



8
2 eJ

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGÓN

FALLA DE ORIGEN

"APUNTES DE LA MATERIA DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE"

TESIS
PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

NOE ANAYA FERREGRINO

ASESOR DE TESIS: ING. JOSÉ LUIS RODRÍGUEZ TORRES

ARAGON SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEXICO DICIEMBRE DE 1995.



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 está 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.

*A mis padres, Sr. Andrés Anaya Aguilón
y Sra. Teresa Ferragino Rosendix,
como una muestra de agradecimiento
por todo el amor, comprensión y
apoyo que me han brindado.*

*A mi esposa, Any Badillo Álvarez,
con gratitud y cariño, por el impulso
y ayuda moral que me ha dado.*

*A mi hijo, Alce Andrés Anaya Badillo,
quien es mi orgullo y la razón de todo lo
que hago.*

*A mi hermano, Leonardo Anaya Ferragino,
que este trabajo sea, un estímulo para seguir
siempre adelante.*

*A la Universidad Nacional Autónoma de México,
por haberme otorgado la oportunidad
de realizar mis estudios profesionales.*

*A la Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Arzobispo, por el apoyo que me brindó, con todos sus
instalaciones, para lograr mi formación profesional.*

*A todo el personal docente, en especial,
a el Ing. José Luis Rodríguez Torres
por su invaluable colaboración para
la realización de este trabajo.*

*A todos mis compañeros y amigos,
por todos esos gratos momentos
que pasamos juntos.*



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA EL
MILITARIO

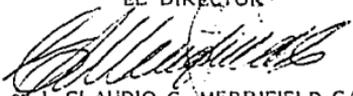
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

NOE ANAYA FERREGRINO
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 24 de junio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ LUIS RODRIGUEZ TORRES, pueda dirigirle el -- trabajo de Tesis denominado "APUNTES DE LA MATERIA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne -- los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., Julio 29, 1993.
EL DIRECTOR


M. en I. CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

C.c.p. Lic. Alberto Ibarra Rosas.- Jefe de la Unidad Académica.
c.c.p. Ing. José Paulo Mejorada Mota.- Jefe de Carrera de Ingeniería Civil.
c.c.p. Ing. Manuel Martínez Ortiz.- Jefe del Depto. de Servicios Escolares.
c.c.p. Ing. José Luis Rodríguez Torres.- Asesor de Tesis.

CCMC*AIR*eom.

INDICE

INTRODUCCION.....	1
CAPITULO 1 DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.	
1.1 Legislación nacional relativa al agua potable.....	8
1.2 Componentes del sistema y su función.....	19
1.3 Distribución de la población y recursos hidráulicos de la República Mexicana.....	20
1.4 Nivel de servicio en agua potable y su efecto sobre la salud.....	25
1.5 Dependencias relacionadas con la planeación, proyecto, construcción, operación, conservación y vigilancia de los sistemas de abastecimiento de agua potable.....	29
CAPITULO 2 ESTUDIOS BASICOS Y DATOS DE PROYECTO.	
2.1 Información previa.....	33
2.2 Investigación directa.....	34
2.3 Estudios auxiliares complementarios.....	35
2.4 Elaboración integral del estudio.....	36
2.5 Vida útil de las obras y periodo económico de diseño... 39	
2.6 Métodos para el cálculo de la población de proyecto.....	42
2.7 Consumo, dotaciones y variaciones.....	46
2.6 Gastos para el diseño de los diferentes componentes del sistema.....	50
CAPITULO 3 CAPTACION.	
3.1 Fuentes de abastecimiento.....	52
3.2 Criterios de selección de la fuente.....	52
3.3 Captación de aguas atmosféricas.....	53
3.4 Captación de aguas superficiales.....	55
3.5 Captación de aguas subterráneas.....	58
3.6 Aplicaciones del estudio geohidrológico.....	64
3.7 Manantiales y galerías filtrantes.....	66
3.8 Generalidades acerca de equipos de bombeo para obras de captación.....	71

CAPITULO 4 CONDUCCION.

4.1	Componentes de una línea de conducción.....	76
4.2	Zanjas y rellenos.....	94
4.3	Pruebas de presión hidrostática.....	96
4.4	Líneas de conducción por gravedad.....	97
4.5	Líneas de conducción por bombas.....	107
4.6	Diametro económico.....	110
4.7	Dispositivos para el control de sobrepresiones.....	123
4.8	Empujes y atraques.....	124

CAPITULO 5 REGULARIZACION.

5.1	Tipos, ubicación y funcionamiento de los tanques de regularización.....	129
5.2	Hidrograna de los consumos.....	132
5.3	Métodos para el cálculo del volumen de regularización.....	133
5.4	Fontanería de los tanques.....	144

CAPITULO 6 DISTRIBUCION.

6.1	Configuración de las redes de distribución.....	148
6.2	Clasificación de tuberías.....	149
6.3	Presiones y velocidades en la red.....	150
6.4	Funcionamiento hidráulico de redes.....	153
6.5	Métodos de cálculo.....	156
6.6	Recomendaciones para la aplicación de la computadora, en la solución de redes de distribución de agua.....	163
6.7	Presentación de planos ejecutivos de redes de distribución.....	165

CAPITULO 7 ADMINISTRACION, OPERACION Y CONSERVACION DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

7.1	Importancia de la administración.....	172
7.2	Organigrama básico y funciones.....	173
7.3	Personal y formación profesional.....	175
7.4	Administración y finanzas.....	175
7.5	Operación y conservación.....	177
7.6	Planeación a largo plazo.....	183

CONCLUSIONES.....	184
-------------------	-----

BIBLIOGRAFIA.....	185
-------------------	-----

INTRODUCCION

El agua, elemento indispensable, ha obligado al hombre a vivir en sus inmediaciones. Su distribución irregular lo ha obligado a ingeniarse desde tiempos remotos, para construir obras que le permitan asegurar su aprovechamiento y protegerse de su escasez o exceso.

En todos los tiempos, las grandes ciudades han tenido que preocuparse de su suministro de agua. Incluso las ciudades antiguas de importancia se dieron cuenta de que el carácter local de sus suministros, (manantiales, arroyos y pozos poco profundos), eran inadecuados para cubrir las demandas domésticas; y se vieron obligados a construir acueductos que trajeran el agua de fuentes lejanas; ya que solo unos pocos ciudadanos, entre los más ricos disponían de agua en sus casas, mientras que la mayoría de los habitantes la transportaban en vasijas, desde algunas fuentes artificiales ó naturales.

El ingeniero de obras hidráulicas, en tiempos antiguos se enfrentaba con el gran problema de no disponer de un tipo de tubería que pudiese resistir siquiera moderadas presiones. Usó tuberías de arcilla y madera vaciada, de pequeño tamaño; pero, aún con éstas seguía la línea de pendientes hidráulicas, y rara vez la sometían a presiones considerables.

Fue en el siglo XVII cuando se hicieron los primeros experimentos con tubería de hierro fundido, pero solamente a mediados del siglo XVIII empezaron a ser suficientemente baratas para permitir su amplio uso. La duración del hierro fundido y su resistencia contra rupturas y escapes hicieron su uso casi universal, aunque el acero y otros materiales fueron también empleados. Este audaz avance junto con el desarrollo de los métodos de elevación del agua hicieron económicamente posible, incluso para los pueblos pequeños, la canalización de suministros de agua y su entrega en las casas de la mayoría de los ciudadanos.

Algunas ciudades podían recoger agua potable de ríos o arroyos y con esto reducir las enfermedades a un nivel bajo, pero muchas otras se encontraban con el problema de que sus manantiales o fuentes de abastecimiento estaban contaminados y que el peligro de enfermar se incrementaba. Como consecuencia se desarrollaron métodos de tratamiento, que desde que se empezaron a aplicar correctamente han ayudado a disminuir las enfermedades.

La eficacia de la filtración del agua fue reconocida desde el siglo XIX; pero los gobernantes tardaron bastante en convencerse de la necesidad de gastar dinero para salvar vidas y el tratamiento no fue ampliamente adoptado sino hasta el año 1900 aproximadamente. Los efectos del tratamiento del agua fueron muy satisfactorios, ya que hubo una gran reducción casi inmediata, principalmente en la fiebre tifoidea y otras enfermedades, que después volvieron a incrementarse posiblemente a causa del aumento de la contaminación del agua, y la filtración ya no era suficiente, pero fue suprimida nuevamente con la incorporación de cloro al agua ya filtrada.

En nuestro país la construcción y manejo de obras hidráulicas se remonta hasta las culturas teocráticas (Cuicuilco y Teotihuacan).

En la cuenca del valle de México, antes de la llegada de los españoles, se encontraba canalizada casi la totalidad de los ríos, los cuales se utilizaban para fines agrícolas: los habitantes del valle de México habían desarrollado también otros sistemas eficientes para captar y retener agua. Para entonces se distinguían tres tipos fundamentales de organización hidráulica en la agricultura:

- Sistemas de irrigación relativamente pequeños originados en manantiales permanentes, donde el agua era captada en su nacimiento, usando con frecuencia "cajas" para regular el flujo enviado por canales, y a veces para elevar el nivel del agua y regar mayor cantidad de tierras.
- Sistemas mayores de irrigación utilizando ríos permanentes y semipermanentes de la cuenca, a través de presas, grandes canales de desviación y redes extensas de acequias.
- Sistemas hidráulicos pertenecientes propiamente a la zona lacustre, o sea las chinampas, que se extendieron por las lagunas de agua dulce de Chalco y Xochimilco; aparecen también en los lagos de Zumpango y Xaltocan y se extendieron por la laguna de Texcoco alrededor de Tenochtitlán, Tlatelolco, Ixtapalapa, Mexicalcingo, Churubusco y otros lugares.

Con la caída de Tenochtitlán, en 1521, se interrumpe el proceso de desarrollo de los grupos indígenas que poblaban el valle de México, quienes se vieron sometidos a un régimen de tributos y servicios.

En la época colonial las necesidades de abastecimiento de agua para las nuevas poblaciones levantadas en la nueva España hicieron que se perfeccionara los acueductos de Chapultepec y el de Churubusco; y se construyeron otros como el de Santa Fe, Arcos de Zempoala, entre otros en el período de 1553-1570.

Las obras de desagüe iniciadas en el México prehispánico se continuaron para evitar las inundaciones provocadas por las fuertes lluvias que elevaban el nivel del lago de Texcoco, inundando la ciudad. En noviembre de 1607 desde Huehuetocan el virrey Velasco inauguró la más fabulosa obra de ingeniería, consistente en un tajo (tajo de Nochistongo) que convertía el valle de México de una cuenca cerrada, en una abierta en forma artificial, donde se ocuparon más de 60,000 indígenas. Sin embargo, no fue sino hasta el gobierno del General Díaz en 1901, que se logra resolver científicamente el problema del desagüe. Durante los tres siglos de dominación española las obras hidráulicas realizadas, con excepción a la del desagüe consistieron en represas con fines de riego, extendiéndose por varios estados.

La decadencia del gobierno colonial y el surgimiento de la guerra de independencia dieron origen a una profunda crisis económica en la nueva España, que se manifestó entre otras cosas en la decadencia de las obras hidráulicas.

De 1851 a raíz de una escasez de alimentos por pérdida de cosechas en los estados, se empieza a poner interés nuevamente en la realización de obras hidráulicas para aumentar las aguas de riego en época de estiaje. Pasado el porfiriato y la etapa armada de la revolución, México en el año de 1920 parece iniciar una nueva era de paz. En 1921 daba principio una real y verdadera reconstrucción nacional.

En 1926 se crea la Comisión Nacional de Irrigación, la cual emprendió la construcción a gran escala de obras hidráulicas destinadas al riego, y entre ellas las que podemos clasificar como grandes presas. Más tarde en 1937 se creó la comisión federal de electricidad, la cual también se dedicó a construir importantes presas con el principal fin de generar energía eléctrica.

En el año de 1947 se crea la Secretaría de Recursos Hidráulicos con una nueva proyección política hidráulica, según la cual las obras destinadas al aprovechamiento, se construyen con fines múltiples.

Las presas a partir de entonces se destinan en la mayoría de los casos al almacenamiento de agua para riego, para generación de energía eléctrica, para usos domésticos, urbanos, industriales, de acuacultura y complementariamente para la recreación.

Subsecuentemente la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), por medio de la Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica, adquiere toda la responsabilidad en materia hidráulica.

El 10 de noviembre de 1980, las Naciones Unidas inauguran el Decenio Internacional del Abastecimiento de Agua Potable y Saneamiento. (1981-1990): la meta era lograr que todas las comunidades del mundo contaran al final del decenio con sistemas públicos de suministro de agua y saneamiento. La creación del decenio fue motivada por la enorme deficiencia de estos servicios en los países del tercer mundo, donde en 1975 se tenían datos de que aproximadamente, 1500 millones de personas carecían de agua potable.

La idea de dedicar el decenio a impulsar los esfuerzos para ampliar y mejorar los servicios de agua potable y saneamiento, fue aceptada. México asumió este compromiso y, habiendo transcurrido nueve años se juzgó conveniente hacer una evaluación de los resultados, para aprovechar las experiencias y proyectarlas en los planes futuros. La entonces recién creada Comisión Nacional del Agua (CNA) y la Organización Panamericana de la Salud (OPS), tomaron este propósito y decidieron encomendar la evaluación a la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (SMISA).

Se realizaron grandes inversiones y se dedicaron esfuerzos considerables en la ejecución y operación de las obras de infraestructura necesarias para cubrir los servicios de agua potable y saneamiento; a pesar de esto no fue posible alcanzar las metas fijadas en el decenio, ya que solo el 80% de la población urbana y 50% de la rural, se dotarían con agua potable y en materia de saneamiento se cubriría solo el 73% y 23% respectivamente.

Quizá una de las causas por las que no se alcanzaron estas metas, fue el haber propuesto un nivel muy optimista; además se padecía una severa crisis económica, así como el pago de la deuda externa e interna; tampoco se alcanzó la mejoría en la calidad de los servicios de agua potable, ya que se tuvieron serios problemas de desinfección en la mayoría de los sistemas de suministro de agua, el desperdicio, las fugas y las pérdidas de los acueductos y las redes, resultaron superiores a lo estimado.

El 13 de enero de 1989 se crea mediante decreto presidencial la Comisión Nacional del Agua, la cual es un órgano técnico administrativo desconcentrado de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

Dentro de sus atribuciones se encuentran las que conforme a la legislación corresponden a la SARH, salvo aquellas que por disposiciones legales se le atribuyen al titular de dicha secretaría.

De conformidad con lo que se establece en la ley orgánica de la administración pública federal, corresponde a la SARH, entre otras atribuciones, las de vigilar que se cumpla y aplique la Ley de Aguas Nacionales, y realizar los estudios geohidrológicos relacionados con la existencia y el aprovechamiento de los recursos hidráulicos y con la construcción de las obras relativas a este fin, cuyas funciones son desempeñadas por conducto de la Comisión Nacional del Agua.

Actualmente la CNA, forma parte de la recién creada Secretaría de Medio Ambiente Recursos Naturales y Pesca.

Los estudios anteriores, se basan en la información obtenida primeramente mediante pozos exploratorios que construye utilizando los equipos de perforación adscritos a sus gerencias estatales y regionales.

En algunos casos cuando hay disponibilidad de agua y el área de exploración coincide con la necesidad de los usuarios de agua subterránea, los pozos deben contemplar dos objetivos: proporcionar los datos básicos para estudiar los acuíferos y satisfacer la demanda de agua.

En estas condiciones resulta conveniente que los habitantes beneficiados por estos pozos participen con la CNA en la construcción de los mismos, bajo el sistema de costo compartido y beneficio mutuo, cubriendo el costo de aquellos conceptos que suelen obstaculizar la relación de este tipo de obras por administración.

De esta manera, la presidencia municipal aprovecha una captación de agua a un costo mucho menor que si la construyera totalmente con sus propios recursos; y la Comisión Nacional del Agua cuenta con la capacidad operativa y la rapidez de ejecución de sus programas exploratorios.

La presidencia municipal con fundamentos en la Ley Orgánica, se encuentra facultada para celebrar todo tipo de actos jurídicos que puedan afectar o beneficiar el patrimonio del municipio. Por lo que tiene capacidad legal para firmar convenios con la Comisión Nacional del Agua, para la ejecución de obras de abastecimiento de agua potable.

En mayo de 1990 el gobierno federal puso en marcha el Programa Nacional de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Con las acciones de este programa se obtuvo para Agosto de 1992 un incremento en la cobertura de estos servicios del doble del crecimiento de la población, lo cual no había sido alcanzado en los quince años anteriores.

Hoy en día, el desafío para los ingenieros hidráulicos es enorme, ya que abarca aspectos técnicos, administrativos y financieros relacionados con la construcción, operación y conservación de los miles de sistemas de agua potable y alcantarillado que es necesario realizar en el futuro; así como rescatar y rehabilitar los que actualmente no operan correctamente.

Los problemas de desinfección y contaminación son cada día más graves y requieren la aplicación de medidas drásticas y políticas que orienten y presionen a los usuarios a entender la necesidad de su cooperación y participación en la solución de estos problemas; de otro modo, podemos llegar a situaciones muy graves, que condenen a muchas regiones de nuestro país a niveles de contaminación ambiental peligrosos para la vida del hombre. Es por ello que debemos actuar ya para evitarlo.

