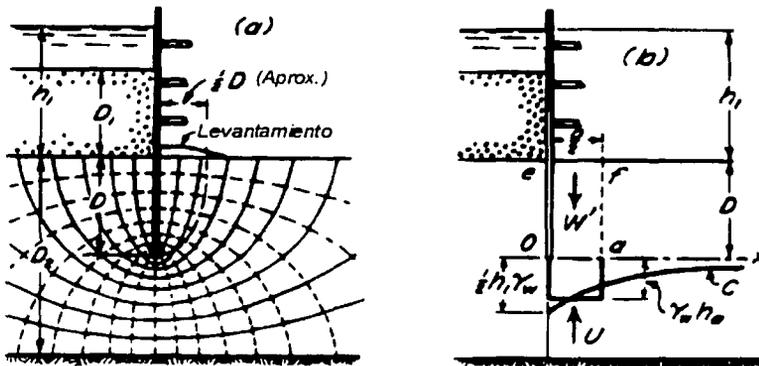


Fig. IV.5 Criterio Semiempírico de Terzaghi para obtener el Factor Seguridad contra Tubificación a partir de una Red de Flujo. (a) Red de Flujo Establecido. (b) Significado de las variables utilizadas en el análisis (Terzaghi, Peck and Mesri, 1996)

Respecto a la posibilidad de tubificación originada por el arrastre de los finos del suelo por los elevados gradientes hidráulicos a la entrada de los pozos de bombeo, se puede evitar confiablemente regulando las velocidades de entrada a niveles recomendables (tabla II.4) y colocando el filtro adecuado de acuerdo a la granulometría del material del acuífero. En el inciso 2.2.4 del capítulo II se indicaron valores y características recomendables.

## **2. Excavaciones en Suelos Arcillosos.**

### **2.1 Bombeo en Arcillas.**

Debido a que el agua contenida en los depósitos naturales de arcilla se encuentra atrapada entre su estructura, el flujo establecido se alcanza solo a largo plazo. Durante el bombeo en estos suelos, solo es posible extraer el agua libre a partir de las lentes permeables que existen en su estratigrafía, así como por las microfisuras.

La muy baja permeabilidad que exhiben estos suelos requiere que la separación de los pozos de bombeo sea menor que en los casos de bombeo en arenas, a pesar de la diferencia respecto a los gastos de extracción.

Además del incremento de esfuerzo efectivo por el bombeo en suelos arcillosos, el alivio de esfuerzos provocado por la simple acción de excavar por debajo del nivel freático reduce las presiones de poro iniciales. De esta manera, el uso del sistema de bombeo tiene por objetivo mantener esta condición favorable mientras la excavación permanece abierta, al mismo tiempo, evita que la arcilla adsorba agua e incremente su volumen, además de controlar el exceso de presión hidráulica contenida en algún estrato altamente permeable bajo el fondo de la excavación.

### **2.2 Estado de Esfuerzos.**

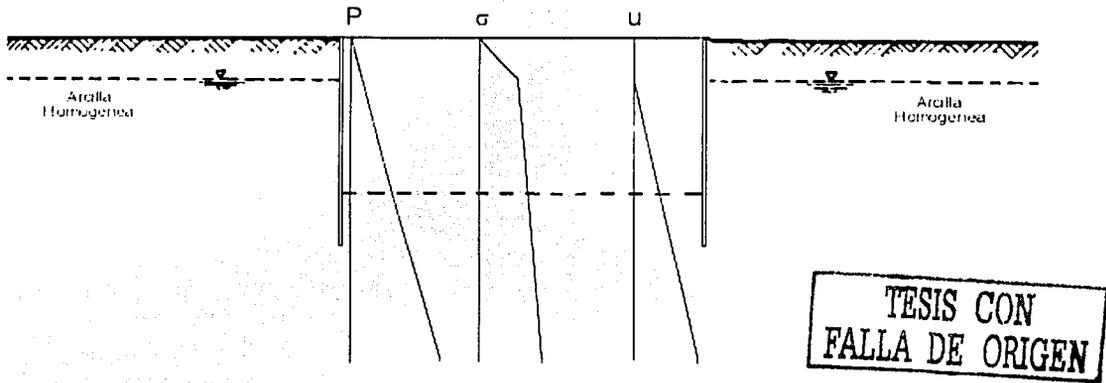
Las condiciones piezométricas iniciales en suelos impermeables se alteran por el simple efecto de la descarga provocada por la excavación, sin embargo, la condición de flujo establecido no se presenta inmediatamente después de este efecto sino a largo plazo. En su lugar, se presenta un decremento en las presiones de poro inmediatamente después de excavar y consecuentemente un abatimiento espontáneo del nivel freático (Juárez y Rico, 1963, Reséndiz, 1970). Este último efecto se puede analizar por medio de alguna teoría de presión de poro.

Para analizar el efecto sobre el estado de esfuerzos al excavar por debajo del nivel freático en una masa de suelo impermeable, considérense los siguientes casos de interés práctico en excavaciones profundas de extensión finita.

**2.2.1 Caso 1: Excavación profunda en extensión finita practicada en suelo arcilloso homogéneo, isótropo y linealmente elástico, sin el uso de algún sistema de bombeo. Distribución hidrostática del NAF con la profundidad.**

**a) Condición Inicial.**

Antes de excavar, el estado de esfuerzos en la masa de suelo es geostático (fig. IV.6)



*Fig. IV.6 Estado de Esfuerzos Inicial antes de realizar la Excavación en una masa de Suelo Arcilloso, Homogéneo, Isótropo y con una Distribución Hidrostática del NAF con la Profundidad.*

**b) Condición Inmediata a la Excavación.**

**Presión total:** La disminución de la presión total tendrá una distribución con la profundidad de acuerdo con las características físicas de la masa y de la geometría de la excavación, es decir:

$$P_{fz} = P_{0z} - P_{0d} I_{\sigma} \quad [F/L^2] \quad (IV.13)$$

**Presión de poro:** El cambio de presión intersticial,  $\Delta u$ , provocado por una variación en los esfuerzos principales, mayor ( $\Delta\sigma_1$ ) y menor ( $\Delta\sigma_3$ ), respectivamente, se puede expresar por (Skempton, 1954):

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad [F/L^2] \quad (IV.14)$$

Para el caso de un suelo totalmente saturado, la ecuación anterior se reduce a:

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad [F/L^2] \quad (IV.15)$$

En una prueba triaxial en la que  $\sigma_3$  permanezca constante, es decir,  $\Delta\sigma_3=0$ , el coeficiente  $A$  en cualquier instante se define por la ecuación:

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3} \quad (IV.16)$$

siendo;  $A$ , el coeficiente de presión de poro de Skempton, el cual se puede determinar por medio de ensayos triaxiales *CUE* (Consolidados no drenados en extensión) con medición de presión de poro, en función del cambio en los esfuerzos principales que origine la excavación;  $\Delta u$ , representa la presión de poro desarrollada durante la etapa de falla en extensión del espécimen de prueba.

El coeficiente de presión de poro  $A$  depende, de entre otros factores, del nivel de esfuerzos y de la magnitud de la deformación provocada por el cambio de esfuerzos principales.

Al excavar se produce un decremento de esfuerzo vertical,  $\Delta\sigma_1$ , y una disminución del esfuerzo horizontal,  $\Delta\sigma_3=K_0\Delta\sigma_1$ , donde  $K_0$  es el coeficiente de empuje de tierras en reposo. Considerando únicamente la variación del esfuerzo principal mayor  $\Delta\sigma_1$ , se tiene:

$$\Delta u^d = A\Delta\sigma_1 = AP_{0d} \quad [F/L^2] \quad (IV.17)$$

de donde el decremento de presión de poro al nivel del fondo de la excavación, en función del coeficiente  $A$ , estará dado por:

$$u_{0d} = u_{0z} - AP_{0d} \quad [F/L^2] \quad (IV.18)$$

No obstante, el alivio de esfuerzo total con la profundidad es función del coeficiente de influencia  $I_\sigma$ , por lo tanto:

$$u_{0z} = u_{0z} - AP_{0z} \quad [F/L^2] \quad (IV.19)$$

**Esfuerzo efectivo:** El esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la excavación inmediatamente después de excavar,  $\sigma_{0z}$ , en función de la reducción de presión de poro provocada por el alivio de esfuerzos totales, vale:

$$\sigma_{0z} = AP_{0d} - u_{0d} \quad [F/L^2] \quad (IV.20)$$

Puesto que el alivio de esfuerzos totales por debajo del fondo de la excavación es función del coeficiente de influencia,  $I_\sigma$ , el esfuerzo efectivo con la profundidad, inmediatamente después de excavar resulta:

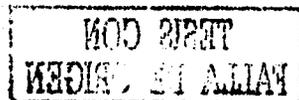
$$\sigma_{0z} = \sigma_{0z} - (1 - A)P_{0z} \quad [F/L^2] \quad (IV.21)$$

Si el periodo de tiempo en el que se realiza la excavación es inferior al necesario para alcanzar la condición de flujo establecido, la muy baja permeabilidad de la arcilla impedirá la modificación inmediata del esfuerzo efectivo, por tanto, inmediatamente después de efectuada la descarga, el nivel freático se situará a la profundidad (Juárez y Rico, 1963):

$$z_0 = \frac{\sigma_{0d}}{\gamma_w} \quad [L] \quad (IV.22)$$

Ahora, la profundidad de abatimiento del nivel freático bajo el fondo de la excavación, en función del coeficiente de presión de poro  $A$  de Skempton,  $z_d$ , es:

$$z_d = \frac{AP_{0d} - u_{0d}}{\gamma_w} \quad [L] \quad (IV.23)$$



pero siempre se cumplirá que:

$$z_d \leq z_0 \quad [L] \quad (IV.24)$$

En la fig. IV.7 se muestra gráficamente el estado de esfuerzos inmediato a la excavación.

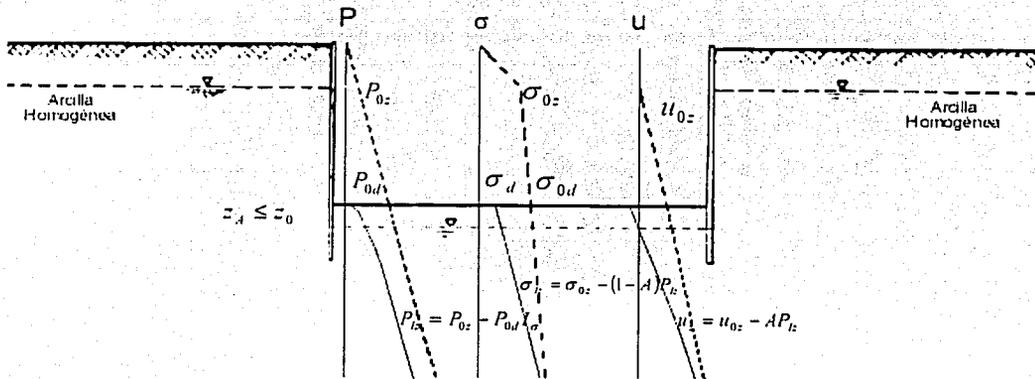


Fig. IV.7 Estado de Esfuerzos Inmediatamente después de la Excavación.

c) Condición a largo Plazo.

Si mientras la excavación permanece abierta se alcanza la condición de flujo establecido, el estado de esfuerzos se modificará de tal manera que:

1) Dentro del área excavada:

$$u_{fz} = u_{0z} - AP_{fz} - \Delta u_{z|f|ijz} \quad [F/L^2] \quad (IV.25)$$

$$\sigma_{fz} = \sigma_{0z} - P_{0d}I_{\sigma} + AP_{fz} + \Delta u_{z|f|ijz} \quad [F/L^2] \quad (IV.26)$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

En las expresiones IV.25 y IV.26,  $\Delta u_{\text{flujos}}$ , tiene el significado de la ecuación III.30. La tendencia a la adsorción de agua por parte de la arcilla (la cual define la profundidad en la cual se verificará la expansión por adsorción de agua), comenzará a partir de la profundidad en donde se cumpla la igualdad (fig. IV.8):

$$u_{fz} = u_{oz} \quad (IV.27)$$

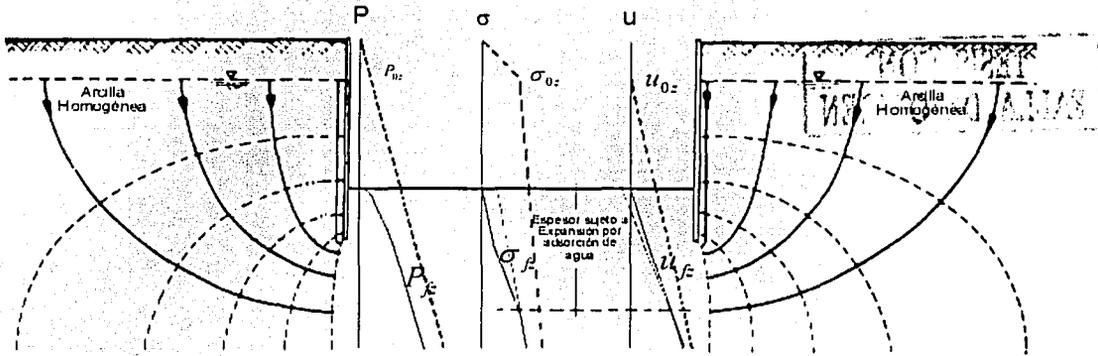


Fig. IV.8 Estado de Esfuerzos para la Condición de Flujo Establecido.

2) Fuera del área excavada, el estado de esfuerzos estará dado por:

$$u_{fz} = u_{oz} - \Delta u_{\text{flujos}} \quad [F/L^2] \quad (IV.27)$$

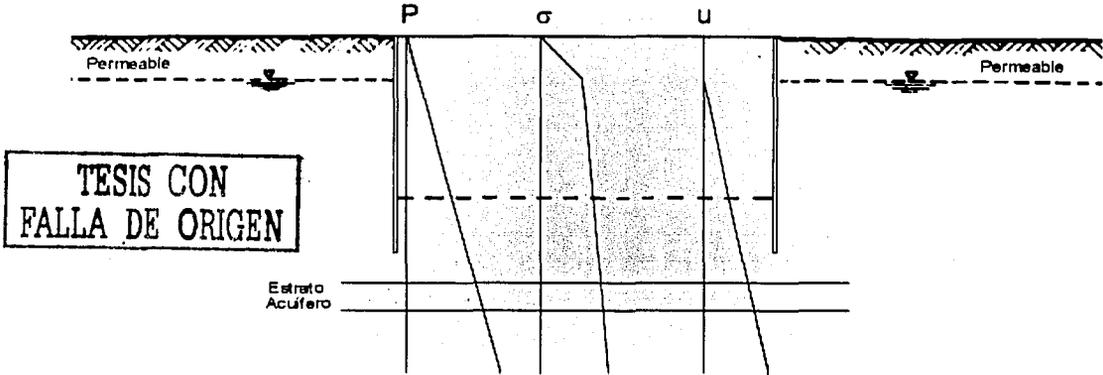
$$\sigma_{fz} = P_{0z} - u_{oz} + \Delta u_{\text{flujos}} \quad [F/L^2] \quad (IV.28)$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**2.2.2 Caso 2: Excavación profunda en extensión finita practicada en suelo arcilloso, sin el uso de algún sistema de bombeo, cercana a un estrato acuífero confinado. Distribución hidrostática del NAF con la profundidad.**

**a) Condición Inicial.**

Inicialmente, el estado de esfuerzos en la masa de suelo es geoestático (fig. IV.9)



**Fig. IV.9 Estado de Esfuerzos Inicial antes de realizar la excavación.**

**b) Condición Inmediata a la Excavación.**

**Presión total:** El alivio de presión total provocado por la excavación se puede expresar cuantitativamente por la ecuación IV.13.

**Presión de poro:** El efecto del abatimiento espontáneo del *NAF* inmediatamente después de excavar se verificará según lo mencionado para el caso 1. Su nueva posición con la profundidad se puede estimar por medio de la ecuación IV.23.

**Esfuerzo efectivo:** Puesto que la presión hidráulica se mantiene constante durante todo el proceso de excavación (recordando que se está considerando que no existe instalado algún sistema de bombeo), el efecto de la descarga disminuirá la magnitud del esfuerzo efectivo. Inmediatamente después de excavar, el nuevo esfuerzo efectivo en la frontera superior del estrato acuífero confinado,  $\sigma_{di}$ , será:

$$\sigma_{ld} = \sigma_{0d} - P_{0h} I_{cd} \quad [F/L^2] \quad (IV.29)$$

siendo:  $P_{0h}$ , la presión total inicial al nivel del fondo de la excavación,  $\sigma_{0d}$ , el esfuerzo efectivo inicial a la profundidad  $d$  e  $I_{cd}$ , el valor de influencia a la profundidad,  $d$ , (fig. IV.10).

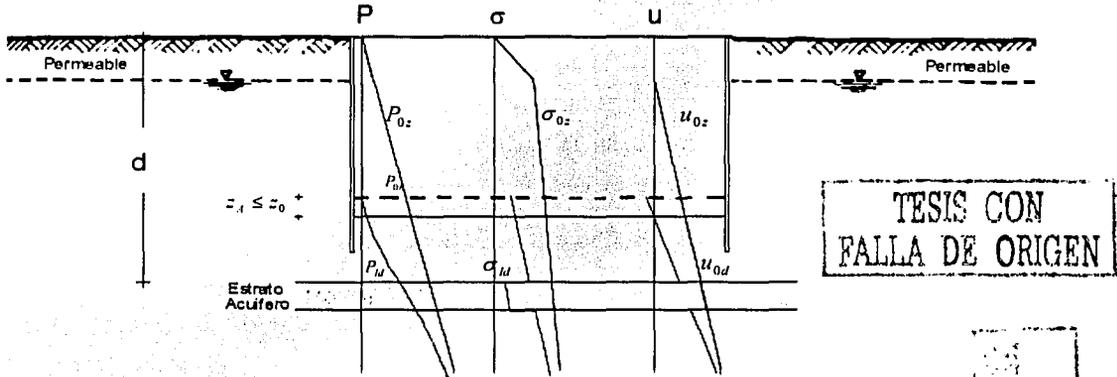


Fig. IV.10 Estado de Esfuerzos Inmediatamente después de Excavar.

Si en la ecuación IV.29 se hace  $\sigma_{ld} = 0$ , entonces la profundidad crítica a la cual puede efectuarse la excavación sin que ocurra la falla de fondo por subpresión es:

$$h_c = \frac{\sigma_{0d}}{\gamma_m I_{cd}} \quad [F/L^2] \quad (IV.30)$$

en la cual;  $\gamma_m$ , representa el peso volumétrico del material excavado.

La seguridad de la excavación contra la falla de fondo por subpresión se puede determinar en forma práctica por la relación (NTCDC-DF, 1995):

$$F.S = \frac{P_{ld}}{u_{od}} \geq 1.30 \quad [F/L^2] \quad (IV.31)$$

Para una excavación finita delimitada por elementos de soporte provisional, el factor de seguridad contra falla de fondo por subpresión está dado por la relación (Taméz et al, 1987):

$$F.S._{SUP} = \frac{\gamma_m h_f BL + 2c(Bh_f + Lh_p)}{\gamma_w h_w BL} \geq 1.30 \quad [F/L^2] \quad (IV.32)$$

En donde:  $B$ ,  $L$ , representan el ancho y el largo de la excavación y  $c$ , la resistencia no drenada del material comprendido entre el fondo de la excavación y la frontera superior del acuífero. El significado de las demás literales se ilustra en la fig. IV.11.

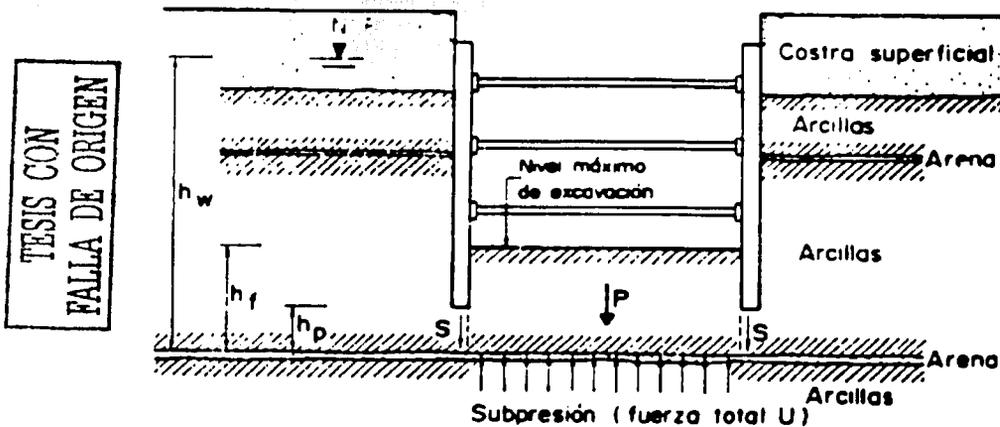


Fig. IV.11 Significado de las variables involucradas en el cálculo del factor de seguridad contra subpresión en una excavación apuntalada.

Note que en la ecuación IV.32 se considera la resistencia no drenada del suelo desarrollada a lo largo de las caras laterales de la excavación, sin embargo, esta resistencia es función de la variación en el contenido de humedad de la arcilla.

### **c) Condición a largo Plazo.**

En un tiempo que dependerá de la permeabilidad de la arcilla, de la profundidad de la excavación, de la extensión del área excavada y de la distancia del fondo de la excavación al estrato acuífero confinado, se desarrollará un flujo establecido tanto del exterior como del estrato acuífero hacia el fondo de la excavación, el cual tenderá a reestablecer la condición hidrostática inicial. En este momento, comenzará la expansión de la arcilla situada arriba del estrato acuífero por efecto del flujo de agua (fig. IV.8). Una red de flujo establecido permitirá estimar la variación de la presión de poro y el correspondiente esfuerzo efectivo (fig. III.26). El estado de esfuerzos final en condiciones hidrodinámicas se puede estimar mediante las ecuaciones IV.25 y IV.26 (Caso 1)

### **2.3 Condiciones de Flujo.**

Al excavar por debajo del nivel freático en suelos arcillosos el movimiento del agua está condicionado a lo siguiente: 1) la permeabilidad de la masa de arcilla, 2) la profundidad de la excavación (la cual genera el gradiente hidráulico vertical) y 3) la extensión del área excavada (la cual determina el cambio en la presión total).

