

1-129  
Universidad Nacional Autónoma de México  
FACULTAD DE INGENIERIA



ALGUNOS ASPECTOS GENERALES  
SOBRE ABASTECIMIENTO DE AGUA  
Y REHABILITACION DE POZOS PROFUNDOS

TESIS PROFESIONAL

INGENIERO CIVIL

P. JAIMÉ MONDA MORA

1979



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.

**ALGUNOS ASPECTOS GENERALES  
SOBRE ABASTECIMIENTO DE AGUA  
Y REHABILITACION DE POZOS PROFUNDOS**

**ANTECEDENTES Y MOTIVOS**

**PLANEACION**

**ESTUDIOS Y PROYECTOS**

**CONSTRUCCION- PROBLEMAS GENERALES**

**OPERACION**

**MANTENIMIENTO**

# INDICE

ANTECEDENTES Y MOTIVOS	1
RIEGO	6
AGUA POTABLE	8
DRENAJE	11
PLANEACION	15
ESTUDIOS Y PROYECTOS	12
ESTUDIOS PRELIMINARES	23
ESTUDIOS TECNICOS	25
ESTUDIOS ESPECIALES	27
PRUEBA DE VERTICALIDAD	29
REHABILITACION DE POZOS	33
POZOS CON DESARROLLO ARTIFICIAL ( FILTRO )	52
PRUEBAS DE BOMBEO	60
FLUJO NO ESTABLECIDO	72
METODO APROXIMADO	99
METODO OBSERVANDO ABATIMIENTOS RESIDUALES	103
METODO OBSERVANDO RECUPERACIONES	104
METODO DEL ORIFICIO CIRCULAR	105
PROYECTOS.- COMENTARIOS	109
CONSTRUCCION.-PROBLEMAS GENERALES	114
OPERACION Y MANTENIMIENTO	118

## 1. - ANTECEDENTES Y MOTIVOS

En el planeta tierra el agua ocupa el 70 % de la superficie total siendo en mayoría agua salina; una pequeña porción la encontramos en los polos de la tierra formando glaciares, un mínimo volumen se encuentra en el subsuelo y otra pequeña parte escurre sobre la costra terrestre o se almacena en lagos de agua dulce.

En la tierra existe una cantidad definida y medible de agua y se acepta como hecho inquietante que del 100% del agua disponible, el 97% corresponde a aguas salinas; los polos y glaciares concentran un 2% más, por lo que el agua de mar y los glaciares suman un 99%. Dicho de otro modo, solo el 1% es la mínima cantidad de agua dulce que existe, localizándose la mitad en el subsuelo y la otra mitad escurriendo en la superficie ó almacenándose en lagos, y es lo que representa la disponibilidad de agua potable que para su existencia requieren los seres vivos.

Dada la importancia del recurso, cuantificar sus disponibilidades y determinar su uso específico, debe ser la preocupación de todo ser humano como Autoridad ó como simple usuario lo que ha originado la promulgación de leyes dentro de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos ( 5 de febrero de 1917 ), en su artículo 27 que establece que " La propiedad de las tierras y aguas

comprendidas dentro de los límites del territorio nacional corresponden de originalmente a la Nación, la cual ha tenido y tiene el derecho de transmitir el dominio de ellas a los particulares constituyendo la propiedad privada", ó sea establecer el régimen de posesión de las aguas, marcando la propiedad original correspondiente a la nación, pero permite su adjudicación a los particulares, de aquellas que no enumera expresamente como propiedad de la nación con carácter inalienable

La Ley Federal de Aguas (diario oficial de la Federación de 11 de enero de 1972), reglamenta las disposiciones del artículo 27 - Constitucional en materia de agua, "Teniendo como objeto regular la explotación, uso y aprovechamiento de las aguas propiedad de la nación..... conforme lo exija el interés público.....y tiene por finalidad realizar una distribución equitativa de los recursos hidráulicos y cuidar de su conservación". Esta ley establece competencia del Ejecutivo Federal y de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (actualmente S.A.R.H.) para su aplicación.

Debemos tener en cuenta el hecho de que a una repartición equitativa de la tierra, debe corresponder otra del elemento agua. Sobre estos dos factores se cimienta el arraigo del hombre evitando el éxodo y dispersión de los pueblos.

Nuestras leyes contemplan el aprovechamiento de ambos elementos y disponen su justa distribución; en el campo, la pequeña propiedad, la propiedad comunal y la ejidal, tierras todas ellas amparadas por títulos que los Gobiernos conceden y resguardan.

Con la Ley Federal de Aguas, las concesiones del recurso a particulares, las dotaciones a ejidos y las asignaciones a los organismos del sector público, conjugan y complementan los dos elementos de la producción.

Tratar que estos elementos queden distribuidos equitativamente y asegurar al hombre la posesión de ambos, promoverá el incremento de la producción y el arraigo del hombre a su solar.

Un caso particular y que hemos vivido, nos lo presenta el Estado de México, que puede cubrir sus propias demandas con sus recursos disponibles como se muestra en las conclusiones obtenidas de un estudio ordenado por el Gobierno del Estado en el año de 1972. Este estudio arroja luces sobre las demandas de agua que requiere el desarrollo de la Entidad hasta el año 2,000, como se muestra en seguida:

Para el año 2,000, la densidad de población en cada una de las cuatro cuencas hidrológicas, será del orden de:

Valle de Mexico	2,000 Hab/Km <sup>2</sup>
Pánuco	140 Hab/Km <sup>2</sup>
Lerma	530 Hab/Km <sup>2</sup>
Balsas	90 Hab/Km <sup>2</sup>

La demanda doméstica, industrial y agrícola en el período 70/75, ha sido de 45 metros cúbicos por segundo y se estima que al finalizar este siglo habrá de ser de 150.

El caudal que existe en el subsuelo dentro de la Entidad y la precipitación pluvial que genera escurrimientos superficiales -- también en la entidad, nos aseguran disponibilidad del orden de 150 metros cúbicos por segundo.

Las conclusiones muestran que el Estado es autosuficiente para satisfacer sus necesidades en materia de agua, durante todo el presente siglo, a pesar de localizarse casi en su totalidad en el altiplano, arriba de los 2,000 metros sobre el nivel del mar, en donde el recurso agua, en mayor grado representa un valor incalculable, lo que induce a planear su aprovechamiento en forma optimizada.



Las obras y dispositivos que se requieren para su óptimo aprovechamiento, en términos generales son:

Presas de almacenamiento y regularización de los escurrecimientos superficiales; perforación para alumbrar el agua subterránea; plantas de tratamiento para reuso, abastecimiento y distribución; obras de riego regulado y técnicado y el alejamiento final de aguas utilizadas.

La situación geográfica y topográfica del Estado de México, aunada a la política del Ejecutivo Federal, lo obliga a generar recursos sin beneficio propio como es el caso del Bajío que riega con el agua generada en el Alto Lerma sin que esta zona pueda cubrir sus necesidades; se abastece de agua potable al D.F., sin beneficio a la zona metropolitana del Valle de México, que además ve pasar las aguas negras que fueron blancas en el acuífero del Lerma, las que han de servir para riego en otras entidades. En el Sur escurren aguas hacia el Balsas sin poder aprovecharla y en la Cuenca del Pánuco se levantan presas para aprovechamientos fuera de la entidad.

En este caso específico, los recursos hidráulicos generados en el Estado deben ser explotados y aprovechados en beneficio del pro

pio Estado prioritariamente, respaldando su uso por concesiones y asignaciones. Cubiertas las necesidades de agua en sus diversos usos y con base en estudios, se podrían destinar provisionalmente, los excedentes para beneficio de entidades vecinas, asegurando su reincorporación en el momento necesario.

Contemplando la panorámica general que presenta el -- problema agua, podemos enfocar soluciones que deben ser aplicadas de acuerdo a la programación que determine el cubrir paulatinamente ó definitivamente las necesidades del sistema.

Podemos determinar 3 aspectos básicos de la problemática general siendo estos; Riego, Agua Potable (uso doméstico), y Drenaje.

## RIEGO.

1.- Genéricamente denominamos "RIEGO", a la acción de incluir agua a los terrenos de cultivo para provocar la germinación y desarrollo de diversos vegetales que nos sirven como alimento.

La disponibilidad de caudales nos determina el tipo de terreno de cultivo, pudiéndose dividir básicamente en dos grandes grupos-- desde el punto de vista ingenieril y son; terrenos de temporal y terre-

nos de riego. Los primeros se originan cuando los caudales disponibles se producen por precipitación pluvial directa y los segundos -- cuando estos caudales se manejan sobre la superficie terrestre a través de cauces, canales y embalsamientos. Los embalses además de su aplicación agrícola, nos sirven para control de avenidas evitando que las partes topográficamente bajas, se inunden.

Para poder incrementar y sistematizar la producción agrícola, se deben combinar las disponibilidades de agua, formando zonas ó distritos de riego, lo que permitiría diversificar cultivos que traerán como consecuencia el mejoramiento de la tierra.

Si toda la población dedicada a la agricultura, cuenta con los caudales necesarios para desarrollar sus labores durante todo el año, lógicamente tendrán que arraigarse a sus localidades, ya que contarían con las fuentes de trabajo suficientes y seguras, evitándose lo que sucede en la actualidad que el campesino trabaja entre 60 y 120 días al año, cuando preparan los terrenos para cultivarlos y posteriormente cosecharlos. La producción continua, provocaría un incremento en el nivel de vida y los créditos con que en la actualidad se les refacciona tendrán un carácter recuperable.

El contar con los elementos tierra y agua, puede convertirlos en un plazo razonable en sujetos de crédito independientes y, entonces las inversiones del Erario Federal no servirían como indemnizaciones sino como financiamiento para implementos agrícolas.

#### AGUA POTABLE.

Los elementos de producción se deben complementar con servicios, siendo el principal el Agua Potable para consumo doméstico, obligando un sistema de vida diferente que repercute en otras necesidades que en definitiva elevan el nivel medio de vida.

La importancia del agua en el desenvolvimiento de las comunidades se vive constantemente en el medio rural, en donde no se cuenta con el servicio adecuado obligando a los habitantes a emplear tiempo y esfuerzo en obtener la cantidad de agua para cubrir sus necesidades mínimas aprovechando las fuentes más diversas como son: techos de casas al recibir precipitación pluvial; arroyos -- cercanos ; hidrantes de algún sistema establecido ; manantiales que a algunas veces son meros escurrimientos ; etc. Estas fuentes obviamente se encuentran en condiciones deplorables de higiene, al estar sin protección y sirviendo también a los animales domésticos.

En caso de que estas comunidades se encuentren ligadas de alguna forma con grandes concentraciones humanas, obliga una emigración buscando mejores medios de vida, ya que estos grandes desarrollos urbanos son un atractivo por la infraestructura que debe tener, un ejemplo clásico es la Ciudad de México que teóricamente conjunta todos los servicios provocando una inmigración del orden de 100 familias por día, según datos estadísticos.

El Estado de Mexico nos presenta una gran variedad de problemas de agua potable, desde las grandes concentraciones humanas como la zona Urbana-Industrial N.Z.T., que conjunta la zona metropolitana del Distrito Federal, hasta rancherías aisladas sin servicio.

El mismo Distrito Federal representa un problema para el Estado de Mexico, ya que las fuentes de abastecimiento de agua potable se encuentran dentro de sus límites como es el caso del Acueducto del Alto Lerma, que contribuyen con un caudal medio de 10 M<sup>3</sup>/seg., representando aproximadamente el 25 % del total necesario.

En el Norte del Distrito Federal, se encuentra el acueducto de Chiconautla que también contribuye con 3 M<sup>3</sup>/seg., y un Acueducto que conecta una batería del pozo en el Valle de Cuautitlán

que pondrá en operación la Comisión de Aguas del Valle de México.

Ante la diversidad de problemas de agua potable, también existen diferentes dependencias que tratan de resolverlos y se crea una dualidad de funciones, provocando duplicidad de trabajo en detrimento de las soluciones adecuadas. Tratando de encauzar debidamente las soluciones, se creó un organismo denominado "Comisión Estatal de Agua y Saneamiento", cuyas funciones básicas son la coordinación de las actividades de los diversos organismos que intervienen en las soluciones.

La Comisión Estatal de Agua y Saneamiento ( C.E.A.S. ), se creó por acuerdo del Ejecutivo del Estado el 1º de marzo de 1971 como Organismo dependiente directamente del propio ejecutivo con las atribuciones que se fijan en el capítulo primero y que son :

- I.- Efectuar los estudios necesarios para mejorar los sistemas de suministro de agua potable y alcantarillado en las poblaciones del Estado de México.
- II.- Hacer obras de captación de agua potable.
- III.- Proporcionar agua en bloque a los Municipios, Fraccionamientos y en general, a los núcleos de población.

- IV.- Construir, operar y mantener sistemas de agua potable y alcantarillado.
- V.- Operar y Mantener, los mismos sistemas que le sean entregados al Gobierno del Estado, ya sea por la Federación o los Municipios.
- VI.- Administrar los sistemas referidos en los puntos anteriores.
- VII.- Prestar asistencia técnica a los Municipios para la operación y mantenimiento de sus servicios.
- VIII.- Coordinar con la Secretaría de Recursos Hidráulicos ( S.A.H.O.P.), y de Salubridad y Asistencia Pública, la operación de los sistemas de agua potable y drenaje a su cargo, manejados por estas Dependencias Federales.

## DRENAJE.

3.- Como consecuencia inmediata al establecimiento de los sistemas de agua potable, se debe buscar la forma de eliminar las aguas utilizadas, debiéndose establecer los sistemas adecuados de drenaje que

consisten en captar, encauzar, alejar y eliminar los caudales servidos.

Básicamente de acuerdo con su origen podemos definir - dos tipos de caudales que se manejan en drenaje y son: aguas negras y aguas pluviales.

Las aguas negras se originan al utilizar el agua potable en usos domésticos y las aguas pluviales son producto de la lluvia y estos caudales pueden considerarse también cuando los producen granizo ó nevadas.

En base al caudal que manejan los drenajes, se pueden dividir en : combinados, sanitarios y pluviales. También por su forma de funcionar, pueden ser conductos cerrados y conductos abiertos.

Dentro de este concepto de drenaje se debe tomar en cuenta los excedentes de los sistemas de riego que conjuntando caudales con los de aguas servidas, se puede planear su utilización después del tratamiento adecuado.

En la actualidad las aguas tratadas son muy caras si se compara su costo con las tarifas establecidas por consumo y utilización de agua potable, sin tomar en cuenta que en un alto porcentaje de lo que



cuesta el manejo de estas aguas, es subsidiado por el Gobierno Federal.

Inicialmente la reutilización de aguas, puede aplicarse al sector industrial considerando que es en términos generales potencialmente económico y que en algunas plantas industriales se puede utilizar el agua con tratamiento primario y secundario sin ser necesariamente apta para consumo humano.

En algunas plantas industriales ya se utilizan aguas tratadas en plantas paquete para riego de zonas verdes.

Las descargas de aguas negras se pueden reutilizar en riego después de un recorrido en cauce a cielo abierto y controlando las descargas de tipo industrial que pueden tener altos contenidos de sustancias químicas. El recorrido obligado de las aguas negras en cauces a cielo abierto, provoca una sedimentación de materia sólida y un proceso químico y biológico que equivale a un tratamiento primario y aunque no garantizan el evitar enfermedades hídricas, es aceptable su aplicación.

En la actualidad ya se utilizan aguas negras crudas en zonas de riego como es el caso de la descarga del drenaje del Valle de México. Las principales descargas son: El gran canal, el interceptor

del poniente y ultimamente se complementa con el emisor central y el sistema de drenaje profundo.

El gran canal descarga al tajo de Nochistongo y al túnel de Tequixquiac, regularizando caudal en la laguna de Zumpango.- Posteriormente descarga al río Moctezuma y éste al río Tula.

En el trayecto de esta descarga y desde la zona de Teoloyucan en el Estado de México, ya se utilizan las aguas negras para riego e inclusive se bombea directo del túnel.

Probablemente la inversión en el tratamiento de las aguas negras para reutilizarse en riego no se recupere ya que la mayoría de los usuarios son ejidatarios que no diversifican cultivos, dedicándose la gran mayoría de la tierra a producir maíz.

Con el tiempo y a medida que se cumplan los pronósticos de poblaciones futuras, se tendrán que implantar tratamientos completos para reutilizar el agua en consumos domésticos.

Para solucionar los problemas se requiere definir 4 actividades perfectamente delineadas; Planeación, Estudios y Proyectos; Construcción y Operación.

Desde luego que el aspecto operación debe ser consecuencia de que las 3 primeras se cumplan a detalle.

## PLANEACION.

El tener una planeación lógica y realista de la utilización de los recursos hidráulicos, facilita las actividades consecuentes -- que repercutirán en última instancia en la operación de los sistemas favoreciendo el adecuado servicio.

Existen casos típicos de Ciudades desarrolladas sin una planeación lógica aparentemente ya que no existe un plan rector que delimite su crecimiento horizontal y la superficie cubierta por el sistema se ha saturado e inclusive, rebasado.

El no contar con un plan definido obligando límites de desarrollo, provoca un crecimiento anárquico, debido a que se forman pequeños núcleos que posteriormente se unen al principal foco de infraestructura, desquiciando los sistemas.

Frecuentemente sucede como es el caso de la Ciudad de Toluca, que los sistemas de Agua Potable han sido proyectados para períodos económicos que se han cumplido 20 años antes de lo previsto,

debido a que el crecimiento demográfico en los últimos años se ha visto incrementado en una tasa anual de 3.5% que corresponde a la tasa media del Estado de Mexico.

Estos crecimientos desmedidos principalmente de las zonas urbanas provocan una rápida saturación de las zonas cubiertas por el sistema original, creando la necesidad de nuevos núcleos de población ó fraccionamientos colindantes que en principio son auto-suficientes con sus propios servicios; como normalmente son desarrollados con muchas deficiencias por vicios de construcción, en un corto plazo se incorporan, interconectándose a los sistemas principales ya establecidos, haciéndose un conjunto con deficiencias de funcionamiento hidráulico en su operación.

Esta situación debe controlarse con planes rectores que fijen los crecimientos de las Zonas Urbanas para poder programar la construcción de los sistemas, facilitando tanto programas de inversión como sistematizaciones de operación y mantenimiento.

La problemática se acentúa y es muy común en los Sistemas de Agua Potable en donde han intervenido para su construcción, con metodología diferente diversos organismos como es el caso de

Del sistema de agua potable se construya la fuente de abastecimiento en el caso de pozos profundos ó la captación en el caso de los manantiales; la estructura de regularización y una tercera parte de la red de distribución, instalando hidrantes públicos dejando la conclusión de la obra y la instalación de tomas domiciliarias a cargo de los usuarios del sistema.

Se han creado Comisiones Estatales de Agua como en el caso del Estado de Mexico, tratando de centrar un solo Organismo la emisión de directrices en Proyectos, Construcción y Operación de los Sistemas de Agua Potable. Estas directrices también incluyen a los sistemas de drenaje, pero este concepto quedará en segundo término en tanto no se resuelvan totalmente los problemas de agua potable, excepto en las zonas urbanas ya establecidas.

Para evitar la afluencia de personas hacia las grandes concentraciones urbanas, procurando mejores oportunidades económicas aúñadas a servicios supuestamente bien establecidos, se debería procurar el establecimiento de los servicios mínimos dentro de las localidades rurales, que son los principales puntos que generan emigración.

Normalmente los desarrollos rurales se caracterizan por su baja densidad de población debido a que un alto porcentaje de los habi

tantes tratan de establecer sus habitaciones colindantes a los terrenos cultivables provocando consecuentemente el encarecimiento de los servicios por sus grandes extensiones.

Toda planeación debe tener como base el conocimiento de Recursos y Necesidades que encaminen una programación adecuada y consecuente de Estudios y Proyectos en primera instancia, para de terminar la Construcción y posteriormente la Operación necesaria.

Para determinar los Recursos y Necesidades podemos generalizar como ejemplificación, la siguiente información necesaria:

**TOPOGRAFIA .-** Determinar ubicación de la localidad, - sus accesos y medios de comunicación. En términos generales los servicios existentes, así como instalaciones hidráulicas, accidentes del terreno, límites que determinan la instalación de servicios, como división parcelaria o conformación de la localidad con probabilidades de crecimiento en superficies cultivables y habitacionales.

**CLIMAS .-** Nos determina tipo y frecuencia de utilización de agua.

**GEOLOGIA .-** Para fijar clasificaciones de suelo, que -- puede determinar tipo de instalaciones provocado por ; dureza, fractu

ras , fallas, echados, plegamientos, etc. También servirá para determinar fuentes de abastecimiento ó probabilidades de caudales disponibles en manantiales, pozos, ríos, etc.

**HIDROLOGIA.**-Nos determinará los recursos hídricos y en su caso los factores limitantes de los mismos, definiendo caudales disponibles en fuentes de abastecimiento que incluye la precipitación pluvial y todo tipo de escurrimientos ó depósitos superficiales naturales.

**INFRAESTRUCTURA Y SERVICIOS.**-Fijará las necesidades complementarias ó totales de las localidades y la facilidad de subsanarlas.

**USO ACTUAL DEL SUELO.**-Nos definirá tipo y variedad de agricultura, zonas con ó sin vegetación, zonas habitacionales, zonas industriales, densidades de poblaciones, servicios existentes y datos complementarios como puede ser la piscicultura.