CAPITULO 1

DESCRIPCION GENERAL DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

1.1 LEGISLACION NACIONAL RELATIVA AL AGUA POTABLE.

Ley de Aguas Nacionales: Esta ley publicada en el Diario Oficial de la Federación el primero de diciembre de 1992, sustituye a la Ley Federal de Aguas de 1972 y representa el principal marco de referencia legislativo que emana del artículo 27 constitucional relativo al uso o aprovechamiento del agua y sus bienes. La nueva ley contempla conceptos originales que constituyen una redefinición del marco normativo hidráulico en cuanto a: gestión, vigilancia y control, coordinación, concertación, financiamiento y a todos aquellos aspectos relacionados con la política que, respecto al manejo del agua, impulsa el gobierno federal. Algunas de las aportaciones principales de la Ley de Aguas Nacionales son: la adecuación de muchos de los aspectos institucionales que propician la administración integral del recurso y consolidan a la CNA como autoridad ejecutiva única en la materia; la adecuación de un marco jurídico relacionado con las concesiones y asignaciones que eliminan las prácticas burocráticas que complicaban el trámite de solicitudes y la expedición de títulos; la creación y el Registro Público de Derechos de Agua que aparte de brindar protección jurídica adicional al usuario acreditado, permite efectuar transmisiones de derechos y cambios de uso del agua, así como diversas modificaciones y las adecuaciones que se requieran; el planteamiento de nuevos esquemas de funcionamiento que, mediante contratos y concesiones, permiten construir, operar y prestar servicios en la infraestructura pública federal, y el establecimiento de los consejos de cuenca hidrológica que, conjuntamente con los acuíferos, constituyen la unidad de gestión básica del recurso hidráulico.

En el objetivo de la ley se incluye el concepto de desarrollo integral, sustentable originado en la carta de la tierra que proclama realizar un esfuerzo para atender equitativamente las necesidades de desarrollo ambiental de las generaciones presentes y futuras, a fin de conseguir un desarrollo sustentable y mejorar condiciones de vida para todos los pueblos. Los estados deben establecer una legislación ambiental efectiva. Al incluirse en la legislación este concepto, se afianza el compromiso asumido por México en esa carta, para que las acciones relativas al uso o aprovechamiento del agua se rijan considerando de una manera integral, los aspectos de cantidad y calidad, y asegurando a las generaciones futuras el abastecimiento de líquido que requieran para su desarrollo.

La Ley de Aguas Nacionales cuenta con diez títulos que están divididos en capítulos, los cuales a su vez están formados por artículos. Aquí se dará un breve resumen de lo que abarca cada título.

TITULO PRIMERO DISPOSICIONES PRELIMINARES

En este titulo se destaca la importancia de observar que esta ley es aplicada en todo el territorio nacional, sus disposiciones son de orden público e interés social y tiene por objeto, regular la explotación, uso o aprovechamiento de dichas aguas, su distribución y control, así como la preservación de su calidad para lograr un desarrollo integral sustentable.

Las disposiciones de esta ley son aplicables a todas las aguas nacionales, sean superficiales o del subsuelo. Estas disposiciones también son aplicables a los bienes nacionales que esta ley señala.

TITULO SEGUNDO ADMINISTRACION DEL AGUA

También, la CNA se instituye en la ley, definiendosele como un órgano administrativo descentralizado de la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, y se establece que la autoridad y administración del agua y sus bienes las ejercerá el Ejecutivo Federal a través de la CNA. Dentro de las facultades no delegables del ejecutivo, se encuentran: la expedición de decretos y reglamentos y el establecimiento de distritos de riego cuando implique expropiaciones por causas de utilidad pública.

No obstante que se reconstruyan las causas de utilidad pública que establecía la ley derogada, se continúa garantizando al Estado la posibilidad de expropiación o de ocupación temporal de los bienes o la limitación de los derechos de dominio. Se aseguran incluso, como causas de utilidad pública, el restablecimiento del equilibrio ecológico de estas aguas y la posibilidad de cambiar su uso. Adicionalmente, se incluyen en la misma consideración: la prevención y atención de los fenómenos meteorológicos y la instalación de dispositivos de medición para determinar la cantidad y la calidad de las aguas nacionales.

Para completar el marco institucional, reviste gran importancia la consideración de que la CNA, a petición de los usuarios podrá fungir como árbitro en la solución de los conflictos relacionados con el agua. También, se establece en la ley el consejo técnico de la CNA, presidido por el Secretario de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca e integrado además, por los titulares de las diferentes secretarías relacionadas con el sector.

El Consejo Técnico de la CNA tiene facultades de control y vigilancia de las acciones de administración del agua y sobre aspectos de coordinación, programas, presupuestos y créditos que requiere la CNA para su funcionamiento. Otras de sus competencias importantes es la de acordar la creación de consejos de cuenca hidrológica, que son órganos o instancias de coordinación y concertación entre la autoridad del agua, otras dependencias, entidades federales y locales, además de las diferentes representaciones de usuarios, en congruencia con la ley que como ya se mencionó, considera la cuenca hidrológica como la unidad de gestión de administración del agua.

El Consejo Técnico tiene por objeto la formulación y ejecución de programas y acciones que redunden en una mejor administración del recurso, el desarrollo de obras, servicios y la preservación de los recursos hidráulicos de una región.

TITULO TERCERO PROGRAMACION HIDRAULICA

Otros de los aspectos relevantes de la ley son: la formulación, implementación y la evaluación de la programación hidráulica, en cuyo capítulo se resume la actividad de la programación del sector y la obligación de elaborar los diferentes subprogramas que preve la Ley de Planeación sin descuidar la formulación de inventarios y catálogos de proyectos, la clasificación de cuerpos de agua y la definición de estrategias y políticas de acción en la materia.

El sistema de programación hidráulica toma muy en cuenta la participación de los usuarios en el seno de los consejos de cuenca hidrológica y otras instancias, en los diferentes procesos de planeación, afirmándose además que la programación hidráulica respetará la cuota natural de renovación de las aguas.

La formulación, seguimiento, evaluación y modificación de la programación hidráulica, en los términos de la ley de planeación, se efectuará con el concurso de los consejos de cuenca o, en su defecto por los mecanismos que garanticen la participación de los usuarios.

TITULO CUARTO DERECHOS DE USO O APROVECHAMIENTO DE AGUAS NACIONALES

Respecto a las aguas subterráneas, la ley hace la aclaración, congruente con el texto constitucional, de que ese recurso se contempla a través de dos situaciones legales: la de zonas vedadas o reglamentarias y aquellas de libre alumbramiento: ejercer estas acciones obliga al usuario, en ambos casos, a la obtención previa de algún título de aprovechamiento y a pagar las contribuciones fiscales respectivas.

También, se preve la posibilidad de que una zona de libre alumbramiento, pueda en ciertas circunstancias convertirse en una zona de veda o, reglamentaria y, a partir de ello, sujetarse a las regulaciones que se establecen en la ley y las que establezcan los reglamentos respectivos para este tipo de zonas.

Adicionalmente, se incluye la obligación de solicitar permiso para realizar obras de perforación, reposición, profundización, relocalización o cambios de equipo del pozo en zonas de veda o reglamentadas de aguas de subsuelo.

La renovación de las normas, con respecto a las concesiones y asignaciones, es muy importante pues aparte de ajustar los requisitos para el trámite correspondiente se establece que la CNA se obliga a contestar una solicitud en un plazo no mayor a noventa días hábiles posteriores a la fecha de presentación del expediente debidamente integrado. Además, con el otorgamiento del título respectivo por uso o aprovechamiento de aguas superficiales, se expedirá simultáneamente la autorización de proyecto de obra.

La resolución sobre una solicitud de título de aprovechamiento dependerá también de la programación hidráulica y, en su caso, de las solicitudes que ofrezcan los mejores términos y condiciones, publicándose además, para esos efectos, la disponibilidad de aguas por cuenca, región o localidad. Se definen aquí, adicionalmente, los términos, las prórrogas y las causas de suspensión y terminación de las concesiones, asignaciones y permisos otorgados, así como los derechos y obligaciones de los titulares.

Vale la pena subrayar también las novedosas normas que ofrece la ley respecto a la posibilidad de cambiar el uso del agua, originalmente autorizado, cuando no se altere el uso consuntivo en un aprovechamiento, y a la de transmitir simplíficadamente los derechos adquiridos en una concesión o asignación.

Por contraparte, se refuerzan los controles de la autoridad para asegurar, entre otras situaciones que:

-Se comprenda en los títulos la obligación de ejecutar las obras y los trabajos necesarios para prevenir efectos negativos en las condiciones hidrológicas y ecológicas así como los derechos de terceros.

-Se cubra oportunamente el pago de las contribuciones fiscales.

-Se permitan la inspección y vigilancia de las obras hidráulicas, sus dispositivos de medición y se incluyan distintas obligaciones respecto al buen uso del agua y su reuso.

En general, con la adecuación de la normatividad que se refiere a las concesiones y asignaciones se fortalece, sin duda, la confianza del usuario y se propicia el desarrollo de mayores proyectos hidráulicos privados.

Un aspecto trascendente, que también es relativo a los mecanismos de control de usuario, es sin duda la instalación del Registro Público de Derechos de Agua en el que se inscribirán las resoluciones administrativas referentes a las concesiones, asignaciones, permisos y autorizaciones de aguas nacionales y de otros bienes concesionables.

El nuevo registro, con la entrada en vigor de la Ley de Aguas Nacionales, representa respeto de registros anteriores, una protección jurídica adicional a la titularidad que el estado otorga a quien usa, aprovecha o descarga agua o que interviene en el desarrollo hidráulico del país, flexibilizándose, a través de trámites administrativos sencillos, los cambios que ocurran en un aprovechamiento a partir de una primera inscripción en el registro y la expedición de certificados y constancias de los títulos, actos y contratos registrados.

El carácter público del registro, por otra parte, brindará la transparencia necesaria a los aspectos de administración del agua, de tal manera que la información podrá servir de herramienta para conocer con precisión la situación de aprovechamiento de agua en la región o en la localidad que se requiera.

Destaca también la facilidad que brinda el registro para gestionar, con su sola inscripción, transmisiones de derechos de agua dentro de una cuenca o acuífero siempre y cuando no se modifiquen sus condiciones hidrológicas y ecológicas o se puedan afectar derechos de terceros; de otra forma, la CNA habrá de autorizar el acto.

TITULO QUINTO ZONAS REGLAMENTADAS DE VEDA O RESERVA

El Ejecutivo Federal, previos los estudios técnicos que al respecto se elaboren y publiquen, podrá reglamentar la extracción y utilización de aguas nacionales, establecer zonas de veda o declarar la reserva de aguas en los casos que lo requieran.

Las transmisiones de derechos para usar o aprovechar las aguas del subsuelo en zonas de veda o reglamentadas, se podrán convenir simultáneamente con la transmisión de los terrenos respectivos, guardándose la previsión de asegurar la clausura del pozo cuando se efectúe la transmisión por separado. En todos los casos, el adquirente se subrogará a los derechos y obligaciones contraídos por el titular cedente. La transmisión de los derechos facilitará la introducción de mecanismos de mercado y buscará el uso eficiente del agua.

TITULO SEXTO USOS DEL AGUA

Respecto a las normas relativas al uso público urbano la ley asegura que cada aprovechamiento se encuentre respaldado por su título de asignación, aún cuando los sistemas de agua potable respectivos sean administrados por entidades paraestatales o paramunicipales e incluso se concesionen a particulares.

Se definen, por otra parte, las causas y los requisitos inherentes a los casos en que el Gobierno Federal, a través de la CNA y mediante convenio celebrado exprofeso, pueda realizar parcial o totalmente las obras de captación, almacenamiento, conducción y, en su caso, de tratamiento o potabilización para el abastecimiento de agua de las poblaciones con fondos, con el aval o con garantía de la Federación. De todas maneras se asegura en la ley la recuperación de la inversión federal y el establecimiento del compromiso de operar, conservar, mantener y rehabilitar la infraestructura hidráulica, así como promover el aprovechamiento del agua residual por las propios organismos operadores o por terceros, en su caso.

En relación con el uso agrícola se establece la posibilidad de que la CNA autorice el aprovechamiento de agua, parcial o totalmente, en terrenos distintos a los convenidos originalmente.

También se preve la forma en que los usuarios administren los sistemas públicos de riego, estableciéndose la obligación de que se expida un reglamento en el que se debe indicar: la forma de garantizar y proteger los derechos individuales de los usuarios o de terceros, asegurando la distribución y uso eficiente de las aguas concesionadas y las condiciones de transmisión de los derechos de los usuarios en un mismo sistema de riego o fuera de él.

Se determina también que cuando los ejidatarios, de acuerdo con la Ley Agraria, asuman el dominio pleno de su parcela, conservarán los derechos antes adquiridos, procediéndose a otorgarseles la concesión correspondiente. Se establece, por otra parte, que las personas físicas o morales que constituyan una unidad de riego estarán en posibilidades de variar total o parcialmente el uso concesionado para riego.

Por lo que respecta a los distritos de riego que son financiados por el Gobierno Federal, La ley determina que son entregados a los usuarios una vez constituidos en personas morales para su administración, en un plazo de tres años, a partir de la entrada en vigor del nuevo ordenamiento.

También se menciona la posibilidad de que los usuarios de los distritos de riego puedan adquirir en propiedad la infraestructura de la zona de riego, cuyo funcionamiento adecuado se concertará a través del comité hidráulico que se establecerá en cada distrito.

Por lo que se refiere al uso del agua para generación de energía, se determina que la CNA, sin mayor trámite que la consideración de los planes generales de los recursos hidráulicos y coordinándose el aprovechamiento hidroeléctrico con los demás usos del agua, otorgará título de asignación a la Comisión Federal de Electricidad, en el que se determinarán los volúmenes destinados a la generación de energía y los que correspondan al enfriamiento de plantas.

Así mismo, se dispone la posible coordinación entre ambas comisiones, respecto a la construcción de obras hidroeléctricas, aclarándose que el Ejecutivo Federal determinará cuales deberá realizar cada dependencia. También se establece la posibilidad de que la CNA pueda utilizar o concesionar la infraestructura hidráulica para generar energía eléctrica que requiera en los términos de la ley de la materia. En este punto y para apoyar la autogeneración, al amparo también de la ley aplicable, la Ley de Aguas Nacionales establece la posibilidad de concesionar el uso o aprovechamiento del agua en proyectos privados de generación de energía hidroeléctrica en pequeña escala.

Respecto al uso del agua en la acuicultura, la ley determina que la CNA apoyará la utilización de la infraestructura hidráulica federal en esta práctica. Este uso no requerirá de concesión mientras no se desvíen los cauces y no se afecte otras actividades y derechos de terceros.

En la normatividad que se refiere al control de avenidas y protección contra inundaciones, la ley menciona que la CNA deberá clasificar las zonas de atención a los riesgos de posible inundación; emitirá las normas y recomendaciones necesarias; determinará las medidas de operación, control y seguimiento; aplicará los fondos de contingencia necesarios y tomará las medidas y acciones que se requieran para cubrir el aspecto de prevención de inundaciones y para atender la presencia y dar seguimiento a los fenómenos extremos.

TITULO SEPTIMO PREVENCION Y CONTROL DE LA CONTAMINACION DE LAS AGUAS

La Ley de Aguas Nacionales dedica todo un capítulo a la prevención y control de la contaminación de las aguas, donde se establecen las funciones a cargo de la CNA y las que se encuentran bajo la responsabilidad de los gobiernos municipales. En realidad, se afianzan en la CNA las funciones que le corresponden a la federación: construcción de la infraestructura federal y servicios; formulación de programas de protección; establecimiento y vigilancia de las condiciones particulares de descarga; expedición de declaratorias de clasificación de cuerpos de aguas nacionales y diversas acciones en materia de prevención y control de contaminación del agua, fiscalización y sanción.

Las declaratorias a las que se hacía referencia contienen las delimitaciones del cuerpo de agua clasificado; los parámetros que deban cumplir las descargas; la capacidad de asimilación y dilución de los cuerpos receptores, las metas de calidad y los plazos para alcanzarlas.

Se determina también que se requerirá permiso de la CNA para descargar aguas residuales en cuerpos receptores nacionales, incluyendo aguas marinas, así como cuando se infiltren y exista el riesgo de contaminar el subsuelo y los acuíferos. En algunos casos, mediante acuerdos de carácter general, existe la posibilidad de sustituir el permiso de descarga por un simple aviso.

En el trámite y expedición de permisos se establece un plazo de 60 días hábiles para contestar la solicitud respectiva, una vez que el solicitante haya cubierto los requisitos necesarios, autorizando al solicitante, de no recibir una respuesta en ese lapso a descargar en los términos solicitados, sin perjuicio de que una vez expedido el permiso respectivo, el solicitante se ajuste a las condiciones particulares de descarga que se fijen.

Los términos de los permisos serán, cuando menos, los mismos de los títulos de aprovechamiento del agua, origen de la descarga y podrán igualmente transmitirse a terceros mientras se mantengan las características originales.

Se determinarán, por otra parte, las causas que puedan ocasionar la suspensión de actividades que den origen a la descarga de aguas residuales, entre las que se incluye dejar de pagar la revocación del permiso. Adicionalmente se posibilita que la planta de tratamiento pueda ser intervenida o exigir su paralización, cuando su actividad presente riesgo de causar perjuicios a la salud, a la seguridad de la población o daños graves al ecosistema.

TITULO OCTAVO INVERSION EN INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA

Respecto a proyectos y obras de infraestructura, la ley establece la responsabilidad de ofrecer apoyo y asistencia técnica federal para la adecuada construcción, operación, conservación, mejoramiento y modernización de las obras hidráulicas de carácter privado, municipal o de cualquier otro tipo, para el desarrollo autosostenido de ellas, con la participación de las asociaciones de usuarios.

Otro aspecto trascendente se refiere a las distintas formas de participación que se prevén respecto a la construcción y operación de las obras públicas federales de infraestructura hidráulica, planteándose tres modalidades básicas: la celebración de contratos de "llave en mano" en la que se acuerde con una empresa determinada, la responsabilidad integral de la construcción de una obra pública federal e incluso su operación; la concesión total o parcial para operar, conservar, mantener, rehabilitar y ampliar la infraestructura hidráulica federal ya construida.

Para obtener la concesión se establece que la CNA celebre concursos en los que se determinarán las bases mínimas, que tomarán muy en cuenta las ofertas en las que se propicie el uso eficiente del agua, la racionalización de los patrones de consumo y la inhibición de las demandas excesivas y que mejor garanticen la recuperación de la inversión.

La ley también considera las causas de determinación de la concesión por: vencimiento del plazo, revocación por no cumplir con lo acordado en el título respectivo y rescate de la concesión por causas de utilidad e interés público. En esto último se asegurará que el concesionario reciba la indemnización que le corresponda.