Mientras que en los suelos permeables la condición de flujo establecido se presenta inmediatamente después de excavar y sin abatimiento espontáneo del nivel freático, en los suelos impermeables la condición de flujo establecido se alcanza solo a largo plazo.

Para identificar las componentes del flujo hidrodinámico con respecto al avance en la excavación, considérense los siguientes casos de interés práctico de excavaciones profundas practicadas en suelos arcillosos "sin el uso de algún sistema de bombeo".

#### **2.3.1 Caso 1: Excavación profunda en extensión finita soportada lateralmente, sobre arcilla homogénea, sin el uso de algún sistema de bombeo.**

- 1) A condición de excavar hasta el nivel de desplante de la cimentación en forma continua y en un lapso de tiempo inferior al necesario para inducir el flujo establecido, se verificará un abatimiento espontáneo del nivel freático bajo el fondo de la excavación a una profundidad igual o inferior a  $z_0$ .

2) Considerando que lo que disminuya la presión total será lo que disminuirá la presión hidráulica, después de alcanzar el nivel de desplante se presentará un flujo de agua en régimen transitorio; es decir, variable con el tiempo, el cual generará las siguientes componentes hidrodinámicas:

- a) Flujo de agua radial del exterior hacia el centro de la excavación; puesto que la presión hidráulica disminuirá más en las zonas centrales y en los niveles próximos al fondo de la excavación y
- b) Flujo de agua vertical ascendente de las zonas profundas hacia el centro del área excavada, puesto que la disminución en la presión hidráulica será cada vez menor conforme incrementa la profundidad.

3) En un tiempo superior al comúnmente necesario para mantener abierta la excavación (3 a 6 meses), se alcanzará la condición de flujo establecido, durante el cual la solución gráfica a la ecuación de Laplace es aplicable. El estado de esfuerzos para esta etapa está representado por las ecuaciones IV.25 y IV.26.

**2.3.2 Caso 2: Excavación profunda en extensión finita soportada lateralmente, sobre arcilla homogénea cercana a un estrato acuífero confinado, sin el uso de algún sistema de bombeo.**

- 1) El abatimiento espontáneo del nivel freático se verificará según lo condicionado para el caso anterior.
- 2) Después de concluida la excavación, la presencia del estrato acuífero confinado inducirá una componente de flujo prácticamente vertical. En este instante se deberá cumplir que (ver fig. IV.10):

$$P_{fd} > u_{od} \quad [F/L^2] \quad (IV.33)$$

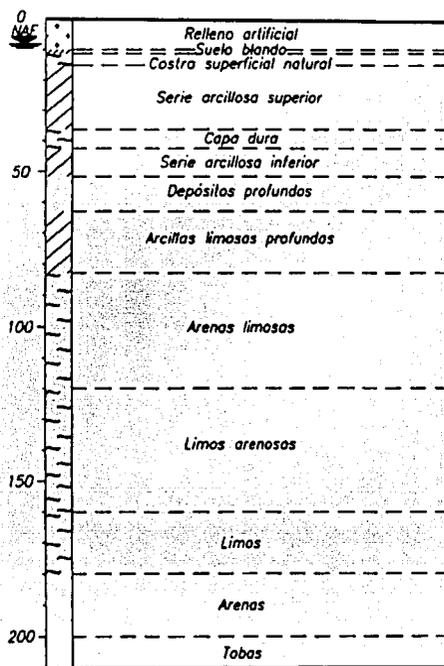
para evitar la falla de fondo por subpresión.

3) Dependiendo de la distancia del fondo de la excavación al estrato acuífero, de la permeabilidad vertical de la masa de suelo comprendida en esa distancia y de la profundidad

y extensión del área excavada, el flujo de agua alcanzará el régimen establecido. Las condiciones de esfuerzos en esta etapa se pueden determinar a partir de una red de flujo.

**2.3.3 Caso 3: Excavación profunda en extensión finita en la zona lacustre del Valle de México, sin el uso de algún sistema de bombeo.**

La fig. IV.12 muestra un perfil estratigráfico típico de la zona.



**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

*Fig. IV.12 Perfil Estratigráfico Típico de la Zona Lacustre del Valle de México.*

- 1) El bombeo profundo para suministro de agua potable ha originado que en esta zona exista una reducción en las presiones de poro con respecto a la distribución hidrostática, de tal manera que aun antes de excavar ya existe una condición hidrodinámica (fig. IV.13).

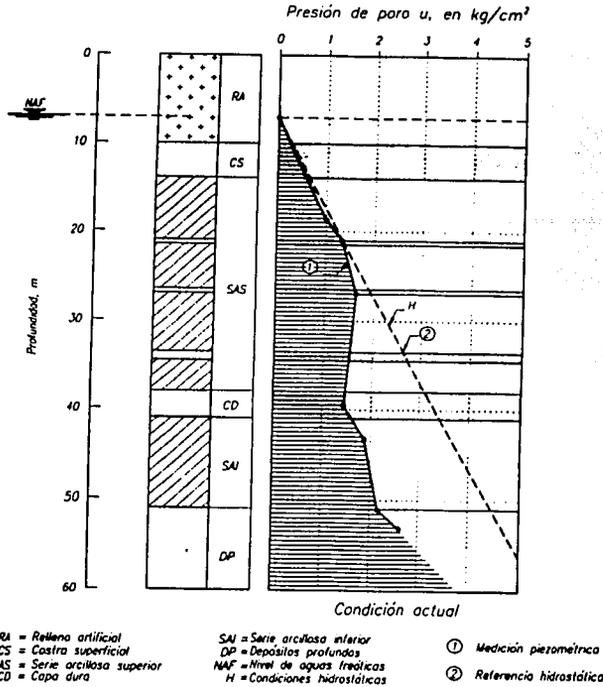


Fig. IV.13 Distribución de la Presión Hidráulica con la profundidad en la Zona Lacustre del Valle de México.

- 2) Debido a este efecto, antes de realizar cualquier excavación profunda en la zona de lago del Valle de México, las condiciones de flujo en la masa de suelo serán las siguientes (Rodríguez, 1989):

Flujo descendente de la zona baja de la formación arcillosa superior hacia la capa dura, y flujo tanto ascendente como descendente de la formación arcillosa inferior hacia la capa dura y los depósitos profundos, respectivamente (fig. IV.14).

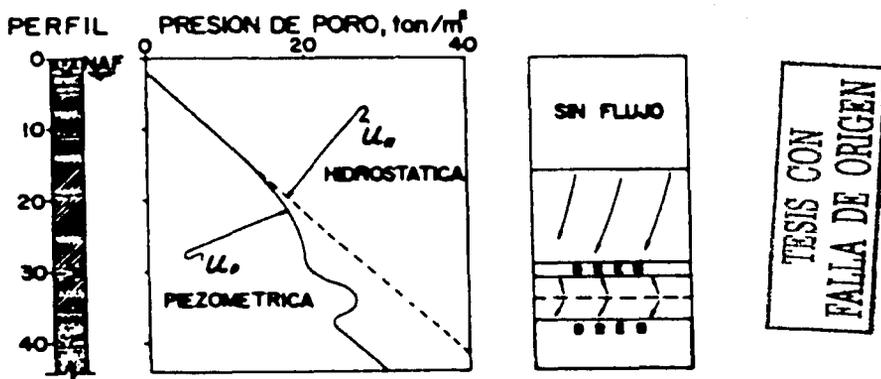


Fig. IV.14 Condiciones de Flujo Iniciales en la Zona Lacustre del Valle de México.

3) Inmediatamente después de excavar, las presiones de poro se abatirán espontáneamente a condición de excavar en forma continua y de manera rápida; si se acepta que la impermeabilidad de la arcilla impide que se modifique de forma instantánea el esfuerzo efectivo, entonces para mantener la misma relación en el estado de esfuerzos efectivos iniciales, la descarga por excavación producirá un estado de tensión en el agua con lo que el valor nulo de la presión de poro se situará a una cierta profundidad bajo el área excavada. En consecuencia, el abatimiento de la presión de poro (en función del alivio de esfuerzos totales) se puede estimar con la ecuación:

$$\Delta u_z^{Poh} = P_{0h} I_{\sigma} \quad [F/L^2] \quad (IV.34)$$

y la nueva presión de poro inmediatamente después de excavar valdrá:

$$u_{iz} = u_{0z} - \Delta u_z^{Poh} \quad [F/L^2] \quad (IV.35)$$

La profundidad bajo el fondo de la excavación a la cual se habrá abatido el *NAF* queda definida en donde se cumpla:

$$u_{0z} - \Delta u_z^{poh} = 0 \quad [F/L^2] \quad (IV.36)$$

Estimando la reducción en la presión de poro en función del coeficiente de presión de poro  $A$ , de Skempton y considerando para la arcilla del Valle de México valores de  $A$  entre 0.30 y 0.50, se tiene:

$$0.30P_{1z} \leq \Delta u_z^A \leq 0.50P_{1z} \quad [F/L^2] \quad (IV.37)$$

Esta reducción en la presión de poro modificará las condiciones de flujo. Por ejemplo, para una excavación que no exceda de 10 m de profundidad, inmediatamente después de excavar las condiciones de flujo se podrían modificar a lo ilustrado en la fig IV.15.

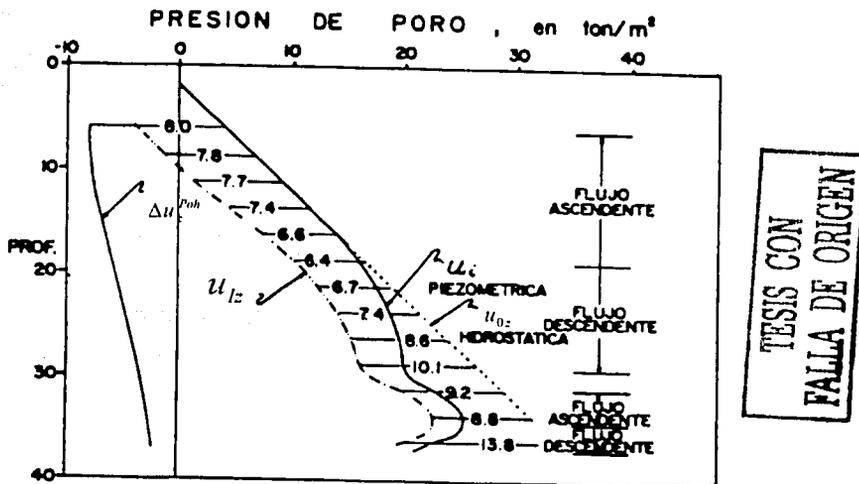


Fig. IV.15 Abatimiento de la Presión de Poro después de una Excavación Profunda en la Zona Lacustre del Valle de México.

En la parte alta de la formación arcillosa superior, se induciría un flujo ascendente y en la parte baja de la misma formación, se mantendría el flujo descendente siempre y cuando el

abatimiento en la presión de poro mantenga el mismo signo en el gradiente hidráulico. En caso contrario se volverá ascendente.

La componente del flujo vertical tendría que ser tomada por el sistema de bombeo, drenando los lentes permeables de la *FAS* e inclusive a la capa dura, cuando las grandes excavaciones induzcan un cambio en el signo del gradiente hidráulico. La pantalla impermeable que constituiría el sistema de bombeo evitaría la posibilidad de la falla de fondo por subpresión así como las expansiones diferidas por adsorción de agua.

Por otra parte, en los casos de excavaciones sin elementos de soporte lateral, se induce una componente de flujo horizontal en las orillas cercanas al fondo de la excavación, por la diferencia en la carga hidráulica generada. Estas filtraciones tendrán que ser encauzadas hacia zanjas drenantes.

- 4) Una vez que la inestabilidad del fondo por subpresión queda eliminada por la colocación de las cargas de la estructura, el bombeo debe suspenderse. En esta etapa se inicia el proceso de adsorción de agua por parte de la arcilla y el incremento de presión de poro que intenta reestablecer las condiciones hidrostáticas iniciales.

### **3. El Bombeo y las Deformaciones Verticales.**

El abatimiento del *NAF* previo a la excavación produce una sobrepresión intersticial. Una vez que esta sobrepresión se ha disipado y se alcanza el equilibrio final, induce un efecto de precarga incrementando el esfuerzo efectivo inicial provocando un asentamiento en la zona de influencia del bombeo. En los casos de cimentaciones compensadas, este asentamiento reduce la expansión inicial por el efecto de la descarga y al mismo tiempo, el asentamiento posterior por recompresión.

En los suelos granulares, el exceso de presión de poro provocado por el bombeo previo a la excavación se disipa prácticamente después de iniciado el bombeo; pero por el contrario, en suelos arcillosos la disipación es una función del tiempo de operación del sistema de bombeo.

### 3.1 Mecanismos de Deformación.

El uso de un sistema de bombeo para el control del flujo de agua en excavaciones durante la construcción de cimentaciones, puede causar deformaciones en la masa de suelo por los siguientes efectos:

- 1) Remoción excesiva de finos del suelo por la construcción inapropiada de los pozos de bombeo.
- 2) Tubificación por pérdidas de suelo en taludes durante la captación de las filtraciones mediante zanjas drenantes.
- 3) Consolidación de los estratos compresibles por el abatimiento de los niveles piezométricos.

Para evitar el primer efecto se requiere construir un filtro adecuado en cada pozo del sistema. El segundo efecto se evita seleccionando el sistema de bombeo más conveniente de acuerdo al análisis de estabilidad de la excavación ante el flujo de agua.

Para controlar los cambios de esfuerzo efectivo en los estratos compresibles, es necesario determinar los cambios en los niveles piezométricos ocasionados por el bombeo en función del tiempo de operación del sistema.

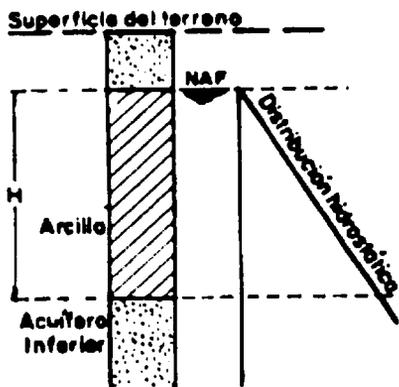
Para ilustrar el proceso de disipación del exceso de presión de poro en función de las condiciones de contorno generadas por el sistema de bombeo, considérese el siguiente caso.

#### 3.1.1 Abatimiento del NAF por debajo de un Estrato Compresible.

Antes de iniciar la reducción de la presión hidráulica en el estrato arenoso inferior, la distribución de la presión de poro es hidrostática (fig. IV.16).

El abatimiento en la presión hidráulica en el acuífero provocará un flujo de agua vertical descendente del estrato arcilloso hacia el arenoso inferior, induciendo la consolidación de la arcilla. El proceso de disipación de la presión de poro progresará de la parte inferior del estrato compresible hacia la superior, mientras que el NAF se mantendrá prácticamente constante durante esta etapa del proceso (fig. IV.17).

El efecto de la pérdida de presión hidráulica en la arena, se manifestará al principio como una deformación alrededor de cada pozo; posteriormente, el efecto se extenderá a una mayor distancia hasta que se generalice el hundimiento en toda el área influenciada por el sistema de bombeo. Sin embargo, las deformaciones de la superficie no serán uniformes, porque además del efecto inicial, influirán las variaciones estratigráficas y de compresibilidad de la arcilla.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. IV.16 Distribución Hidrostática Inicial en el Estrato de Arcilla.

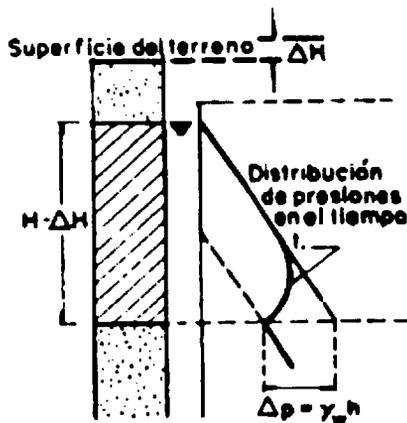


Fig. IV.17 Distribución Hidráulica Inmediatamente después de Iniciado el Bombeo.

Con el tiempo, al final del proceso de reducción en la presión hidráulica, se alcanzará la condición de flujo establecido (fig. IV.18).

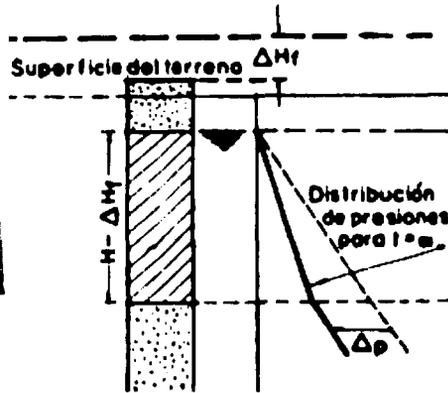


Fig. IV.18 Distribución Hidráulica después de alcanzar la condición de Flujo Establecido.

### 3.2 Análisis de las Deformaciones Verticales.

Las deformaciones verticales, asociadas al uso del bombeo, son principalmente importantes en los casos de cimentaciones compensadas, donde el alivio de esfuerzos provocado por la excavación necesaria para alojar la estructura produce expansiones inmediatas, las cuales requieren valorizarse para incluirse en la deformación volumétrica de los mismos una vez que se restituyan al suelo los esfuerzos aliviados. Esta recompresión, se produce después de alcanzar el esfuerzo efectivo vertical inicial. Cuando este esfuerzo inicial se incrementa por bombeo antes de restituir las cargas de la estructura, la expansión por descarga y el abatimiento subsiguiente por recompresión se reduce.

La expansión inmediata por alivio de esfuerzos se puede incrementar por el inflamiento de la arcilla debido a la adsorción de agua. Las fuerzas de filtración ascendentes que ocurren cerca del fondo de la excavación también tienden a incrementar el alivio de esfuerzos, por lo que el sistema de bombeo, aun en suelos impermeables, se justifica al impedir estos dos efectos.

### 3.2.1 Cálculo del Asentamiento Inicial por Bombeo Previo a la Excavación.

El asentamiento inicial por bombeo previo se debe al incremento en el esfuerzo efectivo provocado por la reducción de los niveles piezométricos. De esta manera el suelo sufre una precarga, la cual reduce las expansiones inmediatas y además acelera el proceso de consolidación, reduciendo así el asentamiento posterior por consolidación primaria.

Para estimar el asentamiento inicial por bombeo previo es necesario conocer el grado de consolidación alcanzado durante el tiempo de operación del sistema, teniendo en cuenta que los parámetros de consolidación tendrán que estar en función del tipo de flujo y de las condiciones de contorno generadas por el bombeo, así como de las de frontera existentes en la región de flujo.

En la solución para flujo radial hacia drenes verticales de arena en los casos de deformación libre (Das, 1997), se establece que el grado de consolidación promedio por flujo radial,  $U_r$ , es igual a:

$$U_r = 1 - \frac{u_{av}}{u_i} \quad [\%] \quad (IV.38)$$

donde;  $u_{av}$ , es el valor de la presión de poro promedio en el instante de tiempo  $t_b$ , y  $u_i$  la sobrepresión intersticial inicial.

En este caso, el factor tiempo,  $T_r$ , es función del coeficiente de consolidación por flujo radial  $C_r$ . Ambos están relacionados por la expresión:

$$T_r = \frac{C_r}{d_o^2} t_b \quad (IV.39)$$

en la cual;  $d_o$ , es la separación entre pozos. El coeficiente de consolidación por flujo radial,  $C_r$ , también se puede obtener por medio de la expresión:

$$C_r = \frac{k_h}{m_v \gamma_w} \quad [L^2/T] \quad (IV.40)$$

siendo;  $k_h$ , el coeficiente de permeabilidad en la dirección horizontal y  $m_v$ , el coeficiente de compresibilidad volumétrica por flujo unidimensional.

La fig. IV.19 presenta la solución para  $U_r$  y  $U_v$ , en función de los correspondientes factores de tiempo (Cedergren, 1967). La constante  $n$ , se define por la relación:

$$n = \frac{r_c}{r_w} \quad (IV.41)$$

donde:  $r_c$  y  $r_w$ , representan el radio de influencia (aproximadamente igual a la separación entre pozos) y el radio del pozo (incluyendo el espesor del filtro), respectivamente.

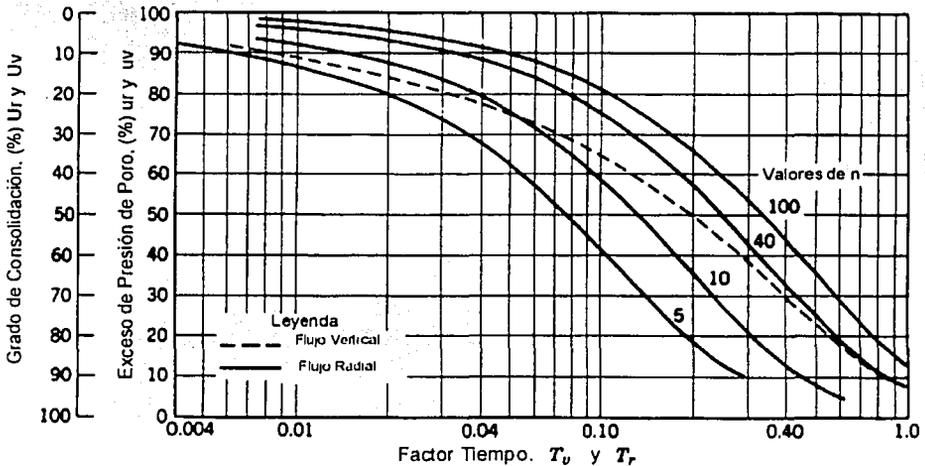
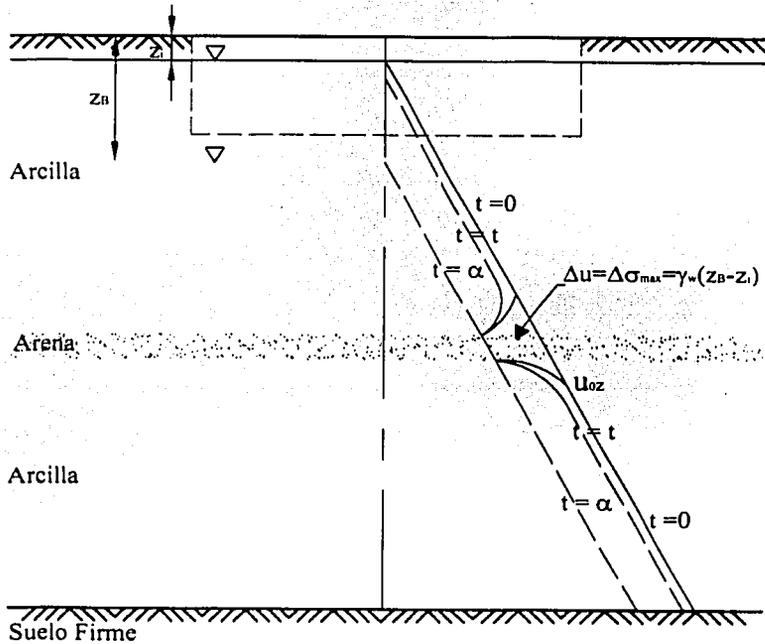


Fig. IV.19 Grados de Consolidación promedio para Flujo Vertical y Flujo Radial, en función de la constante "n". En Flujo Vertical se supone un estrato drenado por ambas caras.

