



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE  
MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLÁN**

**“CRITERIOS PARA EL CONTROL DEL AGUA  
EN EXCAVACIONES”**

**T E S I S**

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE**

**LICENCIADO EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:**

**ITURBE HERNÁNDEZ ADRIOT FLORENCIO**

**ASESOR**

**CELSO BARRERA CHÁVEZ**

**FES ACATLÁN      2016**





Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

## **AGRADECIMIENTOS**

**A mi familia por su apoyo y por todo.**

**A los profesores e Ingenieros:**

**Celso Barrera,  
María Luisa Jiménez,  
Juan Víctor Padilla,  
Oscar Callejas,  
Xavier Bárcenas,  
Raúl Pineda.**

**por su gran ayuda y colaboración en cada momento de consulta y soporte en este trabajo de tesis.**

**Un agradecimiento a las FES Acatlán**

**Y a los profesores que se encuentran dando clase.**

**CRITERIOS PARA EL CONTROL DEL AGUA EN EXCAVACIONES.**

## ÍNDICE.

<b>CAPÍTULO 1. GENERALIDADES.</b>	
1.1 Permeabilidad.....	7
1.2 Estudios para el análisis del abatimiento.....	20
<b>CAPÍTULO 2. FLUJO DE AGUA.</b>	
2.1 Ley de Darcy.....	21
2.2 Redes de flujo.....	23
<b>CAPÍTULO 3. PRESENCIA DEL AGUA EN LA MASA DEL SUELO.</b>	
3.1 Nivel freático.....	29
3.2 Mantos acuíferos.....	30
<b>CAPÍTULO 4. MÉTODOS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.</b>	
4.1 Well points.....	32
4.2 El sistema de pozos profundos.....	33
4.3 Bombeo de achique.....	38
4.4 Electroósmosis.....	39
<b>CAPÍTULO 5. CONTROL DEL ABATIMIENTO.</b>	
5.1 Piezómetros.....	41
5.2 Tubo de observación.....	42
<b>CAPÍTULO 6. PROBLEMAS DEBIDO AL ABATIMIENTO.</b>	
6.1 Asentamientos debidos al abatimiento del nivel freático.....	51
6.2 Expansión del fondo de la excavación.....	52
6.3 Importancia del drenado del agua y estabilidad.....	54
6.4 Cómo influye el agua y cómo repercute en la excavación.....	56
6.5 Hundimiento regional.....	59
<b>CAPÍTULO 7. EJEMPLOS DE PROCESOS DE ABATIMIENTO.</b>	
7.1 Ejemplo de ejecuciones prácticas en obra: well points.....	63
7.2 Ejemplo de ejecuciones prácticas en obra: pozos.....	71
<b>CAPÍTULO 8. PANTALLAS PARA IMPERMEABILIZAR.</b>	
8.1 Pantallas rígidas.....	92
8.2 Pantallas flexibles.....	94
8.3 Pantallas de inyecciones.....	100

## **Introducción.**

Encontraremos en este documento los criterios más usuales para realizar el abatimiento de nivel freático en excavaciones en función del suelo, así como ejemplos de los métodos usuales y utilizados en México. La ciudad de México es uno de los puntos más comunes que necesitan el abatimiento de nivel freático ya que por su ubicación era un valle, y se encontraba con el nivel freático por encima del nivel de terreno natural.

Se encuentran primero los temas teóricos y después los prácticos, para darle a lector una imagen clara del objetivo y tratar de mejorar continuamente con estos procesos, ya que a diario surge nueva tecnología que se puede incorporar para hacer el trabajo más rápido y eficiente con mediciones más exactas en el resultado.

Algunos trabajos de la ingeniería civil es necesario hacer excavaciones por debajo del nivel freático, lo que puede generar varios problemas si se tiene un suelo permeable, el cual permite que la excavación se inunde y arrastre material del suelo hacia el interior, ocasionando problemas fuertes. Los trazos y excavaciones se realizan más fácilmente en seco.

Dependiendo de la permeabilidad del suelo, el control o abatimiento del nivel freático y su manejo puede ser de sencillo a muy complejo, para asegurar la estabilidad y seguridad de la excavación.

Para iniciar el cálculo del abatimiento de nivel freático, se tienen que hacer cálculos y estudios geotécnicos necesarios para un correcto procedimiento ya que, de lo contrario se podría usar un criterio equivocado que no sea capaz de abatir el nivel freático y que en términos económicos resulte costoso; ya que en realidad se pueda abatir con un método más económico.

El gasto de agua que se tiene que bombear para mantener abatido el nivel freático, depende de la forma y dimensiones de la excavación y de la permeabilidad de los suelos involucrados en cuestión. Este procedimiento más conocido es bombeo de achique disminuye el volumen de agua en el interior del área excavada, controlado los taludes y el fondo que son los principales accesos de entrada del agua.

Cuando se excava en suelos cohesivos, de baja permeabilidad, como arcillas, limos arcillosos o arenas, el gasto de bombeo es relativamente pequeño y fácil de manejar. En cambio, cuando se excava con este procedimiento mencionado, en suelos no cohesivos de mediana o alta permeabilidad, tales como arenas limosas y arenas, el gasto de bombeo crecerá en función de la permeabilidad y puede llegar a hacerse prácticamente inmanejable y peligroso, para la estabilidad de la excavación.

Los métodos de drenaje para el abatimiento de nivel freático mediante instalaciones de bombeo antes de que se incorpore a la excavación. Procedimientos como éste, impiden la

entrada agua al sitio lo cual permite una mejor manipulación y ejecución del proyecto de obra.

Es importante mencionar que cuando se lleven cabo proyectos de construcción de gran tamaño, es necesario, realizar un estudio de impacto del medio ambiente, ya que muchas veces no se respetan los procedimientos.

El agua que muchas veces es potable que es extraída del abatimiento del nivel freático es conducida al drenaje (desperdiciada) en vez de ser inyectada a los mantos acuíferos (para evitar el hundimiento regional) o mandarla a una planta de tratamiento de aguas residuales.

El hundimiento regional es efecto secundario por la disminución del agua en los matos acuíferos disminuyendo la altura que tiene con respecto al nivel del mar (se considera el nivel del mar como una altura cero).

### **Contenido.**

Inicia con una descripción del cálculo del valor de la permeabilidad para posterior mente calcular el gasto que entra en la excavación. Continúa con el desarrollo de los ejemplos y terminará con un apartado de pantallas. Se ha dejado al final no porque sean menos importantes sino porque las pantallas no abaten el nivel freático solo lo contienen, redirigiendo el flujo al pie de la excavación.

### **Objetivo general.**

El fin de este documento es dar una breve explicación de los diversos criterios de abatimiento del nivel freático. Como en muchas construcciones se necesitan sótanos, cuartos de máquinas, estacionamientos, es de suma importancia disminuir la presión del suelo en las paredes de la excavación y durante la etapa de construcción las presiones se suman que a ciertas profundidades llegan a adquirir números muy altos en cuestión a presión. Estos métodos fueron creados para el máximo aprovechamiento del terreno ya que en algunas zonas es indispensable construir alguna estructura cercana a ríos, lagos, lagunas, canales, valles, con alto nivel freático.

### **Justificación.**

Hoy en día es muy común encontrar manuales para facilitar y mejorar los procesos en la ingeniería civil, así como programas para resolver los problemas más rápidamente y continuando con el mismo enfoque se desarrolló este tema no como un manual sino como una posible guía para alguna persona interesada en el tema o que ya tenga experiencia y desea recordar algún tema.

## CAPÍTULO 1. GENERALIDADES.

Encontraremos en este apartado conceptos básicos de diferentes autores y definiciones de fórmulas clásicas de permeabilidad tanto de laboratorio como in situ y graficas donde clasifican el tipo de suelo en función de su permeabilidad al igual que características que tienen influencia sobre la permeabilidad.

### 1.1 Permeabilidad.

La permeabilidad es la capacidad que tiene un material de permitirle a un flujo que lo atraviese sin alterar su estructura interna. Se afirma que un material es permeable si deja pasar a través de él una cantidad apreciable de fluido en un tiempo dado, e impermeable si la cantidad de fluido es despreciable.

La permeabilidad de un suelo puede medirse en el laboratorio o en campo las determinaciones de laboratorio son mucho más fáciles de hacer que las determinaciones in situ. Debido a que la permeabilidad depende mucho de la estructura del suelo tanto de la micro estructura o disposición de las partículas como macro estructura gracias al estudio en laboratorio se pueden estudiar la permeabilidad y la relación de vacíos, las formas de calcular la permeabilidad son (Lambe, T. W. & Whitman, R. V. 1997).

#### **In situ:**

##### **1) la prueba de Lefranc.**

El **ensayo Lefranc** es uno de los ensayos de permeabilidad, in situ, que se aplica con mayor frecuencia. Consiste en introducir, o bombear agua desde una sonda, donde la cavidad es mantenida constante de agua, a una determinada profundidad. Se aplica principalmente a suelos sueltos. Existen dos modalidades con presión constante, o con presión variable.

La utilidad de los valores obtenidos en las pruebas de laboratorio depende de qué tan bien representa la muestra a las condiciones del suelo en el sitio y sin importar que, con el cuidado adecuado, las pruebas de laboratorio pueden arrojar valores de la permeabilidad representativos.

Una desventaja que presentan los métodos de campo para determinar el coeficiente de permeabilidad es sin duda su costo, sin embargo, en proyectos de importancia se justifica su uso debido a que se obtienen valores más representativos de las condiciones del suelo.



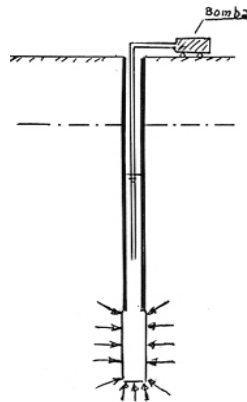


Figura 1.0  
Esquema del ensayo de Lefranc.

En el ensayo con carga hidráulica constante se introduce o bombea en un pozo de sondeo un caudal de agua necesario para mantener en el pozo que se está verificando un nivel constante. La interpretación del ensayo se basa en algunas hipótesis que simplifican el problema, pero que no afectan sustancialmente el resultado. Las hipótesis son: (1) se trata de un flujo laminar, (campo de aplicación de la ley de Darcy); (2) que el medio es isotrópico y homogéneo; y, (3) que se trata de un régimen permanente. En estas condiciones el caudal “Q” es proporcional a la permeabilidad, representada por el coeficiente de permeabilidad “k”, y a la carga hidráulica “h”, es decir:

$$Q = k * C * h$$

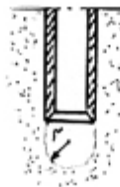
Donde “C” es un coeficiente característico de la cámara filtrante.

La carga hidráulica está dada por la altura del agua en el pozo, por encima del nivel freático (la carga se considera nula antes del ensayo). La posición del nivel freático, sin embargo, no siempre puede determinarse con precisión, lo que dificulta la determinación confiable del coeficiente de permeabilidad.

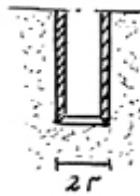
A continuación, se dan los coeficientes de forma de la cámara filtrante, correspondiente a alguna de sus configuraciones posibles:

Superficie filtrante asimilable a una esfera de radio “r” = al radio de la perforación.

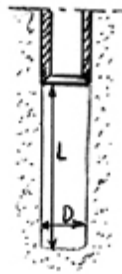
$$C = 4 \cdot \pi \cdot r$$



$C = 5.7 * r$  donde “r” es el radio de la perforación.



Superficie filtrante conformada por un tramo filtrante del recubrimiento de la perforación de longitud "L" y de diámetro", igual al diámetro de la perforación.



$$C = \frac{2 * \pi * D * \sqrt{\frac{L^2}{D^2} - 1}}{\ln\left(\frac{L}{D} + \sqrt{\frac{L^2}{D^2} - 1}\right)}$$

En el caso de que  $L \gg D$ , la fórmula anterior se transforma en:

$$C = \frac{2 * \pi * L}{\ln \frac{2 * L}{D}}$$

En el ensayo con carga hidráulica variable se introduce o se extrae un determinado volumen de agua en la cavidad de infiltración y se mide la variación del nivel piezométrico en el pozo a lo largo del tiempo. Este tipo de ensayo es, en general, utilizado para suelos poco permeables ( $k < 10^{-4}$ cm/s).

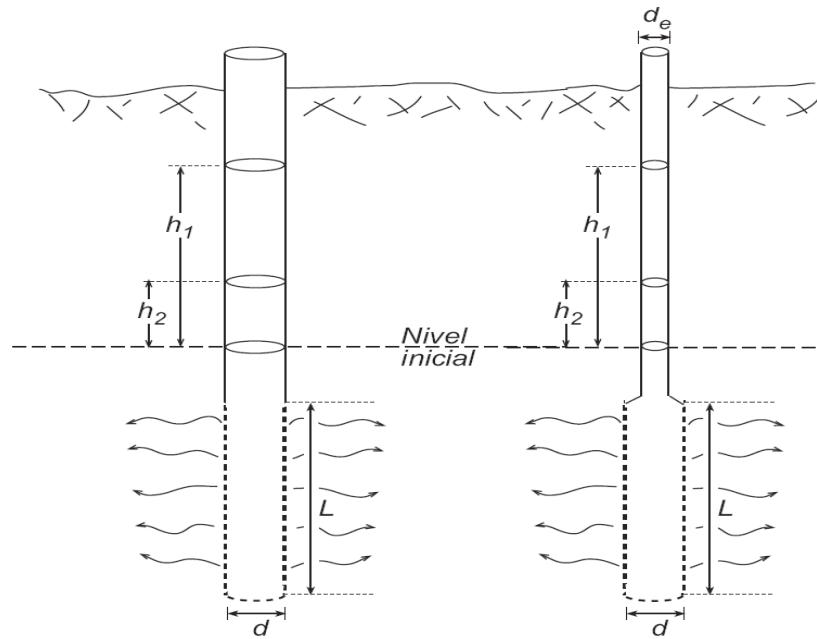


Figura 1.1  
Tipos de perforación.

El coeficiente de permeabilidad  $k$  se determina mediante la expresión:

$$k = \frac{d_e^2 \ln\left(\frac{2L}{d}\right)}{8 L t} * \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

Dónde:

$d_e$  = diámetro de la entubación (puede ser igual  $d$ ).

$d$  = diámetro de la zona filtrante.

$h_1$  y  $h_2$  = carga hidráulica en el inicio del ensayo  $t_0 \neq 0$ .

$L$  = longitud de la zona filtrante.

$t$  = tiempo transcurrido entre las observaciones de los niveles  $h_1$  y  $h_2$

$\ln$  = logaritmo natural (D.Vicente Figueres Fabra 2005).

## 2) La prueba Lugeon.

Es un ensayo que se hace en el campo para estimar la permeabilidad del suelo. Se aplica principalmente en rocas fracturadas, Consiste en medir el volumen de agua "V" que se consigue inyectar en el suelo durante un tiempo determinado "t", en otras palabras, se mide el caudal  $Q = V/t$ , en un tramo de una longitud determinada "L", a una presión constante "Ht".

En una perforación impermeabilizada hasta una cierta profundidad, a partir de esta se perforan unos 5 metros y luego se fija un obturador neumático en la parte superior de este tramo se inyecta agua a presión con una bomba. En la boca del pozo se controla la presión con un manómetro un contador de agua y una válvula de descarga, permiten medir los caudales inyectados a una presión dada mantenida constante.

Las mediciones se efectúan en cinco niveles de presión, en los cuales el agua es inyectada. Antes de empezar, se define la presión máxima que va a ser utilizada, esta no debe exceder la presión de confinamiento esperada de la profundidad de la perforación; sobre esta presión máxima se trabaja durante el ensayo para no generar fracturas en la roca a causa de la presión generada por el agua.

La presión máxima está relacionada con el objetivo de la prueba, por ejemplo, para evaluar las pérdidas por infiltración en un embalse a ser creado, para cada nivel de presión, el ensayo consiste en bombear la cantidad de agua que sea necesaria para mantener constante la presión en la zona de ensayo. Esta presión es incrementada en cada nivel subsecuente, hasta llegar a la presión máxima ya establecida. Una vez que ésta es alcanzada, la presión del agua debe ser reducida pasando por las mismas presiones de los estados anteriores en la figura 1.1 se observa la instalación (D.Vicente Figueres Fabra 2005).

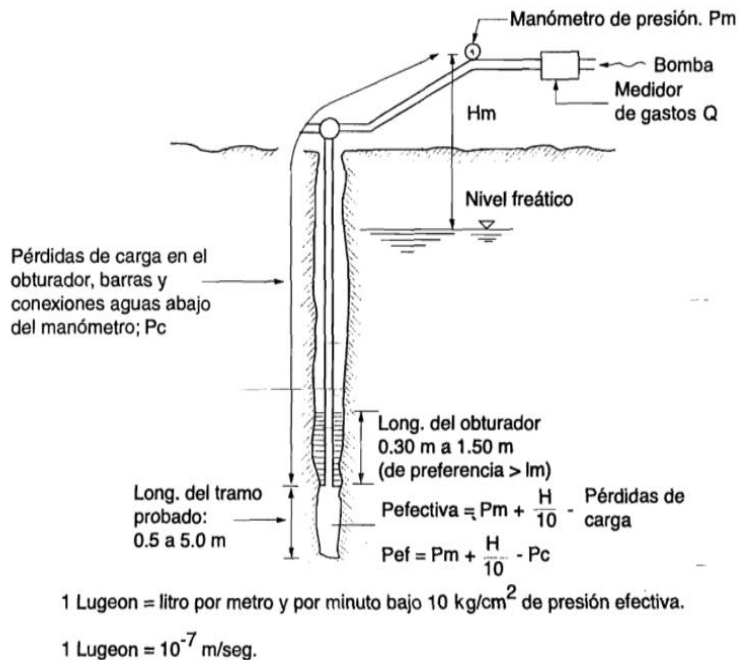


Figura 1.2  
Esquema de método lugeon.

Los cinco estados son:

Estado 1	Estado 2	Estado 3	Estado 4	Estado 5
Bajo	Medio	Máximo	Medio	Bajo
0.50 Pmax	0.75 Pmax	1 Pmax	0.75 Pmax	0.50 Pmax

Tabla 1.1

Tabla de Pmax la presión máxima definida a la cual el agua debe ser inyectada.

La permeabilidad se determina con la fórmula:

$$k = \frac{Q}{2\pi * L * H_t} * \log_e \frac{L}{r}$$

Dónde: “r” = radio de la perforación de prueba.

Habitualmente la permeabilidad se mide en "Lugeon", unidad así denominada en homenaje al geólogo Maurice Lugeon.

1 Lugeon = a la permeabilidad que absorbe un caudal de 1 litro por minuto, por cada metro de sondeo permeable inyectado a presión constante de 1 MPa, con un tiempo de 10 minutos como se puede ver en la figura 1.1(D.Vicente Figueres Fabra 2005).

### **Laboratorio.**

Existen dos tipos de permeámetros de laboratorio que son de carga variable y de carga constante cada uno con un objetivo diferente.

1. El permeámetro de carga variable para suelos con permeabilidad relativamente mediana a baja.
2. El permeámetro de carga constante es más utilizada para suelos de alta permeabilidad.
3. La medida directa o indirecta mediante una prueba edometría para suelos plásticos y de baja permeabilidad (D.Vicente Figueres Fabra 2005).

### **Métodos empíricos.**

En una masa de suelo, los canales a través de los cuales circula el agua tienen una sección transversal muy variable e irregular. Por ello, la velocidad real de circulación es extremadamente variable. Sin embargo, la velocidad media obedece a las mismas leyes que determinan el escurrimiento del agua en los tubos capilares rectos de sección constante. Si la sección transversal del tubo es circular, la velocidad aumenta, de acuerdo con la Ley de Poiseuille, con el cuadrado del diámetro del tubo. Como el diámetro medio de los vacíos de

un suelo con una porosidad dada aumenta prácticamente en. Relación directa con el tamaño de las partículas, es posible expresar  $k$  en función de  $D$ , tomando como base la Ley de Poiseuille:

$$k = C * D^2$$

Distintos autores han estudiado el valor que puede tomar la constante “C” en la ecuación, a continuación, se nombran algunos (D.Vicente Figueres Fabra 2005):

**Fórmula de Allen Hazen.**

Para el caso de arenas sueltas muy uniformes para filtros (coeficiente de uniformidad  $\leq 2$ ), Allen-Hazen obtuvo la siguiente ecuación empírica para calcular el coeficiente de permeabilidad (D.Vicente Figueres Fabra 2005).

$$k = C_1 * D_{10}^2 \dots (cm/seg)$$

Dónde:  $100 \leq C_1 \leq 150$

$D_{10}$ : tamaño efectivo de 10% de la muestra de suelo en cm.

$$C_1 = C_0 \left( \frac{n * 0.13}{\sqrt[3]{1 - n}} \right)^2$$

$n$ : porosidad.

$C_0$ : Coeficiente que depende del suelo.

SUELO	$C_0$
ARENA GRANO REDONDEADO	800
ARENA GRANO ANGULOSO	460
ARENA CON LIMOS	<400

Tabla 1.2

Corrección por temperatura para la permeabilidad.

$$k = C * (0.7 + .03 * t) D_{10}^2 \dots (cm/s)$$

**Fórmula de Schlichter.**

Introduce a la fórmula de Allen Hazen una corrección por compacidad, en función de la porosidad  $n$  (D.Vicente Figueres Fabra 2005).

$$k = 711 * (0.7 + .03 * t) \frac{D_{10}^2}{C} \dots (cm/s)$$

.t = temperatura del agua.  
 Tabla de relación de valor C y n.

N	0.26	0.38	0.46
C	83.4	24.1	12.8

Tabla 1.3

**Fórmula de Terzaghi.**

Terzaghi en su fórmula para el cálculo del coeficiente de permeabilidad introduce una constante que tiene en cuenta la porosidad y el tipo de suelo, como se muestra en la ecuación (D.Vicente Figueres Fabra 2005).

$$k = D_{10}^{(2)} C_1 * (.7 + .03 * t) \dots (cm/seg)$$

Donde:

$$C_1 = C_0 \left( \frac{n * 0.13}{\sqrt[3]{1 - n}} \right)^2$$

n: porosidad.

C<sub>0</sub>: Coeficiente que depende del suelo.

SUELO	C <sub>0</sub>
ARENA GRANO REDONDEADO	800
ARENA GRANO ANGULOSO	460
ARENA CON LIMOS	<400

Tabla 1.4

**Fórmula de Loudon.**

Loudon establece una fórmula para la determinación del valor del coeficiente de permeabilidad más compleja, mediante la relación (D.Vicente Figueres Fabra 2005).

$$\log_{10}(k * S^2) = 1.365 - 5.15h$$

Dónde: h = porosidad.

S = superficie específica.

k = coeficiente de permeabilidad a 10<sup>0</sup> C

S = f \* (x<sub>1</sub> \* S<sub>1</sub> + ..... + x<sub>n</sub> \* S<sub>n</sub>)

f = coeficiente de forma

Arena redondeada: f =1.1

Arena semi-angulosa: f =1.25

Arena angulosa:

f =1.4

x 1, x 2 , x 3 ,..... x n: Proporciones en peso de partículas Comprendidas entre dos tamices respecto al total.

S 1, S 2, S 3,....., S n: Superficie específica de esferas uniformemente distribuidas en las aberturas de ambos tamices de valor de S 1 entre D y D' puede obtenerse:

$$S_1 = \frac{6}{\sqrt{D * D'}}$$

Si la distribución granulométrica por peso es lineal en escala logarítmica,

La superficie S<sub>1</sub> , puede obtenerse a partir de la fórmula de Loudon, sólo es aplicable si existe menos del 5% de partículas de tamaño inferior al tamiz #200.

Tamiz	Superficie especifica
4-10	13.5
10-16	38.9
16-30	71.5
30-60	156.2
60-100	311
100-200	572

Tabla 1.5

Para curvas granulométricas de distribución logarítmica normal, el valor de S se obtiene por medio de la ecuación.

$$S = f \frac{6}{D_s}$$

Donde el valor de D<sub>s</sub>, se obtiene a partir de la relación

$$\log D_s = \log_{10}(D_{50}) - 1.1513 * \log_{10}^2 \frac{D_{50}}{D_{15.87}}$$

Las siguientes características tienen influencia sobre la permeabilidad:

Relación de vacíos, composición, estructura grado de saturación todas estas características se describen a continuación y como apoyo en la figura 1.2 se observa la clasificación de las 3 fases del suelo cuando no está saturado (D.Vicente Figueres Fabra 2005).



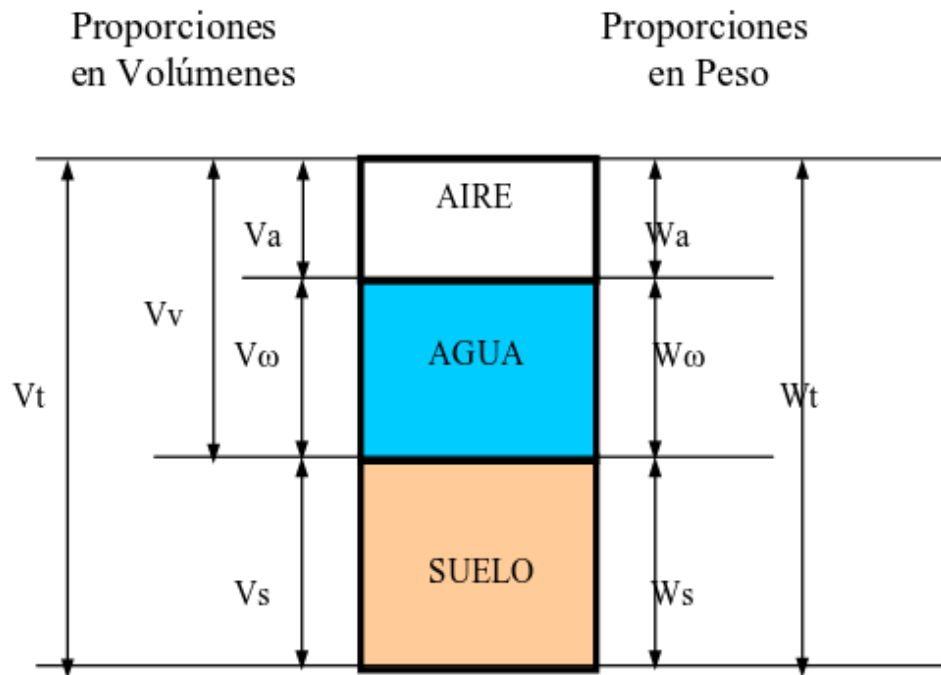


Figura 1.3

$V_t$	Volumen total.	$W_t$	Peso de total.
$V_a$	Volumen de aire.	$W_a$	Peso de total.
$V_w$	Volumen del agua.	$W_w$	Peso de agua.
$V_s$	Volumen de sólidos.	$W_s$	Peso de sólidos.
$V_v$	Volumen de vacíos.		

### Relación de Vacíos y Porosidad.

La proporción de vacíos en un elemento de suelo se expresa en función de la Relación de vacíos, razón de vacíos o índice de poros, denotada con  $e$ , o en función de la porosidad, denotada con  $n$ .

Teniendo en cuenta el gráfico figura, estas propiedades se definen de la siguiente manera (D.Vicente Figueres Fabra 2005).

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

### **Estructura y estratificación.**

El coeficiente de permeabilidad de un suelo inalterado es distinto al del mismo suelo re moldeado; cambia su estructura y estratificación. En el re moldeado quedan libres partículas de suelo, que al fluir el líquido las mueve y reacomoda, obstruyendo canales.

En otras ocasiones son arrastradas al exterior, con lo cual el valor del coeficiente de permeabilidad varía durante la realización del ensayo, esto ocurre en general en suelos con valores de coeficiente de permeabilidad  $k$  entre  $10^{-5}$  y  $10^{-3}$  cm/seg.

En particular, si una arcilla es amasada a contenido de humedad constante, su valor de  $k$  disminuye con respecto a su valor original a  $k_r$  (coeficiente de permeabilidad re moldeado).

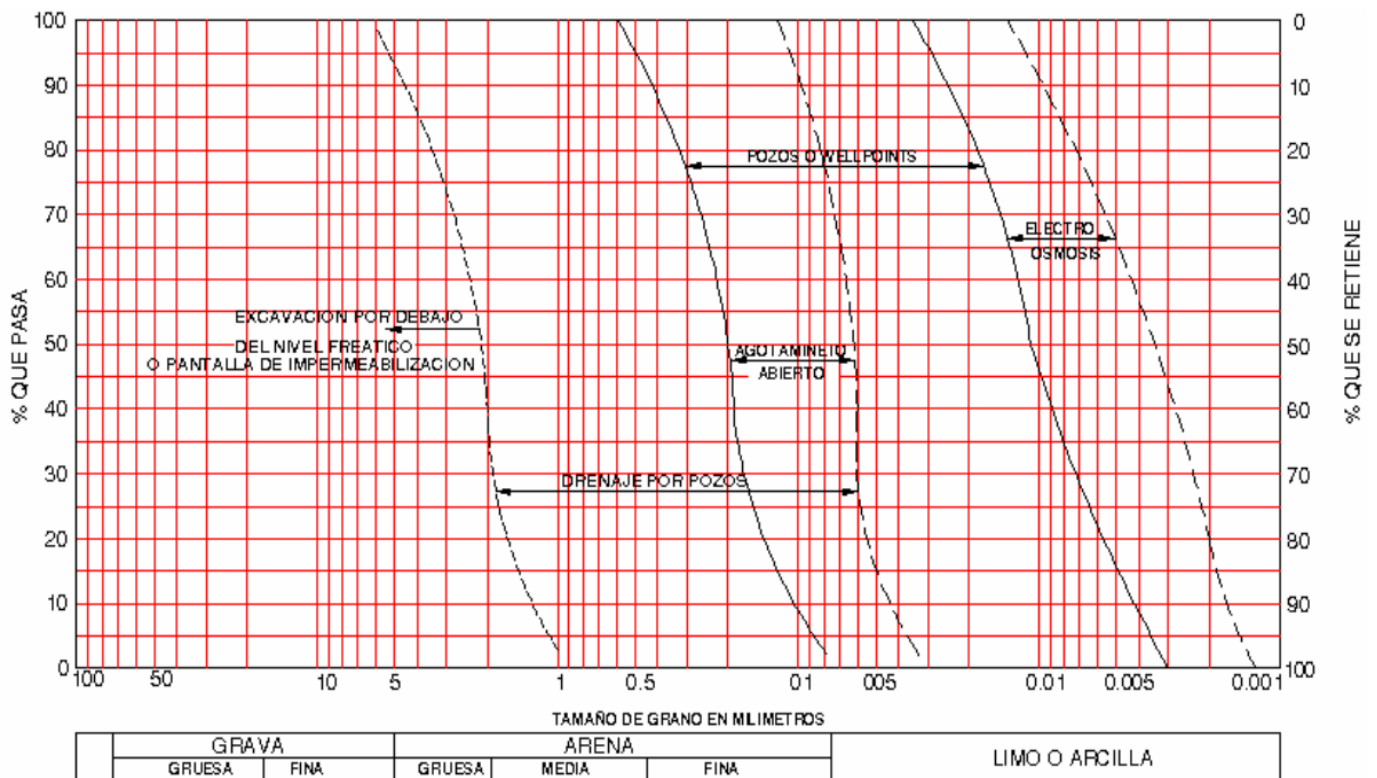
Para la mayoría de las arcillas inorgánicas, la relación  $k/k_r$  no es mayor de 2. Para arcillas orgánicas y algunas margas con estructura de conglomerado dicha relación puede llegar a valores de  $k = 30$ .

