

102  
Zej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**DESCRIPCION Y FUNCIONAMIENTO, DEL ABATIMIENTO DE  
NIVEL FREATICO PARA LA CONSTRUCCION DEL  
METROPOLITANO LINEA - B, TRAMO:  
BUENAVISTA - GARIBALDI.**

**TESIS PROFESIONAL**

Que para obtener el título de:  
**INGENIERO CIVIL**  
p r e s e n t a n:  
**ESTEBAN VIEYRA CONTRERAS**  
**ABEL GARDUÑO MORALES**

Director: Ing. Miguel Morayta Martínez

México, D. F. 1998



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

264655



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-040/98

Señores  
**ABEL GARDUÑO MORALES**  
**ESTEBAN VIEYRA CONTRERAS**  
Presentes

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. MIGUEL MORAYTA MARTINEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

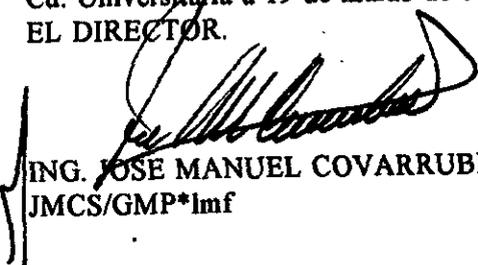
**" DESCRIPCION Y FUNCIONAMIENTO DEL ABATIMIENTO DE NIVEL FREATICO PARA LA CONSTRUCCION DEL METROPOLITANO LINEA - B, TRAMO: BUENAVISTA - GARIBALDI "**

- I. INTRODUCCION**
- II. ANTECEDENTES**
- III. PROGRAMACION DE LAS ACTIVIDADES QUE INTEGRAN EL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO DENTRO DE LA PLANEACION GENERAL EN LA CONSTRUCCION DEL METRO**
- IV. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA DE POZOS UTILIZADOS DE FORMA EXPROFESA PARA EL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO**
- V. DESCRIPCION Y FUNCIONAMIENTO DEL MODULO DE BOMBEO INSTRUMENTACION UTILIZADA EN EXCAVACIONES DEL METROPOLITANO LINEA B**
- VI. CONCLUSIONES**

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

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 19 de marzo de 1998.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS  
JMCS/GMP\*lmf

## **AGRADECIMIENTOS**

El desarrollo del presente trabajo no hubiera sido posible sin la ayuda y el apoyo de otras personas.

Deseamos manifestar nuestro agradecimiento al Ing. Miguel Morayta Martinez, director de nuestra tesis, por su colaboración en la realización del presente.

Damos las gracias a la Facultad de Ingeniería, por la formación obtenida durante toda nuestra carrera, que sin ella no hubiera sido posible el alcanzar esta meta.

Finalmente damos las gracias a todos nuestros maestros, amigos y compañeros, quienes, de alguna manera han contribuido en nuestra formación, una de cuyas etapas finaliza hoy.

A mis padres:

Gracias por su apoyo económico y confianza que me brindaron durante toda mi vida, donde obtuve la formación necesaria con la cual afronte todos los retos con fortaleza y decisión.

A Dios:

Por darme la oportunidad de existir.

A mis familiares:

Por animarme a seguir siempre adelante.

A mis profesores.

Por compartir sus conocimientos, su tiempo y las experiencias obtenidas en su vida profesional.

A mis compañeros:

Con los cuales conviví en una etapa importante de mi vida.

A la U.N.A.M.

Por darme la oportunidad de obtener una formación académica de un alto nivel.

Esteban.

A mis padres:

En respuesta al apoyo y confianza que me han brindado durante toda la vida, sabiendo que no existen palabras con las que pueda agradecer su sacrificio y el esfuerzo dedicado a impulsar mi carrera.

Gracias.

A mis hermanos:

Como un reconocimiento al apoyo, respeto y confianza que día con día nos demostramos.

A mis familiares:

Por animarme a seguir siempre adelante.

A mis profesores:

Como muestra de gratitud por compartir sus conocimientos, su tiempo y la dedicación puesta en cada una de sus lecciones.

A mis compañeros:

Por ser los mejores amigos.

A la U.N.A.M.

Abel.

# CONTENIDO

---

	Pag
<b>Introducción.</b>	1
<b>I.- Antecedentes.</b>	
I.1.- Breve descripción geológica de la estratigrafía del subsuelo de la Ciudad de México.	4
I.2.- Descripción del acuífero correspondiente al sitio de construcción del metropolitano línea - B, tramo Buenavista - Garibaldi.	6
I.3.- Evolución en los diferentes mecanismos de captación y control del nivel freático en excavaciones superficiales y profundas localizadas en la zona de lago de la Ciudad de México.	9
I.4.- Descripción de los métodos de impermeabilización y drenaje utilizado en el abatimiento del nivel freático realizado en el metropolitano línea - B, tramo: Buenavista - Garibaldi.	11
<b>II.- Programación de las actividades que integran el abatimiento del nivel freático dentro de la planeación general en la construcción del Metro.</b>	
II.1.- Breve descripción del procedimiento constructivo en la construcción del metropolitano línea - B.	14
II.2.- Descripción a detalle de las actividades que integran los trabajos para realizar el abatimiento del nivel freático y los tiempos con los que se cuentan dentro del procedimiento constructivo del Metropolitano línea- B.	20

### **III.- Descripción de la estructura de pozos utilizados de forma expresa para el abatimiento del nivel freático.**

- III.1.- Profundidad de desplante y distribución de pozos en el tramo Buenavista - Garibaldi. 24
- III.2.- Construcción de pozos para el abatimiento del nivel freático. 33
- III.3.- Algunos conceptos técnicos desarrollados por el Dr. Leonardo Zeevaert para el diseño de sistemas de bombeo para el abatimiento del nivel freático en arcillas de la Ciudad de México. 41
- III.4.- Algunos ejemplos de aplicación para el diseño de sistemas de bombeo para el abatimiento del nivel freático. 53

### **IV.- Descripción y funcionamiento del Modulo de Bombeo.**

- IV.1.- Descripción general, operación y funcionamiento del módulo de bombeo. 58
- IV.2.- Descripción del funcionamiento hidráulico del módulo de bombeo, elección del tipo de bomba y potencia del motor. 62
- IV.3.- Descripción, gasto y funcionamiento hidráulico de la bomba Eyectora. 73

### **V.- Instrumentación utilizada en excavaciones del metropolitano línea B.**

- V.1.- Descripción de los dispositivos de control que tienen que ver con el comportamiento alrededor de la masa de suelo, durante el abatimiento de nivel freático. 79
- V.2.- Interpretación de los datos que arrojan los dispositivos de control. 88

### **VI.- Conclusiones.**

### **Bibliografía.**

94

98

## **Introducción**

Uno de los muchos objetivos de la ingeniería es diseñar el procedimiento constructivo más conveniente en las excavaciones de acuerdo al proyecto de cimentación, tomando en cuenta las condiciones propias del terreno, los estudios geotécnicos del lugar y primordialmente adaptarse a las restricciones de espacio para obtener los mejores resultados.

Existe una serie de experiencias del abatimiento del nivel freático para la construcción del sistema de transporte Metro en la Ciudad de México, lo cual ha arrojado toda una metodología en su ejecución, estas han sido plasmadas en una serie de especificaciones que fijan el orden y los tiempos máximos de ejecución de las actividades que conforman los conceptos de obra.

En la actualidad se tienen bien definidos cuatro procesos constructivos de excavación para la construcción del sistema de transporte metro, que a continuación mencionamos:

Túnel subterráneo excavado con un escudo de frente presurizado.

Túnel subterráneo con excavación a cielo abierto.

Por medio de un cajón superficial.

Una estructura de tipo elevado.

Por medio de los estudios de factibilidad - costo - beneficio de cada una de las posibilidades, se obtiene la elección correcta del procedimiento constructivo a usar. Para el caso de la construcción del Metropolitano línea - B en el tramo Buenavista - Garibaldi, se realizó con el procedimiento de túnel subterráneo con excavación a cielo abierto.

Todos los procedimientos actuales para el control del nivel freático en excavaciones en la zona del lago giran en torno a los siguientes dos conceptos:

En uno de los casos se conducen las aguas freáticas mediante drenes a cárcamos donde se instalan sistemas convencionales de bombeo, los cuales se encargarán de extraer dichas aguas antes de que lleguen al sitio de la excavación; estos son llamados "Métodos de drenaje y permiten controlar el nivel freático, en forma local en el sitio de la excavación, durante su ejecución.

El otro procedimiento evita la llegada del agua al sitio de la excavación interceptándola mediante pantallas impermeables en la periferia y fondo de la excavación, las pantallas de la periferia pueden ser simple tablaestacado, muro colado "in situ" o de tipo flexible y en el caso de que no existan estratos impermeables en el fondo de la excavación, este es tratado por medio de inyecciones a base de bentonita-cemento-agua, formando un fondo impermeable; estos son los llamados "métodos de impermeabilización".

Para la construcción de la estructura que alojará el Metro se utiliza principalmente el segundo método, ya que alrededor de la zona de excavación se construye una pantalla impermeable rígida conocida como muro colado "in situ", y en el fondo se cuenta con un estrato natural impermeable.

Debido a la longitud y al tamaño de la construcción, se origina un frente de excavaciones el cual se irá resolviendo por etapas, en cada etapa y con anterioridad a la excavación se utiliza el método de drenaje que permite tener condiciones de trabajo en seco, se mejoran las condiciones de seguridad contra falla de fondo, y además se disminuyen las fuerzas adversas de filtración en el talud aumentando el factor de seguridad de falla de este, teniendo en mente que siempre se tiene personal laborando en las etapas de excavación.

Ya se mencionaron algunas de las virtudes al utilizar el método de drenaje a lo largo del frente de excavación, ahora veamos la importancia que tiene el utilizar el método de impermeabilización, ya que al utilizar el muro colado "in situ" o tablaestaca en la periferia de la excavación además de lograr una pantalla impermeable, debido a su rigidez es utilizado como estructura de contención.

A lo largo del frente de excavación se construyen una serie de estructuras de captación (pozos), que nos servirán para coleccionar el agua del nivel freático, la cual se extraerá antes y durante la excavación de cada etapa, por medio de bombas eyectoras instaladas en cada pozo; suspendiendo el proceso de extracción en cada etapa al llegar al nivel máximo de excavación, acto seguido se coloca la plantilla de concreto que servirá para construir de manera limpia la losa estructural de fondo del cajón, repitiendo el procedimiento conforme se avanza en las etapas de excavación.

La pantalla impermeable lateral garantiza que solo se extrae el agua correspondiente a la excavación, con lo cual se disminuyen las afectaciones de inmuebles colindantes, ya que la arcilla que existe en el fondo de la excavación se puede considerar casi impermeable, además los tiempos de ejecución en la excavación se limitan para no llegar a la formación de redes de flujo por debajo del tablaestacado. Estas afectaciones pueden traducirse en hundimientos diferenciales excesivos de los inmuebles adyacentes, reflejándose como agrietamientos y en algunos casos llegar inclusive a fallas estructurales graves.

Otro punto importante que tiene que ver con el funcionamiento del bombeo antes y durante la excavación es, él referente a la afirmación que los estratos de arcilla bajo el nivel máximo de excavación son considerados impermeables; hipótesis acertada, pero con el inconveniente de considerar a la estratigrafía homogénea en todas direcciones, existiendo diferentes coeficientes de permeabilidad de un punto a otro en el mismo plano; además existen algunas fallas de terreno ó agrietamientos que originan que la hipótesis no se cumpla, y en consecuencia tengamos una serie de afectaciones no deseadas en los inmuebles localizados de manera lateral al frente de excavación.

En las especificaciones de excavación para la construcción del Metro, se contempla el problema de la homogeneidad de la estratigrafía del suelo, y se resuelve mediante el proceso de instrumentación, que consiste en la instalación de una serie de dispositivos de control, de los cuales obtendremos la información del comportamiento de la masa del suelo dentro y fuera de la excavación, teniendo siempre una evaluación de nuestras predicciones con la finalidad de adaptar el proceso constructivo si fuere necesario.

## **I.- ANTECEDENTES.**

### **I.1.- Breve descripción geológica de la estratigrafía del subsuelo de la Ciudad de México.**

Gran parte de la Ciudad de México está ubicada sobre el lecho de un lago que existió en el valle del mismo nombre, su cuenca permaneció durante milenios sin comunicación hidráulica con las cuencas vecinas por tener un contorno cerrado formado de volcanes y montañas. Fue hasta el siglo XVIII que se abrió artificialmente la primera salida mediante un corte o tajo en uno de sus puertos, posteriormente fueron construidos dos túneles.

El carácter de cuenca cerrada generó que todo el material fino acarreado de las partes altas del lago se acumulara en capas en el fondo, a las que periódicamente se le intercalaran arenas y piedras pumíticas producto de expulsiones de diversos volcanes, fundamentalmente el Xitle.

Por último, los habitantes de la zona hicieron rellenos para transitar o construir sobre el antiguo lago, lo cual generó una estratigrafía muy peculiar agrupándose en tres zonas características y bien localizadas: Zona Alta o de Lomerío, Zona de Transición y Zona de Lago virgen.

En nuestro trabajo nos enfocaremos al abatimiento del nivel freático en la zona del lago virgen, donde se localiza la construcción del metropolitano línea - B tramo Buenavista - Garibaldi.

La cuenca de México asemeja una enorme presa azolvada, con una cortina situada al sur, representada por la sierra del Chichinautzin, mientras los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes.

Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapo-transpiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

Como consecuencia de lo anterior, se presentaron transgresiones y regresiones lacustres. El resultado práctico de esta alternancia fue el depósito de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí el depósito de arcillas (lacustres); en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos.

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, formándose costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánicas, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los períodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aún llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago de Texcoco, mostrando que esta región del lago tuvo breves períodos de sequía.

Durante el proceso de formación de los suelos así como el desarrollo urbano en la zona lacustre, dieron lugar a dos fenómenos importantes en las propiedades mecánicas de los suelos, estos son: el fenómeno de consolidación natural y el de consolidación inducida.

El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaron una zona ligeramente preconsolidada. Considerando, que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago, a este fenómeno se le denomina consolidación natural.

Como ya se mencionó anteriormente, el desarrollo urbano en la zona lacustre ha ocasionado un complejo proceso de consolidación (consolidación inducida), en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:

La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.

La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.

La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales.

La construcción de estructuras que ha propiciado el reciente crecimiento urbano.

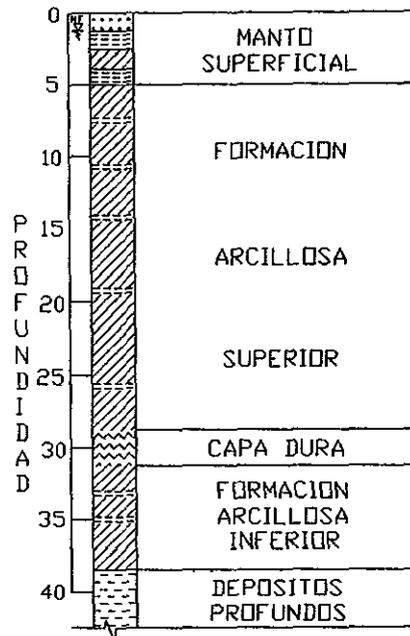
Con base en lo anterior se tiene que los estratos encontrados en la zona del lago son principalmente arcillas con un alto contenido de agua y lentes intermedios de arenas compactas, presentando las arcillas alta plasticidad y baja capacidad de sustentación.

La elección de una cimentación está en función de las cargas por transmitir y la capacidad de carga del suelo, aunque en ocasiones las condiciones más importantes del suelo no son la capacidad de carga sino el comportamiento de este con respecto al tiempo (fenómeno de consolidación).

Debido a la poca capacidad de carga y a la alta compresibilidad del suelo en esta zona se acostumbra utilizar zapatas corridas y losas de cimentación para edificios de dos o tres niveles, cajones de cimentación para los de cuatro, seis o siete niveles y una combinación de cajón y pilotes o pilas para edificios más altos.

### 1.2.- Descripción del acuífero correspondiente al sitio de construcción del metropolitano línea- B, tramo Buenavista - Garibaldi.

Para los fines de la ejecución de las excavaciones, el acuífero del Valle de México se puede considerar dividido en cinco sub-acuíferos relativamente independientes, como lo muestra la figura 1.2.a.



**Figura 1.2.a.- Perfil estratigráfico típico de la Zona de Lago.**

En la gráfica se muestra la ubicación de los acuíferos en la Zona del lago.

***Sub-acuífero del manto superficial.***

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

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

Compuesta por varias y delgadas capas o vetas de arena fina, con o sin finos enclavados en la acuiclusa que conforman las arcillas lacustres.

***Sub-acuífero de la capa dura.***

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

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

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

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

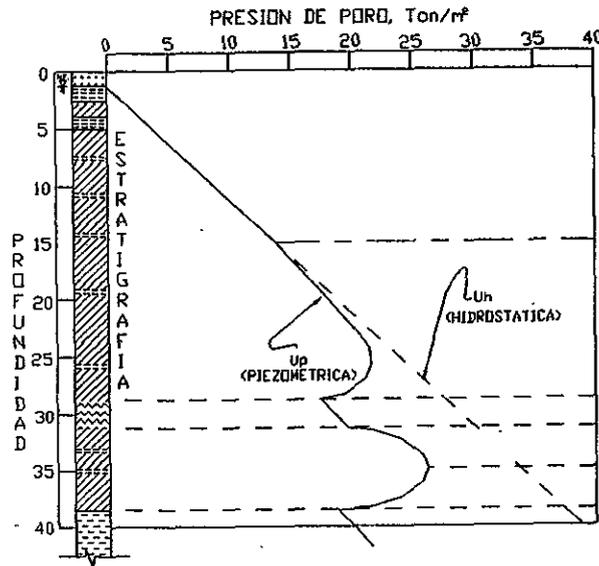
Su frontera superior está compuesta por arenas gruesas a finas, con gravas e intercalaciones impermeables. Es el único con una gran permeabilidad y extensión, siendo el que aporta grandes caudales en los pozos de agua potable que se ubican en la parte baja del valle.

¿La pregunta obligada del por que tratar el problema del bombeo, si como se mencionó, los caudales son realmente pequeños, además, el nivel piezométrico se abate espontáneamente al excavar?. La respuesta está en el hecho de que en esta Ciudad, son cada vez más frecuentes las excavaciones de gran profundidad. Por tal motivo la ausencia de sistemas de bombeo o un mal proyecto de estos, permitiría deslizamiento de los taludes perimetrales y expansiones diferidas elásticas no previstas en los análisis de mecánica de suelos (estas últimas se acentúan debido a las fuerzas de filtración ascendentes).

Este fenómeno es el que provoca asentamientos de la cimentación por realizar, además; generalmente se afectan las construcciones colindantes.

Como ya se mencionó anteriormente en la zona baja del valle y para las excavaciones más frecuentes, en las que no se excede de diez metros de profundidad los sub-acuíferos de interés son los tres primeros; aquí, el nivel freático se localiza entre uno y tres metros de profundidad y debido a la explotación de los acuíferos profundos solo se conforma una distribución hidrostática de presión en los primeros quince metros de profundidad; como lo muestra la figura 1.2.b.

En algunas partes del valle dos sub-acuíferos superiores conforman mantos colgados, toda vez que la sobre explotación de los pozos ha agotado algunas fracciones de los acuíferos inferiores.



**Figura 1.2.b.- Piezometría predominante en la zona del lago.**

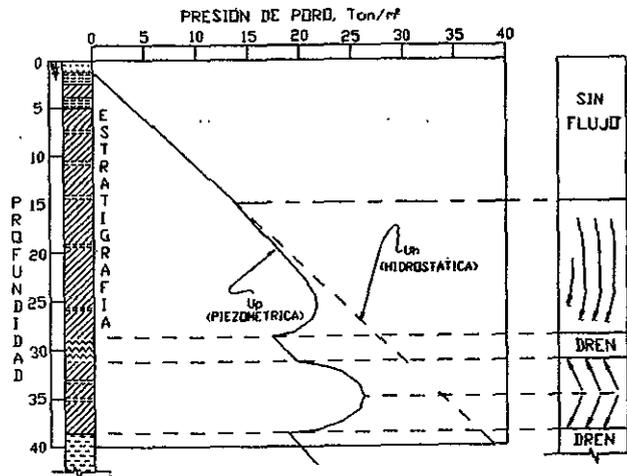
Como se observa en la figura debido al agotamiento de algunas fracciones de los acuíferos, la distribución de presiones no mantiene una distribución lineal con respecto a la profundidad.

*Condiciones de flujo en el subsuelo del valle de México.*

Existen cuatro condiciones de flujo en el subsuelo del Valle de México que a continuación describiremos.

Existe flujo descendente de la parte inferior de la formación arcillosa superior hacia la capa dura, y flujo de la formación arcillosa inferior tanto ascendente como descendente como lo muestra la siguiente figura.

Un hecho característico reside en que a pesar de que han transcurrido setenta años de explotación del acuífero profundo, este no se ha abatido significativamente.



**Figura 1.2.c.- Condiciones de flujo de los acuíferos existentes antes de excavar.**

Debido a la explotación del acuífero profundo y la existencia de la capa dura, existe un gradiente de presión que origina el flujo del manto arcilloso superior e inferior hacia estos.

Una vez que se realiza la excavación las presiones neutrales se abaten espontáneamente, modificando las condiciones de flujo, en la parte superior de la formación arcillosa superior, se induce un flujo ascendente; mientras en la parte inferior se mantiene el flujo descendente.

Es claro que para evitar que ocurra el flujo ascendente se requiere un sistema de bombeo que drene las capas arenosas del Sub-acuífero de la formación arcillosa superior e incluso a la capa dura cuando las grandes excavaciones originen que el gradiente de la parte inferior se invierta. De esta forma el flujo en las arcillas siempre será descendente, casi vertical, disminuyendo las expansiones en el fondo de la excavación debido a estas fuerzas de filtración. Además, se garantiza la excavación en seco.

### **1.3.- Evolución de los diferentes mecanismos de captación y control del nivel freático en excavaciones superficiales y profundas localizadas en la zona de lago de la Ciudad de México.**

Hasta hace unos treinta años, en excavaciones localizadas en la zona de lago de la Ciudad de México el nivel de aguas freáticas se controlaba con un sistema de drenes rellenos con un filtro granular, que desfogaban en cárcamos de almacenamiento, de los cuales se desalojaba el agua con bombas centrífugas; por ello las excavaciones resultaban lentas y complicadas, y por lo mismo; tenían asociadas diversas implicaciones en el futuro inmueble y en los colindantes.

Dentro de los problemas que se tenían destacan, las fallas en taludes a causa de deformaciones verticales diferenciales y al flujo freático adverso; se presentaban grandes expansiones que posteriormente se traducían en grandes deformaciones del inmueble así como también a los colindantes.

Los inconvenientes "menos severos" residían en una gran dificultad de realizar los colados de la cimentación en seco, originando; carencia del recubrimiento en el acero de refuerzo ocasionándole continua degradación por oxidación, concretos contaminados, segregados y permeables, permanente pérdida de flotación debida a futuras filtraciones de agua dentro de la cimentación y sótanos; además, con esto se tenía la no despreciable reducción en la capacidad estructural proyectada para el inmueble.

Hacia 1949, se inició la aplicación de sistemas de bombeo, lo que implicó pozos perforados ex-profeso con antelación a la excavación y por supuesto de mayor profundidad que ésta; en algunos sitios incluso se aplica el sistema electrosmótico.

Con ello se restringieron las filtraciones hacia la excavación, debido a que los conos de abatimiento son de un mayor radio, disminuyéndose las expansiones en el fondo de la cimentación y los deslizamientos en los taludes perimetrales.

Pero no en todos los casos se alcanzaban resultados totalmente satisfactorios, ya que en general la metodología continúa siendo empírica, sin fundamento firme en cuanto a la disposición del flujo, la definición de los acuíferos o incluso en la evolución de las propiedades hidráulicas; no obstante se hablaba de abatir el nivel freático y se hacía referencia a las redes de flujo tradicionales. Desgraciadamente no se tenía aplicación a plazos tan cortos en suelos tan impermeables, a pesar de tratarse de acuíferos muy pobres en lo que a caudal se refiere.

Hacia 1967, el Dr. Eulalio Juárez Badiillo estableció que para un suelo tan impermeable como el de la Ciudad de México no era necesario abatir el nivel freático previo a la excavación, ya que éste debería abatirse en forma espontánea y simultáneamente a la ejecución de la propia excavación.

En 1969, a raíz de las observaciones que se realizaron durante la construcción del ferrocarril urbano (Metro), se encontró que el uso de la electrólisis era innecesario, debido a la baja eficiencia asociada a arcillas de escasa resistividad, presentando rápido fisuramiento con la aplicación de la corriente eléctrica.

En 1973, el Dr. Leonardo Zeevaert publicó sus experiencias en este tema y propuso algunos criterios de diseño. Este trabajo resume las experiencias de estos autores, los hace compatibles y lo enriquece con sus propias aportaciones, de tal forma que ya plantea un método racional para el cálculo de los sistemas de bombeo, en excavaciones realizadas en la Zona del Lago, o en otros sitios con suelos tan impermeables.

La condición básica de nuestro problema se genera cuando se tiene la necesidad de realizar una excavación por debajo del nivel freático; el tipo de mecanismo a utilizar depende principalmente de las características físicas del suelo, principalmente la permeabilidad; condiciones propias del proyecto, como la profundidad y el tipo de colindancias; y muchas veces tienen mayor peso las referentes a condiciones económicas, a las cuales nos tendremos que adaptar.

A continuación se dan algunas recomendaciones del tipo de mecanismo de abatimiento del nivel freático dependiendo de la permeabilidad.

Los suelos uniformes de baja permeabilidad ( $K$  comprendido entre  $10^{-3}$  y  $10^{-5}$  cm/seg) no pueden ser drenados bombeando desde sumideros ni desde pozos filtrantes comunes, de modo que para su estabilización es necesario recurrir al método del vacío. (Bombas de tipo Eyectora). La cantidad de agua que puede extraerse es pequeña, pero si se mantiene el bombeo durante un período de varias semanas, el suelo puede llegar a adquirir tal rigidez como para permitir la ejecución sin riesgo alguno de excavaciones con un talud menor a  $60^\circ$  y una profundidad de hasta 4 metros, siempre y cuando se protejan del intemperismo.

Los limos muy finos y suelos arcillosos uniformes con un coeficiente de permeabilidad comprendido entre  $10^{-5}$  y  $10^{-7}$  cm/seg, pueden hallarse en un estado tan blando como para permitir la ejecución de la excavación a profundidad moderada por medio de bombeo, con el método de vacío y electrólisis.

#### **1.4.- Descripción de los métodos de impermeabilización y drenaje utilizado en el abatimiento del nivel freático realizado en el Metropolitano línea - B tramo Buenavista -Garibaldi.**

El muro colado "in situ" se construye a base de concreto armado y estará en todo el perímetro de la estructura de cajón que albergará al Metro, este tiene la función de ser una pantalla impermeable que reduce las filtraciones del exterior al interior de la excavación, además; el desplante del tablaestacado siempre estará por debajo del nivel máximo de excavación, aunado a la baja permeabilidad de los estratos bajo esta; esperando con esto tener el mínimo de afectaciones de los inmuebles colindantes.

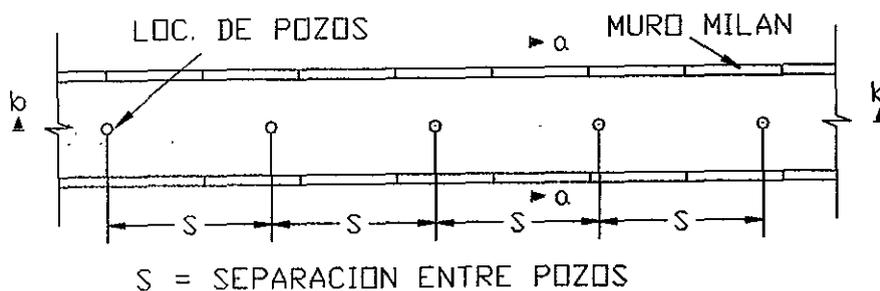
También debido a que los tiempos en la ejecución que se manejan por etapa de excavación son relativamente cortos será difícil que se formen redes de flujo; finalmente podemos mencionar que con la aplicación del método de drenaje obtenemos un manejo adecuado del factor de seguridad para evitar la falla de fondo.

Una vez construidos los muros tablaestaca y los pozos, previo a la ejecución de la excavación será necesario abatir el nivel de aguas freáticas, con la finalidad de mantener estanco el fondo de la excavación, controlar las fuerzas de filtración y reducir las expansiones que tiene inherente el fenómeno de alivio de esfuerzos por la excavación en el fondo, Para llevar a cabo dicho abatimiento se instalarán bombas de tipo eyector dentro de los pozos de bombeo a lo largo de toda la obra.

El estrato de arena más representativo en cuanto a gasto de filtración en el fondo de la excavación, será el que determine la profundidad de los pozos; esta se fijará a 1.50 m por debajo de dicho estrato, teniendo en cuenta que siempre el muro tablaestaca se encontrará desplantado por debajo de los pozos.

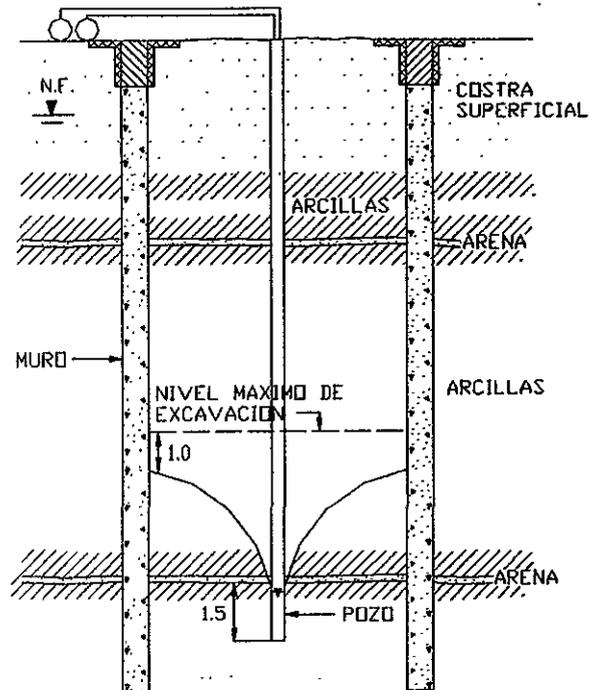
La manera de garantizar que no existan presiones adversas en el talud en el frente de excavación, es el mantener en funcionamiento los pozos que se encuentran adelante de nuestra excavación, como se puede apreciar en la figura 1.4.c, teniendo en la excavación de la etapa condiciones estancas.

A continuación se presentan los conos teóricos de abatimiento esperados en el nivel freático en una sección de cajón del Metro.



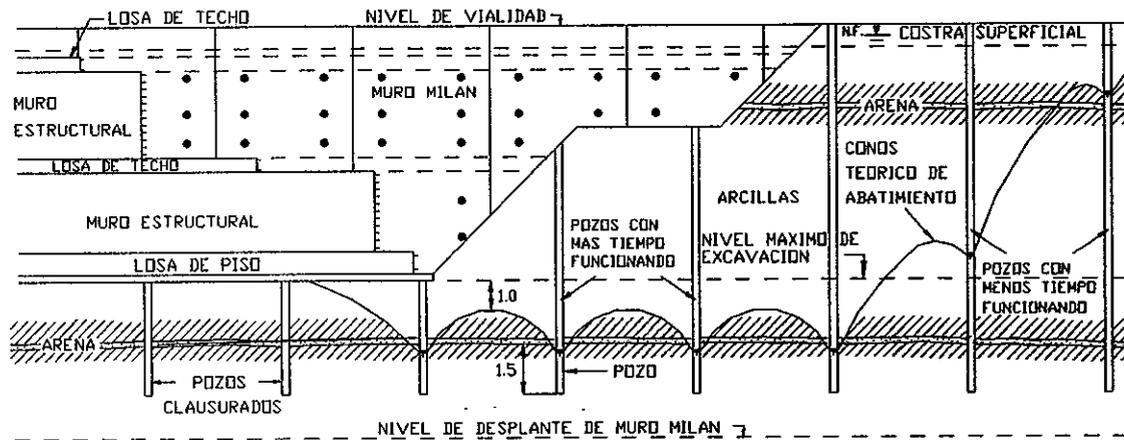
**Figura 1.4.a.- Planta de una sección de tramo de cajón.**

La figura nos muestra la ubicación de los pozos en planta a lo largo de un tramo de cajón del Metropolitano línea B.