Otro aspecto relevante es que, para la recuperación total o parcial de la inversión privada o social, el concesionario podrá suministrar el agua para usos múltiples, incluyendo la venta de energía eléctrica en los términos de la ley aplicable. También se contempla que las obras públicas de infraestructura hidráulica o los bienes necesarios se podrán destinar a fideicomisos establecidos en instituciones de crédito, para facilitar la recuperación de la inversión federal, pudiéndose revertir a la federación el control de la obra o incluso, si así se considera conveniente, desincorporarla del estado.

Se remite a la Ley de Contribución de Mejoras por Obras Públicas Federales de Infraestructura Hidráulica, para establecer las cuotas de recuperación de la inversión.

TITULO NOVENO BIENES NACIONALES A CARGO DE LA COMISION

La administración de los siguientes bienes nacionales queda a cargo de la CNA:

- Las playas y zonas federales, en la parte correspondiente a los cauces de corrientes en los términos que marca la Ley de Aguas Nacionales.
- Los terrenos ocupados por los vasos de lagos, lagunas, esteros o depósitos naturales cuyas aguas sean de propiedad nacional.
- Los cauces de las corrientes de aguas nacionales.
- Las riveras o zonas federales contiguas a los cauces de las corrientes y a los vasos o depósitos de propiedad nacional, en los terminos correspondientes a esta ley.
- Los terrenos de los cauces y los de los vasos de los lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional, descubiertos por causas naturales o por obras artificiales.
- Las islas que existen o que se forman en los vasos de lagos, lagunas, esteros, presas y depósitos o en los cauces de corrientes de propiedad nacional, excepto las que se formen cuando una corriente segregue terrenos de propiedad particular, ejidal o comunal.

-Las obras de infraestructura hidráulica financiadas por el gobierno federal, como presas, diques, vasos, drenes, canales, bordos, zanjas, acueductos, distritos o unidades de riego y demás construídas para la explotación, uso, aprovechamiento, manejo de las aguas nacionales y control de inundaciones, con los terrenos que ocupen y con las zonas de protección, en la extensión que en cada caso fije la comisión.

Estos bienes podran explotarse, usarse o aprovecharse, incluso los materiales de construcción localizados en los mismos, por personas físicas o morales, previas las concesiones que la CNA otorge para tal efecto. A las concesiones a las que se refiere se les aplicará en lo conducente para su trámite, duración, regulación y terminación lo dispuesto en la Ley de Aguas Nacionales para las concesiones de explotación, uso o aprovechamiento de aguas nacionales.

TITULO DECIMO INFRACCIONES, SANCIONES Y RECURSOS

En los artículos referentes a infracciones y sanciones, se amplían y reordenan sus causas para tomar en cuenta los nuevos elementos que considera la Ley de Aguas Nacionales y para eliminar sanciones de carácter penal que la anterior ley establecía, y se ajustan igualmente a las sanciones administrativas y los castigos por reincidencia en las faltas hasta llegar a la clausura temporal o definitiva de los aprovechamientos. Se simplifican por otra parte, los recursos de defensa usuaría contratos de autoridad en el recurso de revisión.

En los transitorios, por último se establece que las declaratorias, vedas, reglamentos y reservas expedidas por el Ejecutivo Federal seguirán vigentes en todas sus partes. También que las concesiones y asignaciones otorgadas al amparo de la Ley Federal de Aguas que se deroga, seguirán produciendo los efectos legales conducentes.

Para las autorizaciones precarias, que demuestren que hayan utilizado las aguas nacionales durante los cinco años anteriores a la fecha de entrada en vigor de la ley, podrán inscribirse en el Registro Público de Derechos de Agua, lo que dará derecho a los titulares para explotar, usar o aprovechar aguas nacionales por un plazo que no sea mayor de diez años, a partir de la entrada en vigor de la ley.

CONCLUSIONES

La Ley Federal de Aguas, aunque se constituyó en su tiempo en un instrumento legislativo de vanguardia, no respondía ya a las necesidades actuales que plantean los nuevos retos asociados al uso del agua. La Ley de Aguas Nacionales contiene novedosos conceptos relacionados con aspectos fundamentales de gestión pública, dirigidos a una mejor definición de las responsabilidades y compromisos de los distintos actores y sectores involucrados en el manejo y conservación del recurso, y en el impulso de una nueva cultura del agua.

1.2 COMPONENTES DE UN SISTEMA Y SU FUNCION.

Un sistema hidráulico, para abastecimiento de agua potable, puede definirse como el conjunto de elementos que se integran secuencialmente para dotar del vital líquido a una población. Un buen servicio del sistema debe suministrar agua con características físico-químicas que cumplan con las normas establecidas, en cantidades suficientes, con la presión necesaria, durante las veinticuatro horas del día y en todos los puntos de la población.

Un sistema de abastecimiento de agua potable se constituye fundamentalmente de las siguientes partes:

Obras de captación.-Es la estructura o conjunto de estructuras que nos permiten tomar con mayor facilidad el agua de la fuente que fue elegida.

Línea de conducción.-Es la obra que se instala con el fin de conducir el agua desde la fuente de captación a el lugar de su almacenamiento, tratamiento o distribución; existen dos tipos de líneas de conducción, una es por gravedad y la otra por bombeo; si es posible conducir el agua por gravedad se podrán utilizar tuberías, canales abiertos o cubiertos; pero si se requiere conducirla por bombeo solo se podrá utilizar tubería.

Tanque de regularización y almacenamiento.-Es la estructura que se construye como su nombre lo indica, para regular el gasto que va a ser aportado a la red de distribución, y almacenar el agua que no se aproveche en horas de menor demanda. El agua que llega al tanque es obtenida de la obra de captación y transportada por la línea de conducción.

Línea de alimentación.-Es la tubería que abastece de agua a la red de distribución, que parte generalmente del tanque de regularización y termina donde se hace la primera derivación.

Red de distribución.-Es el conjunto de tuberías que se instalan subterráneamente en las calles en una población y de las que se derivan las tomas domiciliarias que entregan el agua en la casa del usuario.

En ocasiones se incluye planta potabilizadora y/o planta de bombeo cuando son requeridas.

Planta potabilizadora.-Si el agua no satisface las normas que exige el Reglamento Federal sobre obras de provisión de agua potable, deberá someterse a procesos de potabilización. Esta planta se instalará en el sitio más conveniente para el proyecto.

Planta de bombeo.-Si se requiere conducir el agua a niveles topográficos más altos de donde se encuentra se instalarán plantas de bombeo, con el fin de hacerla llegar a su destino.

1.3 DISTRIBUCION DE LA POBLACION Y RECURSOS HIDRAULICOS DE LA REPUBLICA MEXICANA.

En estos tiempos de notable crecimiento demográfico y de diversificación de actividades humanas que están deteriorando preocupantemente el medio ambiente: como ingenieros tenemos la obligación de aprovechar racionalmente los recursos naturales aplicando técnicas sanitarias con el fin de proteger la salud y buscar la prosperidad del hombre.

De acuerdo con los datos del censo levantado por el INEGI en 1990, la densidad demográfica de México era de 42 habitantes por km².

Entre las entidades más pobladas se destacan el Estado de México, con una densidad de población de 458 habitantes por km² y una población absoluta de 9 815,795 habitantes, cifra que representaba el 12.08% de la población total del país. El Distrito Federal contaba con una densidad de población de 5,495 habitantes por km², lo que la convirtió desde entonces en la ciudad más poblada del mundo. Además contaba con una población absoluta de 8 235,744 habitantes, cifra que representaba el 10.14% de la población total. Así como los Estados de Jalisco, Veracruz y Puebla con 67.86 y 122 habitantes por km², respectivamente y una población absoluta de 5 302,689 en el Estado de Jalisco, 6 228,239 habitantes en el Estado de Veracruz y 4 126,101 habitantes en el Estado de Puebla.

ENTIDAD FEDERATIVA	POBLACION TOTAL	SUPERFICIE EN KM ²	DENSIDAD DE POBLACION EN KM ²	PORCENTAJE DE LA POBLACION	PORCENTAJE DE LA SUPERFICIE TOTAL
E.U.Mexicanos	81 249,645	1 957,183	41.30	100.00	100.00
Aguas Calientes	719,636	5,589	124.76	0.89	0.29
B.C.Norte	1 660,883	70,113	23.69	2.04	3.56
B.C.Sur	317,764	73,677	4.31	0.39	3.75
Campeche	535,125	51,833	10.32	0.66	2.64
Coahuila	1 972,340	151,571	13.01	2.43	7.71
Colima	428,310	5,455	78.55	0.53	0.28
Chiapas	3 210,496	73,887	43.45	3.95	3.76
Chihuahua	2 441,873	247,087	9.88	3.00	12.56
D.Federal	8 235,744	1,499	5,494.16	10.14	0.08
Durango	1 349,378	119,648	11.26	1.66	6.08
Guanajuato	3 982,593	30,589	130.20	4.90	1.56
Guerrero	2 620,637	63,794	41.08	3.22	3.24
Hidalgo	1 888,366	20,987	89.98	2.32	1.07
Jalisco	5 302,689	80,137	66.17	6.53	4.07
México	9 815,795	21,461	457.38	12.08	1.09
Nicoboacán	3 548,119	59,864	59.29	4.37	3.04
Morelos	1 195,059	4,941	241.86	1.47	0.25
Mayarít	824,643	27,621	29.83	1.01	1.40
Nuevo León	3 098,736	64,555	48.00	3.81	3.28
Oaxaca	3 019,560	95,364	31.66	3.72	4.85
Puebla	4 126,101	33,919	121.64	5.08	1.72
Querétaro	1 051,335	11,769	89.32	1.29	0.60
Quintana Roo	493,377	50,350	9.80	0.61	2.56
San Luis Potosí	2 003,187	62,848	31.87	2.47	3.20
Sinaloa	2 204,054	58,092	37.94	2.71	2.95
Sonora	1 823,606	184,934	9.86	2.14	9.40
Tabasco	1 501,744	24,661	60.89	1.85	1.25
Tamaulipas	2 249,581	79,829	28.18	2.77	4.06
Tlaxcala	761,277	3,914	194.50	0.94	0.20
Veracruz	6 228,239	72,815	85.53	7.67	3.70
Yucatón	1 362,940	39,340	34.64	1.68	2.00
Zacatecas	1 276,323	75,040	17.00	1.57	3.81

Cuadro 1.3.1. Distribución de la población según el censo de 1990.

Entre las entidades que resultaron con la densidad de población más baja están el Estado de Baja California Sur, con 5 habitantes por km², y los estados de Quintana Roo, Sonora y Chihuahua con 10 habitantes por km².

Por lo que respecta a la superficie de que tienen sus territorios, ocupa el primer lugar Chihuahua cuya extensión abarca el 12.56% del total del territorio nacional, le siguen Sonora con el 9.40% y Coahuila con el 7.71%, los cuales representan en total más de la cuarta parte del territorio nacional. Las entidades que tienen las superficies menores son el Distrito Federal, con el 0.08%, Tlaxcala, con el 0.20%, Morelos, con el 0.25% y Aguas Calientes, con el 0.28%.

ZONA Y ENTIDAD FEDERATIVA	POBLACION EN 1960		SUPERFICIE EN KM ²		DENSIDAD DE POBLACION HABITANTES POR KM ²
	ABSOLUTA	PORCENTAJE	ABSOLUTA	PORCENTAJE	
E.U. Mexicanos	81 249,645	100.00	1 967,183	100.00	41.30
Zona Central	40 626,714	50.01	274,669	13.96	7 069.26
Aguas Calientes	719,656	0.89	5,589	0.28	124.76
F. Federal	5 335,744	10.14	1,499	0.08	5 494.14
Guatemala	3 982,593	4.90	30,569	1.56	130.20
Hidalgo	1 888,366	2.32	25,997	1.07	85.98
Jalisco	5 302,689	6.52	82,137	4.07	26.17
Mexico	9 615,795	12.02	21,461	1.05	457.36
Michoacan	5 548,155	4.37	59,864	3.04	59.29
Morelos	1 195,059	1.47	4,941	0.25	241.86
Puebla	4 126,101	5.08	33,919	1.72	121.64
Queretaro	1 051,235	1.29	11,769	0.60	89.32
Tlaxcala	761,277	0.94	3,914	0.20	194.50
Zona Norte	14 391,418	17.71	806,578	40.70	159.22
Coahuila	1 972,340	2.43	151,571	7.71	13.01
Chihuahua	2 441,873	3.00	247,087	12.56	9.88
Durango	1 349,378	1.66	119,648	6.08	11.26
Nuevo León	3 098,736	3.81	64,555	3.28	48.00
San Luis Potosí	2 003,187	2.47	62,848	3.20	31.87
Tamaulipas	2 249,581	2.77	79,829	4.06	28.18
Zacatecas	1 276,323	1.57	75,040	3.81	17.00
Z. Pacifico Norte	6 830,952	8.39	414,437	21.06	105.61
B.C. Norte	1 660,885	2.04	70,113	3.56	23.69
B.C. Sur	317,764	0.39	73,677	3.75	4.31
Nayarit	824,643	1.01	27,621	1.40	29.81
Sinaloa	2 204,054	2.71	58,092	2.95	37.94
Sonora	1 823,606	2.24	184,934	9.40	9.36
Z. Pacifico Sur	9 279,203	11.42	238,506	12.13	194.74
Colima	428,510	0.52	5,455	0.28	78.55
Chiapas	3 210,496	3.95	73,827	3.76	43.45
Guerrero	2 620,637	3.22	63,794	3.24	41.02
Oaxaca	3 019,560	3.72	95,364	4.85	31.66
Z. Golfo de Méx.	10 121,395	12.47	238,995	12.12	201.18
Campeche	535,185	0.66	51,833	2.64	10.32
Quintana Roo	493,277	0.61	50,350	2.53	9.80
Tabasco	1 501,744	1.85	24,661	1.25	60.89
Veracruz	6 228,239	7.67	72,815	3.70	85.53
Yucatán	1 362,940	1.65	39,340	2.06	34.64

Cuadro 1.3.2. Distribución de la población por zonas.

Examinando detenidamente los datos del cuadro 1.3.2 y comparando las cifras que se refieren a las superficies con las de población, se observa que las entidades más pobladas y menos extensas están localizadas en la zona central (que comprende el antiplano mexicano), y que los extremos opuestos, o sea las entidades de mayor superficie y menos población, se encuentran en las cuatro zonas restantes (Norte, Pacífico Norte, Pacífico Sur y Golfo de México), a las que podríamos designar como "zonas periféricas" a fin de agruparlas bajo un término común.

Lo anterior quiere decir que el elemento humano de la República Mexicana, debido a la variedad de condiciones que ofrece la naturaleza física del territorio, se halla determinado en forma muy irregular y desproporcionada, pues mientras la zona central cuenta con una población abundante para su extensión (7,070 habitantes por km² en 1990), en las zonas Golfo de México y Pacífico Sur, es muy baja (202 habitantes por km² en la primera y 195 habitantes por km² en la segunda), pero particularmente en las zonas Norte y Pacífico Norte, donde las densidades son de 160 y 106 habitantes por km² respectivamente presentan el contraste más notable.

Esta falta de uniformidad que presenta la distribución geográfica de los habitantes, queda aún más patente si se compara la población y superficie conjuntas de las cuatro zonas periféricas, tal como se muestra en el cuadro 1.3.3.

ZONAS	POBLACION EN 1990		SUPERFICIE EN KM ²		DENSIDAD HAB./KM ²
	ABSOLUTA	PORCENTAJE	ABSOLUTA	PORCENTAJE	
E.U.Mexicanos	81 299,695	100.00	1 967,183	100.00	41.30
Zona central	40 626,714	50.01	274,669	13.96	7 069.26
Zonas periféricas	40 622,958	49.99	1 692,514	86.04	660.75

Cuadro 1.3.3. Distribución de la población por zonas.

Así encontramos que el 50.01 % de la población se localizaba en una área (zona central), que constituye solo el 13.96% de la superficie total de la república, con una densidad de 7,070 habitantes por km², mientras que el 49.99% restante está muy desigualmente distribuida en el 86.04% del territorio nacional (zonas periféricas), cuya densidad de 661 habitantes por km² resulta casi once veces menor que la existente en la zona central.

Por otra parte es también problema de singular importancia para el porvenir de la humanidad el correcto manejo y utilización de los recursos naturales básicos, entre los cuales el agua ocupa un lugar importante.

Conforme la población ha ido aumentando su número en forma gradual a través del tiempo y en forma alarmante en el último siglo, y al mismo tiempo el desarrollo tecnológico le ha permitido ejercer mayor influencia sobre el ambiente que la rodea, su impacto en el mismo ha crecido.

Las áreas continentales del mundo vienen sufriendo serios y crecientes déficit de aguas, a pesar de estar rodeadas por este recurso vital. Tres cuartas partes de la superficie terrestre están cubiertas por agua, pero este recurso muchas veces no se encuentra donde son mayores las necesidades, con la oportunidad que se le necesita y en las cantidades requeridas. De la gran masa de agua que cubre la superficie terrestre, el 97% se encuentra en los océanos, impropia para usos domésticos, para riego, para abastecer a la industria y, en general para satisfacer las grandes necesidades de la humanidad. Otro 2% yace helada e inútil en los glaciares y formando las capas de hielo que cubren los casquetes polares. El 1% restante, está distribuido en forma irregular en los continentes y no se aprovecha en forma adecuada.

Uno de los problemas vitales del mundo actual es la irregular distribución del agua en las áreas continentales, la rápida reducción de las reservas de regiones sobrepobladas y la creciente contaminación de los recursos hidráulicos disponibles, a medida que aumenta la población y crece la demanda, se multiplican los usos y se desarrolla la industria.

El mayor peligro hacia el que va nuestra civilización es la escasez de agua; ya que es más posible que antes dejen de funcionar industrias por falta de agua que por falta de combustibles, y es posible también que la escasez de agua disperse las grandes ciudades antes que la escasez y dificultad de abastecimiento de alimentos.

Los problemas del agua no solo son exclusivos de zonas áridas, donde la escasez es crónica, sino que son comunes en todas las regiones, aún las que cuentan con lluvias abundantes; y van aumentando conforme crece la población, y se multiplican sus usos.