Debe tenerse en cuenta, además que los coeficientes de permeabilidad horizontal y vertical difieren la mayor parte de las veces y a su vez los valores en sentido horizontal pueden ser diferentes si el suelo presenta estratificación (D.Vicente Figueres Fabra 2005).

### **Valores de la permeabilidad en función de sus procesos de extracción de agua para el abatimiento del nivel freático.**

1. Para  $k < 10^{-7}$  cm/s, la excavación se puede realizar prácticamente en seco, dada la gran impermeabilidad del terreno. (impermeable)
2. Para  $10^{-5} > k > 10^{-7}$  cm/s, se necesita agotar periódicamente (no en forma continua) Directamente de la excavación. (muy poco permeable)
3. Para  $10^{-2} > k > 10^{-5}$  cm/s, es una alternativa a considerar el abatimiento, en las variedades de vacío o de electroósmosis. (poco permeable)
4. Para  $10 > k > 10^{-2}$  cm/s, abatimiento a través de pozos o drenaje con vacío (well points moderadamente permeable).
5. Para  $10^3 > k > 10$  cm/s, el agotamiento directo de la excavación es aplicable, al menos si la excavación no penetra más de 3 m por debajo del nivel freático. (muy permeable)
6. Para permeabilidades mayores a  $10^{-3}$  cm/s, el abatimiento no es prácticamente posible y es necesario recurrir a otros procedimientos constructivos, como por ejemplo concreto sumergido, aire comprimido (D.Vicente Figueres Fabra 2005).

**Métodos recomendados en función del tamaño de partículas del suelo.**



Grafica 1.1

		k (cm/seg)											
		100	10	1	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>
Drenaje		Bueno					Pobre			Prácticamente impermeable			
Tipo de suelo	Grava limpia	Arenas limpias y mezclas limpias de arena y grava			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada					Suelos "impermeables", es decir, arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición			
Determinación directa de k	Ensayo directo del suelo "in situ" por ensayos de bombeo. Se requiere mucha experiencia, pero bien realizados son bastante exactos.												
	Permeámetro de carga hidráulica constante. No se requiere mayor experiencia.												
Determinación indirecta de k		Permeámetro de carga hidráulica decreciente. No se requiere mayor experiencia y se obtienen buenos resultados			Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados dudosos. Se requiere mucha experiencia.			Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados de regular a bueno. Se requiere mucha experiencia.					
	Por cálculo, partiendo de la curva granulométrica. Sólo aplicable en el caso de arenas y gravas limpias sin cohesión.								Cálculos basados en los ensayos de consolidación. Resultados buenos. Se necesita mucha experiencia				

Tabla 1.6  
Valores del coeficiente de permeabilidad en relación del suelo y características observadas.

## **1.2 Estudios para el Análisis del Abatimiento.**

Los informes y ensayos de Proyectos que no sean lo suficientemente detallados tendrán que ir acompañados por sus respectivos estudios (geotécnico, geológico e hidráulico) con los datos concretos necesarios para llevar acabo el abatimiento del nivel freático.

Este estudio del abatimiento del nivel freático considera los siguientes puntos:

- Características geotécnicas y naturaleza del terreno.
- Características hidrogeológicas de la o las capas freáticas afectadas.
- Superficie y profundidad de la zona que requiere ser secada.
- Métodos de excavación y de contención de suelos previstos para el caso.
- Destino y condiciones de la obra a construir, en especial hacer hincapié si durante las obras se requerirá de mantenimiento del abatimiento (en forma parcial o todo) después de concluida dicha obra.
- Seguridad estructural de las edificaciones preexistentes aledañas a la obra.
- Seguridad de personal en obra.

El estudio definirá como mínimo los puntos siguientes:

- Hipótesis de partida y de cálculo.
- Definir tipo de abatimiento.
- Indicar posición y características de elementos previstos tales como pozos profundos o well points.
- Indicar procedimientos para instalación.
- Suministro de energía eléctrica.
- Situación de la red completa.
- Medidas de seguridad para operarios intervinientes.
- Programa de control del abatimiento y especialmente de la prueba del sistema instalado previo al abatimiento total que sirva para comprobar su capacidad.  
(Juan Francisco Lazcano Acedo, 1999)

## CAPÍTULO 2 FLUJO DE AGUA.

En este capítulo se explican las fórmulas para el cálculo del gasto y como fluye el agua a través del suelo además de ilustraciones de las líneas (equipotenciales y de flujo) que sirven para el cálculo del gasto dentro de una excavación.

### 2.1 Ley de Darcy.

Ley de Darcy es una ecuación constitutiva que describe el flujo de un fluido a través de un medio poroso. La ley fue formulada por Henry Darcy, sobre la base de los resultados de los experimentos sobre el flujo de agua, a través de lechos de arena.

También constituye la base científica de la permeabilidad del líquido utilizado en las ciencias de la tierra. Aunque la Ley (una expresión de la conservación del momento) se determinó experimentalmente por Darcy.

Junto con la ecuación de conservación de la masa es equivalente a la ecuación de flujo de aguas subterráneas, una de las relaciones básicas de la hidrogeología. La ley de Darcy también se utiliza para describir el aceite, el agua y los flujos de gas a través de depósitos de petróleo.

La expresión matemática de la Ley de Darcy es la siguiente:

$$Q = k \left( \frac{h_3 - h_4}{L} \right) A = k * i * A$$

Donde:

Q = gasto, descarga o caudal en m<sup>3</sup>/s.

L = longitud en metros de la muestra.

i = gradiente hidráulico.

k = una constante, actualmente conocida como coeficiente de permeabilidad de Darcy, variable en función del material de la muestra, en m/s.

A = área de la sección transversal de la muestra, en m<sup>2</sup>.

h<sub>3</sub> = altura, sobre el plano de referencia que alcanza el agua en un tubo colocado a la entrada de la capa filtrante.

h<sub>4</sub> = altura, sobre el plano de referencia que alcanza el agua en un tubo colocado a la salida de la capa filtrante.

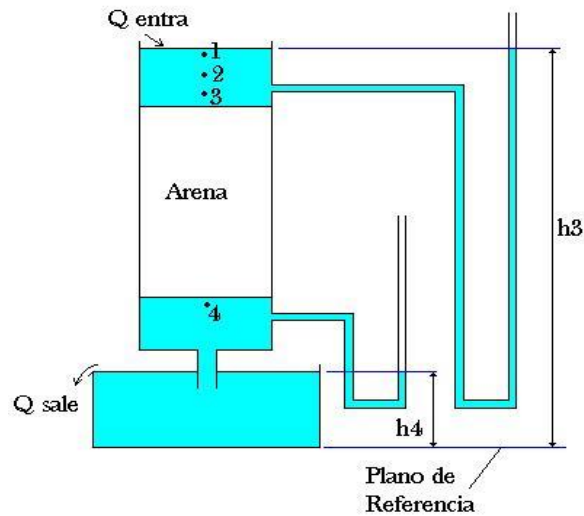


Figura 2.1  
Permeámetro de carga variable.

Si se considera la ecuación de continuidad, relacionarla con de la forma tal que:

$$v = k * i$$

El agua, por relaciones de energía, circula de mayor a menor altura piezométrica. Tal y como se puede ver, la relación  $(h_3 - h_4)/L$  trata del gradiente de alturas piezométricas “i” gradiente hidráulico y se observa que el cálculo de caudal es:

$$q = -k \frac{(dH)}{(dL)} A$$

El signo menos se debe a que el caudal es una unidad vectorial cuya dirección es hacia dH decrecientes; es decir que es negativo y por lo tanto el caudal será positivo y esta fórmula es válida para todas las direcciones X,Y (T.W. Lambe y R.V. Whitman 1997).

### Validez de la Ley de Darcy.

La ley de Darcy es válida en un medio saturado, continuo, homogéneo e isótropo y cuando las fuerzas inerciales son despreciables el valor para el flujo laminar es ( $Re < 1$ ).

La Ley de Darcy es una de las piezas fundamentales de la mecánica de los suelos. A partir de los trabajos iniciales de Darcy, un trabajo monumental para la época, muchos otros investigadores han analizado y puesto a prueba esta ley. A través de estos trabajos posteriores se ha podido determinar que mantiene su validez para la mayoría de los tipos de

flujo de fluidos en los suelos. Para filtraciones de líquidos a velocidades muy elevadas y la de gases a velocidades muy bajas, la ley de Darcy deja de ser válida.

Para suelos de mayor permeabilidad que la arena media, deberá determinarse experimentalmente la relación real entre el gradiente y la velocidad para cada suelo y porosidad estudiados (T.W. Lambe y R.V. Whitman 1997).

## 2.2 Redes de flujo.

Las trayectorias del flujo de agua a través de los suelos y las correspondientes presiones de poro son extremadamente complejas debido a la manera aleatoria en la que las permeabilidades pueden variar de un punto a otro y en diferentes direcciones.

Por lo tanto, los análisis exactos de problemas tan comunes, como el efecto de un sistema de desagüe o el flujo bajo una ataguía dentro de una excavación para la pila de un puente rara vez son posibles. Sin embargo, a pesar de las complejidades de los problemas reales, el ingeniero puede mejorar bastante su criterio con respecto a la filtración y a sus efectos, estudiando el flujo en condiciones sencillas esquematizadas.

El flujo de agua a través de un suelo saturado se puede representar esquemáticamente por líneas de flujo, que son los caminos que toma las partículas de agua en movimiento. El agua tiende a seguir el camino más corto entre un punto a otro, pero al mismo tiempo, los cambios de dirección los hace solamente por curvas suaves. La línea de flujo son curvas que tienen algún paralelismo, del punto mayor de carga al punto menor carga. En muchos casos las curvas son segmentos de elipse o parábola. (Nicolás Alejandro Torres 2010).

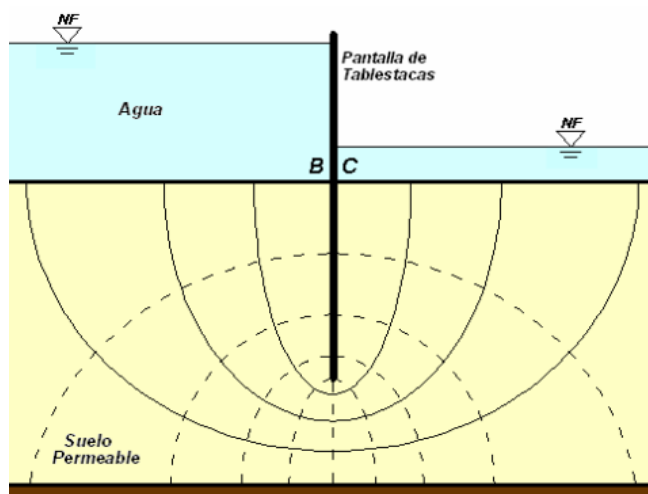


Figura 2.2  
-----líneas equipotenciales.  
\_\_\_\_\_líneas de flujo.



Las diferentes cantidades de energía o carga se pueden representar en la misma figura por líneas equipotenciales que son líneas en las cuales todos los puntos tienen igual presión. Las líneas equipotenciales son como curvas de nivel de igual energía, las líneas de flujo cortan el ángulo recto, ya que el agua se mueve de los niveles de mayor energía a menor energía, siguiendo los caminos de gradientes de máxima energía; de la misma manera que el agua corre hacia abajo de la ladera de una colina, de los niveles superiores a los niveles inferiores siguiendo la línea de máxima pendiente.

El esquema de las líneas de flujo y equipotenciales se denominan red de flujo y es un instrumento poderoso para la solución para los problemas de filtraciones de agua (Ing. Eulalio Juárez Badillo y Ing. Alfonso Rico Rodríguez 1974).

### **Trazo de una red de flujo y cálculo del gasto deducción matemática de la red de flujo.**

La deducción matemática de la red de flujo está basada en que el suelo está saturado, el volumen de agua en los poros permanece constante durante el flujo y que el coeficiente de permeabilidad es el mismo en todos los puntos y en cualquier dirección. La ecuación básica del flujo, la ley de Darcy se descompone en las componentes X y Y.

$$q_x = K i_x A_x$$
$$q_y = K i_y A_y$$

$$i = \frac{dH}{dL} = \text{Gradiente hidráulico.}$$

$K$  = Coef. de permeabilidad.

La velocidad de filtración “ $v$ ” es la cantidad de flujo o gasto dividida entre el área de flujo y las ecuaciones pueden escribirse así:

$$v = q/A$$
$$v_x = K \delta h / \delta X$$
$$v_y = K \delta n / \delta y$$

$K \delta h$  = Gasto en dirección horizontal.

$\delta x$  = Dirección x.

$K \delta n$  = Gasto en dirección normal.

$\delta y$  = Dirección y.

El flujo cuando atraviesa un elemento pequeño de suelo que tenga las dimensiones:  $dx$ ,  $dy$ , (referencia figura 2.3) y se obtiene de la forma siguiente:

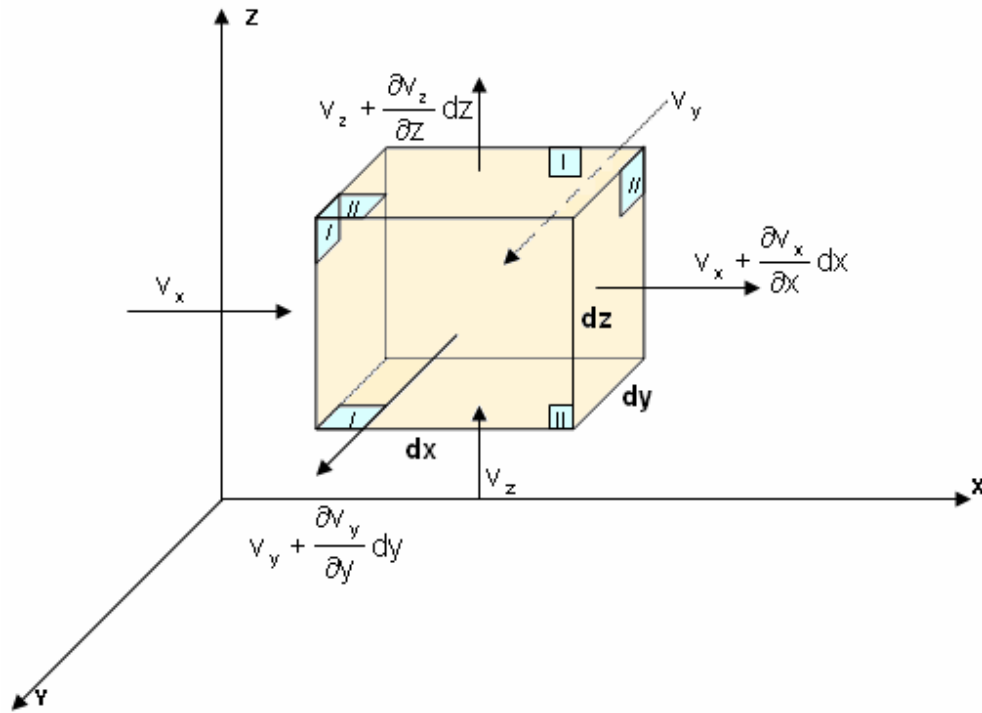


Figura 2.3

ENTRADA:  $V_x dy + V_y dx$

SALIDA:  $(V_x + \delta V_x / \delta x * dx) dy + (V_y + \delta V_y / \delta y * dy)$

Si el volumen en los poros permanece constante, la cantidad de flujo que entra es igual a la que sale, de manera que igualando las dos ecuaciones y simplificando se tiene.

$$\frac{(\delta V_x)}{(\delta x)} + \frac{(\delta V_y)}{(\delta y)} = 0$$

Y sustituyendo las velocidades de sus ecuaciones respectivas se tiene.

$$\frac{(\delta^2 h)}{(\delta x^2)} + \frac{(\delta^2 h)}{(\delta y^2)} = 0$$

Esta es la Ecuación de Laplace que indica la pérdida de energía en un medio resistivo, esta ecuación representa dos grupos de líneas, cada uno de los contiene un número infinito de curvas paralelas las cuales se intersectan en ángulo recto, como se muestra en la figura 2.4 (Ing. Eulalio Juárez Badillo y Ing. Alfonso Rico Rodríguez 1974).

### Trazo de la red de flujo.

Desafortunadamente la Ecuación de Laplace es matemáticamente integrable solo en condiciones muy simples por lo que en la práctica es necesario emplear otros métodos para obtener la red de flujo.

El procedimiento grafico de Forcheimer es simple y aplicable a cualquier problema de flujo en dos dimensiones. El espacio entre cualquier par de líneas de flujo es un canal de flujo. Si un cierto número de canales de flujo  $N_f$  se selecciona de manera que el gasto que pasa es  $\Delta q$  y que sea el mismo.

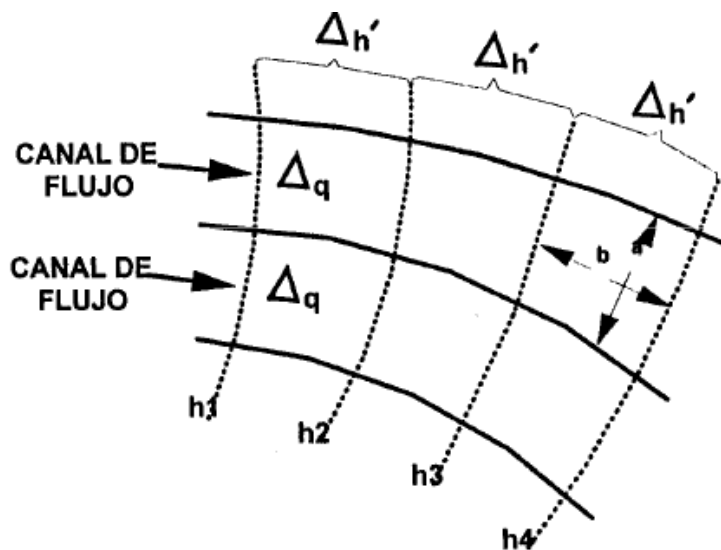


Figura 2.4.  
Canales de flujo y caídas equipotenciales  $\Delta q = q/N_f$ .

Las líneas equipotenciales forman un grupo y las líneas de flujo otro y el conjunto forman una red de flujo.

La pérdida de carga entre cualquier par de líneas equipotenciales es la caída equipotencial  $\Delta h$ . si se selecciona un número de caídas equipotenciales  $N_d$  de manera que todos sean iguales, se tiene:

$$\Delta h' = \frac{(\Delta h)}{N_d}$$

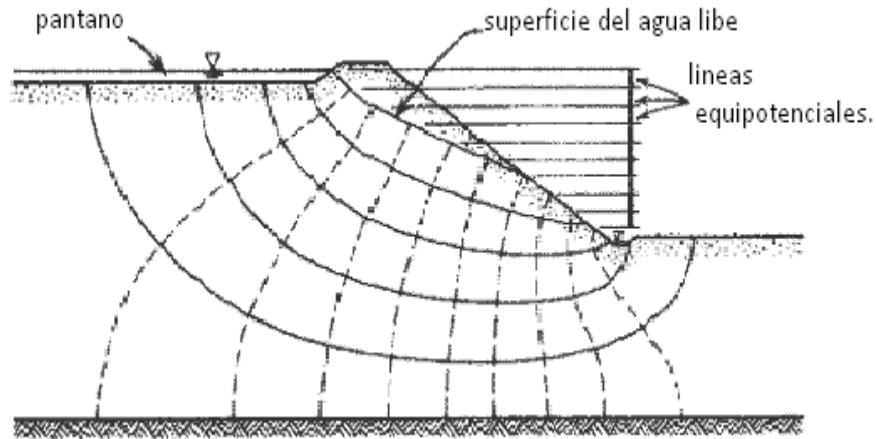


Figura 2.5  
Flujo del agua.

El ancho de cualquiera de los elementos de esa red de flujo es  $a$  y las distancia entre las líneas equipotenciales es  $b$  como se indica en la figura 2.4 (la tercera dimensión es 1) el gradiente y el gasto esta dados por.

$$i = \Delta h' / b = \frac{(\Delta h / Nd)}{b}$$

$$\Delta q = \frac{\left( \frac{(K \Delta h)}{nd} * a \right)}{b}$$

El gasto total de la red cuya tercera dimensión se expresa por:

$$q = \Delta q N f = (K \Delta h) \frac{b}{a} N f / Nd$$

La razón  $(a/b)$  está fijada por la razón  $Nf/Nd$  de manera que  $a = b$  la ecuación del gasto (siendo la unidad la dimensión perpendicular del plano de la red de flujo) es:

$$q = K \Delta h \frac{Nf}{Nd}$$

A esto se le llama una red cuadrada porque todas las intersecciones entre los dos son el ángulo recto y el largo y el ancho promedio son iguales debe entenderse que el término cuadrado se usa en un sentido descriptivo ya que los lados opuestos de la figura 2.5 no son necesariamente iguales y raramente son líneas rectas (Ing. Eulalio Juárez Badillo y Ing. Alfonso Rico Rodríguez 1974).

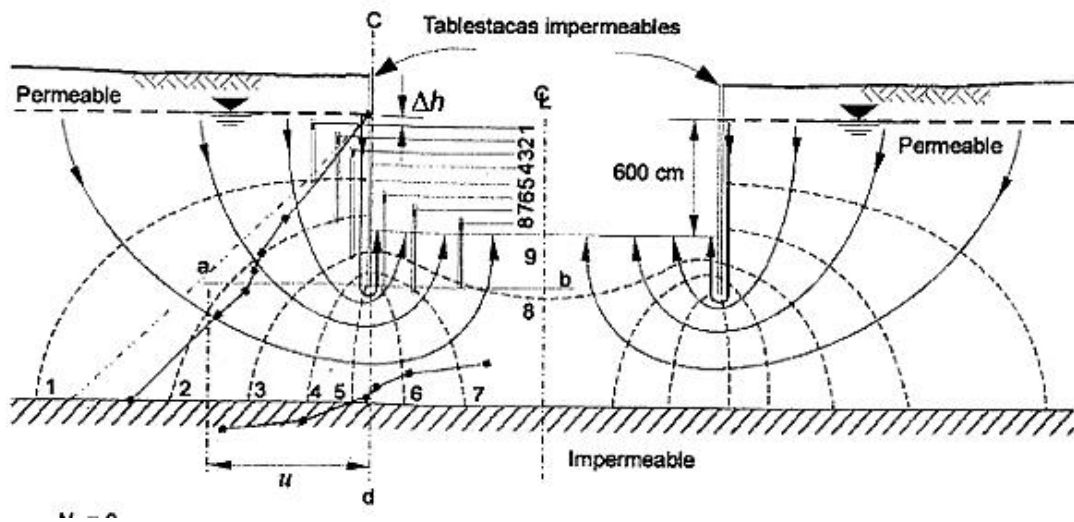


Figura 2.6.  
 (Red de flujo  $N_f = 8, N_d = 9$  esto es porque es de ambos lados)

## CAPÍTULO 3. PRESENCIA DEL AGUA EN LA MASA DEL SUELO.

En suelos parcialmente saturados se tiene presencia de aire y agua en el suelo, lo cual contradice o difiere con el cálculo de la Ley de Darcy ya que no se tiene una saturación. El nivel freático es dinámico porque depende de la estación del año en la que estemos por ejemplo si es temporada de lluvias el nivel freático se va a encontrar más cerca del nivel del terreno natural porque con las lluvias se recargan la cota freática.

### 3.1 Nivel freático:

Se define como nivel freático al lugar geométrico de puntos del suelo en los que la presión de agua es igual a la atmosférica. Corresponde además al lugar geométrico de los niveles que alcanza la superficie del agua en los pozos de observación en comunicación libre con los huecos del suelo.

Por debajo del nivel freático las presiones neutras son positivas. Para condiciones estáticas del agua, en un cierto suelo, el nivel freático sería una superficie horizontal, sin embargo, si existe la posibilidad de que el agua fluya dentro del suelo, ya no hay razón para que el nivel freático siga siendo horizontal, y de hecho, naturalmente no lo es: el nivel freático en un punto varía con respecto a las variaciones de precipitación, presión atmosférica y con las mareas (Mg.Ing.Silvia Angelone, Ing. María Teresa Garibay y Mariana Cauhapé Casaux 2006).

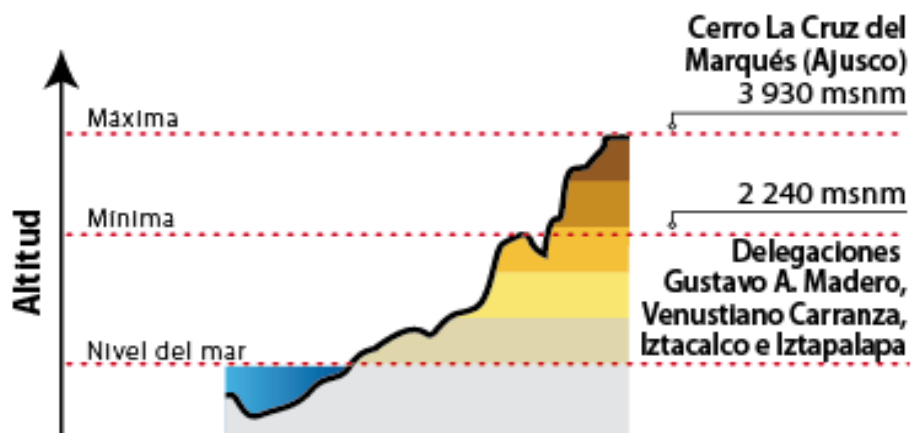


Figura 3.1  
La altura de la ciudad México.

El nivel freático se puede medir mediante un agujero barrenado en el suelo. El nivel de agua en la perforación corresponde con el nivel freático. Aquí la presión es igual a la atmosférica. Por debajo del nivel freático, la presión es mayor que la atmosférica y está relacionada a la presión hidrostática.

El flujo de agua subterránea puede causar desviaciones de la presión hidrostática la presión por debajo del nivel freático se mide con un piezómetro que es un tubo que se introduce en el agua subterránea dejando una abertura al fondo del tubo. El nivel del agua en el piezómetro puede estar al nivel freático, por encima de este nivel, o por debajo. Se llama el nivel piezométrico o potencial hidráulico. Cuando el nivel piezométrico es relativamente alto existe un flujo descendente de agua subterránea. Al revés existe un flujo ascendente.

La presión por encima del nivel freático es menor de la atmosférica y también se llama succión capilar. Cerca del nivel freático prácticamente todos los capilares del suelo están completamente llenos de agua, pero más arriba el suelo contiene aire también.

En la zona capilar, justamente por encima del nivel freático, como por debajo de ella, el suelo está saturado. La zona por encima de la zona capilar se llama zona no saturada.

La succión capilar se mide con un tensiómetro, consiste de un tubo cerámico permeable, cerrado y lleno de agua, puesto en el suelo no saturado, y conectado a un manómetro. La succión de los capilares vacíos y medio vacíos en el suelo no saturado causa una presión negativa en el tensiómetro que se mide con el manómetro:(N.A. de Ridder1994).

### **3.2 Mantos acuíferos**

Bajo la superficie terrestre existen formaciones o capas específicas que presentan características propias, dichas formaciones son:

**Acuífero:**

Formación o grupo de formaciones geológicas de las que pueden extraerse cantidades significativas de agua freática.

**Acuífero artesiano o confinado:**

Es aquel en que el agua del subsuelo está confinada a presión entre estratos impermeables o semipermeables de manera que el nivel piezométrico correspondiente al estrato está a un nivel superior que la frontera más alta del mismo, por lo que si se abre un pozo el agua subirá por encima de esa frontera. Puede alcanzar el nivel del terreno y según ello suceda o no se tendrá un pozo brotante o no brotante, respectivamente.

El agua en un pozo artesiano marca el nivel de las presiones hidrostáticas en el acuífero en el sitio en que se abrirá el pozo, la superficie imaginaria definida por esos niveles es la superficie piezométrica del acuífero artesiano. Las elevaciones o descensos del nivel de agua dentro de un pozo artesiano se deben más a cambios de presión en el acuífero que a cambios en el volumen del almacenamiento.

**Acuífero libre o no confinado:**

Es aquel en que la superficie superior de la zona de saturación está a la presión atmosférica, esta superficie es el nivel freático. El agua en un pozo realizado en un acuífero libre se eleva como es natural, solo hasta el nivel freático precisamente. Las elevaciones o descensos del nivel freático corresponden a cambios en el volumen de almacenamiento y no a cambios de presión en el agua.

**Acuífero colgado:**

Acuífero libre en el que la masa de agua subterránea es soportada por un estrato impermeable o semipermeable situado sobre el nivel freático medio de la zona.

**Acuífero filtrante:**

Es aquel en el que el agua que se pierde o se gana a través de sus fronteras representa un volumen apreciable.

**Acuífero no filtrante:**

En este caso los estratos que sirven de frontera al acuífero lo impermeabilizan casi totalmente.

**Acuitardo:**

Son estratos que permiten muy lentamente el paso del agua en su estructura. Por ejemplo, los limos.

**Acuicludo:**

Formación impermeable que, aunque porosa y con sus poros intercomunicados, no es capaz de proporcionar cantidades aprovechables de agua por ningún procedimiento práctico y económico. La arcilla masiva de baja permeabilidad constituye un buen ejemplo de esta formación. Clasificación del agua presente en suelos teniendo presente lo definido anteriormente y la movilidad del agua en una masa de suelo, puede realizarse una clasificación de la misma en las siguientes categorías:

**Agua adsorbida:** Es el agua ligada a las partículas del suelo por fuerzas de origen eléctrico, no se mueve en el interior de la masa porosa y por lo tanto no participa del flujo.