**Figura I.4.b.- Corte a - a. Cono de abatimiento teórico.**

Como lo muestra la figura los muros tablaestaca forman una barrera impermeable que no permite extraer agua del exterior, solo la que se encuentra dentro de la excavación.



**Figura I.4.c.- Corte b - b. Cono de abatimiento teórico.**

La gráfica nos muestra el avance del funcionamiento de los pozos con respecto del avance de la excavación.

## **II.- PROGRAMACION DE LAS ACTIVIDADES QUE INTEGRAN EL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO DENTRO DE LA PLANEACION GENERAL EN LA CONSTRUCCION DEL METRO.**

### **II.1.- Breve descripción del procedimiento constructivo del metropolitano línea - B.**

En la construcción del Metro se tienen dos tipos de frentes, uno formado por las estaciones y el otro lo forman los tramos que unen a estas, existen similitudes en la construcción de los dos tipos de frentes, las cuales se encuentran en la siguiente lista de actividades de obra, que a continuación presentamos.

- I.- Preliminares
- II.- Brocales
- III.- Obra inducida
- IV.- Muro tablaestaca colado "in situ"
- V.- Construcción de pozos y bombeo
- VI.- Excavación del núcleo
- VII.- Estructura de concreto

Para hacer una buena planeación es muy importante conocer las restricciones que se tendrán en el avance del frente (fechas de liberación de instalaciones por parte de C.F.E., TELMEX y Vialidad), de tal manera que hagamos una buena predicción para la dirección de avance en la excavación y construcción de estructura. A continuación describiremos las actividades que se realizan en un frente durante la construcción del Metropolitano.

#### **I.- Preliminares.**

Entre las actividades preliminares más importantes se encuentran el confinamiento perimetral a la obra, trazo del proyecto, identificación de obras inducidas obvias, designación de los patios de materiales, planta de lodo bentonítico y si es posible una planta dosificadora de concreto.

#### **II.- Brocales.**

La construcción de esta estructura es muy importante ya que es la guía del equipo que realizará la excavación de la zanja que alojará al muro tablaestaca; es recomendable que en los cruces de calles, la excavación de las zanjas para construir el brocal se realice a mano para identificar todas las obras municipales que existen, para proponer su solución adecuada de desvío; además en estos puntos la estructura de brocal no tendrá alerón para no crear topes en la vialidad.

En la excavación realizada a mano se localizan las interferencias registradas en los planos de instalación municipal C.F.E., TELMEX, y algunas otras instalaciones viales que no están registradas en estos, lo que nos permite realizar un levantamiento de todas las obras inducidas existentes que cruzan el futuro frente de excavación.

### III.- Obra inducida.

Este es un rubro muy importante en la construcción del metro, ya que se vuelve la actividad dependiente para el avance.

El cliente deberá proporcionar el proyecto de solución para cada interferencia, por lo que es conveniente asentar todos los retrasos de nuestro programa de obra generados por la falta de esta información, muchas veces es fundamental realizar un programa paralelo de obra inducida al programa general de obra, para tener más clara la influencia de los retrasos generados.

### IV.- Muro Tablaestaca.

Esta actividad es muy importante, no tan solo por los volúmenes de obra que representa el propio concepto, si no que con esta actividad inicia realmente la construcción pesada (movimiento de grandes volúmenes).

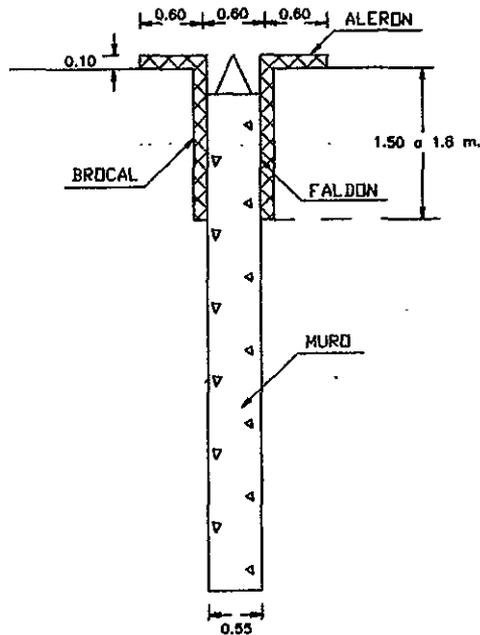
La construcción del muro tablaestaca inicia cuando se alcanza la resistencia de proyecto de la estructura llamada brocal, previo a esta construcción se realiza el despiece de muro tablaestaca, el cual se encuentra ligado al proyecto de troquelamiento, garantizando que no existan deformaciones del muro tablaestaca al exceder la separación entre troqueles, así como una distancia mínima entre los mismos para poder extraer el material producto de la excavación por medios mecánicos.

La excavación de la zanja donde se realiza el armado y colado del muro tablaestaca se realiza de manera alternada, evitando dejar algún muro pendiente, que origine retrasos en el proceso constructivo en las siguientes actividades y movimientos costosos e injustificados de la maquinaria utilizada.

El equipo guiado utilizado para la excavación de la zanja donde se alojará el muro colado "in situ" se monta en una grúa de orugas Link Belt 108 ó similar y se utiliza otra para la colocación de las parrillas de armado del muro dentro de la zanja de excavación, esta misma se utiliza para el colado con tubería Tremie del muro tablaestaca.

Si el equipo guiado no tiene la capacidad de descargar directamente sobre los camiones de retiro de material de excavación, será necesario contar con otro equipo que realice la carga de este material y, adicionalmente se tendrá una cuadrilla de limpieza en el tramo.

Como lo muestra la figura II.I.a. se observan las dimensiones del brocal, que servirá como guía del equipo de excavación, de la zanja que alojará al muro tablaestaca según proyecto.



**Figura II.1.a.- Perfil de una estructura de brocal y muro colado "in situ".**

El brocal es la guía y quien resiste los movimientos de cabeceo del equipo guiado en la excavación de la zanja para el muro tablaestaca, además sobre los alerones se colocan las trampas del tubo Tremie en su colado.

#### V.- Construcción de pozos y bombeo para abatimiento de nivel freático.

Tras la construcción de un tramo de muros tablaestaca, se inicia la excavación y construcción de pozos para poder iniciar lo más pronto posible la excavación del núcleo, que es la actividad siguiente.

Los trabajos de la construcción de pozos se inician al marcar la distribución de estos en el campo de acuerdo al proyecto; una vez definido el lugar se inicia la perforación y construcción del pozo.

Para iniciar con la excavación del núcleo deberá de arrancarse el bombeo de abatimiento del nivel freático 24 horas antes como mínimo, es indispensable que se encuentren contruidos los muros tablaestaca correspondientes a 30 metros a partir del hombro del talud, medidos en el sentido de avance de la excavación; entendiéndose por hombro del talud, la intersección del talud único o superior, si existe berna, y el terreno natural; garantizando de esta manera que no abatiremos el nivel freático en donde no existe barrera impermeable lateral formada por el muro tablaestaca.

Es indispensable que los pozos se encuentren funcionando dentro de la etapa de excavación, el cuerpo del talud y 10 metros adicionales a partir del hombro del talud.

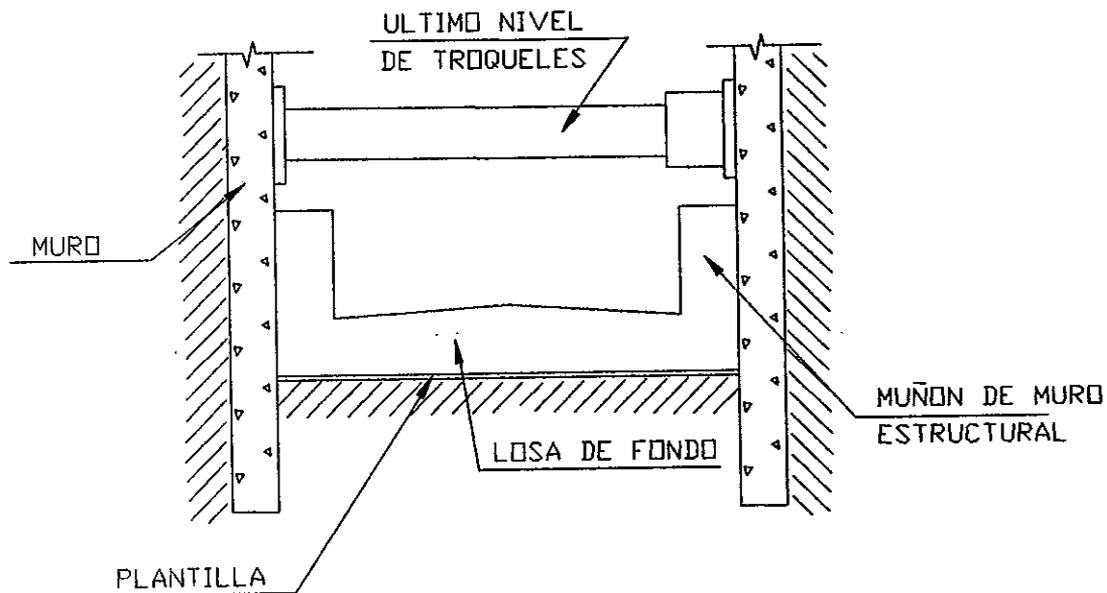
Se dice que un pozo se encuentra en funcionamiento cuando se le extrae un cierto gasto por medio de una bomba eyectora conectada al sistema de bombeo.

#### VI.- Excavación del núcleo.

Antes de iniciar esta actividad ya se habrán determinado y requerido todos los recursos necesarios para su ejecución, de acuerdo a un programa que refleja la forma y el avance deseado; incluso muchas veces el cliente realiza un levantamiento de recursos para verificar que se está en condiciones de realizar dicha actividad.

Es importante mencionar que el tamaño de las etapas es menor cuando es mayor la profundidad, además también la configuración del talud se modifica; al profundizar la excavación, la configuración del talud cambia de un talud a dos unidos por medio de una berma.

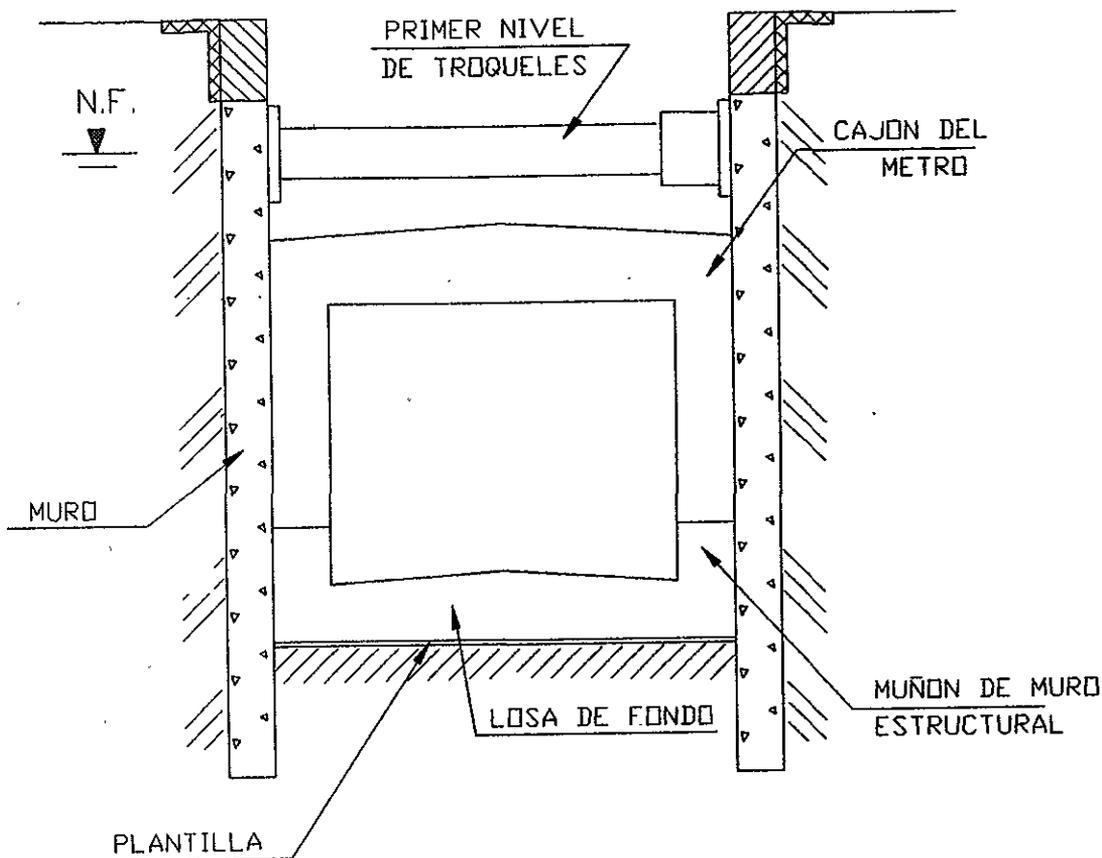
El número de troqueles también varía de acuerdo al tamaño de la etapa, además debido al procedimiento constructivo, los movimientos de los troqueles se ajustan a ciertos tiempos; por ejemplo, el último nivel de troqueles se retira 24 horas después de realizar el colado de la losa de fondo y mufón de muro estructural como lo muestra la figura II.I.b.



**Figura II.I.b. Corte transversal del cajón.**

La figura muestra parte del procedimiento constructivo del Metropolitano línea - B en su primer etapa de colado.

El primer nivel de troqueles estará colocado por un lapso mayor de tiempo, debido a que su movimiento está condicionado a que la losa superior alcance la resistencia de proyecto, como se muestra en la figura II.I.c.

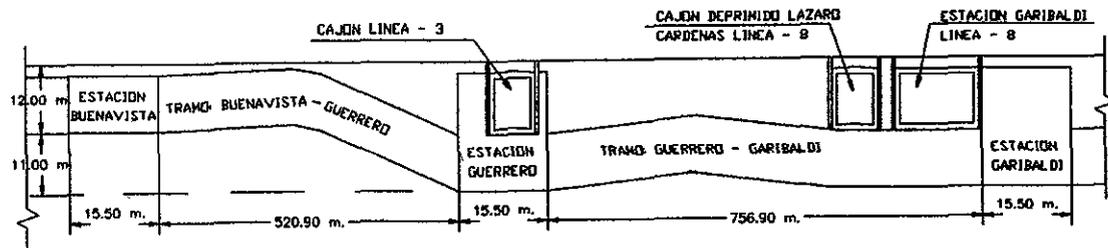


**Figura II.I.c.- Corte transversal de la segunda etapa de colado de cajón.**

Como muestra el procedimiento constructivo en las zonas de excavación poco profundas el primer nivel de troqueles se retira cuando la losa superior alcanza su resistencia, mientras que en las zonas de excavación más profundas además de cumplir la condición anterior, el primer nivel de troqueles no se pueda retirar hasta que el relleno este por abajo de este.

La excavación del núcleo está ligada a la construcción de la estructura de cajón, la cual se conforma por losas de cimentación, muros estructurales y losas superiores. Se garantiza así un proceso de rápida restitución de los esfuerzos aliviados por la excavación, con la finalidad de modificar lo menos posible, las condiciones naturales de consolidación de la masa de suelo.

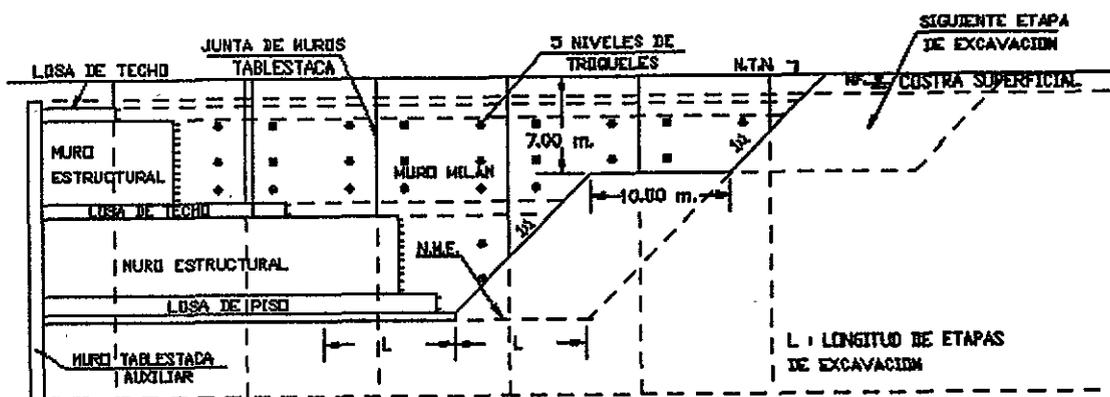
La longitud de las etapas de excavación varía a lo largo del tramo Buenavista - Garibaldi, debido a que la profundidad del nivel de desplante del cajón también varía a lo largo de este. La figura II.1.d muestra en perfil la variación del nivel de desplante del cajón en dicho tramo.



**Figura II.1.d.- Perfil gráfico de excavación para el tramo Buenavista- Garibaldi del Metropolitano línea - B.**

Por solución de proyecto, para librar las estaciones existentes, es necesario que el cajón de la línea B, pase por debajo de estas.

Con la excavación del núcleo se inicia el tren de avance con los mayores volúmenes de obra, siendo el más importante en el procedimiento constructivo del Metropolitano línea - B, el número de niveles de troqueles varía de tres en la zona menos profunda, a cinco en la zona de mayor profundidad, en la siguiente figura se muestra dicho tren de avance, típico de una cabecera de estación de dos niveles.



**Figura II.1.e.- Tren de avance en la excavación de una cabecera de estación de dos niveles.** Se observa como la estructuración del cajón, se vuelve una restricción del avance, debido a que para poder excavar la siguiente etapa se debe tener estructurado las etapas anteriores.



Se muestra un programa particular del tramo Buenavista - Garibaldi en donde solo existió un frente, tanto de excavación como de estructuración de cajón. Aquí observamos la duración de las 6 actividades anteriores que conforman el abatimiento del nivel freático, con la finalidad de tener la mejor planeación.

PARTIDA	CONCEPTO	UNIDAD	CANT.	1995												
				1994	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV
1	HABILITADO DEL ADEME DE P.V.C.	PZA.	48													
2	PERFORACIÓN Y LAVADO DE POZOS	PZA.	48													
3	COLOCACIÓN DEL ADEME Y DEL FILTRO EN EL POZO	PZA.	48													
4	HABILITADO DE LOS MÓDULOS DE BOMBEO	PZA.	1													
5	INSTALACIÓN DE LOS POZOS	PZA.	48													
6	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL MÓDULO DE BOMBEO	PZA.	1													

**Figura II.2.b.- Programa particular de obra del tramo: Buenavista - Guerrero.**

Se muestra la duración de las actividades que conforman el procedimiento constructivo del abatimiento del nivel freático en un frente de excavación.

La descripción a detalle de estas actividades se hará más adelante; ahora solo mencionaremos algunos conceptos importantes que tienen que ver con la programación del proceso constructivo en un tramo.

a).- Existen dos actividades muy importantes que preceden a la perforación y operación del módulo de bombeo, la primera es habilitar la longitud necesaria de ademe de p.v.c. para cada pozo y en la segunda se realiza el ranurado de la tubería de ademe de p.v.c., que permite que esta estructura capte el agua del nivel freático.

Para el habilitado de p.v.c. son necesarios varios datos; el número de pozos, la profundidad hasta la cual se colocará la tubería, es decir la longitud de esta, uniendo los tramos necesarios para dar el tamaño requerido y ranurándola de tal forma que se cumpla un área que permita la captación del gasto estimado para cada pozo.

La tubería utilizada es de p.v.c. sanitario y se envuelve en una malla fina de plástico, la cual se amarra con alambre recocido a todo lo largo del mismo, después se colocan 3 varillas dobladas a cierta distancia formando una especie de aletas, que servirán como guía, manteniendo la tubería al centro de la perforación, la cual es de 30 cm de diámetro.

Dichas varillas proporcionan cierta rigidez a lo largo de la tubería, facilitando la colocación de esta, dentro de la perforación.

b).- La duración de la perforación de los pozos en los frentes es realmente pequeña, pues se tiene un rendimiento de 3 pozos por turno de 12 horas.

c).- El ademe de p.v.c. es de cuatro pulgadas de diámetro y dentro de este, se coloca la bomba eyectora fija a dos tuberías, que les proporcionarán el flujo necesario para funcionar. Una tubería es de inyección y la otra de descarga, es importante tener un registro de las longitudes de las tuberías requeridas para cada pozo, habilitándolas al tamaño adecuado.

El despiece de las longitudes se realiza por tramos, obteniendo una altura promedio a lo largo de cada uno de estos, es importante saber el número de bombas eyectoras requeridas por módulo; teniendo en cuenta que estas, se habilitan de manera artesanal para bajar los costos, esto origina que algunas tengan una vida útil menor a lo esperado, debido a defectos en su fabricación, teniendo la necesidad de algunas otras para un posible reemplazo por descompostura.

d).- La operación y el mantenimiento del módulo de bombeo es la actividad que irá por delante de la excavación del núcleo, de aquí la importancia de este.

Al avanzar en la excavación, parte del movimiento del modulo lo constituye el cancelar los pozos dentro de la etapa excavada cuando se realiza el colado de la plantilla, así como también dar de alta nuevos pozos.

En los taludes, las tuberías que están dentro del ademe de p.v.c.(puntas), quedarán grandes conforme se excava, con lo cual se tendrán que ajustar sus longitudes al nuevo tamaño de los pozos o se retira dicha punta para utilizarla en un pozo nuevo colocando en su lugar una punta de menor tamaño.

Dentro del tramo: Buenavista - Garibaldi del Metropolitano línea - B, se tuvieron 5 tramos de ataque; tres estaciones (Buenavista, Guerrero y Garibaldi) y dos tramos de cajón (Buenavista - Guerrero y Guerrero - Garibaldi) como lo muestra la figura II.2.c.



**Figura II.2.c.- Estrategia de ataque de excavación.**

En esta gráfica se pueden observar los frentes de excavación que se generaron en el tramo: Buenavista - Garibaldi; del Metropolitano línea - B.

En la figura II.2.c. los números utilizados en los cuadros muestran el orden en que se atacan los frentes de excavación del núcleo; además, también se puede observar la dirección de ataque.

Se generaron 12 frentes en total, aunque de manera simultánea se atacaron 10, en los cuales, en un momento dado se trabajó en su excavación de manera simultánea, por ejemplo los módulos utilizados en la estación Buenavista se utilizaron en la estación Garibaldi y Guerrero.

### **III.- DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA DE POZOS UTILIZADOS DE FORMA EXPROFESA PARA EL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.**

#### **III.1.- Profundidad de desplante y distribución de pozos en el tramo Buenavista Garibaldi.**

Al ranurar el ademe a todo lo largo de su longitud, se garantiza que tanto los acuíferos más profundos como los superficiales aporten determinado gasto, logrando un abatimiento uniforme en toda la masa de suelo, correspondiente al área de influencia de dicho pozo; aunque se debe tomar en cuenta que el microfisuramiento de la arcilla acentuará el decremento de la presión intersticial, acelerando el drenado de los acuíferos superiores, lugar en donde se realiza este fenómeno.

La influencia de abatimiento por medio del bombeo, se realiza únicamente a la zona de excavación, ya que los muros tablaestaca cortan los acuíferos (lentes de arena), que son los estratos más permeables y que más gasto aportan, siendo casi despreciable la aportación de los estratos arcillosos, debido a la corta duración en las etapas de excavación (tiempo de drenado).

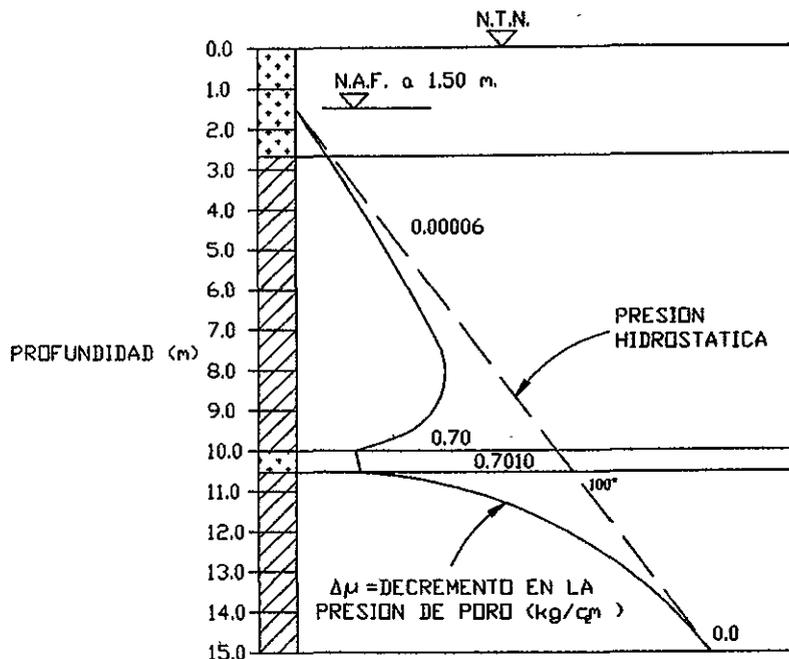
La aplicación del bombeo generará un cambio en la presión de poro, tanto en los estratos arenosos como arcillosos en la vecindad radial al pozo; este cambio de presiones se acentúa al existir microfisuramiento en los estratos de arcilla. Logrando un cambio en los estados de esfuerzos efectivos, mejorando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, logrando favorecer las condiciones de estabilidad en la excavación.

En el análisis de la influencia del bombeo en la masa de arcilla se consideran dos condiciones; la primera de ellas se presenta cuando el pozo queda alojado en arcilla y atraviesa un manto arenoso, en este caso se produce un flujo vertical hacia el mismo, produciendo una disminución en la presión de poro de forma radial; como lo muestran las figuras III.1.a., III.1.b.y III.1.c.

La segunda condición se tiene cuando el pozo atraviesa un depósito de arcilla de un cierto espesor, el cual se encuentre cubierto por una capa superficial permeable y apoyado sobre un estrato arenoso, el estrato se ve sujeto a los efectos de una pérdida constante de presión  $\Delta P$  en su base, flujo horizontal que induce una disminución de presión de poro en la masa de arcilla. En el caso del abatimiento por flujo horizontal la distancia entre pozos será mayor, ya que tiene una mayor eficiencia debido a que en los estratos de arena se tiene mayor permeabilidad. Ver figura III.1.d.

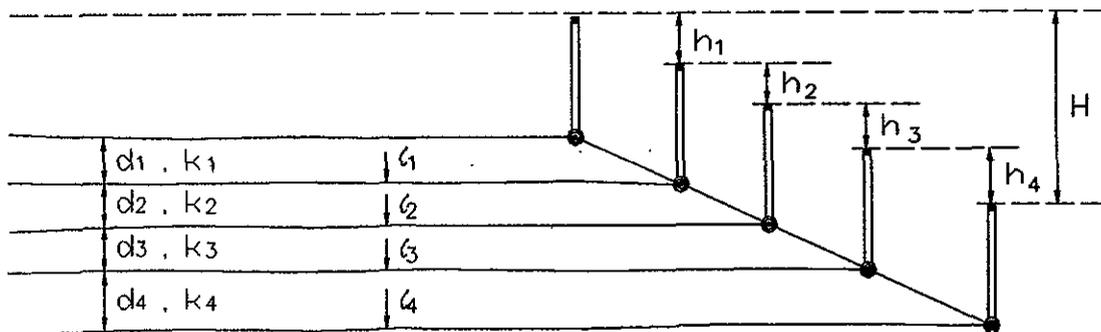
Debido a que los estratos de arcilla son casi impermeables, y se encuentran empaquetados en pequeñas lentes de arena, el drenado en dichos estratos por flujo vertical apenas se presenta, debido a la rapidez con la que se realizan los trabajos de excavación.

El drenado por flujo horizontal de las pequeñas lentes de arena, es el de mayor aportación de gasto en la masa de suelo; este concepto se encuentra representado en la figura III.1.b.



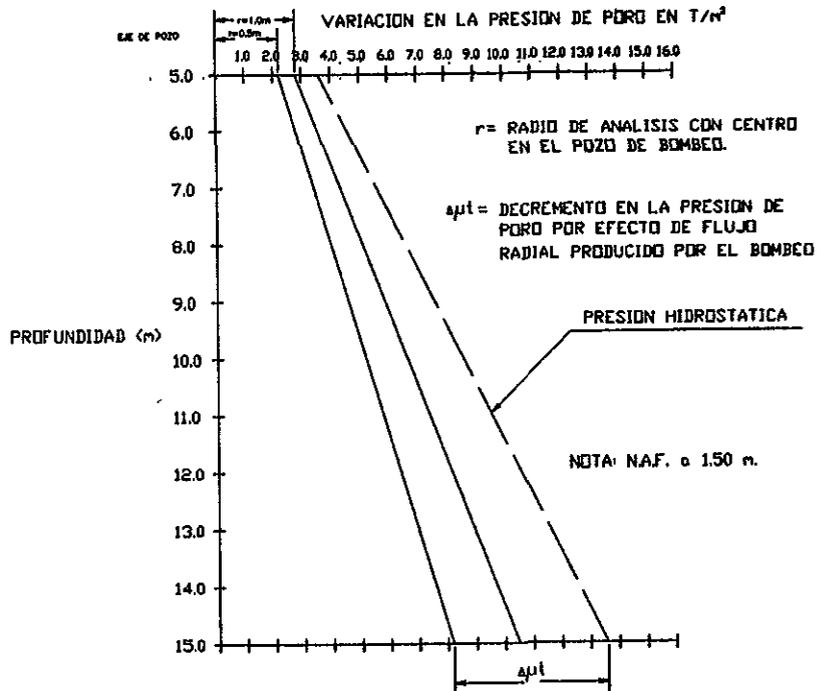
**Figura III.1.a.- Curva típica de abatimiento piezométrico.**

En esta gráfica se observa un decremento de la presión de poro en la arcilla por flujo vertical, y en el estrato de mayor permeabilidad esta se presenta por flujo horizontal.

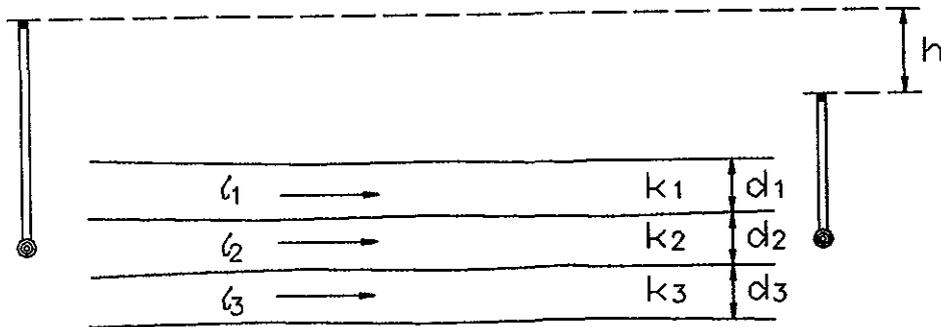


**Figura III.1.b.- Representación esquemática del flujo vertical.**

Se puede observar como el abatimiento es gradual y sensiblemente lineal.