México cuenta con bastos recursos hidráulicos y a primera vista parecería que no debiera tener problemas de escasez de agua, por contar dentro de su territorio con recursos en cantidad suficiente para satisfacer sus necesidades presentes y futuras; pero la irregular distribución de las lluvias en el espacio y en el tiempo, impide su aprovechamiento a escala nacional y deja mas de la mitad del área del país con un abastecimiento de agua insuficiente o nulo, y a una buena parte de la población sujeta a déficit críticos de este recurso.

El país en conjunto, afronta un gran número de problemas relacionados con el agua, cuya proximidad y gravedad varían de una región a otra, y aún dentro de la propia región, ocurriendo con frecuencia que en algunas regiones de alta disponibilidad de agua queden incluidas áreas que sufren limitaciones de agua y existan áreas que disfrutan de un abastecimiento abundante.

Toda la gran plataforma continental, que comprende tanto las antiplanicies septentrionales y meridional como la depresión austral, y que abarca más de la mitad del territorio, carece de un abastecimiento de agua eficiente, que en algunas zonas del norte es practicamente nulo, y otro tanto ocurre en la península de Baja California; mientras las zonas costeras del pacifico y del golfo, así como la plataforma yucateca, cuentan con agua en cantidad suficiente; la porción sur del país disfruta de abundantes recursos hidráulicos.

Mas importante que la disponibilidad regional de agua, es el agua disponible por habitante en cada región. La distribución regional de la población en México, no coincide con la distribución de los recursos hidráulicos, o sea que la mayor parte de las regiones pobres en agua tienen una elevada densidad de población y por lo tanto una reducida disponibilidad por habitante.

A medida que crece la población en una región, las aguas de los ríos comienzan a contaminarse peligrosamente con los afluentes de aguas negras y con los desechos industriales, cada vez mas tóxicos y difíciles de tratar. Ademas que también se contaminan los acuíferos en las zonas que no cuentan con drenaje sanitario mediante fosas sépticas.

1.4 NIVEL DE SERVICIO EN AGUA POTABLE Y SU EFECTO SOBRE LA SALUD.

La solución al problema de una adecuada prestación de los servicios de agua potable representa un gran reto y exige la participación de todos los sectores de la sociedad. Es grande el esfuerzo por remediar la carencia de los servicios a una gran parte de la población y para atender la demanda que genera el crecimiento de ésta.

La situación general en 1990 de los servicios, caracterizada por el rezago y deterioro de la infraestructura existente, por la limitada autonomía y capacidad técnica para la administración y operación de la mayor parte de los sistemas, que sufrían la dispersión de los apoyos institucionales, se reflejaba en que el 30% de la población no contaba con un sistema formal de abastecimiento de agua potable y, en muchos de los casos, el servicio era intermitente y se requería mejorar sustancialmente la calidad del agua que se distribuía. En la actualidad estos porcentajes han bajado considerablemente y la calidad del agua a mejorado. Cabe mencionar que en el medio rural, el problema se acentuaba más por la escasez y el difícil acceso a los servicios de agua potable.

En mayo de 1990, el C. Presidente de la República puso en marcha en la ciudad de Los Mochis, Sin., el Programa Nacional de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento y a la Comisión Nacional del Agua se le confirió la responsabilidad de implantar la política federal en la materia y buscar la solución a los diversos problemas planteados en el marco de la descentralización, sustentándose en las siguientes líneas de estrategia:

- La consolidación de los organismos operadores de agua potable y alcantarillado.
- La consolidación a nivel estatal de una institución responsable del subsector.
- El desarrollo de acciones que fortalezcan la rectoría a nivel central.

La interrelación de estos esfuerzos a permitido que los apoyos que se brindan estén orientados al fortalecimiento de la autonomía y capacidad de gestión de los organismos operadores, a la democratización ciudadana, al establecimiento de medidas que aseguren que los recursos provenientes del cobro de los servicios no se desvíen a otros fines que no sean los inherentes a sus funciones específicas, a que las empresas sean autosuficientes financieramente, y a que mejoren su capacidad técnica y administrativa.

Durante 1990 se calcula que se dio servicio a 6.7 millones de tomas (aproximadamente el 80% de la población abastecida en el país), se tiene un registro de 461,750 tomas nuevas instaladas durante ese año. Esto significó un aumento de 5.6% en la cobertura de servicios y una población adicional atendida aproximada de 3 millones de habitantes.

En cuanto al servicio de alcantarillado, se registró un aumento de 338,427 nuevas conexiones, sobre un total de 6.15 millones de 1989 es decir, un 5.5% de incremento.

La información obtenida, muestra que durante 1991 se instalaron 566,771 tomas nuevas en 619 localidades del país para incorporar a casi otros 3 millones de habitantes al servicio de agua potable y llegar en esos sitios a un total de 10.4 millones de tomas instaladas para 56.5 millones de habitantes. Este número de tomas nuevas corresponde a un crecimiento del 5.8% en ese año.

En otro aspecto, en abril de 1991 se implantó el Programa "Agua Limpia", uno de cuyos objetivos es mantener la buena calidad y desinfección del agua. Al inicio del programa se cloraban 117 m³ por segundo de agua entubada, o sea, un 52% del caudal total suministrado en el país. Hacia diciembre de ese mismo año, el volumen de agua clorada había crecido hasta un 82% del agua total suministrada. Para diciembre de 1992 el porcentaje había aumentado al 93%.

De acuerdo con la información obtenida, durante 1992 se instalaron 530,817 tomas nuevas de agua potable por 646 entidades prestadoras del servicio que cubren a 789 localidades; de este total, 480,506 fueron domésticas y el resto comerciales e industriales. La población total de las localidades mencionadas es de 58.3 millones de habitantes, que representan el 68% de la población total del país. Por lo que se estima que se proporcionó el servicio a 3 millones más de usuarios a nivel nacional. El número total de tomas domésticas nuevas correspondió a un crecimiento anual del 4.7%.

Se pudo observar que el mayor rezago se encuentra en las zonas rurales dispersas menores de 2,500 habitantes, donde se aloja el 28.1% de la población nacional. Con respecto a las localidades mayores de 5,000 habitantes los niveles de cobertura son considerablemente más elevados que en el resto de las localidades.

La mayor parte de los usuarios valoran la calidad del agua en términos de sus características estéticas como claridad, color, olor y sabor, ignorando que aun cumpliéndose estos requisitos es posible que el agua sea insegura en términos de su calidad bacteriológica y/o química.

Es indispensable entonces, que en los programas de suministro de agua se incluya una información completa y educación ambiental dirigida a los consumidores a fin de crear plena conciencia sobre la estrecha relación entre calidad del agua y salud.

La vigilancia de la calidad del agua en nuestro país es responsabilidad de la Secretaría de Salud, sin embargo no se cuenta con los recursos suficientes para proporcionar una cobertura nacional, lo que hace indispensable y necesaria la participación de las comunidades, sobre todo en zonas rurales. Con la educación ambiental los consumidores incrementan su comprensión del binomio agua/salud y reconocen lo conveniente que resulta la vigilancia para garantizar la buena calidad del abastecimiento, prevenir la contaminación de las fuentes de agua y posiblemente evitar el vandalismo o daño a las partes vulnerables del sistema.

Las obras hidráulicas tomaron su carácter sanitario cuando se dan a conocer las bases de la Bacteriología, con la que la medicina cambia radicalmente y se enfrenta a la necesidad de que se construyan obras para prevenir enfermedades, surgiendo así la ingeniería sanitaria cuyas técnicas se encargan recuperar, proteger y conservar sano el medio ambiente del hombre.

De acuerdo a lo anterior la ingeniería sanitaria se define como la aplicación de las técnicas de ingeniería que nos permiten diseñar, construir y operar obras cuyo fin fundamental es preservar la salud del hombre.

El suministrar agua potable es un problema de alta prioridad en nuestro país. La importancia del agua potable se aprecia cabalmente cuando se observa la reducción de enfermedades transmitidas debidas a la mala calidad del agua, como la tifoidea, salmonelosis, disentería, gastritis, cólera así como otras infecciones parasitarias. Pero es necesario también apoyar este servicio con una fuerte educación higiénica, concientizando a toda la población de la necesidad de un aseo personal así como el lavado de los alimentos que lo requieran.

La salubridad busca adaptar el medio ambiente físico que rodea al hombre a las condiciones que le permitan vivir sano, sin molestias o incomodidades, a través de la aplicación de los principios y normas sanitarias, relaciona todos los factores y aspectos que ayuden al mejoramiento de las condiciones de vida de la población.

La salud de una población depende entre otros factores de la cantidad y calidad del agua, suficiente para sus necesidades y constituye el auténtico cimiento del urbanismo moderno.

Con la purificación del agua, su distribución y la remoción de desechos humanos e industriales, se ha logrado evitar casi totalmente las epidemias de muchas enfermedades que hasta el primer cuarto de este siglo azotaban a la humanidad. El promedio de vida del mexicano hasta hace poco era de 45 años, conjuntamente con los avances en la medicina preventiva y otras ciencias se ha logrado que este promedio aumente a 67 años, gracias a la obtención y conservación de saludables condiciones ambientales. Por todo esto la importancia de los sistemas de abastecimiento de agua es evidente.

Además estos sistemas son básicos para el desarrollo económico y social del país; reduce considerablemente la posibilidad de transmitir enfermedades que usan el agua habitad o como vehículo; fomenta hábitos higiénicos en los habitantes integrándolos más a la civilización y a la cultura. Contribuye en resumen a brindar las condiciones más adecuadas para lograr el bienestar del hombre.

1.5 DEPENDENCIAS RELACIONADAS CON LA PLANEACION, PROYECTO, CONSTRUCCION, OPERACION Y VIGILANCIA DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE.

Con la puesta en marcha del Programa Federal de Agua y Alcantarillado, por parte del Gobierno Federal en mayo de 1990 se da respuesta a uno de los grandes retos y una de las demandas más sentidas de la población, el programa se orienta a cubrir los rezagos existentes y atender las demandas del crecimiento de la población en los servicios de agua potable y alcantarillado.

La puesta en marcha del programa implicó la búsqueda de nuevas formas de administración y financiamiento que conjugaran los esfuerzos de distintos niveles de gobierno, con objeto de obtener mayores logros en la realización de acciones. Así mismo, se requirió la simplificación de los diversos instrumentos de carácter normativo, de planeación y de apoyo a la ejecución en las vertientes de coordinación entre los gobiernos federal, estatal y municipal, organismos operadores e instituciones financieras internacionales y de concertación con la sociedad.

El Programa Nacional de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, de ejecución descentralizada, requiere la intervención de diversas dependencias federales en el ámbito de su competencia. La Secretaría de Desarrollo Social (SEDESOL), a través de la Dirección General de Planeación, emite los oficios de autorización de los recursos por entidad federativa, para el financiamiento de las acciones del programa.

La SEDESOL, tiene también la responsabilidad de elaborar los dictámenes sobre impacto ambiental de los expedientes técnicos a ejecutarse como parte de un programa y de verificar la congruencia de las acciones con los planes de desarrollo urbano.

Las Delegaciones Estatales de la Secretaría de Desarrollo Social tienen la responsabilidad de promover el establecimiento y la participación de los comités de solidaridad.

A la Comisión Nacional del Agua le corresponde implantar la política federal en la materia hidráulica y proponer modificaciones que se consideren necesarias, establecer la normatividad del programa, vigilar su ejecución y dar asistencia técnica a las autoridades estatales y municipales en el proyecto, construcción, administración, operación, rehabilitación, así como la conservación de los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento; y dictaminar sobre la elegibilidad de los proyectos.

A BANOBRAS, le ha sido encomendada la responsabilidad de actuar como institución acreditante ante los organismos operadores de agua potable y alcantarillado. Por otro lado está constituido como el agente financiero de los recursos externos que parcialmente financian las acciones del programa.

Es el responsable de la autorización, inversión, así como de la recuperación de los créditos a otorgarse y del cumplimiento de las obligaciones en materia de contabilidad, auditoría, preparación de los estados financieros e informes periódicos requeridos en relación con el ejercicio de este, también de hacer cumplir los compromisos contractuales derivados de los mismos y de dictaminar la elegibilidad de los contratos de obra y/o adquisiciones de acuerdo a la normatividad establecida en el programa.

También se encargará de asistir en los aspectos financieros a los organismos operadores, así como de dictaminar la factibilidad financiera de los proyectos.

Las Delegaciones Estatales de BANOBRAS, serán responsables de liberar los recursos federales, estatales, generación interna de caja y créditos.

La ejecución de los proyectos del programa estará a cargo de los organismos operadores descentralizados, responsables directos de los servicios de agua potable y alcantarillado a nivel municipal o estatal.

Serán asistidos a través del programa de apoyo a la consolidación: hacia ellos tienden gran parte de los esfuerzos de asistencia técnica y son los sujetos a crédito para integrar sus paquetes financieros conforme a la normatividad vigente.

Es muy importante en consecuencia, que los organismos operadores, a nivel estatal y/o municipal, cuenten con una verdadera autosuficiencia técnica, administrativa y financiera, como organismos descentralizados del estado, del municipio o de varios municipios; y que exista una genuina representación de la ciudadanía en los consejos de administración. Toca a estos organismos diseñar fórmulas y esquemas normativos, bajo los cuales participen empresas particulares en apoyo del servicio.

CAPITULO 2

ESTUDIOS BASICOS Y DATOS DE PROYECTO

2.1 INFORMACION PREVIA

Para la elaboración de un proyecto de agua potable se debe tener un adecuado conocimiento de la zona y contar con una serie de elementos de juicio, conforme las condiciones de vida de la población.

La información se obtiene realizando una investigación, recopilación y análisis de la información disponible en relación con el proyecto, en las dependencias oficiales (regionales y nacionales) y la iniciativa privada. De tal forma que se tenga una visión básica del problema y de los recursos técnicos, sociales, políticos y económicos de que se dispone. Los datos por obtener son los siguientes:

Datos históricos.-Podrían ser fecha de fundación del lugar, nombre del fundador o fundadores, razón de la fundación, significado del nombre de la población y acontecimientos históricos importantes.

Categoría política.-Se refiere a que si la población es capital del estado, cabecera municipal, parte del municipio, delegación, villa, ranchería y el estado al que pertenecen.

Posición geográfica.-Se refiere a las coordenadas geográficas, es decir la longitud y latitud; así como la altitud con respecto al nivel del mar.

Ubicación.-En que región de un estado de la República se encuentra, en que kilometraje de una ruta, las colindancias o que camino existe para llegar y por qué medios.

Vías de comunicación.-Se refiere a los accesos al área de proyecto y vías importantes de comunicación cercana al mismo, como son vías terrestres (carreteras y/o ferrocarril), aéreas y marítimas.

Condiciones sanitarias.-Se hace referencia a los problemas de saneamiento y a los índices de enfermedad debido a la falta de agua potable.

Demografía.-Son los datos de censos anteriores con el objeto de ser utilizados posteriormente en la predicción de la población de proyecto; población actual, permanente y flotante; número y tipo de construcciones de la localidad dentro de la posible área de influencia del proyecto; factores que pueden tener influencia en el crecimiento demográfico.

Estudios socio-económicos.-Se refiere al tipo de población, de calles, casas, costumbres generales de sus habitantes, servicios de que se disponen, como son: agua potable, alcantarillado, energía eléctrica, teléfono, correo, centros de higiene y salud, hospitales, sanatorios, templos, cines, teatros; y otros que den idea de la vida social y económica de la población.

2.2 INVESTIGACION DIRECTA.

A diferencia de la información previa, que son datos que se obtienen investigando en dependencias oficiales y privadas la investigación directa se lleva a cabo haciendo estudios en campo, para obtener datos relacionados con las características físicas del terreno en que se va a construir el sistema de abastecimiento de agua potable. Los estudios que se tienen que realizar para obtener dichos datos son:

Estudios geohidrológicos.-Se refiere a la localización de fuentes de abastecimiento, superficiales y subterráneas de acuerdo a los resultados de los estudios hidrológicos y geológicos; según su procedencia, se puede prever la cantidad y calidad, forma de prevenir que se contamine, época en que se dispone de mayor o menor cantidad de agua, forma y manera de disponer de esas fuentes y todos los datos, que la hidrología y la geología puedan darnos respecto a la disponibilidad de agua para la localidad.

Estudios topográficos.-Para estos estudios se hará un completo reconocimiento de la o las zonas de captación, de las probables líneas de conducción, de los sitios probables de colocación de la planta potabilizadora o caseta de cloración, así como del o los tanques de regularización o almacenamiento, de la o las líneas de alimentación y de la población. Después de estos reconocimientos se harán los levantamientos topográficos, con su respectivo perfil en los casos necesarios de los sitios mencionados. Estos levantamientos deben partir de bancos de nivel referidos al nivel medio del mar. Para ahorrar tiempo se pueden aprovechar los bancos pertenecientes a la CFE, SCT, SARH, o a otras dependencias oficiales o privadas.

Estudios climáticos.-Estos estudios se refieren naturalmente al tipo de clima, recurriendo a los registros de temperatura, poniendo atención las máximas, mínimas y medias, se refiere también a la dirección de los vientos dominantes, a los períodos de lluvias e intensidad de éstas.

Aforos y toma de muestras de agua.-Se refiere a tomar con recipientes adecuados, con especiales precauciones sanitarias y a profundidades convenientes, las muestras representativas de las fuentes. Estas muestras servirán para análisis de laboratorio. Se aforará la fuente para determinar el gasto que puedan aportar. De esta manera sabremos la cantidad y la calidad del agua de la fuente que se trate.

Clasificación de suelos.-El resultado de estos estudios, nos indicará el tipo de suelo que se va a excavar, si es tierra (material clase A), roca suelta (material clase B), o roca dura (material clase C).

Características de la energía eléctrica.-Esta actividad se desarrolla con el fin de conocer el voltaje, frecuencia, ciclo, y otras características que determinarán el tipo de instalaciones eléctricas posteriores y necesarias para el sistema. El punto de toma de la corriente es importante para saber en donde se conectara la línea que alimentará de energía eléctrica a las partes del sistema que lo requieran.