**Agua capilar:** Es aquella que se encuentra sobre el nivel freático en comunicación continua con él. Su flujo presenta una gran importancia en algunas cuestiones de Mecánica de Suelos, tales como el humedecimiento de un pavimento por flujo ascendente y otras análogas. Sin embargo, en la mayoría de los problemas de filtración de agua, el efecto de flujo en la zona capilar es pequeño y suele despreciarse en atención a las complicaciones que plantearía al ser tomada en cuenta teóricamente su influencia.

**Agua libre, gravitacional o freática:** Se encuentra bajo el nivel freático en comunicación continua con él. Las presiones neutras son positivas. El agua, bajo el efecto de la gravedad terrestre puede moverse en el interior de la masa de suelo sin otro obstáculo que el que le imponen su viscosidad y la trama estructural del suelo (Mg.Ing.Silvia Angelone, Ing. María.2006).



## **CAPÍTULO 4. MÉTODOS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.**

Hoy en día existen diferentes métodos para tratar con este tema del abatimiento del nivel freático en excavaciones y cada método tiene su plazo de ejecución y costo económico, en este capítulo se describirán los diversos métodos no se adentrará en el costo económico ya que el objetivo es solo descripción de los procesos de cada uno de los métodos.

Recordemos que antes de usar algún de los métodos descritos en una zona urbana, tenemos que efectuar un estudio de mecánica de suelos a fondo por que al extraer agua del terreno podrían llegar a producirse asentamientos que afecten las estructuras de edificaciones colindantes, a continuación, se describirá el primer método que es el de well points.

### **4.1 Well points.**

Descripción de este método se utiliza para suelos con baja permeabilidad donde el agua no llegaría por gravedad a los pozos.

Esta alternativa consiste en la introducción de una serie de puntas filtrantes, recogidas a nivel de la superficie en una tubería colectora la cual se conecta a una bomba de aspiración que produce el achique.

Así se puede bajar la cota de agua en aproximadamente unos 7 m en caso de requerir más reducción, se establece un sistema escalonado. Su mayor eficiencia, dado su diseño, se presenta en arenas de grano medio, de comportamiento no plástico. Es igualmente aplicable en otros tipos de terrenos (arcillas, arenas mezcladas, limos), si bien estos terrenos condicionan su diseño de montaje, regulación y ajuste discreto.

Como principal inconveniente o limitación, citamos la cota de aspiración impuesta por el máximo vacío efectivo, dependiendo de las condiciones de contorno de trabajo. Esta limitación puede ser superada mediante líneas distintas de well point, lo que deberá ser evaluado, ante la necesidad de espacio requerido y su costo idóneo, frente a otros sistemas alternativos.

En cuanto a sus aplicaciones, encuentra su eficiencia en el control de las aguas subterráneas en edificación (sótanos en general) y en Obra Civil, en la instalación de colectores. A continuación, indicamos el método well point de abatimiento de nivel freático más usual (Enrique Gamadiel Sanchez Grajales 2015).

#### **Well points por Bombeo.**

Se realiza por bombeo, con bombas de succión de pequeño a mediano caudal; desde pozos de 1,50 m a 3,00 m de extensión con altura máxima menor de 7 m.

Se recomienda este método en abatimiento de poca profundidad, en volúmenes de dimensiones medianas o pequeñas, de suelos estratificados con baja permeabilidad, para mayores alturas se lo utiliza instalando redes escalonadas en niveles diferentes.

#### Well points.

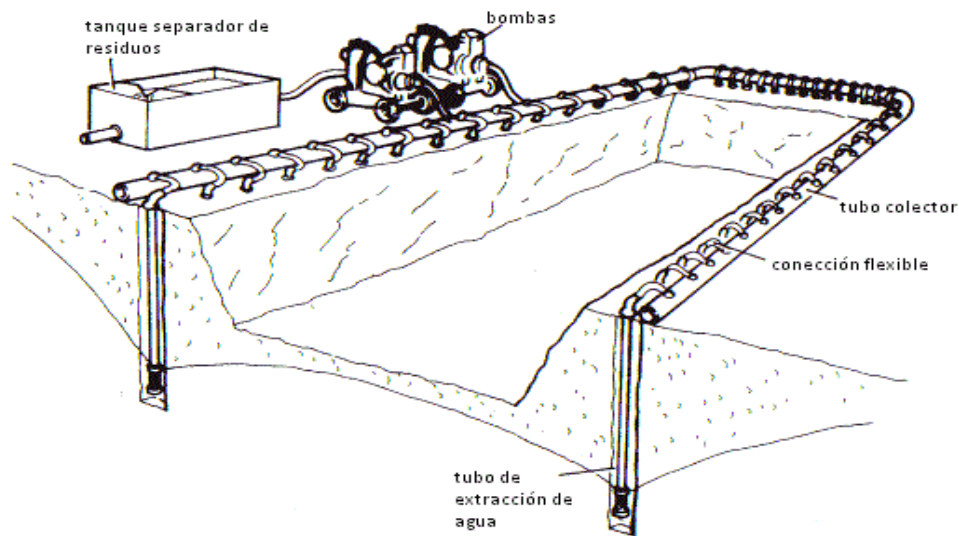


Figura 4.1

Sistema de bombeo well points, si falla la bomba de succión, se tienen problemas por estar conectados todos los pozos well points.

Well points por Inyección (en la figura 7.1 se observa una imagen de este método). Este método se emplea cuando se necesita instalar well points de succión a distintos niveles, ya que no tienen limitación de altura de succión ya que el caudal de agua se arrastra con venturis colocados en los pozos por donde el agua circula bombeada a gran velocidad (Enrique Gamadiel Sanchez Grajales 2015).

#### 4.2 El sistema de pozos profundos.

Pozos profundos: como una alternativa a la instalación de pozos escalonados, se recurre al uso de pozos profundos que se instalan en un solo circuito generalmente perimetral a la excavación de las bombas de pozo profundo sumergibles se fabrican en una amplia gama de capacidades que va desde unos 2 litros por segundo, hasta gastos mayores de 100 litros por segundo, lo cual permite, en teoría, diseñar una instalación para controlar cualquier gasto de filtración y a cualquier profundidad que pudiera requerirse en la práctica (Ing. Silvia Angelone, Ing. María Teresa Garibay y Mariana Cauhapé Casaux 2006).

### Características de un pozo de bombeo profundo, construcción del pozo.

Los ensayos en pozos de bombeo son utilizados para determinar el nivel de la capa freática en pozos individuales y la permeabilidad de materiales subterráneos in situ. Para ello es necesario contar con un pozo de bombeo y uno o más pozos de observación y tener conocimientos acerca de cortes geológicos, características de perforaciones y detalle de instalaciones generales. Las bocas de los pozos deben estar niveladas de manera que los niveles piezométricos en las mismas puedan señalarse a un mismo plano de referencia. La distribución típica de pozos de bombeo se muestra en la Figura 4.2.

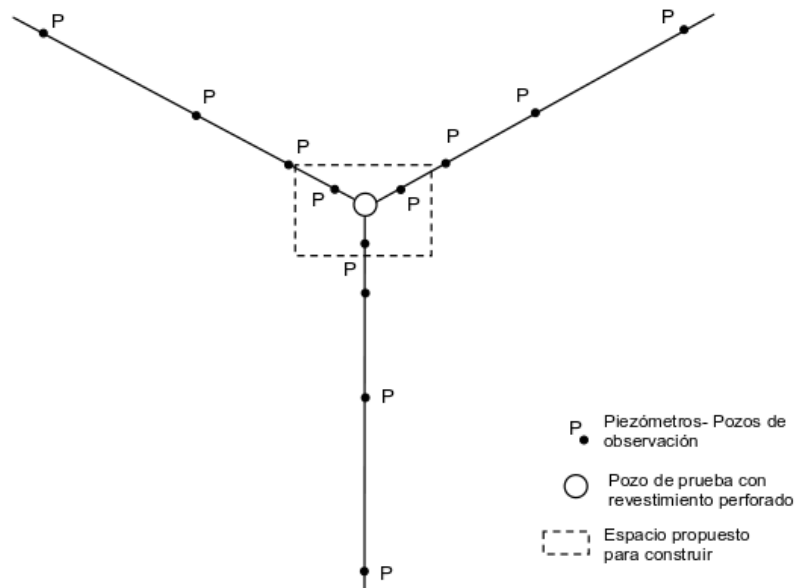


Figura 4.2  
Vista de los piezómetros y del pozo de prueba.

Como puede verse, los pozos de observación se ubican radialmente alrededor del pozo de bombeo, en donde cada línea debe tener por lo menos cuatro pozos, donde la distancia entre cada uno se dispone de manera que se logre la mejor definición de la nueva curva de nivel del nivel freático en función de la forma estimada.

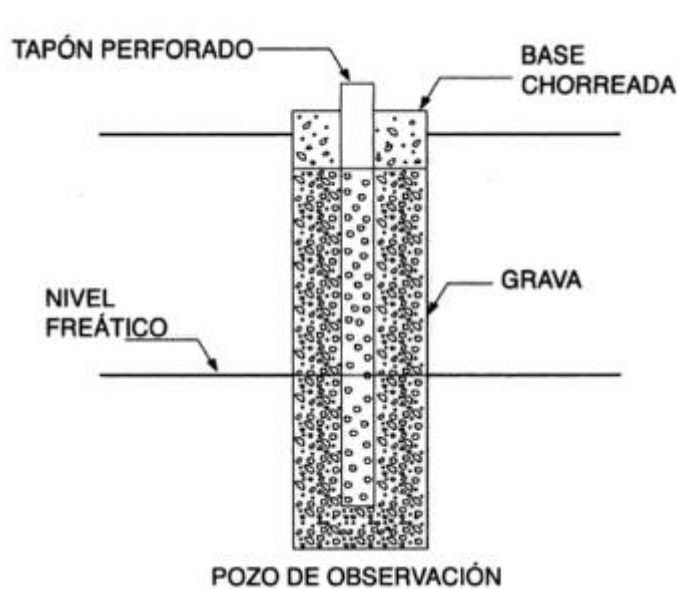


Figura 4.3

La forma de proceder en un ensayo de bombeo se detalla a continuación.

La perforación se efectúa con una máquina equipada con martillo neumático y broca tónica para penetrar aluvión con intercalaciones de boleos grandes para rocas muy duras.

Una vez completadas las perforaciones o pozos, los agujeros son limpiados, se miden las profundidades de los mismos y se instala la bomba.

Se miden los niveles en los pozos de observación y en los pozos de bombeo antes de iniciar la prueba después se midieron a intervalos variables, así como lecturas del tirante de agua en el vertedor que se tenga para determinar el gasto, la condición de flujo establecido se alcanzó a una cierta horas de bombeo hasta alcanzar un gasto constante ya calculado teóricamente. Al suspender el bombeo se inician las mediciones para la etapa de recuperación del nivel freático para tener una idea de qué tan rápido y se procede a una etapa de bombeo preliminar de 6 horas de duración con el fin de desarrollar pozo y verificar que todos los pozos de observación fueran sensibles al abatimiento del nivel freático, también sirve para estimar el gasto y la velocidad de abatimiento que se presentarían en las pruebas definitivas, se prueba para 1/3, 2/3 y la totalidad de su capacidad, entendiendo por totalidad a la máxima descarga accesible con el nivel de agua en los pozos de bombeo y observación estabilizados (en régimen) (Ing. Silvia Angelone, Ing. María Teresa Garibay y Mariana Cauhapé Casaux 2006).

Durante el ensayo se debe tomar nota de cierta información, entre la que se encuentra:

- Localización, nivel de borde y profundidad del pozo.
- Características del equipo utilizado.
- Características de filtros utilizados (si se los hubiera utilizado).

Nivel del agua en los pozos antes del ensayo.  
 Estación del año en que se realiza la excavación.

Además, se requiere conocer el valor de la descarga y de la nueva línea freática para determinados intervalos de tiempo que se detallan.

TIEMPO TRANSCURRIDO	TIEMPO POR INTERVALO
0-10 min	30 seg
10-60 min	2min
1-6 h	15 min
6-9 h	30 min
9-24h	1h
24-48 h	3h
>48 h	6h

Tabla 4.1

Una vez determinados estos valores pueden reconstruirse los perfiles del suelo y a partir de estos, calcular el valor de la permeabilidad.

Las figuras 4.2 y 4.3 representan esquemas básicos que permiten obtener el valor de  $k$ , para un acuífero libre y un acuífero confinado, respectivamente.

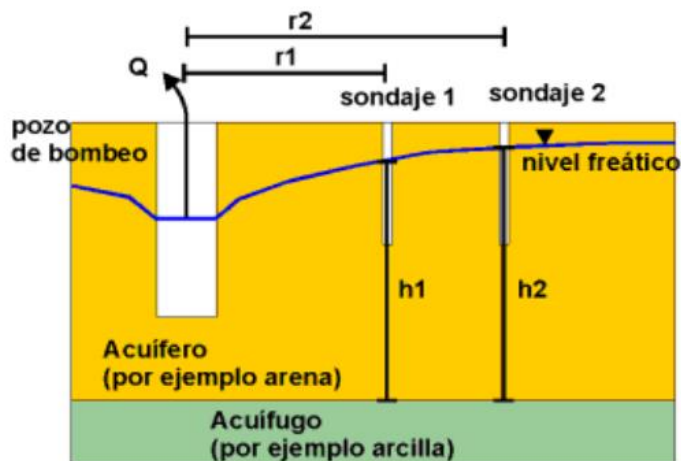


Figura 4.4

Dónde:

$r_1$  y  $r_2$ : distancia al sondaje 1 y 2 al centro del pozo

$h_1$  y  $h_2$ : nivel freático en el sondaje 1 y 2.

Cuando el sistema entra en régimen puede conocerse el valor del caudal  $Q$  en función de los valores que arroje la bomba. Se produce un descenso de la capa freática. Aplicando la Ley de Darcy se tiene.

$$Q = K * \frac{\partial h}{\partial r} * 2\pi * r * h \rightarrow \begin{cases} Q \rightarrow \text{bomba} \\ i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{\partial h}{r_2 - r_1} = \frac{\partial h}{\partial r} \\ A = 2\pi * r * h, \text{ con } h \text{ como variable} \end{cases}$$

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{Q}{r} \partial r = \int_{h_1}^{h_2} K * 2\pi * h \partial h \rightarrow K = \frac{Q}{\pi * (h_2^2 - h_1^2)} * \ln \frac{r_2}{r_1}$$

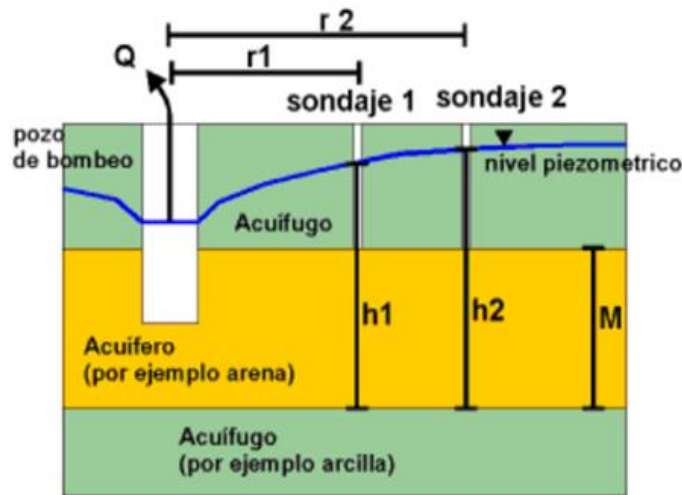


Figura 4.5

Dónde:

r1: distancia al pozo 1

h1: nivel freático en el pozo 1

M: espesor del acuífero Se analiza de la misma manera que un acuífero libre, la única diferencia radica en que el valor h del área permanece constante; planteando las ecuaciones:

$$Q = K * i * A = K * \left(\frac{\partial h}{\partial r}\right) 2\pi * r * M$$

Integrando y reordenando la ecuación.

$$\int_{r_1}^{r_2} \left(\frac{Q}{(2\pi * r)}\right) = \int_{h_1}^{h_2} K * M \partial h \rightarrow \frac{Q}{(2\pi)} * \ln \left(\frac{r_2}{r_1}\right) = K * M * (h_2 - h_1)$$

Obtenemos el valor del coeficiente de permeabilidad (.Ing.Silvia Angelone, Ing. María Teresa Garibay y Mariana Cauhapé Casaux 2006).

$$k = \frac{Q}{2\pi(h_2 - h_1) * M} * \ln \frac{r_2}{r_1}$$

### 4.3 Bombeo de achique.

Permite flexibilidad cuando se dimensiona el sistema de abatimiento no se conocen con aproximación adecuada los caudales.

Los caudales varían con la profundidad y extensión de la excavación y con las lluvias y otros factores. Se emplean bombas, cañerías y mangueras normales.

La más común de ellas es hacer una zanja colectora del agua en la excavación, donde se coloca la bomba para bombear el agua hacia otra parte fuera de la excavación. Se debe tener en cuenta que los volúmenes de agua que se deben bombear son muy grandes, ya que el nivel freático siempre tratara de estar constante, lo que puede incrementar los costos de una obra determinada.

Este sistema tiene las siguientes limitaciones (figura 4.4):

1. Depende de la profundidad de la excavación y permeabilidad del terreno.
2. Puede provocar distorsiones angulares a las edificaciones próximas.
3. Posibilidad de producir sifonamiento.
4. Provoca arrastre de finos por el abatimiento, convirtiendo el terreno adyacente en colapsable (Peter L. Berry – David Reid 1993).

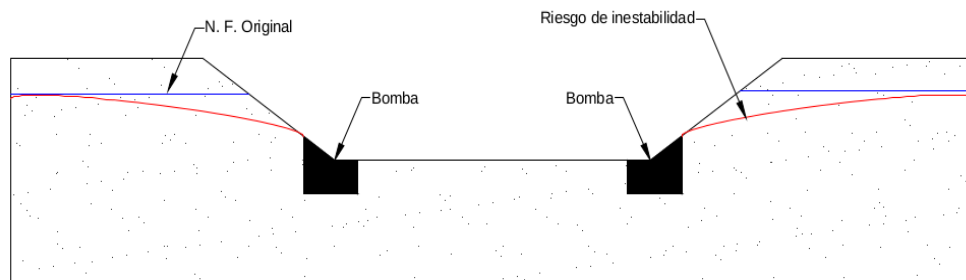


Figura 4.6  
Vista de la colocación de las bombas.

#### **4.4 Electroósmosis.**

Método empleado en suelos de baja permeabilidad usado para abatir el nivel de agua freática y para acelerar la consolidación.

En este proceso se aplica un potencial eléctrico a un suelo, con algún contenido de agua, produciendo un flujo donde los cationes (partículas positivas) son atraídos hacia el cátodo y los aniones (partículas negativas) hacia el ánodo.

Con la migración de los cationes y aniones fluye el agua y se genera una mayor viscosidad de arrastre sobre el agua; al existir en el medio más cationes que aniones, se presenta un flujo neto de agua hacia el cátodo, este flujo es llamado electrosmótico y su magnitud depende de  $(k_e)$ , el coeficiente de conductividad electrosmótica y del gradiente del voltaje  $(v)$ . Este proceso se relaciona también con el de migración de iones.

Electrones: Son partículas con carga negativa. Los electrones constituyen parte del átomo, al igual que los protones y neutrones; estos últimos se alojan en el núcleo del átomo, mientras que los electrones giran en la periferia del átomo.

La pérdida o ganancia de electrones llevan a que el átomo se cargue eléctricamente; los átomos con carga eléctrica se llaman iones. Cuando los átomos ganan un electrón se denominan aniones y presentan una carga eléctrica negativa (-), mientras que cuando pierden un electrón se denominan cationes y la carga es positiva (+).

Voltaje: Es una fuerza electromotriz, conocida también como una diferencia de potencial; la unidad de medida es el voltio (volt). El voltaje es la energía o el potencial que se induce para que los iones se muevan en el medio.

La electroósmosis supone configurar un circuito de corriente continua que da lugar a un flujo de agua. El cátodo se dispone en una perforación en la margen de la excavación y el ánodo en la base de la misma.

La corriente eléctrica hace que los iones cargados positivamente se muevan alrededor de los granos de suelo hacia el cátodo. El agua es colectada en el cátodo y bombeada a la superficie, en la figura 4.5 se muestra el esquema.



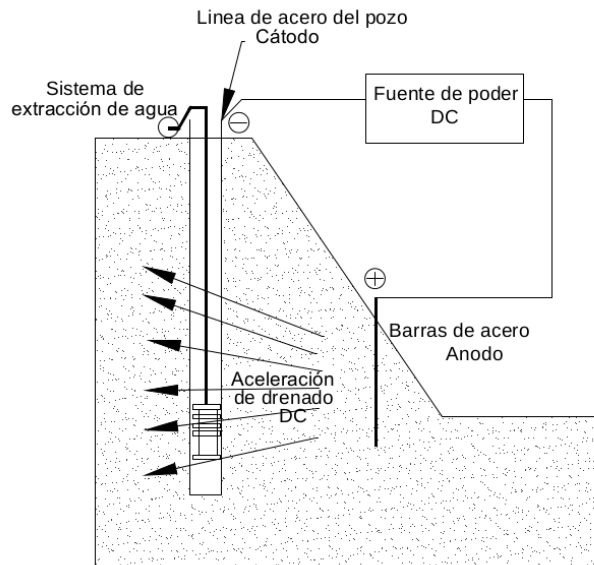


Figura 4.7  
Ilustración del funcionamiento del sistema.

De manera más sencilla se explica, instalando pozos o bombas en perforaciones realizadas paralelamente definidas, en otras líneas se hincan varillas, la tubería de las bombas de los pozos se conectan a un generador de corriente eléctrica, el polo (-) cátodo a las varillas y el polo (+) ánodo se conecta al rededor del pozo.

Con el principio eléctrico de que partículas de signo diferente se atraen entre sí, donde el agua es forzada (como el agua tiene signo (+)) al ser soltada por las arcillas y concentrarse en el pozo para ser extraída acelerando la consolidación del suelo y el abatimiento del agua.

La electroósmosis (de signo negativo) puede utilizarse para conseguir un control de la presión intersticial en suelos arcillosos y limosos muy finos.

En dichos suelos, cuyas permeabilidades son muy bajas, es difícil aplicar las técnicas de pozos con sistema de vacío.

Las desventajas de este método radican en el alto costo de la energía necesaria y en los problemas que pueden derivarse en relación a la salud y la seguridad por el hecho de trabajar con un circuito de corriente continua.

Puede ser utilizado para mejorar el resultado conseguido con otros métodos es un método poco utilizado por que los caudales conseguidos son pequeños y los expertos en él son escasos (Manuel Arturo Guevara Anzules :2008-2009).

## CAPÍTULO 5. CONTROL DEL ABATIMIENTO.

El control del abatimiento y monitoreo es algo de suma importancia y para ese trabajo utilizamos los piezómetros ya que ellos cumplen la función recordemos que el nivel freático no tiene el mismo nivel cuando llueve que cuando no llueve o cuando es una estación del año comparada con otra.

### 5.1 Piezómetros.

Piezómetros: En la mecánica de suelos existe mayor interés por la carga de presión ya que de ella puede deducirse la presión interna necesaria para calcular las presiones efectivas pueden estas medirse directamente con los piezómetros.

Los piezómetros son especialmente diseñados para medir la presión de poros (presión poro) del agua en rellenos y excavaciones. Son muy importantes en las investigaciones y evaluaciones de estabilidad de taludes, presas y diques, para conocer la posición del agua dentro de la masa de suelo antes y durante el abatimiento.

Los principales tipos disponibles son: piezómetro de cuerda vibrante, piezómetro Casagrande, piezómetros multipunto y piezómetros neumáticos. Agregamos también a este efecto el medidor de nivel de agua.

Los piezómetros de cuerda vibrante (PCV) son transductores de presión que funcionan utilizando la frecuencia de vibración de un alambre conectado a un diafragma metálico flexible. La longitud del alambre varía con los cambios de presión y con ello su frecuencia de vibración, lo que puede correlacionarse con una presión de poro específica.

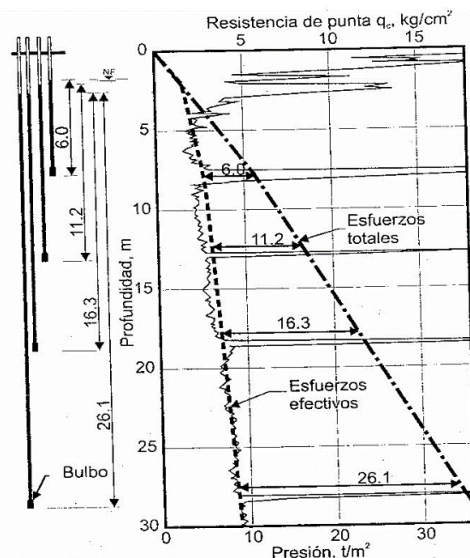


Figura 5.1(presión de poro).

Los piezómetros de cuerda vibrante permiten la medida de la presión de poro del agua. Este es un parámetro crítico en la resistencia de los suelos para el diseño de terraplenes y otras estructuras. Al mismo tiempo, su tasa de disipación respecto al tiempo permite efectuar un control sobre el grado de consolidación del terreno.

### **Ventajas.**

Ventajas, se incluyen su facilidad de lectura y mantenimiento, corto tiempo de respuesta en la lectura y la aptitud para suministrar presiones negativas. El único mantenimiento requerido es el cuidadoso mantenimiento de las unidades de lectura y las baterías.

### **Las limitaciones.**

Inhabilidad para desairar las puntas de los piezómetros. En aplicaciones donde son importantes pequeños cambios de la presión de poros, es necesario hacer correcciones por cambios en la presión barométrica y por temperatura, aunque no es generalmente un problema en la mayoría de las presas. (Se requiere algún entrenamiento especial del personal para calibrar y ensayar el equipo antes de instalarlo).

Aunque no se tiene una amplia experiencia con estos equipos parecen ser rígidos y durables. La facilidad con que se pueden automatizar puede llegar a ser una ventaja importante en el futuro (Enrique Santoyo Villa .2005).

## **5.2 Tubo de Observación.**

Este dispositivo permite determinar la posición del nivel freático, así como su variación estacional en los periodos de lluvias y sequia; sirve también para detectar el abatimiento de este nivel a largo plazo. Esta medición es indispensable para definir el estado de esfuerzos de la masa del suelo del sitio, así como evolución con el tiempo.

### **Descripción del tubo de observación.**

El tubo de observación es ducto vertical instalado en una perforación, que profundiza por lo menos un metro por debajo del nivel freático, su parte inferior es permeable para permitir la entrada del agua freática y la superior sellada con bentonita, para evitar que el agua superficial penetre al tubo.

En la figura siguiente se muestra este dispositivo puede ser de plástico PVC de 2.5 cm de diámetro con ranuras horizontales de 1mm de espesor en un tramo de longitud 1.5m; para evitar que el suelo penetre al interior del tubo usualmente se utiliza un filtro geotextil.

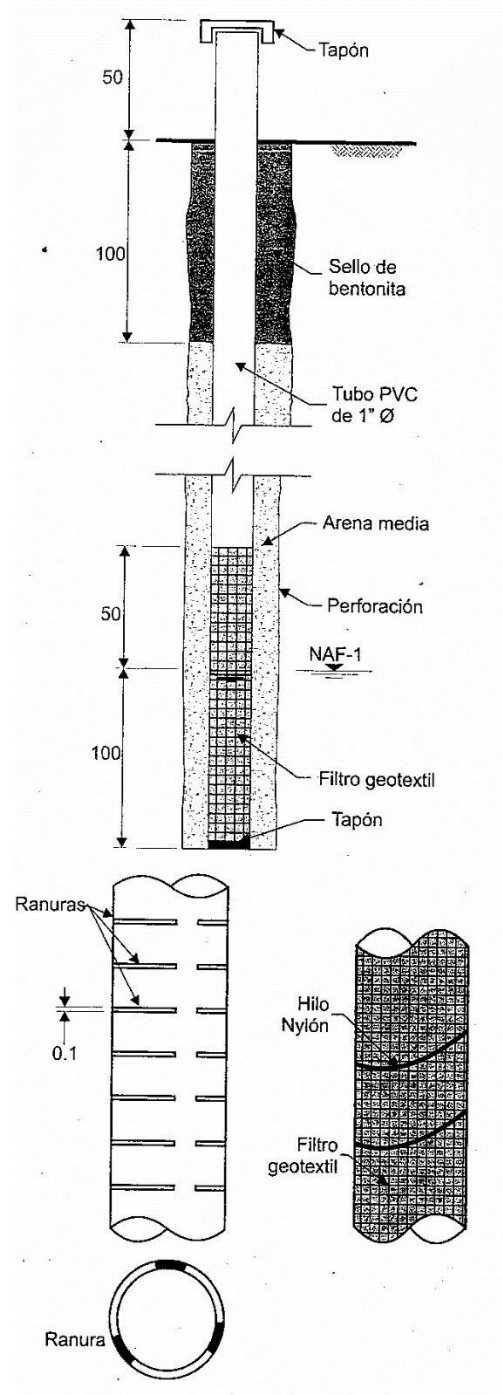


Figura 5.3  
Tubo de Observación.

### **Instalación.**

Para la instalación de estos tubos se requiere una perforación de 5 a 10 cm de diámetro que puede hacerse con una máquina, o bien, manualmente con la barrena helicoidal es evidente que para hacer esta perforación no debe utilizarse lodo bentonítico. Una vez terminada la perforación se introduce el tubo de observación protegido con una funda de polietileno, o un tubo metálico, cuya función es evitar que el filtro se contamine por la maniobra; Cuando el tubo está apoyado en el fondo de la perforación simplemente se levanta la funda de protección. A continuación, se rellena la perforación en su parte inferior con arena media y el último metro con bentonita (Enrique Santoyo Villa .2005).

### **Piezómetros Hincados.**

Estos piezómetros son también de tipo abierto los elementos que lo integran son a) tubo de cobre de 1.58 cm de diámetro y 30 cm de longitud, con perforaciones de 5mm forrado con fieltro permeable, b) tubo de fierro galvanizado de 1.9cm de diámetro en tramos de 1 m con coples y c) punta cónica de acero de 2.7 cm de diámetro, con sello temporal de silicón al tubo galvanizado.