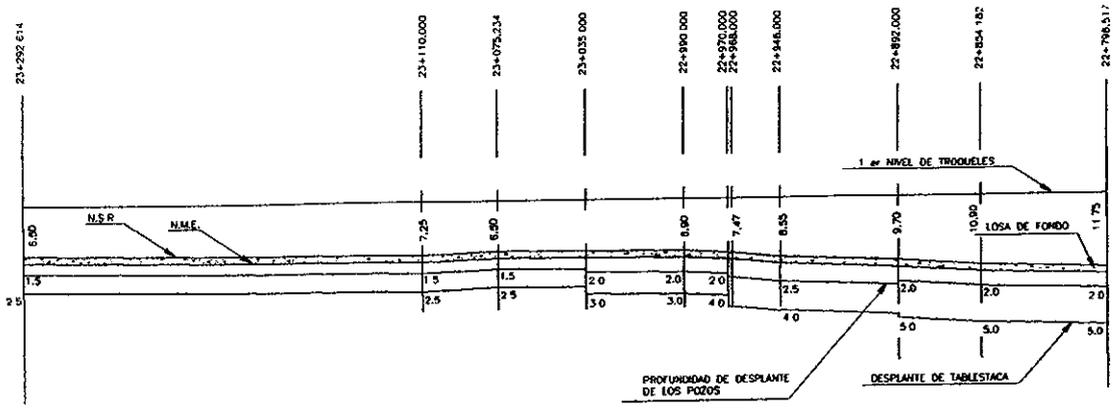


**Figura III.1.c.- Curva típica de abatimiento piezométrico radial por flujo vertical.**  
Este se presenta en los estratos homogéneos de arcilla.

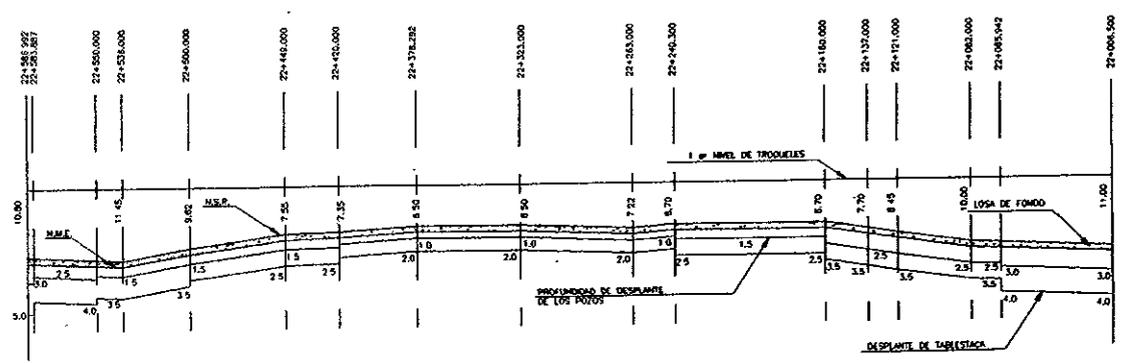


**Figura III.1.d.- Representación esquemática del flujo horizontal en la masa de suelo**  
Se puede observar una disminución en presión de poro de dos puntos en el plano horizontal, siendo esta de manera brusca.

El nivel de desplante de cada pozo así como el nivel de succión, estarán referidos a su correspondiente nivel máximo de excavación, ver los perfiles de las figuras III.1.e y III.1.f.



**Figura III.1.e.- Perfil que muestra el nivel de desplante de los pozos y del muro tablaestaca en el tramo de cajón Buenavista - Garibaldi.**



**Figura III.1.f.- Perfil que muestra el nivel de desplante de los pozos y del muro tablaestaca en el tramo de cajón Guerrero - Garibaldi.**

El nivel de succión de las bombas eyectoras se ubicara a 0.50 m por arriba del nivel de desplante de cada pozo; se deberá garantizar que el sistema de bombeo logre el abatimiento del nivel piezométrico por lo menos al nivel máximo de excavación de la zona en cuestión. Esto deberá verificarse durante la excavación tomando los niveles dinámicos de los pozos de las siguientes etapas por excavar, los cuales deberán gráficamente continuamente para tener un registro en obra, así como la lectura de los piezómetros instalados cerca del sitio.

La profundidad de desplante de las tablaestacas en las estaciones Guerrero y Garibaldi esta a 5.00 m por abajo del nivel máximo de excavación, y el nivel de desplante de los pozos está a solo 3.00 m de este.

En la estación Buenavista el nivel de desplante de la tablaestaca está a 2.50 m por abajo del nivel máximo de excavación y el nivel de desplante de los pozos está a solo 1.50 m de este.

La distribución en planta de los pozos en los tramos de cajón y en las estaciones se puede observar en las figuras III.1.g., III.1.h., III.1.i., III.1.j. y III.1.k.



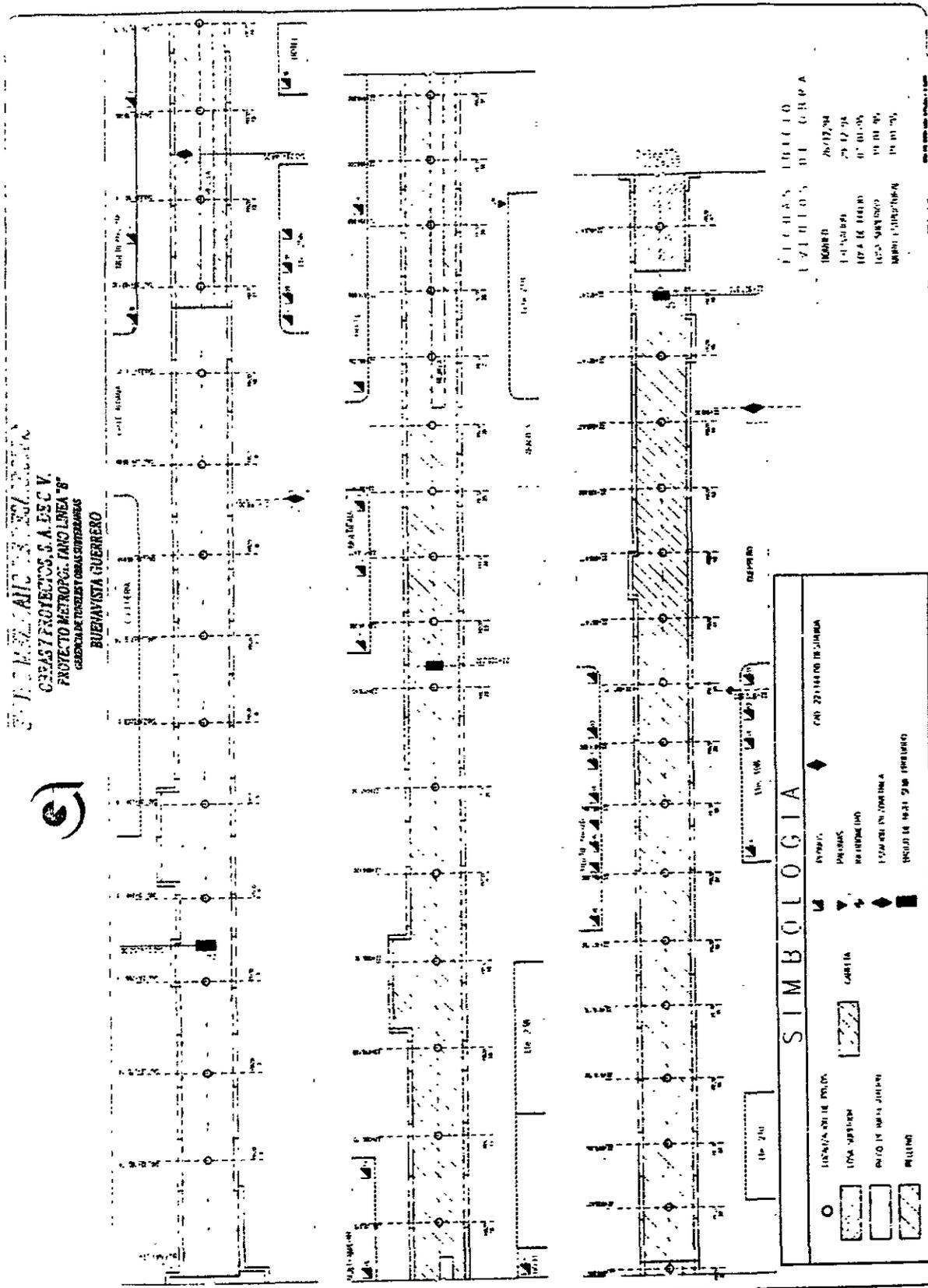


Figura III.1.h



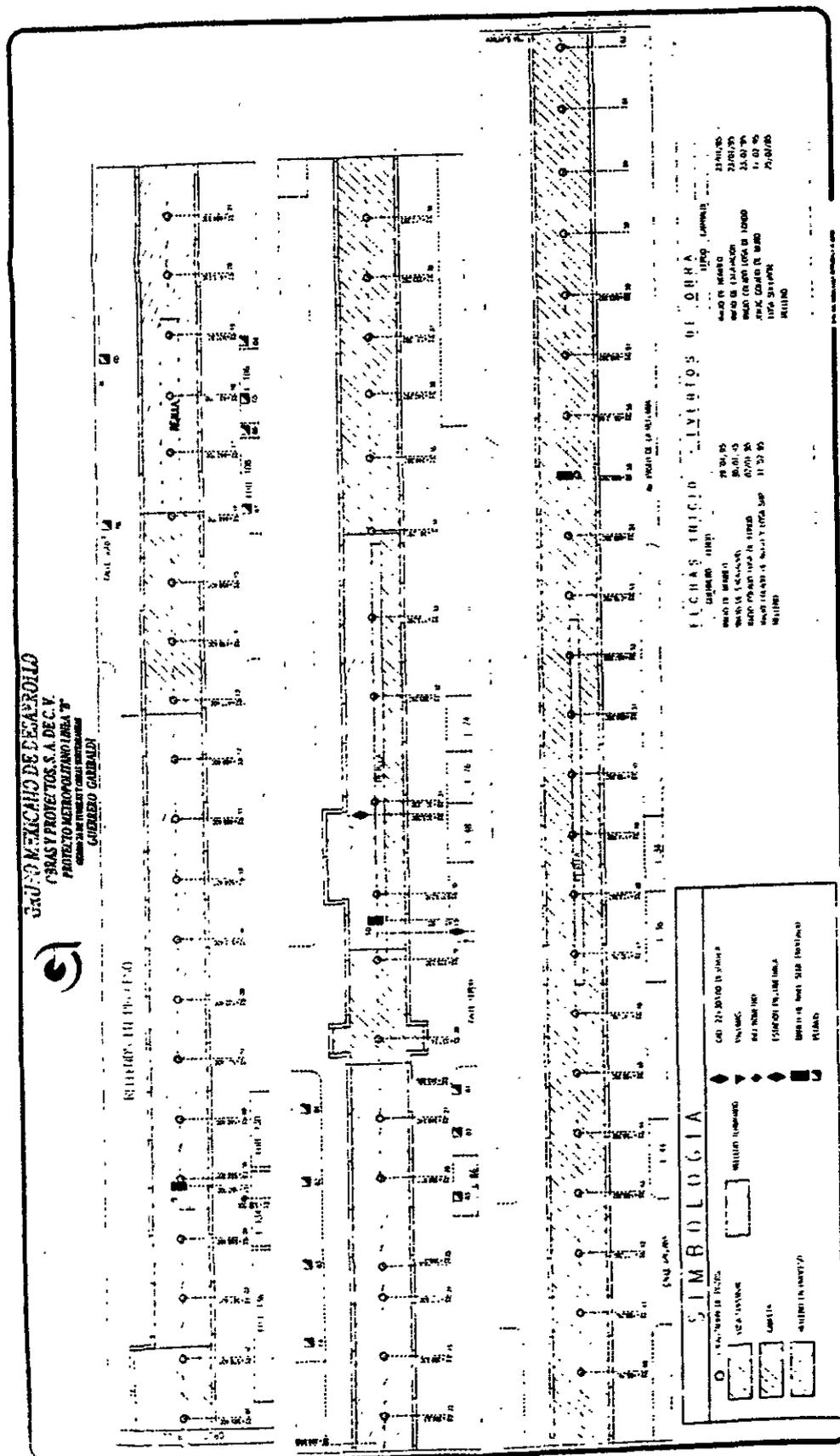
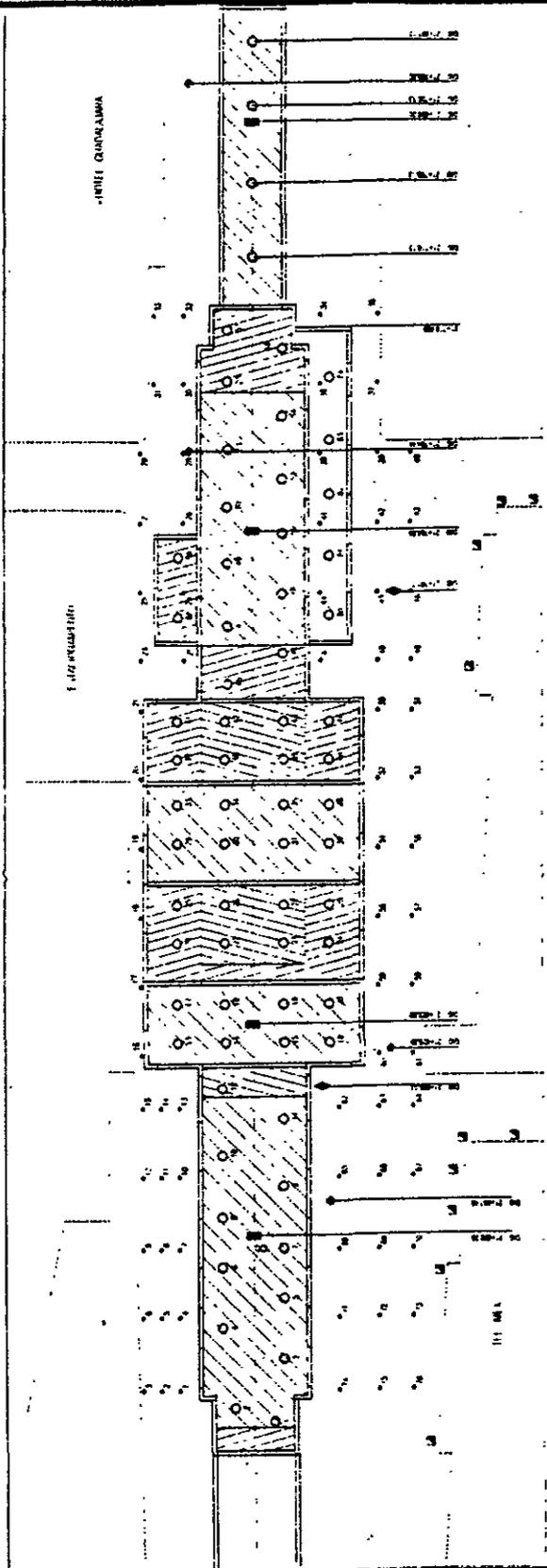


Figura III.1.j.



**GRUPO MECÁNICO DE DESARROLLO**  
**OBRAS Y PROYECTOS, S. A. DE C. V.**  
**PROYECTO METROPOLITANO LINEA "B"**  
**CERREJÓN DE SIMONEST OBRAS SUBTERRÁNEAS**  
**ESTACION CARIBALDI**



**SIMBOLOGIA**

	PROYECTOR DE PUNTO
	PLAZO
	PISTON
	ACEROS
	CONCRETO
	ACEROS REINFORZADOS
	ACEROS REINFORZADOS
	ACEROS REINFORZADOS

ESTACION CARIBALDI - LINEA B  
 PROYECTO METROPOLITANO LINEA B  
 CERREJÓN DE SIMONEST OBRAS SUBTERRÁNEAS  
 ESTACION CARIBALDI

Figura III.1.k.

### III.2.- Construcción de pozos para el abatimiento del nivel freático.

El pozo es la estructura de captación para el abatimiento del nivel freático y la estructura de este la integran los siguientes elementos necesarios para un buen funcionamiento (ver figura III.2.a.).

- 1.- La perforación en el terreno es de 30 centímetros de diámetro.
- 2.- El ademe de p.v.c. está ranurado en toda su longitud.
- 3.- Los centradores del ademe de p.v.c.
- 4.- Malla de tipo mosquitero de plástico.
- 5.- Filtro de gravilla de tamaño máx. de agregado de un cuarto de pulgada (granzón).
- 6.- La instalación de la punta.
- 7.- Módulo de bombeo.

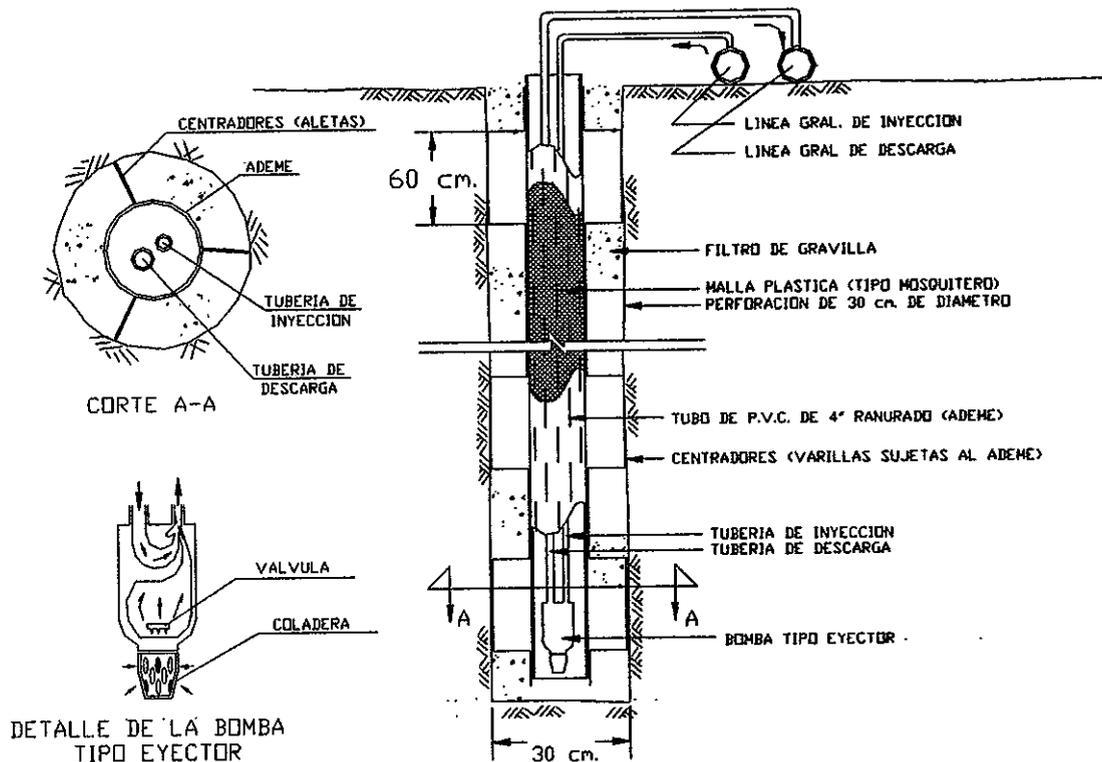


Figura III.2.a.- Estructura de captación para el abatimiento del nivel freático (pozo).

En la figura se observan las partes que integran la estructura.

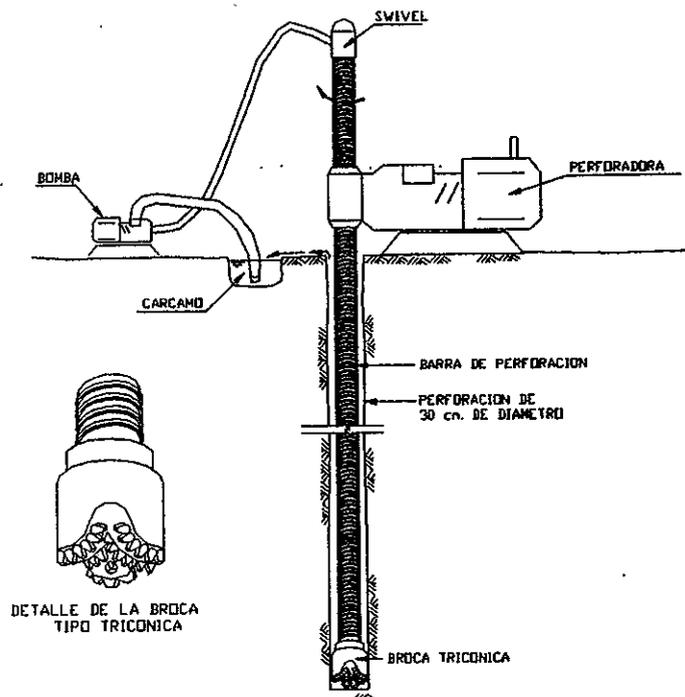
La construcción de los pozos (estructura de captación para el abatimiento del nivel freático), se divide en dos etapas generales: La perforación y ademado.

### 1.- Perforación:

Tradicionalmente en la Ciudad de México, para la perforación de pozos de bombeo se emplean máquinas con sistemas rotatorios, que utilizan brocas tricónicas e inyección de agua que corre dentro de las barras de perforación, teniendo su salida en el fondo del pozo por la broca. (ver la figura III.2.b.).

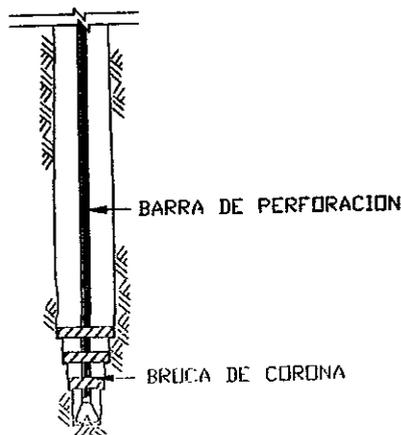
Este procedimiento tiene la desventaja de que la broca tricónica está diseñada para materiales de dureza muy superior a la del suelo de la Ciudad de México, por lo que al realizar la perforación se remoldea el material produciendo lodo, al combinarse con el agua que se inyecta por medio de la barra de perforación.

La forma y modo de trabajo de la broca tricónica origina el fenómeno de "enjarre del pozo", el cual consiste en que la arcilla remoldeada de alta densidad, se pegue en las paredes de la perforación, perdiendo de esta manera la capacidad de captación, principalmente de los estratos de arena.



**Figura III.2.b.- Perforación de pozos con broca tricónica, e inyección de agua.**  
La gráfica muestra el equipo y herramienta utilizados para la perforación de los pozos.

Con la finalidad de evitar en lo posible el fenómeno de enjarre en las paredes del pozo durante la perforación, mediante el procedimiento descrito anteriormente y utilizando la misma maquinaria, se ha habilitado una broca de corona o de aletas escalonadas; dichas aletas cortan el material y lo remoldean de manera instantánea, mezclándolo con el agua que se inyecta por medio de las barras de perforación; logrando un fluido de baja densidad el cual se desaloja rápidamente al exterior del barreno, ver la siguiente figura.



**Figura III.2.c.- Broca de corona o aletas escalonada.**

Con el cambio de broca se obtiene una perforación con paredes casi inalteradas.

Se han ideado otros sistemas constructivos con la finalidad de no tener alteraciones en las paredes del pozo, uno de ellos emplea un bote con cuchillas afiladas de tal manera que al tiempo de cortar el material, este se deposita dentro del mismo, no requiriendo de circulación de agua.

Una innovación en las técnicas de perforación de pozos en suelos blandos lo constituye el doble tubo perforador, el cual permite cortar y extraer los materiales producto de la excavación al mismo tiempo, teniendo un mínimo de alteración en las paredes del pozo, teniendo la ventaja adicional de mayor rendimiento en la perforación.

En la perforación de los pozos en el tramo Buenavista - Garibaldi se utilizaron dos equipos rotatorios uno Long -year modelo 24 y uno Movil Drill, los cuales tienen una capacidad de perforación sin problema de 25 metros.

Para realizar la inyección de agua dentro de la herramienta de perforación se utilizaron dos bombas Moyno, una tipo 3-L6 y la otra 3-L10, se utilizaron dos brocas en cada perforadora; Una tricónica para atravesar la estructura de pavimento y una broca de corona o de aletas escalonadas para los estratos blandos.

El diámetro de los pozos es de 30 centímetros y el nivel de desplante se consultará en la especificación de los tramos, así como en los planos correspondientes a la distribución de pozos en estaciones.

Es importante resaltar que el agua utilizada en la perforación al mezclarse con el producto de la excavación, forma el fluido de baja densidad que ayuda a estabilizar las paredes del barreno, ya que se restringe totalmente el uso de lodo bentonítico en suelos de tan baja permeabilidad, debido a que se pierde la capacidad de captación en el pozo. Esto sucede por que la bentonita se adhiere a las paredes y sobre todo en los pequeños estratos arenosos, evitando el flujo horizontal.

Durante la perforación de los pozos siempre se deposita material arenoso en el fondo, ya que este no saldrá a la superficie revuelto con el lodo, por ser un material de mayor densidad. Dicho material puede causar problemas en los impulsores de las bombas en el módulo de bombeo, así como también en las bombas eyectoras, por lo que siempre el nivel de succión estará 50 cm. por encima del nivel de desplante del pozo.

Una vez conocida la ubicación y profundidad de desplante del pozo por ejecutar, se ubica la máquina perforadora de manera conveniente, se le instala la primera barra de perforación junto con la broca tricónica y con esta herramienta se atraviesa el estrato duro, que generalmente está representado por la estructura de pavimento. El material producto de la perforación se retira de forma manual por medio de un cucharón.

Una vez perforado el estrato duro se cambia la broca tricónica por la de aletas escalonadas o de corona, con la cual se realiza la perforación de los estratos arcillosos hasta el nivel de desplante de cada pozo, ver la figura III.2.c.

Un punto importante en la perforación lo representa las barras de perforación de dos metros de longitud, ya que requieren de un mantenimiento continuo, además tendrán que ser las necesarias para cubrir la longitud del pozo.

Una vez realizada la limpieza de la rezaga del estrato duro, se iniciará la siguiente etapa del procedimiento, en el cual se requiere de una bomba Moyno para tener circulación de agua constantemente durante el proceso de perforación; se habilita un cárcamo cerca del pozo; y se canaliza el agua del pozo hacia este por medio de un canalito de tal forma que podremos reutilizar el agua lo mejor posible, como lo muestra la figura III.2.b.

La bomba Moyno tomará el agua del cárcamo y la inyectará al pozo a través de las barras de perforación teniendo salida por la broca, cuando el lodo rebosa en el pozo, este se canaliza nuevamente al cárcamo, depositándose los sólidos en el fondo y el agua es tomada nuevamente por la bomba, de esta manera se completa el ciclo.

La toma de la bomba Moyno estará ubicada a una altura por arriba del fondo del cárcamo, ya que aunque la bomba es capaz de manejar lodos, no es conveniente que estos circulen dentro de las barras de perforación; así como también no debe suspenderse la inyección de agua que arrastre el material cortado, evitando con esto el fenómeno de enjarre.

Es importante que cuando en el cárcamo se encuentre depositado demasiado material sólido producto de la excavación, este debe ser retirado para mantener el cárcamo en condiciones de trabajo, así como también es importante contar con una fuente de abastecimiento de agua para los trabajos de perforación.

Una vez alcanzado el fondo de la perforación, se para el equipo y se inician los trabajos de lavado del pozo; la bomba moyno se conecta a un depósito de agua limpia, inyectándola dentro del pozo, ahora el agua tendrá un viaje de regreso al cárcamo sin que esta sea tomada nuevamente por la bomba; el agua lavará el pozo y la herramienta, quedando concluido el proceso cuando el agua que sale del pozo esté completamente limpia.

Al terminar el lavado del pozo, se retiran de este las barras de perforación y la broca de aletas escalonadas, entonces se mueve el equipo y herramienta hacia el siguiente pozo, se inicia aquí la segunda etapa de la construcción de los pozos denominado el ademado del pozo.

## **2.- Ademado del pozo:**

Hasta 1987 los pozos de bombeo para el abatimiento del nivel freático en la Ciudad de México, se ademaban con tubería metálica ranurada en obra o troquelada de fábrica; a partir de esta fecha, se inicia la experimentación del uso de tubería plástica de p.v.c. ranurado en obra como ademe de los pozos, lo cual significa un ahorro importante en el costo. Esta técnica del ademe de plástico de p.v.c., en la actualidad se encuentra totalmente difundida y aceptada, después de haber comprobado su efectividad.

En el Metropolitano línea - B tramo Buenavista - Garibaldi se utilizó como ademe, tubería de p.v.c. sanitario de 4" de diámetro, obteniendo con esto un menor costo, aunque hay que mencionar que existen algunas desventajas al utilizar este tipo de tubería.

A continuación mencionaremos algunas ventajas del uso de la tubería de p.v.c. contra la de acero.

a.- La ventaja principal es la diferencia de costo, resultando mayor en la tubería de acero; aunque a la tubería de acero se le pueden dar varios usos, el ranurado de esta no permite que se utilice en otro tipo de actividad.

Al atacar diferentes frentes al mismo tiempo en la obra, resulta imposible darle varios usos a la tubería de acero, por tal motivo y debido a que este tipo de obra no es muy frecuente, el costo se debe depreciar totalmente o de lo contrario se genera mucho activo fijo.

b.- Con la tubería de p.v.c. se eliminan los costos adicionales de trabajos realizados de soldadura y corte de tubería de acero para su habilitado y operación, que generalmente resultan ser muy caros.

c.- La tubería de p.v.c. presenta una mejor facilidad en su manejo que la de acero, debido a su peso.

Ya se mencionó que las longitudes de los ademes varían entre los 15 y 25 metros, por lo que el ademe realizado con tubería de p.v.c. presenta mayor facilidad en su acarreo, habilitado y colocación.

d.- Cuando se utiliza la tubería de acero como ademe, es necesaria una plantilla más numerosa de personal y el uso de equipo mayor para su colocación.

Existen pocas desventajas en el uso de la tubería de p.v.c. como ademe.

a.- Si no se distribuye adecuadamente las ranuras a lo largo del ademe de p.v.c., este se puede debilitar; sufriendo aplastamiento en algunos puntos cuando se coloca el filtro; quedando inservible el pozo debido a que no se puede instalar dentro la punta con la bomba eyectora.

b.- Se requiere habilitar una especie de anillo de refuerzo al inicio del ademe, para darle una mayor resistencia sobre todo cuando se introducen la punta por primera vez en el pozo.

El refuerzo se realiza con un tramo de tubo de p.v.c., el cual se corta a lo largo y se pega abrazando el cabezal del ademe, logrando tener un doble espesor de la pared del tubo en la punta.

Una vez que se conocen las longitudes de los pozos, los ademes se habilitan de una sola pieza con ayuda de coples y pegamento para p.v.c., después se ranura en toda su longitud, para que el agua se pueda captar dentro del ademe, donde se tendrá el equipo para su extracción.

La especificación general para abatimiento del nivel freático, marca que se debe tener una área de filtración mínima, entre el 3% y el 5% de la superficie en ademes de p.v.c. dentro del acuífero.

### **Ejemplo.**

Calcular el número de ranuras para un tubo de 4" de diámetro y 12.90 m. de longitud de profundidad del acuífero.

Para el ademe de p.v.c.:

La superficie de filtración será: Perímetro x Longitud del acuífero.

$$\text{Perímetro} = \pi D = (3.1416)(0.1016) = 0.319186 \text{ m.}$$

$$\text{Sup. de filtración} = \pi DL = (0.319186)(12.90) = 4.1175 \text{ m}^2.$$

Si la ranura es de 30 cm. de longitud y 3 mm. de ancho, se tendrá un área de filtración por ranura de:

$$a = (0.003)(0.30) = 0.0009 \text{ m}^2.$$

Si tomamos un 4% de área de filtración como adecuado:

$$4.1175 \text{ m}^2 \text{ ----- } 100\%$$

$$X \text{ ----- } 4\%$$

Se tiene:

$$X = 0.1647 \text{ m}^2$$

De lo cual se obtiene el número de ranuras en el tubo.

$$\text{No de Ranuras} = 0.1647/0.0009 = 183$$

### **3.- Los centradores del ademe de p.v.c.:**

Dichos elementos son constituidos por tres varillas dobladas de tal forma que mantengan centrado el ademe dentro de la perforación, estas se distribuyen equidistantes al perímetro del ademe; dichas varillas se doblaran formando aletas las cuales se distribuyen de manera equidistante a lo largo del pozo.

Los centradores tienen una dimensión aproximada de 1.20 m., los cuales se habilitan sujetándolos de sus extensiones a la tubería de p.v.c. por medio de amarres con alambre recocado.

### **4- Malla de tipo mosquitero de plástico:**

Una vez que se ha habilitado el ademe y sus ranuras, colocaremos una malla del No. 8 A.S.T.M. de plástico preferentemente, la cual se deberá sujetar firmemente alrededor del ademe, con objeto de que no se vaya a desprender durante las maniobras de instalación; además esta deberá cubrir perfectamente toda la superficie del ademe.