En la práctica se recurre a los estratos permeables intercalados entre la masa de suelo arcilloso para efectuar la reducción en la carga hidráulica o bien, el abatimiento del nivel freático antes de ejecutar la excavación.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Para ilustrar el proceso de cálculo del esfuerzo efectivo con la profundidad en un instante de tiempo cualquiera, atiéndase primeramente la masa de suelo arcilloso superior al estrato acuífero mostrada en la fig. IV.20.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. IV.20 Proceso de Abatimiento de la presión de Poro a partir de un estrato Permeable.

Inmediatamente después de iniciado el bombeo, la carga hidráulica en el estrato permeable se reduce la cantidad  $\Delta u = \gamma_w(z_B - z_i)$ , la cual produce una sobrepresión intersticial de igual magnitud en la arcilla superior. Esta sobrepresión intersticial, es la que se deberá disipar para abatir el NAF a la profundidad  $z_B$ , e incrementar el esfuerzo efectivo inicial y conseguir el efecto de la precarga antes de realizar la excavación.

La sobrepresión intersticial inducida se disipará por el efecto de dos componentes hidrodinámicas. La primera, debido al flujo vertical descendente generado por la diferencia en la carga hidráulica y la segunda, por el flujo radial hacia los pozos de bombeo.

El grado de consolidación promedio,  $U$ , en cualquier instante de tiempo después de iniciado el bombeo, debido al drenaje simultáneo radial y vertical, se puede obtener por medio de la ecuación:

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) \quad (IV.42)$$

donde;  $U_v$ , es el grado de consolidación promedio calculado con la hipótesis de que solo existe drenaje vertical; su valor se obtiene a partir del factor tiempo calculado con el coeficiente de consolidación para flujo vertical ( $C_v$ ) y  $U_r$ , el grado de consolidación promedio calculado con la hipótesis de que solo existe drenaje radial, es decir, calculado a partir de  $C_r$ .

El asentamiento provocado por el funcionamiento continuo del sistema durante el tiempo  $t_b$ , será función de la fracción de la sobrepresión intersticial disipada a ese tiempo, esto es, de la parte que ya se ha convertido en esfuerzo efectivo. El límite de este incremento será:

$$\Delta\sigma_{\max} = \gamma_w(z_B - z_i) \quad [F/L^2] \quad (IV.43)$$

por lo tanto, si se calcula el asentamiento final por consolidación primaria del estrato arcilloso superior ( $\delta_{rSUP}$ ), considerando que el decremento en la presión de poro en régimen establecido por bombeo continuo a la profundidad  $z_B$ , produce un incremento de igual magnitud en el esfuerzo efectivo, el asentamiento al tiempo  $t_b$  de operación continua del sistema de bombeo en el estrato arcilloso superior, será:

$$\delta_{vSUP} = \delta_{\Delta HSUP} U \quad [L] \quad (IV.44)$$

es decir, el asentamiento por consolidación que ocurrirá en el estrato arcillosos superior estará en función del grado de consolidación alcanzado al tiempo,  $t_b$ , por el efecto del drenaje simultáneo radial y vertical.

Con respecto a la arcilla que subyace al estrato acuífero, el abatimiento de la presión hidráulica generará un flujo de agua prácticamente vertical y el desarrollo de la presión de poro dependerá de las superficies de drenaje con las que cuente, además de las condiciones piezométricas existentes en el sitio antes del bombeo.

Sin embargo, el asentamiento final por consolidación primaria del estrato arcilloso inferior ( $\delta_{\Delta HINF}$ ), se puede calcular considerando el incremento en el esfuerzo efectivo que se produce al abatir la presión de poro de su valor inicial, al nuevo valor final que corresponde al bombeo en régimen establecido, comenzando del valor alcanzado en el acuífero permeable y continuando linealmente de acuerdo a las condiciones piezométricas iniciales existentes en el sitio antes del bombeo.

El asentamiento a cualquier instante posterior al inicio del bombeo, se puede obtener a partir del grado de consolidación alcanzado por el drenaje vertical. De ésta manera:

$$\delta_{vINF} = \delta_{\Delta HINF} U_v \quad [L] \quad (IV.45)$$

y el asentamiento total al instante  $t_b$ , por el efecto de la influencia del bombeo continuo en ambos estratos arcillosos será:

$$\delta_T = \delta_{rSUP} + \delta_{vINF} \quad [L] \quad (IV.46)$$

### 3.2.2 Cálculo de la Expansión Inmediata considerando el uso del Bombeo.

Los siguientes dos criterios de análisis permiten estimar las expansiones, a corto plazo, asociadas al alivio de esfuerzos provocado por la excavación. En ambos casos es necesario tomar en cuenta los efectos del bombeo.

- a) **Criterio de los esfuerzos totales:** En este criterio se aplican las expresiones de la teoría de la elasticidad a partir de los cambios con la profundidad de la presión total y se utilizan módulos de deformación obtenidos mediante pruebas no drenadas ( $q_u$ ,  $UU$  y  $CU$ ). Aplicando este criterio, se considera que las condiciones de esfuerzo y drenaje que determinan los módulos de deformación de las probetas ensayadas coinciden con las inducidas por la excavación.

Para incluir los efectos del bombeo en este criterio de cálculo, se considera que la disminución de la presión hidráulica en los estratos permeables produce un asentamiento inmediato en condiciones no drenadas en los estratos subyacentes, de esta manera se calcula la diferencia entre la expansión por descarga y el asentamiento inmediato por bombeo previo.

- b) Criterio de los esfuerzos efectivos:** En este criterio de cálculo se requieren conocer tanto los cambios en la presión total como en los esfuerzos efectivos, así como los módulos de deformación en términos de esfuerzos efectivos ( $CU$  con medición de presión de poro). Los cambios en la presión total con la profundidad se estiman a partir de las soluciones de la teoría de la elasticidad. Para estimar los cambios en el esfuerzo efectivo es necesario considerar las presiones de poro que se producen por el cambio rápido en la presión total (coeficientes de presión de poro), así como el valor de la presión de poro en el instante de tiempo  $t_b$ , contado a partir del inicio de operación del sistema de bombeo. El valor para ésta última condición se suele estimar a partir de una red de flujo; sin embargo, en suelos compresibles tales como arcillas, la condición de flujo establecido no se alcanza a corto plazo; además, para determinar el valor de la presión de poro en un instante posterior al inicio del bombeo, se requiere tomar en cuenta el coeficiente de consolidación según el tipo de flujo así como las condiciones de frontera y de contorno de la región de flujo.

Como una manera práctica para estimar el esfuerzo efectivo a cualquier instante de tiempo  $t_b$  posterior al inicio de operación del sistema de bombeo, se puede analizar el problema en forma análoga al caso del asentamiento inicial por bombeo previo a la excavación.

En la masa arcillosa superior al estrato permeable, el valor de la presión de poro promedio en exceso a la hidrostática,  $u_e$ , para un instante de tiempo,  $t_b$ , después de iniciado el bombeo, será:

$$u_e = \Delta\sigma_{\max}(1-U) \quad [F/L^2] \quad (IV.47)$$

Siendo;  $U$  el grado de consolidación promedio por drenaje vertical y radial simultáneos. La sobrecarga,  $\Delta\sigma_{\max}$ , que se producirá por bombeo después del abatimiento del  $NAF$ , de la profundidad inicial,  $z_i$ , a la final,  $z_B$ , será:

$$\Delta\sigma_{\max} = \gamma_w(z_B - z_i) \quad [F/L^2] \quad (IV.48)$$

El esfuerzo efectivo en ese mismo instante de tiempo será:

$$\sigma_B = \sigma_{0z} + \Delta\sigma_B \quad [F/L^2] \quad (IV.49)$$

siendo;  $\sigma_{0z}$ , el esfuerzo efectivo vertical inicial antes del bombeo, y:

$$\Delta\sigma_B = \gamma_w(z_B - z_i)U \quad [F/L^2] \quad (IV.50)$$

Es decir:

$$\Delta\sigma_B = \Delta\sigma_{\max}U \quad [F/L^2] \quad (IV.51)$$

Aquí;  $\Delta\sigma_B$ , representa la parte de la sobrepresión que se ha convertido en esfuerzo efectivo en el tiempo  $tb$ , y por simplicidad se considera constante con la profundidad.

Por tanto, el alivio en el esfuerzo efectivo tomando en cuenta el incremento de esfuerzo ( $\Delta\sigma_B$ ) inducido por el uso del bombeo previo a la excavación, sin tomar en cuenta el decremento en la presión de poro que se produce por el cambio inmediato en la presión total, resulta:

$$\Delta\sigma_{\text{excr}} = \sigma_{0z} - \sigma_{Bz} \quad [F/L^2] \quad (IV.52)$$

donde:

$$\sigma_{Bz} = \sigma_B - \sigma_{Bd}I_\sigma \quad [F/L^2] \quad (IV.53)$$

siendo;  $\sigma_B = \sigma_{0z} + \Delta\sigma_B$ ;  $\sigma_{Bd}$ , el esfuerzo vertical efectivo, después del bombeo, al nivel del fondo de la excavación (calculado con la ecuación IV.49), e  $I_\sigma$  el factor de influencia con la profundidad.

El alivio de esfuerzo efectivo en el estrato arcilloso inferior, se podría estimar considerando un flujo de agua prácticamente vertical; es decir:

$$\Delta\sigma_{BINF} = \Delta u_{BINF} = \Delta u U_v \quad [F/L^2] \quad (IV.54)$$

Donde,  $\Delta u$ , tiene el significado mostrado en la fig. IV.20. Obsérvese que el incremento de esfuerzo efectivo calculado de esta manera resulta constante con la profundidad, no obstante, en realidad tiende a disminuir con la profundidad.

Debido a que cuanto menor sea el alivio de esfuerzo efectivo vertical antes de excavar, menor será la expansión inmediata, existe una profundidad a la cual el abatimiento del *NAF* produce un esfuerzo efectivo al nivel de desplante igual o ligeramente mayor que el esfuerzo efectivo inicial. Para una excavación practicada en dos etapas, la profundidad de abatimiento que produce la condición de mínimo alivio de esfuerzo efectivo por descarga, es (Zeevaert, 1972):

$$z_B \geq \frac{1}{\gamma_w} (\sigma_{0d} - \gamma_m D_1) + (D_1 + z_i) \quad [L] \quad (IV.55)$$

donde;  $\gamma_m$ , es el peso volumétrico del material excavado [ $T/m^3$ ];  $D_1$ , el espesor de suelo excavado en la primera etapa [m];  $z_i$ , la profundidad inicial del *NAF* respecto a la superficie del terreno [m] y  $\sigma_{0d}$ , el esfuerzo efectivo vertical inicial al nivel de desplante de la cimentación.

### 3.2.3 Ejemplo 1. Evaluación del asentamiento inicial por bombeo previo a la excavación.

Se desea abatir el nivel freático de su posición inicial  $z_i=2.0$  m hasta la profundidad  $z_B= 8.0$  m (ver fig. IV.21). El potente estrato acuífero intercalado entre las dos formaciones arcillosas se utilizará para efectuar el abatimiento del *NAF*. Se considerará que la distribución de la presión de poro es hidrostática con la profundidad.

De acuerdo a las componentes hidrodinámicas inducidas por el bombeo, el grado de consolidación promedio alcanzado al tiempo  $t_b$  de operación continua del sistema, en el estrato arcilloso superior, se estimó mediante la ec. IV.42. Para el estrato arcilloso inferior, el grado de consolidación

promedio se calculó considerando que la sobrepresión intersticial solo se disipará por flujo de agua vertical ascendente.

El asentamiento final por consolidación primaria del estrato arcilloso superior, se obtuvo considerando que la presión de poro que se reducirá por el uso del sistema de bombeo se convertirá en esfuerzo efectivo. El valor límite de este incremento está dado por la ec. IV.48

El asentamiento final por consolidación primaria del estrato compresible superior se calculó con la expresión:

$$\delta_{\Delta HSUP} = \sum_{N=1}^N m_{vN} d_N \Delta \sigma_z \quad [L] \quad (IV.56)$$

Siendo:  $m_{vN}$ , el coeficiente de compresibilidad volumétrica del estrato  $N$  para el nivel de esfuerzos de campo;  $d_N$ , el espesor del estrato compresible y  $\Delta \sigma_z$ , el incremento en el esfuerzo efectivo a la profundidad  $z$ .

Para el estrato arcilloso inferior, el asentamiento por consolidación primaria ( $\delta_{\Delta HINF}$ ) se calculó con la ecuación IV.45, considerando que solo existe drenaje vertical.

### 1) OBTENCIÓN DE PARÁMETROS.

Tanto para el estrato arcilloso superior como para el inferior al acuífero, el coeficiente de consolidación por flujo vertical ( $C_v$ ) se obtiene a partir de las curvas de consolidación unidimensional, determinándolo para cada uno de los substratos compresibles en los que se subdivide al principal. El factor tiempo se calcula considerando solo una superficie de drenaje y se analizan las componentes de flujo vertical y radial por separado.

El intervalo del nivel de esfuerzos,  $\Delta \sigma_{mz}$ , al cual se recomienda determinar los parámetros de compresibilidad, es:

$$\sigma_{0z} \leq \Delta \sigma_{mz} \leq \sigma_{fz} \quad [F/L^2] \quad (IV.57)$$

es decir, por que sabemos que:

$$m_{vz} = f(\Delta\sigma_z) \quad (\text{IV.58})$$

En la ecuación IV.57,  $\sigma_z$ , representa el incremento límite en el esfuerzo efectivo una vez que se alcance la condición de flujo establecido.

Por otra parte, recordando que el coeficiente de consolidación por flujo radial,  $C_r$ , vale:

$$C_r = \frac{k_h}{m_v \gamma_w} \quad [\text{L}^2/\text{T}] \quad (\text{IV.40})$$

Entonces, se puede valorizar en laboratorio por medio de ensayos de consolidación unidimensional determinando el coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , representativo del nivel de esfuerzo de campo,  $\Delta\sigma_{mz}$ , y con el coeficiente de permeabilidad horizontal,  $k_h$ , determinado por el procedimiento de carga variable de tal manera que el flujo de agua inducido en la probeta de suelo coincida con la dirección horizontal de campo.

Cuando se realice una prueba de bombeo, el coeficiente de consolidación promedio se puede obtener a partir de una ecuación de la forma (Juárez y Rico, 1969):

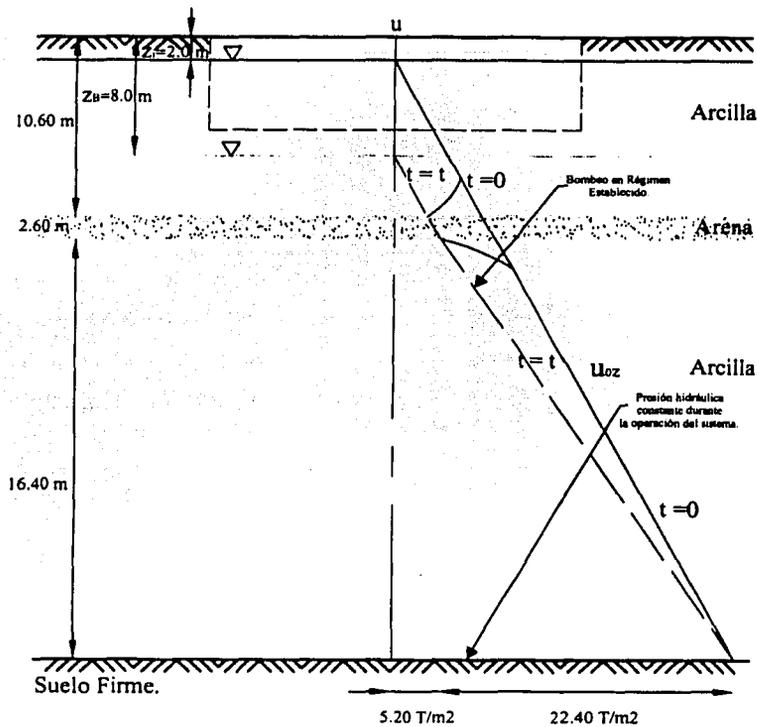
$$C_m = \frac{T}{S} = \frac{kb}{S} \quad [\text{L}^2/\text{T}] \quad (\text{IV.59})$$

en la cual;  $T$ , es el coeficiente de transmisibilidad;  $S$ , el coeficiente de almacenamiento total;  $k$ , el coeficiente de permeabilidad media del acuitardo y  $b$ , su espesor. Todos ellos se definen de la interpretación de una prueba de bombeo utilizando algún modelo para acuíferos semiconfinados (CNA, 1996).

## 2) PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

### 2.1) Cálculo del asentamiento final por bombeo en régimen establecido.

La siguiente metodología de cálculo se refiere a la tabla IV.2. El diagrama de presión de poro mostrado en la fig. IV.21 está referido al centro del área excavada.



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Fig. IV.21 Distribución de la Presión de Poro antes y después del Abatimiento del NAF. Ejemplo 1.

- a) Definir los estratos de suelo compresible a partir del perfil estratigráfico.
- b) Calcular la profundidad,  $z$ , (col. 3) al centro de cada substrato compresible. Para los substratos compresibles inferiores al acuífero, la profundidad  $z$  comenzará de la parte inferior del acuífero al centro del primer substrato compresible.
- c) Anotar el estado inicial de la presión de poro con la profundidad (col. 4).
- d) Mediante interpolación, calcular la magnitud de la presión de poro final ( $u_f$ ) con la profundidad; ésta representa la reducción máxima que se obtendría en caso de que el bombeo alcanzara la condición de flujo establecido. (col. 5).
- e) Anotar el estado inicial del esfuerzo efectivo con la profundidad (col. 6)

IV. CONDICIONES HIDRODINÁMICAS EN EXCAVACIONES

- f) Calcular el incremento en el esfuerzo efectivo a partir de la reducción en la presión de poro al centro de cada substrato compresible (col. 7), para obtener el valor final del esfuerzo efectivo con la profundidad (col. 8).
- g) De ensayos de consolidación unidimensional, determinar el coeficiente de compresibilidad volumétrica en función del nivel de esfuerzos dado por la ecuación IV.57 para cada uno de los substratos compresibles (col. 9).
- h) Calcular el asentamiento final por consolidación primaria debido al incremento en el esfuerzo efectivo por bombeo previo a la excavación,  $\delta_{\Delta H}$ , el cual esta referido a la condición de flujo establecido (col. 10). Este asentamiento se calculó con la ec. IV.56.

**Tabla IV.2 Metodología de cálculo del Asentamiento final con Bombeo en régimen Establecido. Ejemplo 1.**

$\Delta\sigma_{max} = \gamma_w(z_b - z_l) = 6.00 \text{ Ton/m}^2$

ESTRATO SUPERIOR									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ESTRATO	$d_N$	$z$	$U_{0z}$	$U_{1z}$	$\sigma_{0z}$	$\Delta U_z = U_{0z} - U_{1z}$	$\sigma_z = \sigma_{0z} + \Delta U_z$	$m_{vz}$	$\delta_{\Delta H}$
#	(m)	(m)	(T/m <sup>2</sup> )	(T/m <sup>2</sup> )	(T/m <sup>2</sup> )	(T/m <sup>2</sup> )	(T/m <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> /kg)	(m)
1	0.40	0.20	0.20	0.00	4.69	0.20	4.80	0.0850	0.0007
2	1.30	1.05	1.05	0.00	5.97	1.05	7.02	0.0850	0.0116
3	1.30	2.35	2.35	0.00	7.33	2.35	9.98	0.0850	0.0260
4	1.50	3.75	3.75	0.00	8.05	3.75	11.80	0.0560	0.0315
5	1.50	5.25	5.25	0.00	8.23	5.25	13.48	0.0562	0.0443
*6	2.60	7.30	7.30	1.30	8.79	6.00	14.79	0.0565	0.0881
									0.2022
ESTRATO INFERIOR									
7	1.75	0.88	12.10	6.39	12.18	5.68	17.86	0.0569	0.0566
8	1.80	2.65	13.85	8.82	13.43	5.03	18.46	0.0346	0.0313
9	1.45	4.30	15.50	11.04	14.56	4.43	18.89	0.0332	0.0213
10	4.40	7.20	18.40	15.03	15.85	3.37	19.22	0.0127	0.0188
11	7.00	12.90	24.10	22.81	17.85	1.29	19.14	0.0124	0.1120
									0.2400
									$\delta_{\Delta H} = 0.442$

\* El estrato 6 es el Acuífero.