### **Trabajos de campo.**

Estos piezómetros se hincan en el suelo con los gastos hidráulicos de una perforadora o de un cono mecánico: en suelos muy blandos pueden hincarse manualmente a percusión con ayuda de un marro ligero; en este caso, si la costra superficial es dura, previamente se deberá perforar con la barrena helicoidal. (Enrique Santoyo Villa .2005).

### **Piezómetros Casagrande y abiertos.**

Los piezómetros Casagrande son usados para medir la presión de poro en terrenos de baja y media permeabilidad. Están compuestos por una unidad de filtros conectados a la superficie con un tubo simple o doble. y los piezómetros abiertos son usados para monitorear el nivel freático en terrenos altamente permeables.

Estos piezómetros son del tipo abierto y en esencia son tubos cuya parte inferior es permeable, para que una vez instalado en el subsuelo el agua se introduzca y alcance el nivel que corresponde a la presión de agua del estrato en que este instalado.

Instalación del piezómetro.

Se instala en una perforación vertical cuidando que la celda permeable se mantenga libre de lodo y quede rodeada de un filtro de arena limpia: el procedimiento de instalación se ilustra.

- a) se perfora el suelo con un diámetro de 7.5 a 10 cm hasta una profundidad de 60cm por debajo de la instalación del piezómetro; el fluido de perforación debe ser agua.
- b) Se instala un ademe metálico de diámetro N (de 66.6mm de diámetro exterior e interior de 57.1mm) y se hace circular agua limpia hasta que retorne con un mínimo de material en suspensión.

- c) Simultáneamente a lo anterior se ensambla el piezómetro a medida que penetra dentro de la perforación y se amarra a una cuerda de polipropileno para permitir que el cemento de los coplees tenga tiempo suficiente para endurecer si se emplea tubería metálica en las cuerdas se debe colocar cinta de teflón.
- d) El descenso del piezómetro una vez que la celda este por debajo del nivel freático se debe hacer cargado la tubería con agua, para evitar que se obture la celda permeable.
- e) Se extrae el ademe 30cm y se vaciá arena bien graduada en el pozo controlando su volumen.
- f) Se extrae el ademe en tramos de 10cm, vaciando gradualmente arena dentro del pozo hasta 30 cm por arriba del bulbo.
- g) Se agrega bentonita en bolas para sellar un tramo de un metro del pozo, controlando su volumen.
- h) Se extrae el ademe y se rellena el pozo con lodo arcilloso.

Criterio de instalación: Las celdas permeables de los piezómetros debe colocarse coincidiendo con los estratos permeables que aseguren su buen funcionamiento; en la figura se muestra el perfil estratigráfico obtenido con el cono eléctrico.

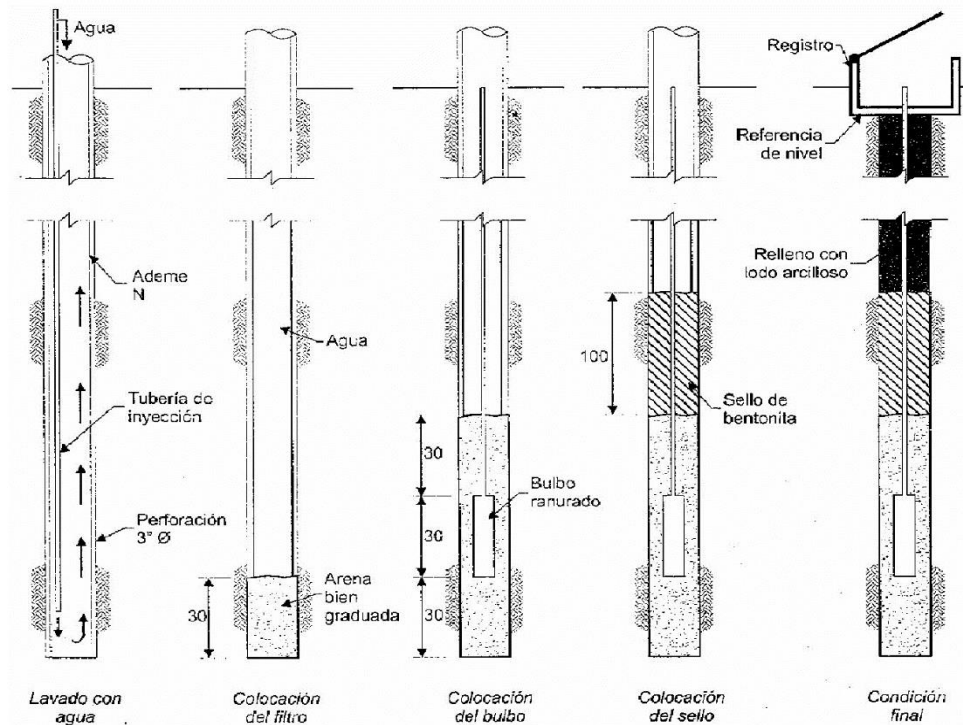


Figura 5.4  
Instalación del piezómetro.  
(Enrique Santoyo Villa .2005)

**Entre las ventajas tenemos.**

Operación simple, costo de instalación relativamente barato (aunque la perforación puede ser costosa), confiabilidad, no existe problemas de corrosión, un largo y exitoso período de desempeño, no requiere mantenimiento, los datos tomados del piezómetro pueden utilizarse con poco o ningún cálculo matemático, La punta piezométrica se fabrica de materiales inertes, durables que no se deterioran ni corroen, con ensayos simples se puede determinar su sensibilidad y la permeabilidad del suelo alrededor de la punta.

**Limitaciones.**

Los filtros porosos pueden llegar a obstruirse por la repetida entrada y salida del agua, el tiempo de lectura es relativamente largo, puede ser dañado durante construcción o interferir con el equipo de construcción, el tubo debe extenderse lo más verticalmente posible (lo cual excluye el monitoreo de áreas por debajo del embalse), las instalaciones en limo están sujetas a problemas resultantes de la tendencia de partículas finas a penetrar dentro del relleno de arena, reduciendo la sensibilidad del piezómetro(Enrique Santoyo Villa .2005).

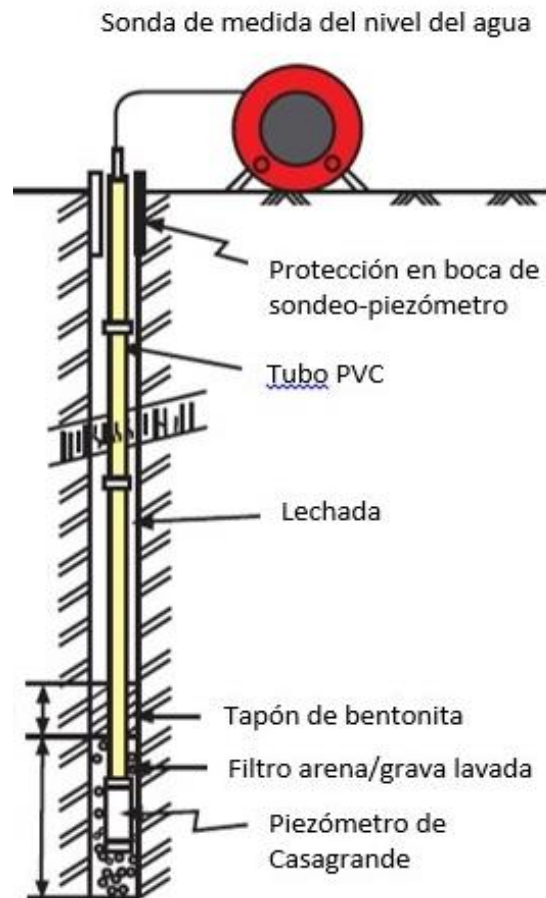


Figura 5.5  
Piezómetros Casagrande.

### Piezómetros multipunto.

Las aplicaciones incluyen el control de la sobre-presión en terrenos con limo y arcilla, la medición de la permeabilidad y los gradientes hidráulicos en presas y evaluación de la presión del agua en deslizamientos. Las señales de salida, convenientes para la transmisión a larga distancia, se leen y automatizan fácilmente.

Los piezómetros multipunto son una cadena transductores de presión de alambre conectados a través de un solo cable de varios núcleos que permiten tener hasta 8 puntos en un único sondeo. Están disponibles con varias escalas (GMC Ingeniería (Geología Materiales y Construcción SL)).

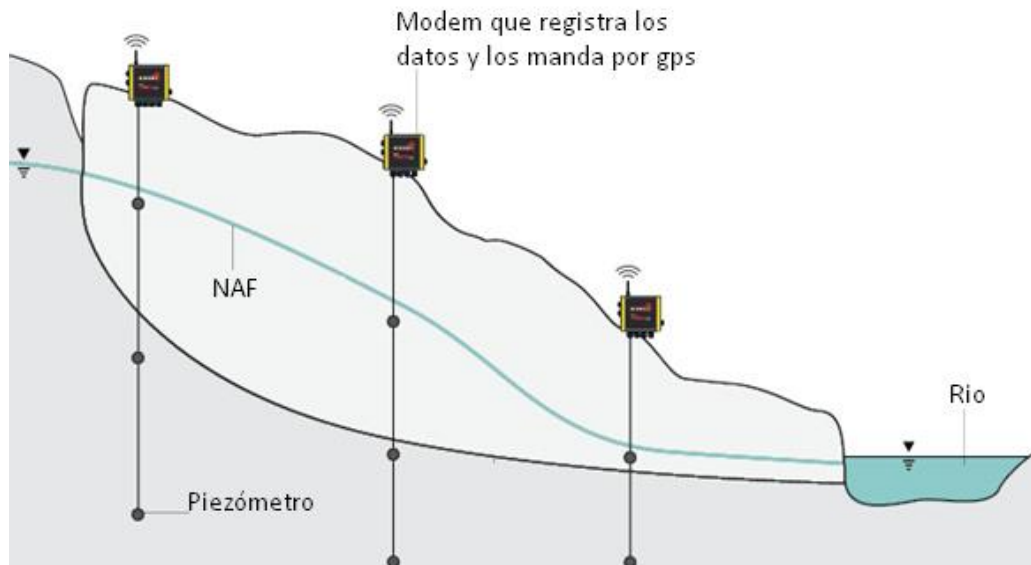


Figura 5.6  
Piezómetros multipunto.

### Piezómetro Neumático.

Los piezómetros neumáticos operan a través de presión de gas. Este tipo de piezómetro consiste en un lector neumático, con tubos de circulación de gas conectados a una válvula piezométrica. Las lecturas son hechas en un lector neumático, en el cual inserta gas nitrógeno, y luego se hace la medición de la presión correspondiente de agua en la válvula piezométrica. Está formado por dos piezas cilíndricas de acero inoxidable, unidas con 6 tornillos de 0.63 cm de diámetro; ambas piezas aprisionan perimetralmente la membrana flexible de acero inoxidable de 0.051mm de espesor, aunque se puede recurrir a membranas de otros espesores en función de la presión que se espera medir. Por debajo de la membrana se encuentra el bulbo perimetral de PVC y la piedra porosa fina; por arriba están los dos aro-sellos, el exterior más pequeño que sirve para controlar la operación del aire a presión.



Complementan este aparato las dos líneas de tubo flexible una para introducir el aire a presión y la otra de salida; finalmente un tramo de tubería de PVC de 1.9 cm de diámetro en cuyo extremo inferior queda fijo el piezómetro neumático (Enrique Santoyo Villa .2005).

### Instalación.

En perforaciones verticales, cuidando que el bulbo permeable se mantenga libre de lodo, y queda confinado en un filtro de arena limpia las etapas de procedimiento de instalación son similares a las descritas para piezómetros abiertos con el cuidado adicional de proteger los tapones los tubos flexibles, de entrada y salida del aire debe también identificarse el extremo superior de cada línea. es necesario tener en cuenta que solo un grano de arena que penetre en los tubos de aire obstruirá el funcionamiento del piezómetro.

Se utilizan donde las operaciones de construcción podrían dañar otro tipo de instrumentación. Su uso también minimiza la interferencia con los equipos de construcción.

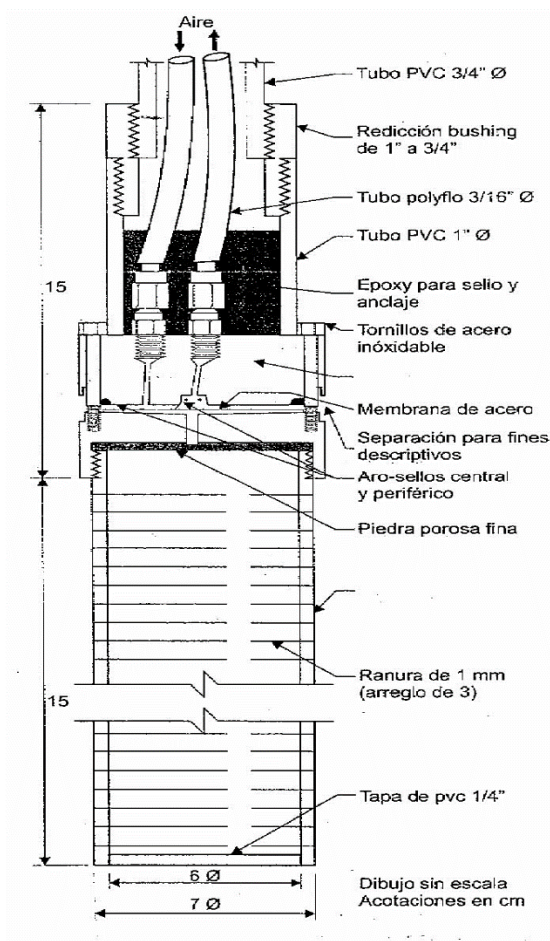


Figura 5.7  
Piezómetro Neumático.

### **Ventajas.**

Tienen fácil mantenimiento, un tiempo de retraso relativamente corto y el nivel del sitio donde se hacen las lecturas es independiente del nivel de la punta del piezómetro. El único mantenimiento requerido es la ocasional calibración de los manómetros de los equipos de lectura y la remoción de agua de las mangueras cuando se necesite.

### **Limitaciones.**

La única limitación significativa, es que ellos han sido usados por un tiempo relativamente corto y su durabilidad todavía está por probarse totalmente. Requiere de cantidad significativa de tiempo para la realización de las lecturas. Su proceso de lectura crea la necesidad de un entrenamiento de personal considerable. Ensayos efectuados en piezómetros neumáticos indican que se deben calibrar antes de instalarse adheridos a las mangueras con su longitud a utilizar para determinar su desviación desde cero (Enrique Santoyo Villa .2005).

### **Piezómetro de cuerda vibrante.**

es un instrumento relativamente nuevo que procede de los recientes avances en el campo de la Electrónica. Son dispositivos que basan sus mediciones a partir de las deformaciones, las cuales producen voltajes o corrientes a partir de un esfuerzo mecánico, que produce vibraciones, midiendo la frecuencia vibratoria de un cable tensionado a una membrana y su tubo principal y se mide la variación por medio de una bobina electromagnética. Son precisos y fiables.

Permiten transmitir la señal a distancias de más de 1000 metros sin perder la precisión.

Un dispositivo típico se muestra en la figura el cable se tiende a lo largo de una cámara que contiene el fluido a una presión desconocida y sometido a un campo magnético.

El cable resuena a su frecuencia natural de acuerdo con su tensión, que varía con la presión. Esa frecuencia se mide por circuitos electrónicos integrados en el dispositivo.

Tales dispositivos son muy precisos, típicamente +0.2% del fondo de escala, y son particularmente insensibles a los cambios en las condiciones ambientales.

El sensor está constituido por:

- Una cuerda de acero que está sujeta en un extremo a una pared inmóvil y en el otro a una membrana a través de la cual se percibe el cambio en la presión externa.
- Un filtro de cobre o cerámica que está instalado en el extremo o punta del sensor, por donde el agua entra a la membrana.

- Una o dos bobinas (dependiendo de la versión) que tienen como función excitar la cuerda mediante una frecuencia determinada, mientras la otra capta la frecuencia de vibración de la cuerda y convirtiéndola en corriente (Enrique Santoyo Villa .2005).

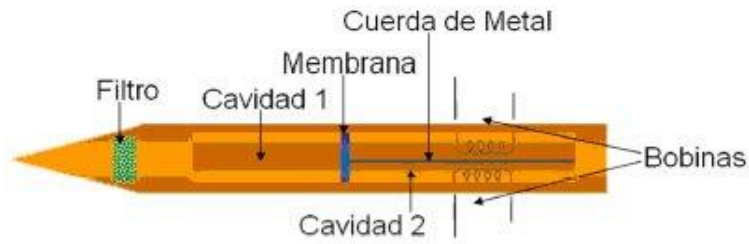


Figura 5.8  
Piezómetro de cuerda vibrante.

## **CAPÍTULO 6. PROBLEMAS DEBIDO AL ABATIMIENTO.**

Los problemas más comunes en las excavaciones donde se encuentra el nivel freático son los siguientes.

La erosión superficial en los taludes de la excavación. Erosión interna y progresiva de los puntos de bombeo. Inestabilidad de taludes. Inestabilidad del fondo en excavaciones, producidos principalmente por una disminución de las presiones efectivas del terreno (sifonamiento). Alteración de niveles freáticos en el entorno de la excavación.

### **6.1 Asentamientos debidos al abatimiento del nivel freático.**

El abatimiento de nivel freático ocasiona diferentes efectos que hay que tomar en cuenta. Uno de ellos es el asentamiento debido al abatimiento es ocasionado por la pérdida del agua contenida en los vacíos del suelo y disminución de la cohesión entre las partículas de suelo lo que provoca derrumbes en su periferia de la excavación, así como en las paredes de la misma, el asentamiento es la disminución del tamaño por el peso mismo del suelo cuando pierde su saturación.

Si en una excavación el nivel de aguas freáticas se mantiene sin cambio será difícil la excavación, el agua contribuye con su empuje sobre la pantalla o paredes de la excavación; por el contrario, el control o abatimiento del nivel de agua no producirá un incremento en los esfuerzos efectivos y consolidación del suelo y por lo tanto originará asentamientos. Los esfuerzos que actúan sobre la pantalla se deben estimar separando los componentes efectivos y poro.

En principio pantalla de bataches es impermeable, por lo que no existe flujo de agua a través de su sección transversal; en la práctica, debido en muchos casos al deficiente procedimiento constructivo, la alta permeabilidad de la pantalla produce un abatimiento del nivel de agua exterior originando asentamientos; el análisis del flujo de agua bajo una condición bidimensional puede estimar el gasto y el asentamiento producido alrededor de la excavación (Manuel Arturo Guevara Anzules 2008-2009).

#### **Asentamientos producidos por abatimiento del nivel freático.**

Debemos tomar en cuenta que en la operación de abatimiento del nivel freático produce un aumento en el peso efectivo del material, debido al aumento del peso del suelo sumergido con respecto del suelo húmedo que causa un aumento de presión efectiva bajo todos los niveles de la posición original del nivel freático y esto produce deformaciones.

Los desalojamientos originados producen un asentamiento de la superficie del terreno que es aproximadamente proporcional al descenso del nivel freático.

Se debe considerar que el efecto del abatimiento del nivel freático es diferente en suelos arenoso como en suelos arcillas, y se debe tener la precaución necesaria para corregir dicho efecto (Manuel Arturo Guevara Anzules 2008-2009).

### **Efectos del abatimiento del nivel freático en arenas.**

Se considera a la arena aun relativamente suelta, un material incompresible, pero en el caso que la arena esta extremadamente suelta existe la posibilidad de un asentamiento importante.

Por otra parte, un solo aumento de la presión efectiva en una masa de arena no produce ordinariamente asentamientos significativos, pero las fluctuaciones de nivel freático pueden producir grandes asentamientos, debido a que la deformación de la arena aumenta perceptiblemente con cada aplicación de carga.

En varios casos han ocurrido grandes asentamientos en excavaciones drenadas en arena, debido a que se permite la formación de manantiales en o cerca de la excavación, ésta agua acumulada puede acarrear el material dentro de la excavación, pudiendo formar un túnel por debajo de algún estrato cohesivo, en el caso de que dicho túnel sea lo suficientemente grande puede sufrir el colapso de su techo, y la superficie del terreno sobre dicho túnel se asienta (Manuel Arturo Guevara Anzules 2008-2009).

### **Efectos del abatimiento del nivel freático en estratos de arcillas.**

El abatimiento del nivel freático dentro o arriba en arcillas, aumenta en última instancia la presión Intergranular al igual que la arena. Debido a la elevada compresibilidad de la arcilla, los asentamientos pueden ser demasiados considerables.

El proceso de consolidación que produce el abatimiento del nivel freático, puede requerir un considerable tiempo este tiempo está en función del acomodo de las partículas del suelo ya que al disminuir el espacio ocupado por el agua se redistribuyen las partículas de suelo hasta producir el asentamiento máximo.

Los asentamientos en las arcillas más impermeables pueden no ser excesivos, durante un tiempo corto que puede durar la excavación, pero en el caso de la turba y el limo orgánico puede ocurrir muy rápidamente (Manuel Arturo Guevara Anzules 2008-2009).

## **6.2 Expansión del fondo de la excavación.**

En la mayoría de los suelos (excepto gravas y arenas puras) se produce las expansiones en el fondo de las excavaciones a consecuencia de la descarga que sufre los suelos que quedan bajo el nivel del fondo al retirar el peso de la tierra excavada, la magnitud de la excavación depende del decremento de presión, la expansibilidad del suelo y las dimensiones del área descargada en excavaciones realizadas en los suelos compactos.

Las expansiones del fondo suelen pasar inadvertidas y carecen de importancia práctica, pero en el caso de las arcillas blandas y expansibles las excavaciones por lo general se encuentran los grandes retos como expansiones de un 12% de su volumen al absorber agua estas se encuentran hasta los 9 metros de profundidad del suelo esto quiere decir que al construir una cimentación como el peso de la estructura comprime la arcilla expandida y se genera grandes asentamientos en este caso una cimentación totalmente compensada que teóricamente no debería sufrir asentamientos se hunde una cantidad igual a la expansión del fondo provocada durante el proceso de excavación.

Por otra parte, podemos verificar la falla de fondo por expansión (Bufamiento), la cual se puede presentar en todo tipo de suelo, pasando inadvertida en los suelos no plásticos, sin embargo en zonas cuyos suelos corresponden a arcillas blandas, altamente compresibles y expansibles, el fenómeno se advierte a simple vista por lo general en el comportamiento de cimentaciones compensadas, al observarse asentamientos causados por la recuperación de las expansiones generadas durante el proceso de excavación y colado del cajón de cimentación en aquel caso (Manuel Arturo Guevara Anzules 2008-2009).

**Este tipo de falla, presenta dos componentes.**

La expansión inmediata =  $p_i$ , la cual ocurre simultáneamente con el decremento de la presión vertical total, sobre el plano del fondo, al retirar la tierra excavada. El suelo bajo el fondo, sufre cambios de volumen despreciables, comportándose como un material elástico confinado.

$P_e$  = La expansión lenta se desarrolla gradualmente en el tiempo, acompañada del aumento del volumen de la arcilla y de absorción de agua, causados por un decremento de la presión vertical intergranular en la masa del suelo bajo el fondo de la excavación.

$P_t$  = Estas componentes, sumadas, dan como resultado la expansión total.

Podríamos decir que, al construirse una cimentación compensada, cuyo peso agregado al de la estructura sea igual al de la tierra excavada.

$P_r$  = es el asentamiento por recuperación.

$P_t$  = será igual a la expansión total previa lo cual se expresa por la siguiente expresión:

$$P_r = P_t = P_e + P_i$$

Por otra parte, el abatimiento del nivel freático hasta el fondo de la excavación, genera flujo de agua hacia el interior de la misma, lo que provoca fuerzas de filtración ascendentes las cuales a su vez inducen esfuerzos ascendentes sobre las partículas de arcilla subyacente al fondo, disminuyendo así la presión intergranular vertical y contribuyendo con ello a la expansión volumétrica de la arcilla.

El factor de seguridad contra la falla de fondo o bufamiento, depende de algunas variables como:

Profundidad, ancho, longitud de excavación, sobrecarga, distancia del fondo de excavación al estrato resistente, resistencia de los suelos adyacentes y bajo el nivel de excavación.

Considerando las características de un proyecto, para la condición de excavación total, se debe determinar un factor de seguridad contra la falla de fondo o bufamamiento del orden de 1,6.

Debe indicarse que este factor deberá revisarse luego de diseñado el proyecto, además de la metodología de excavación que emplee el constructor, que puede ser total o parcial.

Por otra parte, las excavaciones que se realizan para sótanos trae consigo la sub presión completa de las presiones verticales que originalmente actuaban sobre el suelo al nivel de la cota de inicial, como consecuencia, el fondo de la excavación se levanta, es decir, asciende.

Luego, con el progreso de la construcción, las presiones transmitidas por el edificio igualan y generalmente terminan por sobrepasar las presiones originales ejercidas por el suelo excavado, de modo que el levantamiento desaparece y el edificio se asienta. Si el edificio tiene un peso mayor que el del suelo excavado el asentamiento pasó por dos periodos:

1.- El primero dura hasta que la presión unitaria en la cota de inicial de la losa de cimentación, se hace igual a la presión original que ejercía el peso de suelo excavado.

2.- El segundo empieza en el momento en que esta presión es excedida. Las del primer periodo pueden ser muy distintas.

Al terminar el primer periodo, cuando la carga del edificio es igual al peso del material excavado, el asentamiento es igual o ligeramente superior al levantamiento que ha experimentado el fondo, que comúnmente es muy pequeño. Si la carga total que el edificio terminado transmite al suelo no alcanza un valor mayor, el asentamiento se detiene poco después de terminada la construcción (Manuel Arturo Guevara Anzules 2008-2009).

### **6.3 Importancia del drenado del agua y estabilidad.**

La estabilización de arenas y limos valiéndose del drenado no siempre es fácil por lo tanto se ha ideado diversos métodos en la mayoría de los cuales se inyectan lodos o soluciones en los vacíos del suelo estos materiales endurecen en grados variables y le imparten cohesión.

Como llenan parcialmente los vacíos, también reducen la permeabilidad en muchas ocasiones se ha intentado inyectar lechada de cemento la experiencia ha demostrado que el método puede producir resultados muy buenos, pero si solamente es relativamente homogéneo y no está estratificado el suelo.

Se ha practicado mucho la solidificación de suelos inyectándoles sustancias químicas, un procedimiento común es la inyección de silicato de sodio y cloruro de calcio, que reaccionan en el suelo para favorecer o aglutinante cohesivo.

En muchos casos, es necesario construir una estructura o un terraplén sobre suelos finos con pequeña resistencia al esfuerzo cortante.

Sin embargo, si los suelos débiles pueden drenarse con la suficiente rapidez como para permitir la consolidación casi al mismo tiempo que se aplica la carga, la resistencia del material puede aumentar lo suficiente para permitir una construcción segura; Pueden construirse drenes verticales con el objeto de acelerar el drenaje en los suelos relativamente impermeables.

La instalación de los drenes de arena puede alterar mucho la estructura del suelo, ya que puede disminuir su permeabilidad y su resistencia, y aumentar la compresibilidad.

El tamaño de las partículas del cemento, limita la finura de una arena adecuada para la inyección de cemento. Sin embargo, pueden obtenerse suspensiones de arcilla de cualquier finura deseada, quitando las fracciones más gruesas de las arcillas naturales.

También se han usado mucho los polímeros que se mezclan con catalizadores y retardan tés antes de la inyección y que reaccionan después de un lapso para formar un gel casi impermeable.

Todos los procedimientos en que se emplean las inyecciones son costosos y aun bajo condiciones favorables, son inciertos. Aun que se han hecho con éxito muchas aplicaciones, muchos otros intentos han resultado fracasos decepcionantes. Por lo tanto, las estabilizaciones de este tipo deben considerarse solamente en circunstancias excepcionales.

En cualquier de los casos la inyección de comunes no debe tomarse como una cuestión de costumbre no debe realizarse sin el asesoramiento de un especialista competente y experimentados (Manuel Arturo Guevara Anzules 2008-2009).

### **Drenaje y estabilización (Peck Hanson Thornburn).**

Cuando la profundidad de excavación sea mayor que la distancia a la superficie libre del agua en un suelo permeable que tenga un coeficiente de permeabilidad mayor que aproximadamente  $10^{-3}$  cm/seg, el suelo debe desaguarse para que permita la construcción de las cimentaciones en seco.

Si el coeficiente de permeabilidad del suelo está comprendido entre  $10^{-3}$  y  $10^{-5}$  cm/seg, la cantidad de agua puede ser pequeña, pero todavía puede requerirse drenaje para mantener la estabilidad de los frentes y el fondo de la excavación. Si el coeficiente de permeabilidad es menor que  $10^{-7}$  cm/seg, es probable que el suelo posea suficiente cohesión para vencer la



influencia de las fuerzas de filtración y puede no ser necesario el drenaje (Arturo Diaz, 2005).

### **Zanjas y cárcamos.**

Donde el espacio lo permita, pueden usarse zanjas para abatir el nivel del agua freática en arena o en otros materiales que se han hecho permeables por grietas o juntas. Los taludes relativamente tendidos que se requieren para las zanjas abiertas en arena, generalmente impiden el uso de zanjas para abatir el nivel del agua freática más que unos cuantos decímetros. Sin embargo, se usan las zanjas abiertas en el fondo de una excavación para recolectar el agua que se filtra en ella.

Un cárcamo es una fosa a nivel más bajo que el de las zanjas que entran en él. Debe tenerse mucho cuidado para evitar que la arena y el limo de los lados y del fondo del cárcamo se deslaven y se vayan en el agua que se bombea.

El drenaje de construcciones temporales o permanentes también puede efectuarse, excavando cepas en vez de zanjas, colocando tubos de barro o tubos perforados en ellas y llenando las cepas de material permeable (Arturo Diaz, 2005).

## **6.4 Como influye el flujo de agua y cómo repercute en la excavación.**

Al excavar bajo el nivel freático ocurren dos fenómenos:

- 1.- Disminución de los esfuerzos totales por la descarga de suelo excavado, que genera una disminución de esfuerzos efectivos y de la presión de poros, considerando que se va excavando sin cambio de volumen, existe un efecto de succión.
- 2.- Tendencia al flujo por la diferencia de niveles de agua entre el interior de la excavación y el suelo circundante.

De esta manera se producen dos gradientes que tienden a disminuir los esfuerzos efectivos debidos a la succión por descarga y a la diferencia de niveles de agua. Dependiendo de la permeabilidad del suelo y la geometría de la excavación, se desarrolla un flujo para restablecer la condición hidrostática, durante el cual aumenta el contenido de agua y disminuye el esfuerzo efectivo.