Una vez que la malla se amarra a todo lo largo del ademe con alambre recocado; antes de meterlo dentro de la perforación del pozo, se colocan 3 centradores cerca de cada extremo del ademe y 3 al centro, con lo cual garantizamos la verticalidad y centrado dentro del área de perforación.

### **5.- Filtro de gravilla:**

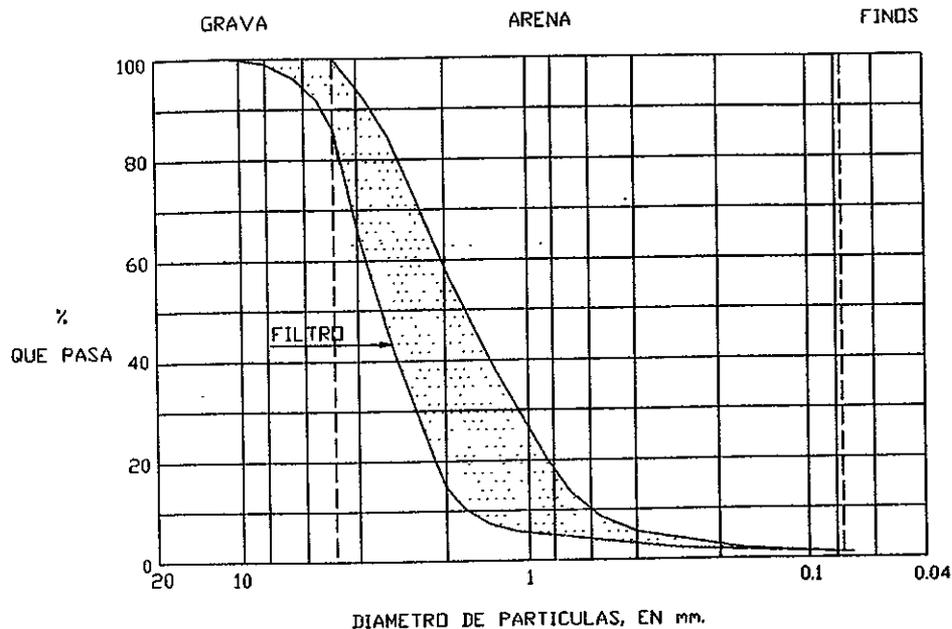
Dentro de la segunda actividad en la construcción de los pozos se encuentra la colocación del filtro, este llenará el espacio perimetral entre las paredes de la perforación y la tubería del ademe de p.v.c.

El llenado del filtro deberá de ser de manera uniforme, de tal forma que no se originen flexiones en la tubería de p.v.c. entre los centradores, ya que al ocurrir puede provocar la falla del ademe inutilizando el pozo.

Inicialmente este filtro se diseñaba siguiendo las especificaciones que se empleaban en los pozos profundos de agua potable, en los cuales los materiales utilizados tienen una granulometría determinada, difícil de conseguir de manera natural, y por lo tanto el utilizar dicho material aumenta el costo de esta actividad en obra.

Empíricamente se ha demostrado por experiencias obtenidas, en gran cantidad de obras donde se han requerido trabajos previos de abatimiento de aguas freáticas, que para las condiciones del subsuelo de la Ciudad de México es suficiente el empleo de gravilla como filtro, de tamaño máximo de agregado igual a  $\frac{1}{4}$  de pulgada.

La especificación general para el abatimiento del nivel freático en el Metro marca que el tamaño del material que se utiliza como filtro, estará dentro de los límites de arena gruesa y la grava fina (granzón) dentro de la zona que se representa en la figura III.2.d. y deberá adoptar una forma similar a las curvas que limitan dicha zona.



**Figura III.2.d.- Granulometría para el filtro de los pozos.**

En la figura se observa la forma y límites de la curva granulométrica para el filtro del pozo.

El material usado como filtro deberá cribarse y lavarse previamente a su colocación, para que no exista material fino que pueda obstruir su funcionamiento.

Dentro de las recomendaciones más importantes después de haber terminado la construcción de la estructura del pozo, se encuentra el habilitar tapones para la tubería de p.v.c. del ademe; para evitar que la gente arroje objetos dentro del mismo, que obstruyan después la instalación de las puntas.

#### **6.- Instalación de la punta:**

Terminada la estructura del pozo, se realiza la instalación de la punta, la cual está constituida por dos tuberías, una de inyección y otra de descarga. La parte superior de las tuberías se conectan al módulo de bombeo por medio de mangueras flexibles tipo tramada, mientras; en su parte inferior es instalada la bomba tipo eyectora.

La bomba eyectora utilizada para el abatimiento de nivel freático es de tipo artesanal, constituida por un Venturi, formado por un chiflón y un difusor, con una discontinuidad entre los dos elementos; sección por donde se succiona el gasto de abatimiento en el pozo.

Una vez armada la punta; tuberías, mangueras y bomba eyectora; la instalación es sencillamente el colocar la punta dentro del pozo y bajarla hasta un nivel de 50 cm por arriba del fondo del pozo.

Antes de iniciar con la excavación del núcleo en cualquier frente, se verifica que no exista obstrucción alguna en el ademe de cada pozo, esto se realiza al instalar las puntas; en caso de existir obstrucción por azolve de lodo, se realiza un nuevo lavado por medio de la punta. Cuando se presenta el caso de obstrucción por colapso de la tubería de p.v.c., esta deberá evaluarse tomando en cuenta su profundidad; en caso de que no exista una solución factible, se realiza otro pozo para su reemplazo.

#### **7.- Módulo de bombeo:**

El módulo de bombeo se encuentra constituido por un cárcamo, una motobomba eléctrica y tuberías principales de inyección y descarga, además, todo lo referente a la instalación eléctrica para la motobomba.

Las mangueras flexibles de las puntas se conectan a las tuberías principales de inyección y descarga; la tubería principal de inyección se encuentra conectada a la motobomba, la cual toma el agua para abastecer el sistema, de un cárcamo de almacenamiento, que a su vez estará abastecido por la tubería principal de descarga, cerrando de esta manera el sistema.

Para el funcionamiento eléctrico de la motobomba se cuenta con un centro de carga eléctrico, formado por tres sistemas de control de tipo manual, de la misma capacidad de corriente del motor.

### **III.3.- Algunos conceptos técnicos desarrollados por el Dr. Leonardo Zeevaert para el diseño de sistemas de bombeo para el abatimiento del nivel freático en Arcillas de la Ciudad de México.**

#### **a).- Estudio de un solo pozo.**

El estudio de la filtración del agua en pozos es de importancia para diversos problemas de mecánica de suelos. Principalmente cuando éstos se usan para reducir el nivel superficial del agua del subsuelo en excavaciones necesarias para alojar cimentaciones de estructuras de edificios, apoyos de puentes, diques para la construcción de embarcaciones, etc. Además de la importancia de poder prever las presiones hidráulicas y gradientes hidráulicos durante el bombeo, es necesario también conocer el gasto probable de agua que se obtendrá de los pozos, con objeto de recomendar el bombeo necesario para el problema del cual se trate.

#### **b).- Problema de un solo pozo.**

Así pues, para estudiar estos problemas supongamos un pozo de diámetro ( $2r_0$ ) hasta llegar a un depósito impermeable. El pozo así dispuesto corta todos los depósitos permeables del suelo; de espesores  $d_n$  y coeficiente de permeabilidad  $k_n$ . Supongamos que el bombeo de gasto "q"

ocasiona una depresión ( $S_o$ ) del manto, que sin embargo no excede el espesor del primer deposito de coeficiente de permeabilidad  $k_o$ . Aplicando la hipótesis de Dupuit, que establece que el gradiente hidráulico en la sección considerada es igual a la pendiente de la superficie libre del agua; esto es, el gradiente hidráulico se conserva aproximadamente constante para cualquier punto de la sección cuando la depresión del agua en el pozo no es muy grande, así pues se puede establecer la condición de gasto, aplicando la ley de Darcy, Fig. III.3.a.

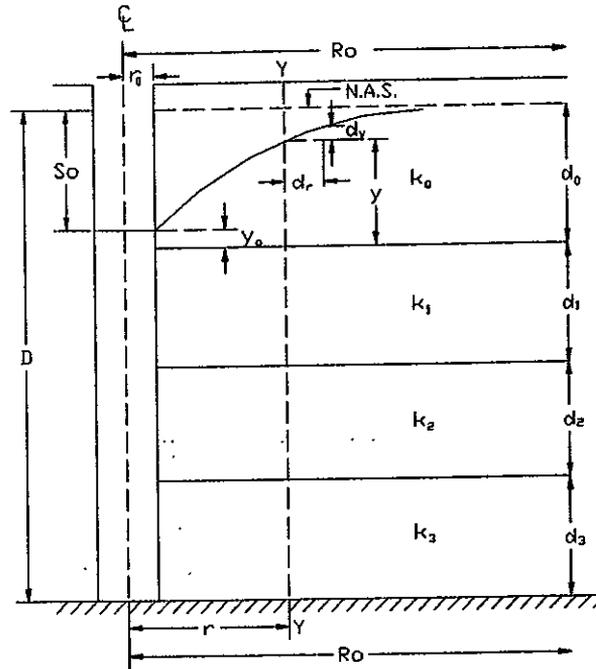


Figura 3.3.a

En la sección Y - Y a una distancia radial r, se obtiene:

$$q = 2 \pi r y k_o \frac{dy}{dr} + 2 \pi r d_1 k_1 \frac{dy}{dr} + \dots + 2 \pi r d_n k_n \frac{dy}{dr} \quad 1\text{-III.3}$$

la expresión anterior se puede escribir como sigue:

$$q \frac{dr}{r} = 2 \pi k_o y dy + \sum_1^n 2 \pi k_n d_n dy$$

que después de integrar quedaría:

$$q \log r = \pi k_o y^2 + \sum_1^n 2 \pi k_n d_n y + C \quad 2\text{-III.3}$$

la constante de integración C puede encontrarse si se considera que cuando

$r = r_o$ ,  $y = y_o$

así resulta:

$$q \log (r/r_o) = \pi k_o (y^2 - y_o^2) + \sum_1^n 2 \pi k_n d_n (y - y_o) \quad 3\text{-III.3}$$

si el régimen se encuentra establecido para  $r = R_o$ ,  $y = d_o$ , se encuentra la expresión final para el gasto:

$$q = \frac{\pi k_o (y^2 - y_o^2) + 2 \pi \sum_1^n k_n d_n (d_o - y_o)}{2.3 \log_{10} R_o/r_o} \quad 4\text{-III.3}$$

Si la expresión 4-III.3 se pone en términos de la depresión ( $S_o$ ) del nivel de agua superficial, la expresión 4-III.3 se leería como sigue:

$$q = \frac{\pi k_o (2d_o - S_o) + 2 \pi \sum_1^n k_n d_n}{2.3 \log_{10} R_o/r_o} S_o \quad 5\text{-III.3}$$

De la expresión 5-III.3 se observa que pueden obtenerse dos cosas particulares:

Primero: El depósito superficial  $d_o$  atravesado por el pozo es mucho más permeable que los depósitos inferiores de tal manera que:

$$\frac{k_n}{k_o} \approx 0$$

de donde se deduce que:

$$q = \frac{\pi k_o (2d_o - S_o)}{2.3 \log R_o/r_o} S_o \quad 6\text{-III.3}$$

Segundo: El depósito superficial de espesor  $d_o$  atravesado por el pozo es impermeable, en cuyo caso los acuíferos  $d_n$  se encuentran confinados, entonces se obtiene:

$$q = \frac{2 \pi \sum_1^n k_n d_n}{2.3 \log R_o/r_o} S_o \quad 7\text{-III.3}$$

De las fórmulas anteriores para el caso de pozos en acuíferos no confinados, se ve que aparentemente cuando  $s \rightarrow D$  se obtiene el mayor gasto, lo cual no puede ser real puesto que el área de aportación se reduce teóricamente a cero. Para encontrar el valor máximo del gasto, Fig. III.3.b, aplicamos el concepto de la parábola de Kozeny, que establece que a la salida el gasto debe ser compatible con el siguiente valor:

$$Q = 2\pi r_o (k y_o) \quad 8\text{-III.3}$$

por consiguiente, el gasto máximo posible se verifica cuando 8-III.3 y  $Q = f_1(S_o)$  son iguales.

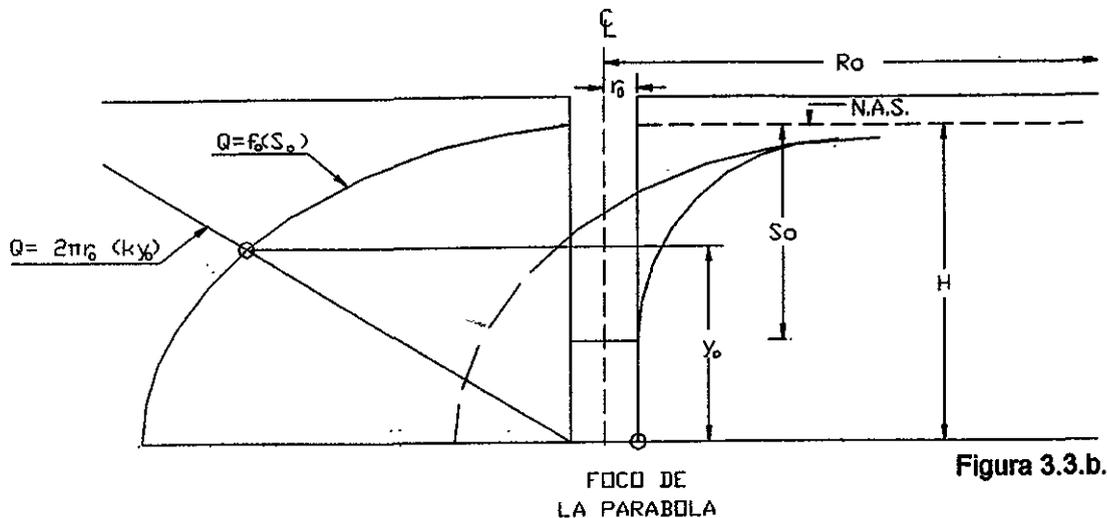


Figura 3.3.b.

En la figura III.3.b se ha efectuado la construcción recomendada por Kozeny para encontrar el valor de  $(y_0)$  y al mismo tiempo el gasto máximo aproximado.

El problema de filtración del agua hacia el pozo puede considerarse principalmente como un problema de flujo horizontal, de tal manera que si el subsuelo está constituido de diversos estratos permeables con permeabilidades  $k_1, k_2, k_3, k_n$  y espesores respectivos  $d_1, d_2, d_3, d_n$ , la solución del problema puede encontrarse satisfactoriamente, efectuando una transformación geométrica de la masa del suelo en sentido vertical haciendo a éste isótropo. Para llevar esto a cabo, se usará el valor de la permeabilidad media, esto es:

$$k_m = \frac{\sum_1^n k_n d_n}{\sum_1^n d_n} \quad \text{a-III.3}$$

en donde  $\sum_1^n d_n = D$ , espesor total de los estratos, por consiguiente para reducir el depósito a una misma permeabilidad  $k_m$ , los espesores se tendrían que multiplicar respectivamente por  $k_n/k_m$  obteniéndose el espesor transformado de cada estrato:

$$d_{nt} = (k_n/k_m) d_n \quad \text{9-III.3}$$

y el espesor total del sistema transformado:

$$D_{ot} = \sum_1^n d_{nt}$$

que como se ve de a-III.3, es igual al del sistema real, si se usa el coeficiente medio de permeabilidad  $k_m$ .

Si el depósito no se encuentra confinado entonces se tiene, Fig III.3.c., aplicando la hipótesis de Dupuit.

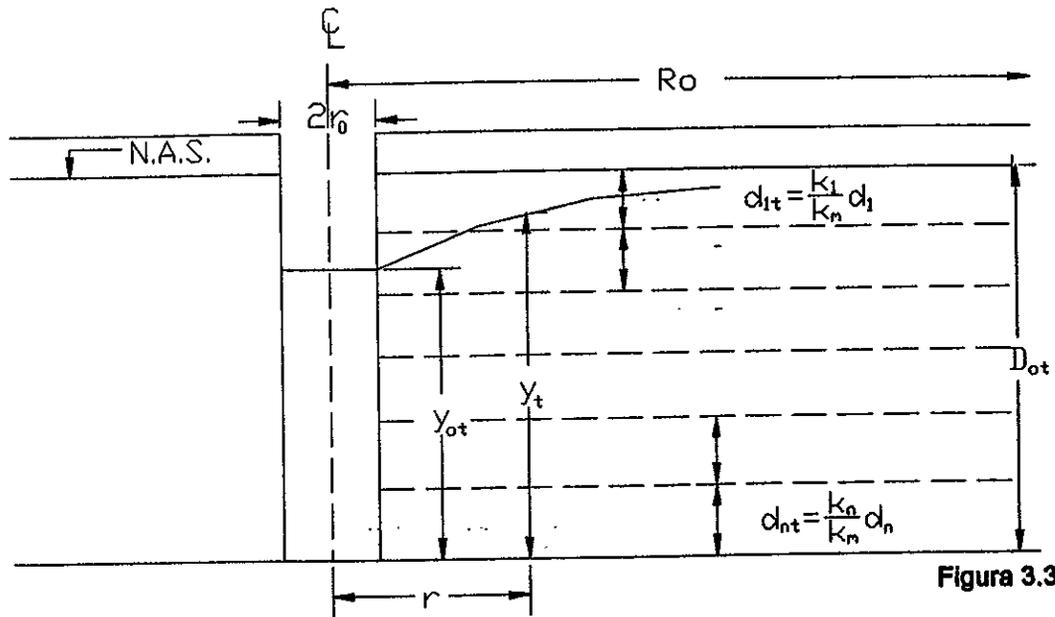


Figura 3.3.c

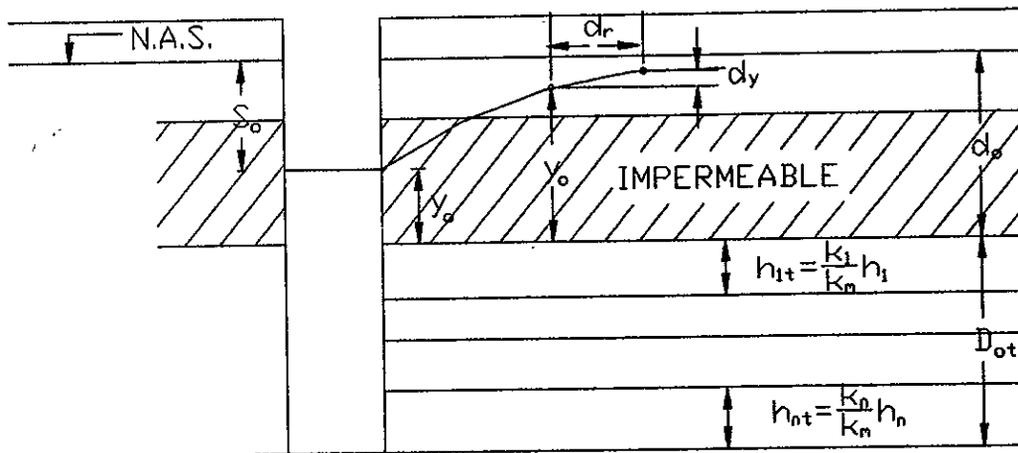


Figura 3.3.d

$$q = 2\pi r y_t k_m (dy/dr)$$

$$q (d_r/r) = 2\pi k_m y_t dy_t$$

10-III.3

por integración:

$$q \log r = 2\pi k_m \frac{1}{2} y_t^2 + C$$

la constante de integración se determina con la condición de que cuando  $r = r_o$ ,  $y_t = y_{ot}$ :

$$q = \frac{\pi k_m (y_t^2 - y_{ot}^2)}{2.3 \log r/r_o} \quad 11-III.3$$

cuando el régimen se encuentra establecido  $r = R_o$  y  $y_t = D_{ot}$ , de donde:

$$q = \pi k_m \frac{(D_{ot}^2 - y_{ot}^2)}{2.3 \log R_o/r_o} \quad 12-III.3$$

Si el acuífero se encuentra confinado, fig. III.3.d, el gasto

$$q = \pi r D_{ot} k_m (dy/dr)$$

de donde:

$$q \log r = 2\pi k_m D_{ot} y + C$$

para:  $r = r_o$ ,  $y = y_o$  de donde:

$$q = \frac{2\pi k_m D_{ot} (y - y_o)}{2.3 \log r/r_o} \quad 13-III.3$$

y para que el flujo se estabilice  $r = R_o$ ,  $y = d_o$

$$q = \frac{2\pi k_m D_{ot} (d_o - y_o)}{2.3 \log R_o/r_o}$$

pero de la figura III.3.d, se puede observar que:

$$d_o - y_o = S_o$$

de donde se obtiene:

$$q = \frac{2.73 k_m D_{ot}}{\log R_o/r_o} S_o \quad 14-III.3$$

compruébese que la fórmula anterior es idéntica a la 7-III.3

La fórmula para un pozo establecida hasta aquí indica que el gasto disminuye a medida que  $(R_o)$  crece. Desde el punto de vista práctico  $(R_o)$  no puede aumentar indefinidamente si se trata de depósitos acuíferos de capacidad ilimitada o abastecidos eficazmente, cuando este es el caso, el valor de  $(R_o)$  quedará limitado a la distancia del abastecimiento. Sin embargo, Sichardt propone una fórmula empírica para estimar el valor de  $(R_o)$ , resultado de numerosas observaciones efectuadas en el campo cuando la fuente de abastecimiento queda lejano, esto es más lejos que el valor dado por Sichardt.

La Fórmula empírica de Sichardt, obtenida de mediciones en el campo, es la siguiente:

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

$$R_o = C (h - h_o) \sqrt{k} = C S_o \sqrt{k} \quad 15-III.3$$

en donde ( $S_0$ ) abatimiento del agua en el pozo en centímetros, ( $k$ ) coeficiente de permeabilidad de estrato permeable horizontal en el que se extrae el agua en cm/seg y el valor de  $C$  se puede tomar como 300 para pozos y 200 para zanjas.

p.e. en un pozo donde  $S_0 = 1000$  cm,  $K = 10^{-2}$  cm/seg

$$R_0 = 300 \times 1000 \cdot 1/10 = 30000 = 300 \text{ mts.}$$

en una zanja de dren en limo  $k = 10^{-4}$  cm/seg,  $S_0 = 200$  cm

$$R_0 = 200 \cdot 200 \times 1/100 = 400 \text{ cm} = 4 \text{ mts.}$$

c).- Conjunto de pozos.

En Mecánica de Suelos es importante investigar el funcionamiento hidrodinámico de un conjunto de pozos para poder conocer las condiciones de flujo y las presiones hidráulicas necesarias de tomar en consideración cuando se estudia la estabilidad del subsuelo en obras de tierra y cimentación. Así también el de poder valorizar el gasto que dichos pozos aportan para poder prever las condiciones de bombeo de la obra de que se trate.

El estudio de este problema se puede efectuar desde el punto de vista de ingeniería práctica haciendo uso de los conceptos de redes de flujo establecido. Consideramos por medio de la figura III.3.e las condiciones de flujo horizontal del estrato permeable.

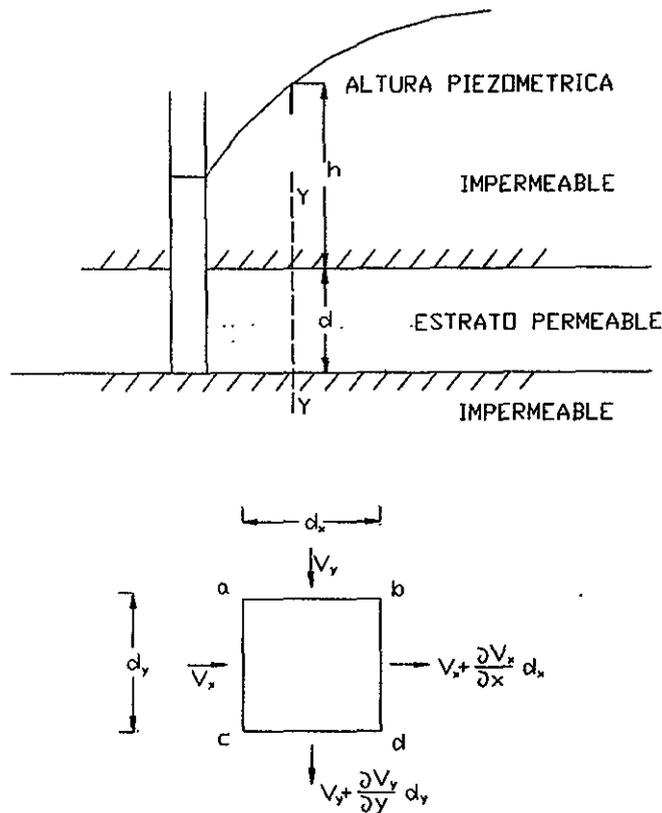


Figura 3.3.e

Deberá suponerse, sin embargo, que la hipótesis de Dupuit es válida en la sección YY considerado, esto es: el gradiente es constante en cualquier punto de esta sección e igual al de la curva de abatimiento. Así pues, la altura piezométrica en la sección considerada tendrá un valor determinado (h), de donde se deduce que los puntos, en el plano horizontal, de igual nivel piezométrico, definen una línea equipotencial.

El gasto que atraviesa los lados a b y a c del elemento diferencial que muestra la figura III.3.e deberá salir por los lados b d y c d si existe continuidad en el flujo, de tal manera que:

$$\frac{dv_x}{dx} dx dy + \frac{dv_y}{dy} dy dx = 0$$

o sea:

$$\frac{dv_x}{dx} + \frac{dv_y}{dy} = 0 \quad 16-III.3$$

Si el potencial en la sección considerada queda representada por:

$$\Psi = h + d \quad 17-III.3$$

con respecto a la base horizontal del estrato permeable, entonces según la ley de Darcy, la 16-III.3 toma la forma:

$$k_m \frac{d^2\Psi}{dx^2} + k_m \frac{d^2\Psi}{dy^2} = 0 \quad 18-III.3$$

Definiendo a  $k_m$  como el coeficiente medio de permeabilidad igual para cualquier dirección se encuentra:

$$\frac{d^2\Psi}{dx^2} + \frac{d^2\Psi}{dy^2} = 0 \quad 19-III.3$$

Se llega entonces a la ecuación de Laplace, ya obtenida en el Art. II.2 y que representa un sistema de curvas equipotenciales o de igual nivel piezométrico cuya ecuación es:

$$\Psi = f_1(x,y)$$

Siguiendo los razonamientos presentados en el artículo de redes de flujo de estos mismos apuntes; se puede demostrar que las líneas de corriente representadas por la ecuación:

$$\phi = f_2(x,y)$$

satisfacen la expresión:

$$\frac{d^2\phi}{dx^2} + \frac{d^2\phi}{dy^2} = 0 \quad 20-III.3$$

De donde se deduce que el sistema de curvas equipotenciales o de igual nivel piezométrico y las líneas de corriente son ortogonales entre sí, y que el problema de flujo hidrodinámico de uno o varios pozos puede ser resuelto por medio de los teoremas usados en el trazado de las redes de flujo

En este caso el gasto en un pozo del sistema será:

$$Q = (k \cdot d \cdot S_o) N_f/N_p \quad 21-III.3$$

en donde  $k$  coeficiente medio de permeabilidad en sentido horizontal del estrato permeable; ( $S_0$ ) abatimiento del agua en el pozo desde el nivel inicia;  $N_f$  número de caídas de potencial. De manera que la relación:

$$N_f/N_p$$

22-III.3

seguirá siendo la característica del sistema definido en los sistemas de redes de flujo establecido.

Con objeto de ilustrar el procedimiento se discutirá el caso de un solo pozo de radio  $r_0$  que atraviesa un solo manto permeable de espesor ( $d$ ) y coeficiente de permeabilidad  $k$ .

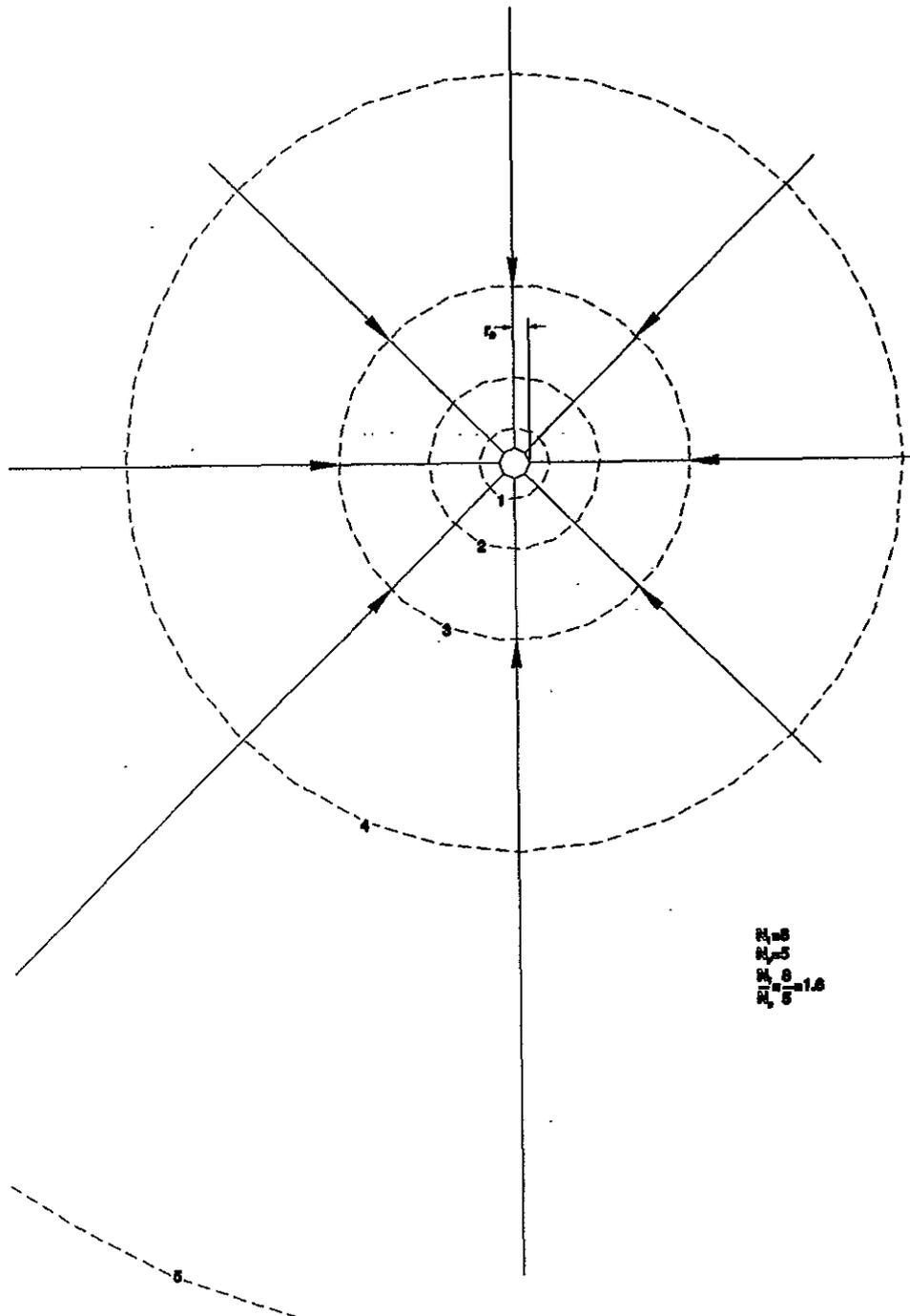


Figura 3.3.f

La figura III.3.f muestra la red de flujo encontrada que tiene una característica hasta la quinta línea equipotencial de 1.6 de donde el gasto que resulta:

$$Q = 1.6 (k \cdot d \cdot S_0) \quad 23\text{-III.3}$$

con objeto de verificar la precisión del procedimiento usemos la fórmula 7-III.3 para un solo estrato confinado:

$$q = \frac{2.73}{\log (R_0/r_0)} (k \cdot d \cdot S_0) \quad 24\text{-III.3}$$

comparando las fórmulas anteriores se observa que la característica  $N_f/N_p$  es función de la relación  $R_0/r_0$ , esto es:

$$\frac{N_f}{N_p} = \frac{2.73}{\log (R_0/r_0)} \quad 25\text{-III.3}$$

de la figura III.3.f. para cinco caídas de potencial se obtiene  $R_0/r_0 = 63$ , de donde:

$$2.73/\log 63 = 1.51$$

De aquí se concluye que, los resultados de aplicar la red de flujo y la fórmula teórica son equivalentes. Sin embargo, nótese que el gasto en el pozo es función inversa de  $R_0/r_0$ , por lo cual antes del trazo de la red deberá estimarse el valor  $R_0$  por medio de la fórmula empírica de Sichardt para establecer la frontera equipotencial exterior de la red de flujo.