**USO POTENCIAL DEL SUELO.**- Derivados del anterior y como complemento se determinará la ampliación ó diversificación zonal, para recomendar por ejemplo control de erosión, ó posición de obras de infraestructura, ó los propios servicios a las localidades.

**POBLACION.** - Que fija el tipo y modo de vida para determinar soluciones adecuadas a las necesidades.

**ASPECTOS SOCIALES.** - Como escolaridad media - con instalaciones propias, asistencia médica y social.

**ACTIVIDADES ECONOMICAS.** - Si estas se desarrollan dentro ó fuera del hogar, medios de comunicación para introducción ó extracción de productos elaborados, tipo de productos propios de la localidad.

De estas actividades de planeación se puede obtener un ante-proyecto y proposición de los servicios a nivel dictamen técnico, que pueda determinar en números muy gruesos la factibilidad de la inversión para poder continuar con las siguientes actividades de estudios a detalle y proyectos ejecutivos.



## ESTUDIOS Y PROYECTOS

Para las aplicaciones presupuestales, hemos encontrado en forma sistemática la falta de datos que faciliten su ejercicio. - Normalmente las dependencias Federales ó Estatales que tienen alguna relación con el agua, manejan presupuestos destinados a Estudios y -- Proyectos, que en la mayoría de los casos no llegan a cristalizar en las obras correspondientes. Esto se debe a que no existe continuidad en programas al cambiar representantes de autoridad ó al cambio de sexenios, y normalmente se pierde la inversión realizada.

Entre dependencias a nivel Federal ó Estatal no existe intercambio de información, lo que provoca duplicidad de Estudios y Proyectos. Si existiera la intercomunicación y el intercambio de información gran parte de los presupuestos aprobados se aplicaría directamente en obra, al contar con todos los elementos necesarios para la - Construcción.

Para subsanar estas deficiencias se debería establecer un archivo general y único, para que periódicamente pudiera actualizarse y servir a quién puede efectuar las inversiones, contando con todos - los antecedentes, en el momento que se requiera evitaría por ejemplo : que los sistemas establecidos crezcan anárquicamente sin un plan de - finido, desquiciando toda la operación.

Al no programar debidamente los Estudios y Proyectos la gran mayoría queda archivada ya que al llegar al renglón de inversiones ó no existen partidas ó ya el término de la gestión de las dependencias ó funcionarios, se cumplió.

La elaboración adecuada de Estudios y Proyectos es un problema que requiere solución inmediata para determinar los programas de obra a realizar a corto ó a largo plazo, dependiendo de las disponibilidades presupuestales.

En términos generales podemos establecer una secuela de Estudios, dividiéndolos en:

Estudios Preliminares

Estudios Técnicos.

Estos estudios son una ampliación a detalle de los datos obtenidos en planeación.

## ESTUDIOS PRELIMINARES.

Para este tipo de Estudios podemos determinar, la necesidad de tres tipos de información.

**INFORMACION DIRECTA.** - Es la que puede aportar la documentación existente, efectuando una investigación en la propia localidad y en las diversas Dependencias que pueden tener alguna relación con el problema. Esta investigación se realiza directamente en el sitio de ubicación del problema pudiéndose clasificar como obra nueva ó como ampliación ó rehabilitación del sistema en operación.

**INFORMACION AUXILIAR DIRECTA.** - Es la que implica una deducción ó bien un procesamiento de los datos obtenidos de la información directa.

**INFORMACION INFERIDA.** - Esta información es de carácter especial y solamente puede inferirse a un cierto nivel que requiera una investigación adicional, por asociación de diversos elementos de información, lo que hay que evaluar y conjugar cuidadosamente a fin de obtener los resultados deseados.

En términos generales la información requerida se obtiene a partir de datos existentes disponibles como censos, planos, mapas, cartas, etc.

**VISITA DE INSPECCION.** - Este trabajo consiste en realizar un recorrido a todos los sitios notables del probable sistema ó

en su caso a todas las instalaciones existentes para determinar su utilidad. Durante el recorrido se fijan fuentes de abastecimiento, ubicación de estructuras, cruces, líneas existentes, probable zonificación del sistema, movimiento de terreno, clasificación general de suelos, uso del suelo, tipo de vegetación, tipo de construcción de habitaciones, servicios a la localidad, zonas industriales, zonas habitacionales, zonas con probabilidad de desarrollo, tipos de desarrollos futuros y toda la información adicional que pueden proporcionar las autoridades y habitantes de la localidad.

**DATOS SOCIOECONOMICOS.** - Estos datos son importantes en el desarrollo del proyecto ya que determinará la conveniencia de la inversión al analizarla contra el beneficio real a la localidad. Es decir, nos determinará si en su caso la obra se clasifique como sumatoria ó como inútil. Nos determina datos generales de la población misma y de las cercanas, pudiendo zonificar debidamente de acuerdo al uso del suelo, mencionando servicios disponibles y densidades reales de la población, para poder determinar la calidad y cantidad de servicios a instalar ó rehabilitar y ampliar.

#### **ESTUDIOS TECNICOS.**

Es conveniente determinar el grado de detalle que deben te

ner estos estudios, basándose en los preliminares, ya que a partir de este punto los estudios representan inversiones mayores, debido a que son varias las especialidades que intervienen en las soluciones parciales. Aquí cabe aclarar que los dictámenes derivados de los estudios preliminares, los debe emitir una persona con experiencia y práctica en campo, para inclusive poder determinar costos en números muy gruesos que dan idea del orden de las probables inversiones.

**ESTUDIOS TOPOGRAFICOS .-** Nos proporciona - datos de planimetría y altimetría del sistema, ubicando fuentes de abastecimiento, conducciones, estructuras, distribuciones y tomas, - tratándose de Agua Potable y Riego; en el caso de drenaje, descargas particulares ó domiciliarias, drenes, alcantarillas, colectores, emisores y puntos de descarga final.

Generalizando podemos recomendar la Aerofotogrametría para los datos generales combinándola, con topografía terrestre para detalles específicos. En el caso de Riego y Drenaje, se debe contar - con una altimetría con aproximación de 10 cms, y en el caso de Agua Potable con aproximaciones de 50 cms; es suficiente.

Podemos deducir que en términos generales, los estudios topográficos nos determinan: forma y área de la localidad ó cuenca se

gún el caso; configuraciones y características generales pendientes hidráulicas para trabajar los sistemas por gravedad ó bombeo y las zonas probables de servicios combinados con las disponibilidades por ubicación de caudales.

ESTUDIOS HIDROLOGICOS .- Basándose en datos estadísticos de estaciones ubicadas por topografía, podemos determinar: climas, isoyetas, isotermas, caudales a manejar ya sean en aprovechamiento ó alejamiento.

ESTUDIOS GEOLOGICOS .- Utilizados más en problemas de Riego para determinar la Geología General de cuencas, vasos, y boquillas; clasificaciones de suelos, probables fallas ó fracturas; fuentes como manantiales; zonas de infiltración y perfiles geológicos.

ESTUDIOS AGROLOGICOS .- Más bien se utilizan para conclusiones muy especiales como el caso de: calidad, cantidad y situación de suelos regables, climatología y tipo de agricultura.

ESTUDIOS ESPECIALES .- Dentro de estos estudios se puede mencionar el caso específico de pozos profundos utilizados como fuente de abastecimiento.

En el Altiplano, un alto porcentaje de los caudales disponi-

bles es subterráneo, por lo que su aprovechamiento se realiza por medio de perforación de pozos profundos. Este es el caso de las principales ciudades del Estado de México, incluidas desde luego las que comprenden la zona metropolitana del Distrito Federal. Este sistema de explotación de acuíferos es altamente costoso, debido a que se tiene que llevar a cabo mediante bombeo y su vida útil normalmente se cumple antes de lo previsto debido a que no cuentan con un mantenimiento apropiado. Para establecer una operación adecuada es recomendable incluir dentro del renglón Estudios, las fuentes de abastecimiento para determinar su utilidad y aprovechamiento, efectuando una secuela de actividades que en este caso vamos a generalizar para pozos profundos; aunque estas acciones pueden estar dentro de operación y mantenimiento, siempre sería recomendable una inversión en la fuente de abastecimiento, previa a la erogación que represente un sistema completo, para asegurar el servicio previsto y necesario.

Acceptando lo anterior establecemos la secuela apropiada para pozos profundos, de acuerdo a sus partes que lo componen para su operación adecuada, y que podemos dividir en equipo de bombeo y perforación.

El equipo de bombeo está formado por el conjunto motor bomba que se desinstala para su revisión en campo y en taller.

Una vez desinstalado el equipo de bombeo se procede a revisar el pozo profundo utilizando para ello una máquina común de perforación, tomando como referencia los antecedentes de construcción que debe contener: profundidad total, diámetro de perforación, diámetro de ademe, corte geológico, nivel dinámico, nivel estático y aforo.

Como primer paso con la herramienta de perforación adecuada, se sondea para checar los datos generales de antecedentes, certificando la inexistencia de cuerpos extraños, desviaciones fuera de ademe y cantidad de azolve en metros.

Es muy importante que la verticalidad del pozo esté dentro de cierto rango, para evitar que pueda colapsarse ó que force a los equipos de bombeo provocando fallas constantes. Por lo anterior se debe de efectuar la prueba de verticalidad.

**PRUEBA DE VERTICALIDAD.**.- Consiste esta prueba como su nombre lo indica, en determinar la verticalidad del pozo con los datos que nos proporcionan las variaciones de una sonda de bmj



na de acero de diámetro menor que el del ademe, bajada con equipo de tripié y malacate. Estas variaciones se registran en las escalas de los brazos diagonales a  $90^\circ$  de un cuadro de madera ó aluminio- al que llamaremos retícula, colocada en el brocal del pozo y por cu yo centro pasa el cable que sostiene la sonda.

Como la sonda se vá descendiendo por tramos iguales de 10' en 10' ( 3.048 m.) ó de 15' en 15' (4.57 m.) se van anotando las lecturas que se hacen en las escalas de dos brazos diagonales a  $90^\circ$  de la retícula para que en el gabinete y por comparación con las lec- turas iniciales, y en función de las profundidades respectivas, se - calculen los desplazamientos de la sonda respecto de la línea verti - cal a plomo que principia en la boca del pozo.

#### METODO DE PLOMO DE UN POZO.

Constrúyase un tripié ó armadura. El centro horizon - tal de la polea superior estará exactamente 10' arriba de la boca del pozo, el centro vertical de la polea se colocará de tal manera que la línea de plomeo, salga de su orilla externa, exactamente sobre el - centro del ademe del pozo.

Si no se ejecuta atentamente este punto, las caracterís- ticas de verticalidad del pozo no serán correctas.

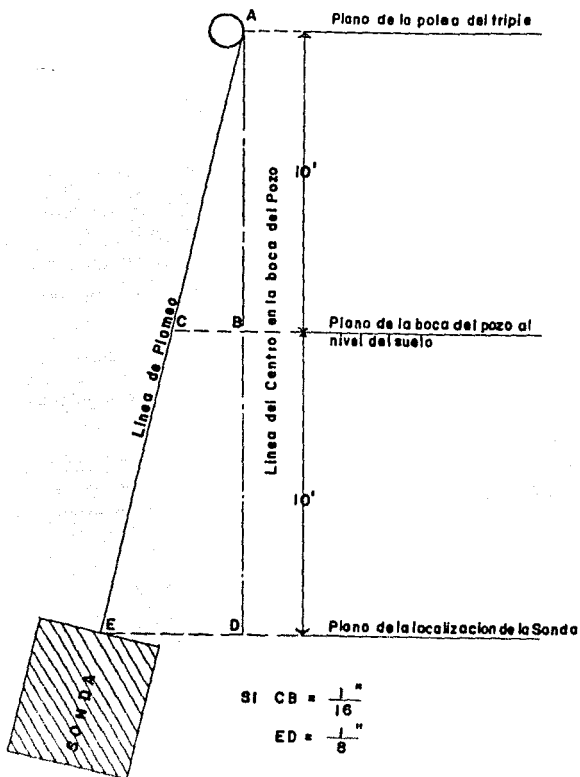
Procúrese que el anillo de la plomada ó sonda sea  $1/4''$  - menor que el diámetro interior del ademe del pozo. Esta se puede fabricar con un pedazo de lámina de acero ó un tramo corto de tubo.

Ya sea de lo que se construya tendrá el peso suficiente - para mantener el cable de plomeo estirado. El centro del anillo no - será sólido para que el agua pase libremente por él conforme vaya -- descendiendo en el pozo.

Las características de verticalidad se determinan bajando la sonda 10' ( 3.05 m.) cada vez y tomando una lectura en cada estación. Si el cable de plomeo pasa exactamente por la línea del centro, por todas las estaciones, el pozo esta a plomo ó vertical hasta la profundidad en que finalmente se encuentra suspendida la sonda. Sin embargo, si el cable no pasa por el centro, en determinada estación, - el pozo a esa profundidad está fuera de verticalidad la distancia que, - el cable se separa de dicho centro más una distancia igual por cada 10' a que la sonda se encuentre abajo del nivel del suelo. Esto es tomando simplemente la proporción que existe entre triángulos semejantes.

Por ejemplo (Fig 1 ) supongamos que "A" está exactamente a 10' sobre el nivel del suelo y "B" está al nivel del suelo; si la línea de plomeo varía  $1/16''$  respecto de la línea del centro del pozo en-

SEPARACION PROPORCIONAL DE LA SONDA, DEL PLANO VERTICAL AL CENTRO DE LA BOCA DEL POZO



"B" y la sonda "E" se encuentra a 10' abajo del nivel del suelo, entonces el pozo está 1/8" fuera de la vertical a esa profundidad de 10' .

Como segundo ejemplo tenemos que si la línea de plomeo varía 1/16" del centro del pozo en "B" cuando la sonda "E" está a 50' abajo del nivel del suelo, entonces el pozo está 1/16" más 5/16" ó sea 3/8" fuera de la vertical a la profundidad de 50' .

Esto, repetimos, es por la proporción de triángulos semejantes, y expresados de esa manera, la variación de la sonda es igual a:

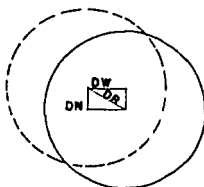
$$\frac{60'}{10'} \times \frac{1}{16} = \frac{6}{16} = \frac{3}{8}$$

Las lecturas efectuadas a las distintas profundidades se pueden dibujar en papel cuadriculado, y desarrollar así un diagrama exacto de la verticalidad del pozo.

Para mayor exactitud, se toman dos lecturas en escala a 90° sobre los brazos diagonales de una retícula, es decir lecturas relativas a los puntos cardinales Norte, Sur, Este y Oeste, ya que los brazos pueden orientarse. Para el cálculo de las desviaciones reales, se sigue la secuencia enunciada en la figura 2.

## CALCULO DE LOS DESALOJAMIENTOS EN EL PLANO DE LA RETICULA Y EN EL PLANO DE LOCALIZACION DE LA SONDA

Desviacion en el plano de la reticula



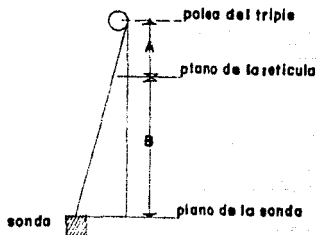
$$DR = \sqrt{DN^2 + DW^2}$$

DR = Desviacion Real (plano reticula)

DN = Desalojamiento Norte

DW = Desalojamiento Oeste

Desviacion en el plano de localizacion de la Sonda



$$D = \frac{d(A+B)}{A}$$

D = Desviacion en el punto de estacion de la Sonda

d = Desviacion en el plano de la reticula

A = Distancia polea - Reticula

B = Distancia Reticula - Sonda

AtB = Distancia polea - Sonda

En cortes geológicos arenosos es conveniente ser más rígidos con estas tolerancias puesto que dichas inclinaciones constituyen un peligro para la estabilidad de la estructura. También tiene su influencia para que los pozos no sean verticales a plomo, - las maniobras de soldadura y colocación de la tubería de ademe y - que desde el punto de vista de la construcción también admite cierta tolerancia.

Las deflexiones notables en el desarrollo vertical del pozo son las causas más frecuentes de dislocaciones, en las uniones de un tramo de tubo de ademe con otro y por lo tanto de la falla de la estructura.

#### REHABILITACION DE POZOS.

Si con el sondeo inicial se comprobó que existe azolve este se extraerá con la cuchara normal del equipo de perforación mostrando el material obtenido para clasificarlo y comprobar si el bombeo no provoca arrastre de finos.

Al eliminar el azolve se aumenta la capacidad de la cámara de bombeo incrementando la productividad del pozo al aumentar la eficiencia en el bombeo.

Es muy frecuente que los pozos de agua funcionen deficientemente, debido a cinco causas primordiales que son :

- 1.- Diseño inadecuado del pozo.
- 2.- Deficiencias constructivas.
- 3.- Mala selección de la bomba.
- 4.- Obturación de los poros del filtro de grava , del propio acuífero, ó de la parte ranurada del ademe, por materiales finos arrastrados por el flujo del agua hacia el pozo, ó por incrustaciones de elementos precipitados químicamente ( carbonatos y óxidos de Fe principalmente ).
- 5.- Por corrosión de la tubería.

Algunas son técnicamente controlables, independientemente de las condiciones geohidrológicas que, naturalmente no pueden ser modificadas mas que en una mínima proporción. Sin embargo todos los puntos pueden ser controlados parcial ó totalmente, si la obra de captación se ejecuta con las normas establecidas de construcción de pozos.

El diseño inadecuado de los pozos siempre acarrea graves consecuencias para la obra, pudiendo variar desde el pozo inoperante,

hasta pozos de corta vida debido a arrastres de arena, incrustaciones ó corrosión.

Aún cuando el pozo esté correctamente diseñado, puede funcionar deficientemente debido a fallas constructivas, siendo las más frecuentes :

- a). - Utilización de lodos de perforación inadecuados, que no son extraídos al concluir la perforación y sellan los acuñeros en la proximidad del pozo.
- b). - Pozos desviados de la vertical.

La obturación de poros ó de la parte filtrante, depende en gran medida del diseño y construcción de pozo, pero influye también el tiempo de operación, ya que los pozos se van tapando con materiales finos al cabo de cierto tiempo.

La incrustación depende esencialmente de la calidad química de las aguas, pero es un hecho comprobado que pozos eficientes tardan más tiempo en incrustarse. Esto es válido también para la corrosión.

La solución de estos problemas han obligado el desarrollo de técnicas de rehabilitación que en general ofrecen magníficos resultados en cualquier pozo perforado en materiales granulares y tam



bién algunos en materiales rocosos. Solo se comentará brevemente los métodos de rehabilitación mecánica.

Básicamente todos los procesos de desarrollo mecánico, - se basan en invertir alternativamente la dirección del flujo de agua - en el interior del pozo, provocándose el movimiento de los finos hacia él, que posteriormente son expulsados a la superficie. La eliminación de dichos materiales implica un aumento en el caudal obtenible para un determinado descenso del nivel del agua ó sea un incremento de la capacidad específica del pozo.

Resumiendo podemos anotar los resultados positivos del método :

Se aumenta, como ya se dijo, la permeabilidad del pozo, - provocando una mayor capacidad específica.

Estabilizar la formación en torno al pozo, con lo que disminuye la probabilidad de bombear arena, en forma muy considerable.

En los pozos en que se ha empleado lodo de perforación, se forma un enjarre en la pared disminuyendo la permeabilidad.

Este enjarre se elimina generalmente con el tratamiento;

el cual es más efectivo si se hace combinado con un elemento químico a base de polifosfatos, que ayudan a la dispersión del material -- arcilloso coloidal, separando los sólidos del lodo, rebajando su viscosidad y quebrando sus propiedades del gel.

En este caso se puede utilizar como dispersor de arcillas de hielo seco, en cargas variables desde 50 Kg., hasta 500 Kg., o -- bién inyectarse cargas de nitrógeno líquido. Estos elementos obran como expansores provocando un aumento instantáneo de volumen -- desquiciando la granulometría. El movimiento generado hace que -- el material fino se arrastre destapando conductos mayores. Esta operación se realiza a pozo tapado, instalando una válvula para controlar aumentos excesivos de presión dentro del pozo. Se complementa con pistoneo.

Si el agua tiene propiedades incrustantes o corrosivas, el aumento en la porosidad retrasa el fenómeno, pues redundaría en menores velocidades de entrada del agua al pozo y menor abatimiento -- de nivel dinámico.