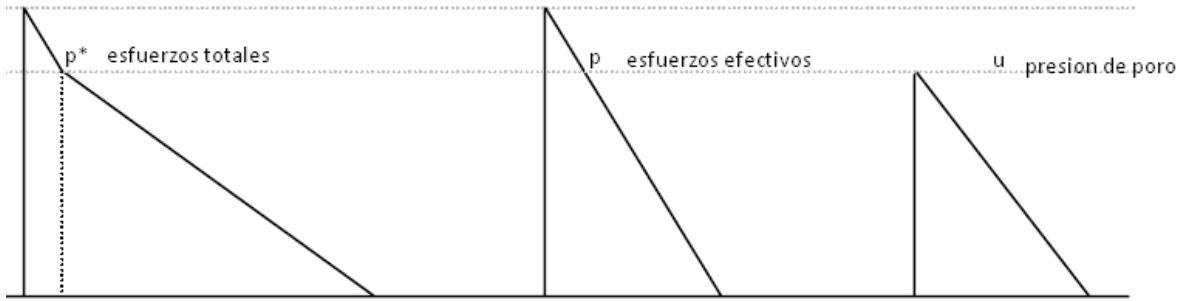


Figura 6.1  
Diagrama de esfuerzos y presión.

El objetivo del bombeo consiste en extraer el agua libre de la masa del suelo, mientras permanezca abierta la excavación, para evitar eventuales condiciones de inestabilidad y deformaciones excesivas (Arturo Diaz,2005).

### Riesgos.

La mayor parte de los trabajos de construcción comprenden algún tipo de excavación para cimientos, alcantarillas y servicios bajo el nivel del suelo.

El excavado de zanjas o fosos puede ser sumamente peligroso y hasta los trabajadores más experimentados han sido sorprendidos por el derrumbe súbito e inesperado de las paredes sin apuntalar de una excavación.

Una persona sepultada bajo un metro cúbico de tierra no podrá respirar debido a la presión sobre su pecho, y dejando de lado las lesiones físicas que pueda haber sufrido, pronto se sofocará y morirá, pues esa cantidad de tierra pesa más de una tonelada la tarea de excavación implica extraer tierra o una mezcla de tierra y roca.

El agua casi siempre está presente. Aunque más no sea en forma de humedad del suelo, y la lluvia copiosa es causa frecuente de suelos resbaladizos.

La posibilidad de anegamiento es otro riesgo a tener siempre en cuenta. La liberación de presiones a medida que se va retirando material, y el re secamiento en tiempo caluroso, causa la aparición de grietas.

La índole de los suelos es variable (por ejemplo, arena fina que se desliza fácilmente, arcilla dura que es más cohesiva), pero no puede esperarse que ningún suelo sostenga su propio peso, de modo que es preciso adoptar precauciones para impedir el derrumbamiento de los lados de cualquier zanja de más de 1,2 m de profundidad (Arturo Diaz,2005).

### **Consecuencias de accidentes.**

Las principales consecuencias de accidentes en las excavaciones son las siguientes:  
Trabajadores atrapados y enterrados en una excavación debido al derrumbe de los costados.  
Trabajadores golpeados y lesionados por materiales que caen dentro de la excavación.

Trabajadores que caen dentro de la excavación; medios de acceso inseguros y medios de escape insuficientes en caso de anegamiento; Vehículos llevados hasta el borde de la excavación, o muy cerca del mismo (sobre todo en marcha atrás), que causan desprendimiento de paredes; Asfixia o intoxicación causados por gases más pesados que el aire que penetran en la excavación, por ejemplo, los gases de caños de escape de motores diésel y de gasolina (Arturo Diaz, 2005).

### **Medidas de seguridad para impedir derrumbamientos.**

Debe darse a los lados de la excavación o zanja una inclinación segura, generalmente con un ángulo de 45° en reposo, o apuntalárselos con madera en u otro material adecuado para impedir que se derrumben.

La clase de soporte dependerá del tipo de excavación, la índole del terreno y el agua subterránea existente.

La planificación es de vital importancia, es preciso asegurarse de la disponibilidad de materiales para apuntalar la zanja que ha de cavarse en toda su extensión, ya que los soportes deben instalarse sin demora al practicar la excavación.

Para todas las excavaciones se precisa una acumulación de maderas de reserva, pero las de 1,2 m o más de profundidad requieren una madera en o revestimiento especial (Sistemas de contención ya sea Rígida o Flexible).

Si el suelo es inestable o carece de cohesión, se necesita un en apuntalado más estable.

Nunca se debe trabajar por delante de la zona apuntalada.

Los apuntalamientos deben ser instalados, modificados o desmantelados sólo por obreros especializados bajo supervisión. Dentro de lo posible, se deben erigir antes de haber cavado hasta la profundidad máxima de la excavación, hay que empezar antes de llegar a los 1,2 m.

La excavación e instalación de soportes deberá continuar entonces por etapas, hasta llegar a la profundidad deseada.

Es preciso que los trabajadores conozcan bien los procedimientos para rescatar a un compañero atrapado por un desprendimiento de tierra.

Los trabajadores se caen con frecuencia dentro de las excavaciones. Deben colocarse barreras adecuadas, de altura suficiente (por ejemplo, cerca de 1 m), para prevenir estos accidentes. A menudo se utilizan los extremos de los soportes que sobresalen del nivel del suelo para sostener estas barreras (Arturo Diaz, 2005).

### **Colindancias.**

Dentro de lo posible, las excavaciones no deben ser excesivamente profundas ni estar demasiado cerca de carreteras, edificios o estructuras adyacentes como para socavarlos. Deben tomarse precauciones, mediante puntales, soportes, etc. para impedir derrumbes o desmoronamientos cuando la estabilidad de algún edificio o estructura se vea afectada por los trabajos de excavación (Arturo Diaz, 2015).

## **6.5 Hundimiento regional.**

la extracción de agua de los acuíferos se clasifica como sobreexplotación cuando se saca un caudal mayor que la capacidad natural de recuperación. Tal abuso en una región tiene dos consecuencias:

- a) La inevitable reducción de agua extraíble, que llevada al límite puede agotar la fuente. Este exceso está ocurriendo en tantas regiones del mundo, que se ha transformado en una preocupación de la UNESCO, pues afecta a una larga lista de ciudades y regiones del orbe.
- b) El descenso gradual pero continuo del nivel de los acuíferos provoca de disminución de las presiones del agua intersticial e incrementa el esfuerzo que actúa efectivamente en la parte sólida del suelo. Esto último desencadena el proceso de consolidación de los estratos de suelos blandos de toda la región afectada por el bombeo, lo cual se manifiesta con hundimientos de la superficie que casi siempre terminan por dañar a las construcciones y a las instalaciones municipales.

Es interesante comentar que los casos más alarmantes son Venecia, porque el fenómeno causa gran daño a su valiosísimo patrimonio arquitectónico, a tal grado que para controlar las consecuentes inundaciones que ahora la aquejan se están construyendo compuertas para controlar las mareas máximas; el problema de Bangkok es muy similar al de Venecia. En México el problema se ha extendido a muchos lugares de la república. Sufren de hundimiento regional y los consecuentes agrietamientos de las ciudades de Querétaro, Celaya, Irapuato, Torreón y Aguascalientes; empieza también a manifestarse en Toluca y Puebla.

Es importante subrayar que en Shangai, en Koto y Bangkok están teniendo éxito con la inyección de agua para reducir los hundimientos; por su parte en la ciudad de México se está apenas iniciando este empeño (Enrique Santoyo Villa, Efraín Ovando Shelley, Federico Mooser, Elvira León Plata 2007).

### **Consolidación inducida.**

El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenta de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:

- a) La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de templos y viviendas, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- b) La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras lo cual contribuyó al abatimiento del nivel freático lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la costra de arcilla.
- c) La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales.
- d) La construcción de estructuras, propiciada por el reciente crecimiento urbano.

(Enrique Santoyo Villa, Efraín Ovando Shelley, Federico Mooser, Elvira León Plata 2007).

### **Resistencia al corte.**

Las etapas del proceso de construcción implican aumentos de la resistencia al corte de los estratos de suelo. Los incrementos de esfuerzo efectivos producidos por el bombeo, también modifican a otras propiedades del suelo. Como resultado del proceso de consolidación, el contenido de agua y la relación de vacíos han ido disminuyendo paulatinamente en muchas partes de la zona lacustre, al tiempo que se incrementa el peso volumétrico de los materiales arcillosos. Además, los cambios en las propiedades dinámicas del suelo modificarán en el futuro la respuesta sísmica de los depósitos arcillosos lo cual obligará a revisar periódicamente la zonificación sísmica de la ciudad, según se ha demostrado en estudios recientes.

Las arcillas de la ciudad de México sufren deformaciones de gran magnitud en procesos de consolidación como consecuencia de la disminución de su contenido de agua provocados por la aplicación de cargas o la extracción de agua del subsuelo. En forma simplista el proceso de deformación se divide en dos etapas (Enrique Santoyo Villa, Efraín Ovando Shelley, Federico Mooser, Elvira León Plata 2007).

### **Consolidación primaria.**

Es la ocasionada por el drenaje o salida de agua de la estructura del suelo y es una función del incremento de esfuerzos que se transmiten a la masa de suelo, como consecuencia de las sobrecargas de rellenos y de los pesos de los edificios. La carga aplicada externamente la recibe la estructura del suelo y es el agua por ser casi incompresible la que toma instantáneamente toda la carga, pero como es un fluido gradualmente se drena y la transmite al esqueleto de los sólidos con el nombre de incremento de presión efectiva o de los sólidos. La duración de este proceso depende de la distancia que recorre el agua para encontrar donde disipar su presión, que puede ser una lente permeable, la superficie donde se pierde por evaporación o las grietas o fisuras que pudieran existir dentro de la masa de suelo. Esta pérdida de volumen de agua es la que se transforma en deformación vertical o

asentamiento. En casi todas las zonas de la ciudad esta consolidación primaria ocurre en un lapso variable del orden de uno a cuatro años (Enrique Santoyo Villa, Efraín Ovando Shelley, Federico Mooser, Elvira León Plata 2007).

### **Consolidación secundaria.**

Se interpreta como un mecanismo de deformación viscosa, también provocada por el incremento de esfuerzos efectivos inducido en la masa de suelo, en el cual la disminución del contenido de agua es muy pequeña. A diferencia de la consolidación primaria, su efecto se manifiesta durante décadas y su magnitud también es una función del esfuerzo aplicado. A pesar de este fenómeno ha sido poco estudiado en las arcillas del valle de México.

En estricto rigor los efectos viscosos que dominan el comportamiento del suelo durante la consolidación secundaria están presentes desde inicio del proceso de consolidación por conveniencia y simplicidad los efectos de la consolidación primaria se separan de los que provoca la consolidación secundaria lo cual resulta apropiado en aquellos casos en los que las cargas se aplican en plazos relativamente cortos; por ejemplo, cuando se construye una estructura sin interrupciones significativas. En el caso del hundimiento de la ciudad producido por el bombeo regional los efectos viscosos no pueden separarse y es por ello que para estudiarlo con mayor rigor se emplean modelos matemáticos.

(Enrique Santoyo Villa, Efraín Ovando Shelley, Federico Mooser, Elvira León Plata 2007).

### **Cargas aplicadas.**

Pueden ser superficiales como simple rellenos o estructuras cimentadas someramente. En suelos tan blandos como los del vaso del lago de Texcoco, donde aún rellenos de poco espesor causan deformaciones del orden del espesor del relleno y estructuras de dos niveles requieren de cimientos apropiados.

La evolución del hundimiento de la ciudad de México ha tenido asentamientos registrados desde 1856 en la base de la torre poniente de la catedral metropolitana. Los hundimientos en ese sitio, que alcanzaron casi 8.5m cerca de ciento cincuenta años después, son típicos de los que también se han podido observar en otros lugares del centro histórico.

Muchos de los edificios con valor histórico y artístico que se localizan en diversas partes de la zona lacustre, principalmente en el centro histórico de la ciudad padecen de los efectos del hundimiento regional los asentamientos diferenciales generados por estas causas se agregan a los que se produjeron por la consolidación primaria de las arcillas sobre las que se desplantaron templos, conventos, edificios y palacios señoriales de la época virreinal (Enrique Santoyo Villa, Efraín Ovando Shelley, Federico Mooser, Elvira León Plata 2007).

### Percepción remota del hundimiento regional.

El ing. Ignacio Sainz Ortiz (1957) pionero en el desarrollo de la idea (infiltración de agua en las tobas), realizó una prueba preliminar de absorción en el jardín de San Fernando y por el éxito que alcanzó decidió hacer otra al pie de la presa Mixcoac para aprovechar las aguas de ese embalse. Fue un ambicioso experimento que consistió en perforar tres pozos de 40 cm de diámetro, en el primero de ellos cuya profundidad alcanzó unos 150 metros el nivel freático se detectó a unos 86 metros, el fondo de este pozo quedó 7 metros arriba del nivel de la av. de los Insurgentes. Inicialmente el ing. Sainz Ortiz inyectó agua al pozo con un gasto de 100 lt/seg sin que observaran síntomas de saturación por lo cual estimó que el caudal de inyección podría incrementar a 200 o 250 lt/seg. En el segundo pozo el nivel del agua se localizó a 113 metros y fue posible inyectar un gasto 340 lt/seg. El tercer pozo encontró el agua a 118 metros (Enrique Santoyo Villa, Efraín Ovando Shelley, Federico Mooser, Elvira León Plata 2007).

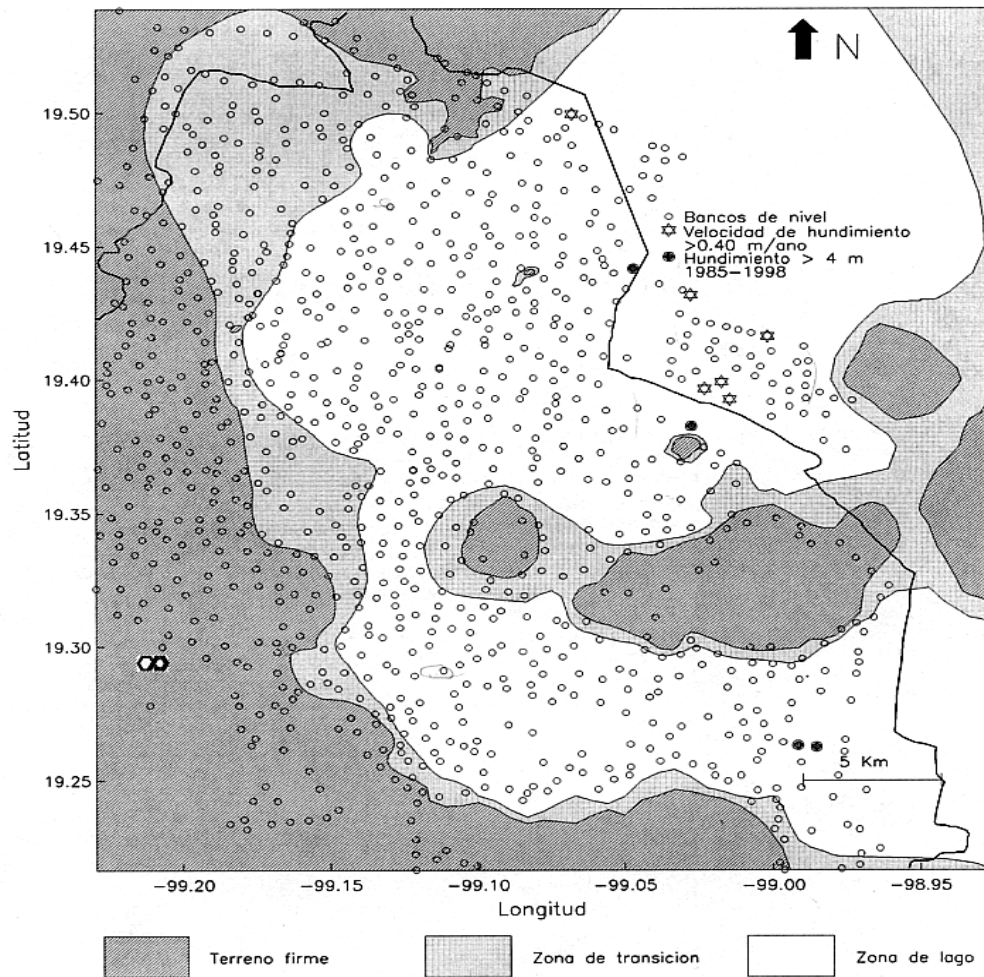


Figura 6.2  
Bancos de nivel de la Ciudad de México.

## CAPÍTULO 7. EJEMPLOS DE PROCESOS DE ABATIMIENTO.

En este capítulo encontraremos los ejemplos del método well points y el de pozos profundos desde mi punto de vista los más importantes y usados en México por su relación eficiencia y costo.

### 7.1 Ejemplo de ejecuciones prácticas en obra: well points.

A continuación, se describen dos ejemplos prácticos de cómo abordar las tareas de excavación en terrenos arenosos en la localidad de Murcia (España) con el empleo del sistema de agotamiento de aguas well-points, combinado con tablestacado metálico.

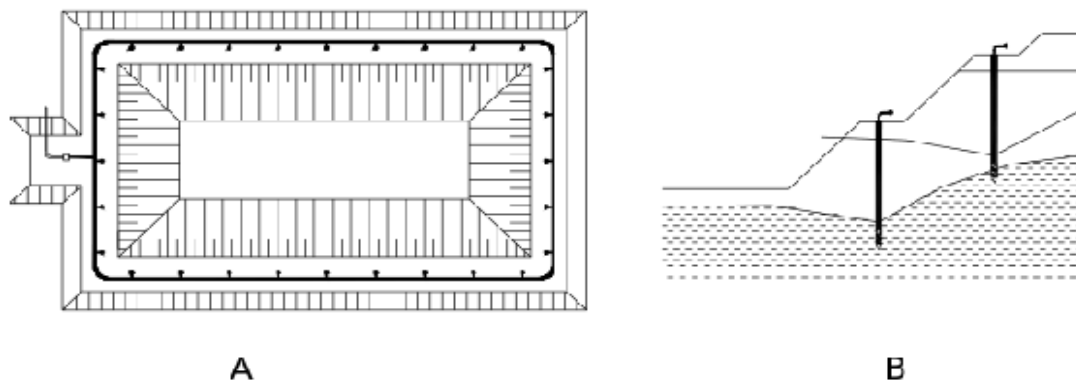


Figura 7.1

Ejemplos de instalación con well-points  
A-Planta de una instalación de un solo nivel.  
B-sección transversal de instalación a dos niveles.

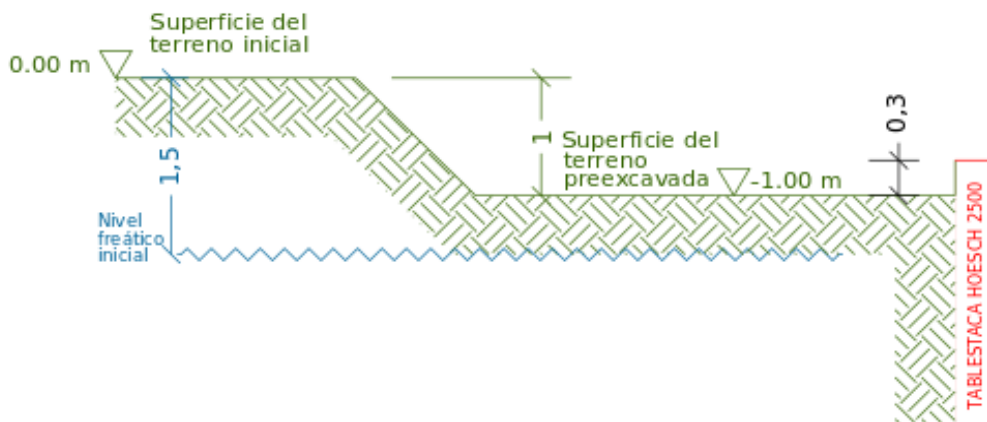


Figura 7.2. Excavación del terreno hasta la cota  $-1.00$  m. Hincadas las tablestacas de 5 m de longitud por vibración, dejando 30 cm por la parte superior para permitir la sujeción de



la pinza de la vibradora Colocación del sistema de agotamiento Well-points por el perímetro exterior del tablestacado para bajar el nivel freático hasta cota  $-5.00$  m.

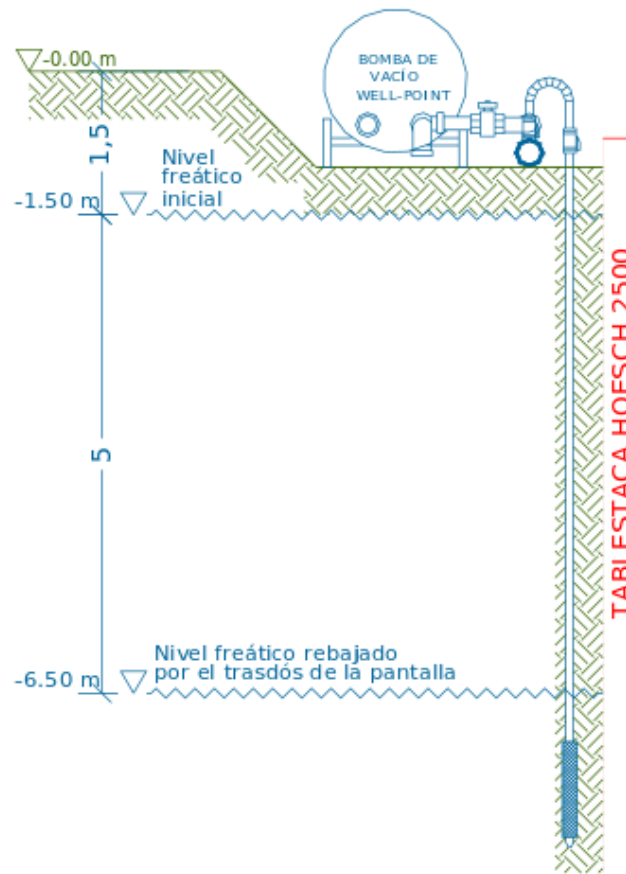


Figura 7.3

Excavación hasta la cota  $-4.50$  m para colocar el arrostramiento, que consistirá en un marco mediante perfiles rigidizados con una escuadra en cada vértice del pozo, que será mediante perfil y un codal transversal en el punto medio, a la cota  $-4.00$  m; y montaje del segundo Sistema de agotamiento Well-Points por el interior de la pantalla para rebajar el nivel freático  $1.50$  m por debajo de la cota de excavación en el interior del pozo. Se colocará una lanza cada metro, y la bomba se situará sobre una chapa apoyada en una esquina del arrostramiento.

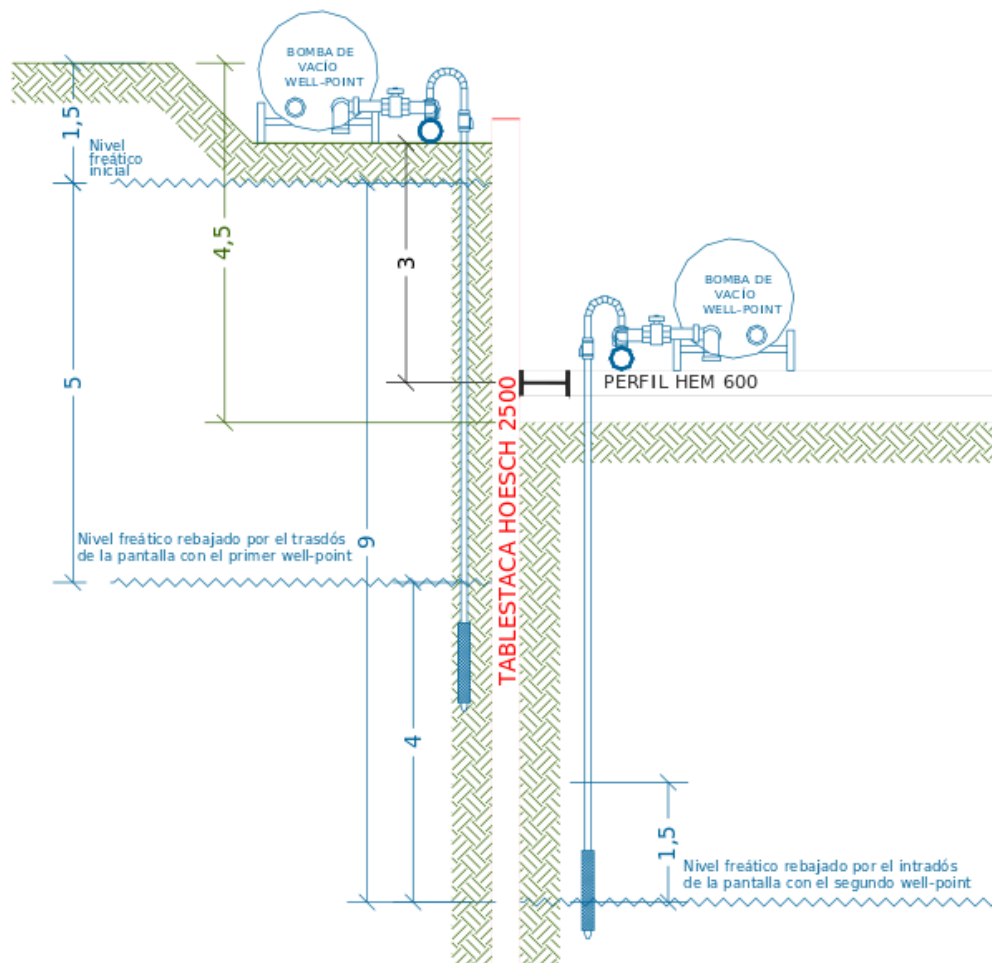


Figura 7.4

Excavación hasta la cota  $-9.00$  m y comienzo del proceso constructivo de la estación de bombeo.

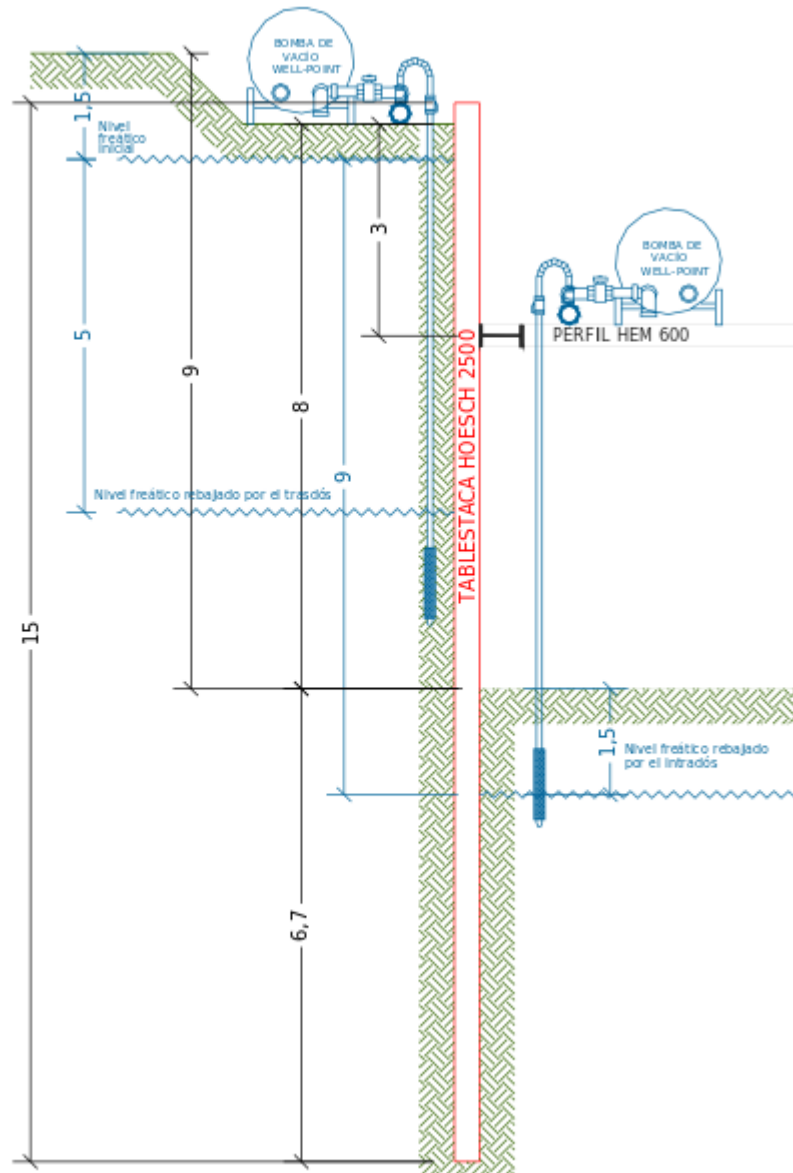


Figura 7.5

Preparar el encofrado de concreto de la solera de la estación de bombeo.