El concepto anterior servirá para estudiar sistemas de pozos en las condiciones antes descritas. A continuación se estudian varios sistemas empleando el procedimiento propuesto.

La red de flujo para el caso de dos pozos se encuentra resuelta, para una determinada distancia ( $L$ ) entre ellos, en la figura III.3.g.

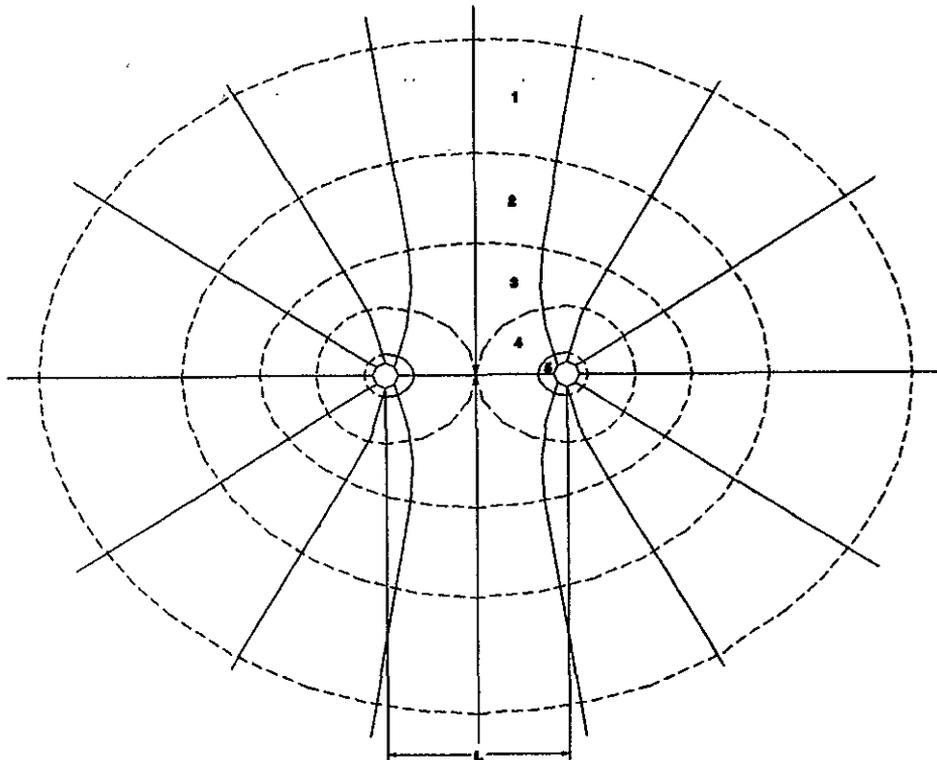


Figura 3.3.g.

De la figura se obtiene:

a.- Número de tubos de flujo: (16).

b.- Número de caídas de potencial: (5), hasta la quinta equipotencial.

Si se considera que la quinta equipotencial representa la frontera exterior de la red de flujo, para este sistema de pozos entonces el gasto vale :

$$Q = 3.20 (k \cdot d \cdot S_0)$$

26-III.3

Las líneas de igual nivel piezométrico en el caso serán también equipresionales y servirán para valorizar el estado de presiones hidráulicas en cualquier punto del plano horizontal  $x, y$ .

Consideremos ahora el caso de cuatro pozos en un recinto abastecido en sus fronteras ABCD, figura III.3.h de tal manera que el perímetro representa la línea equipotencial extrema, es decir, el agua tiene en este perímetro el mismo nivel piezométrico.

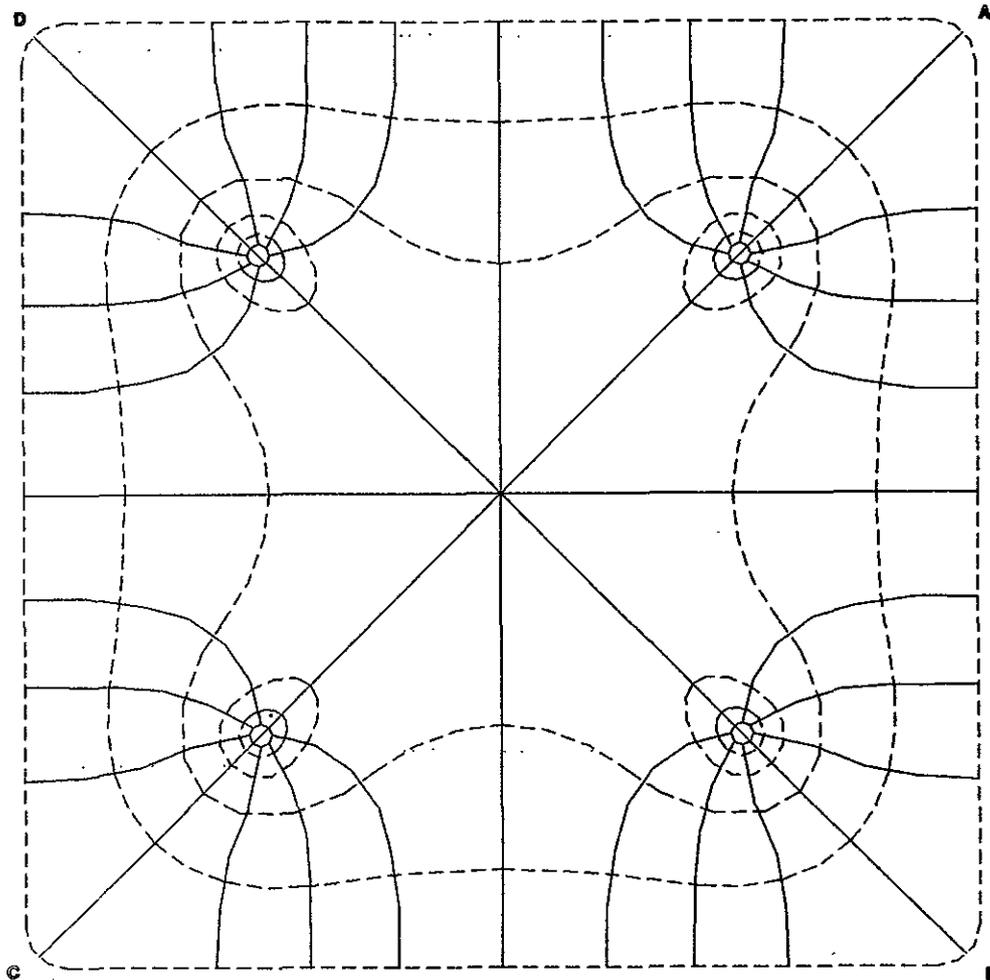


Figura 3.3.h.

Los cuatro pozos de diámetro ( $2r_0$ ) se encuentran distribuidos como muestra la figura III.3.h.

El abatimiento del agua en ellos es ( $S_o$ ), el espesor del estrato ( $d_o$ ) y su coeficiente de permeabilidad ( $K_o$ ). La red de flujo obtenida en estas condiciones proporciona la siguiente característica para cada pozo:

$$N/N_p = 1.6 \quad 27\text{-III.3}$$

por lo que el gasto será:

$$Q = (4) 1.6 ( K_o d_o S_o ) \quad 28\text{-III.3}$$

La presión hidráulica en cualquier punto del plano horizontal ( $x, y$ ) puede obtenerse de la red de flujo.

La figura III.3.i muestra el caso de un sistema de 8 pozos con las mismas características de frontera que el caso anterior.

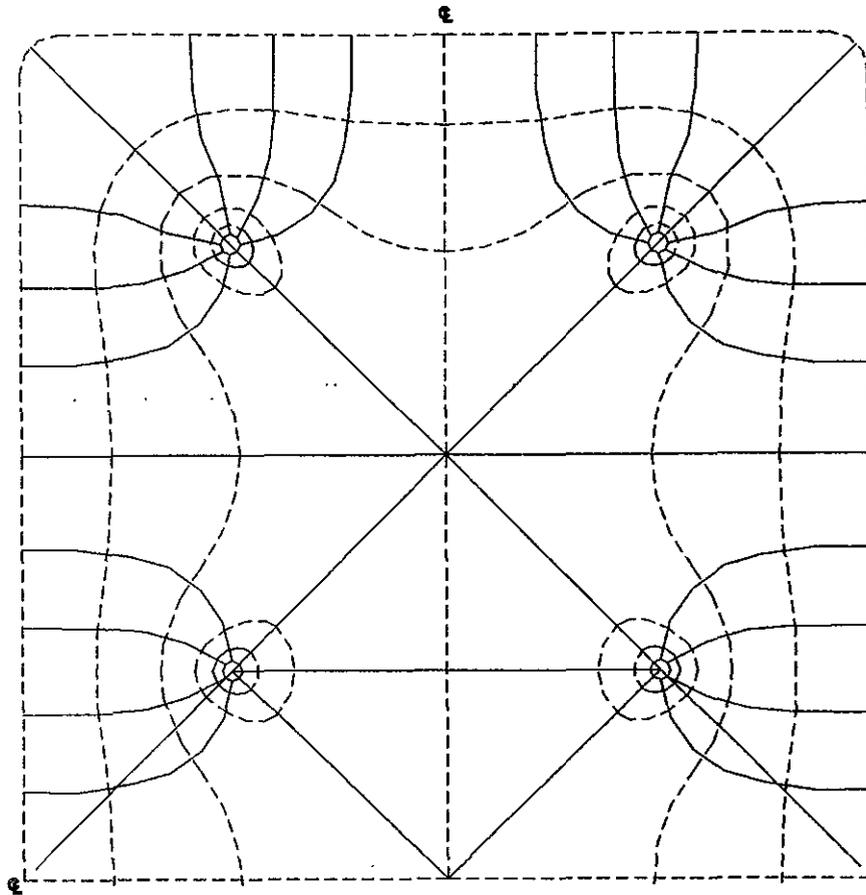


Figura 3.3.i.

De la red de flujo se obtiene para los pozos de esquina:

$$Q = (4) 1.6 ( K_o d_o S_o )$$

para los pozos intermedios:

$$Q = (4) 1 ( k_o d_o S_o ) \quad 30\text{-III.3}$$

por consiguiente el gasto total es:

$$Q_t = 10.4 ( k_o d_o S_o ) \quad 31\text{-III.3}$$

Por los ejemplos anteriores se puede juzgar que usando las redes de flujo podrá resolverse el problema complicado de sistemas de pozos sometidos a una depresión del agua ( $S_0$ ) constante en todos ellos. Será necesario, sin embargo, establecer de antemano la distancia  $R_0$  de los pozos a la frontera equipotencial exterior para la cual el nivel del agua inicial puede considerarse como no alterado por el bombeo.

#### III.4.- Algunos ejemplos de aplicación para el diseño de sistema de bombeo para el abatimiento del nivel freático.

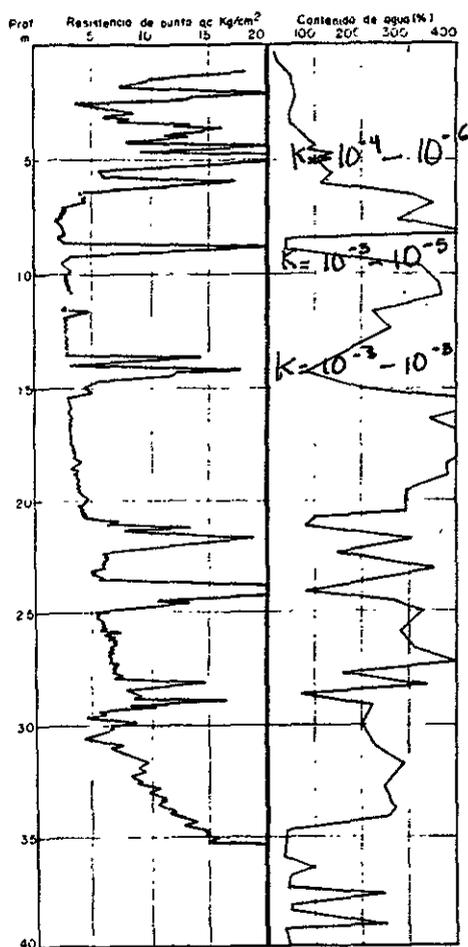


FIG A13-2 CORRELACION DEL CONTENIDO DE AGUA  $w$  CON LA RESISTENCIA DE PUNTA  $q_c$  OBTENIDA CON CONO ELECTRICICO (ZONA DE LAGO)

Figura III.4.a. SONDEO SCE-7 (Resistencia de punta  $q_c$  en  $kg/cm^2$ )

En la figura se muestran los coeficientes de permeabilidad obtenidos en el laboratorio de muestras inalteradas en una excavación, con estos datos daremos unos ejemplos de aplicación:

1.- Calcular el gasto que tendremos al operar 8 pozos en el primer modulo instalado en la estación Buenavista, tomando como válidos los datos de la figura III.4.a.

La profundidad de desplante de los pozos es de 15 metros, se tiene una distribución de proyecto como lo muestra la siguiente figura y la profundidad de excavación máxima es de 8.5 m.

Según un análisis de subpresión se requiere que el nivel de desplante del pozo se encuentre por lo menos a 1.5 m. por abajo del N.M.E.

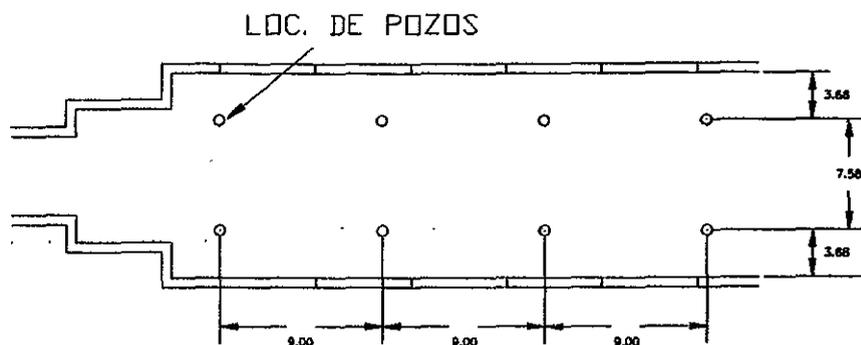


Figura III.4.b.- Propuesta de la distribución de los pozos en planta.

De la figura III.4.a, se toma la siguiente estratigrafía y sus valores correspondientes del coeficiente de permeabilidad.

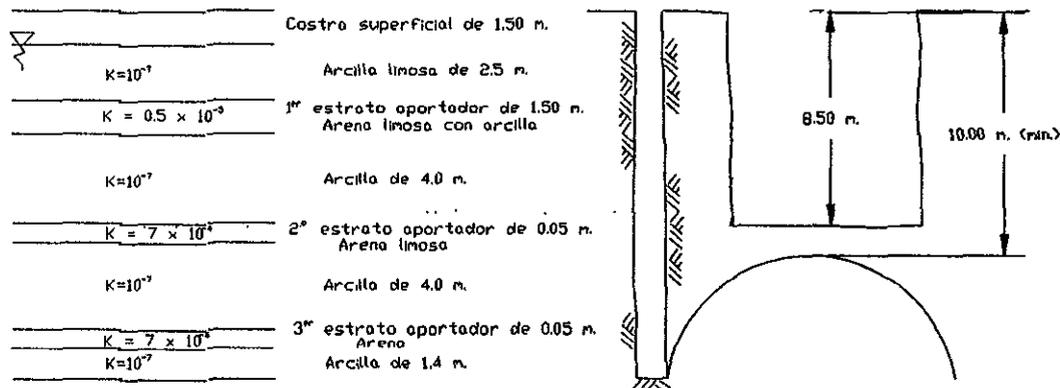


Figura III.4.c.- Estratigrafía y corte de la excavación.

Se obtendrá una permeabilidad equivalente media

$$k_m = \frac{\sum_1^n k_n d_n}{\sum_1^n d_n}$$

1-III.3

$\sum_1^n d_n = D$  espesor total de los estratos (profundidad del pozo)

$$\begin{aligned} \sum_1^n k_n d_n &= 2.50 \times 10^{-7} \\ &0.75 \times 10^{-5} \\ &4.00 \times 10^{-7} \\ &0.35 \times 10^{-4} \\ &4.00 \times 10^{-7} \\ &0.35 \times 10^{-4} \\ &\underline{1.40 \times 10^{-7}} \\ &0.0000786 \end{aligned}$$

$$k_m = (0.0000786)/(15) = 5.2 \times 10^{-6} \text{ cm/seg.}$$

Ahora que tenemos una permeabilidad equivalente obtendremos los espesores transformados de los estratos:

$$d_{nt} = (k_n/k_m) d_n \quad 2\text{-III.4}$$

El espesor total del sistema transformado sera:

$$D_{ot} = \sum_1^n d_{nt} \quad 3\text{-III.4}$$

$$(k_n/k_m) d_n = d_{nt}$$

$$(1.0 \times 10^{-7} / 5.2 \times 10^{-6}) \times 2.5 = 0.048 \text{ m.}$$

$$(0.5 \times 10^{-5} / 5.2 \times 10^{-6}) \times 1.5 = 1.440 \text{ m.}$$

$$2 \times (1 \times 10^{-7} / 5.2 \times 10^{-6} \times 4) = 0.150 \text{ m.}$$

$$2 \times (7 \times 10^{-4} / 5.2 \times 10^{-6} \times 0.05) = 13.460 \text{ m.}$$

$$(1 \times 10^{-7} / 5.2 \times 10^{-6}) \times 1.4 = 0.027 \text{ m.}$$

$$D_{ot} = \sum_1^n d_{nt} = 15.125 \text{ m.}$$

$Q_t = 10.4 (k_m \cdot D_{ot} \cdot S_o)$  ..... Formula en III.3 para 8 pozos

$S_o$  se obtendrá también de manera transformada.

$$S_o = 0.048 + 1.44 + 0.075 + 6.73 + (0.45 \times 10^{-7} / 5.2 \times 10^{-6})$$

$$S_o = 8.30 \text{ m.}$$

$$Q_t = 10.4 (5.2 \times 10^{-6} \times 1512.5 \times 830) = 67.89 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

$$Q_t = (67.89 \times 60)/1000 = 4.07 \text{ l/min.}$$

2.- Calcular el gasto que se tiene en un pozo del tramo Buenavista - Guerrero.

La profundidad de desplante del mismo es de 15 m.

La profundidad de excavación es de 8.5 m, y se requiere que por lo menos hasta los 10 m se abata a cero la presión de poro.

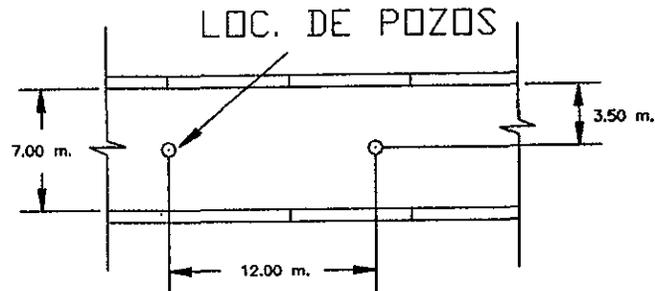


Figura III.4.d.- Tramo de cajón Buenavista - Guerrero en planta.

La primera incógnita que tenemos es la longitud del cono de abatimiento  $R_o$ .

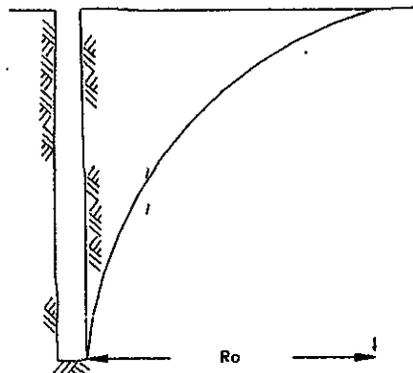


Figura III.4.e.- Corte de pozo y longitud  $R_o$ .

Aplicamos la fórmula empírica de Sichardt:

$$R_o = C S_o \sqrt{k}$$

Como este pozo está muy cerca de los pozos de la cabecera de la Estación Buenavista, tomaremos los mismos datos de espesores y coeficientes de permeabilidad.

$$C = 300 \text{ para un pozo}$$

$$R_m = C S_m \sqrt{k_m}$$

$$R_m = 300 \times 830 \times \sqrt{5.2 \times 10^{-6}} = 567.8 \text{ cm.}$$

Se puede considerar que la separación es adecuada a cada 12 metros

$$r_o = 0.30 / 2 = 0.15 \text{ m}$$

$$q = 2.73 \frac{k_m D_{of} S_o}{\log R_o/r_o}$$

$$q = 2.73 \frac{5.2 \times 10^{-6} \times 1512.5 \times 830}{\log 567.8/15}$$

$$q = 11.29 \text{ cm}^3/\text{seg.}$$

$$q = (11.29 \times 60) / 1000 = 0.68 \text{ l/min.}$$

## IV.- DESCRIPCION Y FUNCIONAMIENTO DEL MODULO DE BOMBEO.

### IV.1.- Descripción general, operación y funcionamiento del módulo de bombeo.

Se han utilizado desde hace 30 años diferentes tipos de módulos de bombeo, para realizar el abatimiento del nivel freático, en un principio se utilizaron materiales que fueran resistentes a las maniobras pesadas de la obra; utilizando cárcamos metálicos; las tuberías de inyección y succión estaban muy sobradas, su diámetro era de 6", así como también la tubería utilizada en las puntas era de 1" para la inyección y de 1 1/4" para la succión.

Debido a lo anterior los costos unitarios eran más altos, ya que se utilizaban cuadrillas más numerosas a las que en la actualidad se manejan, se utilizaba maquinaria para realizar las maniobras de movimiento del módulo, sobretodo por el cárcamo metálico.

En el caso particular del metropolitano línea B, tramo Buenavista - Garibaldi, lo que se realiza con este método es en realidad el abatimiento de la presión de poro en la masa de suelo, ya que al tener un tipo de suelo altamente impermeable, nuestra presión de poro se manifiesta como una subpresión en el fondo de la excavación.

Por cuestión del bajo costo unitario estimado en el concurso para el abatimiento de la presión de poro, se redujo el diámetro en la tubería principal de inyección y de succión de 6" a 4"; en las puntas se utilizaba tubería de acero galvanizado de 1 1/4" y 1", aquí se opto por 1" y 3/4" para la succión e inyección respectivamente. El cárcamo que antiguamente era de acero, ahora es de poliestileno de alta densidad tipo rotoplas de 1100 lbs, como el mostrado en la figura IV.1.a.

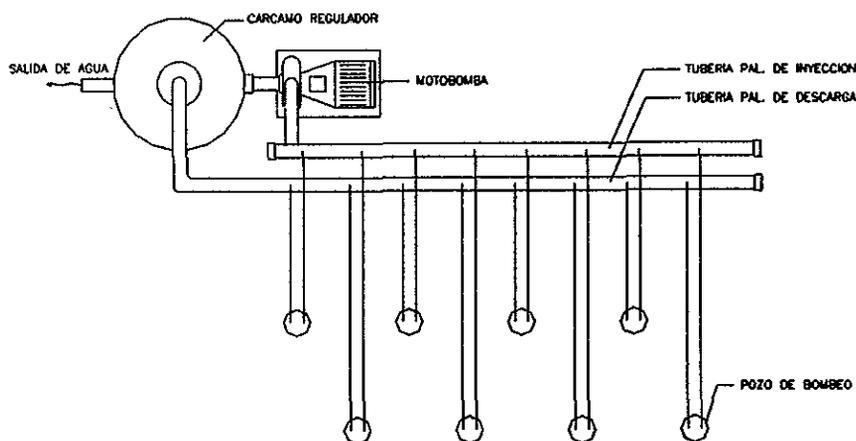


Figura IV.1.a Croquis en planta del módulo de bombeo.

Podemos apreciar uno de los arreglos del módulo de bombeo, utilizado en la construcción del metropolitano línea - B. En algunas ocasiones el cárcamo y la motobomba se colocan en la parte media de las tuberías principales.

El flujo hidráulico que se presenta en el módulo de bombeo, se realiza a partir del dispositivo llamado cárcamo de bombeo, del cual la motobomba tomará el agua que abastecerá la tubería de inyección de 4" de diámetro en toda su longitud. Dicha tubería cuenta con una serie de salidas, por las cuales se suministra agua a la tubería de inyección de las puntas por medio de mangueras de plástico flexibles del tipo tramada, estas serán de igual diámetro al de la tubería de inyección (3/4"). En los extremos inferiores de las puntas se conectan las bombas eyectoras, las cuales tienen un conducto que permite la circulación de agua suministrada por las tuberías de inyección, así como también cuentan con una entrada que permite la extracción de agua contenida en el pozo; el agua de circulación y el gasto de extracción proporcionado por el pozo se canaliza a las tuberías succión de 1" de diámetro de las puntas. El agua que circula por las tuberías de succión de las puntas es captada por la tubería de descarga de 4" de diámetro, mediante mangueras de plástico flexible de 1" de diámetro. El agua que circula por la tubería de descarga finalmente llegara al cárcamo de bombeo, cerrando así el ciclo de circulación de agua en el módulo de bombeo.

Es muy importante contar con un regulador de carga de trabajo dentro del módulo de bombeo, con el cual tendremos la carga de trabajo que se requiera, según el número de pozos que se encuentren funcionando, su profundidad y la longitud de recorrido del agua por las mangueras y tuberías que se encuentren activas.

A continuación tendremos la descripción de las partes que integran el módulo de bombeo.

1) El cárcamo de bombeo (tinaco de plástico). Este elemento es utilizado para el abastecimiento de la bomba del módulo, su capacidad debe ser mayor al volumen de operación integrado por las tuberías de inyección y succión, las mangueras que unen a las tuberías de inyección y succión con las puntas y el volumen contenido en las mismas puntas, de tal manera que se garantice la recirculación de manera ininterrumpida.

El cárcamo contará con dos salidas de agua, una salida de abastecimiento (la toma), para la motobomba, ubicada a 50 cm por arriba del fondo del tinaco, ya que el espacio entre la toma y el fondo servirá para que se depositen los sedimentos arenosos que succiona la bomba eyectora del pozo.

Es importante retirar estos sedimentos de manera periódica, de tal forma que la bomba no succione este material, ya que puede causar daño tanto al impulsor de la motobomba como en el interior de la bomba eyectora; debido a la velocidad que adquiere el agua al pasar por esta, la arena será como una lija, ocasionando desgaste en el sistema.

La otra salida estará ubicada cerca de la parte superior del tinaco y se usará para desalojar el gasto adicional extraído de los pozos que se encuentren operando en ese momento, la extracción de este gasto permite el abatimiento de la presión de poro en la zona de influencia de cada pozo en operación.

2) Motobomba. Este componente sirve para proporcionar la energía necesaria para mantener el movimiento hidráulico del sistema.

En este capítulo se fijará el procedimiento de cálculo, para determinar la capacidad de bomba y potencia del motor necesario.

Este componente se conecta al cárcamo por medio de una manguera flexible de alta resistencia; dicha manguera evita que la vibración que produce el motor eléctrico afecte al cárcamo; la salida de la motobomba contará con una bifurcación, una de retorno al cárcamo de 2" de diámetro, la cual contará con una válvula check que servirá para regular la carga de operación del sistema, y la otra se conectará a la tubería de inyección de 4" de diámetro.

Una parte importante que integra el sistema eléctrico de la motobomba es el tablero eléctrico, el cual estará formado por un interruptor de cuchillas, una estación de botones y un arrancador termomagnético, los cuales serán de la misma capacidad de corriente que el motor.

Es muy recomendable utilizar bombas que contengan sellos de carburo de tungsteno para no interrumpir por periodos largos su trabajo, cuando requieran de mantenimiento, así como también conviene tener un registro del amperaje que recibe la motobomba, ya que las instalaciones a las que se conecta el tablero eléctrico son siempre de tipo provisional a lo largo del tramo.

3) Tubería principal de inyección. Este elemento es habilitado con tubería de acero de 4" de diámetro; para facilitar el acoplamiento entre piezas, sus extremos cuentan con cuerda estándar unidos por medio de coples; los extremos se sellan con un tapón tipo hembra de acero galvanizado, habilitando como máximo, una longitud de 36 m. A lo largo de esta tubería se sueldan coples galvanizados de 3/4" de diámetro, los cuales se centrarán en orificios hechos con anticipación en esta tubería, con la finalidad de conectar a estos las "garzas".

Cada "garza" estará compuesta por un niple vástago, dos codos a 45°, un niple de 30 cm de longitud y una válvula tipo macho, todos de acero galvanizado y roscados para su conexión, este elemento es igual tanto para la tubería principal de inyección como en la tubería principal de descarga, con la diferencia de que en la tubería principal de descarga su "garza" es de 1" de diámetro. Se recomienda habilitar como máximo 4 salidas por cada tramo de tubería de inyección de 6 m de longitud.

Cerca de la bifurcación se conecta en la tubería de inyección un manómetro, en el cual se verificará la carga de presión a la que está operando el sistema.

Entre la motobomba y la bifurcación de retorno se coloca una válvula de compuerta, la cual servirá para modular el gasto que circula por la tubería principal de inyección.

4) Puntas. Dichos elementos se encuentran constituidos por una tubería de inyección de 3/4" de diámetro y una tubería de succión cuyo diámetro es de 1", las dos tuberías se conectan en su extremo inferior a la bomba eyectora, su longitud se habilitará del tamaño de la profundidad del pozo, sobresaliendo 30 cm a la superficie, mientras que la bomba eyectora se sitúa 50 cm por arriba del fondo de la excavación del pozo.

El extremo superior de la tubería de inyección de la punta, por medio de una manguera de plástico tramada de 3/4" de diámetro y resistencia a la presión de 7 kg/cm<sup>2</sup>, se conecta a la tubería principal de inyección, por medio de la garza de 3/4" de diámetro.

El extremo superior de la tubería de descarga de la punta, por medio de una manguera de plástico tramada de 1" de diámetro y resistencia a la presión de 7 kg/cm<sup>2</sup>, se conecta a la tubería principal de descarga, por medio de la "garza" de 1" de diámetro.

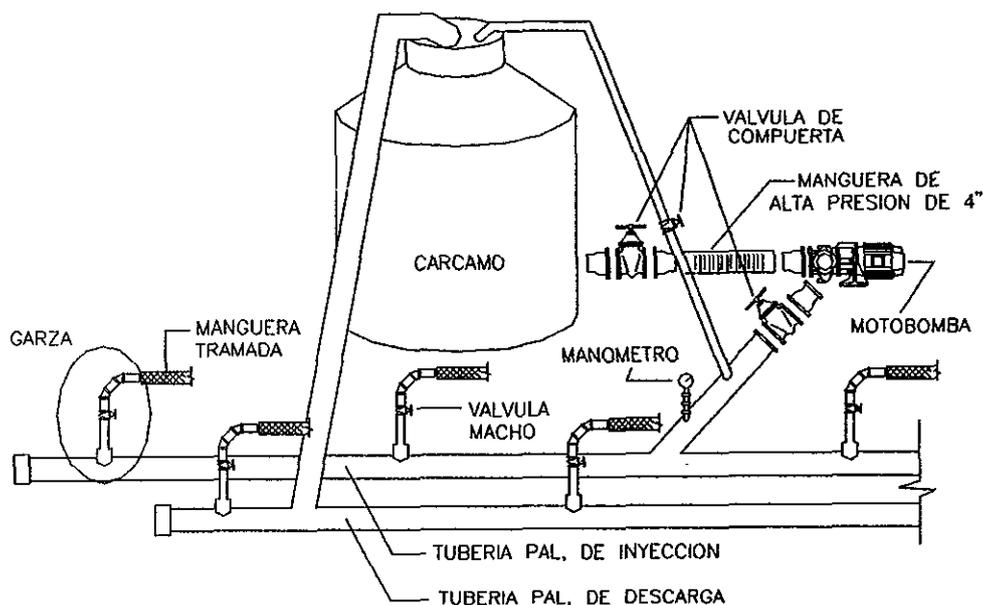
Otro de los elementos que integran la punta es la bomba eyectora, la cual tiene dos orificios, uno de entrada y otro de salida; en el orificio de entrada se conecta la tubería de inyección y en el orificio de salida se coloca la tubería de descarga.