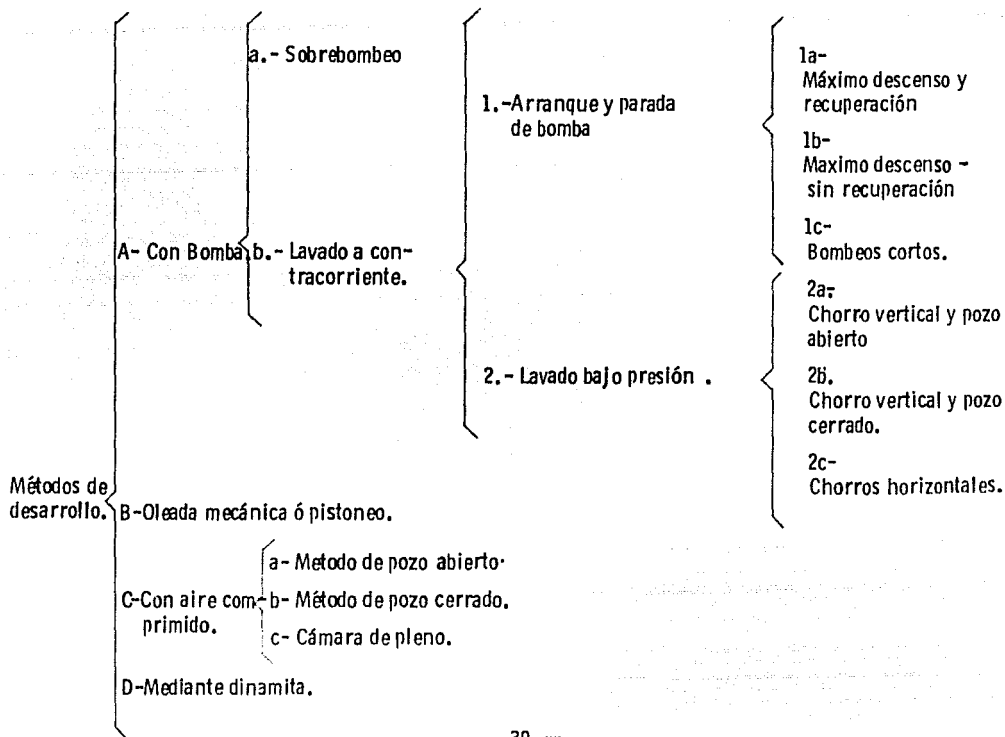
La disminución del nivel dinámico va aparejada con menores columnas de bombeo y el consiguiente ahorro de energía.

En acuíferos constituidos por rocas fracturadas, el desarrollo elimina los materiales finos que rellenan las fracturas permitiendo así un paso más franco del agua al pozo.

En forma general podemos decir que los pozos en operación, bien diseñados ó construídos, reciben una notable mejoría y tienen una operación mucho más prolongada si cada cinco años se someten a un tratamiento de rehabilitación.

Los pozos mal diseñados ó construídos, requieren de rehabilitaciones en intervalos de tiempo más cortos dependiendo de su ineficiencia.

A continuación haremos una breve descripción de los métodos más empleados en rehabilitaciones y desarrollo enumerando sus ventajas e inconvenientes :



#### A.a Sobrebombeo.

Consiste en bombear agua del pozo, provocando un fuerte descenso en él, siempre mayor que el que se tendrá durante su operación.

Es un método de desarrollo poco satisfactorio, pues tiene efecto en un solo sentido (del acuífero hacia el pozo), por lo que se facilita el que los materiales finos arrastrados formen "puente" acunándose entre los gruesos. Además el método es poco enérgico, sobre todo en pozos de alta capacidad específica, donde provocar un descenso significativo requiere de una gran bomba, generalmente difícil de conseguir. El desarrollo puede también realizarse en pozos con motor de combustión aumentando revoluciones al motor y si es necesario tazones y columna a la bomba y dispuestos de antemano a tener un desgaste excesivo en el equipo. No deja de ser notable el hecho de que siendo éste el menos eficiente método de desarrollo, sea también uno de los más usados.

#### A.b. Lavado a contracorriente.

Todos los métodos de lavado a contracorriente tienden a invertir alternativamente la dirección del flujo de agua en el pozo con el que se crean turbulencias que provocan agitación y se evitan los "puentes" en el material granular.

### A.b.1. Arranque y parada de la bomba.

Se efectúan sucesivos arranques y paradas de la bomba de prueba o de la definitiva del pozo, subiendo el agua hasta la superficie para luego dejarla caer nuevamente por la tubería de bombeo. -- Con ésto se invierte periódicamente el flujo del agua en el pozo extrayéndose el azolve con la bomba. Esta extracción de azolve provoca fuertes desgastes de la bomba debido al poder abrasivo del material.

### A.b.1a. Máximo descenso y recuperación.

Se hace funcionar la bomba a su máxima capacidad para producir en el pozo el máximo descenso posible. Se interrumpe el bombeo y se deja que el agua recupere su nivel original ( nivel estático ). Se repite este ciclo mientras se observan señales de mejoría en el pozo.

Con este sistema se consigue una alta agitación en el pozo y una carga hidráulica máxima en la rejilla por lo que resulta un método de desarrollo de pozos eficaz y que no daña mucho la bomba, pero en cambio se requiere generalmente una gran bomba, mayor cuanto mejor sea el pozo, y además un buen desarrollo implica mucho tiempo. -- Estas características negativas limitan mucho su utilización.

#### A.b.1b. Máximo descenso sin recuperación.

Igual que en el caso anterior se bombea hasta lograr el máximo descenso, se interrumpe el bombeo después de un corto tiempo, antes de que el pozo recupere su nivel, se hace funcionar de nuevo la bomba.

Con estos frecuentes cambios de paradas y arranques se cambia también constantemente la carga, velocidad y dirección del flujo del agua, con una agitación de la misma casi continua. Este método es más rápido que el anterior y de efectividad semejante, pero tiene la desventaja de castigar mucho el equipo de bombeo con las frecuentes paradas y arranques de la bomba.

#### A.b.1c. Bombeos cortos.

Se bombea hasta que el agua descargue en superficie, parándose la bomba para que el agua caiga por la tubería de bombeo, repitiéndose la operación todas las veces que sea necesario.

Se producen así oleadas enérgicas y casi continuas y tiene la ventaja adicional de no requerir de equipo especial (bomba muy potente), como los dos métodos anteriores. En cambio no provoca una carga hidráulica tan grande y el arrastre de finos hacia el pozo es menos

abundante además castiga también mucho la bomba.

En condiciones semejantes éste método es menos efectivo - que los dos anteriormente descritos.

#### A.b.2. Lavado bajo presión.

Los métodos de lavado bajo presión consisten en el bombeo - de agua a presión por el interior del pozo por medio de una tubería de pequeño diámetro. Son métodos de desarrollo más vigoroso que los - de arranque y parada de la bomba, exceptuando el primero de ellos -- que hemos llamado " chorro vertical y pozo abierto", que se recomienda solo como una operación rutinaria al terminar pozos con máquina rotatoria y previa a un desarrollo más enérgico.

Todos los métodos de lavado bajo presión tienen el inconveniente de requerir una bomba de inyección más ó menos potente, cárcamos para azolves y de succión, etc. Esto implica instalaciones semejantes a las de una perforadora. Lo anterior limita éstos métodos - por razones económicas a la terminación de pozos cuando los trabajos - se realizan con la misma perforadora. Otro inconveniente adicional es la necesidad de grandes cantidades de agua para poder reponer la - que cargada de azolve se extrae del pozo.



Existen tres variantes del lavado bajo presión.

A.b.2a. Chorro vertical y pozo abierto.

Se manda una línea de inyección, abierta en su extremo inferior, hasta el fondo del pozo (generalmente tubería de perforación), y por ella se manda agua a la máxima presión posible, el agua con el azolve sale por el espacio anular. Se logra efectividad mayor si frecuentemente se suspende la inyección para dejar caer la columna de agua contra el acuífero provocando agitaciones en el pozo. Es un sistema de desarrollo no muy efectivo, pero muy recomendable como lavado preliminar inmediata a la terminación del pozo, para eliminar la mayor parte de los lodos, necesarios en la perforación con máquina rotatoria.

A.b.2b. Chorro vertical y pozo cerrado.

Esencialmente la instalación es la misma, pero con la variante de que aquí se cierra herméticamente la boca del pozo dejándole una descarga lateral provista de válvula. Con la válvula cerrada se inyecta presión al pozo y se abre la válvula de descarga extrayéndose los materiales finos. Se repite la operación las veces que sea necesario iniciándose con presiones bajas que se aumentarán paulatinamente

Con éste método se inyecta agua en el acuífero cuando se levanta presión, agua que regresa al pozo rápidamente al ser liberada la presión con la válvula. El resultado son cambios rápidos de la presión hidrostática en el pozo y una agitación fuerte, todo lo cuál, lo hace un sistema de desarrollo muy efectivo si se cuenta con el equipo y el agua necesarios .

#### A.b.Zc. Chorros horizontales.

La instalación es semejante a la de chorro vertical y pozo abierto, pero se tapa el extremo inferior de la tubería de inyección habiéndose en cambio pequeñas salidas laterales para que los chorros salgan horizontalmente en forma directa contra el cedazo.

Es también un efectivo sistema de desarrollo si se opera cuidadosamente girando y bajando y subiendolentamente la herramienta. La parte interior del cedazo y la salida de los chorros deben tener una separación del orden de 2.5 cms., y el diámetro de los orificios de salida del agua puede variar entre 6 y 12 mm. El número de orificios de penderá esencialmente de la bomba de que se disponga.

#### B. Oleada mecánica ó pistoneo.

El desarrollo se efectúa mediante un émbolo que se hace bajar y subir alternativamente por el interior del pozo.

Junto con los desarrollos con bomba, es el método más usado en la actualidad, aunque sus resultados son discutibles en muchos casos. Esta deficiencia se debe por lo general, a un uso inadecuado del sistema.

Como regla general, podemos decir que el pistoneo se debe utilizar solo cuando se cuenta con una pulseta para realizarlo.

Para que resulte efectivo se deberán cuidar los siguientes requisitos :

**Diámetro del pistón.-** El diámetro del pistón debe ser como mínimo una pulgada menor que el diámetro interior del cedazo.

**Localización del pistón.-** La operación de pistoneo se realizará por tramos directamente enfrente de las zonas abiertas del pozo.

**Peso del Pistón.-** Se ha comprobado en la práctica que para que el pistoneo resulte eficiente, el pistón deberá pesar lo suficiente para bajar en forma rápida, generalmente esto se logra cuando el peso es tal que la presión ejercida sobre el espejo del agua, es superior ó igual a 1.5 Kg/cms<sup>2</sup>. Esta regla es empírica y aproximada pues la presión efectiva variará en función del área abierta del cedazo, calidad de la grava, permeabilidad del acuífero, posición del pistón. etc.

Ciclo de pistoneo.- Es aconsejable ir aumentando la frecuencia de las pistoneadas en tres etapas progresivas :

- 1a. Etapa 20 carreras por min.
- 2a. Etapa 28 a 32 carreras por min.
- 3a. Etapa 40 a 45 carreras por min.

Se cambiará de etapa cuando con un ciclo determinado no se obtenga azolve en el pozo y se dará por terminado el desarrollo cuando en la tercera etapa no se obtenga azolve después de una hora de agitación.

#### C. Desarrollos con aire comprimido.

El aire comprimido proporciona un medio muy eficaz para el desarrollo de pozos, teniendo además la ventaja adicional importantísima de requerir de un equipo no muy caro y fácil de conseguir, consistente en un compresor en buenas condiciones de trabajo y equipo auxiliar.

Existen tres variantes del método :

##### C.a. Método de pozo abierto.

Este método se basa en el principio de provocar agitaciones en el pozo mediante descargas de aire comprimido, bombeándose el agua con el azolve mediante un sifón.

La línea de entrada del aire debe ir por el interior de la tubería de descarga y en la parte superior se instalará una junta de es- toperos que permita mover arriba y abajo el tubo del aire. Para que el sistema funcione eficientemente, es recomendable que se tenga u- na sumersión del orden del 60 %. Se necesita además un compre- sor de suficiente capacidad y un tanque en el que, almacenar aire - comprimido.

Al iniciar el desarrollo se baja la línea de aire unos 50 cms., bajo la tubería de descarga, se acumula aire en el tanque y se des- carga violentamente en el pozo mediante una válvula de paso rápido. Se repite la operación varias veces.

A continuación se levanta la línea de aire 1 m y se manda ai- re para provocar un sifoneo que se prolongue hasta obtener agua lim- pia en la descarga. Entonces se baja de nuevo la tubería de aire y se dan nuevas descargas sifoneando a continuación. Se repiten estas- operaciones hasta que con la máxima presión del compresor no se ob- tenga azolve, con lo que se dará por terminada la operación.

#### C.b. Método de pozo cerrado.

La instalación es semejante al usado en el caso del pozo abier- to, pero se sella la boca del pozo con una tapa a través de la cuál pasa

el sifón y una línea de entrada de aire adicional al interior del pozo. - No es necesario tanque de aire comprimido.

Al iniciar los trabajos, se manda aire por la línea adicional acumulando presión en el pozo, con lo cual se deprime el nivel, inyectándose agua en el acuífero ; a continuación se sifonea extrayéndose el azolve.

Cuando salga agua limpia se vuelve a inyectar aire al pozo y se sifonea a continuación. Se repiten estas operaciones hasta que - después de la máxima presión que pueda levantar el compresor no se obtenga azolve en el sifoneo, con lo que se dará por terminado el trabajo.

#### C.c. Método combinado.

Este método es una combinación de los dos anteriores pues - el pozo vá sellado, pero además se requiere de un tanque de aire comprimido. Resulta el más enérgico de los métodos de desarrollo con aire.

Se sella el pozo dejando paso através del sello para un sifón a la bomba de operación del pozo. Se conecta el pozo a un compresor, a través de un tanque de aire comprimido dejando entradas para el sifón y otra por la parte exterior del mismo.

El sistema se opera alternativamente como en el caso del pozo cerrado y en el de pozo abierto, quedando además la variante de dar descargas en el espejo del agua. Con éste método se logra la máxima agitación, y fuertes inversiones de flujo dentro del pozo, por lo que, a pesar de requerir de un poco de más equipo resulta muy recomendable.

#### D. Desarrollos mediante dinamita.

Estos trabajos están limitados en su aplicación a los acuñeros en formaciones rocosas fracturadas ó a formaciones características.

El objeto del trabajo consisten en provocar fracturas adicionales en la roca y ampliar las existentes, lográndose una mejor comunicación entre el pozo y el sistema de fracturas y por tanto un flujo más franco del agua.

Este tipo de trabajos requiere gran experiencia en el uso de los explosivos, pués libera una gran cantidad de energía, que si es mayor de la necesaria puede perjudicar más que beneficiar el pozo. Si el pozo está parcialmente entubado se debe cuidar de provocar la explosión lejos de la tubería pués de lo contrario es fácil deteriorarla.

Las cargas a utilizar pueden variar entre 15 y 50 kg., dependiendo del diámetro del pozo, tipo de roca y la presión hidrostática sobre la dinamita.

Cuando la roca no presenta un sistema de fracturas naturales o si tiene poca densidad, este tipo de tratamiento resulta poco efectivo.

En base a las experiencias obtenidas en este tipo de trabajos, se puede concluir que si se selecciona el método adecuado y se opera correctamente, el desarrollo mecánico constituye una parte esencial para el buen funcionamiento de un pozo, y el tiempo y dinero que en él se inviertan, generalmente se ven ampliamente compensados de inmediato.

Las rehabilitaciones efectuadas han producido un incremento notable en la producción de agua de las fuentes de abastecimiento y en algunos casos va hasta un 50 %. El costo de éstos trabajos anda del orden de un 20 % de inversión que se necesitaría para perforar un pozo de sustitución al fallido.

Dentro de los trabajos de rehabilitación del pozo, se debe considerar el reponer grava perdida que forma el filtro en el espacio anular que forman el ademe y la pared del pozo.

Existen algunos casos especiales de pozos profundos que después de rehabilitados continúan arrojando arena provocando en prime



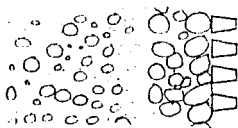
ra instancia el desgaste excesivo de los equipos de bombeo reduciendo su vida útil.

En estos casos se ha empleado un encamizado con tubería de P.V.C., en diámetros menores 4" al diámetro del ademe existente. Lógicamente se reduce la producción del gasto notablemente debido a que se reduce también el diámetro del equipo de bombeo pero también la inversión es menor a la que se realizaría en construir otro pozo profundo.

La tubería de P.V.C., garantiza la abertura adecuada de la zona de filtración debido a que es más fácil el control de fabricación -- que la tubería de acero usada comúnmente. En este caso el problema principal radica en colocar el filtro adecuado entre ademes que pueda garantizar retener la arena arrastrada, Este filtro puede diseñarse normalmente con el método para pozos con desarrollo artificial como enseguida se describe .

#### POZOS CON DESARROLLO ARTIFICIAL.

En el desarrollo artificial, la zona alrededor del tubo filtro - se hace más permeable, retirando el material de la formación inmediata al tubo filtro y reemplazándolo por otro más grueso y graduado. Este desarrollo se prefiere al natural, cuando se verifique:



Antes del desarrollo



Después del desarrollo

### Desarrollo Artificial.

$$TE_A < 0.25 \text{ mm,}$$

$$CU_A \leq 2$$

$$TE_A > 0.25 \text{ mm,}$$

$$CU_A < 2$$

### DISEÑO DEL PREFILTRO.

El material que se usa como prefiltro será uniforme y especialmente graduado, de calidad aceptable y de espesor adecuado. Por lo tanto, un buen diseño del prefiltro implica:

- 1.- Tamaño del material del prefiltro.
- 2.- Calidad del material del prefiltro.
- 3.- Espesor del prefiltro.

### TAMAÑO DEL MATERIAL DEL PREFILTRO.

La definición del prefiltro implica dos tendencias opuestas en

relación con su granulometría, lo que exige que los diámetros de los poros sean suficientemente grandes, a la vez que sean también muy reducidos.

Ahora bien, siendo el tamaño de los poros función del tamaño de los granos y de su distribución granulométrica, entonces, necesariamente las especificaciones de proyecto serán función de la granulometría de los materiales de los acuíferos por controlar y de los que forman el prefiltro.

De acuerdo con éstas ideas, el Dr. K. Terzaghi desarrolló un criterio que rige el diseño de prefiltros, analizando:

1.- Una permeabilidad mínima de prefiltro 100 veces mayor que la del material del acuífero controlado, permitiéndolo así, un libre escurrimiento a través del prefiltro, si

$$4 < \left( \frac{TG}{TA} \right) < 5$$

85      85

2.- Que los granos del acuífero controlado sean retenidos por el prefiltro para evitar su obstrucción, si

$$\left( \frac{TG}{TA} \right) < 5$$

85      15

3.- Que los granos finos del propio prefiltro sean retenidos por sus granos de mayor diámetro, si el material de que se forma el prefiltro es bien graduado y contiene menos del 5% de finos.

La validez de estas especificaciones se comprobaron por medio de investigaciones experimentales realizadas por G. E. Bertram - en la Universidad de Harvard, por los laboratorios del U.S. Waterways Experiment Station y por el U.S. Bureau of Reclamation.

Por otra parte, como resultado del análisis de las características granulométricas de los materiales que constituyen los acuíferos, se establecieron las reglas en que se basa actualmente el diseño de prefiltros.

Por lo tanto, la curva granulométrica del prefiltro se seleccionará de la manera siguiente:

1). Para depósitos en zonas húmedas se establece una región con las características siguientes y, como se indica en la figura No.4:

$$a) \quad 3 \quad TE_A \leq TE_G \leq 6 \quad TE_A$$

$$b) \quad 4 \quad TA_{70} \leq TG_{70} \leq 6 \quad TA_{70}$$

$$4 \quad TA_{50} \leq TG_{50} \leq TA_{50}$$

$$c) \quad CU_G \leq 2.5$$

Si las condiciones en (b) no se pueden satisfacer simultáneamente, bastará con usar una de ellas.

La granulometría del prefiltro de gravilla diseñado con estas relaciones, necesariamente y con todo rigor, satisfacen las especificaciones del criterio moderno del Dr. K. Terzaghi.

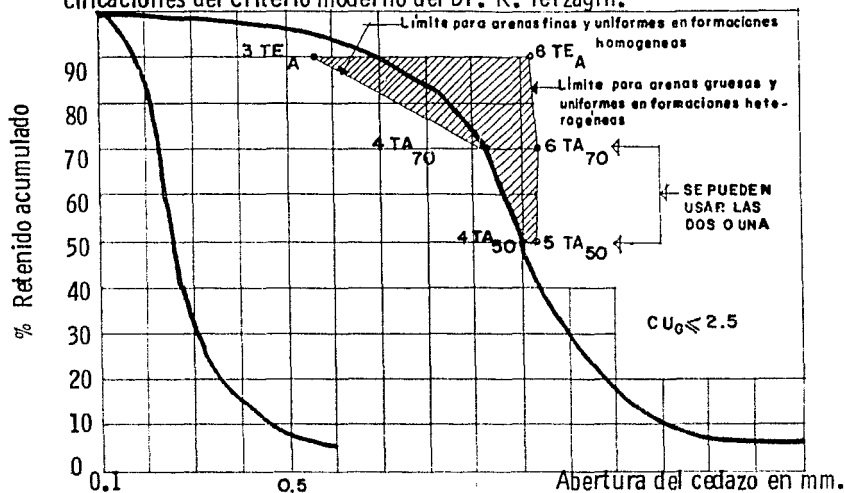


Fig. 4 Curva granulométrica del prefiltro en zonas húmedas.

2.- Para depósitos en zonas áridas ó semiáridas, en las que llegan a tener áreas muy heterogéneas y limos, la curva granulométrica del prefiltro deberá satisfacer las siguientes condiciones (fig. 5).

a).  $6 TA_{70} \leq TG_{70} \leq 9 TA_{70}$

b).  $CU_G \leq 2.5$

Finalmente, en cada caso particular, se detallarán las especificaciones para el material que se use como prefiltro.