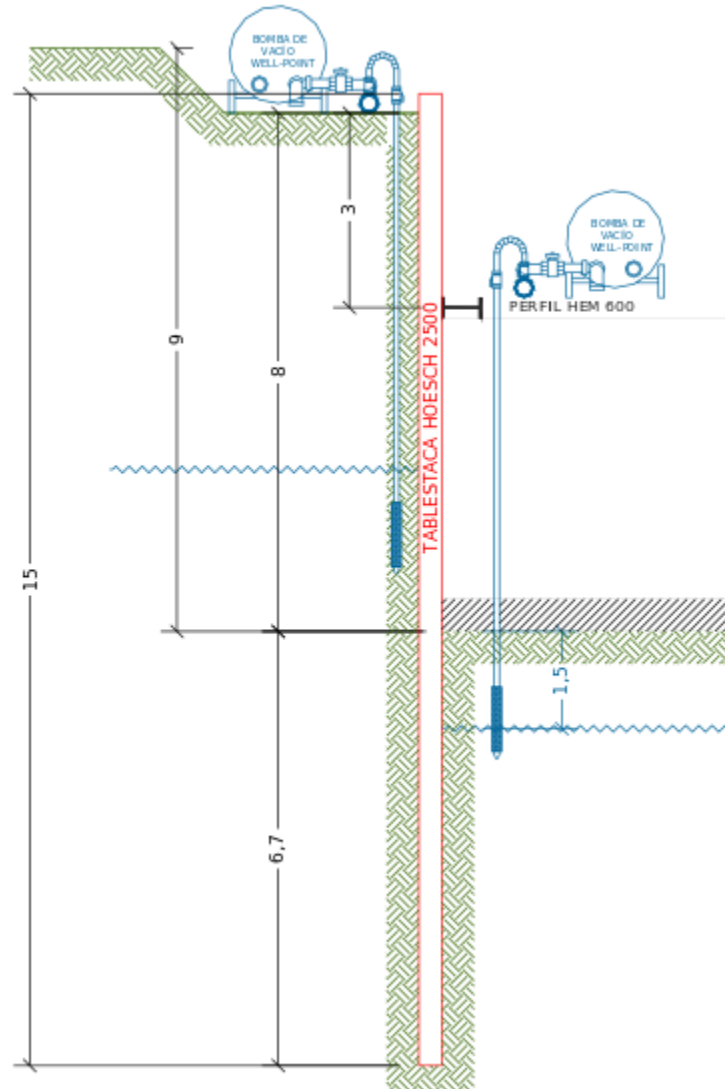


Figura 7.6

Colado de los muros del pozo de bombeo hasta la cota - 4.5

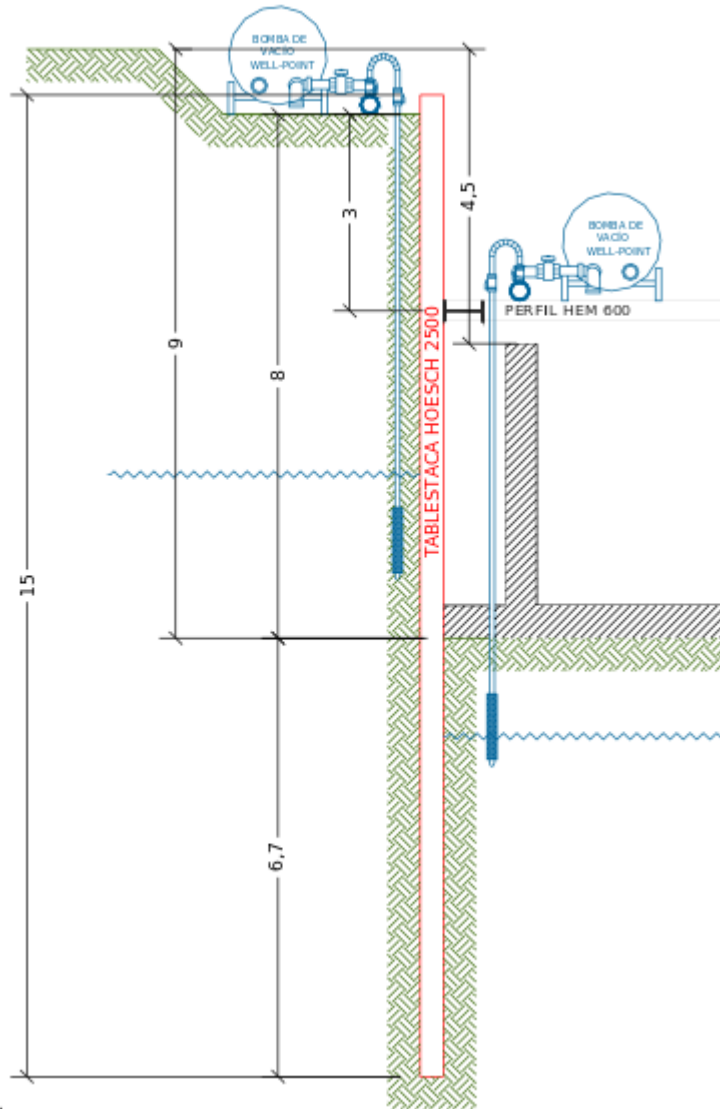


Figura 7.7

Retirada del arriostamiento y del Sistema de Well- Points interior y relleno de la zona entre el muro y la tablestaca.

En el caso de que no exista ningún forjado intermedio deberá de preverse algún sistema de arriostamiento por la parte interior del muro.

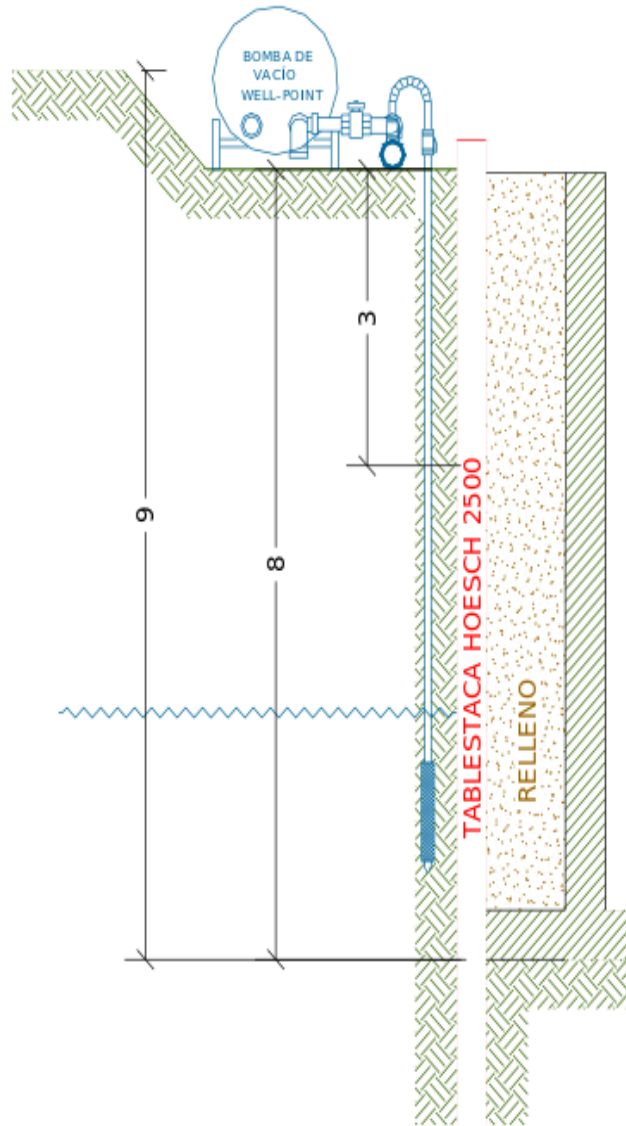


Figura 7.8

Terminar los trabajos de ejecución de los muros.

Retirada del sistema de Well-Points y extracción de las tablestacas.

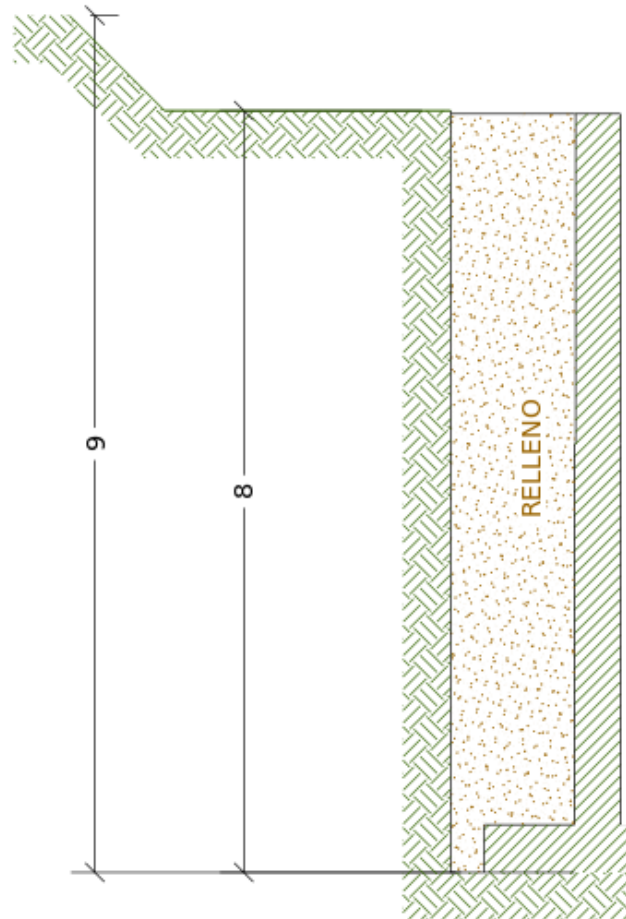


Figura 7.9

Finalización del ejemplo la obra.  
(D.Vicente Figueres Fabra 2005)

## 7.2 Ejemplo de un proceso de abatimiento de nivel freático mediante pozos.

El caso que se presenta de abatimiento del nivel freático en arenas se aplicó para una estructura en Lázaro Cárdenas Michoacán en la planta Industrial Siderúrgica en Lázaro Cárdenas, Michoacán cuya construcción efectuó en el lapso de 1983 a 1985.

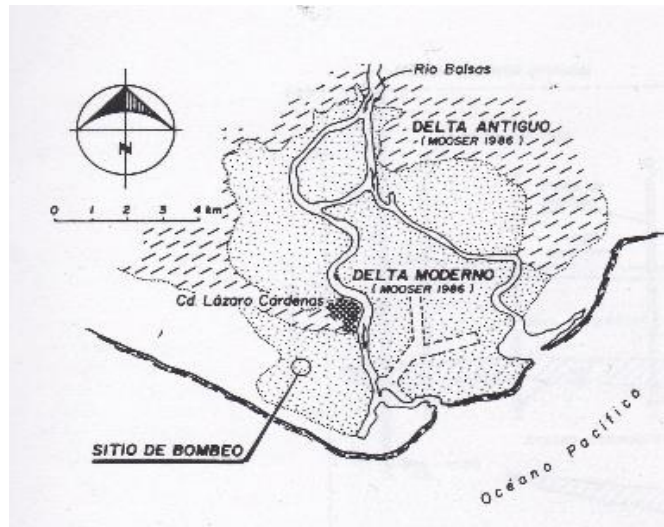


Figura 7.2.10  
Localización del sitio de bombeo.

Datos del proyecto la estructura de hornos se proyectó como un sótano con cubierta de acero. Tiene una superficie de 55 por 107 metros.

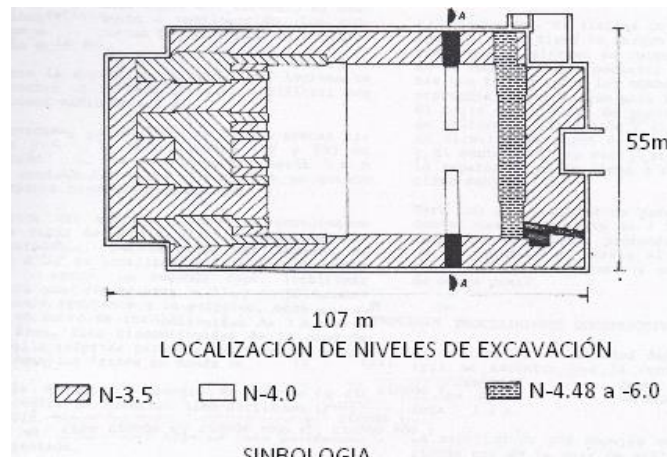


Figura 7.2.20  
Localización del nivel de excavación



El sótano requiere excavaciones comprendidas entre 6.3 y 8.9 metros de profundidad; la losa de cimentación es de concreto armado, con espesor variable entre 1.3 y 2.5 metros.

La superestructura está formada por columnas trabe y largueros de acero y la cubierta son de lámina acanalada tipo pintro, contiene también dos grúas viajeras con capacidad de 60 toneladas cada una para la operación, reparación y mantenimiento del equipo.

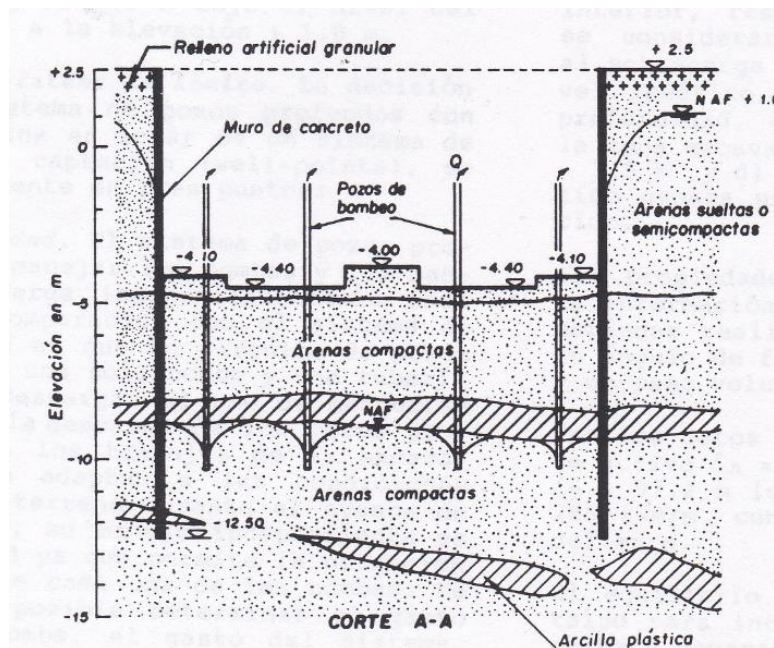


Figura 7.2.30  
Excavación para horno de recalentamiento.

### Determinación del uso de bombeo.

Para la realización de la excavación en la zona de hornos de recalentamiento se construyó un muro Milán perimetral de concreto colado en el sitio llevado hasta la elevación 12.5 metros (15.3 metros bajo el nivel del terreno) que se completaría con un tapón de inyecciones entre las profundidades de 11 y 12.5 metros.

Al examinar la información estratigráfica de los sondeos efectuados previamente la zona, se observó dentro de los suelos predominantemente arenoso, la presencia de dos estratos impermeables de arcilla plástica localizados a las elevaciones medias de 9 y 11 metros que podría hacer la función de tapón de inyecciones; por lo tanto, se juzgó necesario efectuar 6 nuevos sótanos de verificación ubicados dentro del área por excavar.

Con la información estratigráfica adicional se comprobó la continuidad de un estrato impermeable, lo que hace factible la eliminación del tapón de inyecciones, sustituyéndolo

por un sistema de bombeo, reducido significativamente el programa de construcción y los costos de la solución propuesta inicialmente sin bombeo previo.

### **Diseño del sistema de bombeo.**

Condiciones estratigráficas tomando encuentra los resultados de los 7 sondeos de verificación arriba mencionados y la información de sondeos anteriores, se preparó un perfil estratigráfico que se muestra en la figura más adelante.

Las condiciones del suelo se describen brevemente a continuación. Los sondeos se efectuaron con el método de penetración estándar.

Sobre la superficie original del terreno se encontró un relleno granular artificial con espesor medio de 1 metro.

Subyaciendo al relleno se tiene arenas finas y medias poco limosas (SP y SM) en estrado suelto a semi-compacto, hasta 7.6 metros de profundidad (elevación 4.8 metros) y en estado compacto bajo esa profundidad.

Dentro del estrato arenoso se encontraron dos capas de arcilla plástica prácticamente impermeable, una con un espesor de 0.6 a 1 metro, localizada a la elevación media de 8.5 metros. La segunda capa, localizada entre las elevaciones 11 y 13 metros con espesor semejante a la anterior, solo aparece en nueve de los once sondeos ubicados en el área. esta discontinuidad de la capa de arcilla inferir permitirá el paso del agua, en aquellos tramos en donde no exista.

A la elevación promedio 17.5 metros se encuentran un material limoso arcilloso impermeable que construye la frontera del flujo que se desarrolla bajo el muro perimetral proyectado.

El nivel de aguas freáticas se encontró a una profundidad de 1 metro bajo el nivel de terreno, o sea a la elevación +1.8 metros.

Selección del sistema de bombeo la decisión de usar un sistema de pozos profundos con bombas de tubería en lugar de un sistema de pozos de punta de captación (well points) se basa principalmente en tres puntos:

#### **a) manejabilidad.**

El sistema de pozos profundos permite manejar las bombas y las mangueras de descarga independientemente unas de las otras, en comparación con el sistema de pozos punta, en el que un circuito de pozos es manejado por una sola bomba y una tubería común para la descarga. El uso de mangueras flexibles para descarga de los pozos profundos facilita los trabajos de la excavación por qué se adaptan a las condiciones cambiantes del terreno

durante el avance de la construcción, su manejo independiente es de gran utilidad ya que permite la obtención de los gastos de cada una de las bombas.

De esta forma, es posible determinar el gasto promedio por bomba, el gasto del sistema así como la variación de la eficiencia de las bombas durante el tiempo de operación para mantener el nivel freático abatido.

**b) economía.**

La base de esta se debe a que para un sistema de pozos de punta se hace necesaria la importación de las bombas, mientras que las utilizadas para el sistema de pozos profundos son de fabricación nacional. También influye el número de pozos necesarios para lograr el abatimiento requerido que sería sensiblemente mayor para el sistema de pozos punta.

**c) seguridad.**

El sistema de bombeo con pozos profundos tiene un margen mayor de seguridad que un sistema de pozos de punta, porque en el caso de falla mecánica es poco probable que fallen todas las bombas de los pozos profundos, mientras que para los pozos de punta los fallos de las bombas de succión pueden ponerse en peligro la excavación, debido a que todo un circuito de pozos dejara de funcionar, y el manto freático recuperaría su nivel si la reparación no se lleva a cabo con la rapidez debida.

Para una eventualidad de paro, se programó contar con una reserva de 3 o 4 bombas sumergibles para pozos profundos, acción que no es costosa; en cambio, si sería grave no tener una bomba de reserva para un sistema de pozos de punta.

**Procedimiento constructivo.**

Al revisar la estabilidad del muro perimetral se encontró que la conducción crítica se presenta cuando se alcanza la profundidad máxima de excavación correspondiente a la cota 3.5 metros.

La magnitud de los empujes se estimó suponiendo que en la masa de suelo se presentan los estudios de equilibrio plástico activo y pasivo de Rankine, del lado exterior e interior, respectivamente; para el cálculo se consideraron las siguientes hipótesis:

a) sobre carga uniforme  $q = 2.5 \text{ ton/m}^2$  b) nivel freático del lado exterior a 1.5 metros de profundidad, c) el nivel abatido dentro de la zona excavada coincide con el fondo (cota - 3.5 metros y d) el abatimiento del nivel freático genera una condición de flujo establecido.

Las propiedades del suelo se estimaron con la información de los sondeos de penetración estándar realizados, con lo cual se definió un ángulo de fricción interna medio  $\phi = 35^\circ$  y un peso volumétrico  $\gamma_m = 1.7 \text{ ton/m}^3$

Con los datos anteriores, se obtuvo un empuje activo  $E_A=115.3$  ton/m y un pasivo  $E_P=97.2$  ton/m lo que representa un momento de 285 ton-m, con respecto al extremo inferior del muro.

El equilibrio del muro se logró dejando un talud para incrementar los esfuerzos verticales y generar un empuje pasivo adicional.

En este caso, fue necesario dejar en el perímetro interior de la excavación un metro de ancho en la cota +1.4 contra el volteo del muro; este valor se considera suficiente, ya que se trata de una condición transitoria, previa a la colocación de los puntales.

La excavación con taludes perimetrales impide, construir parte de la losa de cimentación: por lo tanto, una vez terminada la excavación y la construcción de la losa en la zona central, para complementarla, se atacaron los taludes instalando puntales inclinados para proporcionar una fuerza horizontal de 25 ton/m apoyándolos en el muro, en la cota +1.5 m y contra la cimentación ya construida.

#### Estimación del gasto de bombeo.

A lo largo del perímetro de la excavación y bajo la pata del muro, se desarrolla una red de flujo compleja por tratarse de materiales estratificados. Para analizar el gasto aproximado se hizo una simplificación que representa una condición conservadora con respecto a la realidad; en dicha simplificación se ignora la existencia de los estratos de arcilla impermeable. En la figura siguiente, se muestra la red de flujo que se obtendría para tal condición, suponiendo además que se trata de una arena homogénea en la que el nivel del agua en el interior se abate hasta una elevación igual a la del fondo, que en este caso es -3.5 metros.

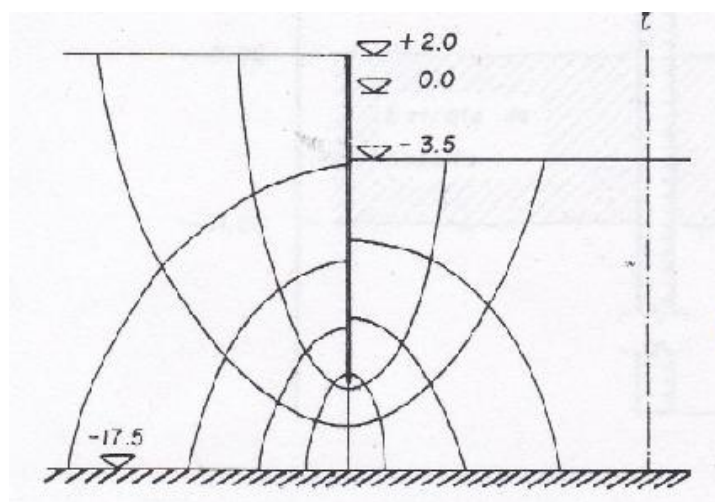


Figura 7.2.40  
Red de flujo.

La permeabilidad (k) utilizada para el cálculo del gasto de filtración fue de  $2 \times 10^{-2}$  cm/seg valor obtenido de una prueba de bombeo realizada anteriormente en la zona y que representa la permeabilidad media del estrato de arenas sueltas a semi-compactas.

El gasto obtenido mediante la red de flujo es la siguiente:

$$Q = k h(N_f/N_d)L$$

Dónde :

Q= Gasto total lt/seg

k = Coeficiente de permeabilidad= $2 \times 10^{-2}$  cm/seg.

h = Abatimiento, =5.5m.

N<sub>p</sub> = Número de canales de flujo=3

N<sub>e</sub> = Número de canales equipotenciales=9

L = Perímetro de la excavación =30m.

$$Q=110 \text{ lt/seg}$$

Gasto total

Es previsible que el gasto real deberá ser menor que el cálculo con base en la red de flujo idealizado. Sin embargo, en el diseño del sistema de bombeo se justifica la conveniencia práctica de disponer de una capacidad de bombeo igual a la calculada, para tener un margen de seguridad.

Pruebas de bombeo

Una vez instalado el primer pozo se realizó una prueba preliminar de bombeo para comprobar la efectividad del filtro y el desarrollo de la zona filtrante, así como la capacidad de la bomba sumergible.

Prueba preliminar. Duro 5 horas extrayéndose un gasto que vario entre 6.9 y 7.4 lt/seg; el abatimiento logrado fue de 3.5 metros. Esta prueba también sirvió para programar las pruebas definitivas que se describen a continuación.

Pruebas definitivas. Las pruebas de bombeo se efectuaron con dos pozos, uno que atraviesa el estrato de arcilla localizado aproximadamente entre -9 y -11 metros y el otro que queda por arriba del estrato total como se muestra en la figura la instalación se complementó con 3 tubos de observación localizados en una línea, separados entre sí 5 metros aproximadamente.

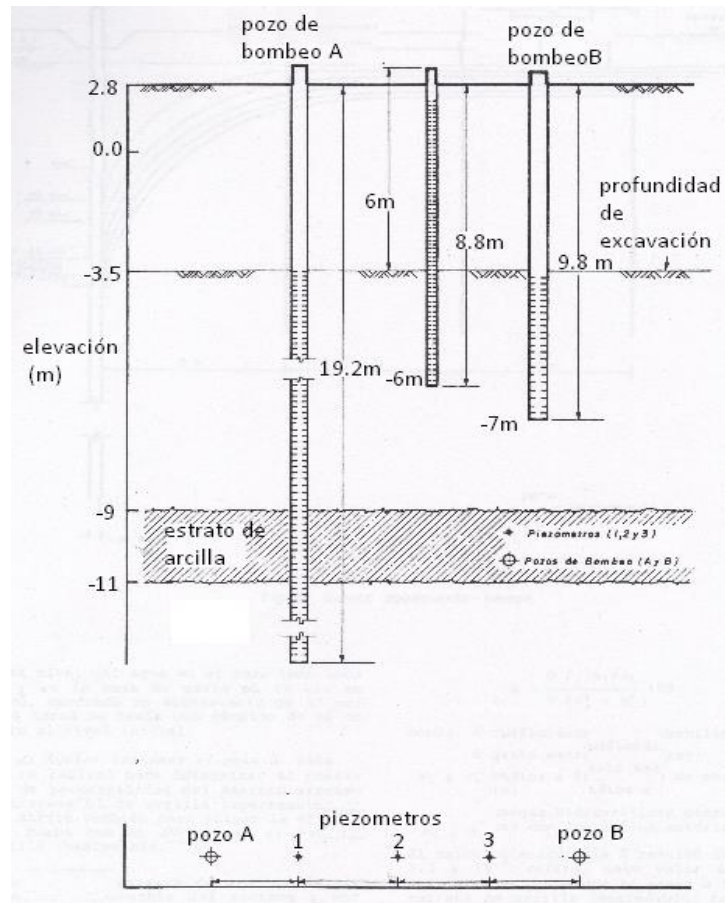


Figura 7.2.50  
Instalación para las pruebas de bombeo.

Los tubos de observación se colocaron hasta 6 metros profundidad para que sirvieran también durante la operación de todo el sistema de bombeo.

Prueba de bombeo operando el pozo A. La prueba tuvo una duración de 24 horas con un gasto de 7.1 lt/seg, en la fig. se observan las curvas de abatimiento-tiempo definidas con diferentes tiempos de observación; de la figura se desprende que se requieren más de 2 horas para alcanzar el equilibrio de la curva de abatimiento. En dicha figura se observa también que el radio de influencia es significativo solo en los primeros 5 metros.

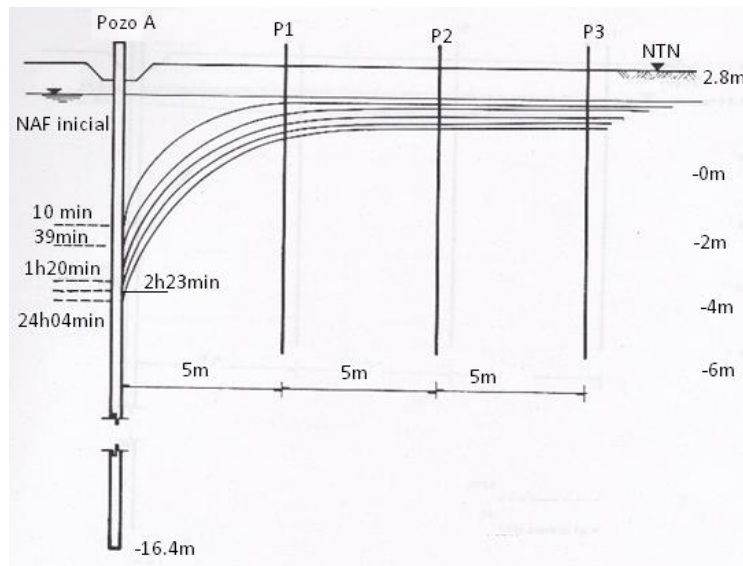


Figura 7.2.60  
Curvas abatimiento-tiempo.

Concluida la prueba se suspendió el bombeo para observar el proceso de recuperación del nivel freático, en la figura se muestran las curvas recuperación-tiempo. La recuperación del nivel agua en el pozo tomo unos 5 minutos y en la masa de suelo en 15 minutos se uniformó, quedando un abatimiento de 50 centímetros a las 6 horas se tenía una pérdida de 10 centímetros respecto al nivel inicial.

Prueba de bombeo operando el pozo B. Esta prueba se realizó para determinar el coeficiente de permeabilidad del estrato arenoso que subyace al de arcilla impermeable; la prueba sirvió también para juzgar la eficiencia de pozos que no atraviesan el estrato de arcilla impermeable.

En este caso el estrato de arcilla define la frontera impermeable del sistema y por ello las mediciones en los tubos de observación corresponden con los cambios piezométricos logrados. Con los cambios piezométricos logrados con la curva de abatimiento definida con 13 horas de bombeo y un gasto medio de 6.9 lt/seg se pudo deducir el valor del coeficiente de permeabilidad del estrato de arena mediante la expresión:

$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{N1}{N2}\right)}{(H2^2 - H1^2)}$$

K = Coeficiente de permeabilidad (cm/seg).

Q = Gasto extraído (m<sup>3</sup>/seg).

N1 y N2 = Radios a los puntos de observación (m).

H1 y H2 = Cargas hidrostáticas correspondientes a los radios anteriores.

Ln = logaritmo natural.

El valor obtenido para  $k$  resultó de  $1.3 \times 10^{-2}$  cm/seg; este valor solo puede aplicarse en pozos que no pasan a través del estrato de arcilla impermeable; teniendo en cuenta que las arenas que lo subyacen son más limpias y permeables, los pozos que atraviesan el estrato de arcilla tendrán que proyectarse con un coeficiente de permeabilidad mayor. Esto indica que es confiable el valor de  $K = 2 \times 10^{-2}$  cm/seg, tomado de las pruebas de bombeo realizadas previamente.

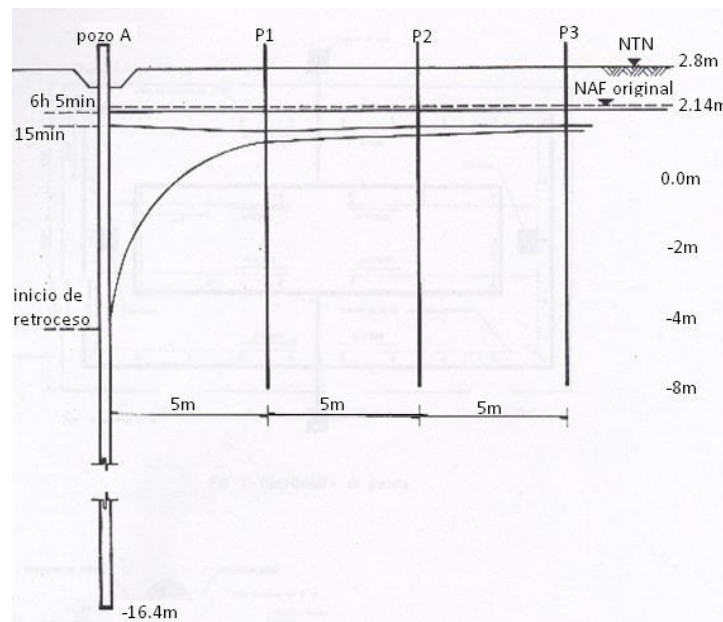


Figura 7.2.70  
Curva de recuperación.