La bomba eyectora se constituye principalmente de un conducto, por el que circula el agua, dicho conducto se interrumpe en un punto y es aquí donde se realiza la extracción del volumen de agua contenida en el pozo.

En el siguiente subcapítulo se realiza una descripción más a detalle de las partes que integran la bomba eyectora, utilizada en el módulo de bombeo para el abatimiento de la presión de poro durante la construcción del metropolitano línea B, ya que dicha bomba se habilitó en obra de manera artesanal.

5) Tubería principal de descarga. Esta será de igual longitud, diámetro e igual número de orificios que la tubería principal de inyección; con la diferencia de que los orificios serán de 1" de diámetro; la colocación de las "garzas" es paralela y de igual manera que en la tubería principal de inyección. Sus extremos estarán bloqueados por medio de tapones hembra, mientras que en un punto se tendrá una bifurcación de 4" de diámetro, la cual descarga el agua al carcamo.

Para entender de una mejor manera las partes que integran el módulo de bombeo y el lugar de su ubicación se presenta la figura IV.1.c.



**Figura IV.1.c.- Módulo de bombeo.**

En la figura se pueden observar las partes más importantes que integran el módulo de bombeo, así como la ubicación de las mismas.

#### **IV.2.- Descripción del funcionamiento hidráulico del módulo de bombeo, elección del tipo de bomba y potencia del motor.**

La extracción del gasto de cada pozo para la realización de la presión de poro, como lo mencionamos en el subcapítulo anterior se realiza por medio de la circulación de agua, en las tuberías de inyección y descarga, conectadas a un cárcamo y a una motobomba la cual se encargará de proporcionarnos la energía cinemática del fluido en el sistema.

Para estimar la potencia y tipo de bomba que se requiere, es necesario determinar el gasto máximo que circulara en el módulo de bombeo, así como el total de la carga que se disipa dentro del sistema.

En este caso, el procedimiento de cálculo hidráulico lo iniciaremos fijando el número de pozos máximo que operará de manera simultanea en el módulo de bombeo, el cual tiene que ver directamente con la profundidad de abatimiento máximo.

Tratando de tener un diseño adecuado del módulo de bombeo, en cuanto a la separación entre pozos; tomando en cuenta experiencias anteriores se fija lo siguiente:

Un número máximo de 8 pozos por módulo.

Una profundidad máxima de las bombas eyectoras de 15 m.s.n.t.

Una carga hidráulica máxima en el cárcamo de bombeo de 2 m.s.n.t.

Una longitud de tubería principal tanto de inyección como de descarga de 36 m.

Una longitud promedio entre la separación del módulo y pozos de 15 m.

Un diámetro de tuberías principales de 4".

Un diámetro de manguera y tubería de inyección en la punta de 3/4".

Un diámetro de manguera y tubería de descarga en la punta de 1".

El gasto aportado por cada pozo fue calculado anteriormente y se fija en  $q = 0.011$  lps.

La bomba eyectora está constituida por un Venturi, el cual se conforma por medio de chiflón y un difusor.

El chiflón varía en su diámetro de 19 mm, a 4.75 mm.

El difusor varía en su diámetro de 4.75 mm, a 25.4 mm.

Determinados los parámetros físicos de nuestro problema, seguiremos con el cálculo hidráulico del sistema. Para obtener pérdidas por fricción y locales razonables en las tuberías, se propone una velocidad de 1.3 m/seg. en la tubería de inyección en la punta.

Se determina el gasto promedio ( $q_i$ ) que circula por la tubería de inyección en cada punta.

$$q_i = V_i A_i$$

$$q_i = 1.3 \times \pi \times 0.019^2 / 4$$

$$q_i = 0.000368 \text{ m}^3/\text{seg.} = 0.368 \text{ l/seg.}$$

Por lo tanto el gasto que maneja la motobomba en el módulo de bombeo será:

$$Q = 8 \times q_i$$

$$Q = 8 \times 0.368$$

$$Q = 2.94 \text{ l/seg.}$$

La velocidad promedio en la tubería principal de inyección ( $V_{tp}$ ) de 4" de diámetro será:

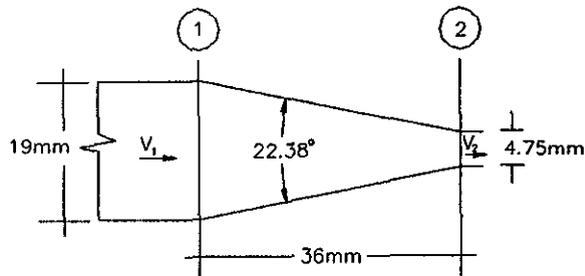
$$V_{tp} = Q / A_{tp}$$

$$V_{tp} = 2.94 / (\pi \times 0.1016^2 / 4)$$

$$V_{tp} = 0.364 \text{ m/seg.}$$

Se obtiene un estimado de las pérdidas más importantes del sistema:

1.- Pérdida local ( $h_f$ ) en la reducción gradual (chiflón, figura IV.2.a).



$$\tan \theta/2 = 7.125 / 36$$

$$\theta/2 = \tan^{-1} (11.194)$$

$$\theta = 22.38^\circ \therefore K = 0.21$$

por continuidad:

$$A_1 V_1 = A_2 V_2$$

$$D_1^2 V_1 = V_2 D_2^2$$

$$V_2 = V_1 (D_1^2 / D_2^2)$$

$$V_2 = 1.3 (19^2 / 4.75^2)$$

$$V_2 = 20.8 \text{ m/seg.}$$

$$V_1 = 1.3 \text{ m/seg.}$$

$$D_1 = 19 \text{ mm.}$$

$$D_2 = 4.75 \text{ mm.}$$

La pérdida local por reducción ( $h_r$ ) será:

$$h_r = k \times V^2 / 2g$$

$$h_r = 0.21 \times 20.8^2 / (2 \times 9.81)$$

$$h_r = 4.63 \text{ m}$$

2.- Pérdida por fricción en la tubería de inyección, (tubería galvanizada).

$$L_t = 15 \text{ m}$$

$$D_{ti} = 3/4" = 1.9 \text{ cm}$$

$$T. \text{ amb.} = 20^\circ \text{ C} \quad \therefore \quad \nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$V = 1.3 \text{ m/seg} = 130 \text{ cm/seg}$$

$$\epsilon = 0.008 \text{ mm, por tratarse de tubería galvanizada.}$$

$$\epsilon/D = 0.008/19 = 4.2 \times 10^{-4}$$

$$R = VD / \nu$$

$$R = (130 \times 1.9) / 0.01$$

$$R = 24,700 > 2,300 \quad \therefore \quad \text{Flujo turbulento}$$

Utilizando el diagrama de Moody con  $R = 24,700$  y  $\epsilon/D = 4.2 \times 10^{-4}$  se obtiene el coeficiente de fricción  $f = 0.025$

La pérdida por fricción en la tubería de inyección ( $h_{fi}$ ) será:

$$h_{fi} = f \times L \times V^2 / (D \times 2 \times g)$$

$$h_{fi} = 0.025 \times 15 \times 1.3^2 / (0.019 \times 2 \times 9.81)$$

$$h_{fi} = 1.70 \text{ m.}$$

3.- Pérdida por fricción en la manguera de inyección, (manguera de plástico).

$$L_t = 15 \text{ m}$$

$$D_{ti} = 3/4" = 1.9 \text{ cm}$$

$$T. \text{ amb.} = 20^\circ \text{ C} \quad \therefore \quad \nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$V = 1.3 \text{ m/seg} = 130 \text{ cm/seg}$$

$$\epsilon = 0.0015 \text{ mm, por tratarse de tubería galvanizada.}$$

$$\epsilon/D = 0.0015/19 = 8 \times 10^{-5}$$

$$R = VD / \nu$$

$$R = (130 \times 1.9) / 0.01$$

$$R = 24,700 > 2,300 \therefore \text{Flujo turbulento}$$

Utilizando el diagrama de Moody con  $R = 24,700$  y  $\epsilon/D = 8 \times 10^{-5}$  se obtiene el coeficiente de fricción  $f' = 0.024$

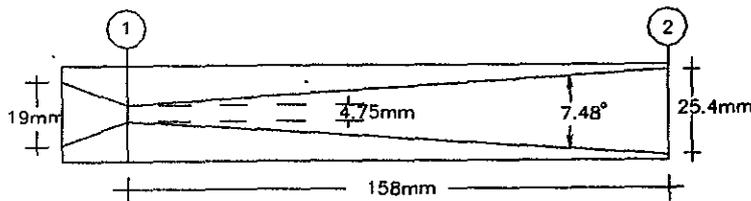
La pérdida por fricción en la manguera de inyección ( $h_{fmi}$ ) será:

$$h_{fmi} = f \times L \times V^2 / (D \times 2 \times g)$$

$$h_{fmi} = 0.024 \times 15 \times 1.3^2 / (0.019 \times 2 \times 9.81)$$

$$h_{fmi} = 1.63 \text{ m}$$

4.- Pérdida local ( $h_a$ ) en la ampliación gradual (difusor, figura IV.2.b).



$$\tan \theta/2 = 10.325 / 158$$

$$\theta/2 = \tan^{-1}(0.057)$$

$$\theta = 7.48^\circ \therefore C_a = 0.13$$

por continuidad:

$$A_2 = \pi \times D_2^2 / 4$$

$$D_1 = 4.75 \text{ mm}$$

$$A_2 = \pi \times 0.0254^2 / 4$$

$$D_2 = 25.4 \text{ mm.}$$

$$A_2 = 5.067 \times 10^{-4}$$

$$A_1 = \pi \times D_1^2 / 4$$

$$A_1 = \pi \times 0.00475^2 / 4$$

$$A_1 = 1.77 \times 10^{-5}$$

$$A_2 / A_1 = 28.594$$

El coeficiente k por ampliación será:

$$k = Ca \times [(A_2 / A_1) - 1]^2$$

$$k = 0.13 \times (28.6 - 1)^2$$

$$k = 99$$

El gasto de descarga ( $Q_d$ ) quedará integrado por el gasto de inyección ( $q_i$ ) y el gasto aportado por el pozo ( $q_p$ ).

$$Q_d = q_i + q_p$$

$$Q_d = 0.364 + 0.011$$

$$Q_d = 0.375 \text{ l/seg}$$

Para obtener la velocidad en la tubería de descarga ( $V_{td}$ ) tenemos:

$$V_{td} = Q_d / A_d$$

$$V_{td} = 0.375 \times 10^{-3} / 5.067 \times 10^{-4}$$

$$V_{td} = 0.74 \text{ m/seg}$$

$$Q_d = 0.375 \text{ l/seg}$$

$$A_d = 5.067 \times 10^{-4}$$

La pérdida por ampliación gradual ( $h_a$ ) será:

$$h_a = k \times V^2 / 2g$$

$$h_a = 99 \times 0.74^2 / (2 \times 9.81)$$

$$h_a = 2.763 \text{ m}$$

5.- Pérdida por fricción en la tubería de descarga, (tubería galvanizada).

$$L_t = 15 \text{ m}$$

$$D_{ti} = 1" = 2.54 \text{ cm}$$

$$T. \text{ amb.} = 20^\circ \text{ C} \quad \therefore \quad v = 0.01 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$V_{td} = 0.74 \text{ m/seg} = 74 \text{ cm/seg}$$

$$\epsilon = 0.008 \text{ mm, por tratarse de tubería galvanizada.}$$

$$\epsilon/D = 0.008/24.4 = 3.28 \times 10^{-4}$$

$$R = VD / v$$

$$R = (74 \times 2.45) / 0.01$$

$$R = 18,796 > 2,300 \quad \therefore \quad \text{Flujo turbulento}$$

Utilizando el diagrama de Moody con  $R = 18,796$  y  $\epsilon/D = 3.28 \times 10^{-4}$  se obtiene el coeficiente de fricción  $f = 0.026$

La pérdida por fricción en la tubería de descarga ( $h_{fd}$ ) será:

$$h_{fd} = f \times L \times V^2 / (D \times 2 \times g)$$

$$h_{fd} = 0.026 \times 15 \times 0.74^2 / (0.0254 \times 2 \times 9.81)$$

$$h_{fd} = 0.43 \text{ m}$$

6.- Pérdida por fricción en la manguera de descarga, (manguera de hule).

$$L_t = 15 \text{ m}$$

$$D_{td} = 1'' = 2.54 \text{ cm}$$

$$T. \text{ amb.} = 20^\circ \text{ C} \quad \therefore \quad v = 0.01 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$V = 0.74 \text{ m/seg} = 74 \text{ cm/seg}$$

$$\epsilon = 0.0015 \text{ mm, por tratarse de tubería de hule.}$$

$$\epsilon/D = 0.0015/25.4 = 5.9 \times 10^{-5}$$

$$R = VD / v$$

$$R = (74 \times 2.54) / 0.01 = 18,796 > 2,300 \quad \therefore \text{ Flujo turbulento}$$

Utilizando el diagrama de Moody con  $R = 18,796$  y  $\epsilon/D = 5.9 \times 10^{-5}$  se obtiene el coeficiente de fricción  $f = 0.025$

La pérdida por fricción en la manguera de descarga ( $h_{fmd}$ ) será:

$$h_{fmd} = f \times L \times V^2 / (D \times 2 \times g)$$

$$h_{fmd} = 0.025 \times 15 \times 0.74^2 / (0.0254 \times 2 \times 9.81)$$

$$h_{fmd} = 0.412 \text{ m}$$

La energía que mantendrá en movimiento el agua en todo el sistema será aportada por la motobomba; en este caso dicha energía está representada únicamente por todas las oposiciones al movimiento; estas son las llamadas pérdidas locales y pérdidas por fricción.

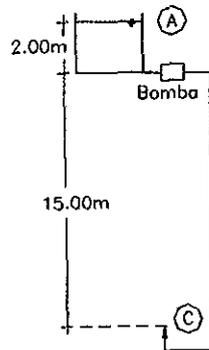
Para la velocidad propuesta se obtiene una estimación de la carga que deberá aportar la motobomba, en dicha estimación se tomarán en cuenta las pérdidas más importantes del sistema, así como también propondremos un valor para las pérdidas locales adicionales.

**Suma de pérdidas:**

Pérdida por fricción en tubería de inyección	1.70 m
Pérdida por fricción en manguera de inyección	1.63 m
Pérdida por reducción gradual	4.63 m
Pérdidas adicionales en la inyección	2.00 m
Pérdida por ampliación	2.76 m
Pérdida por fricción en la tubería de descarga	0.43 m
Pérdida por fricción en la manguera de descarga	0.41 m
Pérdidas adicionales en la descarga	<u>1.30 m</u>
<b><math>\Sigma h =</math></b>	<b>14.86 m</b>

Por lo tanto redondeamos la carga requerida a la motobomba por pozo  $H_{Bp} = 15$  m

El siguiente paso para el cálculo hidráulico será plantear nuestra ecuación de energía entre la superficie del nivel de agua en el cárcamo y la salida de agua en el chiflón, con el objetivo de verificar que la velocidad propuesta con la velocidad calculada sean casi iguales y de esta manera corroborar que la energía de la motobomba es la adecuada.



Nota: Se hace la consideración de un máximo de 2 metros de carga por pérdidas adicionales ( $h_A$ ).

Nuestra energía entre el punto A y el punto C para obtener la velocidad del chiflón:

$$Z_A + H_B - \Sigma h = (V_{ch}^2/2g) + (k \times V_{ch}^2/2g)$$

$$Z_A + H_B - \Sigma h = (1 + k) \times V_{ch}^2/2g$$

$$(1 + 0.21) \times V_{ch}^2 = 2 \times 9.81 \times (17 + 15 - 5.33)$$

$$V_{ch}^2 = [2 \times 9.81 \times (17 + 15 - 5.33)] / 1.21$$

$$V_{ch} = 20.795 \text{ m/seg}$$

$$\Sigma h = h_{fi} + h_{fml} + h_A$$

$$\Sigma h = 1.70 + 1.63 + 2.00$$

$$\Sigma h = 5.33$$

$k = 0.21$  por reducción gradual.

La velocidad calculada en la tubería de inyección será:

$$V_{ti} \times D_{ti}^2 = V_{ch} \times D_{boq}^2$$

$$V_{ti} = V_{ch} \times D_{boq}^2 / D_{ti}^2$$

$$V_{ti} = 20.795 \times 0.00475^2 / 0.019^2$$

$$V_{ti} = 1.299 \text{ m/seg}$$

≅

$$D_{boq} = 0.00475 \text{ m}$$

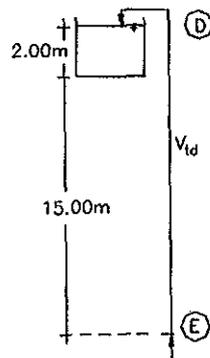
$$D_{ti} = 0.019 \text{ m}$$

$$V_{ch} = 20.795 \text{ m/seg}$$

$$V_p = 1.30 \text{ m/seg}$$

La velocidad calculada es casi idéntica a la propuesta por lo tanto procederemos al cálculo de la velocidad de descarga, con el fin de comprobar que las velocidades calculadas y las propuestas sean parecidas, dando como resultado la solución del problema.

A manera de comprobación de que nuestra estimación sea la correcta, plantearemos la ecuación de energía entre la boquilla de la bomba eyectora y la descarga en el cárcamo.



Nota: Se hace la consideración de un máximo de 1.3 metros de carga por pérdidas adicionales (\$h\_A\$).

Nuestra energía entre el punto E y el punto D es:

$$V_D^2/2g + Z_D + \Sigma h = V_E^2/2g$$

$$V_D^2 = [(V_E^2/2g) - Z_D - \Sigma h] \times 2g$$

$$V_D^2 = [(20.8^2 / 19.62) - 17 - 4.905] \times 19.62$$

$$V_D = 2.86^{0.5}$$

$$V_D = 1.69 \text{ m/seg}$$

$$V_D > V_{td} \therefore \text{nuestro análisis es correcto.}$$

$$\Sigma h = h_a + h_{fD} + h_{fmd} + h_A$$

$$\Sigma h = 2.763 + 0.43 + 0.412 + 1.3$$

$$\Sigma h = 4.905 \text{ m}$$

$$V_E = 20.8 \text{ m/seg}$$

$$V_{td} = 0.74 \text{ m/seg}$$

Como \$V\_D > V\_{td}\$, nuestro cálculo indica que existe un poco de energía adicional que aumentará en un poco la velocidad de inyección real, la velocidad de descarga real y el gasto; al incrementarse la velocidad las pérdidas serán un poco mayores, de tal manera que el sistema de manera automática se ajustará.

Para terminar nuestra comprobación vamos a revisar el valor de las pérdidas locales y pérdidas por fricción en las tuberías principales del módulo; además, revisaremos las pérdidas locales de las puntas, con la finalidad de comprobar que no sobrepase lo supuesto.

a) Pérdida por salida en el deposito.

$$h = k \times (V_{tp}^2 / 2g)$$

$$h = 0.5 \times [0.364^2 / (2 \times 9.81)]$$

$$h = 0.0034 \text{ m}$$

$$k = 0.5 \text{ por entrada brusca}$$

$$V_{tp} = 0.364 \text{ m/seg}$$

b) Pérdida por 2 válvulas de compuerta con bridas de 4" de diámetro.

$$h = k \times (V_{tp}^2 / 2g)$$

$$h = 0.15 \times [0.364^2 / (2 \times 9.81)]$$

$$h = 0.001 \times 2 \text{ válvulas}$$

$$h = 0.002 \text{ m}$$

$$k = 0.15 \text{ por válvula de 4" de } \emptyset$$

$$V_{tp} = 0.364 \text{ m/seg}$$

c) Pérdida por reducción en la tubería de 4" a 3" de  $\emptyset$ .

$$V_{3" \emptyset} = (D_{4" \emptyset} / D_{3" \emptyset})^2 \times V_{4" \emptyset}$$

$$V_{3" \emptyset} = (4 / 3)^2 \times 0.364$$

$$V_{3" \emptyset} = 0.647 \text{ m/seg}$$

$$h = k \times (V_{3" \emptyset}^2 / 2g)$$

$$h = 0.28 \times [0.647^2 / (2 \times 9.81)]$$

$$h = 0.006 \text{ m}$$

$$D_{4" \emptyset} = 4"$$

$$D_{3" \emptyset} = 3"$$

$$V_{4" \emptyset} = V_{tp} = 0.364 \text{ m/seg}$$

$$k = 0.28 \text{ por contracción brusca}$$

d) Pérdida por 2 ampliación en la tubería de 3" a 4" de  $\emptyset$ .

$$h = k \times (V_{tp}^2 / 2g)$$

$$h = 0.11 \times [0.364^2 / (2 \times 9.81)]$$

$$h = 0.0007 \times 2 \text{ válvulas}$$

$$h = 0.0015 \text{ m}$$

$$k = 0.11 \text{ por ampliación brusca}$$

$$V_{tp} = 0.364 \text{ m/seg}$$

e) Pérdida por cambio de dirección en la tubería principal, en el caso más crítico, a 90°.

$$h = k \times (V_{tp}^2 / 2g)$$

$$h = 0.33 \times [0.364^2 / (2 \times 9.81)]$$

$$h = 0.0022 \text{ m}$$

$$k = 0.33 \text{ por cambio a } 90^\circ$$

$$V_{tp} = 0.364 \text{ m/seg en el caso}$$

más crítico.

f) Pérdida por bifurcación para cada "garza" en un ángulo a 90°.

La relación de gastos entre la tubería principal y la tubería de inyección de manera unitaria, queda representada por la "garza" localizada a un costado de la bifurcación de la tubería principal, para el arreglo en el cual tengamos tres pozos de un lado de la bifurcación y cinco pozos del otro lado; el coeficiente será proporcionado por el caso más crítico, este sera:

$$Q_p / Q_{tp} = 1 / 5$$

$$Q_p / Q_{tp} = 0.20$$

$$h = k \times (V_{ti}^2 / 2g)$$

$$h = 0.88 \times [1.3^2 / (2 \times 9.81)]$$

$$h = 0.0758 \text{ m}$$

∴

$$k = 0.88$$

$$V_{ti} = 1.3 \text{ m/seg en el caso}$$

g) Pérdida por válvula macho tipo esférica en "garza" 3/4" de diámetro.

$$h = k \times (V_{ti}^2 / 2g)$$

$$h = 0.3 \times [1.3^2 / (2 \times 9.81)]$$

$$h = 0.026 \text{ m}$$

$$k = 0.3 \text{ por válvula de } 3/4" \text{ de } \emptyset$$

$$V_{ti} = 1.3 \text{ m/seg}$$

h) Pérdida por 3 codos a 45° de 3/4" de diámetro.

$$h = k \times (V_{ti}^2 / 2g)$$

$$h = 0.35 \times [1.3^2 / (2 \times 9.81)]$$

$$h = 0.030 \times 3 \text{ codos}$$

$$h = 0.090 \text{ m}$$

$$k=0.35 \text{ por codo a } 45^\circ \text{ de } 3/4" \text{ de } \emptyset$$

$$V_{ti} = 1.3 \text{ m/seg}$$

i) Pérdida por 2 codos a 90° de 3/4" de diámetro.

$$h = k \times (V_{ti}^2 / 2g)$$

$$h = 0.45 \times [1.3^2 / (2 \times 9.81)]$$

$$h = 0.0387 \times 2 \text{ codos}$$

$$h = 0.0775 \text{ m}$$

$$k=0.45 \text{ por codo a } 90^\circ \text{ de } 3/4" \text{ de } \emptyset$$

$$V_{ti} = 1.3 \text{ m/seg}$$

j) Pérdida por fricción en la tubería principal de inyección, (tubería galvanizada).

$$L_t = 36 \text{ m}$$

$$D_{t_{pi}} = 4'' = 10.16 \text{ cm}$$

$$T. \text{ amb.} = 20^\circ \text{ C} \quad \therefore \quad \nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$V_{t_{pi}} = 0.364 \text{ m/seg} = 36.4 \text{ cm/seg}$$

$$\epsilon = 0.008 \text{ mm, por tratarse de tubería galvanizada.}$$

$$\epsilon/D = 0.008/10.16 = 8 \times 10^{-5}$$

$$R = VD / \nu$$

$$R = (36.4 \times 10.16) / 0.01$$

$$R = 36,982.4 > 2,300 \quad \therefore \text{ Flujo turbulento}$$

Utilizando el diagrama de Moody con  $R = 36,982.4$  y  $\epsilon/D = 8 \times 10^{-5}$  se obtiene el coeficiente de fricción  $f = 0.023$

La pérdida por fricción en la tubería principal de inyección ( $h_{t_{pi}}$ ) será:

$$h_{t_{pi}} = f \times L \times V^2 / (D \times 2 \times g)$$

$$h_{t_{pi}} = 0.023 \times 36 \times 0.364^2 / (0.0254 \times 2 \times 9.81)$$

$$h_{t_{pi}} = 0.220 \text{ m}$$

La suma de las pérdidas adicionales para la tubería de inyección será:

Pérdida por entrada	$h_p = 0.0034 / 8_p$	0.00042 m
Pérdida por válvulas de 4" de $\varnothing$	$h_p = 0.002 / 8_p$	0.00025 m
Pérdidas por reducción de 4" a 3"	$h_p = 0.006 / 8_p$	0.00075 m
Pérdida por ampliación de 3" a 4"	$h_p = 0.0015 / 8_p$	0.00019 m
Pérdida por cambio de dirección en $t_p$	$h_p = 0.0022 / 8_p$	0.00027 m
Pérdida por bifurcación		0.07580 m
Pérdida por válvula macho		0.02600 m
Pérdidas por 3 codos a $45^\circ$		0.09000 m
Pérdidas por 2 codos a $90^\circ$		0.07750 m
Pérdida por fricción en $t_p$	$h_p = 0.220 / 8_p$	<u>0.02752 m</u>
<b>Suma de pérdidas</b>		<b><math>\Sigma h = 0.29870 \text{ m}</math></b>

La suma de pérdidas adicionales calculadas ( $\Sigma h = 0.29870$  m) es menor al supuesto, ( $\Sigma h = 2.00$  m), por lo tanto se tendrá una carga adicional que originará una mayor velocidad y por lo tanto una mayor pérdida hasta equilibrarse el sistema por sí mismo.

Si consideramos que las pérdidas en la tubería de descarga, en el peor de los casos, son de igual magnitud a las calculadas en la tubería de inyección ( $\Sigma h = 0.2987$  m), estas resultan ser menores a las supuestas en ese caso ( $\Sigma h = 1.30$  m); lo que indica que también existe un excedente de energía para el sistema.

**Con esto se concluye que se requiere de una motobomba que maneje un gasto igual o mayor a  $Q = 2.91$  l/seg y una carga neta igual o mayor de  $H_{NB} = H_p \times 8 = 120$  m.**

Con los datos obtenidos se busca una motobomba en el mercado, que maneje 4 lps, y una carga de por lo menos 120 m, con la finalidad de que quede cubierto el caso de módulos con 10 pozos donde las bombas eyectoras en su totalidad tengan una carga menor a los 120 m, esto es posible debido a que contamos con un sistema de regulación de carga y gasto, proporcionado por las válvulas colocadas de manera estratégica para dicho fin.

Es importante mencionar que se consideró un módulo bajo las conducciones más críticas de carga, ya que este se ubicó en un lugar donde se requería una profundidad de abatimiento de 15 m, por lo tanto para no tener una motobomba y un módulo de bombeo muy grandes, solo se consideraron 8 pozos funcionando al mismo tiempo.

Dicho arreglo no es el único, ya que se puede tener una mayor cantidad de pozos operando a una profundidad menor, siempre y cuando no se sobrepase la carga total de la motobomba y el gasto que esta maneja a la mayor eficiencia posible.

#### **IV.3.- Descripción, gasto y funcionamiento hidráulico de la bomba eyectora.**

Fundamentalmente la bomba eyectora es un Venturi abierto en la zona del estrangulamiento; en este lugar es por donde se extrae el gasto de cada pozo cuando se origina en este punto una presión por debajo de la atmosférica.

Con el fin de abatir de manera importante tanto en el costo como el tiempo de entrega de las bombas eyectoras (Yacuzi), por ser muy caras y de importación, se utilizaron para el abatimiento del nivel piezométrico en el tramo Buenavista - Guerrero, bombas eyectoras fabricadas de manera artesanal, como se muestra en la figura IV.3.a.

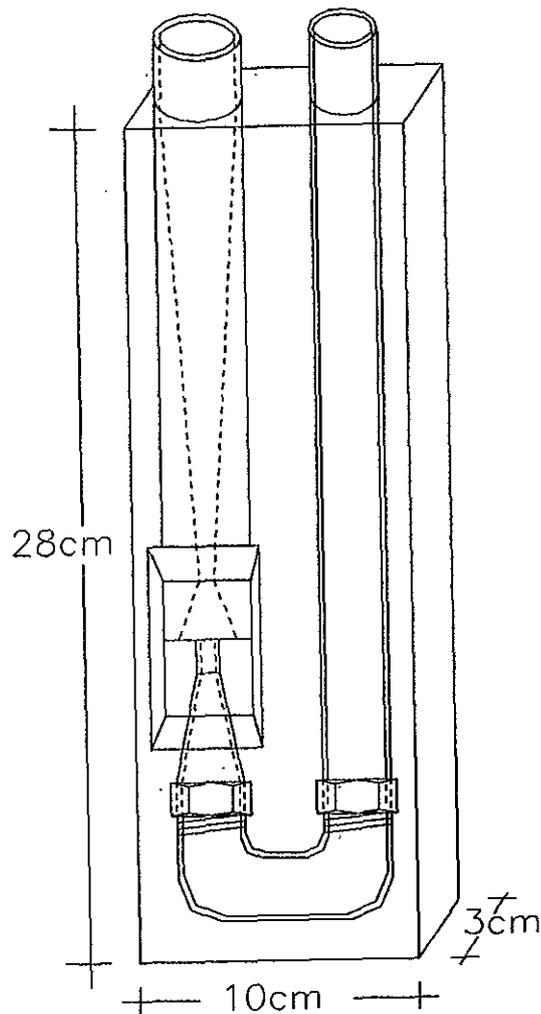
Los materiales utilizados para la fabricación de las bombas eyectoras, son de dos tipos:

a) En las tuberías se utilizan piezas comerciales de cobre.

b) El Venturi que consta de un chiflón y un difusor son de bronce y fabricados en un torno.

Las dimensiones y su forma de dichos elementos lo muestran las figuras IV.2.a y IV.2.b.

Dichas piezas se mandan fabricar a un torno de manera especial y ya en obra son soldadas a las piezas de cobre, en el lugar que les corresponde (ver figura IV.3.a).



**Figura IV.3.a.- Bomba eyectora de tipo artesanal**

La figura muestra cada una de las piezas que conforman la bomba, así como su ubicación dentro de la caja que las alberga.

Con referencia al gasto de extracción de la bomba eyectora, podemos decir que es el gasto de aportación de los acuíferos, de un pozo realizado en cierta estratigrafía; se pudo observar un ejemplo del cálculo de dicho gasto en el capítulo III.4; además se puede comparar con el obtenido en campo, mostrado en la tabla IV.3.b.

FECHA	GASTO (lpm)
16/02/95	5.20
17/02/95	3.30
18/02/95	3.40
20/02/95	3.40
21/02/95	3.45
22/02/95	4.10
23/02/95	4.50
24/02/95	2.80
25/02/95	3.60
27/02/95	3.50
28/02/95	3.50
01/03/95	3.40
02/03/95	3.3
03/03/95	5.10
04/03/95	3.00
<b>PROMEDIO</b>	<b>3.70</b>

**Figura IV.3.b.- Tabla de gastos obtenida en campo.**

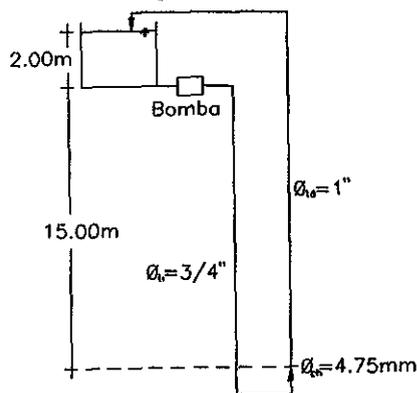
El gasto promedio excedente en este módulo es de 3.7 lpm, en la gráfica se indica que se encuentran en funcionamiento 7 pozos dando un gasto de aportación por pozo de 0.53 lpm.