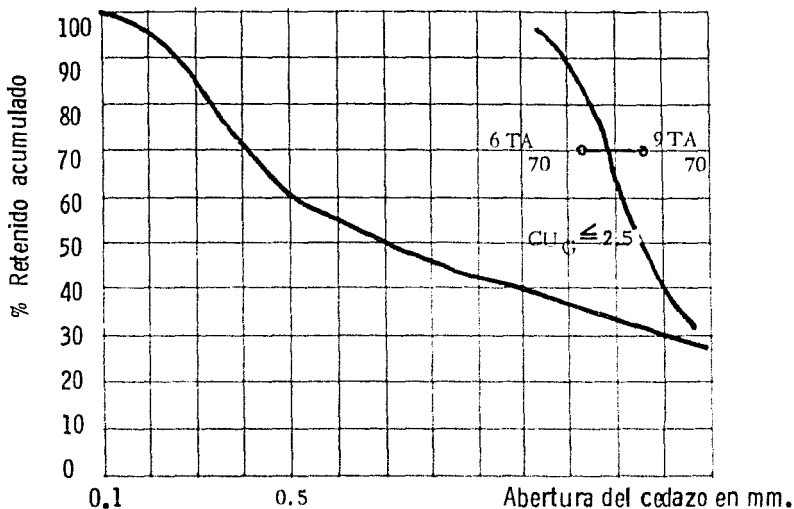


Fig. 5.- Curva granulométrica del prefiltro en zonas semiáridas ó áridas.

## CALIDAD DEL MATERIAL DEL PREFILTRO.

Para incrementar la porosidad y la permeabilidad del prefiltro, el material que se use como tal, será redondo, liso y uniforme. Las arenas y las gravas serán silicosas, libres de arcilla, limo, polvo ó de materia orgánica.

Cuando existe duda en la calidad del material del prefiltro, se le someterá a un ensayo de solubilidad de ácido clorhídrico. El porcentaje de solubilidad será menor ó igual a 5.

## ESPESOR DEL PREFILTRO.

El espesor del prefiltro se define como el ancho de la corona filtrante, entre paredes del tubo filtrante y de la perforación.

Teóricamente, un prefiltro con un espesor de 2 á 3 veces el diámetro de los granos del material por colocar, bastarían para retener las partículas que constituyen la formación acuífera.

Por otra parte, en el Laboratorio se ha comprobado que con un espesor de 1 a 2 cms., se ha controlado el paso de arenas independientemente de la velocidad de arrastre del agua.

Espesores tan delgados no son prácticos y la experiencia ha demostrado que un espesor mínimo de 7.62 cms., (3"), asegura que el tubo filtro quede totalmente rodeado del prefiltro y que un espesor máximo de 20.32 cms., (8") garantiza por cualquier método que se use, un desarrollo perfecto.

TABLA I Espesores del prefiltro.

Profundidades (m)	Espesores (cm)
De 0 a 75	7.62 (3")
De 0 a 150	10.16 (4")
Mayor de 150	12.70 (5")

Espesores de prefiltro mayores de 7.62 cms., (3") y menores de 20.32 cms., (8"), se usarán de acuerdo con el criterio del especialista si lo justifica el diseño. A título de guía se da la TABLA I.



## PRUEBAS DE BOMBEO

Una prueba de bombeo tiene por objeto determinar los parámetros que definen el comportamiento de un acuífero ante la acción -- de un pozo y dentro del marco de una teoría determinada. Antes de ejecutar una prueba de bombeo se tiene solo una idea de las teorías que pueden ser aplicables en cada caso específico, basándose en datos de -- cortes geológicos y detalles de instalación de los pozos.

Como consecuencia el procedimiento que se siga durante -- la ejecución de la prueba, debe ser, suficientemente general para -- permitir la determinación adecuada de los parámetros buscados.

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

Respecto a la distancia que deben guardar los pozos de observación del pozo de bombeo conviene indicar que a mayor distancia es necesaria una mayor duración de la prueba. Por otra parte, si la

distancia es muy pequeña pueden detectarse anomalías de carácter local que distorsionen los resultados haciendo difícil su interpretación.

Se recomienda que los pozos de observación se ubiquen a distancias iguales a múltiplos enteros de la mitad de la profundidad del pozo de bombeo. Es conveniente además, que los pozos de observación, en caso de existir varios, se ubiquen a distancias diferentes y en direcciones distintas.

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

La prueba de bombeo consiste esencialmente en la ejecución de un bombeo a gasto constante a partir de un tiempo dado, con observación simultánea de las variaciones de nivel tanto en el pozo de bombeo como en los de observación. El gasto se selecciona de manera que los abatimientos en los pozos de bombeo no sean mayores que la cuarta parte de la columna inicial de agua en el pozo de bombeo

medida desde el fondo. Para lograr lo anterior, habrá que auxiliarse con los datos de desarrollo.

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

En el caso de los pozos de observación, las mediciones pueden efectuarse con sonda eléctrica ó con dispositivos automáticos de medición (limnigrafos). Siempre que sea posible se recomienda el uso de limnigrafos, ya que estos eliminan el factor personal que es causa de la mayor parte de los errores de medición en pruebas de este tipo.

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

- 1.- Ubicación aproximada de rios, arroyos, manantiales, lagunas y zonas pantanosas.
- 2.- Ubicación de pozos ó norias existentes en el área. Se formará un catálogo de los datos generales de los pozos indicados

anteriormente, incluyendo diámetro y profundidad de los mismos, profundidad del nivel estático y dinámico del agua, gasto y régimen de bombeo ( éste último deberá seguirse observando durante todo el tiempo que dure la prueba ).

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

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

Una vez ejecutados los preparativos y observaciones previas se procederá a la ejecución de la prueba de bombeo; para ello se seleccionará la duración de la misma que de ser posible debe ser de 3 ó más días. Se recomienda para las distancias propuestas entre pozos de observación y pozo de bombeo, la duración de 192 horas, de las cua-

les 96 horas serán de bombeo y 96 de recuperación. La prueba de bombeo no sefa efectuada inmediatamente después de algún otro bombeo. En caso de haber ocurrido éste, deberá dejarse descansar el pozo de bombeo y los de observación por un tiempo no menor de 48 horas.

El bombeo se efectuará a partir de un tiempo dado a gasto constante, debiendo tomarse las medidas necesarias para la determinación de dicho gasto. El equipo que se utilice para la prueba debe ser tal que permita ajustar en cualquier momento el gasto de extracción al previamente especificado. Debido a que el nivel dentro del pozo de bombeo desciende durante la prueba, el gasto de extracción también disminuye, por lo que hay que estar haciendo ajustes periódicamente de tal manera que la hipótesis de gasto constante resulte suficientemente aproximada, si se dispone de limnigrafos en los pozos de observación, éstos deberán ponerse a funcionar antes de iniciar la prueba. Cuando no se disponga de limnigrafos, una vez efectuadas las mediciones recomendadas, debe hacerse una lectura inicial inmediatamente antes de iniciar el bombeo, y una vez iniciado éste, deberán hacerse lecturas en todos los pozos de observación, así como en el de bombeo, desde los primeros segundos y de tal manera que los intervalos entre lectura y lectura sigan una progresión geométrica. Se sugiere como conveniente el siguiente ritmo: a los 15 y 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15, 30 y 60 minutos, continuando con una razón en la progresión geométrica igual a dos, hasta completar las 96 horas de bombeo. Todos los perfo

dos de tiempo mencionados son medidos a partir de la iniciación del bombeo. Al llegar a las 96 horas se suspende el bombeo iniciando a partir de ese momento, para el período de recuperación, un nuevo ritmo de lecturas similares al adoptado durante el bombeo. Siempre que sea posible se efectuarán simultáneamente lecturas barométricas y de temperatura a la sombra.

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

Toda la información reunida durante una prueba de bombeo debe ordenarse cuidadosamente . En ella deben incluirse amplias -

explicaciones sobre todos y cada uno de los aspectos de la prueba. Se formarán tablas de abatimiento contra el tiempo transcurrido desde la iniciación de bombeo, así como de recuperación contra el tiempo transcurrido desde la suspensión del mismo, en papel semilogarítmico y logarítmico; debiendo aparecer el tiempo, en el primer caso, en la escala logarítmica.

Para la presentación gráfica de abatimientos y recuperaciones en pruebas de bombeo, así como de cortes geológicos, detalles de instalación, registros de perforación y otros datos, se recomienda usar una forma como la empleada por S.R.H.

La utilización de pozos de bombeo con fines de abastecimiento de agua, era ya familiar en las civilizaciones pre-clásicas de China y Egipto; sin embargo, todos los avances técnicos serios en la materia datan de hace aproximadamente un siglo; antes existía solo empirismo. Son los trabajos de Darcy y Dupuit los que sirvieron de base a los desarrollos científicos posteriores. En tanto que los trabajos de Darcy fueron eminentemente experimentales y basados en observaciones y trabajos de laboratorio, los de Dupuit fueron esencialmente teóricos, permitiéndole llegar a resultados que siguen considerándose satisfactorios para el cálculo del gasto extraído de pozos en algunas condiciones particulares de flujo establecido.

Adolph Thiem duplicó mucho el trabajo experimental y teórico de Darcy y Dupuit, acompañándolo de muchas observaciones de campo.

FORMA DE REGISTRO PARA PRUEBA DE BOMBO

PUNTA DE BOMBO EN \_\_\_\_\_ INICIACION DE LA PRUEBA

OBSERVACIONES EN EL POZO \_\_\_\_\_ Fecha \_\_\_\_\_ Hora \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_ Distancia al pozo de exploración \_\_\_\_\_

Profundidad \_\_\_\_\_ Orientación a partir del pozo de exploración \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

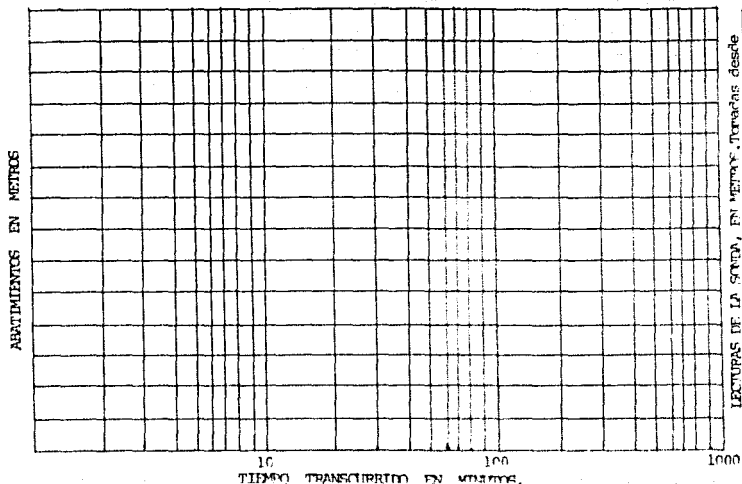
Dímetro Perforación \_\_\_\_\_ TERMINACION DE LA PRUEBA

Dímetro Adene \_\_\_\_\_ Fecha \_\_\_\_\_ Hora \_\_\_\_\_

Longitud Ranurada \_\_\_\_\_

OBSE R V A C I O N E S \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

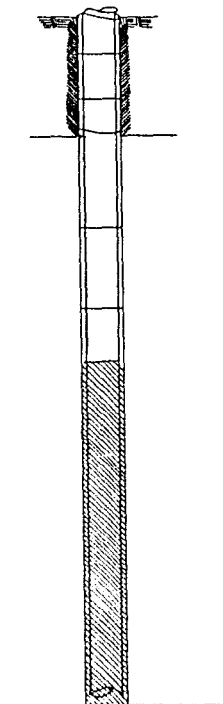




POZO :

SISTEMA :

POZO  
SECCION  
LONGITUDINAL



DATOS DEL POZO

LOCALIZACION
ELEVACION
TIPO DE MAQUINA
CONTRATISTA
SE INICIO
SE TERMINO
NIVEL ESTATICO
PROFUNDIDAD INICIAL
PROFUNDIDAD FINAL
CANTIDAD DE AZOLVE
NIVEL DE GRAVA
ADEME

DATOS DEL AFORO

FECHA
NIVEL ESTATICO
NIVEL DINAMICO
GASTO
CONTRATISTA

CROQUIS DE LOCALIZACION

Philipp Forchheimer viene inmediatamente después de los pioneros y es una de las figuras más importantes en el desarrollo del campo de la hidráulica de los pozos de bombeo; introdujo el concepto de superficie equipotencial, el método de las redes de flujo y estableció las bases matemáticas del campo, haciendo posible la aplicación de los métodos de la teoría de variable compleja, mapeo conforme, etc., que tanto han contribuido al desenvolvimiento teórico del tema. En el campo más restringido de la hidráulica de pozos, se debe a Forchheimer una ecuación que proporciona el nivel de abatimiento que producen en el nivel del agua un conjunto de pozos de bombeo, - así como la idea del pozo virtual equivalente que, para efectos de análisis, pueda substituir al conjunto; introdujo también el método de las imágenes, que aún se usa hoy para resolver algunos problemas de flujo establecido .

Gunther Thiem es la figura más importante entre los que siguieron inmediatamente a Forchheimer en los primeros años de este siglo. Sus trabajos son tanto teóricos como experimentales, pero estos últimos son los más importantes.

En 1906 G. Thiem presentó un modo de medir en el campo la velocidad del agua que se infiltra y la permeabilidad del suelo.

Los nombres de J. Boussinesq, Schaffernak, A. y L. Casa grande y Dachler destacan entre los que adoptaron desde un principio en sus trabajos la línea teórica de investigación que había partido de-

-Forchheimer; Slichter realizó por ése tiempo una importante labor pionera en los Estados Unidos.

1925 es un año de especial relieve en la Tecnología de pozos de bombeo, pues en el puede situarse para fines históricos, el nacimiento de la Mécanica de Suelos moderna y el comienzo de la trascendental labor de Terzaghi y A. Casagrande, la cual se ha reflejado en forma importante en la actitud general de todos los ingenieros en relación a los problemas de geohidrología y aprovechamiento de aguas subterráneas.

Después de esta fecha, los nombres Kozeny y Ehrenberg, Jaeger, destacan como impulsores teóricos del campo, si bien, algunas de sus teorías adolecían de defectos debido a hipótesis que no describen bien los casos prácticos reales.

Ya en épocas más recientes (1973) Muskat publicó un libro fundamental en el que se recoge prácticamente toda la información contemporánea sobre los problemas de flujo establecido.

En los años actuales, la contribución más importante al tratamiento teórico de problemas de flujo establecido hacia pozos es la introducción de los métodos de relajación y quienes destacan en estos esfuerzos entre otros son: Southwell, Shaw y Yang.

También recientemente se ha desarrollado mucho el estudio de este campo en modelos experimentales a escala ó eléctricos, así como -

también es cada día mayor el número de observaciones de campo de que se va disponiendo.

Sin embargo, el tema que quizá ocupa más la atención de los investigadores actuales de la materia es el flujo no establecido entorno a los pozos de bombeo.

El tratamiento analítico de los problemas de flujo no establecido ó transitorio hacia pozos de bombeo fué iniciado por C.V. Theis en 1935, en un artículo que presenta una solución para el problema de un pozo que penetre totalmente en un acuífero confinado de extensión infinita; la solución se obtuvo por analogía con un problema de flujo calorífico.

Posteriormente (1940), Jacob, obtuvo la misma expresión de Theis, atacando el problema desde un punto de vista hidrodinámico.

Entre los años 1940 y 1950 se hizo intensa aplicación de la ecuación de Theis a diferentes situaciones, utilizando en algunos casos el método de las imágenes. Así se resolvieron problemas con fronteras impermeables y de alimentación a carga constante, problemas con operación simultánea de varios pozos, etc. En esta misma época Jacob introdujo en la teoría de pozos la idea de los acuíferos filtrantes; en realidad esta idea había ya sido propuesta por de Glee en un trabajo sobre tierras bajas ganadas al mar.

En la década de 1950 a 1960 se publicaron numerosos artículos referentes a problemas de acuíferos filtrantes, en su mayoría elaborados por Hantush, Jacob y de Wiest; la mayor parte de la investigación-

respectiva: es de carácter teórico e incluye aplicaciones de herramientas matemáticas bastante elaboradas, como son la teoría de funciones de Green y otras. También se han resuelto problemas relativos a pozos con penetración parcial en acuíferos artesianos a la determinación de características de acuíferos a partir de sus respuestas a variaciones cíclicas en sus fuentes alimentadoras y se han hecho abundantes aplicaciones de métodos numéricos a todos estos problemas.

### FLUJO NO ESTABLECIDO.

Los problemas de flujo no establecido hacia pozos de bombeo, también llamado transitorio, son de fundamental interés, ya que son los que realmente se presentan en las aplicaciones prácticas reales. Puede decirse que las soluciones con las hipótesis de flujo establecido representan únicamente aproximaciones muy burdas.

La prueba de bombeo ya descrita anteriormente, es aplicable -- tanto para el uso de teorías de flujo establecido como no establecido. Si la teoría que se va a usar para los cálculos posteriores es de flujo establecido es necesario obtener datos de la prueba en tal condición. En general se estima que el flujo se estableció en la zona en que se efectúa la prueba cuando las últimas 4 o 5 lecturas de niveles no acusan variación en ninguno de los pozos que intervienen en ella. Sin embargo, aún este dato habrá que tomar se con reserva antes de aplicar los resultados de la prueba con la fórmula de Thiem, por ejemplo, pues el flujo puede establecerse por contribuciones de agua de los estratos que confinan el acuífero bajo estudio, al funcionar co

mo semipermeables y no haberse establecido un flujo dentro de las hipótesis de Thiem, que exigen que el equilibrio en el pozo de bombeo se logre con flujo horizontal. En este caso se verá exclusivamente los problemas generales de flujo no establecido.

La formulación matemática para flujo no establecido se apoya en esencia en los siguientes puntos :

- 1.- El principio de la conservación de la materia.
- 2.- La Ley de Darcy.
- 3.- Las Leyes de variación volumétrica del agua y el suelo.
- 4.- Simplificaciones relativamente arbitrarias de las ecuaciones resultantes y de sus condiciones de frontera, - para llegar a soluciones más manejables.

En forma empírica la ley de Darcy establece que :

$$v = -K \frac{\partial h}{\partial l} \quad (1)$$

En donde :

v - velocidad de descarga referida a la sección total normal a la dirección del flujo.

K - coeficiente de permeabilidad del medio poroso.

h -carga hidráulica total'

l -es una medida sobre la trayectoria macroscópica del flujo.

El signo menos indica que el flujo ocurre en el sentido decreciente de la carga hidráulica. En medio anisótropo, el valor de K es función de la dirección y en medio heterogéneo, es función de punto.

También se define el coeficiente de transmisibilidad "T", para el flujo no establecido de pozos en acuíferos confinados de espesor constante "d", como :

$$T = K d \quad (2)$$

Tomando en cuenta que K es la velocidad del agua bajo gradiente unitario.

$$q = K i D$$

$$v = K i \quad K = \frac{v}{i}$$

Consecuentemente el coeficiente de transmisibilidad es un gasto por unidad de ancho del acuífero, que corresponde al del agua que fluye bajo un gradiente hidráulico unitario.

Con relación a las leyes de variación volumétrica de la estructura del suelo y del agua, suelen admitirse las leyes lineales de variación más usuales.

a).- Para la estructura del suelo :

$$a_v = - \frac{de}{d\rho}$$

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} = - \frac{de}{1+e} \cdot \frac{1}{d\rho}$$

de donde:

$$\frac{dn}{d\bar{p}} = -m_v = \text{cte.} \quad (3)$$

$n$  = Porosidad del suelo.

$\bar{p}$  = Presión efectiva.

$m_v$  = Coeficiente de variación volumétrica (teoría de consolidación Unidimensional.)

b).- Para el agua.

Si  $\beta$  es el coeficiente de compresibilidad del agua puede escribirse:

$$\beta = \frac{\frac{-dv}{V}}{du}$$

$V$  = Volumen

$u$  = Presión en el agua.

$$\frac{dV}{V} = -\beta du$$

$$\frac{V + dv}{V} = 1 - \beta du \quad (4)$$

Considerando un volúmen unitario de suelo saturado .

$n$  = volúmen de agua

$1-n$  = volúmen de sólidos.



Si se consideran variaciones de presión efectiva y presión de agua, es decir :

$$\bar{p}_0 \longrightarrow \bar{p}_0 + d\bar{p}$$

$$u_0 \longrightarrow u_0 + d_u$$

En la ecuación ( 4 ) el volúmen original  $n$  del agua cambiará a  $n (1 - \beta d_u)$ .

El volúmen de sólidos  $1-n$  ha permanecido invariable pero la variación de presión efectiva ha cambiado la porosidad del suelo de  $n$  a  $n - m_v d\bar{p}$  según ecuación ( 3 ).