2.2) *Cálculo del asentamiento inicial por bombeo previo a la excavación para un tiempo de Bombeo  $t_b$ .*

- a) Determinar los coeficientes de consolidación medios por flujo vertical y radial, respectivamente, tanto para el estrato compresible principal superior como para el inferior utilizando la ecuación:

$$C_{vm}, C_{rm} = \frac{\sum_{i=1}^I C_i d_{Ni}}{\sum_{i=1}^I d_{Ni}} \quad [L^2/T] \quad (IV.60)$$

- b) Calcular los correspondientes factores de tiempo ( $T_v$  y  $T_r$ ) para diversos intervalos de operación continua del sistema de bombeo. Para este ejemplo se ha considerado un suelo isótropo, por tanto:  $C_v=C_r$ .
- c) Obtener de la fig. IV.19 el grado de consolidación medio para el tiempo  $t_b$  de operación continua del sistema, en función de los factores de tiempo y del tipo de flujo. Para el estrato arcilloso superior se ha considerado el drenaje simultáneo radial y vertical, y para el inferior, solo drenaje vertical.
- d) Calcular el asentamiento inicial al tiempo  $t_b$  para ambas formaciones arcillosas. El asentamiento total será la suma de ambas.
- e) En función de los resultados obtenidos, se puede elegir el tiempo de operación conveniente para el sistema de bombeo.

*Tabla IV.3 Cálculo del Coeficiente de Consolidación promedio  $C_m$ .*

ESTRATO (#)	$d_N$ (cm)	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /seg)
<b>SUPERIOR</b>		
1	40	0.01015
2	130	0.00589
3	130	0.00569
4	150	0.01174
5	150	0.01166
6	260	0.01135
<b>INFERIOR</b>		
7	175	0.01090
8	180	0.01323
9	145	0.01314
10	440	0.06196
11	700	0.05895

$$C_{vSup} = \frac{8.3724}{860} = 1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s} = 0.0841 \text{ m}^2/\text{dia}$$

$$C_{vInf} = \frac{74.7192}{1640} = 5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s} = 0.3936 \text{ m}^2/\text{dia}$$

2.2.1) *Datos Iniciales para el Cálculo.*

Diámetro de los Pozos de Bombeo ( $d_w$ ) = 25 cm + 5 cm (filtro) = 30 cm

Separación entre Pozos de Bombeo ( $d_e$ ) = 7.0 m (50 m<sup>2</sup>/ pozo)

Espesor del estrato compresible principal superior = 8.60 m

Espesor del estrato compresible principal inferior = 16.40 m

$$r_w = \frac{d_w}{2} = \frac{0.30}{2} = 0.15$$

$$r_e = \frac{d_e}{2} = \frac{7}{2} = 3.5$$

$$n = \frac{r_e}{r_w} \approx 20$$

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t_b = \frac{0.0841}{8.60^2} t_b = 0.0011 t_b \text{ (se han considerado dos superficies de drenaje)}$$

$$T_r = \frac{C_r}{d_e^2} t_b = \frac{0.0841}{7.0^2} t_b = 0.0017 t_b$$

$\delta_{\Delta HSUP} = 0.202 \text{ m}$  (Asentamiento final por bombeo en régimen establecido; estrato superior)

$\delta_{\Delta HINF} = 0.442 \text{ m}$  (Asentamiento final por bombeo en régimen establecido; estrato inferior)

Las tablas IV.4 y IV.5 muestran los procedimientos de cálculo del asentamiento para diferentes tiempos de operación continua del sistema de bombeo, referidos a los estratos superior e inferior, respectivamente. Obsérvese que la tabla IV.5 presenta los resultados del asentamiento total, es decir, considerando el asentamiento de ambos estratos.

**Tabla IV.4 Cálculo del Asentamiento del estrato Arcilloso Superior para diferentes tiempos de operación continua del Sistema de Bombeo.**

$\delta_{\Delta HSup} = 0.2022 \text{ m}$  (Asentamiento final en régimen establecido; estrato superior)

**ESTRATO SUPERIOR**

1	2	3	4	5	6	7	8	9
t	$T_v = 0.0011$ tb	$U_v$	$1-U_v$	$T_r = 0.0017$ tb	$U_r$	$1-U_r$	$U=1-$ $(1-U_v)(1-U_r)$	$\delta_{vSup} =$ $\delta_{\Delta HSup} U$
(días)	(---)	(---)	(---)	(---)	(---)	(---)	(---)	(m)
7.0	0.0077	0.04	0.96	0.0119	0.06	0.94	0.0976	0.0197
10.5	0.0116	0.07	0.93	0.0179	0.07	0.93	0.1351	0.0273
14.0	0.0154	0.08	0.92	0.0238	0.08	0.92	0.1536	0.0310
17.5	0.0193	0.12	0.88	0.0298	0.12	0.88	0.2256	0.0456
21.0	0.0231	0.15	0.85	0.0357	0.13	0.87	0.2605	0.0527
24.5	0.0270	0.16	0.84	0.0417	0.14	0.86	0.2776	0.0561
28.0	0.0308	0.18	0.82	0.0476	0.16	0.84	0.3112	0.0629
31.5	0.0347	0.20	0.80	0.0536	0.17	0.83	0.3360	0.0679

**Tabla IV.5 Cálculo del Asentamiento del estrato Arcilloso Inferior para diferentes tiempos de operación continua del Sistema de Bombeo. La columna 6 presenta el asentamiento total.**

$\delta_{\Delta HInf} = 0.442 \text{ m}$  (Asentamiento final en régimen establecido; estrato inferior)

**ESTRATO INFERIOR**

1	2	3	4	5	6
t	$T_v = 0.0024$ tb	$U_v$	$\delta_{vInf} =$ $\delta_{\Delta HInf} U$	$\delta_{vSup} =$ $\delta_{\Delta HSup} U$	$\delta_T = \delta_{vSup} + \delta_{vInf}$
(días)	(---)	(---)	(m)	(m)	(m)
7.0	0.168	0.46	0.2033	0.0197	0.2230
10.5	0.252	0.56	0.2475	0.0273	0.2750
14.0	0.336	0.63	0.2785	0.0310	0.3100
17.5	0.420	0.71	0.3138	0.0456	0.3600
21.0	0.504	0.75	0.3315	0.0527	0.3850
24.5	0.588	0.81	0.3580	0.0561	0.4150
28.0	0.672	0.84	0.3712	0.0629	0.4350
31.5	0.756	0.87	0.3845	0.0679	0.4550

### 3.2.4 Ejemplo 2. Evaluación de la expansión inmediata considerando el uso del sistema de bombeo.

Este ejemplo es una continuación del anterior. La fig. IV.21 muestra las condiciones estratigráficas y de distribución de la presión de poro que se utilizaron para su solución. La expresión que se utilizó en el cálculo de la expansión inmediata por el alivio de esfuerzo efectivo provocado por la excavación fue (Zeevaert, 1980):

$$\delta_u = \sum_{N=1}^N \alpha_{ez} \Delta \sigma_{excz} \quad [L] \quad (IV.61)$$

donde;  $\alpha_{ez}$ , es el módulo de deformación en expansión del estrato  $N$ , a la profundidad  $z$ , (ésta última se entiende a la profundidad media del estrato), se obtiene con la expresión:

$$\alpha_{ez} = \rho_{ez} M_{e0} d_N \quad [L^2/F] \quad (IV.62)$$

en la cual;  $d_N$ , es el espesor del estrato  $N$  [L];  $M_{e0}$ , es el módulo secante de deformación unitaria por expansión del estrato  $N$  [ $L^2/F$ ] y  $\rho_{ez}$ , es el factor de expansión que corrige el módulo secante de deformación unitaria para un alivio parcial de esfuerzos [Adimensional].

#### 1) OBTENCIÓN DE PARÁMETROS.

El módulo secante en expansión, que representa la respuesta inmediata de los elementos elásticos del suelo por un alivio máximo de esfuerzo efectivo, se puede obtener por medio de ensayos de compresión simple ( $q_u$ ) con un ciclo de carga y descarga, a un nivel de esfuerzos  $q_u/2$ , al cual ocurren efectos visco-plásticos pequeños fig. IV.22.

El factor de expansión  $\rho_{ez}$ , se obtiene por medio de la ecuación:

$$\rho_{ez} = \left( \frac{\sigma_{0z} - \sigma_{iz}}{\sigma_{0z}} \right)^{c-1} = \left( \frac{\Delta \sigma_{excz}}{\sigma_{0z}} \right)^{c-1} \quad (IV.63)$$

en la cual;  $c$ , es la pendiente del tramo de descarga de la curva  $\sigma - \varepsilon$ , dibujada en doble escala logarítmica fig. IV.23.

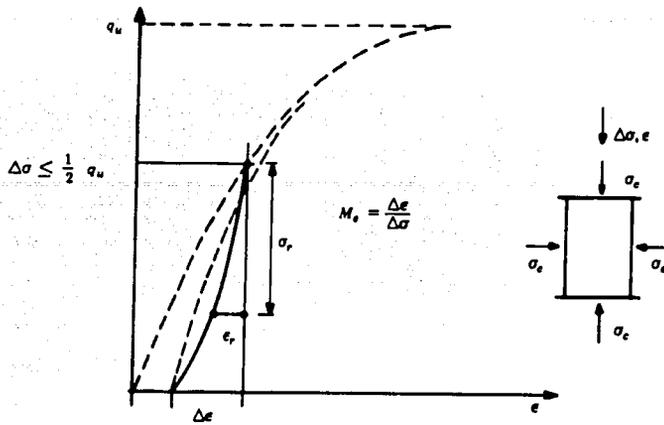


Fig. IV.22 Módulo secante en expansión definido de una prueba de compresión simple con un ciclo de carga y descarga.

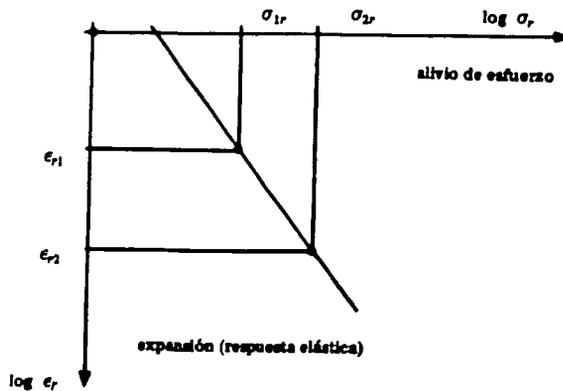


Fig. IV.23 Pendiente del tramo de descarga de la curva  $\sigma$ - $\epsilon$ , que define el valor de la constante "c" (ec. IV.63).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

## 2) PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

*Cálculo de la expansión inmediata considerando el uso del sistema de bombeo durante el tiempo  $t_b$ .*

De los resultados presentados en las tablas IV.4 y IV.5, se observa que para un periodo de bombeo continuo de 28 días, los grados de consolidación alcanzados para los estratos superior e inferior son, respectivamente,  $U_{sup} = 0.30$  y  $U_{inf} = 0.84$ . A partir de estos resultados se calculó el incremento en el esfuerzo efectivo considerando que es constante con la profundidad; de esta manera, se obtuvo el alivio de esfuerzo efectivo con la profundidad con el que se calculó la expansión volumétrica de cada estrato.

Para evitar considerar que el incremento de esfuerzo efectivo sea constante con la profundidad, otra opción de cálculo sería calcular el grado de consolidación para cada estrato a partir de su coeficiente de consolidación ( $C_v$  y  $C_r$  o  $C_v$ ) considerando el tipo de flujo. Este procedimiento de cálculo sería análogo al presentado en las tablas IV.4 y IV.5.

La siguiente metodología de cálculo se refiere a la tabla IV.6. Note que para el estrato principal inferior se han considerado grados de consolidación variables con la profundidad, ya que en teoría y para los valores de los módulos de deformación propuestos en este ejemplo, la expansión del estrato principal inferior sería nula.

- a) Definir los estratos de suelo compresible a partir del perfil estratigráfico. Es conveniente que los estratos más superficiales tengan un espesor relativamente pequeño (1:50 m).
- b) Determinar el estado de esfuerzos efectivos iniciales con la profundidad  $\sigma'_v$ .
- c) De acuerdo con el procedimiento de excavación, seleccionar aquella zona que produce el máximo alivio de esfuerzos en el subsuelo y calcular los correspondientes alivios unitarios.
- d) Determinar de ensayos de compresión simple, con un ciclo de carga y descarga, y para un nivel de esfuerzo  $\Delta\sigma \leq q_u / 2$ , los valores  $M_{e0}$  y  $c$  para cada estrato compresible. Cuando el estrato compresible se ha dividido en estratos ficticios, se acepta que los dos valores anteriores son constantes y que solo se corrige el módulo de deformación  $\alpha_{ec}$  en función del factor de expansión.
- e) Para el estrato arcilloso superior, estimar el grado de consolidación promedio para drenaje radial y vertical simultáneo ( $U$ ), con los correspondientes  $T_v$  y  $T_r$ , al tiempo  $t_b$ , de iniciada la operación del sistema de bombeo, y con los  $C_r$  y  $C_v$ , obtenidos en laboratorio para flujo

radial y vertical, respectivamente (en este ejemplo se ha considerado un valor constante de  $U=0.30$ ). Para el estrato arcilloso inferior, estimar el grado de consolidación promedio considerando un flujo de agua prácticamente vertical, para el mismo tiempo  $t_b$  que el del estrato superior (en este ejemplo se han considerado diferentes valores con la profundidad (ver columna 6).

- f) Calcular el incremento en el esfuerzo efectivo por bombeo previo a la excavación ( $\Delta\sigma_b$ ). Para el estrato arcilloso superior, la parte de  $\Delta\sigma = \gamma_w(z_b - z_i)$ , que se ha convertido en esfuerzo efectivo, es una función del grado de consolidación por drenaje simultáneo radial y vertical ( $U$ ). Para el estrato inferior, la disipación de la presión de poro se debe únicamente al drenaje vertical ( $U_v$ ).
- g) Evaluar la expansión total considerando la aportación de ambos estratos arcillosos y compararla con la permisible.

El procedimiento anterior se puede repetir para diferentes tiempos de operación del sistema, calculando los correspondientes grados de consolidación promedio y elegir el tiempo de operación más conveniente.

Los resultados obtenidos en el cálculo de la expansión inmediata mostraron una reducción del 47% cuando se considera el incremento de esfuerzo efectivo asociado al bombeo continuo.



Tabla IV.6 Cálculo de la Expansión Inmediata Considerando el Funcionamiento del Sistema de Bomba

$\Delta \sigma_{\text{exp}}(\text{de-0}) = 6.00 \text{ Ton/m}^2$   
 $\sigma_{\text{de}} = 4.70 \text{ Ton/m}^2$   
 $\sigma_{\text{de}} = 6.00 \text{ Ton/m}^2$

ESTRATO SUPERIOR

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
ESTRATO	H	Z	$\sigma_{\text{de}}$	$L_{\text{de}}$	$U = 1 - (1 - U_H)(1 - U_V)$	$\Delta \sigma_{\text{de}}^*$ $\Delta \sigma U$	$\sigma_{\text{de}}^*$ $\sigma_{\text{de}} + \Delta \sigma_{\text{de}}$	$\sigma_{\text{de}} L_{\text{de}}$	$\sigma_{\text{de}}^* L_{\text{de}}$	$\Delta \sigma_{\text{de}}^*$ $\sigma_{\text{de}}^* - \sigma_{\text{de}}$ (Con Bombeo)	$\Delta \sigma_{\text{de}}^*$ $\sigma_{\text{de}} L_{\text{de}}$ (Sin Bombeo)	$M_{\text{de}}$	c	$P_{\text{de}}^*$ $(\Delta \sigma_{\text{de}}^* / \sigma_{\text{de}}^*)^{1.5}$ (Con Bombeo)	$P_{\text{de}}^*$ $(\Delta \sigma_{\text{de}}^* / \sigma_{\text{de}}^*)^{1.5}$ (Sin Bombeo)	$\sigma_{\text{de}}^* P_{\text{de}}^* M_{\text{de}} C_{\text{de}}$ (Con Bombeo)	$\sigma_{\text{de}}^* P_{\text{de}}^* M_{\text{de}} C_{\text{de}}$ (Sin Bombeo)	Exp. $\sigma_{\text{de}} \Delta \sigma_{\text{de}}^* C_{\text{de}}$ (Con Bombeo)	Exp. $\sigma_{\text{de}} \Delta \sigma_{\text{de}}^* C_{\text{de}}$ (Sin Bombeo)	Reducción de la Expansión (%)
#	(Cm)	(Cm)	( $\text{Tm}^2$ )	(-)	(-)	( $\text{Tm}^2$ )	( $\text{Tm}^2$ )	( $\text{Tm}^2$ )	( $\text{Tm}^2$ )	( $\text{Tm}^2$ )	( $\text{Tm}^2$ )	( $\text{Cm}^2/\text{Kg}$ )	(-)	(-)	(-)	( $\text{m}^2/\text{T}$ )	( $\text{m}^2/\text{T}$ )	(m)	(m)	(%)
1	40	20.0	4.00	9.97E-01	0.30	1.80	6.48	5.98	0.51	4.16	4.06	0.0415	2.79	0.814	0.998	0.00135	0.00186	0.0057	0.0078	27.20
2	130	105.0	5.97	9.27E-01	0.30	1.80	7.77	5.56	2.21	3.76	4.38	0.0415	2.79	0.438	0.560	0.00236	0.00307	0.0089	0.0134	33.61
3	130	235.0	7.33	7.85E-01	0.30	1.80	9.13	4.71	4.42	2.91	3.69	0.0415	2.79	0.191	0.293	0.00103	0.00158	0.0030	0.0058	48.43
4	150	375.0	8.05	6.85E-01	0.30	1.80	9.85	3.90	5.08	2.19	3.13	0.0155	1.63	0.440	0.551	0.00102	0.00128	0.0022	0.0040	44.00
5	150	525.0	8.23	5.63E-01	0.30	1.80	10.03	3.38	6.65	1.58	2.65	0.0155	1.63	0.353	0.480	0.00082	0.00114	0.0013	0.0030	56.94
6	200	730.0	8.79	4.50E-01	0.30	1.80	10.50	2.73	7.86	0.93	2.14	0.0155	1.63	0.243	0.410	0.00068	0.00165	0.0009	0.0035	74.26

ESTRATO INFERIOR

7	8	9	10	11																	
U <sub>v</sub> = (1 - U <sub>v</sub> )/U <sub>v</sub> (-)																					
7	175	948	9.58	3.85E-01	0.30	1.80	11.38	2.19	9.19	0.39	1.72	0.0155	1.63	0.133	0.338	0.00036	0.00082	0.0001	0.0016	91.08	
8	180	1125	10.83	2.90E-01	0.25	1.50	12.33	1.74	10.56	0.24	1.36	0.0142	1.60	0.10	0.288	0.00026	0.00074	0.0001	0.0010	93.79	
9	145	1208	11.98	2.39E-01	0.20	1.20	13.16	1.43	11.73	0.23	1.12	0.0142	1.60	0.09	0.242	0.00019	0.00050	0.0000	0.0008	91.87	
10	440	1580	13.25	1.78E-01	0.15	0.90	14.15	1.07	13.08	0.17	0.84	0.0129	1.57	0.08	0.207	0.00047	0.00118	0.0001	0.0010	91.86	
11	700	2150	15.25	1.18E-01	0.10	0.60	15.85	0.71	15.14	0.11	0.55	0.0129	1.57	0.06	0.151	0.00054	0.00137	0.0001	0.0008	92.34	
																		$\Delta \sigma_{\text{exp}} =$	0.0004	0.0049	92.08
																		$\Delta \sigma_{\text{exp}} =$	0.0224	0.0424	47.23

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 3.2.5 *Ejemplo 3. Comentarios acerca del cálculo del asentamiento inicial por bombeo previo y de la expansión inmediata, considerando el uso del bombeo, para una masa de suelo prácticamente impermeable.*

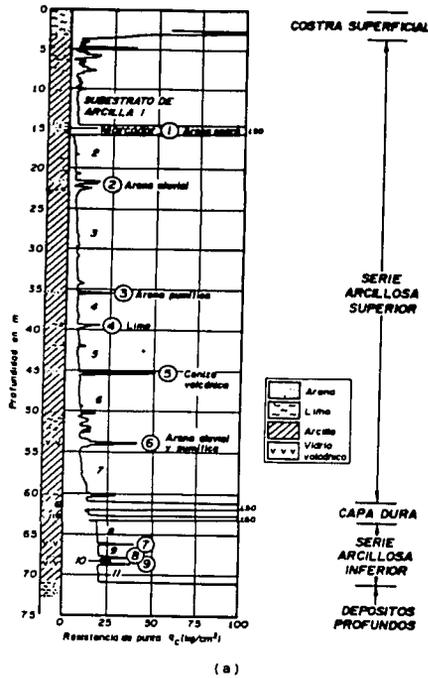
A diferencia del modelo presentado en la fig IV.21, del cual se derivaron los cálculos de los ejemplos 1 y 2, cuando el perfil estratigráfico no muestra la presencia de algún estrato altamente permeable que requiera reducción de la carga hidráulica, el sistema de bombeo inducirá componentes hidrodinámicas diferentes. Por ejemplo, considérese el perfil estratigráfico y el estado de esfuerzos para las condiciones iniciales mostrados en la fig. IV.24.

Del análisis del estado de esfuerzos se observa que la distribución de la presión de poro es prácticamente hidrostática con la profundidad, y que no existe la posibilidad de falla de fondo por subpresión.

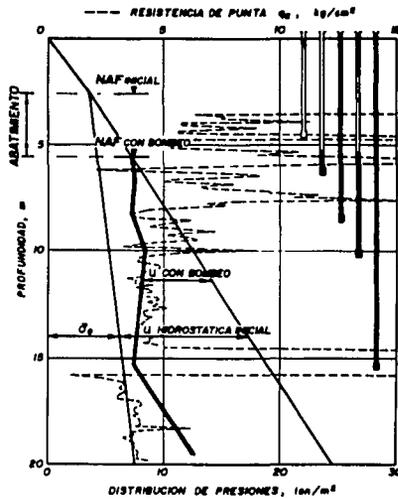
Supóngase ahora que, para acelerar el proceso de abatimiento del *NAF*, se decidió utilizar como estrato acuífero el pequeño estrato permeable de arena limosa situado a los 15.0 m de profundidad. Inmediatamente después de iniciado el bombeo, la carga hidráulica en el estrato acuífero reducirá su magnitud en la cantidad  $\Delta\sigma_{max}$ , pero su escasa potencia impedirá que se desarrollen diferencias importantes de carga hidráulica de los estratos arcillosos superior e inferior, y en consecuencia, la componente de flujo vertical, tanto ascendente como descendente, no se desarrollarán y solo será importante la componente de flujo radial hacia los pozos de bombeo.