#### **Funcionamiento hidráulico de la bomba eyectora.**

Para explicar el fenómeno de succión que ocurre en la bomba eyectora, será necesario obtener la carga de presión en el estrangulamiento del Venturi, esta deberá ser menor a la atmosférica para que exista flujo de agua del pozo a la bomba eyectora y de aquí a la superficie.

Para poder determinar la presión que se genera en el Venturi, tomemos en cuenta que la energía cinética del sistema es aportada por la motobomba ( $H_{Bp}$ ); dicha energía será utilizada para superar las pérdidas por fricción y pérdidas locales del sistema.

Tomando en cuenta dicho razonamiento se utiliza un modelo sencillo, el cual se resuelve planteando una ecuación en la que se iguale la carga de la motobomba con las pérdidas más importantes del sistema, (ya que las pérdidas adicionales son despreciables) dejando la velocidad como incógnita.



$$H_{Bp} = 15 \text{ m}$$

$$\varnothing_{li} = 0.019 \text{ m; Long} = 30 \text{ m}$$

$$\varnothing_{td} = 0.0254 \text{ m; Long} = 30 \text{ m}$$

$$\varnothing_{ch} = 0.00475 \text{ m}$$

Las pérdidas más importantes en función de la velocidad serán las siguientes:

Pérdida por fricción:

$$h_{f\varnothing=3/4"} = k \times V_{ti}^2 / (2g)$$

$$h_{f\varnothing=3/4"} = 38.684 \times V_{ti}^2 / 19.62$$

$$h_{f\varnothing=1"} = k \times V_{td}^2 / (2g)$$

$$h_{f\varnothing=1"} = 30.118 \times V_{td}^2 / 19.62$$

$$k = f \times L / D = 0.0245 \times 30 / 0.019$$

$$k = 38.684$$

$$k = f \times L / D = 0.0255 \times 30 / 0.0254$$

$$k = 30.118$$

Por reducción:

$$h_R = k \times V_{ch}^2 / (2g)$$

$$h_R = 0.21 \times V_{ch}^2 / 19.62$$

$$k = 0.21 \text{ por reducción gradual}$$

Por difusor

$$h_d = k \times V_{td}^2 / (2g)$$

$$h_d = 99 \times V_{td}^2 / 19.62$$

$$k = 99 \text{ por difusor}$$

Igualando la carga de la motobomba con las pérdidas de energía más la carga de velocidad en la salida se tiene:

$$H_{Bp} \times 19.62 = 38.684 \times V_{ti}^2 + 30.118 \times V_{td}^2 + 0.21 \times V_{ch}^2 + 99 \times V_{td}^2 + V_{td}^2 \dots \text{Ec. IV.3.1}$$

Por otra parte podemos dejar todo en función de la velocidad en la tubería de descarga, ya que aplicando el principio de continuidad, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned} \varnothing_{td}^2 \times V_{td} &= \varnothing_{ch}^2 \times V_{ch} & \varnothing_{td} &= 0.0254 \\ V_{ch} &= \varnothing_{td}^2 \times V_{td} / \varnothing_{ch}^2 & \varnothing_{ch} &= 0.00475 \\ V_{ch} &= 28.594 V_{td} & \varnothing_{ti}^2 &= 0.019 \\ \varnothing_{ti}^2 \times V_{ti} &= \varnothing_{td}^2 \times V_{td} \\ V_{ti} &= \varnothing_{td}^2 \times V_{td} / \varnothing_{ti}^2 \\ V_{ti} &= 1.787 V_{td} \end{aligned}$$

Sustituyendo las relaciones en la ecuación IV.3.1 y el valor de la carga que nos proporciona la motobomba obtenemos:

$$\begin{aligned} 15 \times 19.62 &= (38.684 \times 1.787^2) V_{td}^2 + 30.118 V_{td}^2 + (0.21 \times 28.594^2) V_{td}^2 + 99 V_{td}^2 + V_{td}^2 \\ 294.3 &= 425.35 V_{td}^2 \\ V_{td}^2 &= 0.692 \\ V_{td} &= 0.832 \text{ m/seg} \end{aligned}$$

Sustituyendo en nuestras relaciones podemos obtener las velocidades restantes:

$$\begin{aligned} V_{ti} &= 1.787 V_{td} & V_{ch} &= 28.594 V_{td} \\ V_{ti} &= 1.787 \times 0.832 & V_{ch} &= 28.594 \times 0.832 \\ V_{ti} &= 1.487 \text{ m/seg} & V_{ch} &= 23.790 \text{ m/seg} \end{aligned}$$

De igual manera podemos determinar las pérdidas que se generan en el sistema:

Pérdida por fricción:

$$\begin{aligned} h_{f\varnothing=3/4"} &= 38.684 \times V_{ti}^2 / (2g) & h_{f\varnothing=1"} &= k \times V_{td}^2 / (2g) \\ h_{f\varnothing=3/4"} &= 38.684 \times 1.487^2 / 19.62 & h_{f\varnothing=1"} &= 30.118 \times 0.832^2 / 19.62 \\ h_{f\varnothing=3/4"} &= 4.36 \text{ m} & h_{f\varnothing=1"} &= 1.06 \text{ m} \end{aligned}$$

Pérdidas locales:

Por reducción:

$$h_R = 0.21 \times V_{ch}^2 / (2g)$$

$$h_R = 0.21 \times 23.79^2 / 19.62$$

$$h_R = 6.06 \text{ m}$$

Por difusor

$$h_d = 99 \times V_{td}^2 / (2g)$$

$$h_d = 99 \times 0.832^2 / 19.62$$

$$h_d = 3.49 \text{ m}$$

Para obtener la presión que existe antes del estrangulamiento formado por la reducción y difusor, se aplica la ecuación de la energía entre la superficie del tanque y un punto "a" antes del estrangulamiento.



$$Z + H_{Bp} = V_a^2/2g + P_a/\gamma + h_{12=3/4}$$

$$17 + 15 = (1.487^2 / 19.62) + P_a/\gamma + 4.36$$

$$P_a/\gamma = 27.53 \text{ m.}$$

Para obtener la presión que se presenta en el estrangulamiento, aplicaremos la ecuación de la energía entre el punto "a" y el punto "c":

$$V_a^2/2g + P_a/\gamma = V_c^2/2g + P_c/\gamma + h_R$$

$$(1.487^2 / 19.62) + 27.53 = (23.79^2 / 19.62) + P_c/\gamma + 6.06$$

$$P_c/\gamma = -7.26 \text{ m}$$

Con lo que se demuestra que existe una presión negativa en el estrangulamiento, la cual se aprovecha al tener una discontinuidad en el Venturi, la cual provoca la succión del agua que se encuentra en el fondo del pozo.

Es importante mencionar a manera de comentario que al incluir el total de las pérdidas adicionales en el sistema, la velocidad será un poco menor a la que se calculó en este problema, y por lo tanto se tendrá una presión negativa un poco menor.

## **V.- INSTRUMENTACION UTILIZADA EN EXCAVACIONES DEL METROPOLITANO LINEA - B.**

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

### **V.1.- Descripción de los dispositivos de control que tienen que ver con el comportamiento alrededor de la masa de suelo durante el abatimiento de nivel freático.**

La instrumentación utilizada como dispositivo de control, se refiere a la construcción de una serie de dispositivos y referencias topográficas, estas ubicadas en el terreno natural dentro y fuera de la excavación y en las estructuras vecinas.

Los datos que se recaban de estos dispositivos son graficados periódicamente, realizando su interpretación con la finalidad de confirmar las expectativas de proyecto que se encuentran en las especificaciones de construcción del Metropolitano línea - B.

En caso de que no se cumpla con las expectativas de proyecto esperadas, se revisa y se realizan las modificaciones pertinentes del procedimiento constructivo, y se llevan a cabo con la finalidad de solucionar el problema que se presenta.

El objetivo principal de la instrumentación es la medición previa, durante y después de la ejecución de la obra, con la finalidad de revisar los movimientos verticales, horizontales y el cambio en los esfuerzos que se generan en el suelo, en la estructura y en edificaciones colindantes.

Es importante tener un control estadístico de dichos movimientos, sobre todo cuando se realizan eventos importantes durante el proceso constructivo, como es: la construcción de muros tablaestaca, el abatimiento piezométrico, excavación del núcleo y la colocación de los troqueles de apuntalamiento.

Por tratarse de una obra pública, es muy importante contar con todos los registros de los dispositivos de control colocados en las estructuras aledañas a la construcción, con lecturas previas, durante y después de terminada la construcción, ya que en caso de ser necesario, serán presentadas como pruebas para deslindar responsabilidades.

Mencionaremos algunos dispositivos de control utilizados en la construcción del Metropolitano en la línea - B.

#### **1.- Palomas, puntos de control y plomos.**

Palomas.- Este dispositivo de control son marcas topográficas en forma de triángulo de 5 cm. por lado y se colocan en las estructuras aledañas a la obra a 1.50 m. de altura medida a partir del nivel de banqueta.

**Puntos de control o testigos superficiales.-** Estos dispositivos no son más que clavos ubicados en la vialidad o en las guarniciones de toda la zona perimetral a la excavación, con el fin de realizar nivelaciones periódicas durante la construcción del Metro, aquí también se realiza un control estadístico de los datos.

Es importante mencionar que tanto este dispositivo como el anterior se utilizan para detectar los movimientos verticales de la masa de suelo y además, con ayuda del tránsito y la regla metálica el testigo superficial nos puede aportar datos de los movimientos horizontales del terreno.

**Plomos.-** Este dispositivo se construye con una solera de un espesor de 1/4" por 2" de ancho por 20" de largo, fijándose como ménsula en la pared o marquesina del edificio, pintando una sección triangular en el canto de la misma, proyectando la marca hasta la banqueta. En el caso de edificios de más de tres niveles se deberán marcar puntos auxiliares de control, de movimientos de desplome, con el fin de obtener un registro de los movimientos horizontales de la ménsula y de los puntos auxiliares.

Con las lecturas se realizarán registros y gráficas de las palomas, los puntos de control y los plomos, en donde se observarán los posibles movimientos verticales y horizontales antes, durante y después de la construcción del Metropolitano línea - B.

En estos dispositivos de control se debe cumplir con una frecuencia de lecturas o de obtención de datos según lo establecido en la especificación general de instrumentación para la construcción del Metropolitano línea - B.

Frecuencia a la que se deben tomar las lecturas de los dispositivos de control llamados palomas y plomos:

- a) Se realiza una lectura de los dispositivos de control localizados en las estructuras adyacentes, por lo menos con dos días de anticipación a la construcción de algún muro colado "in situ".
- b) Se realizarán lecturas quincenales de los dispositivos de control localizados en las estructuras adyacentes a la obra, durante la excavación y construcción de los muros colados "in situ".
- c) Se realizará una lectura diaria de los dispositivos de control localizados en las estructuras adyacentes a la obra, durante el periodo de abatimiento piezométrico y la excavación del núcleo.
- d) Se realizará una lectura dos veces por semana de los dispositivos de control localizados en las estructuras adyacentes a la obra, durante la construcción de la superestructura, hasta la restitución del pavimento.
- e) Se realizará una lectura quincenal de los dispositivos de control localizados en las estructuras adyacentes a la obra, durante cuatro meses después de haber restituido el pavimento.

Frecuencia a la que se deben tomar las lecturas de los dispositivos de control llamados puntos de control o testigos superficiales:

a) Se realizará una lectura de los testigos superficiales, por lo menos un día antes de la puesta en marcha del abatimiento piezométrico.

b) Se realizará una lectura de los testigos superficiales diaria, durante el abatimiento piezométrico y se realiza la excavación del núcleo.

## **2.- Banco de nivel semiprofundo.**

Este dispositivo de control se utiliza como un auxiliar del banco de nivel regional, con el cual todas las lecturas de nivel de los dispositivos mencionados en el punto anterior se deberán referenciar a este, haciendo el proceso de medición más sencillo, debido a la frecuencia de las lecturas; también se habrán de realizar nivelaciones periódicas, entre el banco de nivel semiprofundo y el banco de nivel regional con la finalidad de contar con un registro del hundimiento regional.

El banco de nivel semiprofundo es un dispositivo de control constituido por un tubo de acero galvanizado de 1" de diámetro, unido por medio de coples en tramos de un metro de longitud; en su extremo superior se coloca un tapón de fierro galvanizado, sobre el que se apoyará el estadal para las lecturas iniciales y en su extremo inferior se coloca en un muerto de concreto pobre, colado dentro de un tubo shelby de 4" de diámetro y 30 cm de longitud.

Los bancos de nivel semiprofundos (Figura V.1.a), servirán para determinar los movimientos verticales, causados por las probables expansiones generadas en el fondo de la excavación por el alivio de esfuerzos, originados durante la excavación del núcleo (expansiones), y en la recompresión al construir la superestructura (hundimientos).

Una vez construidos los muros colados "in situ" se procede a la instalación de los bancos de nivel como se indica a continuación:

Se localiza la ubicación del banco de nivel semiprofundo dentro la zona de excavación, acto seguido se realiza una perforación de 6" de diámetro hasta una profundidad de 1.20 m, por abajo del nivel máximo de excavación; las paredes de la perforación se estabilizan con lodo bentonítico.

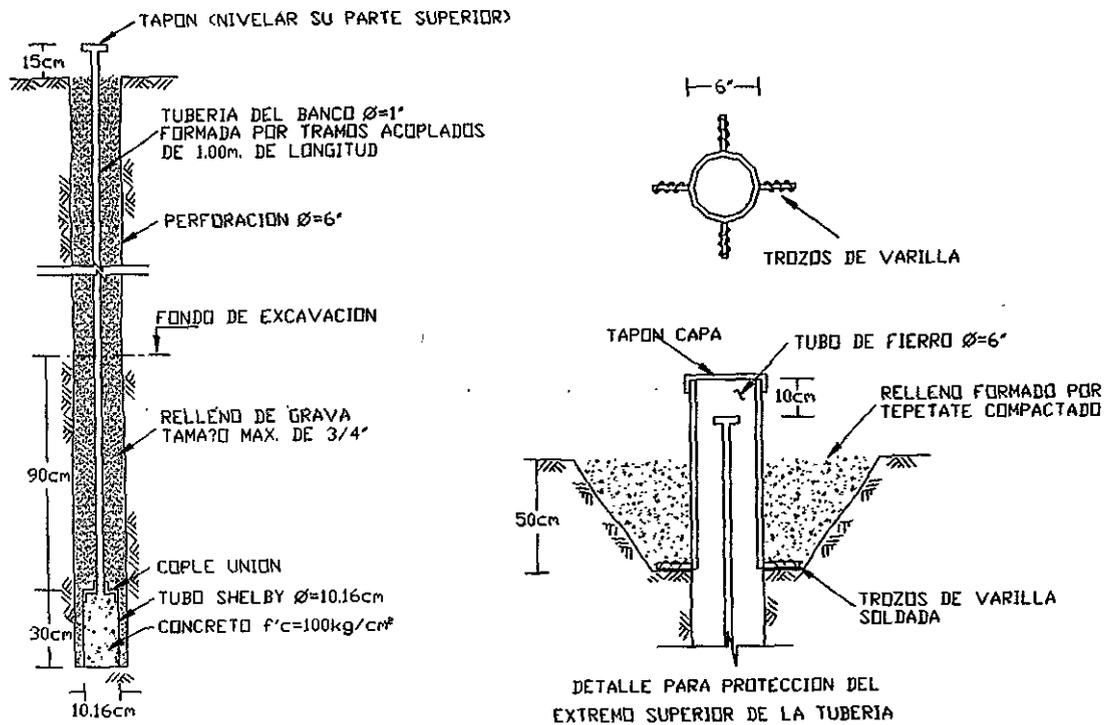
Se ubica en el fondo de la perforación el muerto o la base del banco del nivel semiprofundo y a partir de este se coloca la tubería de acero galvanizado de 1" de diámetro a todo lo largo de la perforación; el muerto se introduce en la perforación y se baja poco a poco al unir los tramos de un metro de longitud de la tubería de acero galvanizado, la base del banco de nivel semiprofundo llegará hasta el fondo de la perforación, cuidando que la base se apoye por completo, por lo tanto; es indispensable que el fondo de la perforación se encuentre libre de azolve.

Una vez instalado el cuerpo del banco, el espacio anular entre la perforación y el tubo de acero galvanizado se rellena con grava a volteo.

En la parte superior del banco de nivel semiprofundo se construye un registro a base de una tubería de acero de 6" de diámetro y 75 cm de longitud; a esta tubería se le sueldan en su parte inferior trozos de varilla los cuales logran estabilizar el registro y en su parte superior se coloca un tapón como protección, el cual solamente se abrirá cuando se requiera tomar lecturas del banco.

Los bancos de nivel semiprofundo se van desacoplando cuidadosamente a medida que avanza la excavación en el lugar en donde se localiza el banco de nivel.

En la zona perimetral al banco de nivel, la excavación se realiza a mano con el objeto de no dañarlo, ya que durante la excavación se siguen obteniendo datos.



**Figura V.1.a.- Banco de nivel semiprofundo.**

En la gráfica se puede observar el esquema y la instalación final de este sistema de control.

Frecuencia a la que se deben tomar las lecturas de los dispositivos de control llamados bancos de nivel semiprofundos.

a) Se realiza una lectura por lo menos un día antes de iniciar la excavación alrededor del banco de nivel.

b) Una vez colada la losa de piso las cotas del banco de nivel semiprofundo se trasladan a esta, continuando con las lecturas de nivel dos veces por semana, hasta la restitución del pavimento.

c) Una vez restituido el pavimento, las lecturas se continuarán de manera quincenal durante los siguientes cuatro meses.

### **3.- Piezómetros.**

Este dispositivo consiste en una celda permeable en su parte inferior y un tubo delgado de p.v.c. de 1/2" de diámetro, que comunica a la celda hasta la superficie del terreno; la celda queda dentro de un filtro de arena de 90 cm de longitud (ver figura V.1.b); el filtro queda confinado en el extremo inferior por el fondo de la excavación, mientras que en la parte superior se coloca un sello de bentonita de un metro de longitud.

El resto de la perforación se rellena con una mezcla de bentonita-cemento-agua en proporción 1-3-15 en peso; el tubo de p.v.c. de 1/2" de diámetro sobresale 20 cm del nivel del terreno natural y se coloca dentro de un ademe de p.v.c. de 2" en su parte superior.

El procedimiento de instalación del piezómetro se describe a continuación.

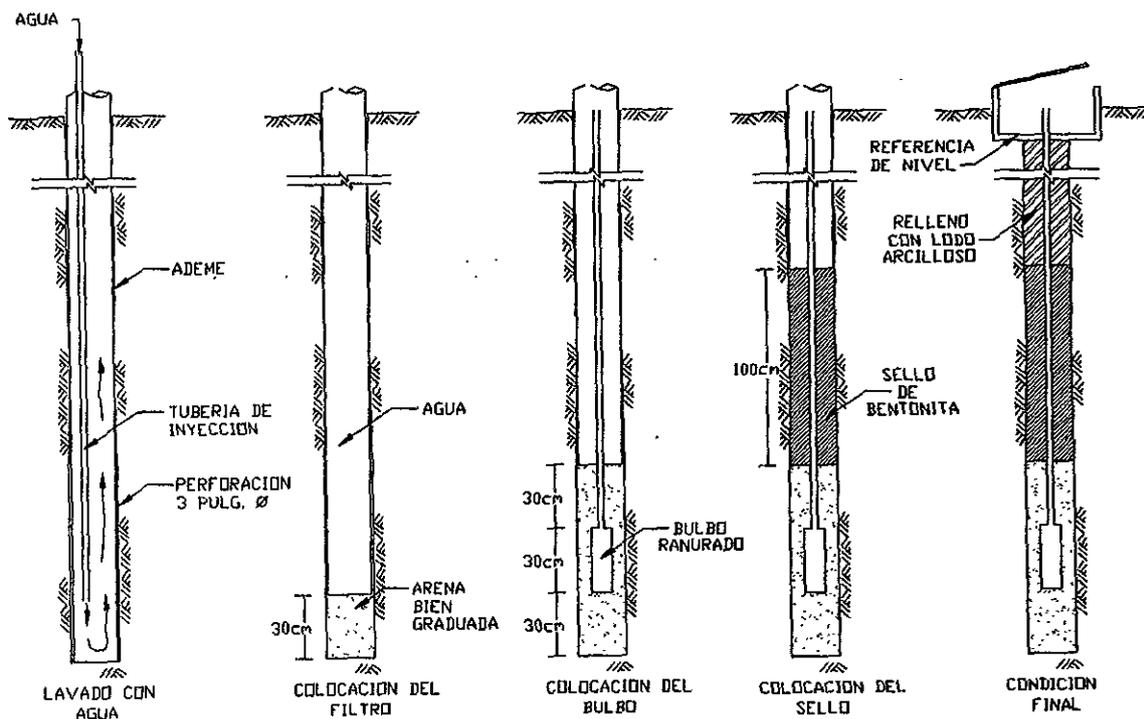
Cada estación piezométrica se constituye de dos piezómetros, en los cuales la celda permeable se ubica a la profundidad del estrato permeable más representativo, por debajo de nuestro nivel máximo de excavación, el cual puede provocar la falla por subpresión. Además habrá un pozo de observación del nivel piezométrico.

Para la instalación del piezómetro se requiere de una perforación de 6" de diámetro, la cual se realiza a la profundidad del estrato más representativo por debajo del nivel máximo de la excavación. En la perforación se utiliza agua como fluido estabilizador de las paredes y después se baja un ademe metálico de 6" de diámetro hasta el fondo de la perforación para posteriormente lavar la perforación, haciendo circular agua limpia dentro de esta hasta quedar totalmente libre de azolve.

Mientras se efectúan los trabajos de limpieza, la celda permeable es unida al tubo delgado tratando que los tramos utilizados no sean mayores a tres metros, estos se unen entre sí por medio de coples y pegamento para p.v.c., se levanta el ademe metálico del fondo de la excavación una longitud de 30 cm y se llena lentamente este espacio con arena limpia, con una granulometría comprendida entre las mallas No. 4 a No. 40. Deberá controlarse el volumen vaciado, de manera que no se excedan los 30 cm.

Una vez endurecido el pegamento en las uniones, se baja el piezómetro dentro del pozo, verificando que este quede bien asentado en la arena del fondo; posteriormente se levanta el ademe en tramos de 10 cm vaciando gradualmente arena dentro del pozo hasta llenar cada tramo, esto se realizará hasta cubrir una distancia de 30 cm por arriba del bulbo.

Nuevamente se levanta el ademe, una longitud de un metro llenando este espacio con una mezcla de agua-bentonita de consistencia sólida; una vez que el volumen de un metro queda completamente lleno con el lodo bentonítico, se retira el ademe metálico de la perforación, llenando el espacio anular entre el tubo de 1/2" de diámetro y las paredes de perforación con lodo arcilloso a todo lo largo de la perforación hasta el nivel del terreno natural.



**Figura V.1.b.- Instalación del piezómetro.**

En la gráfica se observa el procedimiento de la instalación y condición final del dispositivo.

Frecuencia a la que se deben tomar las lecturas de los dispositivos de control llamados piezómetros:

- Se realizará una primera lectura 15 días antes de iniciar la excavación y a la vez tres días antes de iniciar el abatimiento piezométrico.
- Una vez al día durante el periodo de abatimiento piezométrico.
- Una vez suspendido el abatimiento piezométrico, las lecturas se realizan una vez por semana durante los siguientes cuatro meses.

#### **4.- Inclinómetro.**

Este dispositivo de control consiste en una tubería con cuatro ranuras verticales diametralmente opuestas, el cual sirve de guía a una sonda de medición. Los coples que unen los tramos de tubería consisten en dos secciones a media caña, que abrazarán la tubería con un cierto traslape, el cople se envuelve en toda su longitud con cinta adhesiva como lo muestra la figura V.1.c.

El inclinómetro es un equipo de medición constituido por el ademe y los siguientes tres elementos.

*Sonda.*- Es la unidad de medición portátil que aloja el sensor de inclinación; este último consiste básicamente en una masa guía instrumentada que genera una señal eléctrica, proporcional a su inclinación.

*Cable eléctrico graduado.*- Transmite las señales de la sonda hacia la unidad de registro y lectura; además, sirve como referencia para conocer la profundidad de la sonda de los distintos niveles de medición.

*Unidad de control y lectura.*- Su función es recibir las señales eléctricas y transformarlas en lecturas analógicas o digitales para su registro e interpretación, así como generar la energía necesaria para activar la sonda.

El procedimiento de instalación es descrito a continuación.

Se realiza una perforación de 6" diámetro, usando lodo bentonítico para estabilizar las paredes de la perforación, la profundidad de esta se llevará hasta el nivel de desplante del muro colado "in situ" adyacente al inclinómetro.

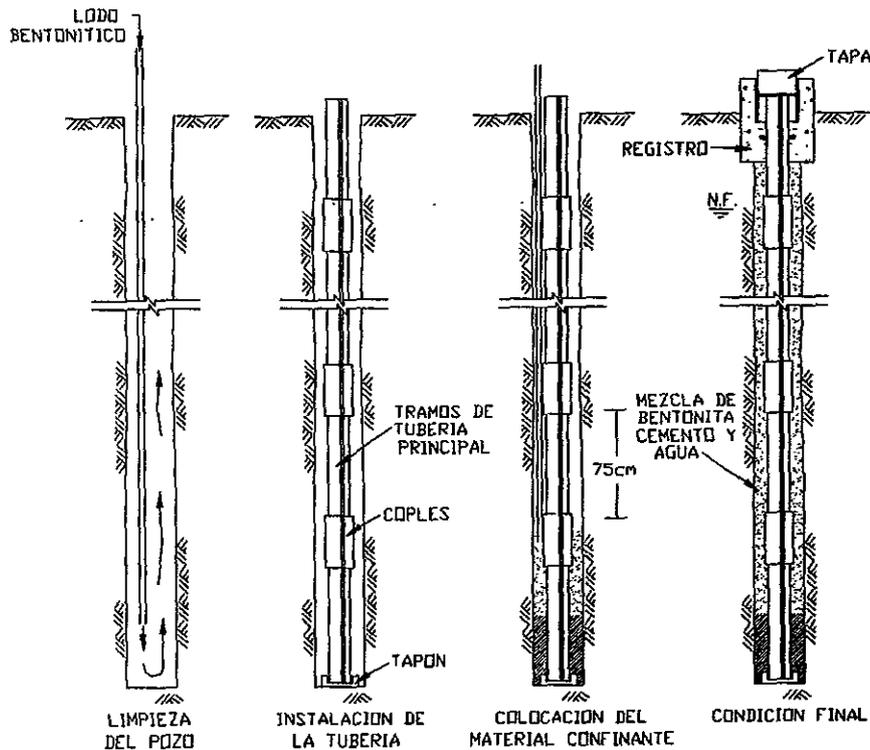
Simultáneamente a esta actividad se procede a ensamblar los tramos de tubería con coples para iniciar su instalación tan pronto se termine la perforación, esta tubería deberá llevar un tapón en el extremo inferior que se fijará por medio de pegamento o remaches, dependiendo del material usado.

Una vez que se haya alcanzado la profundidad requerida, se realiza la limpieza de la perforación haciendo circular lodo bentonítico limpio, dejando de realizar esta actividad hasta que el lodo retorne con un mínimo de partículas sólidas.

Concluido lo anterior se baja la tubería dentro de la perforación, cuidando que un par de ranuras diametralmente opuestas, sean perpendiculares al eje de la perforación; al mismo tiempo se prepara la mezcla del material que rellenará el espacio anular entre la tubería y la pared de la perforación; para evitar el fraguado de la mezcla antes de realizar su inyección se prepara en proporción, 1:3:5 de cemento, bentonita y agua, en peso.

Esta mezcla se inyecta por gravedad por medio de una bomba Moyno, a partir del fondo de la perforación hasta alcanzar el nivel correspondiente a 30 cm por abajo del terreno natural.

Se fijará en el extremo superior de la tubería un soporte, el cual quedará sujeto a un muerto de concreto; formando un registro que servirá de protección al inclinómetro.



**Figura V.1.c.- Instalación del inclinómetro.**

En la gráfica se observa el procedimiento de la instalación y condición final que muestra dicho dispositivo.

Frecuencia a la que se deben tomar las lecturas de los dispositivos de control llamados inclinómetros:

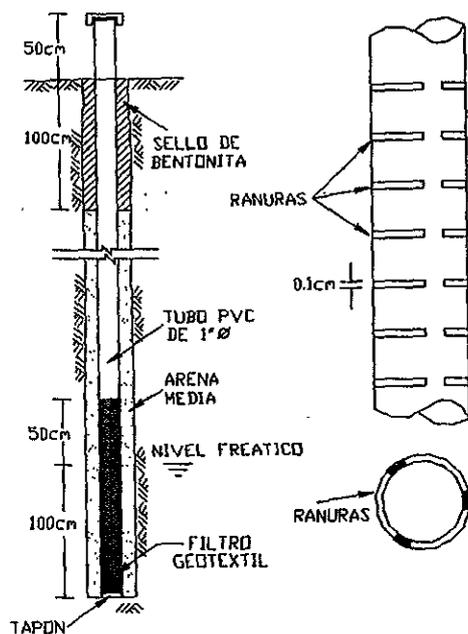
- a) Se realiza una primera lectura 10 días antes de iniciar la excavación de cualquier etapa, o por lo menos tres días antes de iniciar el abatimiento piezométrico.
- b) Se realizan dos lecturas por día durante el proceso de abatimiento piezométrico y durante la excavación del núcleo.
- c) Después de retirar el último nivel de puntales del tablero adyacente al piezómetro se deberá realizar una lectura al día, durante la construcción de la superestructura, suspendiendo el procedimiento hasta que la última losa alcance la resistencia de proyecto.

#### **5.- Pozo de observación.**

La misma estructura utilizada para el abatimiento piezométrico se utiliza como pozo de observación (figura V.1.d), y su procedimiento constructivo ha sido descrito en el capítulo III.

Se realizan aforos de los gastos en los pozos de observación durante el abatimiento piezométrico en cada módulo, para comprobar que disminuye la presión de poro en la masa de suelo.

Esta información se registrará en gráficas de niveles piezométricos y gastos contra tiempo de manera diaria durante la ejecución de la excavación.



**Figura V.1.d.- Pozo de observación.**

Las mediciones de la posición del nivel freático obtenidas de este dispositivo deben interpretarse junto con la información piezométrica.

## V.2.- Interpretación de los datos que arrojan los dispositivos de control.

La importancia de la interpretación de los registros, que se obtienen en campo de los diferentes dispositivos de control, radica en obtener una evaluación de nuestro procedimiento constructivo utilizado en el Metropolitano línea - B, con el fin de modificar dicho procedimiento en caso de ser necesario, evitando en lo mayor posible, daños estructurales a inmuebles colindantes a nuestra obra, los cuales originarán un mayor costo de obra.