El volúmen de agua liberada por el elemento de suelo será :

$$n(1 - \beta d_u) - (n - m_v d\bar{p}) = -n\beta d_u + m_v d\bar{p} \quad (5)$$

Si la presión total no cambia,

$$d\bar{p} = -d_u$$

la expresión ( 5 ) se reduce a :

$$-n\beta d_u - m_v d_u = -n\beta d_u \left( 1 + \frac{m_v}{n\beta} \right) \quad (6)$$

Se define como Almacenaje Específico "  $S_s$  " como el peso de agua liberado por unidad de volúmen del suelo al disminuir la presión del agua "  $u$  " en una unidad. Se puede obtener a partir de la ecuación (6) multiplicando por  $\gamma_w$  y dividido por  $-d_u$  , obteniéndose :

$$S_s = \gamma_w n \beta \left( 1 + \frac{m_V}{n\beta} \right) \quad (7)$$

En el caso de acuíferos confinados de espesor constante "d", en que la variación de presiones es la misma sobre toda vertical, es conveniente el concepto de coeficiente de Almacenaje "S" que se define.

$$S = S_s d$$

Tomando en cuenta la ecuación (7) se tiene:

$$S = d \gamma_w n \beta \left( 1 + \frac{m_V}{n\beta} \right) \quad (8)$$

En los casos en que puede considerarse  $\beta = 0$ , la ecuación (8) queda:

$$S = d \gamma_w m_V \quad (9)$$

En las soluciones de pozos es frecuente encontrar la razón  $S/T$ . En los casos en que puede considerarse  $\beta = 0$  combinando las ecuaciones (9) y (2) se obtiene:

$$\frac{S}{T} = \frac{m_V \gamma_w}{K} = \frac{1}{C_V} \quad (10)$$

$C_V$  - coeficiente de consolidación unidimensional.

Si el flujo fuera establecido:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \text{div. } \nabla = 0 \quad (11)$$

Ecuación de continuidad que expresa que no hay ningún cambio volumétrico asociado al flujo; la cantidad de agua que entra a un elemento es idéntica a la que sale.

Pero en el flujo no establecido, en el que la densidad del agua y la porosidad "n" del suelo pueden variar, la condición anterior ya no se cumple y sí podrá haber variación volumétrica en el agua que fluye y en la estructura del suelo al variar "u" al transcurrir el tiempo; estas variaciones en un volumen unitario serán iguales al almacenaje específico, que da la variación en peso para una disminución unitaria de presión, multiplicada por la disminución de carga "h" que ocurra en la unidad de tiempo; lo anterior puede expresarse escribiendo:

$$\text{div } \vec{V} = \text{div. grad } (kh) = \nabla^2 (kh) = Ss \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{--- (12)}$$

Si la velocidad "v" es independiente de la altura "z" dentro de un acuífero confinado de espesor constante "d" resulta conveniente adoptar elementos diferenciales prismáticos de altura "d". El resultado se reduce a multiplicar la ecuación (12) por esta cantidad constante "d" obteniendose:

$$\nabla^2 (kdh) = Ss d \frac{\partial h}{\partial t}$$

de donde:

$$\nabla^2 (Th) = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{--- (13)}$$

Si  $T = kd$  es constante la presión anterior puede escribirse -- finalmente:

$$\nabla^2 h = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{--- (14)}$$

La ecuación ( 14 ) en combinación con la ( 10 ) hacer ver que el flujo transitorio hacia pozos y la consolidación de suelos, son solamente casos distintos de un mismo problema matemático. Esta analogía ha sido aprovechada para visualizar físicamente las soluciones matemáticas del flujo transitorio .

Cuando se tiene simetría radial, lo cual es frecuente en pozos de bombeo, es muy conveniente expresar el Laplaciano en coordenadas cilíndricas, aún y cuando la velocidad  $\vec{v}$  sea función de "z". En este caso el operador Laplaciano es :

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad (15)$$

En este operador se cancela el penúltimo término en los casos en que hay independencia respecto a "θ" y el último en aquellos en que existe independencia "z".

Un concepto importante para tratar problemas de flujo transitorio es el de fuentes y sumideros en una región del flujo. Una fuente "F" es el volumen de agua que se origina dentro de un volumen unitario de suelo en la unidad de tiempo; un sumidero "S" es una fuente de gasto negativo. Si "F" es función de punto y del tiempo en una región de flujo, las expresiones ( 12 ) y ( 13 ) deberán modificarse quedando :

$$\nabla^2 (hk) + F = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{_____} \quad (12')$$

$$\nabla^2 (Th) + Fd = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{_____} \quad (13')$$

Las fuentes o sumideros que acaban de definirse se utilizan más que para representar un hecho real, por otra parte no muy frecuente, como artificio de simulación matemática de condiciones de frontera-especiales como las que corresponden a alimentaciones o fugas verticales, desde cero hacia los estratos que confinan al acuífero.

En flujo transitorio sin variación apreciable de la densidad del agua y de la porosidad "n" del suelo, como es el caso en problemas en acuíferos no confinados con superficie libre del agua a presión atmosférica y posición variable, el planteamiento del problema puede ser más sencillo, pues se reduce a la ecuación ( 11 ), aunque la resolución práctica puede ser muy complicada, por desconocerse la posición de dicha superficie libre; cuando ésta no reciba aportación de agua, debe coincidir con una línea de flujo y su carga hidráulica debe ser simplemente su carga de posición; cuando hay alimentaciones, por filtraciones verticales de agua por lluvia u otra causa, el vector velocidad de esta alimentación se compone con el del primer caso en que no existía alimentación, quedando la velocidad resultante dirigida hacia el interior de la región de flujo. Estos casos pueden tratarse en forma aproximada con el artificio de las fuentes y los sumideros, ya mencionados atrás, frecuentemente utilizados por Hantush, o bien haciendo uso de la hipótesis de Dupuit siempre que el flujo pueda considerarse como sensiblemente horizontal. Si el acuífero tiene fondo horizontal y el de

timiento en el pozo de bombeo es pequeño, puede recurrirse, con buena aproximación a la Teoría de Acuíferos Confinados. De aquí la importancia de no provocar en las pruebas de bombeo que se hagan en acuíferos libres abatimientos mayores que el 25 % de la columna original de agua en el pozo de bombeo.

En lo que respecta a las condiciones de fronteras, pueden usarse varias y de diferentes tipos. Las más comunes relativas a las paredes de los estratos confinantes de un acuífero son las que se exponen a continuación :

$$\frac{\partial h}{\partial N} = 0 \quad \text{-----} \quad (16)$$

donde  $N$  es la normal a la pared. Esta condición indica que no hay flujo normal a la pared ó sea que esa superficie es impermeable ( superficie de flujo )

$$q_N = A ( h_0 - h ) \quad \text{-----} \quad (17)$$

donde "A" es una constante positiva . La condición indica que el gasto de filtración en la dirección normal a las paredes de los estratos confinantes es proporcional al descenso de " h " dentro del acuífero. Este caso se presenta cuando existe un estrato semiconfinante de pequeño espesor y el gasto "  $q_N$  " procede de estratos permeables vecinos al semiconfinante.

$$q_N = -K_c \frac{\partial h_c}{\partial N} \quad \text{-----} \quad (18)$$

Este caso representa al gasto de filtración que se origina por

La consolidación de un estrato semiconfinante y la ecuación ( 18 ) se refiere a dicho estrato; así "Kc" es la permeabilidad del estrato semi - confinante y  $h_c$  está referida a puntos del contacto entre el estrato semiconfinante y el acuífero, pero considerados dentro del estrato semiconfinante.

En el infinito, la condición más común es :

$$h_0 - h = 0, \text{ para } r = \infty, \text{ en todo "t" } \underline{\hspace{2cm}} \quad (19)$$

ó bien si se usan las hipótesis de Dupuit:

$$h_0^2 - h^2 = 0, \text{ para } r = \infty \text{ en todo "t" } \underline{\hspace{2cm}} \quad (20)$$

En el anterior "r" es la distancia del punto considerado al eje del pozo y "h<sub>0</sub>" y "h" son las profundidades consideradas .

La condición más frecuente en las soluciones es :

$$h_0 - h = 0, \text{ para } t = 0 \text{ en todo "r" } \underline{\hspace{2cm}} \quad (21)$$

ó bien si se usan las hipótesis de Dupuit

$$h_0^2 - h^2 = 0, \text{ para } t = 0 \text{ en todo "r" } \underline{\hspace{2cm}} \quad (22)$$

En el pozo de bombe suele especificarse ó bien el gasto ó bien el abatimiento ( con "h<sup>2</sup>" si se usan las hipótesis de Dupuit ) como funciones del tiempo, conjuntamente con alguna de las condiciones siguientes :

$$r_w \rightarrow 0 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad (23)$$

En donde  $r_w$  es el radio del pozo, púés conviene suponer a este lineal por facilidad en las ecuaciones.

$$q_v = \frac{q}{l r} = \text{cte} \quad \text{_____} \quad (24)$$

en donde "q<sub>v</sub>" es el gasto por unidad de la longitud ranurada "l r", del pozo. Esto significa que se supone que el gasto está entrando al pozo uniformemente distribuido en la longitud ranurada del pozo dentro del acuífero.

$$-K_s 2\pi r_w h_w \frac{\partial h}{\partial r} = q \quad \text{_____} \quad (25)$$

En donde "r<sub>w</sub>" y "h<sub>w</sub>" son el radio y la carga de agua en un pozo totalmente penetrante en un acuífero libre. Esta condición - ( 25 ) es similar a la ( 24 ), que es aplicable a pozos en acuíferos confinados.

Conviene indicar que la mayor discrepancia entre las condiciones de frontera supuestas y las reales ocurre precisamente en el pozo de bombeo y en los de observación cuando el flujo depende de "z".

Las razones de ello, estriban en las pérdidas de carga no consideradas debidas a zonas de filtro artificial o desarrolladas por el bombeo, por efecto de entrada al pozo, por cambios de dirección del flujo y turbulencias fuera y dentro del ademe, radio del pozo no despreciable, distribución no uniforme del gasto de entrada al pozo, etc. Por todo esto, la posibilidad de interpretar los abatimientos dentro del pozo de bombeo son limitadas, lo que justifica la necesidad de contar con pozos de-



observación.

La forma general de las soluciones de los problemas de flujo transitorio hacia pozos de bombeo puede deducirse por el solo exámen- de las variables y constantes que intervienen y la aplicación de los mé- todos del análisis dimensional.

En el caso de un pozo totalmente penetrante, extrayendo un gasto constante "q", de un acuífero confinado, homogéneo e isótropo de extensión horizontal infinita y de espesor constante "d". Este pro- blema fue estudiado por C.V. Theis, y se pretende calcular los abati- mientos piezométricos "a" inducidos a cualquier radio "r" en cualquier -- tiempo "t "

Los abatimientos "a" serán función además de "r" y "t " - del gasto extraído "q", así como del coeficiente de transmisibilidad -  $T = Kd$  y del coeficiente de almacenaje  $S = S_s d$ . Por lo tanto existirá- una función de estas cantidades tal que :

$$f(a, q, r, t, T, S) = 0 \quad \text{-----} \quad (26)$$

Las dimensiones básicas son longitud de (L) y tiempo ( t ). Por lo tanto la matriz de dimensiones de las cantidades que intervie- nen es :

	a, r	q	t	T	S
L	1	3	0	2	0
t	0	-1	1	-1	0

Las dimensiones de:

$$T = K d \quad \left( \frac{L}{t} \right) \quad L = L^2 \quad t^{-1}$$

$$"S" \text{ de ec (8) } - S = d \gamma \omega n \beta \left( 1 + \frac{m v}{n \beta} \right)$$

$$L \left( \frac{F}{L^3} \right) \cdot \left( \frac{L^2}{F} \right) = 1$$

En el Intervalo de esta matriz es 2. Desde un punto de vista dimensional el número de variables es 4, porque "a" y "r" tienen las mismas dimensiones y "S" es adimensional. Por lo tanto el número de productos adimensionales independientes que será necesario buscar es de  $4 - 2 = 2$ .

El análisis dimensional proporciona la forma de efectuar el cálculo sistemático de los productos adimensionales. Sin embargo, en el caso que se trata, la observación práctica de que el abatimiento inducido es proporcional al gasto, proporciona un camino intuitivo para determinar uno de los productos adimensionales. Así, si la relación  $a/q$  tiene dimensiones  $L t / L^3 = L^{-2} t$ , es fácil ver, en la matriz de dimensiones, que el factor complementario es precisamente T. Por lo tanto, el primer producto adimensional es:

$$\pi_1 = \frac{a T}{q} \quad \text{-----} \quad (27)$$

En forma similar puede encontrarse el segundo producto adimensional, como "a" es la magnitud buscada y "q" es la variable-

que es posible controlar en la práctica, es conveniente que no vuelvan a aparecer en el segundo producto. Por lo tanto, este segundo producto ha de formarse solamente con  $r, t, T,$  y  $S$ . Siendo "S" adimensional y siendo necesario un solo producto, dicho producto adimensional debe ser una combinación de  $r, t$  y  $T$  y de  $S$  misma, Observando la matriz de dimensiones se ve que la única combinación de  $r, t$  y  $T$  que proporciona una cantidad adimensional es  $r^2/Tt$ . Por otra parte observando la ecuación diferencial (14) se ve que  $S$  aparece en ella combinada con  $T$ , en la forma  $S/T$ . Por lo tanto el segundo producto adimensional buscado es:

$$\pi_2 = \frac{r^2 S}{Tt} \quad (28)$$

La solución buscada será de la forma:

$$f\left(\frac{aT}{q}, \frac{r^2 S}{Tt}\right) = 0 \quad (29)$$

ó si se prefiere de la forma:

$$\frac{aT}{q} = F\left(\frac{r^2 S}{Tt}\right) \quad (30)$$

La solución obtenida por C.V. Theis es:

$$\frac{aT}{q} = \frac{1}{4\pi} W(u) \quad (31)$$

en donde  $W(u)$  se le denomina Función de Pozo y se incluye como anexo

$$W(u) = \int_u^x \frac{e^{-z}}{z} dz \quad (32)$$

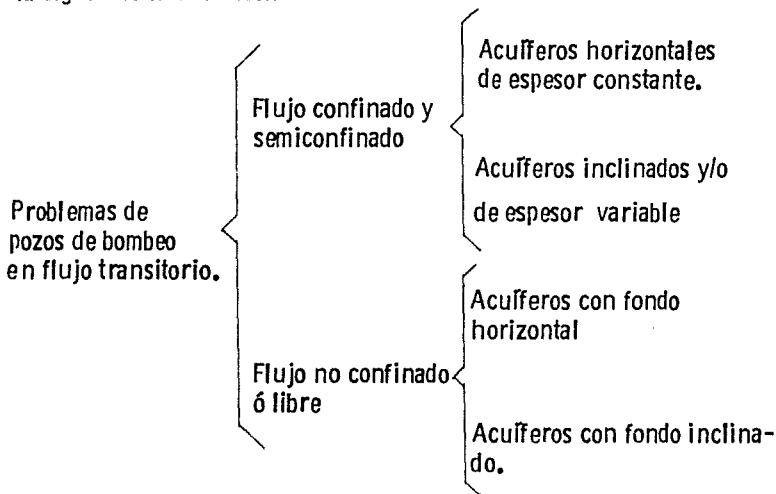
De las ecuaciones ( 32 ) y ( 28 )

$$\frac{r^2 S}{4 T t} = \frac{\tilde{u}_z}{4} \quad \text{-----} \quad ( 33 )$$

con lo que queda comprobado el planteamiento hecho para obtener la ecuación ( 30 ).

En forma similar pueden encontrarse las formas generales de las soluciones a otros problemas de flujo transitorio.

Considerando la similitud en el planteamiento matemático de los diferentes problemas de flujo transitorio hacia pozos puede hacerse la siguiente clasificación :



En general el concepto de confinamiento lo define la facili -

dad de traducirlo en términos matemáticos y se puede notar que en los casos de flujo confinado y semiconfinado, las fronteras se conocen al plantear el problema, y en los casos de flujo no confinado ó libre, las fronteras no se conocen en el planteamiento y forman parte de la solución matemática buscada .

Los problemas de flujo confinado se caracterizan por fronteras de material impermeable. Junto a estas el flujo es predominantemente tangencial. Los problemas de flujo semiconfinado se caracterizan por fronteras bastante menos permeables que el acuífero, lo que permite que haya alimentaciones ó fugas. Estas ocurren en el estrato semiconfinante en dirección sensiblemente normal a la frontera y cuando son alimentaciones se supone que una vez que entra el agua al acuífero cambia bruscamente de dirección, marchando en dirección paralela a la frontera.

Las alimentaciones ocurren debidas a una de las causas siguientes :

- a).- Filtraciones provenientes de otro estrato en donde se cumple la condición de frontera :

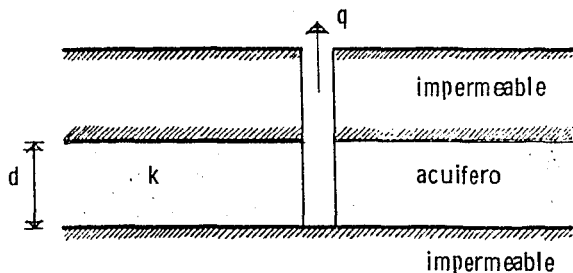
$$q_N = A ( h_0 - h ) - \text{_____} \quad ( 17 )$$

- b).- Consolidación de un estrato semiconfinante que cumple la condición :

$$q_N = - K_c \frac{\partial h_c}{\partial N} \text{_____} \quad ( 18 )$$

El flujo no confinado se caracteriza por fronteras abiertas al -  
aire y, por ello a la presión atmosférica ; su posición forma parte de la  
solución buscada.

A continuación se mencionan algunos casos de importancia --  
práctica en donde solo se incluye la solución sin entrar a deducciones  
matemáticas.



Pozo totalmente penetrante en un acuifero, con confinamiento perfecto y gasto de bombeo constante.

Esta solución se debe a C.V. Theis.

$$\frac{aT}{q} = \frac{1}{4\pi r} W(u)$$

$$W(u) = \int_0^{\infty} \frac{e^{-x}}{x} \frac{r^2 S}{4Tz} dx$$

$$W(u) = -0.577216 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!}$$

Para tiempos grandes pueden usarse solo los dos primeros términos -- de la serie.

$$W(u) = -0.577216 - \ln u = -\ln 1.78 u = \ln \frac{1}{1.78 u}$$

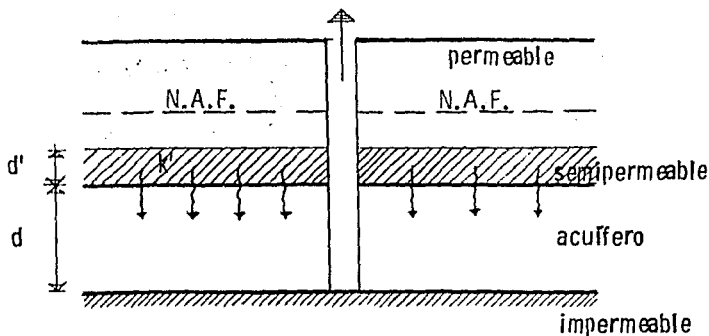
$$W(u) = 2.3 \log \frac{2.25 T t}{r^2 S}$$

Sustituyendo este valor en la ecuación ( 26 )

$$a = \frac{2.30}{4\pi T} q \log \frac{2.25 T t}{r^2 S}$$

Para interpretar los resultados de esa prueba de bombeo, se procede como sigue. Se obtiene, en primer lugar, la llamada curva patron- que es la gráfica, en doble escala logarítmica,  $1/u$  contra " $u$ " y calculando los correspondientes de la  $W(u)$ . La prueba de bombeo proporciona valores de los abatimientos en un pozo de observación " $a$ ", a una distancia " $r$ " del de bombeo, para diferentes tiempos " $t$ ". Esto permite hacer una gráfica de " $t$ " contra " $a$ " también en escalas logarítmicas. Las dos curvas obtenidas son semejantes según se desprende de ver las ecuaciones ( 31 ) y ( 32 ) pues " $a$ " es proporcional a  $W(u)$  y " $t$ " lo es a  $1/u$ . Se escoje un par de puntos homologos, uno en cada curva, lo que permite obtener un juego de cuatro valores " $a$ ", " $t$ ",  $W(u)$  y  $1/u$ . Estos valores, llevados a la ecuación ( 31 ), permiten calcular " $T$ " y este último hace posible el cálculo de " $S$ " en la ecuación ( 33 ). Con " $S$ " y " $T$ " se han llegado a conocer las características de interés práctico del acuífero.





Pozo con penetración total en acuifero con semiconfinamiento por filtración y gasto de bombeo constante.

Esta solución se debe a Hantush y Jacob.

Se supone un acuifero horizontal infinito, homogéneo e isótropo.

La condición de filtración cumple con la ecuación (17)

$$q_N = A (h_0 - h)$$

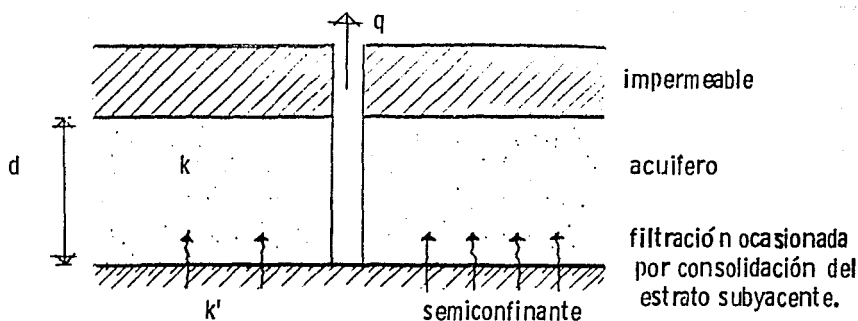
La solución es:

$$a = \frac{q}{4T\pi} W(u, \frac{r}{B})$$

endonde: 
$$W(u, \frac{r}{B}) = \int_u^\infty \frac{1}{x} e^{(-x - r^2/4B^2x)} dx$$

$$B^2 = \frac{T d'}{k'}$$

Siendo  $d'$  y  $k'$  el espesor y la permeabilidad del estrato semiconfinante.