De esta manera, es conveniente realizar las evaluaciones del asentamiento inicial y de reducción en la expansión inmediata por bombeo previo a la excavación, considerando únicamente la componente por flujo radial, utilizando el grado de consolidación  $U_r$ , y seguir en forma análoga las respectivas metodologías de cálculo presentadas en los ejemplos 1 y 2.

Cuando se desconozca la profundidad a la cual se encuentra el estrato acuífero inferior (frontera inferior de carga constante), una solución práctica consistiría en limitar la zona compresible inferior en función de la profundidad de influencia de las cargas de la estructura, y considerar que el máximo asentamiento posible será el que produce el máximo abatimiento posible en flujo establecido, con una distribución de la presión de poro lineal hasta una profundidad igual a la de influencia de la cimentación.



(a)



(b)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. IV.24 Perfil Estratigráfico y Estado de Esfuerzos antes y después del Abatimiento del NAF en un sitio de la zona Lacustre del Valle de México.

De esta manera se obtendrá el asentamiento final por consolidación primaria considerando una distribución hidrostática final por bombeo establecido, asociado a la zona compresible inferior de interés. El asentamiento a cualquier instante de tiempo posterior al inicio del bombeo  $t_b$ , así como la reducción en el alivio de los esfuerzos efectivos, considerando el uso del sistema de bombeo previo a la excavación, se calcularían en forma análoga a los ejemplos 1 y 2, con la salvedad de que la disipación del exceso de presión de poro solo se verificará por flujo radial; esto es, utilizando el grado de consolidación promedio por flujo radial ( $U_r$ ).



## V. SISTEMAS DE INSTRUMENTACIÓN.

Un sistema de instrumentación es un conjunto de componentes que al interactuar entre sí, proporcionan información acerca de una cierta variable. Cualquier sistema de instrumentación está formado por una serie de componentes que convierten la energía de una forma a otra o de un nivel a otro. Los componentes de cualesquier sistema de instrumentación son los siguientes: 1) Variable a medir, 2) Sensor, 3) Conductor, 4) Registrador y 5) Procesador de datos. Cada vez que se adsorbe energía de la fuente que se va a medir, la variable estará afectada por el proceso de medición; por tanto, en un buen sistema de instrumentación esta transferencia de energía es muy pequeña.

En el análisis del flujo de agua en excavaciones interesan tres variables principalmente: 1) la ubicación y fluctuación del nivel freático, 2) la presión de poro en los acuíferos confinados y su desarrollo con el tiempo de operación del sistema de bombeo y 3) las deformaciones tanto verticales como horizontales asociadas al bombeo.

El interés por cuantificar estas variables se encuentra principalmente durante las etapas de diseño y operación del sistema, ya que en las etapas posteriores al cese del bombeo el comportamiento mecánico de la excavación, en términos generales, se verá influenciado por los procesos mismos de excavación y por la construcción.

Las bases teóricas que permitirán analizar los resultados que de la instrumentación se obtengan, se han presentado en los capítulos anteriores. En este capítulo se amplían las características de los instrumentos de medición disponibles para los casos del análisis del flujo de agua en excavaciones para cimentaciones. Asimismo, presenta la metodología de planeación de un sistema de instrumentación asociado al flujo de agua, así como la forma en la que un sistema de instrumentación se instala en campo, con el objeto de tener un panorama amplio acerca de los instrumentos disponibles, la forma de procesar la información registrada y conocer algunas de las experiencias que en la literatura especializada se encuentran al respecto.

### **1. Objetivos del Sistema.**

La instrumentación es una combinación de actividades que incluyen: conocimientos prácticos, perspicacia y experiencia, además de la selección de los instrumentos y de las técnicas de medición,

las cuales se utilizan para obtener información cualitativa y cuantitativa útil para evaluar o resolver el problema geotécnico.

Para que un programa de instrumentación tenga utilidad práctica debe cumplir las siguientes condiciones esenciales:

- 1) Se debe definir y entender con toda claridad la finalidad del programa de instrumentación.
- 2) El programa de instrumentación debe planearse cuidadosamente y con detalle, de tal forma que incluya las mediciones de todas las variables asociadas al flujo de agua.
- 3) Los datos recopilados durante la instrumentación deben procesarse en forma conveniente y los resultados presentarse en forma clara y resumida, así como darse a conocer lo más pronto posible.

En particular, un sistema de instrumentación relacionado con el control de las filtraciones en excavaciones tiene por objeto: "Definir la evolución con el tiempo, en los puntos más representativos de la masa de suelo, de las deformaciones verticales y horizontales durante el periodo de funcionamiento del sistema de bombeo, así como la variación con el tiempo de la presión de poro en los estratos más significativos, para estimar la evolución de los esfuerzos efectivos de la masa de suelo conforme al abatimiento del *NAF* o a la reducción de la presión hidráulica".

Durante la etapa de diseño del sistema de bombeo, la utilidad práctica de la instrumentación consiste en obtener un panorama preciso y completo de las condiciones hidráulicas del sitio, así como evaluar las historias de esfuerzos y deformaciones de las estructuras adyacentes a la excavación.

Durante el bombeo, la utilidad práctica de la instrumentación consiste en registrar el comportamiento de los niveles piezométricos en el área de influencia del bombeo, los cuales a su vez, se pueden relacionar con la deformación de las estructuras adyacentes debida al funcionamiento del sistema.

La colocación de los instrumentos en campo depende de las condiciones estratigráficas encontradas en el sitio, por tanto, la magnitud del programa de instrumentación puede ser función del alcance y grado de detalle realizado durante la investigación preliminar del sitio.

## **2. Planeación del Sistema.**

La instalación y operación de un sistema de instrumentación se puede dividir en las siguientes tres fases (León y Mendoza, 1983): 1) Diseño, adquisición e instalación de instrumentos; 2) Operación y registro de datos y 3) Procesamiento y almacenamiento de la información para evaluar el comportamiento de la obra.

### **2.1 Adquisición e Instalación de Instrumentos.**

Antes del diseño y/o adquisición de instrumentos es necesario definir las características y condiciones prevalecientes en el sitio de la obra; por ejemplo, las condiciones estratigráficas y propiedades geotécnicas del subsuelo, intuir las condiciones del agua freática, observar el estado físico de las estructuras cercanas a la excavación, las condiciones ambientales así como considerar los procedimientos de construcción que se emplearán.

En esta primera etapa también es necesario definir los objetivos específicos que deberá cumplir el instrumento, por ejemplo, en un proyecto de control del flujo de agua en excavaciones el sistema de instrumentación normalmente tiene por objeto verificar la seguridad de la obra, lo adecuado del diseño o evaluar la influencia del bombeo sobre los edificios adyacentes; asimismo, en esta etapa de planeación se requiere establecer en donde se va a medir y en que dirección conviene hacerlo. También es necesario determinar un valor numérico de la desviación máxima que puede permitirse con respecto al correcto comportamiento de la excavación y estructuras adyacentes.

Por otra parte, antes de la instalación de instrumentos se debe contemplar que el medio ambiente del sitio donde se instala la instrumentación geotécnica es hostil, por lo que el instrumento debe estar preparado para esas condiciones; además, que los instrumentos deben ser capaces de funcionar durante largo tiempo sin necesidad de repararse o reemplazarse. Es necesario prever la posibilidad de mantenimiento. Deben ser capaces de responder en forma rápida y precisa a los cambios de la variable medida, de tal forma que se pueda tener una visión clara y oportuna de los eventos. La interferencia de los instrumentos con las actividades de la excavación debe ser mínima, también es necesario prever el espacio suficiente para realizar de las mediciones. Asimismo, es necesario considerar los periodos de tiempo que van a abarcar las mediciones.

Durante esta etapa es necesario proyectar la localización, número y distribución de los instrumentos. Para ello, se elabora una lista de todas las zonas y etapas críticas de la excavación y se analiza la relevancia de la instrumentación en cada una de ellas.

La distribución de instrumentos se elige de tal forma que se pueda contar con la mayor cantidad de información en el menor tiempo posible. Debido a la heterogeneidad propia de los suelos, es conveniente instalar instrumentos en varios puntos. Las instalaciones múltiples son también convenientes como verificación ya que un solo aparato corre el riesgo de dejar de funcionar por daños causados durante las actividades de excavación. En algunos proyectos fallan o se pierden entre el 30 o el 50% de los instrumentos (León y Mendoza, 1983).

Durante esta primera etapa de planeación, es preferible partir de un anteproyecto ideal muy completo e irlo recortando hasta alcanzar límites económicos aceptables, que empezar con un mínimo indispensable de instrumentos e irlo ampliando.

## **2.2 Operación y Registro de Datos.**

En esta etapa se aclaran los procedimientos de registro de datos y se programa la frecuencia de las lecturas. Estas últimas están en función del avance de la obra, de las tendencias observadas en las mediciones y de la capacidad de interpretación de datos.

Se requiere definir si las lecturas se harán en forma continua o si con registros periódicos será suficiente. También habrá que decidir si se necesita una respuesta instantánea o si el tiempo de respuesta no afectará las lecturas.

## **2.3 Procesamiento y Almacenamiento de la Información.**

Las mediciones deben procesarse, interpretarse y presentarse en forma concisa, legible e inmediatamente después de registrarse. Esto permite saber si las lecturas se ajustan a la tendencia de las anteriores y al patrón general del comportamiento del instrumento o si existe un error o se está gestando una tendencia desfavorable. Durante el registro de las lecturas es necesario anotar fecha, hora, condiciones de tiempo, de temperatura y de avance de la excavación.

Las mediciones deben evaluarse críticamente, los registros resumirse y las lecturas erróneas anularse o interpretarse con criterio. La finalidad principal del proceso de interpretación de datos es la de

juzgar inmediatamente si el instrumento está funcionando correctamente o si ha surgido alguna situación peligrosa que requiera acción inmediata.

Para proyectar un sistema de instrumentación eficaz es necesario reunir la experiencia de instalaciones previas, puesto que es la mejor fuente de información para un nuevo proyecto.

### **3. Medición de Variables.**

Las variables de importancia relacionadas directamente con el análisis del flujo de agua en excavaciones son tres: 1) las variaciones del nivel freático antes y durante la operación del sistema de bombeo; 2) las condiciones piezométricas iniciales y su comportamiento dentro del área de influencia del cono de abatimiento y 3) las deformaciones verticales y horizontales relacionadas con el asentamiento inicial por bombeo previo a la excavación, y las deformaciones en esas mismas direcciones debidas al alivio de esfuerzos producido por la excavación; ambas componentes de la deformación requieren evaluarse dentro y fuera del área excavada.

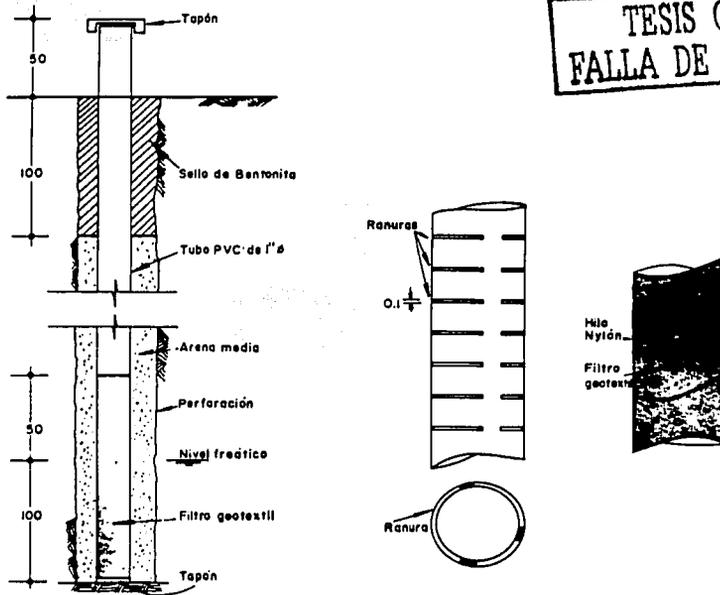
#### **3.1 Variaciones del Nivel Freático.**

Para determinar la posición del *NAF* y su variación con respecto al tiempo, se utilizan los pozos de observación. Esta medición es indispensable para definir el estado de esfuerzos inicial en la masa de suelo del sitio.

##### **3.1.1 Pozo de Observación.**

El pozo de observación es un tubo vertical instalado en una perforación situada por lo menos un metro por debajo del nivel freático inicial; su parte inferior es permeable para permitir la entrada del agua freática y la parte superior se sella con bentonita, para evitar que el agua superficial penetre al tubo. El pozo de observación puede ser de plástico de *PVC* de 2.54 cm de diámetro con ranuras horizontales de 1 mm de espesor en un tramo de longitud de 1.50 m; para evitar que el suelo penetre al interior del tubo usualmente se utiliza un filtro geotextil (fig. V.1). Para su instalación se requiere de una perforación de 5 a 10 cm de diámetro. Estos dispositivos se instalan en gran número dentro del área de influencia del bombeo. El tubo sobresale de la superficie del terreno y se protege con un registro de concreto simple.

Las lecturas del nivel de agua dentro del tubo se realizan con una sonda con contrapesos de plomo.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. V.1 Pozo de Observación del Nivel Freático.

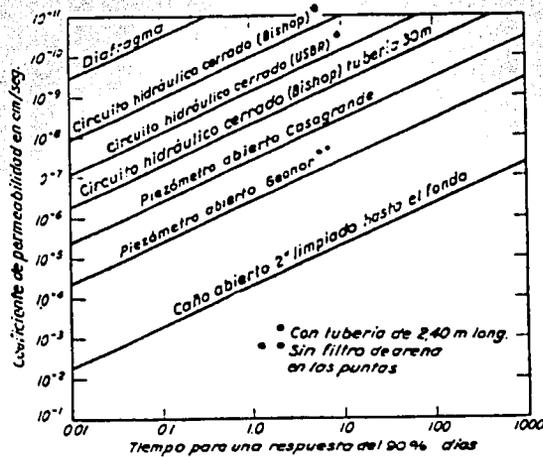
### 3.2 Presiones de Poro.

La presión de poro se determina en campo por medio de piezómetros. Los piezómetros miden la presión estática del aire o del fluido que llena los vacíos entre partículas minerales sólidas del suelo. Se utilizan durante la etapa de exploración para definir las condiciones hidráulicas iniciales en el agua del subsuelo, lo cual permite determinar el estado de esfuerzos inicial en el sitio. Se utilizan en acuíferos confinados o en las formaciones arcillosas cuando se requiere registrar las variaciones de presión de poro asociadas al bombeo. Una aplicación muy útil de los piezómetros en la práctica se da cuando se emplean para registrar los cambios de esfuerzo efectivo dentro del área de influencia del bombeo, principalmente en las zonas adyacentes a la excavación.

### 3.2.1 Tipos de Piezómetros.

En 1951 Horslev resaltó la importancia de elegir el tipo de piezómetro para un sitio dado en función del tiempo hidráulico de respuesta. Esta cantidad se define como el tiempo requerido para que el instrumento se ajuste a un cambio en la presión de poro. Debido a que teóricamente el tiempo para un ajuste completo es infinito, el significado práctico del tiempo hidráulico de respuesta se basa en el tiempo requerido para que ocurra el 90% de la igualación entre la presión de poro en el lugar y la registrada por el piezómetro. El tiempo de respuesta depende de la cantidad de agua necesaria para producir una respuesta en el aparato, de la permeabilidad de suelo y de las dimensiones del filtro que rodea la punta permeable del piezómetro.

El orden de magnitud del tiempo requerido para el 90% de respuesta en piezómetros de varios tipos instalados en suelos homogéneos, se puede obtener de la fig. V.2.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. V.2 Tiempos de Respuesta Aproximados para Varios Tipos de Piezómetros. (Terzaghi and Peck, 1967)

Son tres los tipos de piezómetros que con mayor frecuencia se utilizan en los casos del control del flujo de agua en excavaciones para cimentaciones: los piezómetros abiertos, los piezómetros neumáticos y los piezómetros eléctricos.

### **3.2.1.1 Piezómetros Abiertos.**

Un piezómetro abierto está formado por un tramo de tubo de acero o plástico, perforado o ranurado, unido a un tubo vertical abierto a la atmósfera. El conjunto se coloca dentro de un barreno relleno con arena. La elevación a la cual sube el agua en el tubo vertical se mide directamente con una sonda.

La carga hidráulica medida en los piezómetros abiertos puede resultar igual, mayor o menor que el nivel del agua libre del subsuelo, y en el caso de los suelos moderadamente impermeables, puede estar sujeto a grandes retrasos en el tiempo de respuesta. Aunque este tipo de piezómetro no es satisfactorio en suelos impermeables debido al tiempo de respuesta, su simplicidad, durabilidad y confiabilidad general los hacen indispensables en muchos sistemas de instrumentación.

#### **3.2.1.1.1 Piezómetro Abierto Tipo Casagrande.**

De entre los piezómetros abiertos, el tipo Casagrande es el más utilizado en México. En la fig. V.3 se muestra el diseño original de este piezómetro.

La finalidad del elemento filtrante en la punta del piezómetro es separar la presión de poro de la presión total. Es lo suficientemente resistente como para resistir la presión máxima por sobrecarga del relleno interior y lo suficientemente poroso para permitir el paso del fluido hacia el interior del bulbo sin permitir el arrastre de partículas de suelo. Cuando un piezómetro de este tipo se utiliza en arenas, se emplean bulbos porosos en vez de filtros de cerámica porosa.

El lapso necesario para que el piezómetro se establezca después de un cambio de presión es una medida de su sensibilidad. La sensibilidad del piezómetro se puede mejorar aumentando el área porosa expuesta. Por esta razón, el relleno de arena dentro del cual se coloca el bulbo debe satisfacer los requisitos de un filtro para evitar que la migración de partículas de suelo fino disminuya progresivamente el área de entrada del bulbo y por tanto su sensibilidad.

Para medir el nivel del agua dentro del tubo se hace descender, con contrapesos de plomo, un alambre eléctrico flexible hasta que las puntas de los electrodos hagan contacto con la superficie del

agua. El contacto se registra claramente por medio de la señal en un óhmetro de precisión al cual se conectan los cables. Al momento del contacto se activa una señal y se enciende un foco.

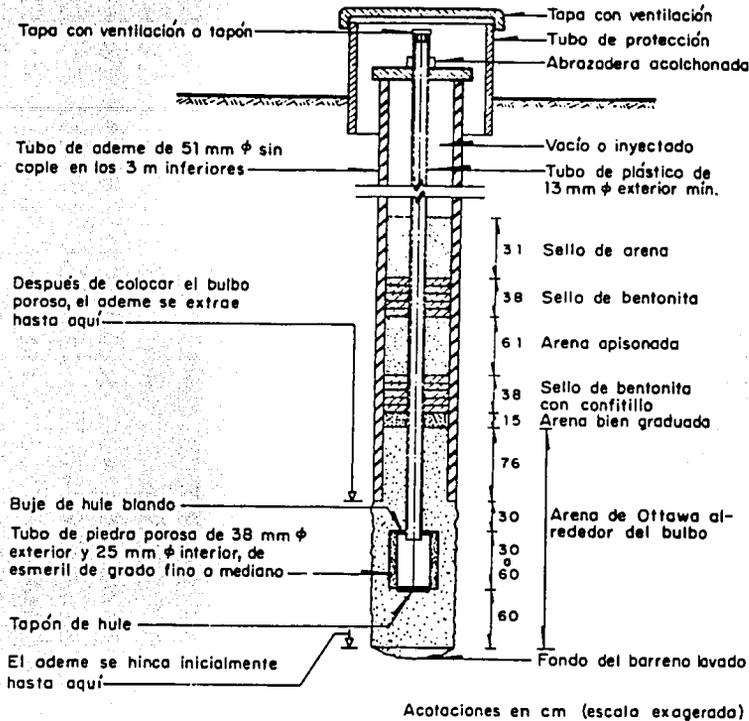


Fig. V.3 Piezómetro Abierto del Tipo Casagrande.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 3.2.1.1.2 Piezómetro Abierto Hincado a Presión.

A diferencia del piezómetro tipo Casagrande, en el hincado a presión no se requiere perforar previamente un barreno para instalarlo ya que el piezómetro cuenta con una punta en su parte inferior que permite su hincando mediante agua a presión.

#### V. SISTEMAS DE INSTRUMENTACIÓN

El instrumento se compone de los siguientes elementos: 1) Tubo de cobre de 5/8" de diámetro y 30 cm de longitud, con perforaciones de 0.55 cm, forrado con fieltro permeable; 2) Tubo de fierro galvanizado de 3/4 de pulgada de diámetro, en tramos de 1.0 m unidos por coples y 3) Punta cónica de acero de 2.7 cm de diámetro, con sello temporal de silicón al tubo galvanizado. Estos piezómetros se hincan en el suelo con la ayuda de gatos hidráulicos. En suelos muy sueltos puede hincarse manualmente a percusión con la ayuda de un marro ligero (fig. V.4).