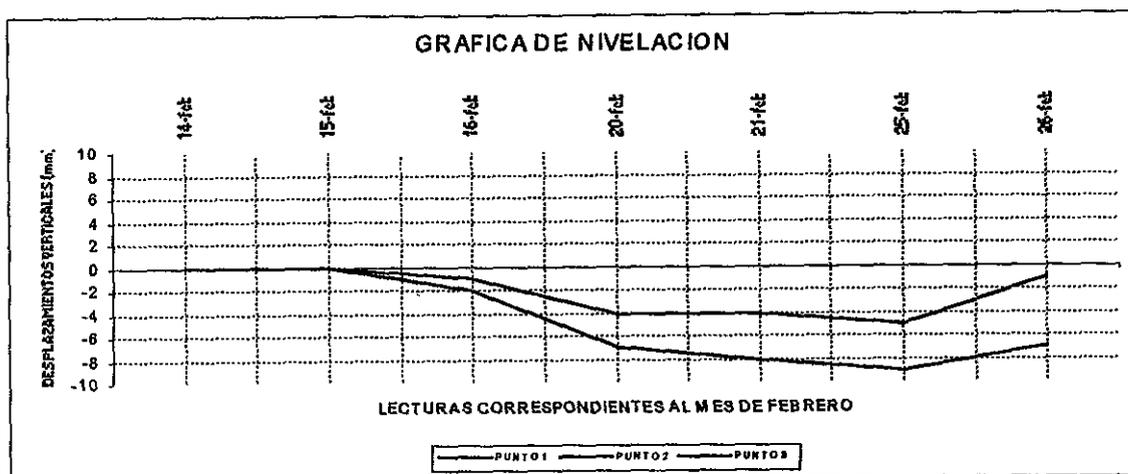
Adicionalmente se realiza una gráfica con los datos de los registros de cada uno de los dispositivos de control para un mejor entendimiento del comportamiento de los desplazamientos de los elementos involucrados en la obra.

EXCAVACION CENTRAL EST. BUENAVISTA

### GRAFICA GENERAL DE PUNTOS FIJOS 1,2,3

No REFERENCIA	FECHAS DE LECTURAS							
	14-feb	15-feb	16-feb	20-feb	21-feb	25-feb	26-feb	
1	2230,864	2230,884	2230,882	2230,857	2230,858	2230,855	2230,857	
2	2230,834	2230,834	2230,833					
3	2230,874	2230,874	2230,873	2230,87	2230,87	2230,868	2230,873	

No REFERENCIA	FECHAS DE LECTURAS							
	14-feb	15-feb	16-feb	20-feb	21-feb	25-feb	26-feb	
1	0	0	-2	-7	-8	-9	-7	
2	0	0	-1					
3	0	0	-1	-4	-4	-5	-1	



**Gráfica V.2.a.- Gráfica de puntos fijos.**

La gráfica muestra en el periodo de obtención de datos un hundimiento causado por el abatimiento de nivel piezométrico el cual origina una consolidación temporal. El desplazamiento diferencial entre los puntos no origina daños en la estructura de pavimento situada en la periferia de la zona de excavación.

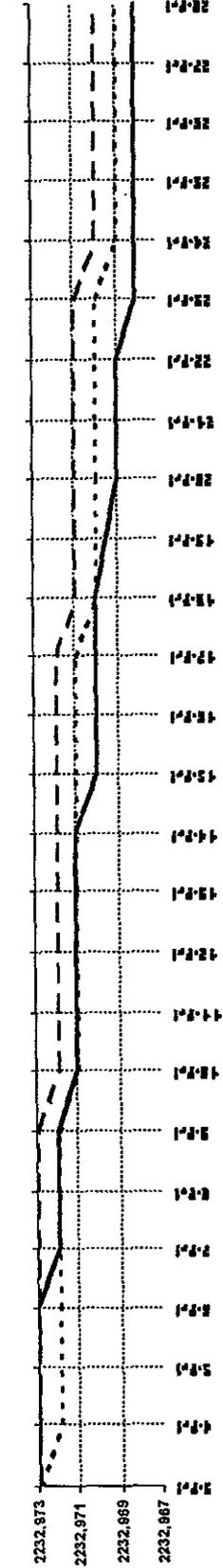
GRAFICA GENERAL DE PALOMAS 222, 223, 224, 225, 226

No	FECHAS DE LECTURAS																											
	3-feb	4-feb	6-feb	7-feb	8-feb	9-feb	10-feb	11-feb	13-feb	14-feb	15-feb	16-feb	17-feb	18-feb	20-feb	21-feb	22-feb	23-feb	24-feb	25-feb	27-feb	28-feb						
REFERENCIA																												
A																												
222	2232,973	2232,972	2232,972	2232,972	2232,972	2232,972	2232,971	2232,971	2232,971	2232,971	2232,971	2232,971	2232,971	2232,971	2232,970	2232,970	2232,970	2232,970	2232,970	2232,969	2232,968	2232,968	2232,968					
223	2232,973	2232,973	2232,973	2232,973	2232,973	2232,972	2232,972	2232,972	2232,972	2232,972	2232,972	2232,971	2232,972	2232,972	2232,971	2232,971	2232,971	2232,971	2232,971	2232,970	2232,968	2232,968	2232,968					
224	2232,973	2232,973	2232,973	2232,972	2232,972	2232,972	2232,971	2232,971	2232,971	2232,970	2232,970	2232,970	2232,970	2232,969	2232,969	2232,968	2232,968	2232,968	2232,968	2232,968	2232,968	2232,968	2232,968					

No	FECHAS DE LECTURAS																											
	3-feb	4-feb	6-feb	7-feb	8-feb	9-feb	10-feb	11-feb	13-feb	14-feb	15-feb	16-feb	17-feb	18-feb	20-feb	21-feb	22-feb	23-feb	24-feb	25-feb	27-feb	28-feb						
REFERENCIA																												
A																												
222	0	-1	-1	-1	-1	-1	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-3	-3	-3	-3	-4	-4	-4	-4						
223	0	0	0	0	0	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-2	-2	-2	-2	-3	-3	-3	-3						
224	0	0	0	-1	-1	-2	-2	-2	-2	-3	-3	-3	-3	-4	-4	-4	-4	-5	-5	-5	-5	-5						

GRAFICA DE NIVELACION

VERTICALES



LECTURAS CORRESPONDIENTES AL MES DE FEBRERO

Gráfica V.2.b.- Gráfica de palomas.

En los registros tanto como en la gráfica se observa que los hundimientos totales y diferenciación de cimentaciones no ponen en riesgo los elementos estructurales del edificio, ya que en las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones nos marca un hundimiento máximo de 15 cm, cuando existen construcciones colindantes y un asentamiento diferencial entre palomas 0.001 x el claro, para este caso nuestras palomas cuentan con una separación de 10 m, por lo cual nuestro asentamiento diferencial permisible es de 0.001 x 10 m = 0.01, y como se puede observar en nuestra gráfica el hundimiento diferencial está por debajo de este valor.

LADO NORTE

Mensula No.1

FECHA	LECTURA (m)	DESPLOME (m)
2-Feb	0,500	0,000
3-Feb	0,500	0,000
4-Feb	0,500	0,000
6-Feb	0,501	0,001
7-Feb	0,501	0,001
8-Feb	0,501	0,001
9-Feb	0,502	0,002
10-Feb	0,502	0,002
11-Feb	0,502	0,002
13-Feb	0,502	0,002
14-Feb	0,502	0,002
15-Feb	0,502	0,002
16-Feb	0,502	0,002
17-Feb	0,502	0,002
18-Feb	0,502	0,002
20-Feb	0,502	0,002
21-Feb	0,502	0,002
22-Feb	0,502	0,002
23-Feb	0,502	0,002
24-Feb	0,502	0,002
25-Feb	0,502	0,002
27-Feb	0,502	0,002

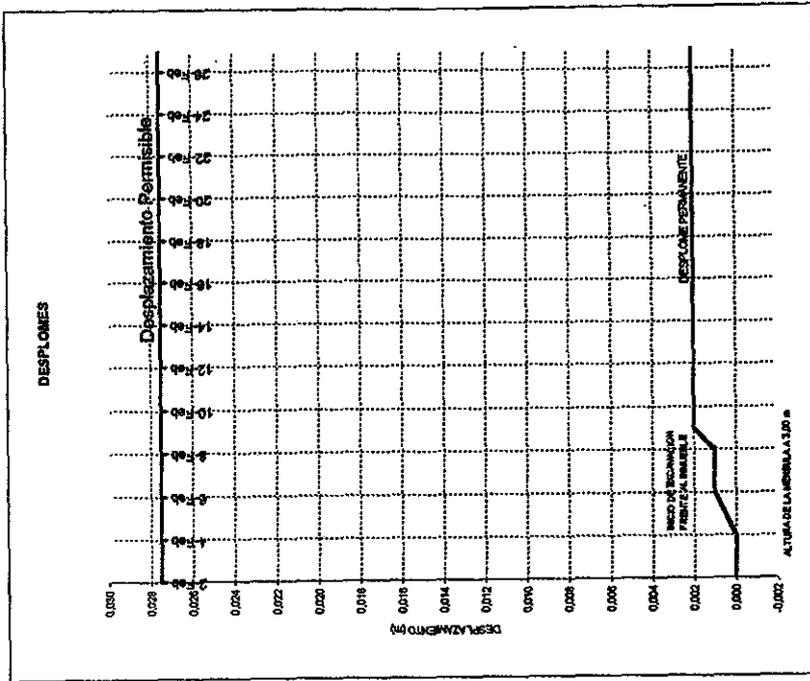


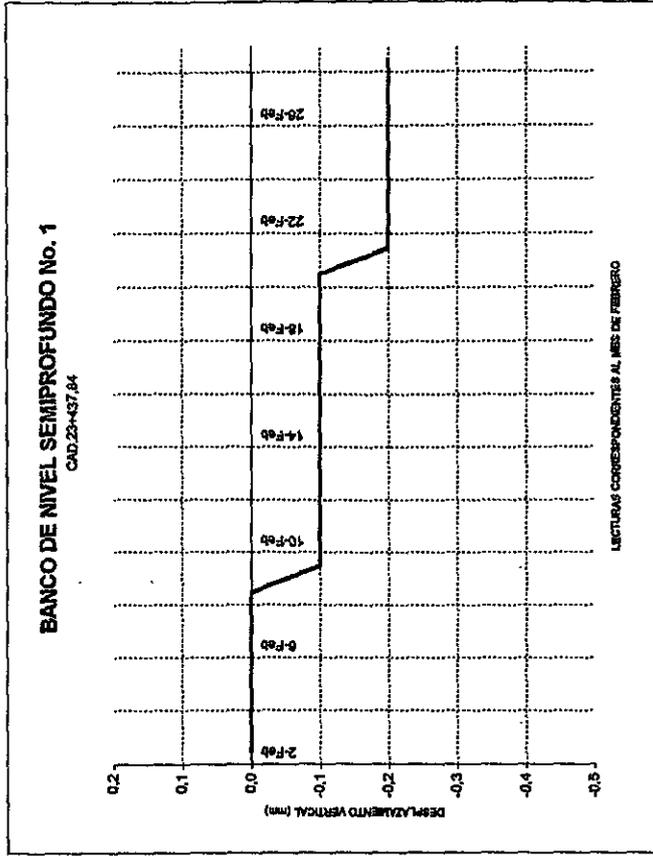
Figura V.2.c.- Gráfica de desplomes.

En la gráfica se puede observar que nuestros desplomes están muy por debajo de los desplomes permisibles, ya que en las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones se fija como límite los obtenidos por la ecuación  $100/(100+3h)$  en por ciento, en donde  $h$  está dado en metros; para nuestro problema en donde la mensula está a 3.00 m, tenemos  $100/(100+9)$  lo que nos da un desplome permisible de 0.9174 %; lo que para una altura el desplome permisible para esta estructura será de  $0,009174 \times 3,00 \text{ m} = 0,0275 \text{ m}$

Cód. 23-H37,84

Banco de Nivel Semiprofundo No: 1

FECHA	DÍAS	LECTURA	DIFERENCIA (mm)
2-Feb-85	35	2231,505	0,0
3-Feb-85	36	2231,505	0,0
4-Feb-85	37	2231,505	0,0
6-Feb-85	39	2231,505	0,0
7-Feb-85	40	2231,505	0,0
8-Feb-85	41	2231,505	0,0
9-Feb-85	42	2231,504	-0,1
10-Feb-85	43	2231,504	-0,1
11-Feb-85	44	2231,504	-0,1
13-Feb-85	46	2231,504	-0,1
14-Feb-85	47	2231,504	-0,1
15-Feb-85	48	2231,504	-0,1
16-Feb-85	49	2231,504	-0,1
17-Feb-85	50	2231,504	-0,1
18-Feb-85	51	2231,504	-0,1
20-Feb-85	53	2231,504	-0,1
21-Feb-85	54	2231,503	-0,2
22-Feb-85	55	2231,503	-0,2
23-Feb-85	56	2231,503	-0,2
24-Feb-85	57	2231,503	-0,2
25-Feb-85	58	2231,503	-0,2
27-Feb-85	60	2231,503	-0,2
28-Feb-85	61	2231,503	-0,2



**Figura V.2.d.- Banco de nivel semiprofundo.**  
Debido a las continuas nivelaciones que se realizan en los distintos dispositivos de control, es necesario contar con varios bancos de nivel semiprofundos a lo largo de la línea en construcción. Debido a la profundidad de despiante, los movimientos diferenciales con respecto al al banco regional son muy pequeños como se observa en la grafica.

ESTACION PIEZOMETRICA No. 1

Fecha	Diferencia	LECTURAS		
		N.P.-10,50 P1	N.P.-8,10 P2	N.P.-3,00 P3
	0	2231,327	2232,527	2238,627
3-Feb-85	0	2230,158	2232,158	2237,15
4-Feb-85	1	2230,119	2232,14	2237,16
8-Feb-85	3	2230,104	2232,18	2237,205
7-Feb-85	4	2230,104	2232,18	2237,195
8-Feb-85	5	2230,084	2232,18	2237,195
9-Feb-85	6	2230,084	2232,18	2237,205
10-Feb-85	7	2228,884	2232,18	2237,195
11-Feb-85	8	2228,884	2232,18	2237,205
13-Feb-85	10	2230,027	2232,187	2237,217
14-Feb-85	11	2228,877	2232,177	2237,217
15-Feb-85	12	2228,857	2232,187	2237,217
16-Feb-85	13	2228,847	2232,157	2237,217
17-Feb-85	14	2228,827	2232,157	2237,217
18-Feb-85	15	2228,827	2232,147	2237,217
21-Feb-85	18	2228,487	2231,857	2237,027
22-Feb-85	19	2228,477	2231,857	2237,027
23-Feb-85	20	2228,467	2232,007	2237,007
24-Feb-85	21	2228,477	2231,977	2237,017
25-Feb-85	22	2228,457	2231,927	2236,977
27-Feb-85	24	2228,407	2231,887	2236,927
28-Feb-85	25	2228,357	2231,887	2236,977

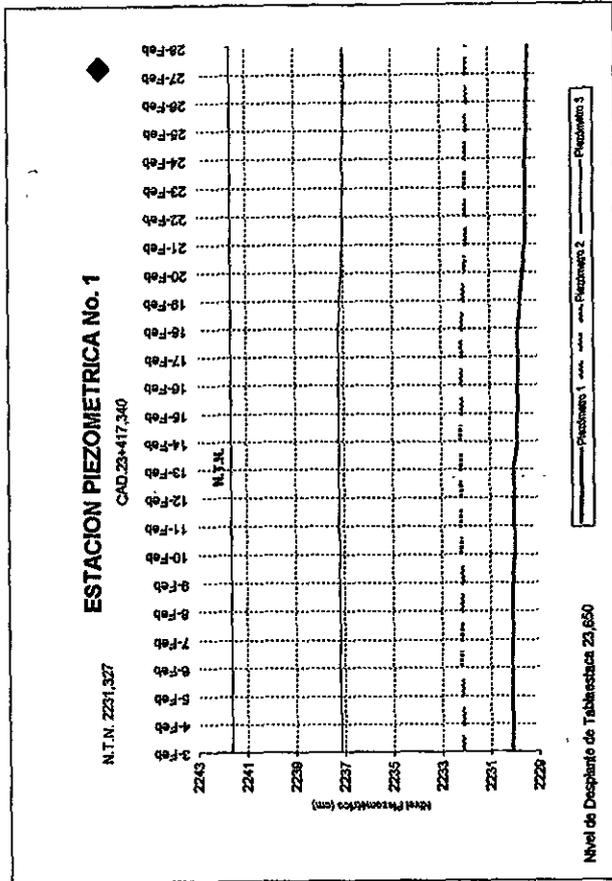


Figura V.2.e.- Estación piezométrica.

Los datos obtenidos en el registro se obtienen en un periodo donde el frente de excavación en el cual se encuentra la estación piezométrica, se encuentra parado, existiendo una longitud entre el hombro del talud y la estación piezométrica de 20,00 m, lo que origina poca influencia en la disminución de la presión de poro.

TRAMO: GERRERO-GARIBALDI L-"B" (ENTRE LERDO Y SOTO)

MODULO: No 2 Cad. 22+284,00

MES: FEBRERO '95

POZO No. 20

FECHA	9-feb	10-feb	11-feb	12-feb	13-feb	14-feb	15-feb	16-feb	17-feb	18-feb	19-feb	20-feb	21-feb	22-feb	23-feb	24-feb	25-feb	26-feb	27-feb	28-feb
N.D.	2,5	6,2	9,1	9,5	9,3	9,3	9,5	9,6	9,7	9,7	9,72	9,71	9,7	9,65	9,68	9,76				

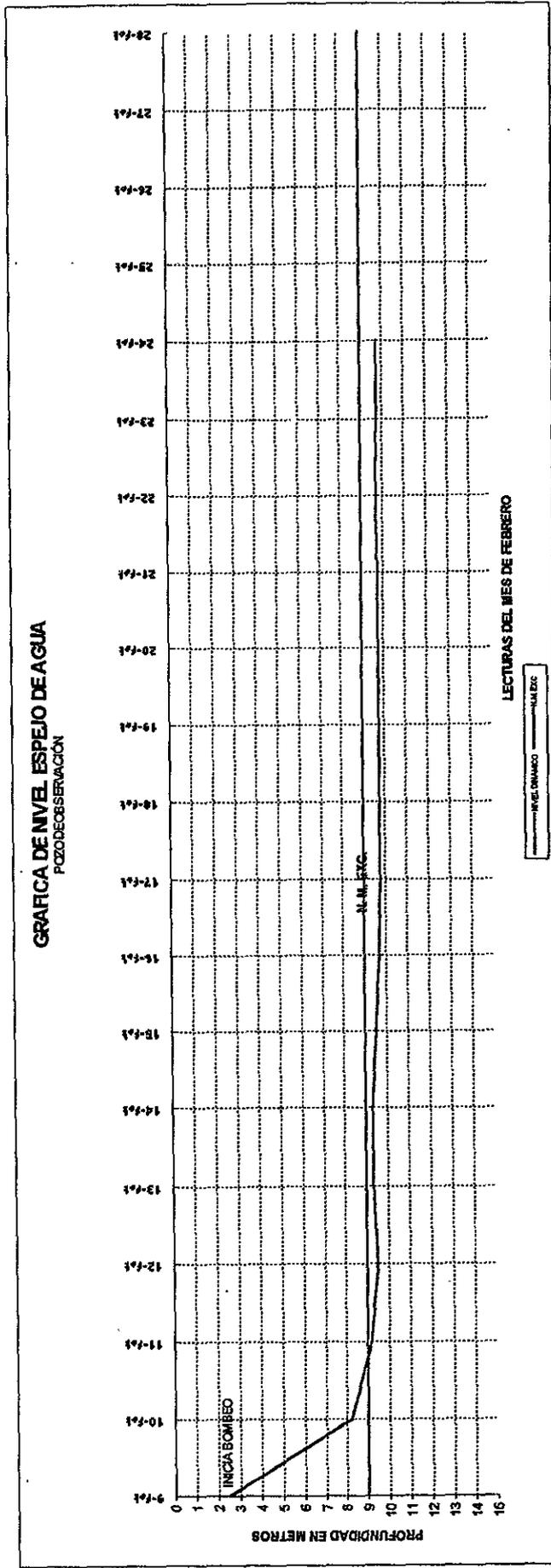


Figura V.2.f.- Gráfica de pozo de bombeo de observación.

En la gráfica se observa la variación del espejo de agua, en un pozo de bombeo dentro de la zona de excavación; como se observa el primer día se abate casi el total de la presión de poro de la masa de suelo, incrementando los esfuerzos efectivos en la misma e influyendo favorablemente en el factor de seguridad contra la falla de fondo por subpresión, al encontrarse abatida la presión de poro por debajo del nivel máximo de excavación.

## VI.- CONCLUSIONES

Es importante tener en cuenta los objetivos que se logran al realizar el abatimiento del nivel piezométrico, durante las excavaciones realizadas en el subsuelo de la Ciudad de México, como ya se mencionó los objetivos son, mejorar las condiciones de seguridad de la falla de fondo por subpresión y la de falla de talud.

Nuestras conclusiones estarán encaminadas a justificar la utilización del abatimiento del nivel piezométrico.

Cuando se interrumpe el abatimiento por algún motivo y en la superficie del fondo de la excavación, se tenga la presencia de alguna filtración, el fondo de la excavación se transforma en una superficie con poca capacidad de sustentación; el fondo se reblandece y remodela con el simple movimiento del personal, dejando una superficie irregular que hará más difícil el colado de la plantilla, además se tendrá casi siempre concreto contaminado durante el colado de la misma; por tal motivo se observa la importancia de trabajar con el nivel piezométrico por lo menos 1.5 m por debajo de nuestro nivel máximo de excavación.

Por otra parte es importante recordar la importancia que tiene el abatimiento de nivel piezométrico para evitar la falla del fondo de la excavación por subpresión; éste es el objetivo de mayor peso que obliga a realizar dicha actividad.

El factor de seguridad contra la falla del fondo por subpresión ejercida en estratos de arena profundos se expresa mediante la relación:

$$(FS)_S = \frac{P + S}{U}$$

donde:            P        Peso saturado del prisma del suelo bajo el fondo  
                      S        Fuerza cortante resistente en las caras verticales del prisma del fondo  
                      U        Fuerza total de subpresión en la base del prisma del fondo

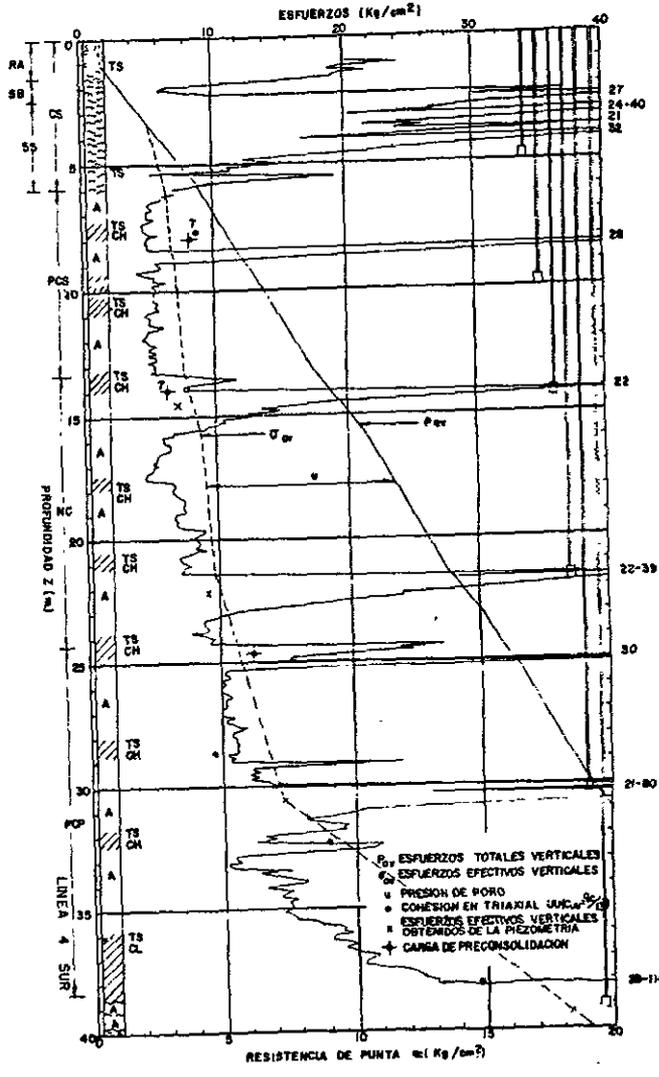
Considerando las propiedades del suelo y la geometría de la excavación, nuestra ecuación queda de la siguiente manera:

$$(FS)_S = \frac{\gamma h_f BL + 2c(Bh_f + Lh_p)}{\gamma_w h_w BL}$$

donde:             $\gamma$         peso medio volumétrico del material  
                       $h_f$         distancia entre el fondo de la excavación y el estrato de arena  
                      B        ancho de la excavación  
                      L        longitud del tramo a excavar  
                      c        cohesión de la arcilla  
                       $h_p$         distancia entre el nivel de desplante del muro y el estrato de arena  
                       $\gamma_w$         peso volumétrico del agua = 1 ton/m<sup>3</sup>  
                       $h_w$         altura piezométrica en el estrato de arena (acuífero)

Para explicar la importancia del abatimiento del nivel piezométrico para evitar la falla de fondo por subpresión, es importante tener en cuenta que en la zona de lago de la Ciudad de México existen suelos cohesivos saturados altamente impemeables, en los cuales; al extraer el poco volumen de agua contenido en los acuíferos, se realiza una disminución en la presión de poro en los acuíferos, que es donde se manifiesta la presión de poro como una subpresión. Daremos un ejemplo donde podremos observar que nuestro factor de seguridad aumenta conforme se disminuye la altura piezométrica en el acuífero más representativo bajo el nivel máximo de excavación.

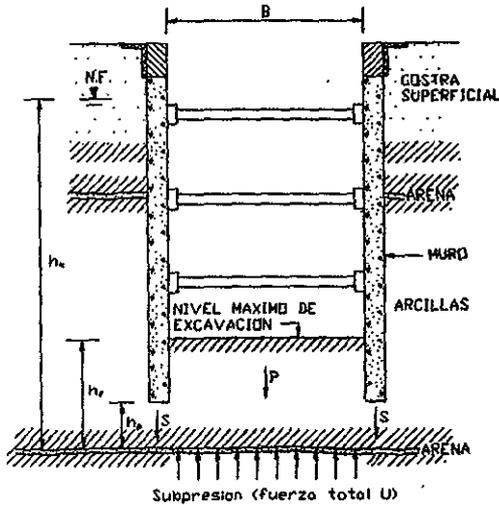
Tomando en cuenta la información geotécnica de la siguiente figura determinaremos el factor de seguridad de una celda con ancho  $B = 14\text{m}$ , una longitud  $L = 30\text{m}$ , y una profundidad máxima de excavación  $H = 10.5\text{m}$ ; tomando en cuenta que nuestro nivel de aguas freáticas se encuentra a una profundidad  $Naf. = 3.5\text{m}$ .



Presentación gráfica de la información básica geotécnica (sondeo de cono eléctrico).

Por otra parte la cohesión "c" de la arcilla se puede valuar en el laboratorio con una prueba triaxial rápida no consolidada no drenada, o bien, en caso de que no existan grietas en el espécimen de arcilla, con una prueba de compresión simple con  $\sigma_3 = 0$ ,  $\sigma_1 = q_u$  y  $\therefore c = q_u/2$ .

Para nuestro problema tomemos en cuenta los siguientes datos:



$$\begin{aligned} \gamma_{H0.5} &= 14.0 \text{ ton/m}^2 \\ \gamma_{H14.5} &= 19.0 \text{ ton/m}^2 \\ \gamma_{Hr} &= 19.0 - 14.0 \text{ ton/m}^2 \\ \gamma_{Hr} &= 5.0 \text{ ton/m}^2 \\ h_r &= 4.0 \text{ m} \\ B &= 14.0 \text{ m} \\ L &= 30.0 \text{ m} \\ c &= 2.0 \text{ ton/m}^2 \\ h_p &= 2.0 \text{ m} \\ \gamma_w &= 1.0 \text{ ton/m}^3 \\ h_w &= 11.0 \text{ m} \end{aligned}$$

Si consideramos que no existe abatimiento de nivel piezométrico en el acuífero ubicado a una profundidad de 14.5 m, nuestra presión de poro en el acuífero es  $h_w = 11.0$  m, y al sustituir los datos en la ecuación tenemos:

$$\begin{aligned} (FS)_s &= \frac{(5.0 \times 14.0 \times 30.0) + 2 \times 2.0 \times (14.0 \times 4.0 + 30.0 \times 2)}{1.0 \times 11.0 \times 14.0 \times 30.0} \\ (FS)_s &= 0.55 \end{aligned}$$

Como nuestro factor de seguridad es menor a 1.3, que es el factor de seguridad mínimo recomendado por los manuales de diseño geotécnico para la construcción del Metro en la zona del lago, resulta indispensable abatir la presión de poro en el acuífero situado a la profundidad de 14.5 metros mediante bombeo.

Como se requiere el abatimiento de la presión de poro, veamos que sucede con el factor de seguridad cuando se disminuye la altura piezométrica inicial del acuífero que es de 11.00 m, obligando a que se encuentre a 1.5 m por debajo de nuestro nivel máximo de excavación; por lo tanto nuestra altura piezométrica ahora será  $h_w = 2.5$  m.

$$\begin{aligned} (FS)_s &= \frac{(5.0 \times 14.0 \times 30.0) + 2 \times 2.0 \times (14.0 \times 4.0 + 30.0 \times 2)}{1.0 \times 2.5 \times 14.0 \times 30.0} \\ (FS)_s &= 2.44 \end{aligned}$$

Como se puede observar, al disminuir nuestra altura piezométrica, aumenta el factor de seguridad contra la falla de fondo por subpresión, de tal manera que el factor de seguridad se encuentra muy por arriba del 1.3, cumpliendo con el valor que se recomienda para estos casos.

Con lo expuesto anteriormente se llega a la conclusión de que se requiere del abatimiento de la presión de poro, para tener un mayor margen en el factor de seguridad contra la falla de fondo por subpresión.

En lo referente a la falla de talud, es importante mencionar que existen varios factores que intervienen de manera favorable en la estabilidad del frente de excavación, cada uno de estos factores incrementan el factor de seguridad contra la falla de talud.

El primero de los factores es la configuración de los taludes, que al realizarse de manera muy tendida ( $45^\circ$ ), conforma un frente de excavación muy estable en este tipo de material, ya que conforme disminuye la inclinación del talud, se disminuye el momento motor, con lo cual se incrementa el factor de seguridad contra la falla de talud, además; cuando la excavación es demasiado profunda (mayor a 8.00m), la configuración de la inclinación del talud se realiza mediante una berma, logrando así; que el volumen del material que se encuentra entre la inclinación del talud y el círculo inminente de falla, sea menor, incrementando de esta manera el factor de seguridad contra la falla de talud en el frente de excavación.

El segundo factor que incrementa la estabilidad de los taludes, es él debido a la restricción lateral que se obtiene al construir los muros colados "in situ", ya que la cohesión de la masa de suelo junto a los muros se incrementa al estar en contacto con el concreto usado para el colado de los muros.

El tercer factor que interviene en la estabilidad del talud, tiene que ver con la duración de ejecución de cada etapa, debido a esto es imposible que se presente la red de flujo hacia el talud, ya que en caso de presentarse la red de flujo la presión de poro se manifestaría como subpresión en la superficie de falla, originando con esto un menor momento resistente.

Debido a que existe la posibilidad que en la masa de suelo de la zona de lago en la Ciudad de México se encuentren estratos de material con características físicas muy diferentes a las tipificadas en esta zona; el abatimiento de nivel piezométrico, resulta ser una garantía adicional para que no se presente la influencia negativa de la presión de poro disminuyendo el momento resistente, que ponga en riesgo la estabilidad del talud.

## **Bibliografía.**

- 1.- Manual de Diseño Geotécnico.**  
Volumen 1.  
Estudios Geotécnicos.  
Diseño del Metro en Cajón.  
Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.
  
- 2.- Apuntes de la Materia de Mecánica de Suelos.**  
Tomo 1, Tomo 2, Tomo 3.  
Dr. Leonardo Zeevaert.  
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
  
- 3.- Construcción Especializada en Geotecnia.**  
Memorias del Simposio Realizado en Septiembre de 1988.  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
  
- 4.- Mecánica de Suelos.**  
Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos.  
Dr. Eulatio Juárez Badillo.  
M.I. Alfonso Rico Rodríguez.  
Tomo 1, Tomo 2
  
- 5.- Hidráulica General.**  
Volumen 1. Fundamentos.  
M.I. Gilberto Sotelo Avila.
  
- 6.- Hidráulica.**  
George E. Russell.  
C.E.C.S.A.
  
- 7.- Especificación para el Procedimiento Constructivo del Metropolitano Línea - B.**  
Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.  
COVITUR.
  
- 8.- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.**  
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.  
D.D.F.