### Diseño detallado del sistema de bombeo.

El sistema de bombeo del tipo de pozo profundo con bombas eléctricas sumergibles de turbina, se diseñó de acuerdo a los resultados de las pruebas de bombeo, y con la geometría del área por excavar, definiéndose dos circuitos de pozos ubicados como se muestra en la figura anterior, en la que se presenta la distribución en planta de los pozos, las tuberías de succión y alivio, las casetas de bombas y los cercamos de bombeo.



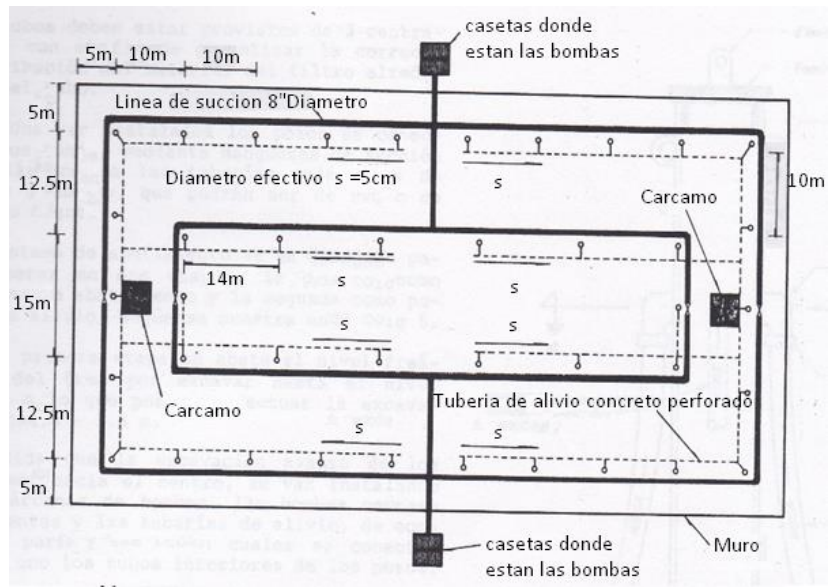


Figura 7.2.80  
Distribución de pozos.

El primer circuito de pozos se localiza a una distancia de 5 metros del paño interior del muro perimetral y los pozos quedan separados entre si una distancia de 10 metros. El segundo circuito se tiene a una distancia de 12.5 metros del primero y los pozos tienen una separación entre si de 14 metros con excepción de los ubicados en las cabeceras del circuito, cuya separación es de 7.5 metros.

La figura anterior, muestra en detalle el diseño de los pozos, que deben instalarse en el terreno de la siguiente manera:

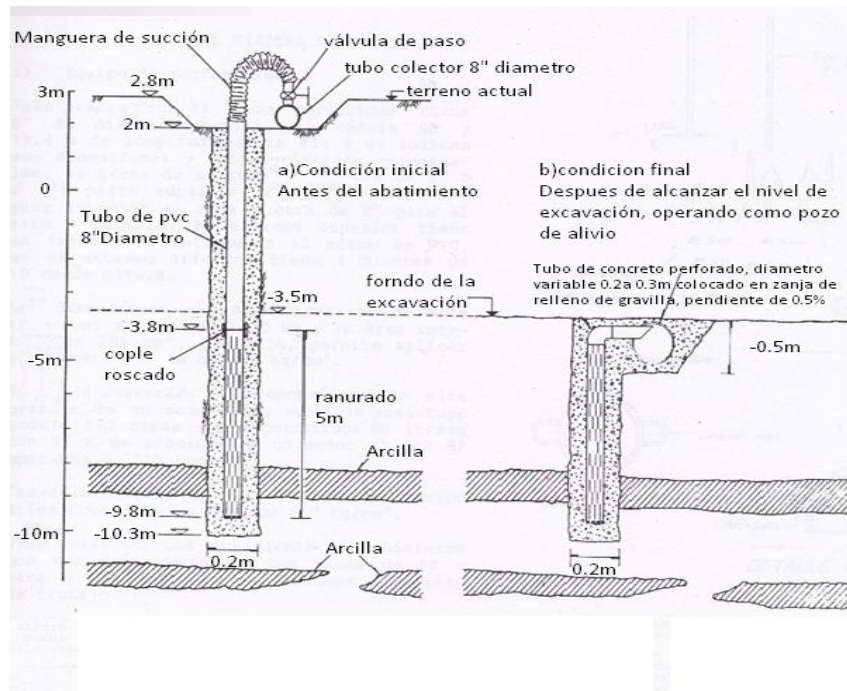


Figura 7.2.90  
Esquema de un pozo de bombeo.

Se efectúa una perforación de 0.20 metros de diámetro cuyo fondo queda a la elevación -10.3 metros, con el fin de aliviar la supresión en el lecho inferior de la primera capa de arcilla. En la perforación del pozo no debe usarse lodo bentonítico, para evitar el taponamiento de las arenas permeables en la velocidad de las paredes del pozo. Al concluir la perforación debe quedar el fondo completamente libre de sedimentos.

En el interior de la perforación se instalar un tubo de PVC con diámetro de 6 pulgadas y longitud de 12 metros rodeado por un filtro de gravilla con tamaños comprendidos entre  $\frac{1}{4}$  pulgada y  $\frac{3}{8}$  pul. El tubo está formado por dos tramos iguales unidos por un cople roscado; el tramo inferior está ranurado con ranuras horizontales de 1 milímetro de ancho, en una longitud de 5 metros a partir de su extremo inferior, el cual se sella con un tapón pegado.

Debe asegurarse que el cople central del tubo queda instalado a la elevación -3.8 metros es decir, 0.3 metros bajo el nivel del fondo de excavación.

Los tubos deben estar provistos de 3 centradores con el fin de garantizar la correcta distribución del material del filtro alrededor del tubo.

Una vez instalados los pozos se conectan sus tubos, mediante mangueras de succión de plástico, a las tuberías colectoras de 8 pulgadas de diámetro, que podrán ser de PVC o de fierro negro. El sistema de abatimiento se ha diseñado para operar en dos etapas: la primera como sistema de abatimiento y la segunda como pozos de alivio según se muestra.

En la primera etapa se abate el nivel freático del área por excavar hasta el nivel -3.8 metros lo que permite efectuar la excavación hasta -3 metros.

A medida que la excavación avanza de los extremos hacia el centro, se va instalando los cárcamos de bombeo, las bombas correspondientes y las tuberías de alivio, de concreto perforado, a las cuales se conectan uno a uno los tubos interiores de los pozos.

De esta manera se transforma gradualmente el sistema de abatimiento en sistema de alivio hasta suspender totalmente la operación de la primera etapa de bombeo con pozos profundos:

### **1) Equipo de perforación tubo perforador.**

El tubo perforador tiene 8 pulgadas de diámetro nominal de cedula 80 y 19.4 metros de longitud, en la figura, se indican sus dimensiones y características principales; se trata de un tubo al que se conectan en su parte superior dos mangueras de 3 pulgadas para inyectar el agua y otra de 2 pulgadas para el aire a presión.

El extremo superior tiene un tapón para introducir el ademe de PVC, en el extremo inferior tienen 4 dientes de 10 centímetros de altura.

Las dimensiones más significativas de este tubo son: su peso de 1270 kg y su área interior de 195 cm<sup>2</sup>; por ello, permite aplicar presiones de agua de 4.3 kg/cm<sup>2</sup> bomba de inyección es centrífuga de alta presión de un solo paso, marca gorman-rupp modelo 54j capaz de proporcionar 60 lt/seg con 97 metros de presión con un motor de 100hp operado a 2200 rpm.

Compresión neumática. Se utilizó un equipo atlas copco vt6 de 250 fcm a 7 kg/cm<sup>2</sup>.

Grúa auxiliar. Los movimientos se hicieron con una grúa northwest con pluma de 19 metros para 6 toneladas en las condiciones impuestas de trabajo.

Bombeo neumática (air-lift). para el lavado de los pozos se utilizó un air-lift de 5.7 cm de diámetro unido al tubo principal a 100 cm de su extremo inferior.

## 2) Equipo de bombeo.

Ademe ranurado, el ademe ranurado es un tubo de PVC de 6 pulgadas de diámetro nominal, se le han cortado 3 ranuras normales a su eje de 2 mm de espesor y 11 cm de longitud espaciadas 3 cm, como se muestra en la figura el área de ranuras por metro lineal de tubo es de  $220 \text{ cm}^2$ .

El tubo se une con coples cementados; el espacio entre coples se cubre con un filtro de fibra poliéster que se describe enseguida.

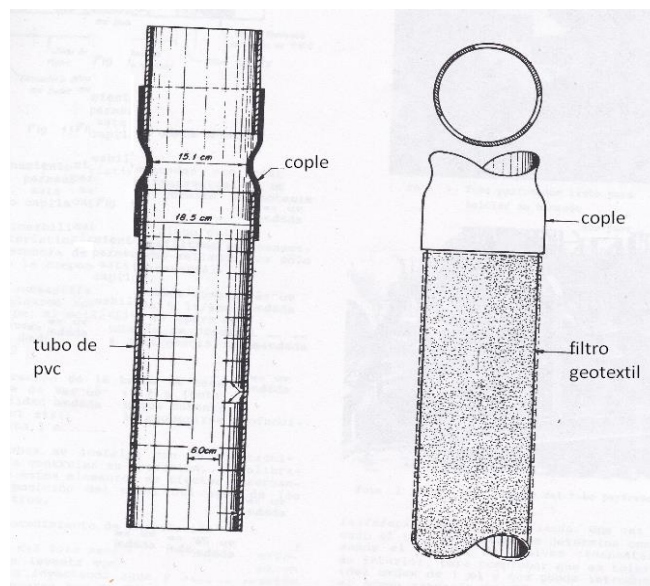


Figura 7.3.10  
Tubo y cople.

Filtro perimetral la función del filtro perimetral es la de retener la arena fina, pero permitir el paso de los limos y las arcillas que son erosionados por el flujo del agua; de esta manera se logra extender unos centímetros la zona filtrante al terreno natural e incrementar con ello la permeabilidad del suelo que circunda al ademe ranurado en la figura.

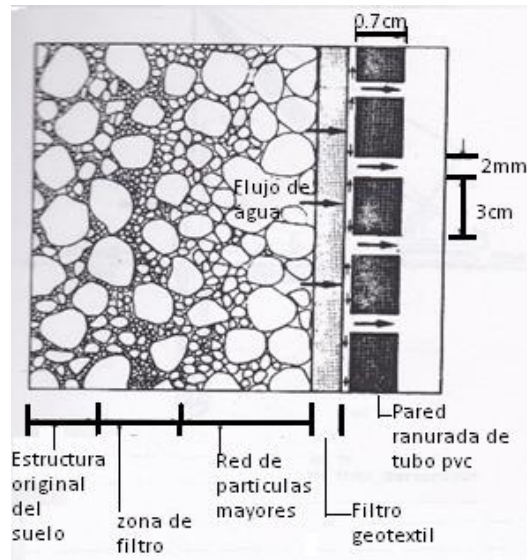


Figura 7.3.20  
Estructura del suelo.

El filtro geotex de 3mm de espesor utilizado se eligió después de someterlo junto con otros dos productos similares a pruebas simples de filtración; a este filtro se le puede describir como un arreglo errático de fibras cortas de poliéster consolidadas por punzonamiento y aglomeradas con resinas, tiene permeabilidad transversal y en el plano, esta última le permite un notable efecto capilar.

La permeabilidad en el plano del filtro es característica de los geofiltros punzonados, a diferencia de los termo-sellados que solo tienen la componente transversal.

**Bombas sumergibles.** Las bombas sumergibles que se emplearon son KSB de 5 lt/seg a 35 m y 3500 rpm, el motor de 5 hp opera con 440 v y consume 9A. La tubería de descarga es de 2 pulgadas de diámetro, la profundidad recomendada es de 2 metros.

La operación de la bomba se hace colocando la zona de succión a 12 metros (cota -9) de la profundidad mínima, aunque durante la operación del sistema puede requerirse profundizar otros 3 metros las bombas se instalan con un electro nivel para controlar su operación, la calibración de estos elementos se efectúa observando la posición del nivel del agua de los piezómetros.

3) procedimiento de instalación hincando del tubo perforador el tubo perforador se levanta con la grúa y se hincan en el suelo inyectando agua y aire a presión con mangueras que se muestran en la figura. Las mezclas de agua y aire erosionan la arena del fondo de la perforación y la arrastra hasta la superficie; en los estratos de arcilla se requiere cortarla mediante impactos del mismo tubo.

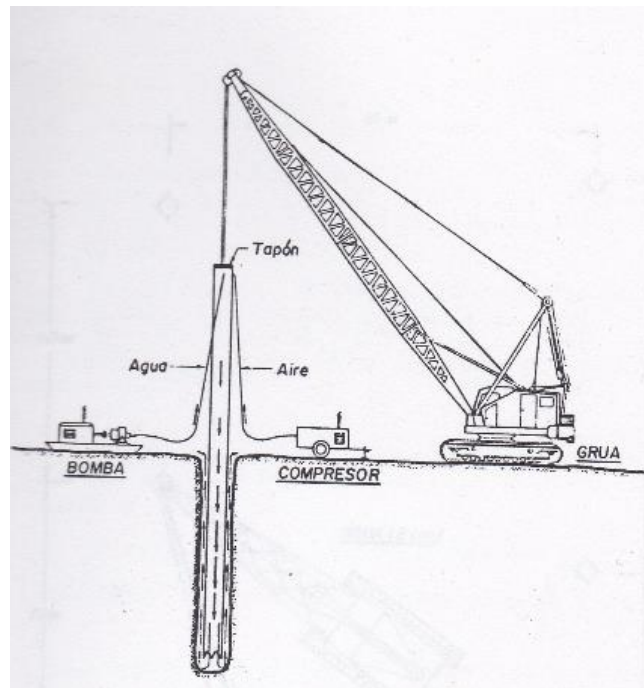


Figura 7.3.30  
Perforación.

Instalación del ademe ranurado, una vez hincado el tubo perforador se determina con una sonda el espesor de azolves remanentes en su interior para comprobar que es tolerable (del orden 1m) y que puede introducirse el ademe ranurado de PVC con la misma grúa; como se observa en la figura anterior. Después de colocado el ademe se le pone una tapa provisional en la parte superior, enseguida se cierra el tubo perforador con el tapón roscado y se aplica ligera presión con la bomba hidráulica para mantener el ademe en posición, mientras se saca el tubo perforador. Con este procedimiento se vencen las fricciones que se puedan desarrollar entre ambos tubos.

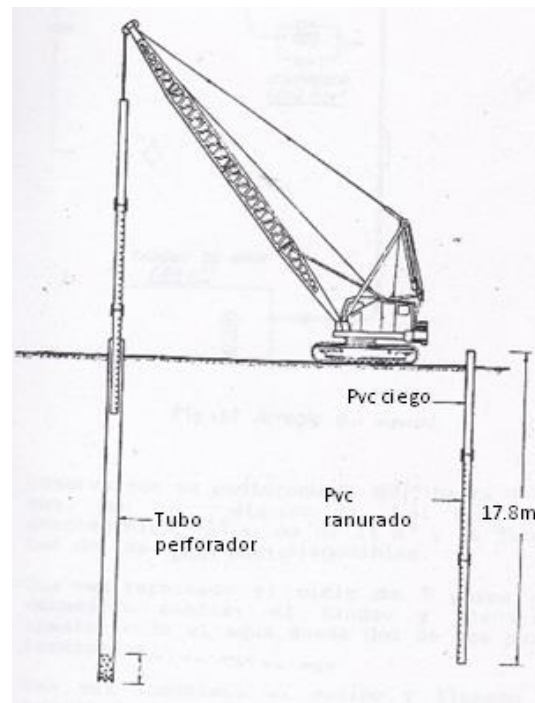


Figura 7.3.40  
Desarrollo del filtro:

Para desarrollar la zona filtrante del suelo en contacto con el filtro de poliéster se realiza una etapa de bombeo preliminar común sistema neumático air-lift; el agua que se extrae lleva en suspensión las partículas de suelo fino que son erosionadas de la masa de suelo. Al inicio de este bombeo el agua sale turbia y gradualmente se aclara en un tiempo aproximado de 20 min.

Instalación de la bomba. La instalación de la bomba solo tiene la peculiaridad de que la descarga se realiza con una manguera de PVC translucido para facilitar su adaptación a las condiciones cambiantes durante la excavación. El manejo independiente de cada manguera de descarga facilita la medición de los gastos de extracción de cada bomba.

La operación de las bombas se controla con electro niveles máximo y mínimo del nivel del agua dentro del pozo.

Tiempos de instalación en la instalación de los pozos se adoptó el arreglo del equipo que se muestra en la figura, en ella se observa que se pudieron perforar hasta 7 pozos con una sola posición del tanque de abatimiento de agua de  $24 \text{ m}^3$  y la longitud de las mangueras disponibles.

Una vez terminado el ciclo de 7 pozos era necesario cambiar el tanque y llenarlo, abasteciendo el agua desde dos de los pozos terminados.

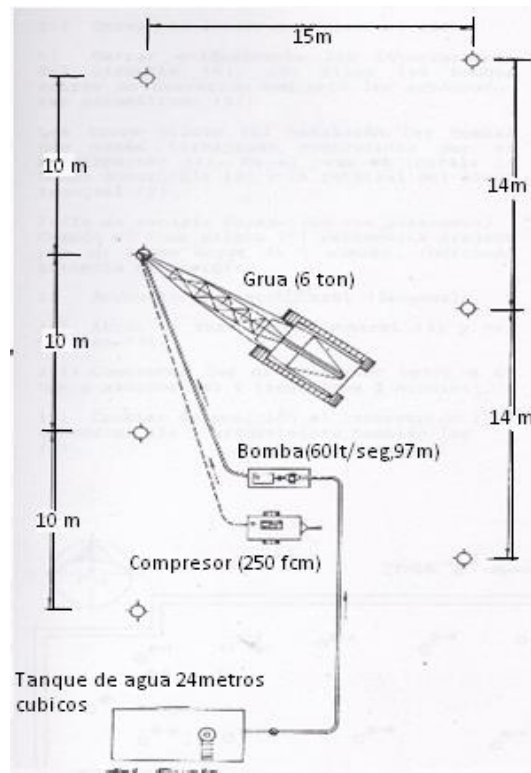


Figura 7.3.50

Imagen de la vista superior de la perforación de los pozos.

Una vez instalado el equipo y llenado el tanque de agua, los rendimientos que se pudieron lograr incluyendo todos los tiempos de maniobras necesarios, se resumen a continuación:

ACTIVIDAD	DURACION
Hincado del tubo perforador (18.5 m)	5 a 8 min
Instalación del ademe ranurado (17.8 m)	5 min
Desarrollo del filtro (air lift)	15 a 20 min
Instalación de la bomba sumergible	20 min
TOTAL	50 min

Figura 7.3.60  
Actividades tiempos

Operación y control del sistema de bombeo instalación. En la figura se muestra el diagrama de control del sistema de bombeo instalado en el cual la alimentación proviene de una



acometida (440v) o de un generador de emergencias la distribución a los circuitos se hace con una línea alimentación operación normal del sistema.

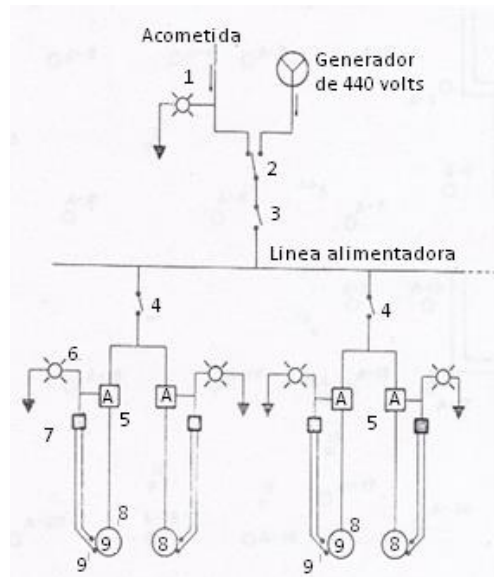


Figura 7.3.70

Descripción de la numeración de la figura anterior.

- 1) comprobar suministro de energía en la acometida con el foco piloto (1)
- 2) comprobar que todos los interruptores 2,3y 4 están abiertos.
- 3) cierra el interruptor de doble tiro en favor de la acometida.
- 4) cerrar el interruptor general (3).
- 5) cerrar gradualmente los interruptores del circuito (4), con ellos las bombas entran en operación mediante los arrancadores automáticos (5).

Los focos piloto (6) señalaran las bombas que estén trabajando controladas por el electro nivel (7). en el pozo se instala la bomba sumergible (8) y la terminal del electro nivel (9).

Falta de energía (operación de generador). cuando el foco piloto (1) permanezca apagado por un lapso mayor de 1 minuto, indicando ausencia de energía.

- i) arrancar el generador de emergencia.
- ii) abrir el interruptor general (3) y todos los (4).
- iii) comprobar que el generador opere a 60 cps y alcance 440 v (toma unos 3 minutos).
- iv) cambiar de posición el interruptor (2), cerrar el (3) y gradualmente también los (4).

Instrumentación en la figura, se muestra la distribución de: a) los 43 pozos de bombeo con ademe de tubo de PVC de 6 pulgadas de diámetro y filtro de poliéster, b) de los 16 tubos de observación con tubo de PVC de 1 pulgada de diámetro y filtro de poliéster y c) de 9 celdas piezométricas instaladas por debajo del estrato arcilloso, para determinar la magnitud de la supresión que podría desarrollarse.

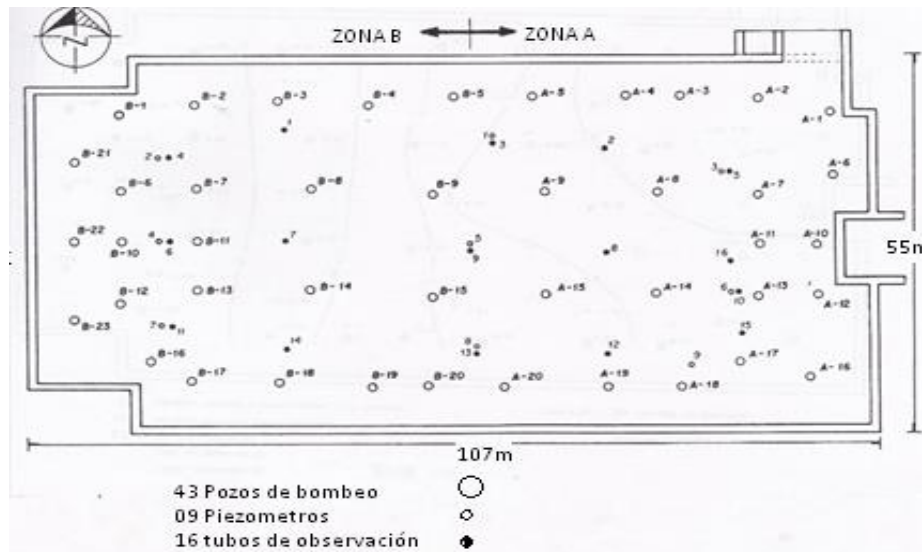


Figura 7.3.80  
Distribución de los pozos, piezómetros, tubos de observación.

### Pruebas del sistema de bombeo.

Una vez terminada la perforación de los pozos de bombeo se colocaron algunas bombas sumergibles de 2 pulgadas de diámetro, para entrenar al personal en la ejecución de esa maniobra, comprobar la instalación eléctrica y el comportamiento de las bombas; las bombas instaladas se operaron intermitentemente, siguiendo la recomendación del fabricante, para mantenerlas en condiciones de trabajo.

A continuación, se describen las pruebas de bombeo que se efectuaron para demostrar la efectividad y confiabilidad del sistema. Condición inicial el bombeo intermitente descrito mantenía una condición de abatimiento del nivel freático.

Con esta prueba se puede concluir que la recuperación del nivel freático es un proceso relativamente lento, que facilita la operación del sistema de bombeo.

Prueba Numero 1 (zonas A y B). Esta prueba se inició con 33 bombas, con la intención de que tuviera una duración de 72 horas; las bombas de la zona A (ver figura, anterior) se alimentaron con la energía comercial y la zona B con una planta generadora. El sistema funcionó durante 14 horas, al cabo de las cuales se paró la planta generadora.

Comparado las curvas de abatimiento con las profundidades de excavación, se concluyó que el abatimiento logrado rebasa significativamente el abatimiento requerido, incrementando con ello el factor de seguridad admisible de 1.5.

A las pocas horas de iniciada de prueba, 4 de las 33 bombas dejaron de operar, porque se agotó el agua freática en los pozos.

Prueba numero 2 (zona A). Una vez que la planta generadora que alimentaba las bombas de la zona B se paró, se continuo el bombeo con las 20 bombas de la zona A.

En la figura A y B se muestran las curvas de abatimiento al final del periodo de bombeo de 73 horas; comparándolas con las profundidades de excavación, se concluye que el abatimiento logrado en la zona A queda a 3 metros por debajo del nivel de excavación.

Durante la operación del sistema, 10 de las 20 bombas instaladas dejaron de operar, porque se agotó el agua freática de los pozos. El gasto promedio extraído por las 10 bombas al final de la prueba fue de 55 lt/seg.

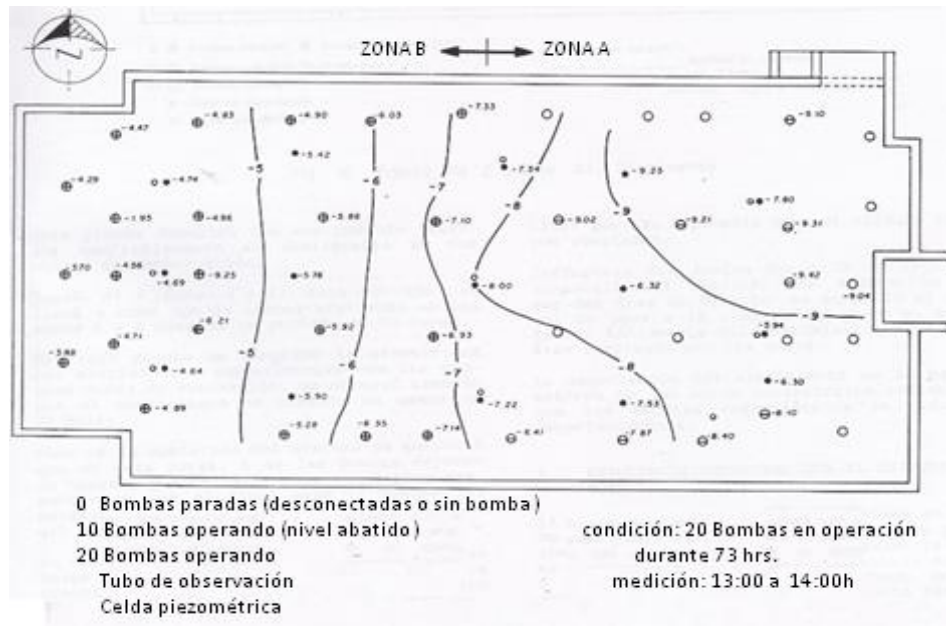


Figura 7.3.90  
Descripción de bombas en funcionamiento.

Esta prueba demostró que era posible realizar confiablemente el abatimiento en dos etapas de construcción. Prueba número 3 zona A y B. esta prueba se llevó acabo con 34 bombas abatiendo en las zonas A y B durante un periodo de 72 horas.

Con esta prueba se comprobó la efectividad del abatimiento, comparándolas con las profundidades de excavación; se observó también que el abatimiento se alcanza en menos

de 24 horas. Durante la operación del sistema se encontró que en unas horas, 5 de las bombas dejaron de operar, por falta de agua en el pozo respectivo y que al final eran 13 bombas las paradas; es decir que el abatimiento se logró mantener con 21 de las 34 bombas.

En cuanto al gasto extraído en las primeras horas era de 146 lt/seg y la final de la prueba se redujo a 107 lt/seg; con un gasto medio por bomba de 5.1 lt/seg; es interesante comparar este gasto final con el calculado inicialmente de 110 lt/seg. se puede concluir que las hipótesis para el cálculo fueron acertadas.

Influencia del bombeo fuera de la zona de excavación al realizar una excavación al sur del área de trabajo se encontró el nivel de agua a la elevación -1.65 metros esto indica influencia del abatimiento fuera del área confinada por los muros.

La importancia del abatimiento en la parte externa de los muros perimetrales radica en que los empujes hidrostáticos que se reducen importantemente (ing. Antonio blanco Amador, Ana Reyes Sánchez, Francisco González Valencia, 1988).

## CAPÍTULO 8. PANTALLAS PARA IMPERMEABILIZAR.

Es importante tomar en cuenta que las pantallas son muy útiles para retener las paredes de la excavación y para evitar infiltraciones de agua dentro de la excavación.

Las pantallas son adecuadas al uso y ejecución del proceso constructivo por eso mismo existe de diferentes tipos por ejemplo pantallas rígidas, flexibles, por inyección estos tipos son los más usuales en México y se describen a continuación.

### 8.1 Pantallas rígidas.

#### Ventajas de las pantallas de concreto armado.

Seguridad durante la ejecución frente a otros métodos. Costo predeterminado. Vibraciones pequeñas. Estanqueidad, si la pantalla está bien construida. Rapidez de ejecución.

Entre los sistemas de soporte realizados previamente al comienzo de la excavación, se encuentran los tablestacados metálicos, instalados en el terreno mediante hinca o más modernamente mediante vibradores. Finalmente, dentro de este grupo se clasifican los muros de concreto armado, excavados in situ, más conocidos por pantallas de bataches. Estos muros construidos generalmente con ayuda de lodos de perforación, presentan una rigidez que permite reducir los movimientos en comparación con las paredes flexibles.

#### Las pantallas de bataches:

Se han empezado a ejecutar en 1950, cuando se pudo disponer de maquinaria especial, y de mayor tamaño, que en ejecución se precisa. Este tipo de pantallas está en pleno desarrollo, y prácticamente han sustituido a las pantallas de pilotes, sobre todo cuando el nivel freático está alto.