Pozo con penetración total en acuífero con estrato semiconfinante ilimitado, compresible, inferior y gasto de bombeo constante.

La solución es :

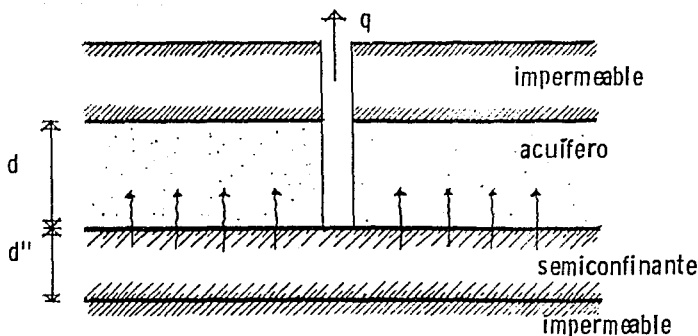
$$a = \frac{q}{4\pi T} H(u, \beta)$$

$$H(u, \beta) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-x}}{x} \operatorname{erfc} \frac{\beta \sqrt{x}}{\sqrt{x(x-u)}} dx$$

$\operatorname{erfc}$  es la función de error complementario

$$\beta = \frac{r\lambda}{4} \quad \lambda = \sqrt{\frac{K'' S_s''}{T \cdot S}}$$

"  $S_s$  corresponde al estrato semiconfinante.



Pozo con penetración total en acuifero con estrato semiconfinante limitado, compresible, inferior y bombeo constante.

Para tiempos pequeños la solución es semejante al caso anterior pero es conveniente expresar  $\lambda$  como:

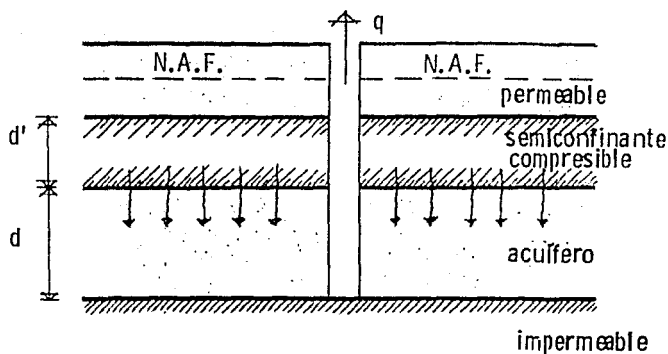
$$\lambda = \sqrt{\frac{K''}{d'' T} \frac{S''}{S}}$$

Para tiempos grandes la solución propuesta por Hantush es:

$$a = \frac{q}{4 T t} W \left[ u \left( 1 + \frac{S''}{S} \right) \right]$$

con la limitación de:

$$t \geq 10 \frac{d'' S''}{K''}$$



Pozo con penetración total en un acuifero confinado interiormente y semiconfinado superiormente.

Para tiempos pequeños  $\lambda$  se expresa:

$$\lambda = \sqrt{\frac{K'}{d' T} \frac{S'}{S}}$$

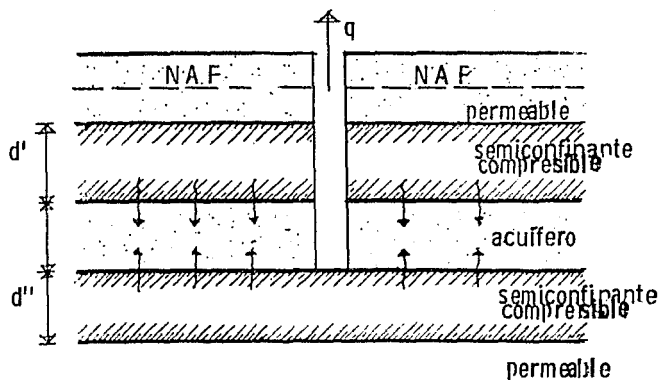
Para tiempos grandes

$$a = \frac{q}{4 \pi r} W \left[ u \left( 1 + \frac{S'}{3S} \right) \frac{r}{B} \right]$$

Con la limitación

$$t \geq 5 \frac{d' S'}{K'}$$

$$B^2 = \frac{T d'}{K'}$$



Pozo con penetración total en un acuifero semiconfinado por estratos compresibles.

Para tiempos pequeños:

$$\lambda = \sqrt{\frac{K' S'}{d' T S}} + \sqrt{\frac{K'' S''}{d'' T S}}$$

Para tiempos grandes la solución de Hantush es:

$$a = \frac{q}{4 T \pi} W(u, \delta, \alpha)$$

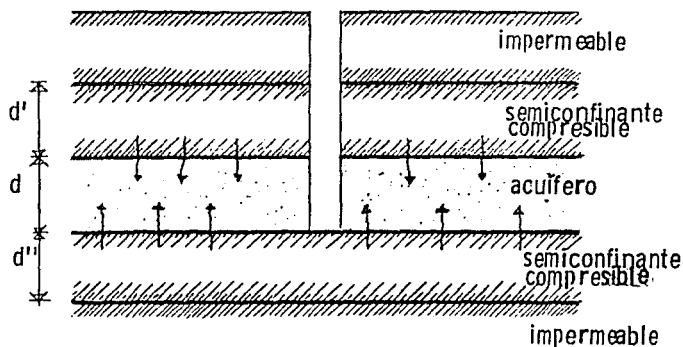
con la limitación

$$t \geq 5 \frac{d' S'}{K'} \quad t \geq 5 \frac{d'' S''}{K''}$$

y los valores

$$\delta = 1 + \frac{S' S''}{3S}$$

$$\alpha = r \sqrt{\frac{K'}{d' T} + \frac{K''}{d'' T}}$$



Pozo con penetración total en acuifero semi confinado en ambos casos por estratos compresibles. limitados a su vez por estratos impermeables.

Para tiempos pequeños

$$\lambda = \sqrt{\frac{K'}{d' T} \frac{S'}{S}} + \sqrt{\frac{K''}{d'' T} \frac{S''}{S}}$$

Para tiempos grandes

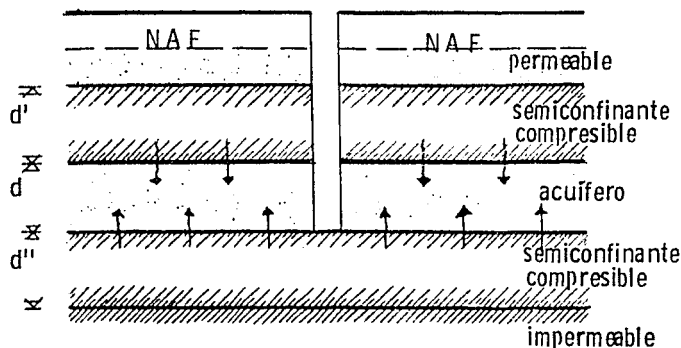
$$a = \frac{q}{4 T \pi} W(u, d_2)$$

Con la limitación

$$t \geq 10 \frac{d' S'}{K'} \quad t \geq 10 \frac{d'' S''}{K''}$$

Y con el valor:

$$d_2 = 1 + \frac{S' + S''}{S}$$



Pozo con penetración total en acuifero, semiconfinado por estratos -- compresibles limitado el superior por acuifero con presión constante y uniforme en los contractos y el inferior confinado.

Para tiempos pequeños:

$$\lambda = \sqrt{\frac{K' S'}{d' T}} + \sqrt{\frac{K'' S''}{d'' T}}$$

Para tiempos grandes

$$a = \frac{q}{4 \pi r} W \left( u d_s, r \sqrt{\frac{K'}{d' T}} \right)$$

con la limitación

y el valor  $t \geq 5 \frac{d' S'}{K'}$   $t \geq 10 \frac{d'' S''}{K''}$

$$d_2 = 1 + \frac{\frac{S'}{3} + S''}{S}$$

Valores de W (u) en función de u ( según Wenzel )

u	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0
	0,219	0,049	0,013	0,0038	0,0011	0,00036	0,00012	0,00038	0,00
X 10 <sup>-1</sup>	1,82	1,22	0,91	0,70	0,56	0,45	0,37	0,31	0,26
X 10 <sup>-2</sup>	4,04	3,35	2,96	2,68	2,47	2,30	2,15	2,03	1,92
X 10 <sup>-3</sup>	6,33	5,64	5,23	4,95	4,73	4,54	4,39	4,26	4,14
X 10 <sup>-4</sup>	8,63	7,94	7,53	7,25	7,02	6,84	6,69	6,55	6,44
X 10 <sup>-5</sup>	10,94	10,24	9,84	9,55	9,33	9,14	8,99	8,86	8,74
X 10 <sup>-6</sup>	13,24	12,55	12,14	11,85	11,63	11,45	11,29	11,16	11,04
X 10 <sup>-7</sup>	15,54	14,85	14,44	14,15	13,93	13,75	13,60	13,46	13,34
X 10 <sup>-8</sup>	17,84	17,15	16,74	16,46	16,23	16,05	15,90	15,76	15,65
X 10 <sup>-9</sup>	20,15	19,45	19,05	18,76	18,54	18,35	18,20	18,07	17,95
X 10 <sup>-10</sup>	22,45	21,76	21,35	21,06	20,84	20,66	20,50	20,37	20,25
X 10 <sup>-11</sup>	24,75	24,06	23,65	23,36	23,14	22,96	22,81	22,67	22,55
X 10 <sup>-12</sup>	27,05	26,36	25,96	25,67	25,44	25,26	25,11	24,97	24,86
X 10 <sup>-13</sup>	29,36	28,66	28,26	27,97	27,75	27,56	27,41	27,28	27,16
X 10 <sup>-14</sup>	31,66	30,97	30,56	30,27	30,05	29,87	29,71	29,58	29,46
X 10 <sup>-15</sup>	33,96	33,27	32,86	32,58	32,35	32,17	32,02	31,88	31,76



En los 6 casos anteriores vistos de pozos con penetración total en -- acuífero semiconfinado por consolidación de estratos y con gasto de bombeo constante, las funciones de " W " ya se encuentran tabuladas y la aplicación de las fórmulas a la interpretación de los resultados de pruebas de bombeo, -- puede hacerse en forma similar al primer caso presentado, previa la elaboración de las curvas patrón. Debe notarse que en este caso no se tiene una -- curva tipo única, sino una familia. Obteniéndose una curva tipo para cada -- valor de r/B que se escoja. La curva experimental deberá asimilarse a una -- de las diferentes curvas tipo que se tenga

#### METODO APROXIMADO

Con fines prácticos , se han establecido métodos que llevan a resultados muy aproximados a la realidad como el denominado "Método Aproximado " que considera la siguiente situación:

La serie que da el valor W ( u ) es rápidamente convergente cuando el tiempo ( t ) es grande ; por lo cual , los términos del tercero en adelante son muy pequeños y pueden despreciarse. Basado en esto C.E. , Jacob sugirió -- que haciendo las transformaciones necesarias y con la condición de que el tiempo considerado sea suficientemente grande, el abatimiento puede expresarse -- muy aproximadamente con la expresión:

$$a = \frac{2.30 Q}{4 \pi r T} \log_{10} \frac{2.25 T t}{r^2 S} \quad ( 1 )$$

En esta ecuación, los factores se expresan en las siguientes unidades :

a = Abatimiento, en metros.

Q = Caudal constante, en metros<sup>3</sup> /seg.

T = Transmisibilidad, en metros<sup>3</sup> /seg.

t = Tiempo desde que se inició el bombeo, en segundos.

S = Coeficiente de almacenaje, adimensional.

r = Distancia desde el pozo hasta el punto donde se produce el abatimiento ( a ), en metros.

Con la ecuación No. 1 se pueden calcular los valores de "T" y "S", observando los abatimientos producidos por el bombeo en uno ó varios puntos ; para esto en los puntos de observación elegidos, se instalan piezómetros desplantados en el acuífero.

Las observaciones pueden efectuarse de las formas siguientes :

- 1.- Se observa el abatimiento producido en diversos piezómetros, a un tiempo. Entonces se puede establecer una curva ( a/Q ) en función de ( log r )

La ecuación ( 1 ) se puede escribir :

$$\frac{a}{Q} = \frac{2.30}{4 \pi T} \left( \log \frac{2.25 T t}{S} - 2 \log r \right) \quad ( 2 )$$

Si derivamos la ecuación ( 2 ) con respecto a ( log r ) se tiene:

$$\frac{d}{d} \frac{( a / Q )}{\log r} = - \frac{2 \times 2.30}{4 \pi T} = - \frac{0.366}{T} \quad ( 3 )$$

De donde se puede calcular T :

$$T = - \frac{0.366}{\frac{d(a/Q)}{d \log r}} \quad ( 4 )$$

2.- Observando el abatimiento ( a ) en un solo piezómetro, en función del tiempo, se puede establecer una curva ( a/Q ) en función de ( log t ), para ( r ) constante. Procediendo en forma semejante al caso anterior, se obtiene:

$$T = - \frac{0.183}{\frac{d(a/Q)}{d \log t}} \quad ( 5 )$$

3.- Cuando se observa el abatimiento en diversos piezómetros, en función del tiempo ( t ) y la distancia ( r ), se puede establecer una curva ( a / Q ) en función de ( log r<sup>2</sup> / t. ) obteniéndose

$$T = - \frac{0.183}{\frac{d(a/Q)}{d \log r^2 / t.}} \quad ( 6 )$$

Si el tiempo de bombeo y observación es suficientemente grande, - en los tres casos se obtendrá una porción recta como parte final de la curva. Esta recta asintótica corta al eje de las abscisas y el valor de esa abscisa permite calcular el coeficiente de almacenaje ( S ).

En efecto, la ordenada de la recta en ese punto es nula, de donde:

$$\frac{a}{Q} = 0 = \frac{2.30}{4 \pi T} \log. \frac{2.25 T t}{r^2 S}$$

Como ( T ) es diferente de cero, para que el segundo miembro se anule, se requiere que:

$$\log. \frac{2.25 T t}{r^2 S} = 0$$

y para que esto suceda, el argumento debe ser igual a la unidad; entonces:

$$\frac{2.25 T t}{r^2 S} = 1$$

de donde:

$$S = \frac{2.25 T t}{r^2} \quad \text{_____} \quad (7)$$

Es así como ( T ) y ( S ) se pueden calcular observando los abatimientos ( a ) en función del tiempo ( t ) desde que se inició el bombeo y de la distancia ( r ) a que están los puntos de observación en relación al eje del pozo donde se bombea un caudal constante ( Q ).

Wenzel observó que si se calcula ( T ), utilizando un solo piezómetro para efectuar las observaciones, midiendo el abatimiento ( a ) en función del tiempo, se obtienen valores que pueden variar de un pozo a otro; porque el terreno drena lentamente ó porque existen diferencias de permeabilidad; por lo cual, es preferible utilizar el tercer método.

-fórmula ( 6 ), para calcular ( T ), ya que se obtiene el promedio en todas direcciones y para tiempos variables.

#### METODO OBSERVANDO ABATIMIENTOS RESIDUALES.

El coeficiente de transmisibilidad ( T ) también puede obtenerse observando los abatimientos residuales a partir del instante en que se suspende - el bombeo.

Matemáticamente, el abatimiento residual sería el mismo que si continuara indefinidamente el bombeo con el mismo caudal y simultáneamente se infiltrara al pozo un caudal igual desde el instante en que se suspendió el bombeo. El abatimiento residual, en el tiempo, ( t' ) contando desde el instante de suspensión del bombeo, correspondiente a un tiempo ( t ) - desde que se inició el bombeo, será :

$$a = \frac{Q}{4\pi r T} \left[ \int_{\frac{r^2 S}{4 T t}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du - \int_{\frac{r^2 S}{4 T t'}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \right] \quad (8)$$

De acuerdo con las consideraciones hechas anteriormente, se tiene:

$$a = \frac{Q}{4\pi r T} \log \frac{t}{t'}$$

de donde:

$$T = \frac{0.183 Q}{da \frac{d \log t}{t'}} \quad (9)$$

Esta ecuación permite calcular ( T ) con la ayuda de la gráfica ( a ) - contra ( log t/t' ). La recta que se obtiene debe pasar por el origen, ya que para un tiempo infinito la relación ( t / t' ) tiende a la unidad, su logaritmo tiende a cero y el abatimiento residual desaparece. Por lo general, esto no ocurre y tiene que introducirse un factor empírico en la fórmula de Theis, para que la recta pase el origen y se obtengan valores correctos de (T), entonces se tiene :

$$T = \frac{2.303 Q}{4\pi^2 a} \log \frac{5 + C}{t'} \quad ( 10 )$$

De la fórmula de Theis, se desprende un principio importante, que es el siguiente :

El crecimiento y expansión lateral del cono de depresión es independiente del caudal que se bombea.

Para un tiempo de bombeo dado, si se extrae un caudal doble, los abatimientos en cada punto serán dobles y viceversa, pero en ambos casos se habrá extendido lateralmente la misma distancia. el cono

#### METODO OBSERVANDO RECUPERACIONES.

Existe otro método de calcular ( T ) a partir de las recuperaciones observadas, lo cual resulta útil en muchos casos en que no se cuenta con el tiempo desde que se inició el bombeo por ser muy largo, sino unicamente desde que fué suspendido. Este procedimiento, basado basado también en la ecuación de Theis, presupone que ( t' ) es pequeño frente a ( t ) y conduce a la ecuación :

$$T = \frac{0.183 Q}{dR} \frac{1}{d \log t'} \quad (11)$$

en que ( R ) es la recuperación observada en el tiempo ( t' ).

A primera vista se antoja posible calcular la transmisibilidad de un acuífero partiendo de la capacidad específica de un pozo, o sea, el caudal  $Q$  obtenido por unidad de abatimiento dentro del pozo. Theis entre otros desarrollaron los fundamentos de este sistema, suponiendo que el pozo es perfecto, es decir, un pozo con eficiencia del 100%, en el que no se producen pérdidas de carga por entrada del agua y por el posible régimen turbulento que puede existir en la vecindad de los cedazos. Como la realidad es muy distinta, ya que la inmensa mayoría de los pozos, adolecen de grandes defectos en instalación, se ha observado que las transmisibilidades calculadas con este sistema pueden resultar hasta 10 veces menores que las reales; de aquí que ese método deba emplearse con reservas.

#### METODO DE ORIFICIO CIRCULAR.

Es usual emplear este método de orificio circular para aforo de pozos profundos, utilizando un motor de combustión interna para ir graduando las velocidades de la bomba en forma paulatina, que normalmente varía entre 1000 y 2000 r.p.m.

El término normal de esta prueba es de 72 horas.

La determinación del gasto por éste método se lleva a cabo mediante una pieza de fierro con una abertura de forma circular, constituyendo el orificio cuya superficie es menor que el área normal e interior del tubo de

-descarga, al que va acoplada funcionando como orificio circular ahogado.

El gasto se puede calcular por la medida de la carga hidrostática o de presión que se ejerce sobre un costado del tubo de descarga, aguas arriba del orificio, convirtiéndolo esta presión a litros por segundo. Este método tal como se describe más adelante, es lo suficientemente seguro y adecuado para aplicarse en forma normal.

El aparato consiste en : el conducto o tubo de descarga, en cuyo extremo se encuentra el orificio, con una longitud de 1.83 m., ( 6' ). A una distancia de 0.61 m., ( 2' ) antes de la salida del tubo de descarga, se hará una perforación para poder colocar un tubo corto de 1/8". Todas las rebabas producto de dicha perforación se limarán cuidadosamente por el interior del tubo. Introduciendo el tubo corto de 1/8" en la perforación, se enrasa con la pared interior del tubo de descarga.

El tubo piezométrico consiste en una manguera de hule de 1.525 m., ( 5' ) de longitud con una fracción de tubo de vidrio conectada en el extremo opuesto al que se le adhiere el tubo corto de 1/8", que se encuentra atornillado al tubo de descarga. El nivel del agua en el piezómetro se mantiene visible en el tubo de vidrio levantando o bajando la manguera de hule.

El tubo de descarga se mantendrá en posición horizontal y la conexión del piezómetro estará en un plano también horizontal cuando se tomen las lecturas.



La carga hidrostática, o de presión en el orificio se considerará como la distancia vertical del nivel del agua en el tubo piezométrico, al plano horizontal que pasa por el centro del orificio abierto.

La pieza metálica con el orificio se conectará a la descarga de la bomba por medio de uniones, mangueras de hule o de lona, para conducir el agua al orificio, procurando que el tubo de descarga se mantenga en posición rígida y horizontal. Se dejará que el agua escurra libremente por el tubo piezométrico antes de que se tomen las lecturas. Esto eliminará cualquier obstáculo, como arenas, burbujas de aire u otros materiales o residuos de la tubería.