2.3 ESTUDIOS AUXILIARES COMPLEMENTARIOS.

Estos estudios se dividen en dos partes los primeros, son los estudios de laboratorio a que se somete el agua de la fuente elegida para el proyecto, con el fin de saber sus características y determinar si es potable. Los segundos son estudios de oficina que se realizan con el objeto de determinar los ajustes finales a la concepción inicial del proyecto. Estos estudios deberán acompañarse de sus respectivos anexos, (cuadros, planos y gráficas).

2.3.1 ESTUDIOS DE LABORATORIO.

Condiciones de potabilidad.-Para que el agua pueda ser ingerida por el hombre, de manera que beneficie su salud, es necesario que contenga ciertas sustancias que la hacen agradable y nutritiva, como el oxígeno, bióxido de carbono y sales minerales de potasio, sodio, calcio y magnesio en cantidades pequeñas; pues el exceso hace impropia el agua para su consumo. Debe estar exenta de materias perjudiciales a la salud, libre de olores, colores y germen infecciosos.

Su temperatura debe fluctuar entre los 10 y 15 grados centígrados y debe ser de sabor agradable. Si el agua reúne estas condiciones se dice que es potable.

Análisis de las características del agua.-Para conocer estas características se realizan una serie de análisis de laboratorio que se clasifican en: físicos, químicos, bacteriológicos así como microscópicos. En la actualidad debe someterse también a un análisis radiológico.

Análisis físico.-Estos análisis consisten en determinar el color, olor, sabor, temperatura y la turbiedad.

El color proviene generalmente de la descomposición de materia vegetal, aunque a veces también proviene de las sales de hierro. En realidad el color se debe a materias en estado coloidal y en solución. Se elimina por coagulación, filtración y con el uso de carbón activado. No debe exceder del grado 20 de la escala normal de cobalto, pero es preferible que se mantenga por debajo del grado 10.

El olor y el sabor son dos sensaciones que tienen una relación íntima, sin embargo a veces puede haber sabor en el agua sin que se aprecie olor alguno. No existe forma de medir el olor y el sabor, por lo tanto en los análisis solo se indica si este es aromático, mohoso, rancio, de cloro, entre otros.

El olor se elimina por aireación. La temperatura de la muestra se mide con termómetros especiales u ordinarios: y debe estar comprendida entre 7 y 18 grados centígrados.

La turbiedad se debe a la materia orgánica en suspensión (arcilla, organismos microscópicos entre otros).

Análisis químico.-El análisis químico se realiza con dos objetivos principales:

-Averiguar la composición mineral del agua y su posibilidad de empleo para usos domésticos o industriales.

-Averiguar los indicios sobre la contaminación debido al contenido de cuerpos incompatibles con su origen geológico.

Con estos análisis se determina el contenido de sólidos totales, presencia de cloruros, cantidad de oxígeno consumido; contenido de nitrógeno amoniacal, nitritos y nitratos; dureza y alcalinidad, acidez, gases disueltos, metales y metaloides.

Análisis microscópico.-Este análisis explica la presencia de olores y sabores inconvenientes, la obstrucción de filtros, el progreso en la autopurificación de corrientes, la presencia de un exceso de desechos industriales tóxicos, y por lo tanto, la contaminación del agua; ayuda en la interpretación de los análisis químicos. En este examen generalmente se toman 500 c.c. de muestra, que se filtran a través de arena fina, posteriormente esta se lava con una cantidad conocida de agua destilada y se toma 1 c.c. de esta, que en un portaobjetos se observa al microscopio. Se pueden encontrar elementos inertes, como arena, arcilla, restos vegetales, polen entre otras cosas; así como micro organismos, elementos que indican falta de filtración o falta de protección al captar el agua. La mayor utilidad de los análisis microscópicos es el encontrar los elementos que producen el color, olor y sabor.

Análisis bacteriológico.-Las bacterias habitan en diferentes lugares, pero por lo general cada tipo en su ámbito natural. La mayoría de las bacterias son inocuas y muchas de ellas son importantes en la ecología; algunas son peligrosas por que causan enfermedades. El bacilo coli es un miembro de este grupo. El examen se hace para determinar el número de bacterias que pueden desarrollarse bajo condiciones comunes, así como detectar la presencia de bacterias del grupo intestinal.

Análisis radiológico.-El avance de la ciencia y la técnica nos ha obligado el uso de elementos radiactivos que por lo mismo desechan las llamadas basuras radiactivas, como consecuencia de actividades de investigación científica en unos casos y como residuos de procesos industriales en otros. Este análisis determina la radiactividad suspendida en el agua.

2.3.2 ACTIVIDADES DE OFICINAS.

Estudios de dotación.-Se entiende por dotación la cantidad de agua que se asigna a cada persona por día y se expresa en l/h/d (litros por habitante por día). Esta dotación es una consecuencia del estudio de las necesidades de agua de una población, quien la demanda para sus necesidades básicas, cuyos usos se dividen en: consumo doméstico, comercial, público, industrial, desperdicios y fugas.

Estudio demográfico.-Para la planeación de un sistema de agua potable es necesario determinar la población de la localidad en el futuro, sobre todo al final del período económico de la obra. Para lograr esto debe conocerse la población presente y la forma como ha venido desarrollándose. Mediante los censos oficiales levantados cada diez años, se sabe como ha venido creciendo; la población presente se puede determinar apoyándose en el último censo, si la localidad es pequeña, se puede hacer un rápido levantamiento censal y determinarla mediante el plano predial. Conocida la población pasada y presente, se puede predecir la población futura, considerando que los crecimientos futuros no siempre siguen las leyes del pasado, pues influyen factores que en ocasiones son imponderables y llegan a provocar un crecimiento mayor al previsto.

Estudio del período económico.-Determinar el período económico es hacer consecuente los gastos de capital con los probables ingresos del sistema; es decir encontrar un período "n" de años en que los ingresos y egresos sean mas o menos iguales o mayores los ingresos que los egresos.

Estudio de factibilidad.-Este estudio nos determina la posibilidad de que se realice la obra, nos da idea del poder de endeudamiento de la localidad, este estudio se apoya en los siguientes datos: dotación, salario mínimo y número probable de tomas domiciliarias.

Estudio para la elección de la fuente de abastecimiento.-Conocida la cantidad y calidad del agua de cada una de las fuentes y el costo probable para disponer de dicha agua, se elige la o las fuentes mas convenientes.

Estudio para la elección del tipo de tubería.-Así mismo, de acuerdo con la cantidad, calidad del agua y la topografía del terreno, se determina de qué material debe ser la tubería, puede ser de asbesto-cemento, acero, concreto reforzado o cloruro de polivinilo (P.V.C.).

2.4. ELABORACION INTEGRAL DEL ESTUDIO.

Es la realización completa de los estudios basada en la información previa, la investigación directa y los estudios auxiliares complementarios; con el objeto de determinar las características de los componentes del sistema.

El estudio de cualquier proyecto debe realizarse siempre en forma completa, sin importar la categoría de la población, ya sea poblado, ranchería, villa o ciudad.

Es indudable que las investigaciones pueden ser más sencillas entre más pequeñas sea la localidad, pero el problema social de dar abastecimiento de agua a una pequeña comunidad o a una gran ciudad es el mismo. En ambos casos, los problemas son los mismos, lo que varía es la magnitud de la obra, y la dificultad de los estudios, pero en los dos casos, estos estudios deben realizarse con la misma seriedad y lo más amplio posible, ya que de esto depende que la obra cumpla con los fines requeridos.

Una vez que se cuenta con los datos de la información previa, de la investigación directa y con los resultados de los estudios complementarios, se podrá realizar de forma integral el estudio del proyecto, para poder planear la construcción más conveniente.

2.5 VIDA UTIL DE LAS OBRAS Y PERIODO ECONOMICO DE DISEÑO.

El proyecto de los elementos de un sistema de abastecimiento de agua potable se elaboran con una capacidad prevista para dar funcionamiento durante un tiempo después de su instalación, que se denomina período de diseño. Esto es debido a que la mayoría de las poblaciones están sujetas a cambios de población a medida que transcurre el tiempo.

El Período de Diseño es el tiempo en el cual se calcula que las obras estarán funcionando de manera eficiente. La Vida Útil debe ser mayor al Período de Diseño, esto quiere decir que la obra debe funcionar correctamente sin tener gastos de operación y mantenimiento considerables, que hagan antieconómico su uso o que necesiten ser eliminadas por no cumplir con su propósito. Una vez cumplido el período de diseño, la obra seguirá funcionando hasta cumplir su vida útil, la cual está en función de su eficiencia.

En los aspectos de financiamiento de las obras, se maneja el concepto de Período Económico de Diseño, el cual se define como el tiempo durante el cual una obra de ingeniería funciona de manera económica. En México esto resulta subjetivo, ya que no es factible construir nuevas obras cada vez que se cumplan los períodos económicos de las obras. Por lo cual se le denominará "Período Económico de Diseño" a el lapso en el cual se recupera la inversión con la que se construyó la obra.

La vida útil de las obras depende de varios factores, entre los cuales los más importantes son los siguientes:

- La calidad de la construcción y los materiales utilizados en la ejecución de la obra.
- La calidad de los equipos electromecánicos y de control.

- La calidad del agua que se va a manejar.
- El diseño del sistema.
- La operación y el mantenimiento que se le preste al sistema.

Tomando en cuenta estos factores, se podrá definir en forma realista el período de vida útil para cada una de las partes que componen un sistema de agua potable.

El cuadro 2.5.1 nos muestra una idea de la vida útil de los diferentes elementos que forman un sistema de agua potable. Se dan estos valores suponiendo que estos elementos tendrán un mantenimiento preventivo adecuado y trabajarán en las condiciones para las cuales fueron diseñados.

ELEMENTOS	VIDA UTIL (años)
Pozos excavados.....	30
Pozo perforado sin pantalla (filtro).....	20
Pozo perforado con pantalla (filtro).....	10
Motor diesel rápido (a).....	10
Motor diesel lento (a).....	15
Bomba tipo pozo profundo (b, c).....	15
Bomba centrífuga, horizontal (b, c).....	15
Bomba de pistón (b, c).....	20
Bomba sumergible (b, c).....	8
Edificio permeable.....	40
Tanques de almacenamiento de: concreto o mampostería, tubería de concreto pre-esforzada; canales de concreto-reforzado.....	40
Líneas y tuberías de acero recubiertas y tuberías de concreto reforzado.....	25 (d)
Líneas y tuberías de acero sin recubrir.....	20 (d)
Tubería de asbesto-cemento, P.V.C.....	20 (e)
Tuberías de fierro fundido secundarias.....	15 (e)
Equipo de filtración, ablandamiento y desinfección (f).....	15
Válvulas de: compuerta, globo, etc.....	15
Medidores de agua, instrumento de medición y accesorios.....	6
Motor eléctrico (b).....	20
Arrancador eléctrico.....	15
Tanque de almacenamiento de acero y torre.....	20

Cuadro 2.5.1 Vida Útil de los componentes de un sistema de agua potable.

Notas:

- a) Los motores diesel deben considerarse rápidos, si el número de revoluciones por minuto es mayor de 750.
- b) Los valores están basados en 3.000 horas de trabajo anual, y se deben corregir si el número de horas de trabajo es diferente.
- c) En caso de pozos no verticales, aguas corrosivas o materiales abrasivos contenidos en el agua, supervisión insuficiente entre otras cosas, la vida útil se debe reducir.
- d) En caso de aguas duras o suelos corrosivos, la vida útil debe reducirse por cinco años aprox. En cada caso se determinarán por medio de análisis las características corrosivas del agua.
- e) En casos de aguas duras, la vida útil debe reducirse de 5 a 10 años aprox. Este tiempo se definirá según las características del agua.
- f) Los valores dados son para maquinaria, la vida útil del concreto y de los edificios debe ser calculada de acuerdo con el tipo de obra.

Para definir en forma adecuada el período económico de diseño, es necesario considerar los siguientes factores:

- La vida útil de las estructuras y equipos, tomando en cuenta la antigüedad, el desgaste y el daño que sufren.
- La facilidad o dificultad para hacer ampliaciones a las obras existentes o planeadas, incluyendo una consideración de su localidad.
- La previsión del crecimiento de la población, incluyendo posibles cambios en el desarrollo comercial e industrial.
- Tasa de interés vigente sobre los adeudos.
- Las condiciones propias del crédito en cuanto a la duración del mismo.
- El comportamiento de las obras durante sus primeros años de servicio, cuando no estarán trabajando a su máxima capacidad.

En el cuadro 2.5.2 se ha determinado el período de diseño en base a la población.

TAMARO DE LA LOCALIDAD	P. DE DISEÑO
PARA LOCALIDADES DE HASTA 4.000 HABITANTES	5 AÑOS
PARA LOCALIDADES DE 4.000 A 15.000 HABITANTES	10 AÑOS
PARA LOCALIDADES DE 15.000 A 70.000 HABITANTES	15 AÑOS
PARA LOCALIDADES DE MAS DE 70.000 HABITANTES	20 AÑOS

Cuadro 1.5.2 Período de diseño en función de la población.

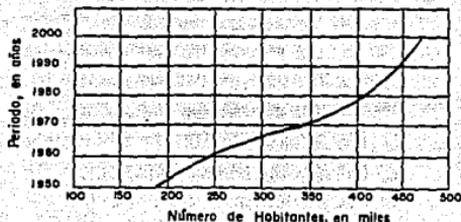
2.6 METODOS PARA EL CALCULO DE LA POBLACION DE PROYECTO.

Para la planeación de un sistema de agua potable es de gran importancia determinar la población futura de la localidad, sobre todo, al final del período económico de la obra. Para lograr esto debe conocerse la población presente y la forma como ha venido desarrollándose. Mediante los censos oficiales levantados cada diez años, se sabe como ha venido creciendo la población; la población presente se puede determinar apoyándose en el último censo, si la localidad es pequeña, se puede hacer un rápido levantamiento censal y determinarla mediante el plano predial. Conocida la población pasada y presente, se puede predecir la población futura, considerando que los crecimientos futuros no siempre siguen las leyes del pasado, pues influyen factores que en ocasiones son imponderables y llegan a provocar un crecimiento mayor al previsto.

Existen varios métodos para determinar la población futura, los cuales se describen a continuación.

Método de extensión gráfica.—Con los datos censales disponibles, se forma una gráfica en donde las ordenadas representan el número de habitantes y las abscisas los períodos en años; en seguida se extiende la gráfica, ya sea determinando la ecuación de la curva o al criterio del ingeniero.

año	Nºde habitantes
1950	181.830
1960	246.070
1970	347.469
1980	414.524
1990	442.337
2000	470.000



Método aritmético.-Consiste en averiguar los aumentos absolutos que ha tenido la población y determinar una cifra constante para un período fijo y aplicarla en años futuros. Esto se logra con la fórmula:

$$P_f = P_a + IN$$

$$I = \frac{P_a - P_p}{n}$$

Donde: P_f = Población futura.
 P_a = Población actual.
 P_p = Población pasada.
 n = Diferencia de tiempo en años entre P_a y P_p .
 N = Diferencia de tiempo en años entre P_f y P_p .
 I = Incremento medio anual.

EJEMPLO: Sean $P_f = 2000$
 $P_a = 1990 = 442.337$ habitantes.
 $P_p = 1980 = 414.524$ habitantes.
 $n = 10$

$$P_{2000} = P_{1990} + 10 (I).$$

$$I = \frac{P_{1990} - P_{1980}}{10} = \frac{442.337 - 414.524}{10} = 2.781 \text{ hab/año.}$$

$$P_{2000} = 442.337 + (10 \times 2.781) = 470.147 \text{ habitantes.}$$

En este caso solo se consideró el último incremento y no el incremento medio de todos los datos censales, en cuyo caso daría una menor población. Por lo general este procedimiento proporciona cantidades menores a la realidad. Se aplica como una primera apreciación; pues dadas las actuales condiciones en que se presentan los crecimientos demográficos, este procedimiento ya no debe emplearse. No está demás conocer este método y aprender a manejarlo.

Método geométrico.

a) Por incremento medio anual en porcentaje, se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$P_f = P_a + (P_a \times I_{ma})$$

Donde: I_{ma} = Incremento medio anual en porcentaje.

P_f = Población futura.

P_a = Población actual.

EJEMPLO:

Año	Población	Incremento	Incremento en %
1950	181,830	--	--
1960	246,070	64,240	35.33
1970	347,469	101,339	41.18
1980	414,524	67,055	19.30
1990	442,337	27,813	6.71
			-102.52

$$I_{ma} = \frac{102.52}{40} = 2.563\%$$

Para un período de 10 años el incremento será de:

$$2.563 \times 10 = 25.63\% \quad ; \text{ por lo tanto:}$$

$$P_{2000} = 442,337 + (442,337 \times 0.2563) = 555.708 \text{ habitantes}$$

Este procedimiento presenta crecimientos mas rapidos que el anterior.

b) Por la formula del interés compuesto.

$$P_f = P_a (1 + r)^n$$

Donde: r = es la razón de incremento.

n = es el período en años entre P_f y P_a .

Desarrollado por logaritmos la expresión anterior, se tiene:

$$\text{Log } P_f = \text{log } P_a + n \text{ log } (1 + r)$$

$$\text{log } (1 + r) = \frac{\text{log } P_f - \text{log } P_a}{n}$$

El valor de $(1 + r)$, así obtenido será el que se aplique.