LIBRO DE ALTA

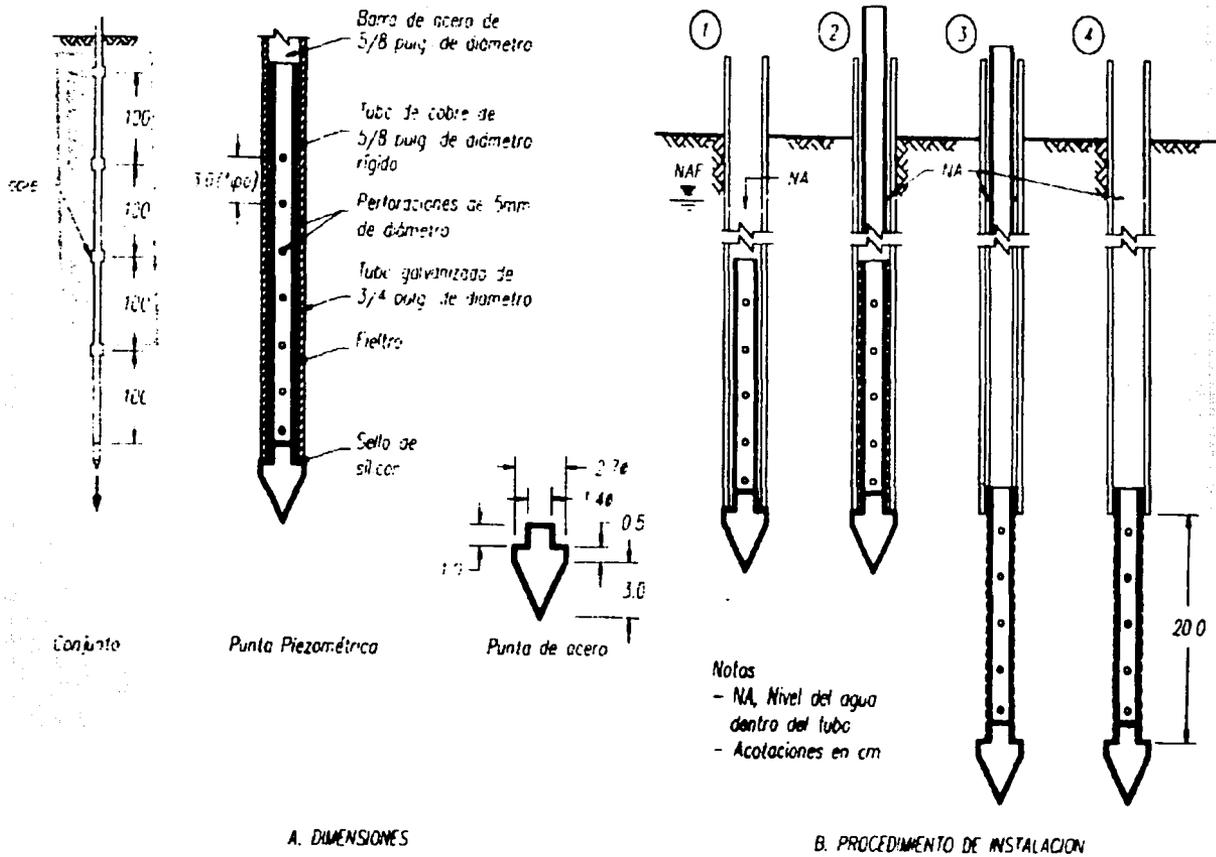
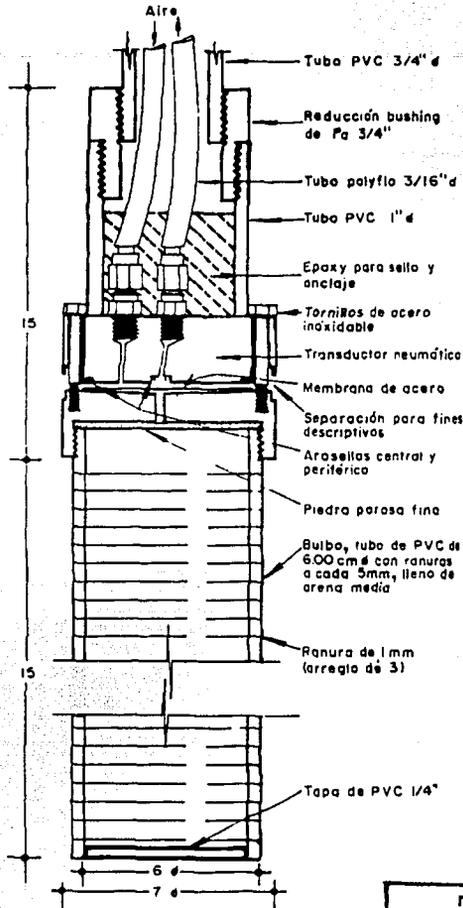


Fig. 5.4 Piezómetro Hincado a Presión. (A) Dimensiones. (B) Procedimiento de Instalación.

3.2.1.2 Piezómetro Neumático.

Los piezómetros neumáticos constan esencialmente de tres partes: 1) Una válvula check sensible; 2) Mangueras de aire y 3) Un dispositivo de medición que permite inyectar aire a presión (fig. V.5).



Dibujo sin escala  
Anotaciones en centímetros

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. V.5 Piezómetro Neumático.

La presión es transmitida a través de un bulbo poroso fino. Se aplica una cierta presión de aire por el tubo de entrada y cuando excede el valor de la presión se flexiona el diafragma, dejando que el aire pase por detrás del diafragma hacia el tubo de retorno. Este flujo de aire se detecta mediante el burbujeo de un recipiente lleno de agua. Después, se cierra la inyección de aire con la válvula de paso de entrada y cualquier presión remanente en los tubos mayor que la presión de poro, se deja escapar lentamente de tal forma que el diafragma regrese a su posición original cuando la presión en el tubo de entrada iguale el valor de la presión de poro. Esta presión se lee en un manómetro de Bourdón.

Para que un piezómetro neumático registre un valor correcto de la presión de poro es importante que la deflexión del diafragma no se altere al momento de la lectura. Los piezómetros neumáticos disponibles comercialmente tienen desplazamientos volumétricos de entre 0.5 y 0.002 cm<sup>3</sup>; se recomienda seleccionar aquellos que presenten el menor desplazamiento.

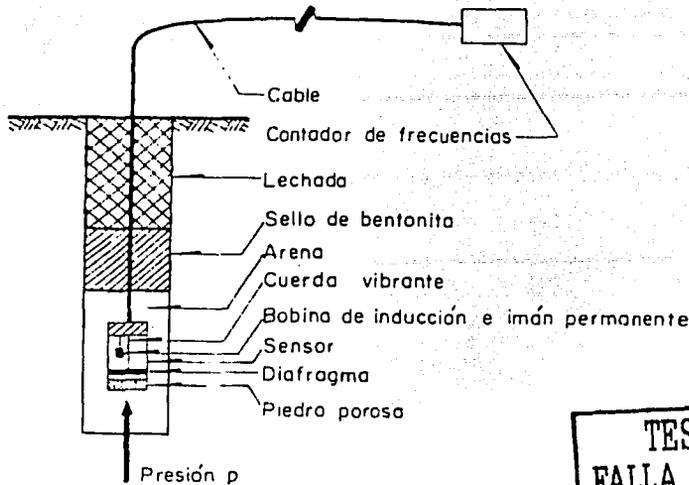
Las ventajas que presentan los piezómetros neumáticos son las siguientes: 1) Se requiere un cambio volumétrico muy pequeño para operar la válvula sensible, de esta manera el tiempo de respuesta es despreciable, 2) Simplicidad en su operación, 3) Interferencia mínima con la construcción, 4) Estabilidad a largo plazo, 4) Las lecturas son directas y 5) No se necesita desairear las líneas.

Por otro lado, entre las desventajas de los piezómetros neumáticos se encuentran la lentitud y tardanza para realizar las lecturas.

### **3.2.1.3 Piezómetro Eléctrico.**

El principio de operación de un piezómetro eléctrico se basa en un diafragma que se flexiona bajo la acción de la presión de poro actuando en uno de sus lados, después de pasar por una piedra porosa. La deflexión es proporcional a la presión aplicada y se mide por diversos transductores eléctricos, siendo el más común el de cuerda vibrante.

El mecanismo del funcionamiento de un piezómetro eléctrico del tipo de cuerda vibrante es el siguiente (fig. V.6):



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. V.6 Piezómetro Eléctrico de Cuerda Vibrante (León y Mendoza, 1983).

Un cambio en la presión de poro induce una deflexión del diafragma y en consecuencia un cambio en la tensión de la cuerda. La tensión se mide haciendo vibrar el alambre y midiendo su frecuencia de resonancia. La vibración se logra con un embobinado eléctrico colocado junto al alambre, el cual actúa como imán permanente. Un pulso transitorio de voltaje a través de la bobina atrae el imán hacia ella y luego lo suelta. Las vibraciones subsecuentes del alambre tienen lugar dentro del campo magnético del imán permanente y originan un voltaje alterno que se induce dentro del embobinado. La frecuencia del voltaje de salida es idéntica a la frecuencia resonante de la cuerda vibrante y se transmite a lo largo del cable conductor hasta llegar a un dispositivo adecuado para la medición de la frecuencia. Una curva de calibración se emplea para calcular la presión de poro a partir del cambio de frecuencia medido.

Este piezómetro tiene un tiempo de retraso en la respuesta despreciable si no hay gases presentes, además son extremadamente sensibles, por ello son adecuados para instalarse en materiales arcillosos bastante impermeables y de alta plasticidad. Son muy estables y la señal se puede transmitir a grandes distancias ya que no es afectada por la resistencia de los cables.

Entre las ventajas que presenta se tiene la facilidad de instalación, ya que solo requiere un cable conductor y el empleo de medidores portátiles. Algunas de sus limitaciones se refieren al costo, cables de conexión y dispositivos de medición además de que una vez instalado no puede ser calibrado o revisado.

Existen otros tipos de piezómetros eléctricos; sus diferencias están en el tipo de transductor que utilizan. Entre los más comunes se tienen los transductores con base en *strain gages* semiconductores. En este tipo de piezómetro eléctrico, la cara sensible del transductor está en contacto directo con la presión de poro transmitida por el agua que fluye a través de la piedra porosa. Presentan como ventajas su facilidad de lectura, tiempos de respuesta rápidos, pueden leer presiones de poro negativas y sirven para mediciones dinámicas y registro automático. Sin embargo, algunos modelos son sensibles a la temperatura, su estabilidad a largo plazo no se ha demostrado y las mediciones se pueden alterar si se transmiten a largas distancias.

### **3.3 Deformaciones Verticales y Horizontales.**

El incremento de los esfuerzos efectivos en el área de influencia del bombeo produce deformaciones en la masa de suelo. Estas deformaciones son principalmente importantes cuando ponen en riesgo la estabilidad de las estructuras adyacentes a la excavación. Las direcciones de las deformaciones inducidas tienen dos componentes, la vertical y la horizontal.

Antes de programar el sistema que monitoreará las deformaciones, es importante considerar lo siguiente.

El propósito de la investigación geotécnica previa al diseño del sistema de bombeo tiene entre sus objetivos principales detectar la presencia de suelos compresibles en el área de influencia del bombeo. Para estimar el radio de influencia del cono de abatimiento se realizan las pruebas de bombeo. Si el acuífero que se utilizará durante el bombeo es un estrato relativamente pequeño de arena que sobreyace a un suelo blando, el radio de influencia puede ser bastante pequeño; pero si el suelo compresible está por debajo de un potente acuífero, el radio de influencia puede ser de mucha mayor extensión. Como un caso extremo de esta última condición, se han llegado a observar asentamientos mas allá de los 300 m de distancia del pozo de bombeo más cercano (Powers, 1981).

El programa de sondeos debe extenderse dentro de toda la zona de influencia del bombeo. Cuando se descubran suelos comprensibles, las cimentaciones de las estructuras en esa zona deberán ser analizadas para evaluar su susceptibilidad al daño por asentamientos.

Cuando existe duda acerca del riesgo del asentamiento inducido en las estructuras adyacentes por los efectos del proyecto del control de las filtraciones, la tendencia se inclina en contra del uso del bombeo y se opta por el empleo de sistemas de impermeabilización (Powers, 1981), no obstante, esta condición debe ser cuidadosamente seleccionada ya que puede encarecer enormemente el costo del proyecto de abatimiento.

Una vez que se ha decidido utilizar algún sistema de bombeo para el control de las filtraciones en excavaciones para cimentaciones, la siguiente información acerca de las técnicas de instrumentación empleadas para evaluar los desplazamientos, tanto verticales como horizontales, asociados al bombeo será de utilidad.

### **3.3.1 Métodos Topográficos.**

Entre los sistemas de instrumentación utilizados en el monitoreo de las deformaciones asociadas al control del flujo de agua en excavaciones mediante sistemas de bombeo, se encuentran los procedimientos topográficos.

En todas las mediciones de deformación se establece una base fija de referencia para conocer los movimientos absolutos. En general, los dispositivos empleados en la medición de movimientos sobre o dentro de una masa de suelo tienen una precisión comprendida entre 1.5 y 12.0 mm.

Los métodos topográficos se correlacionan con los datos de bancos de nivel para tener una mayor cobertura de la zona expuesta a deformaciones. Tienen la ventaja de poderse usar para determinar desplazamientos relativos entre puntos cercanos o el movimiento absoluto de varios puntos. Entre los métodos topográficos útiles para el control de las deformaciones del subsuelo asociadas al funcionamiento de un sistema de bombeo, se encuentran los siguientes.

### **3.3.1.1 Método de Nivelación Óptica.**

Se utiliza para determinar la elevación y los cambios de elevación de puntos de referencia superficiales. En este método, los movimientos absolutos se refieren a un banco de nivel situado lo más lejos posible de la zona de movimientos. La precisión de los niveles ópticos se determina básicamente a partir de la sensibilidad de la burbuja de nivel.

### **3.3.1.2 Método de Triangulación.**

El método de triangulación implica mediciones muy precisas de ángulos y distancias a una línea base. Permite la colocación de bases fijas a distancias lo suficientemente grandes como para alejarlas de cualquier posibilidad de que queden comprendidas dentro del movimiento general de la zona. Tiene la ventaja de que una vez que se ha establecido el sistema, solo será necesario medir ángulos a los puntos observados y calcular sus movimientos.

### **3.3.1.3 Instrumentos Auxiliares.**

Los métodos topográficos se complementan con instrumentos que sirven de referencias y que permiten definir el valor absoluto de las mediciones. Entre los instrumentos mayormente utilizados se encuentran: 1) los bancos de nivel profundo, 2) los bancos de nivel flotante, y 3) las referencias superficiales.

#### **3.3.1.3.1 Banco de Nivel Profundo.**

El banco de nivel profundo se define como un punto de referencia estable que no se mueve en dirección vertical. Todas las mediciones de asentamientos y expansiones se refieren a él. El banco de nivel se desplanta a suficiente profundidad en roca sana o en un estrato muy firme. El grado de sofisticación en la construcción de un banco de nivel depende de la precisión requerida, de las condiciones ambientales, de las características del subsuelo y de la duración de la instalación. Por lo general, se construyen con un tubo o barra que se ancla en el fondo de un barreno (con inclusiones de concreto), y se protege con un tubo independiente anclado en la parte superior para evitar que la barra interior se vea afectada por los movimientos verticales y laterales debidos a la deformación del suelo. El espacio libre entre los dos tubos se rellena con un material blando tal como asfalto o lodo bentonítico. La fig. V.7 muestra el croquis esquemático de un banco de nivel profundo.

Todos los bancos de nivel se ligan entre sí mediante poligonales, para detectar sus posibles movimientos y se ubican lejos de la excavación, cuando menos al doble del ancho. El conjunto de bancos de nivel se renueva con frecuencia, sobre todo durante los periodos críticos de observación.

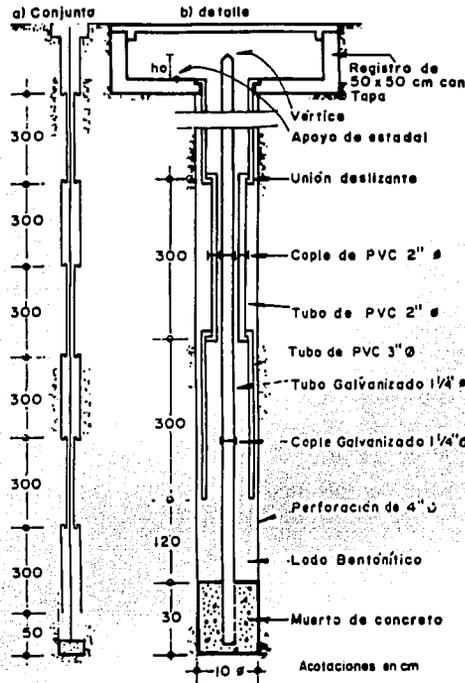


Fig. V.7 Banco de Nivel Profundo (CFE, 1981).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 3.3.1.3.2 Banco de Nivel Flotante.

Este instrumento, referido a un banco de nivel profundo, permite determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de la excavación. En la fig. V.8 se muestran los elementos que lo integran.

La profundidad de instalación del instrumento es de 1.2 m por debajo del nivel máximo de excavación. Durante el proceso de excavación los tubos se desacoplan por tramos de 1.0 m, modificando el nivel de referencia original.

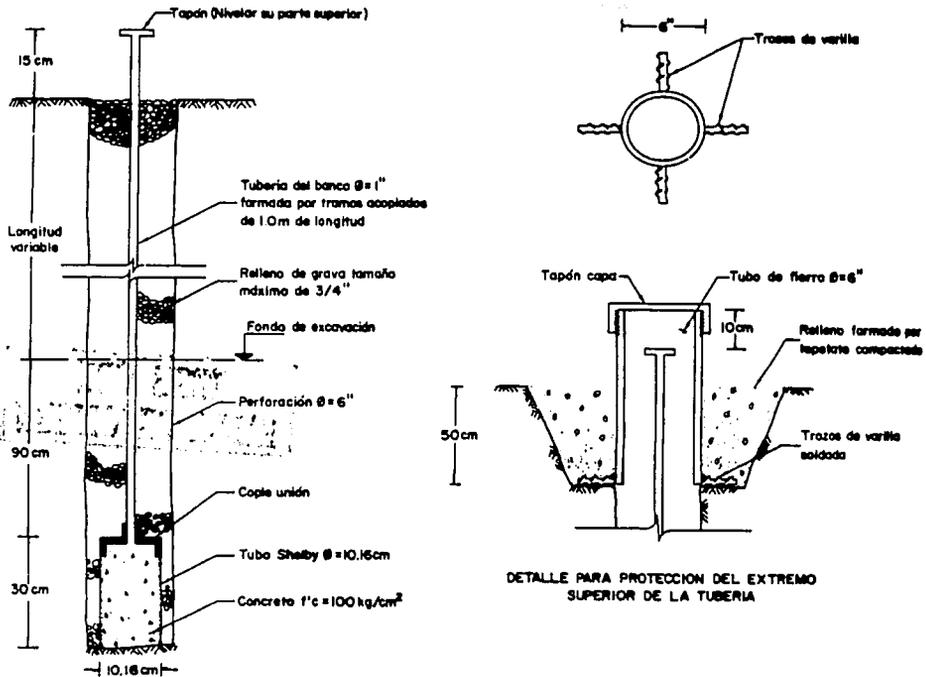


Fig. V.8 Banco de Nivel Flotante.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 3.3.1.3.3 Referencias Superficiales.

Son los instrumentos que se utilizan junto con los métodos topográficos para medir los desplazamientos que ocurren en la superficie del terreno y en las construcciones próximas a la excavación que pudieran sufrir daños a consecuencia del bombeo y/o a la misma excavación.

En general, las referencias superficiales son puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en las estructuras adyacentes. Se instalan como puntos aislados para referencias de nivel. Algunas de las referencias superficiales que pudieran ser útiles al caso en análisis son las siguientes:

*a) Testigo Superficial.*

Es un cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno empotrado en su extremo superior; este perno es un tornillo de cabeza esférica con una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura se utiliza como guía de una regla metálica de medición (graduada en milímetros) y cuenta con un nivel de burbuja y mira para centrado. Se utiliza para detectar los movimientos horizontales superficiales en puntos estratégicos adyacentes a la excavación (fig. V.9).

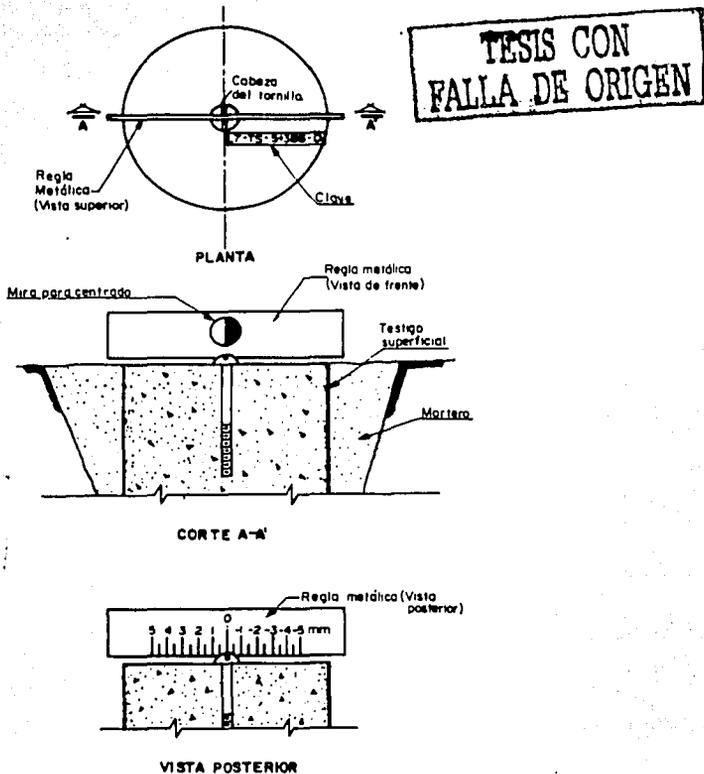


Fig. V.9 Testigo Superficial.

## b) Testigo en Muros.

Es una referencia de nivel horizontal formada por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco. Se pueden colocar en los muros de construcciones cercanas al área de influencia del bombeo (fig. V.10)

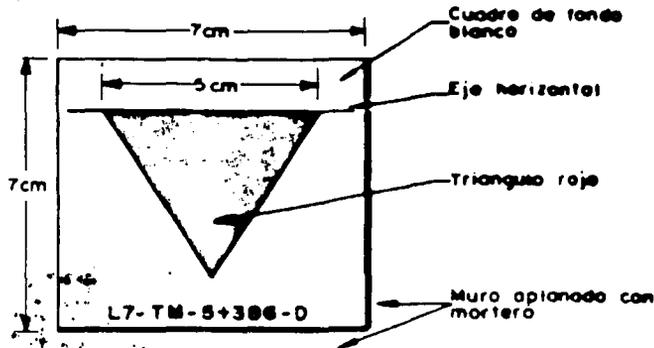


Fig. V.10 Testigo en Muros de Estructuras Adyacentes a la Excavación.