Existen factores que influyen en la precisión de los resultados y estos son :

- 1.- El tubo de descarga deberá estar horizontal dentro de la precisión de un nivel de carpintero o albañil.
- 2.- El tubo corto del piezómetro debe enrasarse con el interior del tubo de descarga, eliminando rebabas.
- 3.- La descarga del orificio debe ser libre.
- 4.- La presión hidrostática debe ser suficiente para producir un escurrimiento completo y la misma en cualquier orificio no debe ser menor de 0.05 m., ( 2" ) con respecto a la parte superior del tubo de descarga, ni mayor de 1.78 m ( 70" )
- 5.- Si el interior del tubo de descarga y sobre todo el tramo aguas arriba del orificio está grasoso, el escurrimiento cambiará a cargas bajas y por lo tanto ocasionará que los cálculos del gasto hidráulico-

sean incorrectos .

- 6.- El tubo piezométrico debe estar libre de burbujas de aire ya que estas ocasionan una carga alta ficticia y por consiguiente, lecturas superiores a las reales.
- 7.- El tubo de descarga, antes del orificio debe estar lleno de agua para darle precisión a la medida del gasto hidráulico.
- 8.- Se tendrá en cuenta la diferencia de nivel que existe entre el centro del tubo de descarga de la bomba y el nivel, marcando en el tubo piezométrico, agregando la diferencia de nivel entre el centro de dicho tubo de descarga y el dinámico, para obtener con exactitud el desnivel contra el que esta trabajando la bomba.

La carga hidrostática a partir del centro del orificio, medida en pulgadas, se convertirá en galones por minuto de acuerdo a los valores dados en la tabla No. II .

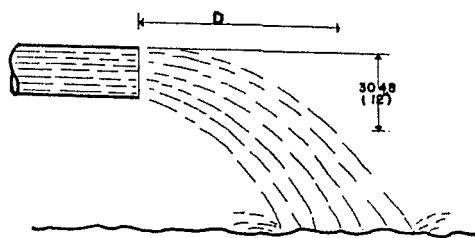
El registro de todas las lecturas del piezometro y las observaciones se anotan en una forma especial de aforos.

Ya se han hecho las conversiones al sistema métrico decimal de los datos empíricos que se refieren a aforos de tubos horizontales descargando llenos y parcialmente llenos, estos datos se encuentran en las tablas III y IV.

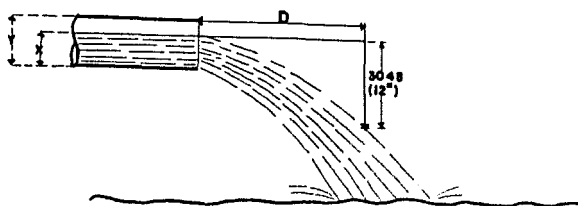
Este método se complementa con el método de la escuadra que se muestra en la figura correspondiente.

TABLA DE GASTOS EN VERTEDORES DE ORIFICIO CIRCULAR  
( VARIANDO DE 56 G.P.M. A 2.000 G.P.M. )

GASTO EN GALONES POR MINUTO										
Altura de agua en el tubo a partir del centro del orificio,	Tubo de 4". Orificio de 2 1/2"	Tubo de 4". Orificio de 3"	Tubo de 6". Orificio de 3"	Tubo de 6". Orificio de 4"	Tubo de 6". Orificio de 4"	Tubo de 8". Orificio de 4"	Tubo de 8". Orificio de 5"	Tubo de 8". Orificio de 6"	Tubo de 10". Orificio de 6"	Tubo de 10". Orificio de 7"
5 Pulgadas	56	93	-	-	-	-	-	-	-	-
6 "	62	102	82	155	300	148	240	380	-	-
7 "	66	110	88	168	325	160	260	410	370	550
8 "	70	118	94	180	350	170	280	440	395	590
9 "	75	126	100	190	370	180	295	465	420	630
10 "	80	132	106	200	390	190	310	490	440	660
12 "	87	145	115	220	425	210	340	540	480	720
14 "	94	156	125	238	460	225	370	580	520	780
16 "	100	168	132	253	490	240	390	620	560	840
18 "	106	178	140	268	520	255	415	660	595	890
20 "	112	188	150	283	550	270	440	695	625	940
22 "	118	198	158	298	575	280	460	725	660	970
25 "	125	210	168	318	610	300	490	780	700	1050
30 "	138	230	182	350	670	330	540	850	760	1150
35 "	150	250	198	375	725	360	580	920	820	1240
40 "	160	265	210	400	780	380	620	980	880	1330
45 "	170	280	223	425	820	400	660	1040	940	1410
50 "	180	300	235	450	870	425	700	1100	990	1480
60 "	195	325	260	490	950	465	760	1200	1090	1610



(1) DESCARGA EN TUBO HORIZONTAL LLENO



(2) DESCARGA EN TUBO HORIZONTAL PARCIALMENTE LLENO

AFORO DE TUBOS HORIZONTALES  
( TUBOS DESCARGANDO LLENOS )

DISTANCIA HORIZONTAL	2"	3"	4"	6"	8"	10"
20	1.7	3.7	6.4	14.6	25.3	39.7
2	1.9	4.1	7.0	16.0	27.8	43.7
4	2.0	4.5	7.7	17.5	30.3	47.7
6	2.2	4.8	8.3	19.0	32.8	51.7
8	2.4	5.2	9.0	20.4	35.4	55.6
30	2.6	5.6	9.6	21.9	37.9	59.6
2	2.7	6.0	10.2	23.3	40.4	63.6
4	2.9	6.3	10.9	24.8	42.9	67.6
6	3.1	6.7	11.5	26.2	45.5	71.5
8	3.2	7.0	12.2	27.7	48.0	75.5
40	3.4	7.4	12.8	29.2	50.5	79.5
2	3.6	7.8	13.4	30.6	53.0	83.5
4	3.7	8.2	14.1	32.1	55.6	87.4
6	3.9	8.6	14.7	33.5	58.1	91.4
8	4.1	8.9	15.4	35.0	60.6	95.4
50	4.3	9.3	16.0	36.5	63.2	99.4
2	4.4	9.7	16.6	37.9	65.7	103.3
4	4.6	10.0	17.3	39.4	68.2	107.3
6	4.8	10.4	17.9	40.8	70.7	111.3
58	4.9	10.8	18.6	42.3	73.3	115.2
60	5.1	11.2	19.2	43.7	75.8	119.2
2	5.3	11.5	19.8	45.2	78.3	123.2
4	5.4	11.9	20.5	46.7	80.8	127.2
6	5.6	12.3	21.1	48.1	83.4	131.1
8	5.8	12.6	21.8	49.6	85.9	135.1
70	6.0	13.0	22.4	51.0	88.4	139.1
2	6.1	13.4	23.0	52.5	90.9	143.1
4	6.3	13.8	23.7	53.9	93.5	147.0
6	6.5	14.1	24.3	55.4	96.0	151.0
8	6.6	14.5	25.0	56.9	98.5	155.0
80	6.8	14.9	25.6	58.3	101.0	159.0
2	7.0	15.3	26.2	59.8	103.6	162.9
4	7.1	15.6	26.9	61.2	106.1	166.9
6	7.3	16.0	27.5	62.7	108.6	170.9
8	7.5	16.4	28.2	64.2	111.1	174.9
90	7.7	16.7	28.8	65.6	113.7	178.8
2	7.8	17.1	29.4	67.1	116.2	182.2
4	8.0	17.5	30.0	68.5	118.7	186.8
6	8.3	17.9	30.7	70.0	121.2	190.8
8	8.3	18.2	31.4	71.4	123.8	194.7
100	8.5	18.6	32.0	72.9	126.3	198.7

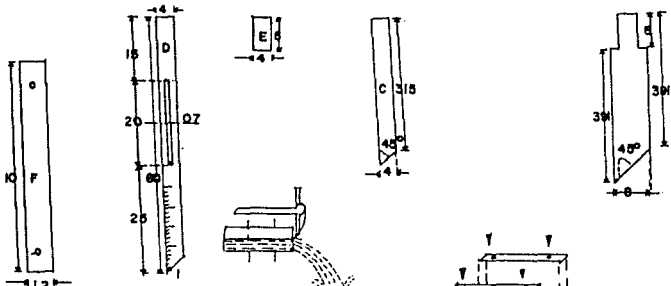
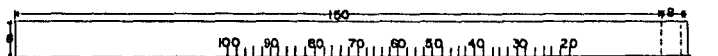
TABLA III

AFORO DE TUBOS HORIZONIALES  
( TUBOS DESCARGADOS PARCIALMENTE LLENOS )

x/y	%	x/y	%	x/y	%	x/y	%
0.01	0.17	7	21.79	3	53.82	9	84.73
2	0.47	8	22.92	4	55.09	0.80	85.77
3	0.88	9	24.06	5	56.35	1	86.77
4	1.34	0.30	25.24	6	57.63	2	87.76
5	1.87	1	26.41	7	58.89	3	88.73
6	2.44	2	27.59	8	60.13	4	89.67
7	3.08	3	28.78	9	61.40	5	90.59
8	3.74	4	29.98	0.60	62.64	6	91.49
9	4.46	5	31.19	1	63.89	7	92.36
0.10	5.21	6	32.42	2	65.13	8	93.20
1	5.98	7	33.64	3	66.36	9	94.02
2	6.80	8	34.87	4	67.58	0.90	94.79
3	7.64	9	36.11	5	68.81	1	95.54
4	8.51	0.40	37.36	6	70.02	2	96.26
5	9.41	1	38.60	7	71.22	3	97.30
6	10.33	2	39.85	8	72.41	4	97.56
7	11.27	3	41.11	9	73.59	5	98.13
8	12.24	4	42.37	0.70	74.76	6	98.66
9	13.23	5	43.65	1	75.91	7	99.12
0.20	14.23	6	44.91	2	77.08	8	99.52
1	15.27	7	46.18	3	78.21	9	99.83
2	16.31	8	47.45	4	79.34	1.00	100.00
3	17.38	9	48.73	5	80.44		
4	18.45	0.50	50.00	6	81.54		
0.25	19.54	1	51.27	7	82.62		
6	20.66	2	52.55	8	83.69		

VEASE FIG. 2

TABLA IV  
VEASE FIG. 2



A - Regla de madera - 158x8x3/4 graduada de 2cm a partir del 20 hasta el 100

B - Regla de madera de 39x8x3/4"

C - Gula de madera de 315x4x1/2" atornillada a B

D - Regla deslizante de 60x4x1/2" con ranura de 7mm graduada de 1cm en 1cm del 0 al 20 sumando hasta 18 a la diferencia (y-x) medido anteriormente

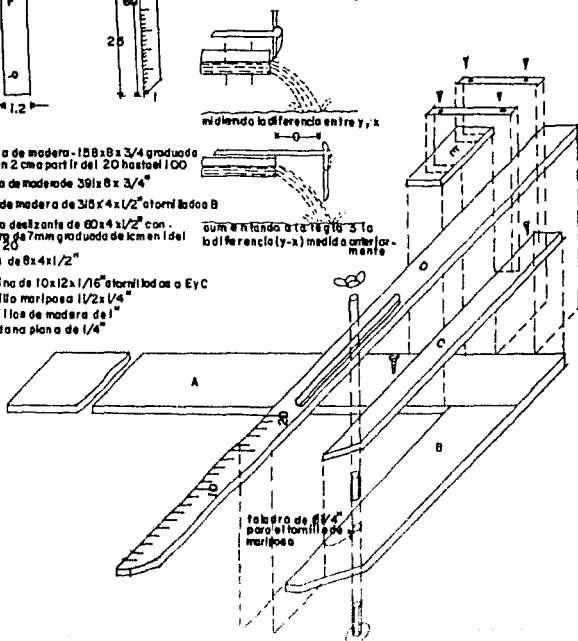
E - Gula de 8x4x1/2"

F - Lámina de 10x12x1/16" atornillada a E y C

G - Tornillo mariposa 1/2x1/4"

H - Tamiños de madera de 1"

I - Rondana plana de 1/4"

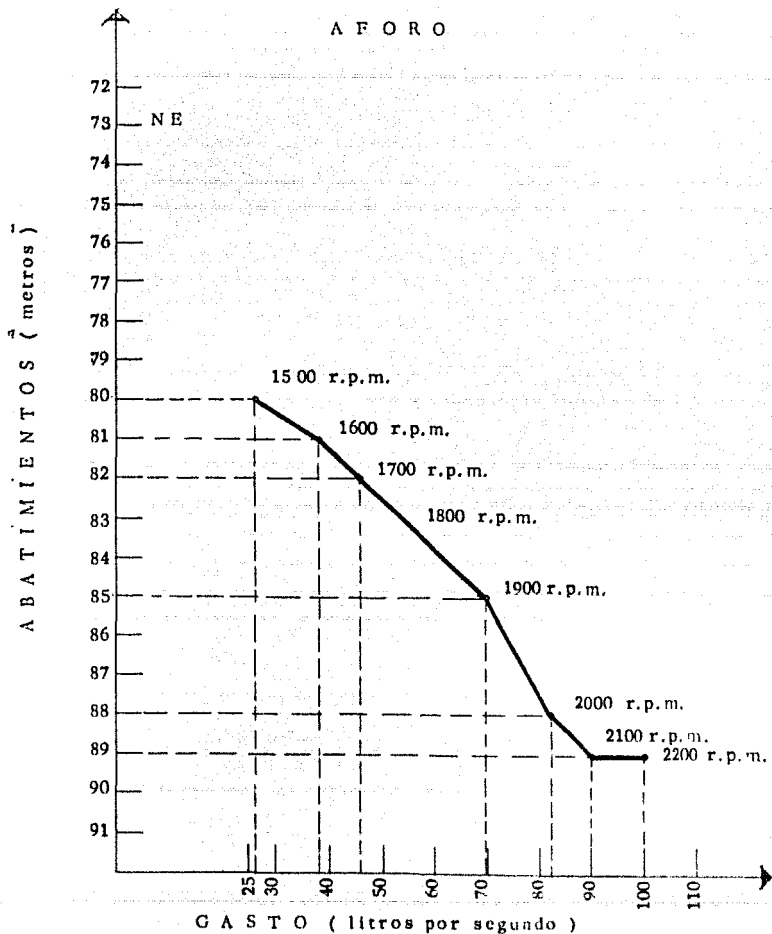


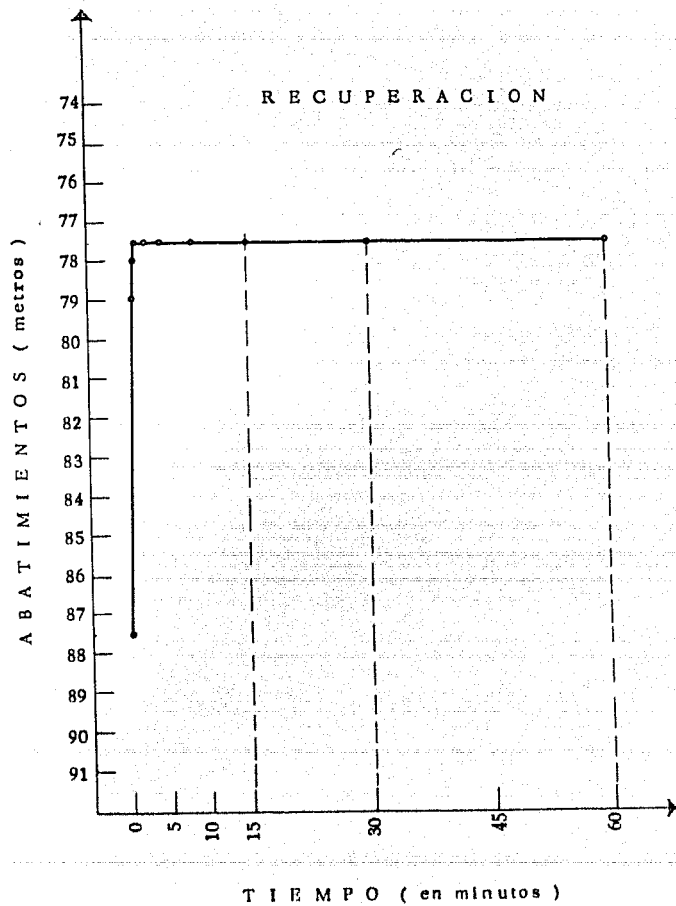
folia de 1/4" para el tornillo de mariposa





# A F O R O





Finalmente con los datos recopilados en las pruebas de aforo, se es -  
tá en posibilidades de calcular las características del equipo de bombeo que  
se instalará. Se utiliza la gráfica gasto-abatimiento.

### PROYECTOS.

La ejecución de proyectos se basa en especificaciones que han sido elab  
boradas en su mayoría por la ,Secretaría de Recursos Hidráulicos ( S.A.R.  
H.). Los diferentes organismos que desarrollan éstos trabajos, las aplican -  
en forma sistemática sin considerar que en algunos casos requieren adap -  
taciones para hacerlas congruentes con la realidad, ya que utilizar métodos  
establecidos con base en las mismas especificaciones nos determinan solu -  
ciones muy costosas. Podemos citar un ejemplo de agua potable en el me -  
dio rural; Como regla general se fija un máximo de 600 m., por lado en -  
circuitos principales; en este caso se alimentaría un máximo de 36 familias  
considerando que los ejidatarios detentan en promedio 1 Ha. por familia, lo -  
que arroja un promedio de densidad de 8 personas por Hectárea que si se --  
compara con zonas habitacionales dentro de concentraciones urbanas en -  
donde las densidades son del orden de 100 a 150 hab/Ha. nos da idea de cos -  
to comparativamente.

Existen métodos como el establecido por las Naciones Unidas, que toma -  
en cuenta las tasas de crecimiento estadístico de nacimientos y defunciones  
que en el caso de la Ciudad de México, es del orden de 1,500 y 300 respectiva -

mente. Considerando estos datos estadísticos se llega a conclusiones - más cercanas a la realidad de poblaciones de proyecto y en caso de dotaciones se debe recurrir a integrarlos en cada caso particular.

CUADRO DE DOTACIONES POR HABITANTES Y POR DIA, TOMADO DE LAS ESPECIFICACIONES PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE DE LA SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.

<u>POBLACION DE PROYECTO</u>			<u>TIPO DE CLIMA</u>		
			CALIDO	TEMPLADO	FRIO
<u>HABITANTES</u>			LTS.	HABT. / DIA	
De 2,500	a	15,000	150	125	100
De 15,000	a	30,000	200	150	125
De 30,000	a	70,000	250	200	175
De 70,000	a	150,000	300	250	200
De 150,000	a	más	350	300	250

Esta tabla toma en cuenta los rangos de población de proyecto y el clima, sin considerar el uso real que se le dá al agua en los diferentes tipos de zonas habitadas, por lo que en la práctica resultan erróneos los valores fijos.

En el caso específico de la zona del Alto Lerma, de acuerdo con la tabla, la dotación de fijaría en 125 litros por habitante y por día, sin embargo en la práctica se han encontrado valores de 168 litros por habitante por

dia, teóricamente se deben tomar en cuenta para integrar la dotación específica, todos los factores que se enumeran enseguida:

- 1.- Clima
- 2.- Estandar de vida
- 3.- Capacidad de Alcantarillado
- 4.- Tipo de actividad, mercantil, comercial e industrial.
- 5.- Costo de agua
- 6.- Disponibilidad de abastecimientos privados de agua
- 7.- Calidad o propiedades del agua para usos domésticos, industriales y otros.
- 8.- Presiones del sistema de distribución
- 9.- Medición
- 10- Administración del Sistema.

Las temperaturas extremas aumentan el consumo de agua. Los niveles elevados de vida significan un consumo alto de agua debido a su utilización en servicios.

Cuando los alcantarillados no se amplían conforme a los sistemas de distribución de agua, las descargas domiciliarias pueden sobrecargarse y sufrir averías.

El tipo de actividad también incrementa el consumo cuando existen instalaciones como hoteles y hospitales que emplean grandes volúmenes de agua y como el caso de industrias del tipo de emparadoras o fábricas de

papel y acero.

El costo del servicio de agua también puede variar el consumo y se puede tomar como regla que el consumo varía en razón inversa a la tarifa; el incremento de tarifas puede, durante un tiempo, reducir el consumo en aproximadamente la mitad de su porcentaje de aumento.

Los abastecimientos privados estimulan a los consumidores a desarrollar suministros propios para sus usos especiales. Teóricamente este procedimiento está reglamentado y se tienen cuotas municipales por derechos de consumo.

La buena calidad del agua indudablemente aumenta los consumos.

Cuando las presiones disponibles en el Sistema de abastecimiento son altas, aumenta el consumo ya que el agua descarga mediante flujo por medio de orificios en llaves y salidas similares, así como a través de las fugas y fallas de la plomería; por consiguiente, el flujo varía conforme a la raíz cuadrada de la carga de presión. Acordemente, las presiones elevadas dan por resultado:

- 1.- Una descarga rápida y aumento del desperdicio de agua mediante los accesorios.
- 2.- Un incremento de las fugas en conjunto.

Las presiones mayores de  $4.1 \text{ kg/cm}^2$  ya no son necesarias como está establecido para incendio, debido a la utilización de equipos autónomos de bombeo.

La medición del consumo fomenta el ahorro y normaliza la demanda de agua. La buena administración también normaliza los consumos y se ampliará el concepto en el capítulo de operación y mantenimiento.

La necesidad de establecer métodos y sistemas propios de la República Mexicana, tomando en cuenta la capacidad económica, se refleja fielmente en el problema de prevención y control de contaminación ambiental que al querer adoptar o adaptar métodos extranjeros, la mayoría de los problemas quedan a nivel de proyecto ejecutivo, siendo en algunos casos los costos tan elevados que ni aún las zonas residenciales o industriales, pueden efectuar las erogaciones no obstante ser las que teóricamente tiene capacidad económica .