EJEMPLO:

Año	Habitantes
1950	181,830
1960	246,070
1970	347,469
1980	414,524
1990	442,337

Período	n	log P _f	log P _a	log P _f -log P _a	$\frac{\text{log } P_f - \text{log } P_a}{n}$
1950-1960	10	5.3910	5.2597	0.1313	0.0131
1960-1970	10	5.5409	5.3910	0.1499	0.0149
1970-1980	10	5.6175	5.5409	0.0766	0.0076
1980-1990	10	5.6457	5.6175	0.0282	0.0028

0.0384

El promedio será $0.0384/4 = 0.00965 = \text{log } (1 + r)$
 De donde $\text{antilog } (0.00965) = 1.022$: es decir que $(1 + r) = 1.022$.

sustituyendo la fórmula se tiene:

$$P_{2000} = 442,337 (1 + 0.022)^{10} = 549,873 \text{ habitantes.}$$

$$P_{2010} = 549,873 (1 + 0.022)^{10} = 683,552 \text{ habitantes.}$$

Método de Malthus.-Para calcular la población futura con este método se aplica la siguiente fórmula:

$$P_f = P_a (1 + A)^x$$

Donde: A = es el incremento medio anual.

x = es el período normal entre censos, que se toma como la unidad. (en este caso el período es de 10 años, por lo que x=1)

En el caso "a" del método geométrico se obtuvo un incremento medio anual de 0.2563, es decir que este es el valor de A: como x es igual a 1, aplicando la fórmula de Malthus tendremos:

$$P_{2000} = 442.337 (1.2563)^1 = 555,706 \text{ habitantes.}$$

$$P_{2010} = 555.706 (1.2563)^1 = 696,136 \text{ habitantes.}$$

Método de incrementos diferenciales.

Año	Población	1ª diferencia	2ª diferencia
1950	161.630	64.240	37.159
1960	246.070	101.399	-39.242
1970	347.469	67.055	-39.242
1980	414.524	27.813	-10.390
1990	442.337	17.423	
2000	459.760	suma 442.470	- 4.181
		promedio 44.247	- 465
2000	459.760		
2010	503.542	43.782	
2020	546.859	43.317	- 465
2030	589.711	42.852	- 465

2.7 CONSUMO, DOTACIONES Y VARIACIONES.

Se le llama consumo a la cantidad de agua que se ocupa, para satisfacer las diferentes necesidades de una población, y se representa en litros por habitante por día. El consumo total de una población se divide en:

Consumo doméstico.-El consumo doméstico varía según los hábitos higiénicos de la población, nivel de vida, grado de desarrollo, abundancia y calidad del agua disponible, condiciones climáticas, usos y costumbres, entre otros factores. Es difícil establecer una cifra exacta, como puede apreciarse: sin embargo, en nuestro país puede estimarse entre 75 y 100 lts/hab/día, la cantidad básica para el consumo doméstico.

Consumo público.-Este consumo se refiere al de los edificios e instalaciones públicas, tales como zonas verdes, escuelas, mercados, hospitales, servicios contra incendio, zonas verdes entre otros usos. Este consumo es variable pero en nuestro país puede estimarse entre el 20 y 30% del consumo doméstico.

Consumo industrial.-Este depende del grado de industrialización y del tipo de industrias, grandes o pequeñas. Las zonas industriales en muchos casos conducen a un desarrollo urbanístico, que tiene como consecuencia un aumento en el consumo del agua. En el consumo industrial del agua, influye la cantidad disponible, precio y calidad. En general las industrias de cierta magnitud se abastecen en forma particular de sus propios sistemas sin depender del sistema general de la población.

Consumo comercial.-Este consumo depende del tipo y cantidad de comercio, tanto en la localidad como en la región; el comercio también conduce a una mayor concentración de la población; con la diferencia de que esta concentración es muy característica por presentarse periódicamente. Esta concentración demanda una mayor cantidad de agua.

Fugas y desperdicios.-Aunque las fugas y los desperdicios no constituyen un consumo, es un factor que debe ser considerado. Estas influyen en el consumo doméstico, pues es frecuente que se encuentren filtraciones o fugas permanentes debido a desperfectos en las instalaciones domiciliarias. Estas pérdidas sumadas al mal uso de los consumos públicos y al irracional uso doméstico, conducen a agravar el consumo general del agua. Los desperdicios y fugas que se presentan en todas las partes del sistema suman un porcentaje importante del consumo total. Estas pérdidas giran alrededor del 35% de la suma de los consumos antes citados.

DOTACION.-Se entiende por dotación la cantidad de agua que se asigna a cada persona por día y se expresa en l/h/día (litros por habitante por día). Esta dotación es una consecuencia del estudio de las necesidades de agua de una población.

La determinación de una dotación adecuada, es otro de los elementos importantes en la elaboración de un proyecto de agua potable y debe ajustarse a las condiciones climáticas, económicas, sociales y políticas de la localidad, de acuerdo con el estudio específico que se realice.

La cantidad que constituye la "dotación normal" es el mínimo que debe darse a una población.

La extinta Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas propone en sus Normas de Proyecto para Obras de Abastecimiento de Agua Potable en la República Mexicana, las siguientes dotaciones que están en función de la magnitud y el clima de las poblaciones.

Población Nº de habitantes	Tipo de clima		
	Calido (litros / habitante / día)	Templado	Frio
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 en adelante	350	300	250

Tabla 2.7.1 Dotaciones de acuerdo al tamaño y clima de la población.

Demanda contra incendios.-En pequeñas localidades, y solo en casos especiales se considera necesario el sistemas de abastecimiento de agua potable que incluyan protección contra incendios. En medianas y grandes localidades el problema debe ser estudiado y justificado en cada caso, de acuerdo con la realidad local.

Cuando se considere necesaria la protección contra incendio, deberá tenerse presente que la presión requerida debe obtenerse de preferencia mediante bombas del equipo contra incendio y no necesariamente de las presiones que puedan tenerse en las tuberías de la red, el gasto de incendio se determinará de acuerdo con el siguiente criterio:

POBLACION EN MILES DE HABITANTES	HIDRANTES DE INCENDIO EN USO SIMULTANEO
20 - 50	2 DE 12.6 LTS./SEG.
50 - 200	1 DE 31.5 LTS./SEG.
MAS DE 200	2 DE 31.5 LTS./SEG.

Cuadro 2.7.2 Demanda contra incendios según el tamaño de la población.

Variaciones de consumo.-Un sistema es eficiente cuando en su capacidad está prevista la máxima demanda de la localidad. Para diseñar las diferentes partes de un sistema, se necesita conocer las variaciones mensuales, diarias y horarias del consumo. Interesan las demandas medias, las máximas diarias y las máximas horarias. Estas demandas que representan volúmen de agua en unidad de tiempo se llama "gastos". Así tenemos el "gasto medio diario" (Qm), el "gasto máximo diario" (Qmd); y el "gasto máximo horario" (Qmh).

Gasto Medio Diario (Qm).-Es el gasto que en término medio se consume en un día cualquiera del año; se obtiene de la siguiente manera:

$$Q_m = \frac{P \times D}{86,400} = \text{(lts/seg)}$$

Donde: P= Población
D= Dotación en l/h/d.

Gasto Máximo Diario (Qmd).-El consumo medio diario sufre variaciones en más y en menos, pues hay días que por la actividad, la temperatura u otra causa, se demanda un consumo mayor que el medio diario; este consumo se estima que oscila entre 120 y 150%. En general en la República Mexicana el máximo se registra entre mayo y julio. Al máximo consumo diario se le llama "gasto máximo diario" y el coeficiente con que se afecta al gasto medio diario para obtener el gasto máximo diario se le llama "coeficiente de variación diaria". Este gasto es el que debe aportar como mínimo la fuente de abastecimiento, y es el que debe de llevar la línea de conducción, con este gasto es con el que se calcula la capacidad de la planta potabilizadora y del tanque de regularización. Se representa como Qmd y se expresa en litros por segundo.

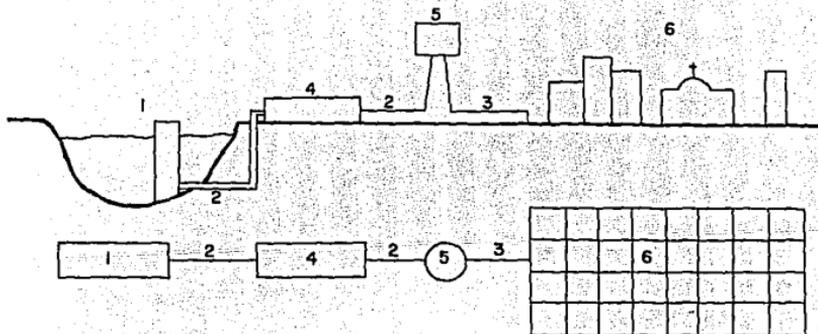
Gasto máximo horario (Qmh).-A su vez el gasto máximo diario sufre variaciones en las distintas horas del día, por lo que en el día de mayor consumo lo que interesa es saber en que hora de las 24 se requiere mayor gasto. Se ha observado que en las horas de mayor actividad se alcanza de un 150 a un 200% del gasto máximo diario. A esta variación del consumo se le llama "gasto máximo horario" y al coeficiente con que se afecta al gasto máximo diario se le llama "coeficiente de variación horaria".

Coefficientes de variación diaria y horaria.-Estos coeficientes se fijaran en función de un estudio específico realizado en la localidad. Cuando no sea posible obtener estos datos, se recurrirá a información de localidades con características similares. Los valores más frecuentemente usados son de 1.2 y 1.5 respectivamente sin embargo, el ámbito de variación puede ser el siguiente:

Coefficiente de variación diaria. 1.2 a 1.5
Coefficiente de variación horaria. 1.5 a 2.0

2.8 GASTOS PARA EL DISEÑO DE LOS DIFERENTES COMPONENTES DEL SISTEMA.

Los gastos de diseño para los diferentes componentes de un sistema de agua potable se indican en el siguiente cuadro:



COMPONENTE	GASTO DE DISEÑO
1. FUENTE Y OBRA DE CAPTACION	Q_{nd}
2. LINEA DE CONDUCCION	Q_{nd}
3. LINEA DE ALIMENTACION	Q_{nh}
4. PLANTA POTABILIZADORA	Q_{nd}
5. TANQUE DE REGULARIZACION	Q_{nd}
6. RED DE DISTRIBUCION	Q_{nh}

DONDE:

Q_n = GASTO MEDIO DIARIO

Q_{nd} = GASTO MAXIMO DIARIO

Q_{nh} = GASTO MAXIMO HORARIO

Q_n ó Q_{nd} EN PROCESOS
 Q_{nd} EN FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

Cuadro 2.8.1 Gastos para el diseño de los diferentes componentes de un sistema de agua potable.

CAPITULO 3

CAPTACION

3.1 FUENTES DE ABASTECIMIENTO.

La fuente o fuentes de abastecimiento deberán en conjunto proporcionar el gasto máximo diario; sin embargo, en todo proyecto se deberán establecer las necesidades inmediatas de la localidad siendo necesario que, cuando menos, la fuente proporcione el gasto máximo diario para esa etapa, sin peligro de reducción por sequía o cualquier otra causa, si la calidad del agua no satisface las normas de calidad deberá someterse a procesos de potabilización.

Las fuentes de abastecimiento son todos los sitios susceptibles de aprovechamiento del agua, y se clasifican de la siguiente manera:

FUENTES DE ABASTECIMIENTO	{	Atmosféricas	{	Aguas de lluvia
		Superficiales	{	Aguas de ríos y arroyos
		Subterráneas	{	Aguas de lagos o lagunas
			{	Aguas de embalses
			{	Aguas de manantiales
			{	Aguas de pozos
			{	Aguas de galerías filtrantes

3.2 CRITERIOS DE SELECCION DE LA FUENTE.

El estudio de la fuente de abastecimiento, constituye una tarea básica en la elaboración de un proyecto y su elección debe considerarse como el objetivo primordial, por lo cual, debe darsele toda la importancia que tiene y dedicarle el tiempo necesario para elegir la más adecuada, haciendo el estudio de todas y cada una de las fuentes factibles de ser usadas.

Es necesario recabar toda la información posible que se tenga y completarla con nuevos estudios, con objeto de contar con todos los elementos de juicio para realizar una adecuada elección de la fuente.

Los aspectos que deben considerarse en la elección de una fuente de abastecimiento de agua potable, son los siguientes:

1.-Cuando se trate de fuentes superficiales deberá investigarse:

-Caudales de estiaje y crecida, mediante aforos directos, registros existentes y las características principales de la avenida: frecuencia, duración, turbiedad de agua, material de arrastre entre otras cosas.

-Características físico-químicas y bacteriológicas del agua, preferentemente de muestras representativas captadas en los posibles sitios de la obra de toma.

-Características hidrológicas de la cuenca, como podrán ser. zonas habitadas. cultivadas, cruce de caminos, accesos al lugar y algunas otras que nos proporcionen más información útil.

-Factores económicos importantes en la utilización de la fuente. tales como accesibilidad, factibilidad de construcción, distancia al poblado entre otros.

2.-Cuando se trate de fuentes subterráneas, se deberá investigar en forma análoga sobre los siguientes aspectos:

-Sitios posibles para ubicar sanitariamente los pozos, evitando lugares eventualmente inundables y la cercanía a la fuente de contaminación.

-Características geohidrológicas de las zonas probables para localizar los pozos.

-Caudales y características físico-químicas y bacteriológicas de las aguas de algún pozo existente en la zona.

-Factores económicos en la utilización de las fuentes, tales como la altura de bombeo, facilidad de construcción, suministro de energía eléctrica, accesibilidad entre otros factores.

3.-Cuando haya posibilidades de aprovechar manantiales debe investigarse:

-El sitio de ubicación que garantice condiciones sanitarias adecuadas.

-Capacidad de producción del manantial, preferentemente en épocas de estiaje.

-Características físico-químicas y bacteriológicas del agua.

Ayudando esta información, es conveniente anexar al estudio el dictamen técnico de las dependencias municipales, estatales y federales correspondientes, para garantizar el suministro al sistema de acuerdo con la vida útil del proyecto.

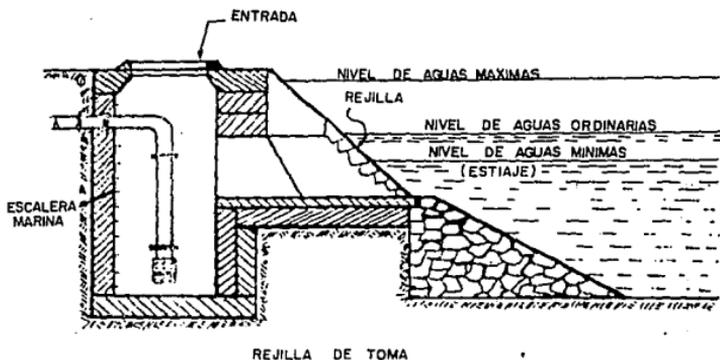
3.3 CAPTACION DE AGUAS ATMOSFERICAS.

Las aguas admosféricas son aquellas que provienen directamente de la admósfera en forma de lluvia. Estas aguas se captan antes de que llegen a la superficie terrestre, para luego almacenarlas.

3.4 CAPTACION DE AGUAS SUPERFICIALES.

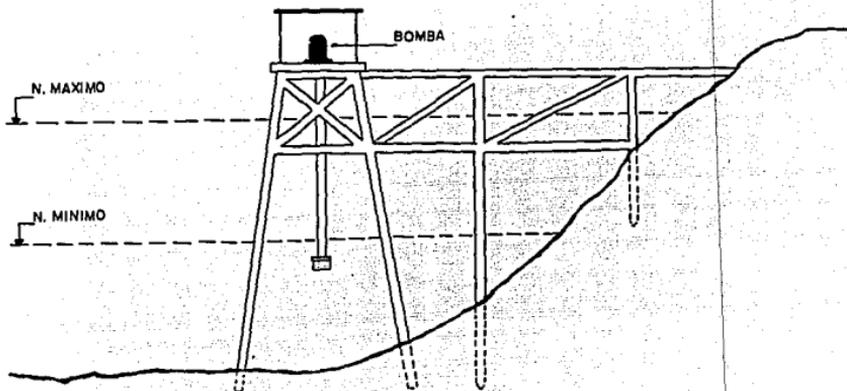
Captación en ríos o arroyos.-La manera de captar el agua en cursos naturales como ríos o arroyos, varia según el volumen por captar; las características de la corriente, es decir si es régimen permanente o variable, gasto, velocidad, pendiente; de la topografía de la zona de captación y constitución geológica del suelo; turbiedad del agua, material de arrastre, nivel de aguas máximas, nivel de aguas mínimas, zona de inundación, naturaleza del fondo del cauce y de otros factores que saltan a la vista en el proceso de elección de tipo de obra de captación por toma directa.

La variedad en las obras de captación en corrientes superficiales van desde una toma sencilla formada por un tubo y un atraque (que se introduce en la corriente para descargar el agua a una estructura de transición o cárcamo e iniciar desde allí la conducción), hasta la estructura de almacenamiento pasando por los canales de llenado o derivación, muros de retención, torres entre otros.



Esquema de captación de agua en ríos o arroyos.

Captación en lagos o lagunas.-Cuando se utilice como fuente de aprovechamiento un lago o laguna, se localizará la obra de toma lo mas alejado posible de la orilla, y en un punto donde pueda obtenerse agua de la mejor calidad. Dicho sitio debe estar alejado de las desembocaduras de corrientes y sedimentos que ya previamente se habrá determinado en los estudios de campo. La profundidad a la que debe estar la boca toma será tal que no permita la entrada de azolves ni resienta los efectos del oleaje; efectos que experimentalmente se sabe están entre 4 y 6 metros de profundidad en lagos o lagunas de regular extensión. De todos modos la boca toma siempre debe estar abajo del nivel de aguas mínimas. La obra de captación en muchos de estos casos esta constituida por una estructura de acceso o puente, una torre que funciona como cárcamo en cuyo interior están los equipos y juegos de compuerta, los que se operan desde un puente de maniobras instalado sobre la misma torre; de esta misma torre, sale a profundidad conveniente, el o los tubos de toma, cuyo extremo constituye la boca toma que debe estar protegida con rejillas.



Esquema de captación de agua en lagos e lagunas.

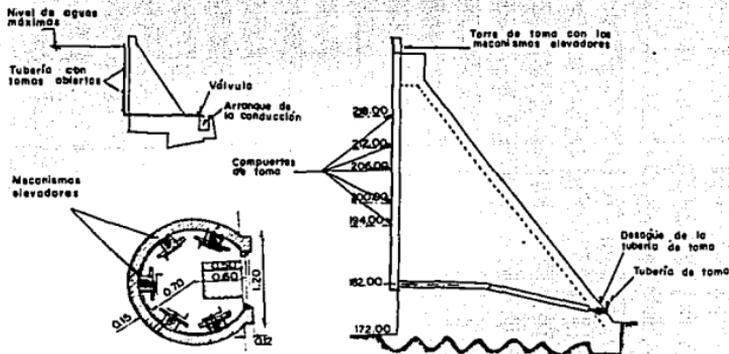
Captación en embalses.—Cuando como obra de captación se recurre a las presas de almacenamiento, se provoca un embalse contenido por una cortina o muro. La capacidad de ésta obra está en función de la demanda de la población y de la aportación de la corriente en intervalos de tiempo mas o menos definidos y que se conocen cuando se dispone de la historia hidrográfica de la corriente.