Los testigos superficiales se refieren a puntos fijos (como un banco de nivel profundo por ejemplo), y se pueden colocar dentro de la zona de influencia del bombeo, sobre todo en puntos característicos de las estructuras adyacentes. Se pintan a una altura aproximada de 1.50 m sobre el nivel de banqueta. Los desplazamientos verticales se determinan mediante nivelaciones entre los testigos, tanto superficiales como de muros y con respecto a los bancos de nivel profundos.

Después de colocadas las referencias superficiales y antes de iniciar las observaciones, se registran las lecturas de nivelaciones y alineaciones que corresponden a las condiciones iniciales, de esta manera se define el origen de las mediciones desplazamientos-tiempo. El resultado del procesamiento de la información obtenida a partir de las referencias superficiales se muestra en la fig. V.11.

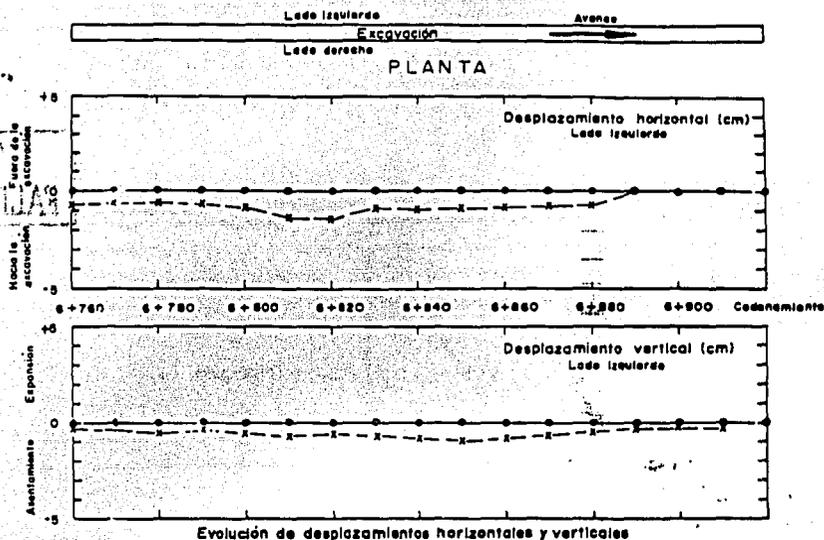
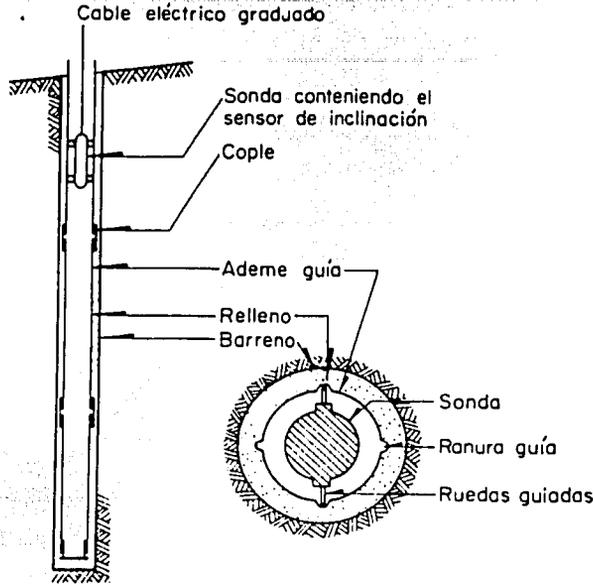


Fig. V.11 Gráficos de los Desplazamientos Horizontales y Verticales registrados a partir de las Referencias Superficiales.

### 3.3.2 Inclínómetro.

Las posibles deformaciones horizontales inducidas en el subsuelo por el incremento de esfuerzos efectivos, se puede definir confiablemente mediante inclinómetros. Estas deformaciones son principalmente importantes para anticipar la falla de fondo por cortante en la excavación. Sin embargo, en los casos del control del flujo de agua en excavaciones pueden ser útiles al registrar los desplazamientos horizontales en los elementos de soporte lateral, estos últimos debidos al efecto conjunto del bombeo y de la excavación.

El inclinómetro es un instrumento de medición que permite obtener la envolvente de la deformación horizontal con la profundidad. Básicamente está constituido por cuatro elementos: el ademe, la sonda, el cable eléctrico graduado y una unidad para el control y lectura de la medición (fig. V.12).



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. V.12 Componentes de un Inclinómetro.

El ademe es un tubo de metal o de plástico con ranuras longitudinales perpendiculares entre sí. Se fabrica en tramos de 1.5 y 3.0 m de longitud; para alcanzar la profundidad requerida, los tramos se unen mediante coples. El ademe se instala en una perforación vertical, empotrándolo en el fondo.

La sonda es la unidad de medición que aloja el sensor de inclinación, el cual consiste básicamente en una masa guiada a través de las ranuras del ademe que genera una señal eléctrica proporcional a su inclinación.

El cable eléctrico graduado transmite las señales de la sonda a la unidad de registro y lectura; además sirve como referencia de la profundidad al momento de registrar las lecturas.

La unidad de control y lectura tiene como función recibir las señales eléctricas y transformarlas en lecturas analógicas o digitales para su registro e interpretación, además de generar la energía para activar la sonda.

Antes de la instalación de un inclinómetro, se requiere conocer el orden de magnitud de los desplazamientos de la zona por instrumentar, ya que de esta manera se tendrá la información necesaria para elegir el tipo de sonda mas adecuada.

El proceso de medición consiste en introducir la sonda a través del ademe para tomar las lecturas de inclinación a distintas profundidades, leídas de la unidad de control y lectura. Cada serie de lecturas se repite girando la sonda 180°, ya que en la mayoría de las sondas la suma o resta de estas lecturas es una constante que puede verificarse fácilmente en campo.

Las lecturas del inclinómetro se interpretan en función del análisis geotécnico de las deformaciones asociadas al bombeo. En la fig. V.13 se presenta un ejemplo del procesamiento de la información obtenida a partir de un inclinómetro.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

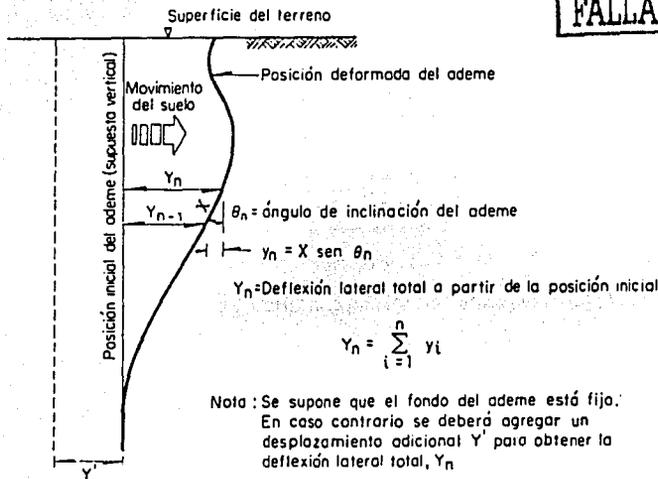


Fig. V.13 Forma de la Envolvente del Desplazamiento Horizontal con la Profundidad, definida con un Inclinómetro.

La confiabilidad de las lecturas depende en gran medida del procedimiento de instalación, en particular, a la verticalidad y limpieza del pozo, así como a las características de confinamiento del material de la tubería. En la práctica, el confinamiento del ademe se realiza por medio de lechadas de concreto, con lo que se logra darle rigidez y protegerlo de los golpes del equipo de excavación.

La ventaja principal al utilizar inclinómetros se obtiene durante la interpretación de las lecturas, ya que permiten verificar las hipótesis de cálculo para respaldar los criterios de análisis y diseño posteriores.

Entre las desventajas encontradas en los inclinómetros esta lo delicado de sus componentes y que cuando se utilizan en suelos blandos limitados arriba y abajo por suelos firmes, puede ocurrir pandeo lateral por efecto de las cargas axiales inducidas durante el proceso de deformación vertical de la masa de suelo, en estos casos, esta condición se detecta por el error sistemático en las lecturas.

#### **4. Instalación del Sistema y Procesamiento de la Información.**

El procesamiento de las mediciones de campo incluye la construcción de tablas, gráficos, informes, etc., que se presentan en las reuniones de trabajo durante la obra para poner al día la información principalmente referente a la seguridad de la excavación. La forma de presentarla influye grandemente en el interés captado por los demás y en su utilidad. Para preparar información clara, ordenada y útil conviene conocer los siguientes detalles.

De los datos obtenidos por las mediciones de los sistemas de instrumentación se realiza un compendio de información que incluye:

- 1) Planos, mostrando la ubicación y elevación de cada punto de observación y su relación con las principales características del proyecto del control del flujo de agua. Los planos contienen además la descripción completa de los principales bancos de nivel profundos indicando su nivel de referencia, así como la ubicación de todos los sondeos.
- 2) Como un documento anexo a esta información, se presenta una sección transversal del perfil estratigráfico que incluye valores numéricos de las propiedades geotécnicas de interés asociadas al flujo de agua.

Para lograr la máxima cantidad de información de un conjunto de observaciones, el responsable de la instrumentación dicta instrucciones detalladas referentes al tipo de información esperada. Cuando los ordenes de magnitud de los fenómenos en observación pueden ser anticipados, conviene preparar gráficos que muestren los resultados esperados.

El registro de las observaciones de campo se presenta de tal forma que un ingeniero que no está familiarizado con el proyecto, comprenda con un mínimo de esfuerzo todas las características esenciales de las observaciones. Los datos gráficos se presentan en una escala conveniente y se acompañan de los planos y una breve descripción escrita.

Por ejemplo, la fig. V.14 es una representación gráfica de las mediciones de la presión hidrostática en la base del estrato de arcilla localizado bajo el piso del dique mostrado en la parte *a* de la misma figura. Las elevaciones piezométricas se determinaron mediante pozos de observación conectados a manómetros de Bourdón. Cuando los resultados de las observaciones se presentan en tablas, simplemente muestran que las elevaciones piezométricas varían considerablemente de un punto a otro; sin embargo, cuando la información se presenta en forma gráfica, como en la fig. 5.14.b, se observa a simple vista la intensidad y distribución de las fuerzas que tienden a producir la falla de fondo por subpresión.

Las observaciones se realizan con frecuencia hasta que la secuencia de las mismas llegue a conocerse; de ahí en adelante, la frecuencia puede disminuir sin reducir el valor de los resultados.

Como un anexo a la información gráfica procesada, conviene presentar la memoria y las hipótesis utilizadas durante el cálculo, de esta manera se contará con información que puede emplearse para preparar un artículo que contenga un resumen del compendio de los registros de campo (Terzaghi and Peck, 1967).

Para contar con un panorama más amplio de lo que significa un sistema de instrumentación aplicado a un caso real, en lo que sigue se comentan dos casos de control del flujo de agua en excavaciones para cimentaciones; uno en suelos arenosos y otro en suelos arcillosos.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

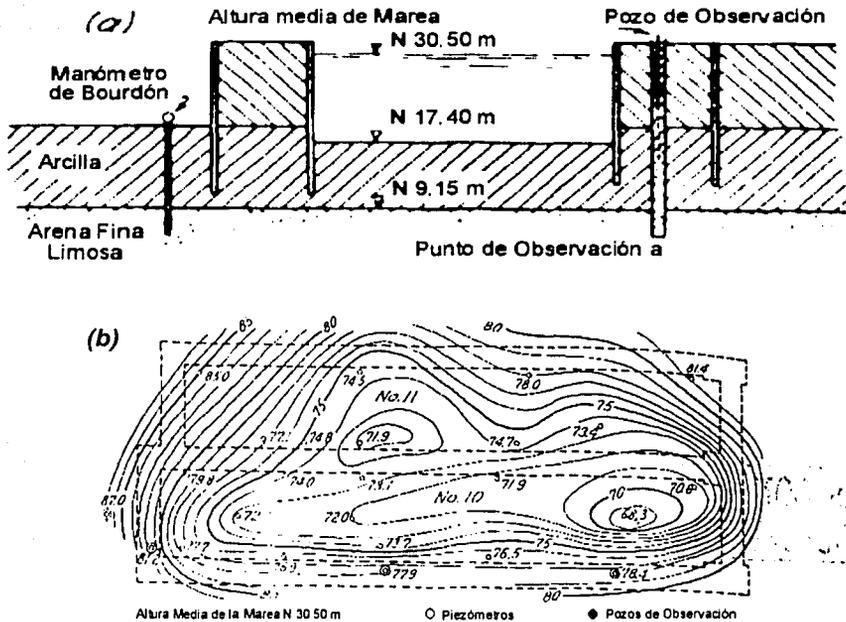


Fig. V.14 Representación Gráfica de las Mediciones Piezométricas.  
 (a) Vista Transversal del Dique. (b) Curvas de Isovalores de la Subpresión Hidráulica. (Terzaghi and Peck, 1967).

#### 4.1 Ejemplo de un Sistema de Instrumentación en Suelos Arenosos.

El ejemplo corresponde a un caso de abatimiento del nivel freático en suelos arenosos para la construcción de un horno de recalentamiento, en una planta siderúrgica ubicada en Lázaro Cárdenas, Michoacán (Gutiérrez et al, 1989). La estructura de hornos es prácticamente un sótano; para alojarlo, se requerían excavaciones comprendidas entre 6.3 y 8.9 m de profundidad.

Para la realización de la excavación se construyó un muro milán perimetral a 15.30 m bajo el nivel del terreno natural. De la exploración geotécnica se obtuvo la información necesaria para construir



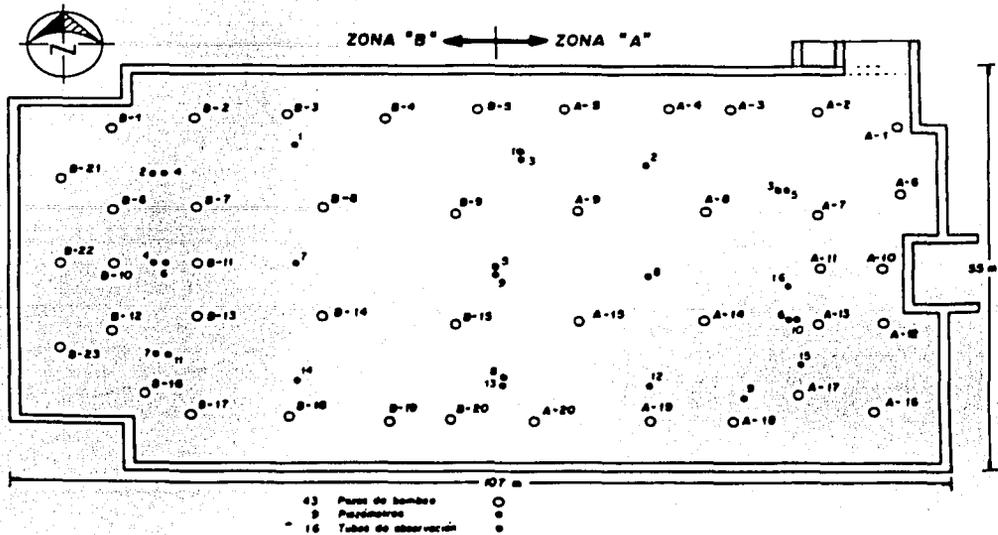


Fig. V.16 Distribución de Instrumentos dentro de la Excavación.

La fig V.17 muestra las cotas de los niveles de agua dentro de los pozos de bombeo y algunas curvas de "isoniveles" obtenidos durante las pruebas de bombeo. Los niveles de agua dentro de los pozos se obtuvieron con electroneveles.

De este caso en particular, se observa que cuando se utiliza un sistema de bombeo en suelos arenosos son dos los instrumentos de mayor utilidad para el control de la seguridad de la excavación: los pozos de observación y los piezómetros. En la elección del número de instrumentos se debe tener en cuenta la posibilidad de deterioro o de mal funcionamiento.

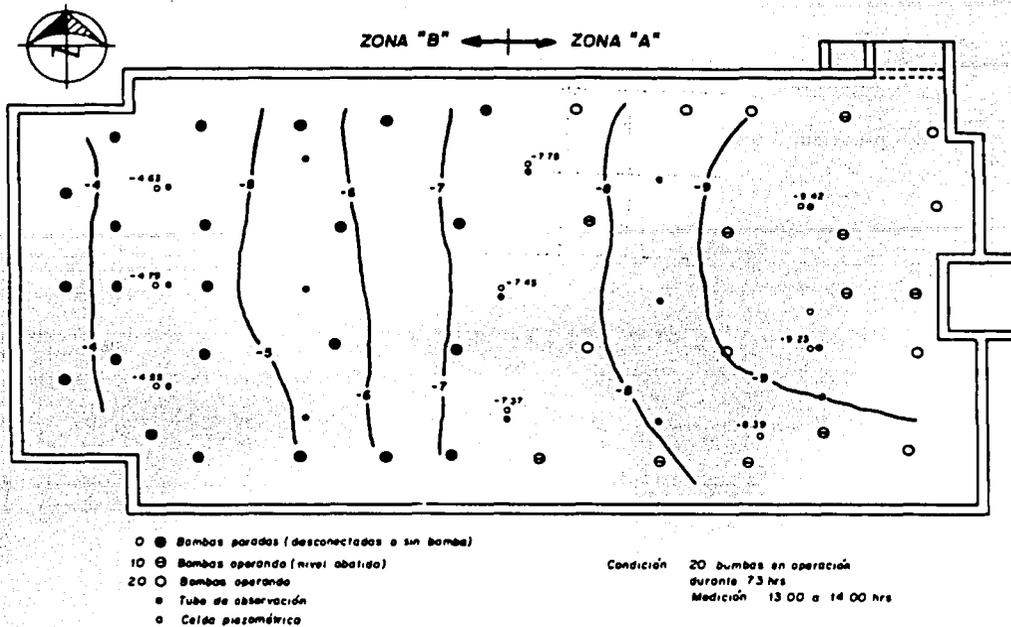


Fig. V.17 Curvas de Isoniveles de Abatimiento Obtenidos Durante las Pruebas de Bombeo.

#### 4.2 Ejemplo de un Sistema de Instrumentación en Suelos Arcillosos.

Corresponde al caso de construcción de un edificio ubicado en la zona de lago virgen de la ciudad de México (Sánchez et al, 1990). Para realizar la excavación necesaria para la cimentación se efectuó el abatimiento del nivel freático. Los objetivos del abatimiento fueron realizar los trabajos de construcción prácticamente en seco, asegurar la estabilidad de los taludes y minimizar la expansión inmediata del suelo por alivio de esfuerzos.

El edificio se compondría de dos cuerpos separados; un cuerpo A ocuparía un área rectangular de 770 m<sup>2</sup> y un cuerpo B una superficie de forma irregular de 2700 m<sup>2</sup>. La cimentación del edificio en ambos cuerpos se resolvió por medio de un cajón de cimentación apoyado a 3.6 m de profundidad, con contratraves de 0.80 m de peralte y pilotes de fricción de concreto con sección cuadrada de 0.30

m por lado y 36.0 m de longitud efectiva. El propósito de los pilotes era el de disminuir los hundimientos de la edificación.

La fig. V.18 muestra la secuencia estratigráfica del sitio. El nivel freático se detectó a una profundidad inicial de 2.50 m bajo la superficie del terreno. De datos históricos se conoció que el hundimiento regional de la zona era de 20 cm/año.

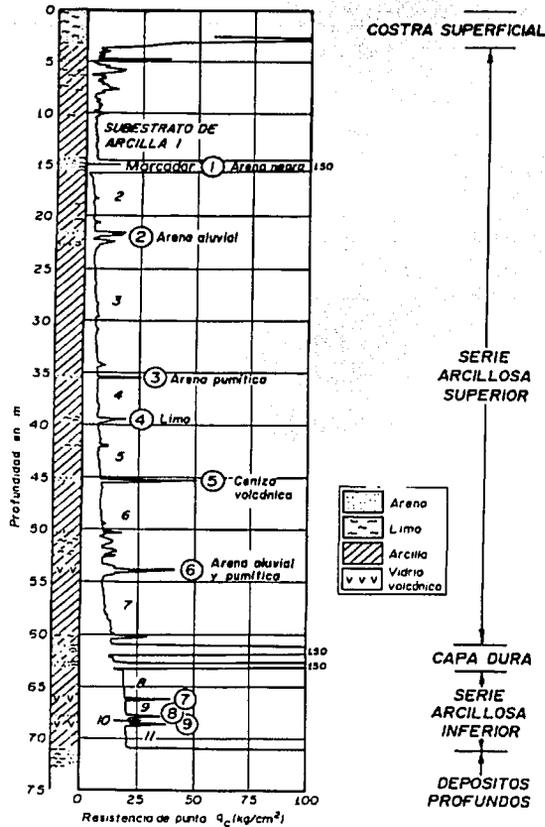


Fig. V.18 Perfil Estratigráfico del Sitio.