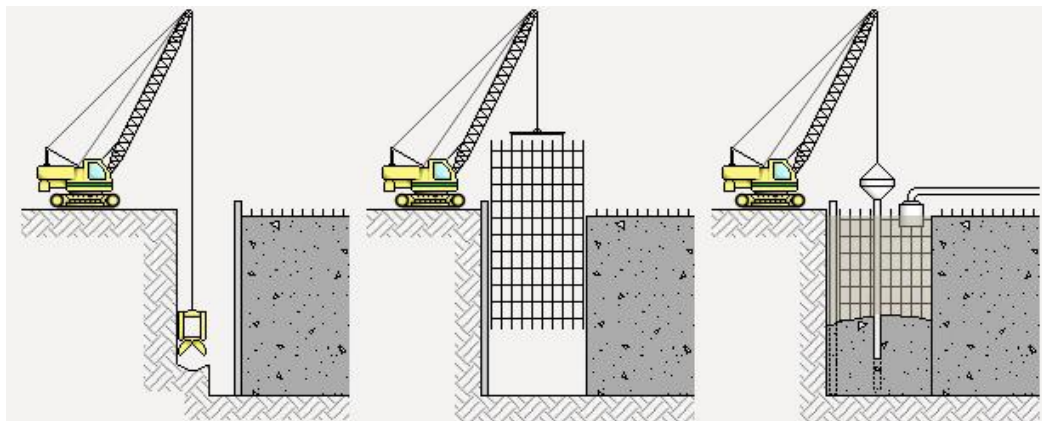
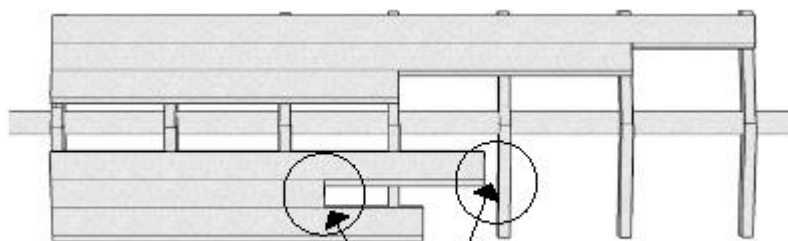


Figura 8.1.1  
Ejecución de un muro.

En síntesis, consiste en perforar un tramo de zanja, llamado batache, que se mantiene abierto sin necesidad de encofrado ni entibaciones, rellenándolo, si es necesario, con una suspensión de lodo bentonítico a medida que se excava. A continuación, se introduce en la zanja la jaula, si es necesaria, y se rellena de concreto o de otro material, recuperando el lodo desalojado. Un adecuado sistema de juntas enlaza un panel con los adyacentes, dando así continuidad a la pantalla.

Se suelen ejecutar primero una serie de bataches alternados, primarios para, a continuación, proceder con los secundarios.

Hoy día su uso pantallas de madera está muy limitado a obras provisionales de excavación poco profunda y por encima del nivel freático. Se pueden utilizar diversos tipos de juntas entre los elementos, en espiga o machihembradas. La presión de las tierras del trasdós sobre la pantalla y el aumento de volumen de la madera mojada, tienden a cerrar las juntas (Ricardo Oprandi.2005).



Conexión  
Figura 8.1.2

Para el hincado se coloca en punta un azuche metálico y en la cabeza un casco metálico para proteger del golpeo. Estos tableros suelen reforzarse con pilotes que soportan generalmente vigas continuas entre las que deslizan las tablestacas. Tras su ejecución, la tablestaca se suele reforzar mediante grapas de hierro que impiden la separación de las tablas.

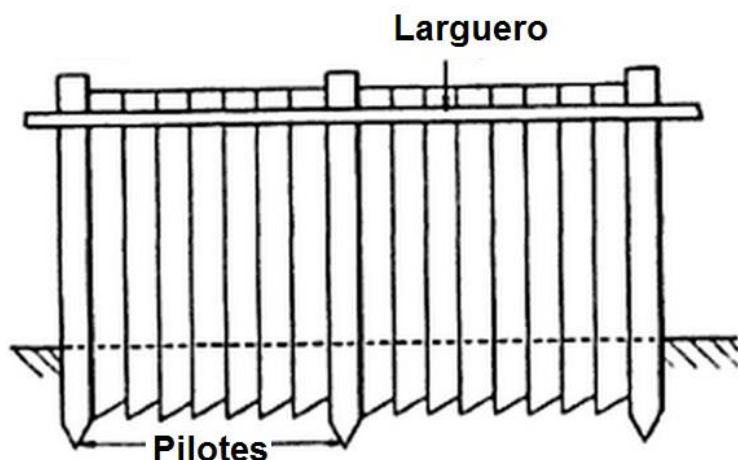


Figura 8.1.3  
Explicación de un muro de contención.

Como inconvenientes de este tipo de tablestacas caben destacar su poca longitud, hasta un máximo de 10 metros su escasa resistencia, alta deformabilidad, baja durabilidad y dificultad de hinca. Sus dimensiones son de 8 a 15 cm de espesor y de 25 a 35 cm de anchura ( Doc. Victor Yepes Piqueras 2016).

## 8.2 Pantallas flexibles.

### Pantallas de tablestacas tensadas con perfiles metálicos.

Solución eficaz para excavaciones de profundidades, una solución habitual y eficiente cuando se pretenden alcanzar grandes profundidades de excavación de forma sencilla y económica consiste en arriostrar pantallas de tablestacas mediante perfiles metálicos.

Este sistema permite limitar las deformaciones de dichas tablestacas, lo cual permite proteger edificaciones o infraestructuras anexas a la excavación.

Este procedimiento constructivo precisa realizar la excavación en más de una fase, pues es necesario realizar el montaje del arriostramiento. Este procedimiento es alternativo al anclaje de pantallas al terreno.

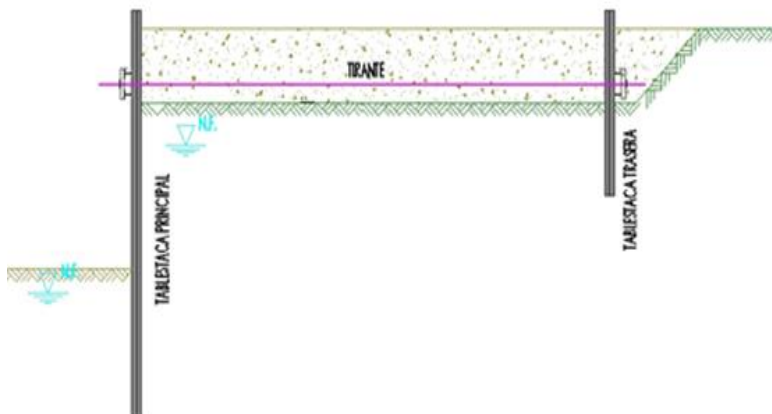


Figura 8.1.4  
Pantallas de tablestacas tensadas con perfiles metálicos.

Las pantallas de tablestacas pueden arriostrarse con perfilería metálica para alcanzar grandes profundidades de excavación limitando las deformaciones.

- Posibilidad de alcanzar grandes profundidades de excavación de una forma sencilla y económica.
- Las deformaciones en la pantalla son mínimas, lo que le convierte en una solución ideal para realizar excavaciones junto a elementos a proteger (edificaciones, instalaciones, redes de comunicaciones, etc.).
- Necesidad de realizar la excavación en más de una fase, para realizar el montaje del arriostramiento.
- El arriostramiento puede materializarse mediante vigas y codales metálicos fabricados a medida en nuestras instalaciones o mediante una estructura diseñada a medida mediante perfiles con las uniones soldadas en el emplazamiento definitivo.
- La solución mediante vigas y codales fabricados a medida es ideal para el arriostramiento de zanjas.
- La solución mediante estructura metálica soldada proporciona mayores huecos para facilitar la excavación o la introducción de maquinaria y/o elementos prefabricados en el recinto ( Doc. Víctor Yepes Piqueras 2016).

### **Hincado de tablestacas por vibración.**

La técnica más empleada y eficaz para la hinca de tablestacas es la vibración. Al vibrar la tablestaca, las partículas del suelo reducen su fricción, facilitándose la hinca. Este es un método de hinca rápido (hasta unos 50 cm por minuto), pues el peso de la tablestaca más el martillo vibrador sólo se debe suplementar con una ligera presión del vibrohincador. Además, del mismo modo que hinca, se puede realizar la extracción.



Este método es válido para suelos granulares, especialmente saturados, y algunos cohesivos sólo si están saturados. Si se dan las condiciones, es el método de hinca más económico. El funcionamiento del vibrohincador se basa en el movimiento de unas masas excéntricas cuya resultante es una oscilación vertical pura. Modifican la frecuencia de vibración en función del suelo; así, una alta frecuencia (20-40 Hz) proporciona una menor transmisión de vibraciones al entorno.

El vibrohincador tiene unas presillas o mordazas que transmiten la vibración a la tablestaca. Se encuentra el vibrador suspendido o bien por grúas o sobre retroexcavadoras con mástil-guía de tonelaje suficiente para poder levantar el vibrohincador (aprox. 7500 kg) más el peso de la tablestaca. La vibración no se transmite a la grúa gracias a un amortiguador. La extracción se puede realizar haciendo girar las excéntricas en sentido contrario (Ing. Gonzales Rodríguez Ricardo 2004).

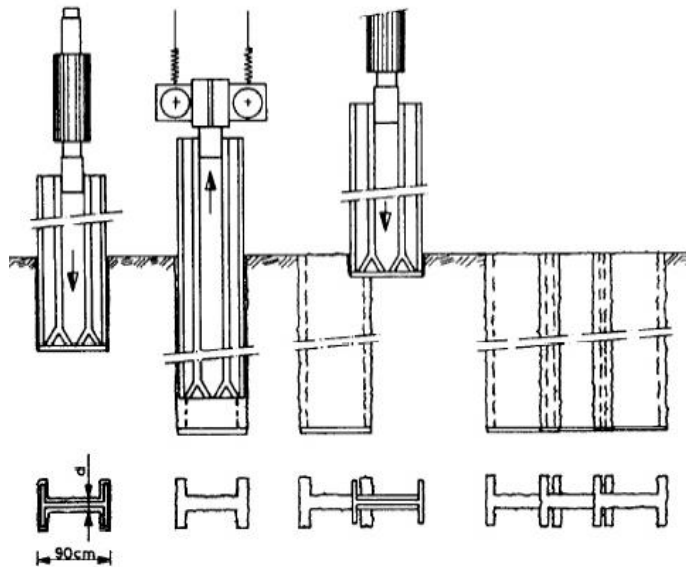


Figura 8.1.5  
Tablestaca por vibración.

### **Pantallas de tablestacas con tirantes o anclas.**

A veces resulta ventajoso el uso de tablestacas con tirantes mediante perfilaría metálica cuando no existen obstáculos en la excavación y colocación en obra.

En este caso, es posible alcanzar profundidades elevadas de excavación sin necesidad de perfiles o codales. Es ideal para zanjas que necesiten arriostramiento y sirvan para colocar tubos en tramos de gran longitud, imposibles de colocar con la existencia de codales. Asimismo, su uso estaría recomendado cuando fuese necesario realizar la excavación en más de una fase, para realizar el montaje de los tirantes y la viga de atado.

Este arriostramiento se realiza normalmente con tirantes formados por barras de acero macizas. Estos tirantes limitan las deformaciones en las pantallas. Además, todo este material (tablestacas principales y trasera, tirantes y piezas auxiliares) es recuperable.

Uno de los condicionantes del procedimiento constructivo, tal y como se ve en la figura anexa, es la necesidad de espacio en obra para colocar una pantalla de tablestacas trasera a la principal de forma que sea capaz de transmitir al terreno la reacción en el arriostramiento, al estar ambas pantallas conectadas por dichos tirantes.

El uso de pantallas de tablestacas atirantadas tiene una ventaja añadida con respecto a las arriostradas perfilería metálica: la excavación y puesta en obra sin obstáculos en el interior del recinto o zanja.

El arriostramiento de la pantalla de tablestacas se realiza mediante tirantes constituidos por barras de acero macizas.

- Necesidad de espacio en la obra para colocar una pantalla de tablestacas trasera, paralela a la principal, para transmitir al terreno la reacción en el arriostramiento (ambas pantallas están conectadas por los tirantes).
  - Posibilidad de alcanzar grandes profundidades de excavación sin perfiles ni codales que obstaculicen los trabajos de movimiento de tierras.
  - Deformaciones mínimas en la pantalla.
  - Necesidad de realizar la excavación en más de una fase, para realizar el montaje de los tirantes y la viga de atado.
  - Todo el material es recuperable: tablestacas de las pantallas principal y trasera, tirantes y piezas auxiliares (placas, vigas de atado, etc.).
  - Solución ideal para zanjas con necesidad de arriostramiento y con colocación de tubos en tramos de gran longitud, imposibles de colocar con la existencia de codales
- ( Doc. Victor Yepes Piqueras 2016).

### **Procedimientos de hinca: Por Golpeo.**

Las tablestacas por impacto, percusión o golpeo es una de las técnicas más antiguas y que se emplea en aquellos casos de suelos de mayor consistencia donde la vibración no es suficiente. El martillo de golpeo sujeta a la tablestaca por su parte superior y le transmite los impactos generados por una maza alojada en su interior.

Resulta muy importante la relación entre el peso de la maza y el peso de la o las tablestacas que van a introducirse en el suelo. Son necesarios unos sombreretes y sufrideras para distribuir el golpe y proteger la cabeza de la tablestaca. El sombrerete o casco de protección es una pieza de acero fundido o chapones soldados que se colocan en la cabeza de la tablestaca, la sufridera es una pieza colocada en la parte superior del sombrerete que

distribuye la onda de choque de la maza y la galleta o almohadilla, de pequeño espesor, asegura el buen asiento del sombrerete con la cabeza de la tablestaca.

Se pueden distinguir dos tipos fundamentales:

- Martillos de simple efecto: el ariete cae libremente sobre la tablestaca. Sirve para cualquier terreno. Se utilizan mazas pesadas con recorridos cortos para minimizar el daño en la cabeza de la tablestaca y el ruido. Normalmente se dan unos 60 golpes por minuto.
- Martillos de doble efecto: el ariete cae acelerado por la presión suministrada por aire/vapor o un sistema hidráulico. Son más eficientes, con hasta 120 golpes por minuto.

En el caso de mazas de simple efecto, el peso de la maza propiamente dicha no será inferior a la cuarta parte (1/4) del peso de la tablestaca, si se hinca la tablestaca de una en una, o a la mitad del peso de la misma si se hinca por parejas.

La energía cinética desarrollada en cada golpe, por las mazas de doble efecto, será superior a la producida, también en cada golpe, por la de simple efecto especificado, cayendo desde una altura de sesenta centímetros (60 cm) (constructora española ischebeck-ibérica-tablestacado).

### **Método complementario en suelos de mayor consistencia.**

En los casos en los que la vibración no es suficiente para hincar las tablestacas puede recurrirse, si se estima conveniente, al uso de martillos de golpeo.

- El martillo de golpeo sujeta a la tablestaca por su parte superior y le transmite los impactos generados por una maza alojada en su interior.
- Permite la hinca en suelos de mayor consistencia, donde la vibración no es suficiente para instalar la tablestaca.
- Disponemos de 2 tecnologías de martillo de golpeo.
- Martillo de golpeo de accionamiento neumático, para usarse sustentado de una grúa.
- Martillo de golpeo de accionamiento diésel, acoplado a un vehículo auto transportable para hinca de tablestacas (Mäkler).

El procedimiento constructivo es sencillo y rápido, pues no resulta necesario el arriostramiento ni los apuntalamientos intermedios. Una vez instaladas las tablestacas, el interior de la excavación queda totalmente libre de obstáculos para realizar el vaciado de tierras y demás trabajos necesarios (colado, colocación de instalaciones, etc).

En principio no existen limitaciones en cuanto a las dimensiones en planta del recinto excavar, aunque sí que está limitada la profundidad de la excavación, dependiente del tipo de terreno.

Las tablestacas Tipo U contienen el suelo y el agua de la misma forma que las tablestacas Z, con una importante diferencia: Las tablestacas U tienen la interconexión sobre el eje neutro. El posicionamiento de la interconexión en la línea central de la pared reduce la eficiencia de la sección y puede causar la reducción de las propiedades de la sección a causa de problemas de transferencia de cizallamiento.



Figura 8.1.6  
Perfiles AU y PU.

Las secciones AU y PU representan algunas de las tablestacas U más eficientes del mercado. Las secciones de la serie AU son muy anchas, lo que las hace una excelente elección para aplicaciones medioambientales.



Figura 8.1.7  
Imagen de un perfil.

Tablestacado sin necesidad de elementos adicionales de sostenimiento, el tablestacado en ménsula es la solución más sencilla y elemental de este sistema.

La pantalla se mantiene estable debido a su empotramiento en el terreno, trabajando en ménsula.

- Gran sencillez de ejecución y rapidez.
- El interior de la excavación queda totalmente libre de obstáculos para la realización del movimiento de tierras y demás trabajos (hormigonado, colocación de canalizaciones, etc.).
- No existen limitaciones en las dimensiones en planta del recinto a excavar.
- Profundidad de excavación limitada, en función del tipo de terreno.
- Excavación en una única fase, sin necesidad de arriostramiento ni apuntalamientos intermedios (constructora española ischebeck-ibérica-tablestacado).

### **Pantallas de tablestacas tensadas con anclajes al terreno.**

Si se pretende realizar una excavación profunda, dejando el recinto libre de obstáculos, tendremos que realizar un arriostramiento de las pantallas de tablestacas mediante anclajes al terreno. De esta forma podremos limitar las deformaciones en la pantalla.

Esto permite realizar excavaciones junto a elementos a proteger, como edificaciones, instalaciones, etc. Eso sí, siempre que se pueda realizar el anclaje correspondiente. El método constructivo pasa por realizar la excavación por fases, de forma que se puedan efectuar los anclajes y su tensado antes de proseguir con la excavación a mayor profundidad. Este tipo de arriostramiento permite su uso en grandes predios con muy diversas geometrías. Además, al no presentar la excavación obstáculos, se pueden alcanzar grandes rendimientos en los vaciados dentro del predio.

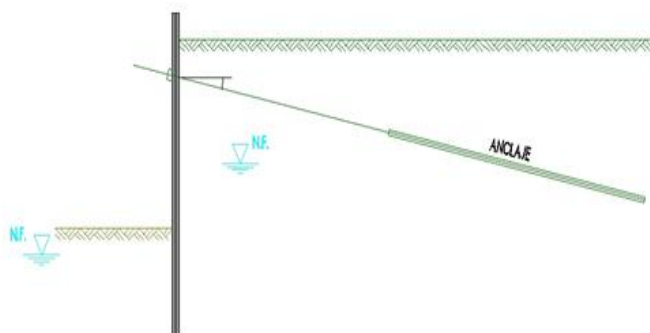


Figura 8.1.8  
(Ángulo de 15 grados con respecto a la horizontal)

Sí que es importante mencionar que una parte nada despreciable de roturas de tablestacas ancladas se han debido a un incorrecto o poco cuidadoso diseño o ejecución de los dispositivos de unión entre el tirante y la pantalla (Fernando Arancibia C. 2014).

### **8.3. Pantallas de Inyección.**

La inyección supone una introducción en el terreno, por impregnación (relleno del hueco) o rotura del mismo, de una mezcla fluida, que posteriormente fragua y endurece, reduciendo el grado de permeabilidad del terreno y/o mejorando las características mecánicas del mismo.

Entre los tratamientos de inyección más habituales pueden citarse, en el caso de presas, las inyecciones de consolidación del cimientto, así como las de impermeabilización de la cerrada (La cerrada o boquilla: es el punto concreto del terreno donde se construye la presa), tanto en la vertical de la presa como en los estribos de la misma.

Estas técnicas, aunque tradicionales, se han beneficiado del avance de la tecnología, incorporando la informática, que permite la automatización del proceso de fabricación e inyección de las mezclas, así como el registro continuo de los parámetros.

Las pantallas plásticas delgadas son pantallas de bentonita-cemento, de 8 cm de grosor, realizadas mediante técnicas de vibración profunda, que aseguran la impermeabilidad o estanqueidad de un terreno.

Las pantallas impermeables se forman mediante la inyección de lechadas de diversos materiales: de bentonita sola o con cemento, o bien productos químicos como el silicato de sodio con alcohol isopropílico, o con cloruro de calcio, resinas de lignosulfoato de cromo u otras resinas comerciales.

En las arenas medianas, de menor permeabilidad, las partículas de bentonita y cemento no son capaces de penetrar a través de los poros y se hace necesario entonces realizar la inyección a alta presión, con el fin de abrir grietas a través de la masa del suelo y llenarlas de lechada para formar una trama heterogénea de planos de material impermeable. Las lechadas o los productos químicos se inyectan en el terreno a través una o varias hileras paralelas de perforaciones separadas entre sí distancias de 1.5 a 2.0 m, de manera que la zona de influencia de cada uno de los pozos de inyección se traslape con la de los pozos vecinos y forme así una pantalla impermeable (Miguel Yuste 2008).

## CONCLUSIONES.

Lo que esperaba de este trabajo corresponde con el objetivo que se buscaba que era el de hacer un trabajo donde se recopilaran temas correspondientes con el abatimiento freático y todo lo que concierne a el tema principal y dar una referencia como apoyo a las personas que estén interesadas en este tema y no tenga una clara idea o estén indecisos sobre un método adecuado a utilizar, espero que el objetivo haya sido cumplido.

El abatimiento del nivel freático en la ciudad donde vivimos (ciudad de México) es un tema de todos los días y la mayoría de las construcciones de la ingeniería civil conllevan una excavación en general y el nivel freático es un factor a considerar de importancia.

Como proceso técnico constructivo y especializado necesita de personas calificadas y capacitadas para realizar este tipo de trabajos. Es importante saber con qué tipo de herramientas contamos para resolver y asistir cualquier excavación donde se necesita el abatimiento del nivel freático (el nivel freático es dinámico porque depende de la estación del año).

Los estudios necesarios (estudio geológico, geotécnico) son un punto fundamental ya que ellos nos indican a que nos enfrentamos y como lo vamos a diseñar y realizar de forma eficiente y calificada.

Mi opinión es que tres puntos muy importantes son: tipo de suelo, tamaño de la excavación y profundidad del nivel freático ya que conociendo esta información se puede proceder con seguridad a dar un veredicto sobre cual método es más conveniente.

En este trabajo se hace referencia a dos ejemplos de abatimiento del nivel freático para excavaciones profundas que son el sistema well points y el de pozos profundos cada uno con un procedimiento diferente, pero con un mismo objetivo.

Hay un apartado especial para las pantallas ya que por su importancia y practicidad son muy demandadas para este tipo de trabajos y también para otro tipo de trabajo estas son un medio de protección a largo y corto plazo dependiendo de su necesidad.

El ser humano por naturaleza trata de encontrar soluciones a los problemas que se enfrenta día a día por ello se encuentra nuevos criterios o mejoras a los ya existentes. Puede ser que en el futuro encuentren nuevos criterios más eficientes y económicos.

Un tema que no trate es el que sucede con el agua que es extraída del nivel freático, muchas constructoras lo que hacen muy usualmente es mandar todo el gasto extraído directamente a la red de drenaje, también mandan el gasto a calles, terrenos baldíos, barrancas, avenidas.

Recordemos que el agua es un bien nacional y que las arenas y arcillas son filtro de agua naturales para limpiar el agua y hacerla potable.

## **Bibliografía:**

### Referencia 1

Autor: Ing. Silvia Angelone, Ing. María Teresa Garibay y Mariana Cauhapé Casaux .  
Año de publicación:2006  
Título de obra Geología y Geotecnia “Permeabilidad de suelos”.  
Localización hoja:15,19

### Referencia 2

Autor: Ing. Gabriela Souto  
Año de publicación:2009  
Título de obra: Ensayos de Permeabilidad  
Localización hoja:3,4,17,26,27

### Referencia 3

Autor: ing. Eulalio Juárez Badillo y Ing. Alfonso Rico Rodríguez  
Año de publicación:1974  
Título de obra: Mecánica de Suelos Tomo III  
Localización hoja:16-26

### Referencia 4

Autor: Juan Francisco Lazcano Acedo  
Año de publicación:1999  
Título de obra: Geotecnia vial referente a materiales de construcción.  
Localización: Artículo 320

### Referencia 5

Autor: Peter L. Berry – David Reid  
Año de publicación:1993  
Título de obra: Mecánica de suelos  
Localización hoja:3,4,17,26,27,104

### Referencia 6

Ejemplo well points  
Autor: D. Vicente Figueres Fabra  
Año de publicación:2005  
Título: Zanjas en terrenos arenosos. Sistema well poits. Riesgos y medidas preventivas.  
Localización del extracto:20-30

### Referencia 7

Autor: Doc. Victor Yepes Piqueras  
Año de publicación:2016  
Título de obra: Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención.  
Localización hoja: 43



Referencia 8

Autor: Arq.Nieto Sobejando.

Año de publicación:2016

Título de obra: ley de Darcy

Localización: www. arquitectura-arquidea

Referencia 9

Autor: Dr.raul flores berrones (asociacion mexicana de hidráulica instituto mexicano de tecnología del agua México)

Título: Flujo de agua atreves de los suelos”

Año de publicación: 2000

Localización: 271,272

Referencia 10

Autor: Dr. Rigoberto Rivera Constantino y M.I:Carmelino Zea Costantino.

Año de publicación:2004

Título de obra: Notas sobre los fundamentos de la mecánica de suelos

Localización del extracto:21-44

Referencia 11

Ejemplo de pozos extraído

Autor: ing. Antonio blanco Amador, Ana Reyes Sánchez, Francisco González Valencia.:

Año:1988

Título: construcción especializada en geotecnia “sociedad mexicana de suelos “

Locación: capítulo 3

Referencia 12

Autor: Albert Tuinhof<sup>1</sup> Stephen Foster<sup>1</sup> Karin Kemper<sup>2</sup> Héctor Garduño Marcella Nanni:

Año:2002-2006

Título: requerimientos del monitoreo del agua subterránea.

Locación hoja: 2

Referencia 13

Autor: Enrique Santoyo Villa.

Año 2005.

Título: Síntesis geotécnica de la cuenca del valle de México.

Locación hoja: 44,131-141.

Referencia 14

Autor: Enrique Santoyo Villa, Efraín Ovando Shelley, Federico Mooser, Elvira León Plata

Año 2007.

Título: Síntesis geotécnica de la cuenca del valle de México.

Locación hoja: 44,131-141.

Referencia 15  
Autor: Miguel Yuste  
Año:2008  
Título:Catálogos de soluciones  
Locación hoja:3

Referencia 16  
Autor: Ing. Gonzales Rodríguez Ricardo.  
Año:2004  
Título: Elementos de retención  
Locación hoja:16

Referencia 17  
Autor: Ricardo Oprandi.  
Año:2005  
Título: excavaciones y contenciones:pantallas y anclajes  
Locación hoja: tema 17

Referencia 18  
Autor: Fernando Arancibia C.  
Año de publicación:2014  
Título: pantallas  
Localización: sin numero

Referencia 19  
Autor N.A. de Ridder.  
Año:1994  
Título: Groundwater investigations  
Locación hoja:18

Referencia 20  
Autor Nicolás Alejandro Torres  
Año:2010  
Título: Geología y Geotecnia.  
Locación hoja:7,8

Referencia 21  
Referencia: Enrique-Gamadiel-Sanchez-Grajales  
Año:2015  
Título: abatimiento del naf.  
Locación hoja:3

Referencia 22  
Autor Manuel Arturo Guevara Anzules.  
Año:2008-2009

Título: Excavaciones profundas

Locación hoja:43

Referencia 23

Autor: Arturo Diaz.

Año:2015

Título: Drenajes y Estabilización en suelos.

Locación hoja:3-7

Referencia 24

Autor: T.W. Lambe y R.V. Whitman

Año: 1997

Título :Mecánica de suelos.

Referencia 24

Autor: Fernando Arancibia C.

Año: 2014

Título: pantallas-de-tablestacas-arriostradas.

Ubicación: [blogspot.mx/2014/02/pantallas-de-tablestacas-arriostradas](http://blogspot.mx/2014/02/pantallas-de-tablestacas-arriostradas)

Estas referencias no son libros son de las páginas de internet de constructoras:

Referencia 25

Constructora española. ischebeck-tablestacado.

Figura1.0	Referencia 1	Figura 7.2.9	Referencia 11
Figura1.1	Referencia 1	Figura 7.2.10	Referencia 11
Tabla 1.1	Referencia 1	Figura 7.2.20	Referencia 11
Tabla 1.2	Referencia 1	Figura 7.2.30	Referencia 11
Tabla 1.3	Referencia 1	Figura 7.2.40	Referencia 11
Tabla 1.4	Referencia 1	Figura 7.2.50	Referencia 11
Tabla 1.5	Referencia 1	Figura 7.2.60	Referencia 11
Figura1.2	Referencia 1	Figura 7.2.70	Referencia 11
Grafica 1.1	Referencia 1	Figura 7.2.80	Referencia 11
Tabla 1.6	Referencia 1	Figura 7.2.90	Referencia 11
Figura 1.3	Referencia 1	Figura 7.3.10	Referencia 11
Figura 2.1	Referencia 24	Figura 7.3.20	Referencia 11
Figura 2.2	Referencia 20	Figura 7.3.30	Referencia 11
Figura 2.3	Referencia 20	Figura 7.3.40	Referencia 11
Figura 2.4	Referencia 5	Figura 7.3.50	Referencia 11
Figura 2.5	Referencia 5	Figura 7.3.60	Referencia 11
Figura 2.6	Referencia 5	Figura 7.3.70	Referencia 11
Figura 3.1	Referencia 5	Figura 7.3.80	Referencia 11
Figura 4.1	Referencia 1	Figura 7.3.90	Referencia 11
Figura 4.2	Referencia 1	Figura 8.1.1	Referencia 7
Tabla 4.1	Referencia 10	Figura 8.1.2	Referencia 7
Figura 4.3	Referencia 10	Figura 8.1.3	Referencia 7
Figura 4.4	Referencia 10	Figura 8.1.4	Referencia 7
Figura 4.5	Referencia 10	Figura 8.1.5	Referencia 7
Figura 4.6	Referencia 12	Figura 8.1.6	Referencia 7
Figura 4.7	Referencia 22	Figura 8.1.7	Referencia 7
Figura 5.1	Referencia 13	Figura 8.1.8	Referencia 15
Figura 5.3	Referencia 13		
Figura 5.4	Referencia 13		
Figura 5.5	Referencia 12		
Figura 5.6	Referencia 12		
Figura 5.7	Referencia 12		
Figura 5.8	Referencia 12		
Figura 6.1	Referencia 14		
Figura 6.2	Referencia 14		
Figura 7.1	Referencia 6		
Figura 7.2	Referencia 6		
Figura 7.3	Referencia 6		
Figura 7.4	Referencia 6		
Figura 7.5	Referencia 6		
Figura 7.6	Referencia 6		
Figura 7.7	Referencia 6		
Figura 7.8	Referencia 6		