Una presa esta constituida por obra de toma, cortina y obra de excedencias, mismas que a su vez constan de otras partes. La elevación de la obra depende del tipo de cortina, del gasto por extraer, de la carga hidráulica, de la topografía, geología, volumen y tipo de azolves.

La captación se lleva a cabo generalmente por medio de una torre que se localiza cerca del pie de la cortina, en la parte de aguas arriba, disponiéndose entradas a diferentes niveles. en cada una de estas bocatomas se instalará una válvula cuyo mecanismo de operación se coloca en la parte superior de la torre. La válvula de servicio se puede instalar al pie de la torre, la que esta ligada a la corona de la presa o a una de las laderas de la boquilla.

La toma puede estar constituida por una tubería que se ahoga dentro de la cortina colocándole a la entrada una rejilla. En el lado de aguas abajo de la cortina se instalan válvulas de emergencia y de servicio.

La rejilla se forma con barras de acero soportadas por un marco de acero o de concreto. La separación de las barras varía de 5 a 7.5 cm. centro a centro. La velocidad con que el agua debe pasar por la rejilla debe ser menor de 60 cm/seg.



Esquemas de captaciones de agua en embalses

3.5 CAPTACION DE AGUAS SUBTERRANEAS.

Son las aguas que se filtran en el terreno, para formar acuíferos libres o confinados, y se pueden extraer por medio de pozos profundos, pozos poco profundos y galerías filtrantes. Durante este proceso sufren modificaciones, ya que al atravesar las capas terrestres absorben ácido carbónico, se mineralizan y pierden oxígeno, entre otras cosas.

Las aguas subterráneas se localizan en una zona de cavidades conectadas entre sí. Esta zona comprende: la zona de saturación y la zona de aereación, que quedan separadas por el nivel freático. En la zona de saturación, las cavidades están llenas de agua bajo presión hidrostática.

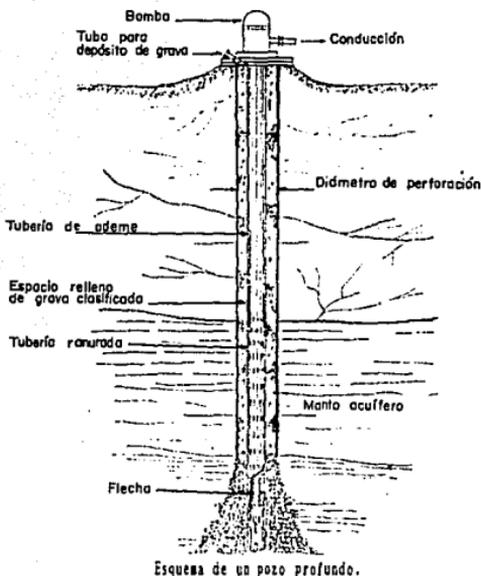
Reciben el nombre de aguas subterráneas, las que a su vez se dividen en freáticas y artesianas. En la zona de aereación, las cavidades están llenas principalmente de gases atmosféricos y agua, pero no bajo presión hidrostática sino sostenida por atracción molecular, razón por la cual también se le llama agua suspendida y comprende, el agua del suelo aprovechada por las plantas, el agua intermedia que es casi estacionaria que se mueve hacia la zona de saturación por gravedad; y el agua capilar, por arriba del nivel freático, como una continuación de la zona de saturación. La profundidad del nivel freático depende de la topografía y la estructura del suelo.

Generalidades acerca del diseño de pozos profundos.-El agua artesianas esta a presión diferente de la atmosférica por estar confinada entre dos capas de terreno impermeable.

De las aguas subterráneas esta es la fuente que más agua proporciona y a la que se recurre cuando se abastece una población de fuerte concentración demográfica. Estas aguas presentan la ventaja de que por su remoto origen mantienen casi constante su nivel piezométrico que se traduce en rendimiento constante y uniforme.

Estas aguas se captan mediante pozos profundos que son de diámetro insignificante comparado con la profundidad. El diámetro de perforaciones de estos pozos varía de 350 a 750 mm. (14" a 24") muchas veces el diámetro de ademe no es constante desde la superficie de la tierra hasta la capa acuífera, si no que va disminuyendo a medida que se profundiza. Se hace el diámetro de perforación unos 100 a 150 mm. (4" a 6") mas grande que el diámetro del tubo de ademe con el objeto de colocar en el espacio entre los dos diámetros, una capa de grava. Se ranura el tubo de ademe en el tramo que estará en contacto con el manto acuífero.

El sitio elegido para la perforación estará de acuerdo con los estudios geohidrológicos y/o geofísicos. El proyecto de entubación dependerá del corte geológico del pozo ya perforado y del registro eléctrico que se hará posterior a la perforación. Este registro eléctrico nos dará la profundidad del acuífero. El diámetro de ademe estará en función del diámetro de los tazones de bombeo que asegurará el gasto de explotación. Terminada la construcción del pozo, se procede al desarrollo y limpieza, es decir, se pone a funcionar la bomba de aforo para extraerle el barro y otros materiales caídos durante la construcción, y limpiar, por la succión de la bomba, los caminos que ha de seguir el agua en su reconocimiento al pozo. Una vez hecho el desarrollo y limpia, se efectuará el aforo mediante un bombeo continuo de por lo menos 72 horas. Los resultados se registrarán, tabularán y con ellos se formará una gráfica llamada de "gastos-abatimiento" con la que se determinará el gasto de explotación. Se llama "gastos-abatimiento" por que en uno de los ejes (el horizontal) se indican los gastos y el otro (vertical) lo que baja el nivel del agua dentro del pozo a medida que se va aumentando el gasto de extracción. El nivel que tiene el agua en el pozo cuando no se le extrae agua después de un tiempo se llama "nivel estático", al nivel que tiene cuando la bomba está funcionando se le llama "nivel dinámico".

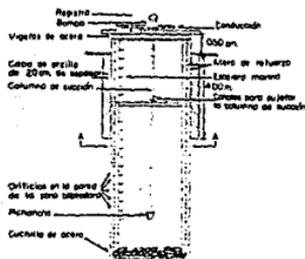


Generalidades acerca del diseño de pozos someros.—Las aguas freáticas, se caracterizan por estar a la presión atmosférica y no estar confinadas, pues circulan a través de mantos porosos como arena, grava, aluviones o tobas poco coherentes. Estas aguas se captan mediante galerías filtrantes o mediante pozos someros.

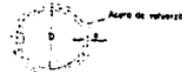
Cuando se recurra a pozos a cielo abierto o someros se recomienda tengan un diámetro mínimo de 1.5 m. si es circular y si es rectangular debe tener por lo menos 1.5 m. en el lado menor. Estos pozos tienen una profundidad generalmente comprendida entre 10 y 20m., y raras veces podrá ir más allá de los 25 metros.

Si la pared del pozo es de concreto, la parte situada en el estrato permeable debe llevar perforaciones de acuerdo con un previo estudio granulométrico, pero si no se dispone de estos datos, se recomienda que el diámetro de las perforaciones sea de 2.5 a 5 cm. Colocadas en trebolillo, a una distancia de 15 a 25 cm. centro a centro. Para pozos con ademe de mampostería de piedra o tabique, se dejarán espacios sin juntear en el estrato permeable, procurando apearse a la consideración anterior.

Para estos pozos excavados a cielo abierto existe el procedimiento tipo "indio". En estos pozos la cimbra se forma previamente en el exterior y en el sitio de construcción, se arma el refuerzo y se va colocando el ademe o pared, mismo que por su propio peso y con el auxilio de la excavación se va hundiendo a medida que se profundiza el pozo. El ademe se forma de anillos de 1 a 1.5 m. de altura, con el diámetro requerido y espesor mínimo de 0.30 m. dependiendo este último del peso que debe tener el anillo para vencer la fricción entre concreto y suelo. La parte que va frente al acuífero lleva orificios distribuidos. El primer anillo va provisto de una zapata biselada para concentrar el peso del lastre que se coloca encima en casos necesarios, para lograr el hundimiento del citado ademe.



SECCION A-A



Perforaciones en la pared de la zapata



Esquema de pozos someros.

Esta clase de pozos se utiliza cuando se trata de captar agua de un acuífero freático somero, de fuerte espesor que este constituido por materiales fragmentados no cementados, como las capas de origen aluvial que se encuentran en los márgenes de los ríos o en el fondo de los valles.

El brocal del pozo debe tener como mínimo 50 cm. sobre el nivel del terreno y la tapa debe ser de concreto armado, con una saliente perimetral de 50 cm. Si el pozo es de mampostería o tabique debe colocarse una capa impermeable de arcilla compactada de 15 a 20 cm. de espesor en la periferia de la pared, hasta una profundidad de 4 m. si se encuentra dentro o cerca de la zona poblada, debe localizarse en un punto alto con respecto a los de contaminación y alejado de ellos a una distancia mínima de 25 metros.

Pozos radiales o Ranney.—Los pozos radiales, de los que el tipo más característico es el Ranney. Consiste en un pozo central armado, de un diámetro interior mínimo de 4 metros con paredes de 45 cm. cuyo fondo está cerrado por una losa de concreto armado.

A 1.20 m. del fondo del pozo y en orificios previamente dejados en las paredes del mismo, se introducen horizontalmente tubos perforados de 8" (200 mm.) de diámetro, con longitud de 30 a 80 m. cada tubo. Estos tubos se introducen con ayuda de gatos y se requieren los siguientes accesorios:

- Una punta para la extremidad externa, que facilitan su penetración en el terreno.
- Unos anillos que sirven de guía al tubo y un cople o manguito impermeable.
- La extremidad interior de cada tubo está provista de una compuerta plana que se acciona desde la superficie, con el fin de regular el gasto de entrada.

Estos pozos están fundados en los siguientes principios:

- Filtración de una gran superficie de capa acuífera.
- Extracción artificial de la arena de la misma capa acuífera.
- Control del gasto del pozo cerrando los tubos convenientes.
- Impermeabilidad de las paredes del pozo.

Los tubos son de lámina de acero de 8 mm. de espesor con diámetro de exterior de 216 mm. y sus ranuras son de 9x37.5 mm. (15 a 20% de la superficie total). Su longitud es de 2.50 m. cada tramo. La punta está taladrada de ranuras más grandes para permitir el paso de las arenas y gravas pequeñas.

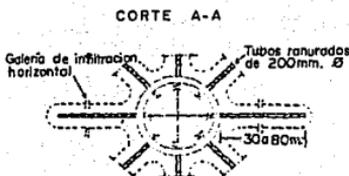
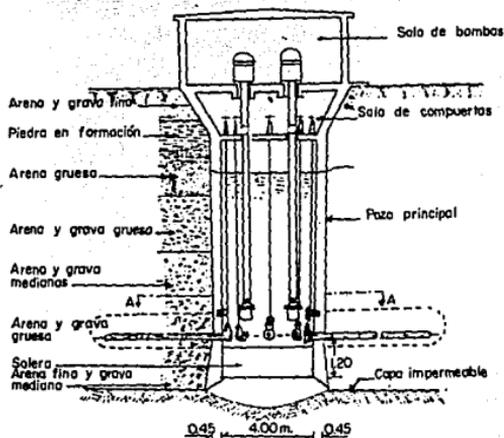
La velocidad del paso del agua por las ranuras debe estar entre 6 y 12 mm/seg. y en el tubo mismo de 1 a 2 m/seg.

La zona de captación que se forma alrededor de cada tubo en servicio tiene una anchura comprendida entre 1.5 y 2.5 m, según sea la composición de la capa filtrante subálvea.

El caudal depende del radio y de la altura, y como poco se puede hacer para aumentar dicha altura, debe adecuarse el radio, el cual puede ser más grande.

Al ser la velocidad de infiltración en estos pozos hasta de 30 veces inferior a la de los pozos ordinarios (0.1 mm. contra 3 mm./seg.); el arrastre de arenas y elementos finos es menor y se reduce el peligro de azolvamiento de los tubos. Para regular esta velocidad de infiltración se maniobran las compuertas.

Al ser menor la velocidad de evacuación y menor la velocidad de captación de aguas, el descenso de la capa acuifera es menor que la de pozos ordinarios. El rendimiento hidráulico de la capa acuifera llega en estos pozos de 70 a 90% contra 25 a 30% de un pozo ordinario, pudiendo llegar, a capas freáticas, de 200 a 400 lts./seg. Si los pozos están próximos a un río pueden dar de 750 a 1500 lts./seg.



El gasto se obtiene con la siguiente fórmula:

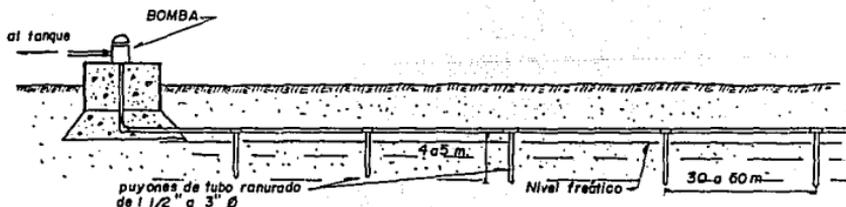
$$Q = 2\pi r h \sqrt{\frac{K}{15}}$$

Q = gasto en m³/seg.
 r = radio del pozo en m.
 h = altura del agua sobre el fondo
 K = coeficiente de permeabilidad en m/seg.

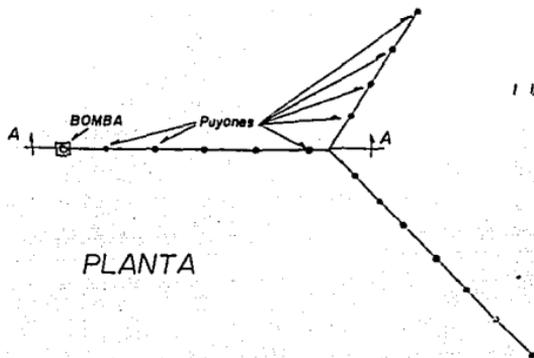
Esquema de pozos radiales o Ranney.

Sistema de puyones (Well point).-También se puede captar el agua freática por un sistema llamado de puyones, cuando el medio permeable es arenoso y superficial.

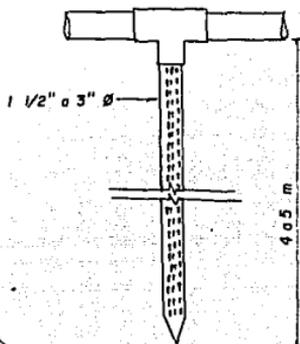
Este sistema consiste en hincar en el terreno una serie de tubos de pequeño diámetro (1" a 2") y de 4 a 5 mts. de longitud. Estos tubos se perforan y se hincan a distancias que fluctúan entre 30 y 60 mts. una de otra; y se conectan todos a un tubo múltiple, que a su vez está conectado a la succión de una bomba. Estos tubos perforados se protegen en toda su longitud con una malla, que sirve de colador, con el fin de evitar la obstrucción de las perforaciones y proteger la bomba de la acción abrasiva de la arena. Con éste sistema se captan pequeñas cantidades de agua, pues cada puyón en éstas condiciones no capta más de un litro por segundo.



CORTE A-A



PLANTA



PUYON

Esquema de un sistema de puyones.

3.6 APLICACIONES DEL ESTUDIO GEOHIDROLOGICO.

La geohidrología es la rama de la hidrología que trata el yacimiento, movimiento, recargas y descargas del agua subterránea; así como las propiedades de las rocas que influyen en su ocurrencia y almacenamiento, además los métodos empleados para la investigación, utilización y conservación de la misma.

Los estudios geohidrológicos directos conducen a la cuantificación de los volúmenes de agua subterránea, mediante el procesamiento e interpretación de los datos tomados directamente de los acuíferos. La información de hidrología superficial como son los datos climatológicos, registros hidrométricos y el marco hidrogeológico, constituyen una parte necesaria, aún cuando su interpretación es tan solo un auxiliar en la cuantificación de los recursos de agua subterránea.

De acuerdo con la cantidad y calidad de los datos disponibles, así como de los resultados que se obtengan, un estudio directo puede ser:

Estudio preliminar.-En ésta etapa se realiza la recopilación de la información existente; y se da principio a los trabajos de campo: fotogeología, censos de pozos, observaciones piezométricas, nivelación de brocales, muestreo de aguas, aforo de caudales de extracción de los pozos, pruebas de bombeo entre otras actividades; se inicia el procesamiento de la información disponible, pero sin obtener aún resultados respecto a los volúmenes aprovechables de agua subterránea y a las condiciones de exploración.

Estudio inicial.-(3er orden).-Lo constituye la interpretación de: la fotogeología, la información piezométrica, los volúmenes globales de extracción por bombeo de pozos, las entradas y salidas de aguas superficiales, la calidad del agua, pruebas de bombeo para determinar transmisibilidades y coeficientes de almacenaje locales de los acuíferos, así como el censo de pozos completo. En este estudio se llega a una primera estimación de la recarga a los acuíferos, condicionada por el clima que haya prevalecido durante el periodo de estimación.

Estudio avanzado (2do. orden).- Con la información de los sondeos estratigráficos, con el conocimiento completo de la piezometría, de la distribución de las extracciones por bombeo de pozos, de las aportaciones por infiltración, de las conducciones y de las características hidrodinámicas de los acuíferos; con el levantamiento fotogeohidrológico y la geoquímica; se llega al planteo de un balance formal de aguas subterráneas, para calcular la recarga de los acuíferos llegando a determinar un valor medio anual, en el que se incluyan diversas condiciones climatológicas que se presenten en la zona de estudio.

En este estudio se determina el balance de las aguas subterráneas, se calcula la recarga de los acuíferos para determinar un valor medio anual, requiriendo la información de un sondeo estratigráfico.