Los sistemas de agua potable en su gran mayoría, tienen deterioros propios de la operación que provocan deficiencias en la distribución requiriendo programas de inversiones para las rehabilitaciones adecuadas. Conjointando lo anterior al hecho de que normalmente la construcción de los sistemas no se lleve a cabo como se proyectan por los ajustes propios en la obra que no se registran en planos de obra terminada, también se debe programar la ampliación y modificación a los mismos sistemas. Esta situación obliga a que las soluciones ejecutivas de proyecto, se complementen con investigaciones a fondo de las instalaciones debido a la falta de información y, nulo mantenimiento de las mismas.

Las rehabilitaciones de los sistemas requieren inversiones que den resultados a bajo costo como es el caso de los pozos profundos.

## CONSTRUCCION.

Una vez llevados a cabo los trabajos descritos en los capítulos anteriores, se fija el programa de obra. La inversión en construcción de Agua Potable, Drenaje y Riego se ejecuta con fondos Federales y en algunos casos en forma de cooperación por parte de los usuarios del Sistema, quienes aportan la mano de obra no especializada. Esto es común en el medio rural, no así en las zonas urbanas. La mayoría de estas obras se han realizado con carácter de beneficio social, lo que obliga que las inversiones no tengan ninguna recuperación. Se ha tenido por costumbre ya tradicional que los Gobiernos realicen estas inversiones, sin obligación alguna por parte de los usuarios, quienes basados en campañas publicitarias mal llevadas, consideran que todo tipo de inversión es obligación de los Gobiernos.

Se han hecho intentos de que los Ayuntamientos puedan establecer ingresos por concepto de Agua Potable y Drenaje, si ellos mismos hacen las inversiones ya que son servicios catalogados como municipales. Para provocar estas inversiones, el Banco de Obras y Servicios tiene un presupuesto para éste tipo de obras que se autoriza al presentar todos los Estudios y Proyectos correspondientes, complementados con el Presupuesto y Programa de Obra respectivos.

En el Estado de Mexico existe por ley una cuota fijada por derechos de conexión que solo se ha aplicado en las Industrias. Esta cuota fija \$ 125,000.00 litro por segundo instalado y cubre la inversión de lo que gené



-ricamente se denomina Obras de Cabeza que incluyen fuentes de abastecimiento, líneas de conducción, tanques de regularización y líneas primarias de distribución. Una vez cubierta ésta cuota se fija el pago por consumo mediante una tarifa diferencial que depende de los volúmenes suministrados que se miden en los puntos de entrega.

En la mayoría de los casos no se cuenta con planos de obra terminada, por lo que los cambios y ajustes hechos a la obra no aparecen como antecedentes lo que dificulta las ampliaciones o rehabilitaciones que requieren los sistemas. Esta acción se debe realizar como parte integrante del programa de Construcción.

Los métodos de construcción para sistemas de Agua Potable y Drenaje están basados en las especificaciones de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en cuanto a procedimientos y calidad de materiales.-- Estas especificaciones dan margen a facilitar las obras ya que se han actualizado por necesidades mismas de los Sistemas.

La actualización de las técnicas de construcción han traído como consecuencia facilitar la realización de las obras.

Uno de los elementos que han facilitado estos trabajos es la tubería de P.V.C., la cuál se empezó a utilizar alrededor de 1960 sustituyendo a la tubería de Asbesto Cemento en la conducción de agua.

En diámetros pequeños hasta de 6" el ahorro económico es notable en su ministro y mano de obra. Inclusive a la fecha la tubería de Asbesto-Cemento ya no se fabrica en diámetros menores de 3".

La aceptación de las tuberías de P.V.C., se debe a algunas de sus propiedades como :

- 1.- Gran resistencia a la corrosión.
- 2.- Alta resistencia química.
- 3.- Alta resistencia al envejecimiento.
- 4.- Bajo coeficiente de rozamiento.
- 5.- Bajo peso.
- 6.- Facilidad de manejo.
- 7.- Facilidad de instalación.

Como todos los materiales el P.V.C. tiene ciertas limitaciones, de las cuales las más importantes a considerar son :

- 1.- A temperaturas inferiores a cero grados centígrados la resistencia al impacto se reduce considerablemente.
- 2.- A temperaturas mayores de 65 °C. las propiedades mecánicas del P.V.C. se reducen.
- 3.- La tubería de P.V.C. no debe quedar expuesta a los rayos solares por períodos prolongados, ya que éstos pueden afectar ciertas propiedades mecánicas del tubo.

Como datos complementarios se incluyen tablas con datos generales de las tuberías de P.V.C. en donde también se presentan sus características comparativamente con las tuberías de Asbesto-Cemento.

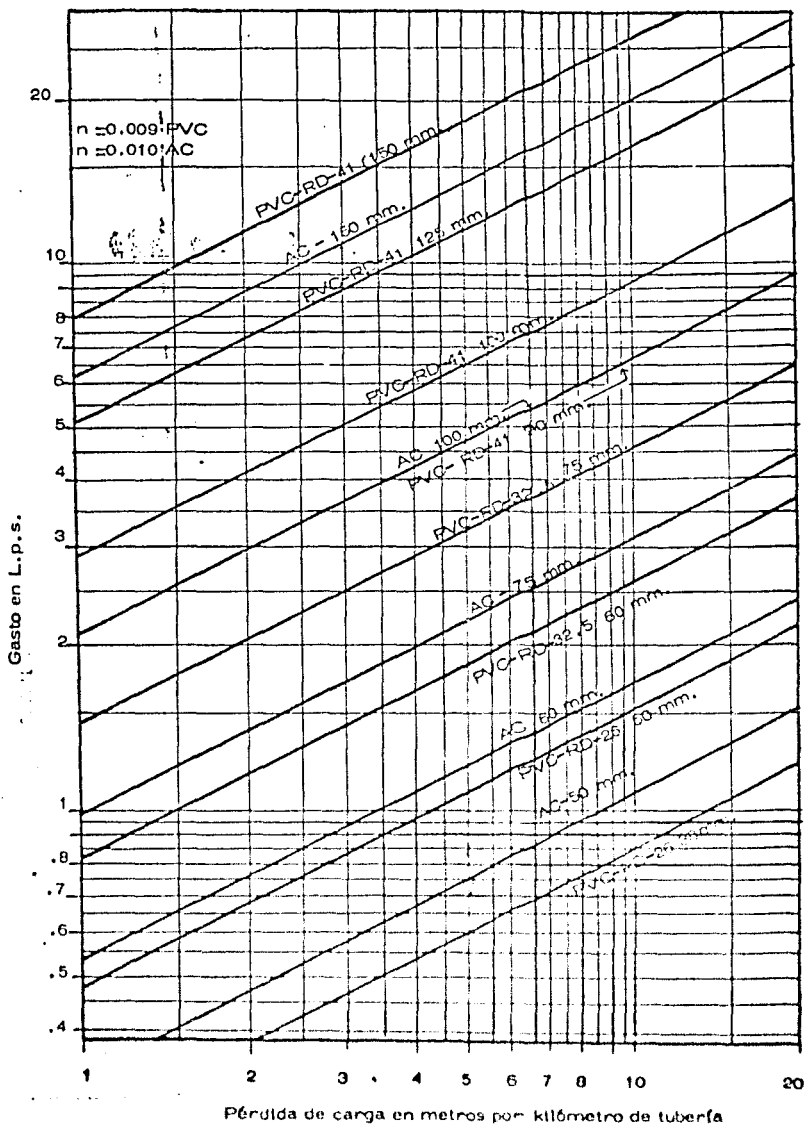
TABLA ( NORMA DGN-E-12-1968 )

<u>Medida</u> <u>Nominal</u> <u>mm</u>	<u>Diámetro</u> <u>Exterior</u> <u>tipo</u> <u>mm</u>	<u>RD - 26</u>		<u>RD - 32.5</u>		<u>RD-41</u>		<u>RD - 64</u>	
		<u>Espesor de</u>	<u>Diámetro</u>	<u>Espesor de</u>	<u>Diámetro</u>	<u>Espesor de</u>	<u>Diámetro</u>	<u>Espesor de</u>	<u>Diámetro</u>
		<u>pared</u>	<u>interior</u>	<u>pared</u>	<u>interior</u>	<u>pared</u>	<u>interior</u>	<u>pared</u>	<u>interior</u>
		<u>Mínimo</u>	<u>promedio</u>	<u>mínimo</u>	<u>promedio</u>	<u>mínimo</u>	<u>promedio</u>	<u>mínimo</u>	<u>promedio</u>
		<u>mm</u>	<u>mm</u>	<u>mm</u>	<u>mm</u>	<u>mm</u>	<u>mm</u>	<u>mm</u>	<u>mm</u>
25 1"	33.4	1.5	30.0	--	--	--	--	--	--
32 1 1/4"	42.2	1.6	38.6	--	--	--	--	--	--
38 1.5"	48.3	1.9	44.0	1.5	44.9	--	--	--	--
50 2"	60.3	2.3	55.0	1.9	55.9	1.5	56.9	--	--
60 2.5"	73.0	2.8	67.0	2.2	68.0	1.8	69.0	--	--
75 3"	88.9	3.4	81.5	2.7	83.0	2.2	84.1	1.5	85.5
90 3.5	101.6	3.9	93.1	3.1	95.0	2.5	96.0	1.6	98.0
100 4"	114.3	4.4	105.0	3.5	106.5	2.8	108.0	1.8	110.3
125 5"	141.3	5.4	129.9	4.3	132.0	3.5	133.5	2.2	136.5
150 6"	168.3	6.5	154.5	5.2	157.0	4.1	159.0	2.6	162.7
200 8"	219.1	8.4	201.3	6.7	204.9	5.3	206.5	3.4	210.0
250 10"	273.0	10.5	250.8	8.4	255.2	6.7	258.8	4.3	264.0
300 12"	323.9	12.5	297.5	10.0	302.7	7.9	307.3	5.1	313.1

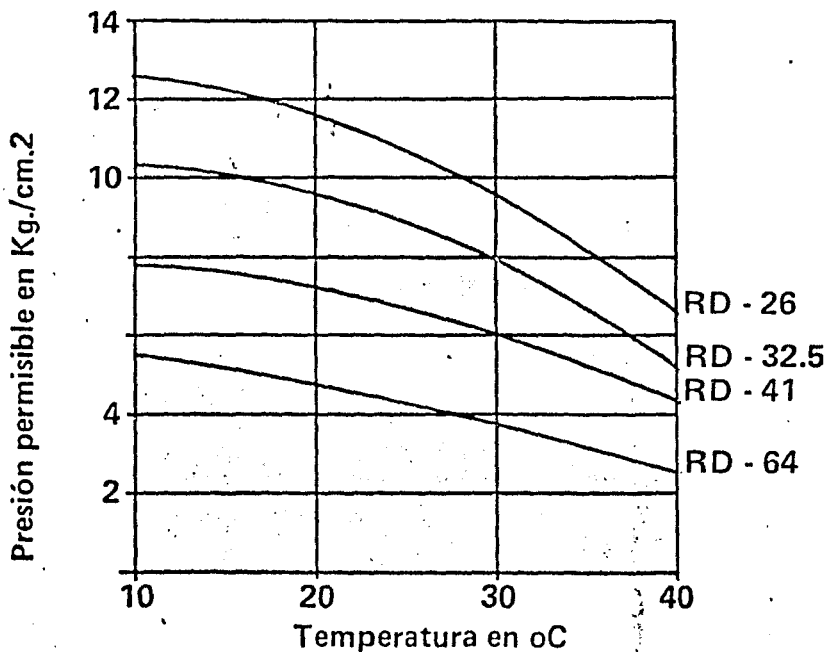
TABLA COMPARATIVA DE AREAS DE FLUJO EFECTIVAS

DIAMETRO NOMINAL en pulgadas	<u>ASBESTO</u> Clase A-7 A-10		<u>PVC</u> RD-26		<u>PVC</u> RD-32.5		<u>PVC</u> RD-41		<u>PVC</u> RD-64	
	D.I. A FLUJO		D. I. A FLUJO		D.I. A FLUJO		D.I. A FLUJO		D.I. A FLUJO	
	<u>mm.</u>	<u>cm.2</u>	<u>mm.</u>	<u>cm.2</u>	<u>mm</u>	<u>cm.2</u>	<u>mm.</u>	<u>cm.2</u>	<u>mm.</u>	<u>cm.2</u>
2	50.8	20.26	55.3	23.90						
2½	63.5	31.67	67.0	35.25	68.2	36.4				
3	76.2	45.58	81.7	52.27	83.1	54.0				
3½	-	-	93.4	68.48	95.0	70.87	96.2	72.66		
4	101.6	81.05	105.1	86.54	106.9	89.8	108.3	92.0	110.3	97.29
5	-	-	129.9	132.53	132.3	137.25	133.9	140.58	136.5	146.33
6	152.4	182.4	154.5	187.20	157.3	193.9	159.7	199.5	162.7	207.91
8	203.2	324.27	201.3	317.92	204.9	329.39	207.9	339.13	211.9	352.64

PERDIDA DE CARGA POR KILOMETRO DE  
TUBERIA EN FUNCION DEL GASTO



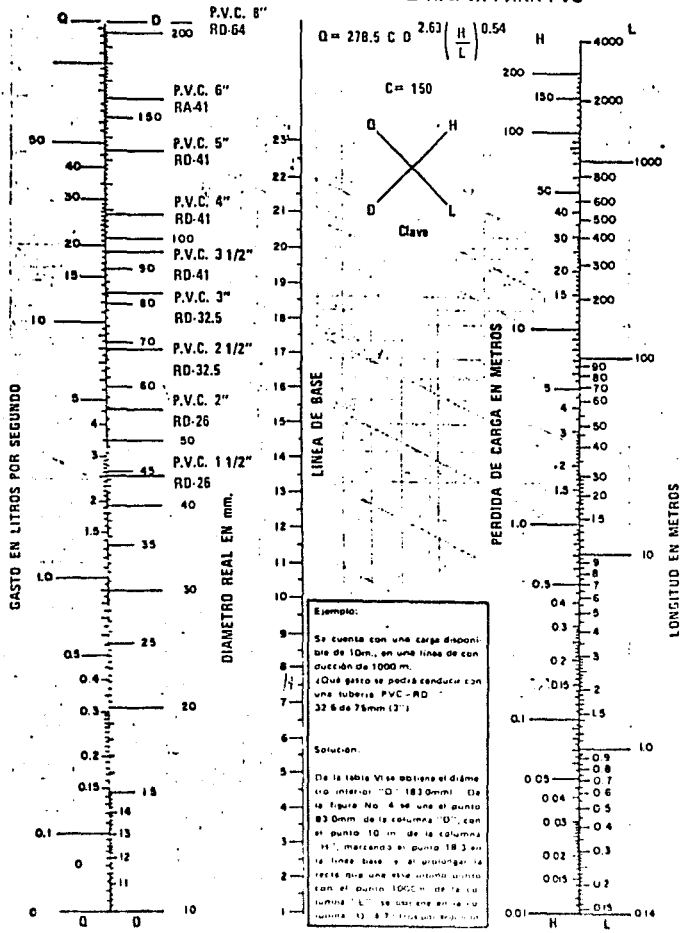
PRESION PERMISIBLE DE TRABAJO RESPECTO  
A LA TEMPERATURA DE OPERACION



En las tuberías PVC la resistencia a la presión de trabajo está en función de la temperatura de operación y es proporcional a ésta, como se puede apreciar en la gráfica adjunta.

Es importante tomar en cuenta la temperatura máxima de operación para seleccionar apropiadamente la tubería PVC, como puede ser el caso de conducción de aguas termales.

# NOMOGRAMA DE LA FORMULA DE H. & W. PARA PVC



**Ejemplo:**

Se cuenta con una carga disponible de 10m., en una línea de conducción de 1000 m.  
 ¿Qué gasto se podrá conducir con una tubería PVC-RD 32.5 de 75mm (3")?

**Solución:**

De la tabla V se obtiene el diámetro interior "D" 83.0mm. De la figura No. 4 se une al punto 83.0mm de la columna "D", con el punto 10 m. de la columna "H", marcando el punto 18.3 en la línea base y al prolongar la recta hacia este último punto con el punto 1000 m. de la columna "L" se obtiene en la columna "Q" 7.7 litros por segundo.



## OPERACION Y MANTENIMIENTO.

Estas dos actividades están íntimamente ligadas, y son determinantes en el servicio adecuado del sistema, y la vida útil del mismo.

La tendencia debe ser la de facilitar la operación desde el planteamiento del proyecto, en donde se determine la conveniencia de realizar una operación lo más simple posible.

Como ejemplo podemos citar el caso del agua potable estableciendo líneas de conducción directas a tanques de regularización y de aquijar zonas de influencia en distribución, que operarían en un rango de cargas estáticas entre 10 m. como mínimo y 50 m. como máximo. De hecho esta operación se reduciría a mover periódicamente las partes mecánicas del sistema, para asegurar su funcionamiento. También es conveniente señalar que el rango de cargas de operación implica un ahorro en inversión de tuberías ya que a menor carga de trabajo es menor el costo. La operación simplista repercute en un ahorro de personal como fontaneros, que en algunos casos son los únicos que conocen los sistemas.

La operación adecuada de los sistemas se ha descuidado, debido a la falta de recursos económicos, ya que debe estar respaldada incondicionalmente por un mantenimiento el que podemos dividir en dos aspectos importantes: el Mantenimiento Preventivo y el Mantenimiento correctivo.

El mantenimiento preventivo como su nombre lo indica si se lleva en forma sistemática detecta posibles fallas del sistema, basándose en datos estadísticos que para el efecto se deben elaborar.

Esto implica integrar expedientes con historia detallada de cada uno de los componentes del sistema para programar periódicamente su revisión y determinar su reparación o sustitución dependiendo de la parte que se trate. Llevando a cabo el mantenimiento preventivo a conciencia se evitan en alto porcentaje los estados de emergencia tan comunes en los sistemas, y lógicamente representan una disminución de las inversiones por concepto de reparaciones o rehabilitaciones.

Al referirnos al Mantenimiento Preventivo que debe cubrir todo el sistema, desde la fuente de abastecimiento hasta la entrega domiciliaria, es conveniente subrayar un renglón muy importante y que en algunos casos por falta de recursos económicos no se le da la importancia requerida; este caso es el de la conservación de fuentes de abastecimiento. En general se puede establecer como clásico el caso de los pozos profundos que a últimas fechas se han rehabilitado con éxito en la mayoría de los casos, tratando de aprovechar al máximo la inversión inicial efectuada, considerando que en la actualidad, el costo de la rehabilitación es del orden del 20% de la inversión que se requeriría en una perforación nueva, incluyendo en estos casos los equipos electromecánicos.

El mantenimiento correctivo debe ser consecuencia lógica del preventivo, quien dictará las acciones a seguir con debido programa de ejecución y de inversión.

La Operación y el Mantenimiento de los sistemas deben ser cubiertos íntegramente por los usuarios por medio de cuotas que cubran estos renglones, estableciéndolas como fijas o diferenciales de acuerdo con cada tipo de toma, ya que se ha detectado la aversión que se tiene a la instalación de medidores en el caso del Agua Potable en el medio rural. Podría incluirse en su caso dentro de la misma cuota, la aportación por concepto de Drenaje y así manejar un solo concepto.

Es conveniente subrayar el hecho de que un sistema debe ser -- autosuficiente, operando sin pérdida ni ganancias es decir, debe cubrir con las cuotas establecidas, todas las necesidades del mismo sistema.

Se ha tratado de Municipalizar los sistemas de Agua Potable y -- Drenaje, es decir que los ayuntamientos se encarguen de la operación y mantenimiento, pero el tratar de establecer cuotas por los servicios, los usuarios se niegan a cubrirlos y siendo muy bajos los ingresos en los -- Municipios no pueden cubrir los gastos que se originan.

Es difícil hacer entender a los usuarios la importancia de su cooperación ya que tanto el Agua Potable como el Drenaje son servicios que solo se sienten cuando fallan.

El complemento adecuado a la operación y mantenimiento de un sistema de agua, debe ser una buena Administración que se sustente en el cobro adecuado al servicio proporcionado; que como regla general debe ser el que cubra todas las necesidades del sistema, llegando a operar sin saldos negativos o positivos creando la autosuficiencia del mismo.

## BIBLIOGRAFIA.

- 1.- PANORAMA SOCIO-ECONOMICO DEL ESTADO DE MEXICO.-  
DEPTO. DE ESTADISTICA DEL GOBIERNO DEL EDO. DE MEXICO ( 1976 ).
- 2.- HIDROLOGIA DE AGUAS SUBTERRANEAS: C.A.V.M. : - -  
S.R.H.
- 3.- MECANICA DE SUELOS : FLUJO DE AGUA EN SUELOS : - -  
EJLALIO JUAREZ BADILLO Y ALFONSO RICO RODRIGUEZ:  
EDITORIAL LIMUSA ( 1978 ).
- 4.- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESI-  
DUALES : GORDON M. FAIR Y JOHN C. GEYER Y DANIEL-  
A. OKUN.- CENTRO REGIONAL DE AYUDA TECNICA ( A.I.D )  
( 1968 ).
- 5.- HIDROGEOLOGIA : STANLEY N. DAVIS Y ROGER J.M. DE  
WIEST.- EDITORIAL ARIEL ( 1971 )