La fig. V.19 muestra las etapas de excavación, estas mismas etapas se consideraron para la distribución de los pozos de bombeo. La separación de los pozos se eligió basándose en las

experiencias previas, en las cuales se observó que para sitios ubicados en la zona lacustre de la ciudad de México, la influencia de un pozo de bombeo permite un abatimiento confiable del NAF en un área de aproximadamente 50 m<sup>2</sup> (fig. V.20)

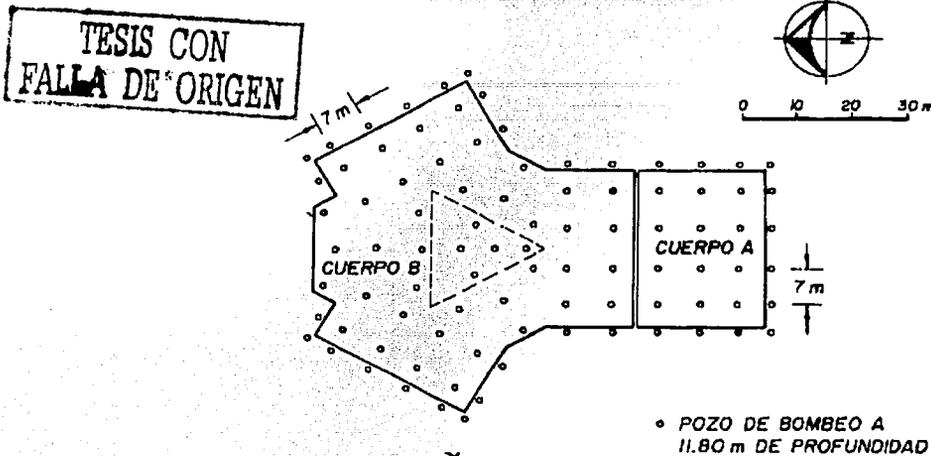
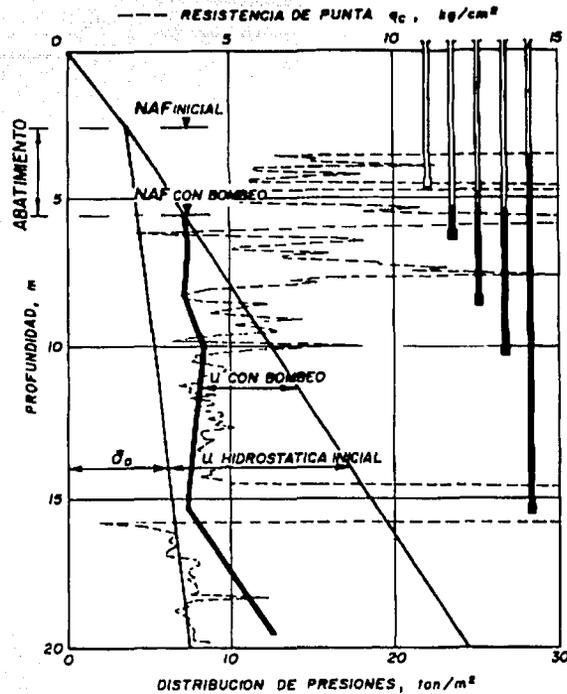


Fig. V.20 Distribución de los Pozos de Bombeo.

El sistema de instrumentación propuesto contempló la instalación de pozos de observación, piezómetros abiertos en estratos permeables y neumáticos en estratos arcillosos, bancos de nivel flotantes para evaluar las expansiones y elegir la secuencia de las áreas de excavación, y la instalación de un banco de nivel profundo apoyado a 72.0 m de profundidad para definir la componente del hundimiento regional en la zona.

La fig. V.21 muestra las condiciones piezométricas antes y después del bombeo, de su análisis se descartó la posibilidad de falla de fondo por subpresión.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



100 WEST  
BARRIO DE ALJAN

Fig. V.21 Condiciones Piezométricas Iniciales y después del Bombeo.

Del análisis de las condiciones hidráulicas iniciales, del procedimiento constructivo y de la profundidad de abatimiento necesaria para disminuir las expansiones inmediatas, el abatimiento propuesto del NAF fue de 9.2 m bajo el nivel del terreno natural. Por este efecto, los pozos de observación se instalaron a 10.0 m de profundidad y los piezómetros abiertos en el estrato permeable ubicado entre los 14.7 y los 16.0 m de profundidad; además se colocaron en algunos estratos permeables menos profundos con objeto de observar la variación del nivel freático antes de la excavación y durante el bombeo.

La fig. V.22 muestra la tendencia de la expansión por excavación y bombeo medida en un banco de nivel flotante. El hundimiento regional medido por el banco de nivel profundo resultó de 4.9 cm en

seis meses, por lo que se obtuvo un valor de 1.2 cm por mes. Este valor se incluyó en el cálculo de la expansión. La fig. V.23 muestra la tendencia del hundimiento regional durante el periodo de construcción de la edificación.

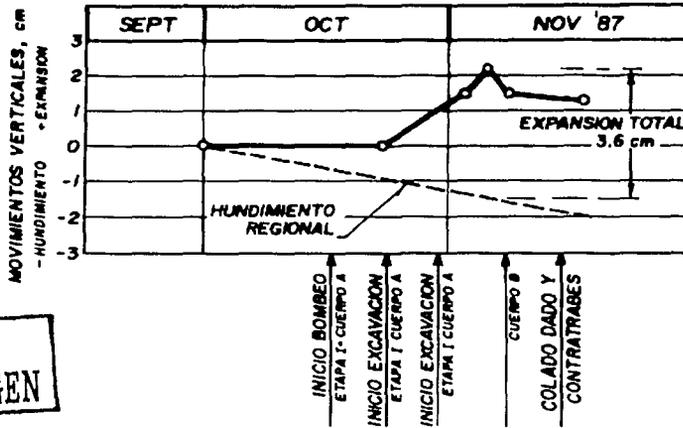


Fig. V.22 Expansión por Excavación durante la Primera Etapa Constructiva.

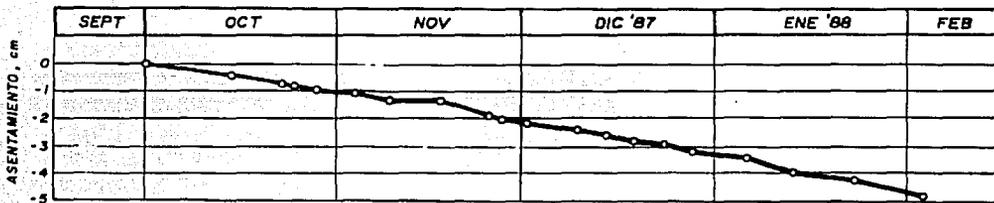


Fig. V.23 Hundimiento Regional Medio en el Sitio utilizando un Banco de Nivel Profundo.

Note que en el caso de un sistema de instrumentación en suelos arcillosos, además de los pozos de observación y piezómetros, se requieren evaluar las deformaciones asociadas al efecto del bombeo

continuo y a la excavación. En los casos de excavaciones profundas soportadas lateralmente practicadas por debajo del nivel freático en suelos arcillosos, se emplean inclinómetros para evaluar las deformaciones horizontales del muro milán o de las tablestacas.



## CONCLUSIONES.

Los sistemas de bombeo se diferencian entre sí por las características físicas de sus componentes y por el efecto que estas tienen sobre la trayectoria del agua hacia los pozos. Las zanjas filtrantes se pueden utilizar en excavaciones poco profundas donde no exista el riesgo de tubificación. Los sistemas *Well-Point* han sido ampliamente utilizados en los suelos permeables, pero en donde la carga hidráulica máxima no exceda de 7.0 m. Los sistemas de Inyección-Descarga han sido ampliamente utilizados en depósitos de suelo arcilloso con intercalaciones de arena, como los acuíferos del Valle de México. En la ciudad de México se cuenta con la experiencia práctica de que colocando un pozo de bombeo, del tipo Inyección-Descarga, por cada 50 m<sup>2</sup>, se logra el abatimiento de los niveles piezométricos en un tipo conveniente. Los sistemas de pozos profundos se pueden utilizar prácticamente en cualquier condición estratigráfica; no tienen restricciones de caudal ni de carga dinámica; las únicas desventajas que presentan son las referentes a su diseño, ya que por un lado, es necesario realizar pruebas de bombeo y por otro, para realizar una prueba de bombeo se requiere definir, confiablemente, la estratigrafía del subsuelo en el sitio. Además de lo anterior, el flujo de agua hacia los pozos profundos es tridimensional mientras que en los sistemas *Well-Point* o en los de Inyección-Descarga es bidimensional. Es importante tener presente esto al momento de calcular caudales a partir de modelos semiempíricos.

No obstante, la elección del sistema de bombeo más conveniente para una excavación particular no solo depende del tipo de suelo, si no además de las condiciones de inestabilidad y deformabilidad que pueda sufrir la excavación en cualquiera de sus etapas; es decir, el sistema de bombeo más conveniente será aquel que por sus características físicas pueda asegurar la estabilidad de la excavación ante el flujo de agua y/o contribuya a la reducción de la expansión por descarga en suelos arcillosos.

El concepto permeabilidad indica el grado de facilidad con el que el agua se mueve a través de un suelo, mientras que el significado del concepto coeficiente de permeabilidad se refiere a la velocidad con la cual el agua se mueve a través de un suelo. Los factores macroestructurales que influyen en su magnitud son los más significativos en el cálculo de caudales de bombeo.

Una prueba de bombeo es el único medio confiable para definir todas las variables involucradas en el diseño geohidráulico de un sistema de bombeo; además, a partir de una prueba de bombeo es

posible obtener los módulos de compresibilidad media de la formación. Los demás métodos de campo y laboratorio existentes solo representarán valores puntuales dentro de una gran masa.

Los modelos semiempíricos más simples para el cálculo de caudales de filtración en excavaciones, consisten en suponer que el área en planta de la excavación queda incluida en un círculo que equivale al radio de un pozo de bombeo. Las dificultades encontradas en estos cálculos tienen que ver, principalmente, con el valor considerado para el coeficiente de permeabilidad, ya que normalmente la zona de excavación es lo suficientemente extensa como para hacer intervenir a los factores macroestructurales de la formación en su magnitud. El radio de influencia del bombeo no es crítico en los cálculos, de hecho se pueden calcular los caudales para un intervalo propuesto de radios de influencia y elegir el más coherente de acuerdo a la experiencia.

La red de flujo establecido bidimensional es una poderosa herramienta para el análisis del flujo establecido hacia las excavaciones. A partir de ella es posible calcular: caudales de filtración, presiones de poro, gradientes hidráulicos y velocidades de flujo. Se pueden construir tanto para representaciones en planta como para secciones transversales de la región de flujo; no obstante, cuando se construye una red de flujo horizontal para un acuífero libre solo se obtiene una aproximación gruesa, debido al carácter tridimensional del movimiento.

El caso más simple de construcción de una red de flujo vertical queda representado por una región de flujo confinado, en suelo homogéneo e isotrópico; sin embargo, es de gran utilidad para estimar caudales de filtración en excavaciones soportadas lateralmente.

La diferencia entre coeficientes de permeabilidad de los suelos granulares comparados con los arcillosos es enorme, por lo tanto, sus características de drenaje también. Mientras que el flujo de agua en suelos granulares se establece prácticamente después de iniciado el bombeo, en los suelos arcillosos no ocurre así. Esto tiene implicaciones importantes en el comportamiento de la excavación ante el flujo de agua. Por un lado, en las condiciones de estabilidad y por otro en el comportamiento de las presiones de poro durante la excavación y el bombeo. En tanto que en los suelos granulares un sistema de bombeo tiene por objeto el abatimiento del nivel freático o el evitar alguna condición que pusiera en riesgo la estabilidad de la excavación ante el flujo de agua, en los suelos arcillosos el sistema tiene por objeto reducir la presión hidráulica de algún estrato altamente permeable que pudiera producir el levantamiento del fondo de la excavación, y mantener la

condición favorable de abatimiento espontáneo de las presiones de poro mientras que la excavación permanezca abierta.

Las condiciones de inestabilidad por flujo de agua en excavaciones practicadas por debajo del *NAF* en suelos granulares son: La tubificación y la licuación de los taludes o del fondo. Por otro lado, la condición de inestabilidad ante el flujo de agua de las excavaciones practicadas en suelos arcillosos es el levantamiento del fondo por subpresión; teóricamente, si es que el flujo de agua en estos suelos alcanza la condición de flujo establecido, también podría ocurrir el fenómeno de tubificación, pero en la práctica, el tiempo necesario para mantener abierta la excavación generalmente es mas corto que el necesario para alcanzar la condición de flujo establecido. Otro inconveniente del bombeo en suelos arcillosos son las deformaciones inducidas por el incremento de esfuerzos efectivos. El estudio de los casos reportados en la literatura de excavaciones profundas y poco profundas practicadas en el Valle de México, mostraron que las deformaciones en las estructuras adyacentes debidas al bombeo para construcción de cimentaciones, no son de magnitud importante aun para periodos prolongados del bombeo. Las razones de lo anterior pudieran ser las siguientes: Para que exista un incremento importante de los esfuerzos efectivos fuera del área excavada, el flujo de agua tendría que alcanzar el régimen establecido, lo cual significa que además de que la extensión de la formación acuífera deberá ser importante, los elementos de soporte provisional deberán permitir el paso constante del agua. No obstante, cuando las excavaciones poco profundas no requieren de elementos de soporte lateral, la duración del periodo de bombeo y la exploración de la extensión del acuífero deberán ser investigados apropiadamente. Por otro lado, la reducción de la expansión inmediata por el uso del bombeo en la práctica de excavaciones si ha mostrado reducciones significativas.

Inmediatamente después de excavar por debajo del *NAF* en suelos impermeables de manera rápida y en forma continua, es decir, inmediatamente después de provocar un decremento rápido de los esfuerzos totales, ocurre un abatimiento espontáneo de la presión de poro debido a que el estado de esfuerzos efectivos no variará en un lapso de tiempo tan breve. Cuando el *NAF* coincide con los niveles piezométricos del subsuelo, se dice que ocurre un abatimiento espontáneo del nivel freático. Este fenómeno se ha verificado en la práctica, no obstante, cuando existe un estrato altamente permeable bajo el fondo de la excavación, el abatimiento espontáneo también se verificará pero la componente vertical ascendente del flujo de agua en régimen transitorio pudiera ser suficiente como para que se impida su llegada al fondo de la excavación utilizando un sistema de bombeo.

Mientras que en las excavaciones practicadas por debajo del *NAF* en suelos granulares, el flujo de agua se establece inmediatamente después de alterar las condiciones piezométricas iniciales por el bombeo, el flujo establecido en suelos arcillosos se alcanza en un tiempo superior al comúnmente necesario para mantener abierta la excavación; sin embargo, el estado de presión de poro cambia en las diferentes etapas de la excavación.

En los casos de "abatimiento del *NAF* por bombeo previo a la excavación en suelos arcillosos", se produce una sobrepresión intersticial que tiende a disiparse con el tiempo, produciendo un efecto de precarga en la masa de suelo influenciada por el bombeo. El tiempo de disipación del exceso de presión de poro depende de las condiciones de contorno y de frontera impuestas por el sistema y de las existentes en la región de flujo. La disipación de la sobrepresión intersticial produce un incremento gradual en los esfuerzos efectivos, el cual induce las deformaciones en la masa de suelo. En este trabajo se ha analizado el problema como un caso de extracción de agua a través de un estrato permeable situado por debajo de un estrato compresible. Bajo estas condiciones, la solución del problema se obtuvo aplicando la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional por flujo simultáneo radial y vertical; es decir, empleando los coeficientes de consolidación  $C_r$  y  $C_v$ . Esta solución se aplicó en la zona compresible superior al estrato acuífero, mientras que en la zona compresible inferior, se aplicó la solución de la ecuación diferencial de consolidación por flujo únicamente vertical, es decir, considerando el coeficiente  $C_v$ . Aunque esta forma de solución es bastante simplista, comparada con los modelos existentes para pronosticar el comportamiento de los niveles piezométricos durante el bombeo utilizando las teorías de acuíferos semiconfinados, se concluye que la aproximación lograda es suficiente, desde el punto de vista práctico, para la complejidad del problema.

Los sistemas de instrumentación en el control del flujo de agua en excavaciones para cimentaciones tienen por objeto monitoriar la evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales, así como la evolución de las presiones de poro. Ambas variables se requieren medir dentro y fuera del área excavada. Específicamente, el sistema de instrumentación evalúa: 1) la posición del *NAF*, 2) el estado de presión de poro en la masa de suelo y 3) las deformaciones verticales y horizontales inducidas por la propia excavación y por el funcionamiento del sistema de bombeo. Para definir la posición del *NAF* se emplean los pozos de observación y para determinar el estado de presión de poro se utilizan los piezómetros. De estos últimos existe una gran variedad. Las

## CONCLUSIONES

principales diferencias entre ellos se deben al tiempo de respuesta hidráulico, el cual se refiere al tiempo necesario para que ocurra el 90% de igualación entre la presión de poro de campo y la registrada por el piezómetro. Los piezómetros neumáticos y los eléctricos tienen tiempos de respuesta menores que los abiertos tipo Casagrande, por lo que estos últimos se utilizan en suelos granulares y los primeros en estratos arcillosos. Por otra parte, las deformaciones verticales y horizontales son monitoriadas por procedimientos topográficos que utilizan instrumentos que sirven como referencias.

En los casos de excavaciones por debajo del nivel freático en suelos granulares, los instrumentos principalmente utilizados son: los pozos de observación y los piezómetros abiertos del tipo Casagrande, mientras que en las excavaciones practicadas por debajo del *NAF* en suelos arcilloso, los sistemas de instrumentación se componen principalmente de: pozos de observación, piezómetros neumáticos en estratos arcillosos y piezómetros abiertos tipo Casagrande en las lentes permeables, bancos de nivel profundos, bancos de nivel flotantes y referencias superficiales en los muros de las construcciones adyacentes. En ambos casos de excavaciones, los instrumentos se instalan en puntos estratégicos dentro y fuera del área excavada.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

WCS POST  
MECNO NO ALIAN

**COMENTARIO FINAL:**

Quisiera que aquellas personas que pudieran encontrar alguna utilidad en este trabajo conocieran los nombres de aquellas otras a las que hay algo que agradecerles. A los ingenieros: Benjamín Silva, Aarón Samano, Armando Suárez, Gonzalo García y sus colaboradores, por compartirme sus experiencias profesionales; a mis amigos: Enrique Carranza y Felipe Reyes, por brindarme su confianza y los recursos que necesite en la etapa más importante del desarrollo de este trabajo, y por supuesto, al ingeniero: Raúl Carranza Eslava, por sus consejos para el estudio de los temas críticos de esta labor.



**REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.**

- Bear, J. (1979) "Hydraulics of Groundwater", Mc Graw Hill, p. 300-378.
- Casagrande, A. (1937) "Seepage Through Dams", Contributions to Soil Mechanics, BSCE, June 1937.
- Cerdergren, H. R. (1967) "Seepage, Drainage and Flow Nets", Second Edition, John Wiley and Sons, New York, 534 p.
- CNA (1996) "Pruebas de Bombeo", Segunda Edición, Geotecnia, Comisión Nacional del Agua, México, 151 pag.
- Das, B. M. (1997) "Advanced Soil Mechanics", Second Edition, Taylor and Francis, Washington, DC, p. 237-312.
- De wiest, R. M. (1965) "Geohydrology", Jonh Wiley and Sons, New York, p. 204-238.
- Driscoll, F. (1986) "El Agua Subterránea y los Pozos", Johnson Division, UOP, San Paul, MN, p. 319-339.
- Esquivel, E. R. (1983) "Instrumentación en Suelos y Estructuras Térreas", Vol. B.2.5, CFE, México,
- Flores, B. R. (1999) "Flujo de Agua en Suelos", Avances en Hidraulica 4, Tercera edición, IMTA, México, pag. 125-133.
- Gutiérrez, C., Santoyo, E., y Anzaldúa, R. (1989) "Abatimiento del Nivel Freático en Arenas para la Construcción de Cajones de Cimentación", SMMS, Construcción Especializada en Geotécnia, Memorias del Simposio, México, pp. 183-201.
- Head, H. K (1982) "Manual of Soil Laboratory Testing", Vol. 2, Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests, Pentech Press, London, p. 398-468.

- Juárez, B. E. y Rico, R. A. (1963) "Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos", Tercera edición, Vol. II, Limusa, México, p. 66-72.
- Juárez, B. E. y Rico, R. A. (1969) "Flujo de Agua en Suelos", Tercera edición, Vol. III, Limusa, México, p. 285-311.
- Lambe, T. W. and Whitman, R. V. (1969) "Mecánica de Suelos", Segunda Edición, Limusa, México, p. 299-312.
- León, T. J. y Mendoza, L. M. (1983) "Estructuras de Tierra", CFE, Vol. B.2.3, México,
- Leonards, A. G. (1962) "Foundation Engineering", Chapter 3: Dewatering, Mc Graw Hill, Tokio, p. 241-350.
- NTCDC-DF (1995), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- Powers, J. P. (1981) "Construction Dewatering: A guide to Theory and Practice", John Wiley and Sons, New York, 534 p.
- Reséndiz, D. (1970) "Efectos del Bombeo Electrosmótico en las Arcillas del Valle de México", SMMS, V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, pp. 73-75.
- Rodríguez, J. M. and Melgoza, C. A. (1969) "Spontaneous Decrease of the Pore Pressure During Excavations on Soft Clays that Have a Restriction on the Horizontal Flow of Ground Water", Proceedings of the Seventh Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 3, pp. 373-375.
- Rodríguez, J. M. (1989) "Sistemas de Bombeo para fines de Excavaciones en el Acuífero del Valle de México", SMMS, Construcción Especializada en Geotécnia, Memorias del Simposio, México, pp. 175-182.

- Sánchez, B., Gutiérrez, C. y Santoyo, E. (1990) "Nuevos Eyectores para Abatimiento del NAF en Arcillas", SMMS, XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, San Luis Potosí, México, pp. 201-207.
- Skempton, A. W. (1954) "The pore Pressure Coefficients A and B", Geotechnique, N° 4, pp. 143-147.
- Taméz, E., Santoyo, E., Mooser, F., y Gutierrez, C. (1987) "Manual de Diseño Geotécnico", COVITUR, México, pp. 118-122.
- Terzaghi, K. B. and Peck, R. B. (1967) "Soil Mechanics in Engineering Practice", Second Edition, John Wiley and Sons, New York, p. 227-681.
- Terzaghi, K. B., Peck, R. B., and Mesri, G. (1996) "Soil Mechanics in Engineering Practice", Third Edition, John Wiley and Sons, New York, p. 213-240.
- Zeevaert, L. W. (1972) "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, New York, 652 p.
- Zeevaert, L. W. (1980) "Interacción Suelo Estructura de Cimentaciones Superficiales y Profundas", Limusa, México, p. 18-24 y 205-216.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE \_\_\_\_\_

FECHA: \_\_\_\_\_

FIRMA: \_\_\_\_\_

FALTA DE ORIGEN  
TÉRMINO CON