Estudio con modelo matemático (1er. orden).-Se tiene cuando la información señalada para el estudio avanzado es amplia y cubre el número de periodos que permitan calibrar y operar un modelo matemático de los acuíferos, para estudiar el comportamiento de sus niveles piezométricos bajo las alternativas de explotación futura que se deseen imponer.

Prospección del agua subterránea.-El agua subterránea existe en cualquier parte por debajo de la superficie terrestre, la exploración de la misma consiste básicamente en determinar en donde se encuentra, bajo las condiciones que le permitan llegar rápidamente a los pozos, a fin de poder ser utilizada en forma económica. La manera práctica de hacer lo anterior incluye la aplicación de conocimientos técnicos, experiencia de la perforación y sentido común.

A continuación se describe un enfoque general para realizar una exploración de agua subterránea.

Ciertos indicios útiles en la localización de abastecimientos de agua subterránea son por ejemplo, que esta probablemente se encuentra en mayores cantidades bajo los valles que en las partes altas; en las zonas áridas cierto tipo de plantas nos indican que el agua que las nutre se encuentra a poca profundidad; así mismo en las áreas en donde el agua aparece superficialmente como son manantiales, pantanos y lagos, también debe existir agua subterránea aunque no necesariamente en grandes cantidades o de buena calidad; sin embargo, los indicios más valiosos son las rocas, ya que los hidrólogos y los geólogos las agrupan sin importar que sean consolidadas, como las areniscas, calizas, granitos y basaltos; o no consolidadas como las gravas, arenas y arcillas.

La grava, arena, areniscas y calizas, son las mejores conductoras de agua, sin embargo, sólo constituyen una parte de las rocas que forman la corteza terrestre y no todas ellas aportan la misma cantidad de agua.

La mayor parte de las rocas constituidas de arcilla, lutitas y rocas cristalinas son en general pobres productoras, pero pueden aportar agua suficiente para usos domésticos en las áreas en donde no se encuentra buenos acuíferos.

Los lineamientos generales para realizar una exploración de agua son los siguientes:

Se elabora un plano geológico que muestre los diferentes tipos de roca que afloran a la superficie y de ser posible, secciones transversales que permitan ver su distribución en el subsuelo. El plano geológico, las secciones y sus explicaciones anexas, deben mostrar justamente cuales rocas son probables conductoras de agua y en donde se encuentran por debajo de la superficie.

Debe reunirse toda la información respecto a la existencia de pozos, su localización, profundidad de perforación, profundidad al nivel del agua, caudal promedio y el tipo de rocas que se hayan encontrado al perforar.

La historia de los pozos en donde el perforista ha tenido el cuidado de registrar la profundidad y el tipo de los diferentes estratos que ha ido encontrando al realizar la perforación, siempre son de gran utilidad para conocer las condiciones geohidrológicas de cualquier región. La historia de un pozo es realmente útil cuando incluye los siguientes datos: muestras de las rocas, información de cuales estratos contienen agua y con que facilidad la ceden, la profundidad a que se encuentra el nivel estático del agua en los estratos que la contengan y los datos de las pruebas de aforo y bombeo de cada uno de los acuíferos, a fin de poder determinar cuanta agua pueden aportar y cuanto se abate el nivel del agua de acuerdo a los caudales de bombeo.

Cuando no hay pozos o no existe la suficiente información sobre ellos, es necesario perforar algunos pozos de exploración, mediante los cuales se obtienen muestras del material encontrado durante el avance de la perforación, mismo que posteriormente es examinado y analizado para determinar cuales estratos son los que contienen agua y de que tamaño son las áreas en que se extiendan.

Los reportes y los planos que sobre las condiciones geohidrológicas de cualquier región se elaboren, deben mencionar los lugares en donde puede encontrarse agua subterránea, la calidad química de ésta y en forma muy general que cantidad puede obtenerse, así mismo los lugares donde se encuentra la carga y descarga natural de los acuíferos.

El entendimiento de los principios fundamentales de la ocurrencia y movimiento del agua subterránea, es básico para la exploración de la misma a fin de alcanzar resultados óptimos.

3.7 CAPTACION DE MANANTIALES Y GALERIAS FILTRANTES.

Captación de manantiales.-El agua de manantial no siempre es de buena calidad; pues en muchas ocasiones no son más que pozos superficiales cuya agua procede de un estrato acuífero compuesto de piedra caliza fragmentada, arena o grava, situado a escasa profundidad. Debido a que no es siempre posible determinar la profundidad del estrato en que se encuentran las aguas, ni si el agua esta protegida de contaminación superficial, por la impermeabilidad del terreno, es necesario tomar precauciones rigurosas antes de aprovecharla para el consumo doméstico. Los manantiales que se enturbian después de las lluvias indican que el acuífero ha recibido una recarga posiblemente contaminada.

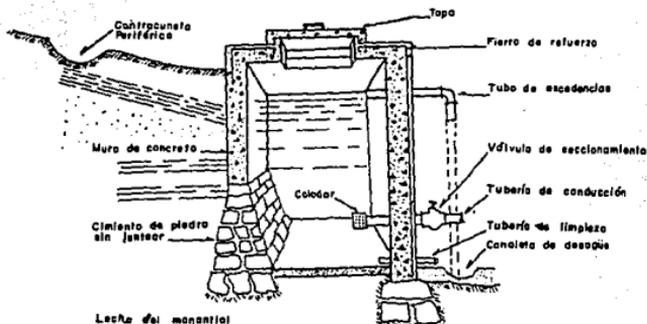
Quando haya de ser utilizada el agua de manantial, éste deberá protegerse de los escurrimientos superficiales, y de otros agentes contaminantes. El venero debe ser perfectamente protegida con una cámara formada por un muro y una estructura de cubierta. El muro debe desplantarse sobre material resistente y de ser posible impermeable, pero cuidandose de no tocar los veneros para no provocar su desaparición o algún cambio de comportamiento hidráulico. La losa o cubierta debe protegerlo del contacto directo con el exterior. El vertedero debe estar a la altura de la superficie libre en el agua para no provocar sobrecarga en el manantial, y debe ir protegido con rejillas para evitar la entrada de personas o animales. Adosado a éste muro o a distancia, debe ir una caja o registro en donde se instalará la toma propiamente dicha y en la que se pondrá una válvula para controlar la entrada o bloqueo del agua en la conducción; pues es en éste punto precisamente donde se inicia la línea de conducción.

En la cubierta de la cámara se hará un registro para dar acceso a una escalera marina, que servirá para hacer la inspección de su interior. Si el agua debe ser bombeada, el equipo no debe montarse sobre la cubierta de la cámara, sino sobre el registro adosado que servirá de cárcamo.

Durante la cimentación del muro de la obra de captación no deben emplearse métodos violentos, tal como el uso de explosivos; esta excavación debe hacerse con mucho cuidado.

Quando hay varios manantiales en la zona de afloramiento se captan en forma individual y mediante conductos particulares se reúnen en un cárcamo desde donde se inicia la conducción.

A parte del tubo de toma, las cajas y cámaras deben llevar obras de excedencias y debe disponerse de escaleras que permitan apreciar en cualquier momento el gasto y poder llevar un registro de aportaciones.



Esquema de captación de agua de manantial.

Los manantiales se clasifican en:

Manantiales de afloramiento o vertedero.—Estos manantiales suelen aparecer en el fondo y en las laderas de los valles o en los afloramientos de deformaciones impermeables, saliendo a través de sus discontinuidades.

Manantiales de emergencia o de vanguardia.—Estos manantiales proceden de la elevación del nivel freático, hasta alcanzar la vanguardia, estando sujetos al caudal del manto y a las variaciones del nivel del agua.

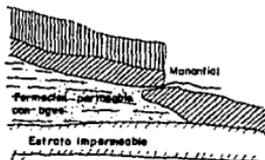
Manantiales de grieta o filón.—Estos surgen cuando hay veneros ascendentes que tienen carga suficiente para salir al exterior. Muchas de las fuentes termales y medicinales son de éste tipo.

Los manantiales intermitentes son aquellos donde la salida del agua cesa periódicamente, por existir depósitos subterráneos con salida en sifón, que han de llenarse por aportaciones de filones o grietas hasta una cierta altura para que salga el agua de manera continua.

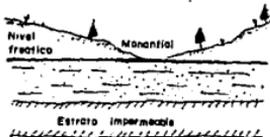
A su vez los manantiales intermitentes se dividen en intermitentes puros e intercalares.

Manantiales intermitentes puros.—En este tipo de manantiales el agua cesa de emanar cuando la altura en el depósito subterráneo alimentador no llega al conducto de salida.

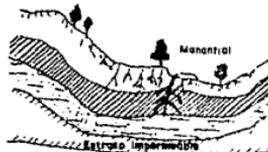
Manantiales intercalares.—Estos manantiales experimentan algunas variaciones de caudal debido al depósito de intermitencia, pero tienen al mismo tiempo alimentación directa de otros veneros.



Manantial de afloramiento



Manantial de emergencia



Manantial de grieta o filón



Manantial intermitente puro



Manantial intercalar

Captación de galerías filtrantes.-Cuando el agua subterránea está a profundidad moderada se capta mediante galerías filtrantes. Estas obras, en lo general, deben proyectarse de acuerdo con la posición y forma del acuífero, con el corte geológico y con las curvas de nivel del terreno y de la superficie exterior del nivel freático, a fin de orientar la galería con la dirección de la mayor pendiente de la superficie formada por el nivel de saturación. Esta obra de captación está formada por una tubería perforada en su parte superior, colocada sin juntear, que se instala en el fondo de una zanja o tajo de sección trapecial hecha a propósito, con la pendiente adecuada, en donde para evitar que a través de las perforaciones entre arena o tierra de relleno de la zanja y para lograr filtrar el agua al mismo tiempo, se coloca sobre el tubo como material de relleno, grava clasificada generalmente entre tres capas o espesores que varían de 40 a 70 cm. según la profundidad del tajo. Esta zona filtrante estará constituida por material pétreo lavado, con una granulometría adecuada a la del terreno natural del acuífero. La última capa estará formada por material menor de 30 cm. y la zanja, de preferencia, de sección trapecial. La profundidad máxima de éstas obras no debe exceder de 6 mts., salvo casos especiales, como cuando la tubería tiene un diámetro al rededor de 2.5 mts. El ancho del fondo se recomienda sea de 2 a 3 veces el diámetro.

La capacidad de una galería filtrante se puede determinar teóricamente con la siguiente expresión matemática:

$$Q = \frac{KL}{2R}(2H-h')h'$$

Donde: Q = Gasto en metros cúbicos por segundo.
 K = Coeficiente de permeabilidad que depende de la finura y porosidad del material permeable, en mts./seg.
 R = Radio del círculo de influencia, en metros.
 H = Carga estática o distancia vertical del nivel estático al estrato impermeable, en metros.
 L = Longitud de la galería, en metros.
 h' = Abatimiento observado.

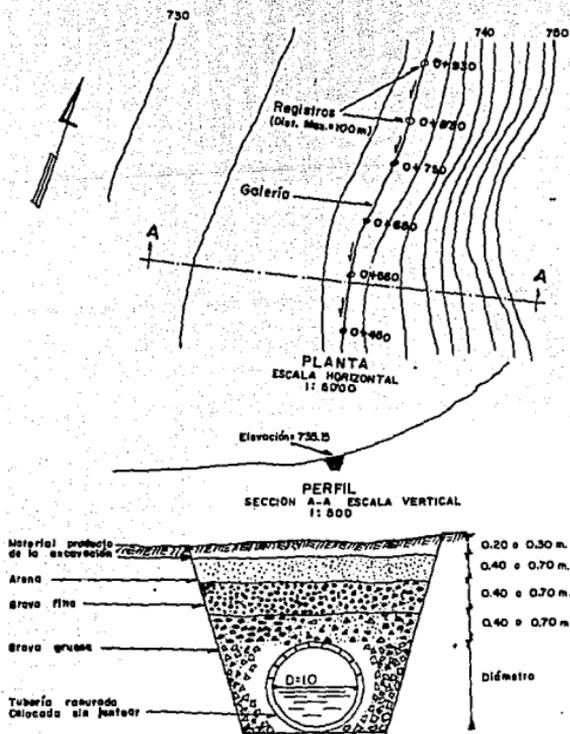
Generalmente en lugar de un fondo horizontal se tiene cierta pendiente S. En éste caso puede calcularse el gasto que escurre por el manto acuífero antes de la construcción de la galería.

$$Q = KSHL$$

Las galerías filtrantes se emplean también en la captación de manantiales cuando se presentan en las laderas o cuando afloran en una superficie y no en un punto definido. Se emplean también en la captación de aguas subálveas.

La posición de la galería en un río puede ser transversal a la corriente o paralela a ella, dentro o fuera del cauce, de acuerdo con la distribución y la circulación del agua freática o subálvea, que se determinará por la observación de los pozos de exploración.

Las perforaciones de los conductos deben ser en forma de ranuras en lugar de círculos por presentar más dificultad a la obstrucción. Si las perforaciones se hacen circulares, su dimensión y espaciamiento será el indicado en el caso de los pozos someros.



Esquema de captación de aguas en galerías filtrantes.

3.8 GENERALIDADES ACERCA DE EQUIPOS DE BOMBEO PARA OBRAS DE CAPTACION.

Los equipos de bombeo son necesarios en el abastecimiento de agua en tres casos posibles:

- Cuando la elevación de la fuente es tal que el agua no escurre por gravedad hasta las líneas principales.
- Cuando la presión en las líneas principales debe incrementarse.
- Cuando se debe elevar el agua de un nivel a otro.

Las bombas para abastecimiento de agua se pueden escoger sobre la base de un promedio diario dependiendo de la capacidad en la cantidad de almacenaje provista. También, como el agua no contiene cantidades significativas de materia en suspensión, no se necesitan bombas de diseños especiales.

Sobre la base del tipo de servicio, las bombas de obras hidráulicas se pueden clasificar como de alto servicio o baja carga. De acuerdo con los principios mecánicos con los que operan, las bombas son de desplazamiento, centrífugas, o de vacío. Una bomba de desplazamiento utiliza un pistón primero para llevar el agua hasta una cámara cerrada y luego para empujarla bajo presión. Una variación de éste principio se aplica en una bomba rotativa: éstas bombas contienen dos cilindros rotativos que, al engranarse, introducen el agua en una cámara y la forzan a salir, de manera prácticamente continua, por la tubería de impulsión. La bomba centrífuga tiene un impulsor giratorio que imparte velocidad al agua: como resultado de esta fuerza el agua se eleva. En una bomba de vacío se suelta el aire comprimido y el agua aireada se eleva debido a que su gravedad específica es menor que la del agua sola.

Se utiliza potencia eléctrica para la gran mayoría de las instalaciones de bombeo. El movimiento se produce con un motor, el que generalmente está conectado directamente con la bomba. En donde una falla de potencia puede ser de efectos serios, se deben hacer los arreglos necesarios para permitir que por lo menos una bomba en la estación este operando por una máquina de reserva, usualmente de gasolina o diesel.

La potencia de una máquina puede aplicarse conectandola a un generador que mueve el motor de la bomba o utilizando una conexión mecánica a la bomba, casi siempre unos engranes. La bomba que debe proporcionar la potencia de reserva para una emergencia, depende de las condiciones locales, tales como la cantidad de almacenamiento de agua y la confiabilidad de la potencia eléctrica.

Quando el volumen de descarga y la carga por vencer de la bomba son datos, la potencia hidráulica, en caballos de fuerza (HP) necesaria puede obtenerse mediante la siguiente fórmula:

$$P = \frac{\gamma Q H}{76 \eta}$$

Donde: P = Potencia teórica requerida para operar la bomba.

H = Carga dinámica total de bombeo en metros

Q = Volumen de agua en metro cúbicos por segundo.

γ = Peso específico del agua. (1000 kg./m³).

η = Eficiencia de la bomba.

La carga dinámica total, contra la que opera la bomba, es la suma algebraica de los siguientes términos:

-La carga por vencer, o la distancia vertical del centro de la bomba al nivel hasta el que se va a elevar el agua.

-La carga de succión, la distancia vertical del nivel de la fuente de agua que, esta bombeándose, al centro de la bomba.

-La carga de fricción y las pérdidas de carga en las líneas de descarga y de succión, incluyendo los accesorios.

-La carga de velocidad, o la carga necesaria para mantener el flujo.

La carga de succión será positiva si la bomba está colocada arriba del nivel de la fuente, y negativa si la bomba está abajo del nivel de la fuente, o sea que está bajo presión. Por lo tanto se resta a la carga por vencer.

Uso de las bombas centrífugas.-En estas bombas se lleva el agua hasta un impulsor, que está girando rápidamente. Esta rotación imparte presión y velocidad al agua empujandola hacia afuera y forzandola hacia la línea de descarga. El diámetro y la velocidad del impulsor determinan la carga que puede tomar la bomba. En la práctica no se utiliza la bomba de un tiempo para cargas mayores de 90 mts. Para una carga mayor se utiliza una bomba de 2 o mas tiempos. En estas bombas, los impulsores están conectados en serie de modo que la descarga de un impulsor alimenta la toma del otro.

Los impulsores de la bombas centrífugas pueden ser abiertos o cerrados. El impulsor tipo abierto es mas apropiado para bombear líquidos que tengan sólidos, tales como aguas negras o agua fangosa; pero el tipo cerrado es generalmente mas eficaz y el mas utilizado en abastecimiento de agua.

La descarga de una bomba centrífuga está fija por el diseño del impulsor y por la velocidad de rotación. En general una bomba centrífuga se proyecta para condiciones específicas de carga y volumen, pero el diseño puede proporcionar una eficiencia alta dentro de un rango reducido, o una eficiencia menor en rango mayor.

Use de las bombas reciprocantes.-Las bombas reciprocantes se utilizan muy poco en obras hidráulicas. Una de las aplicaciones de estas bombas en el abastecimiento de agua es bombear en pozos profundos, se utilizan para manejar los residuos semilíquidos o lodos. Dos vástagos operados por un motor en la superficie del terreno suben y bajan los pistones que están en un cilindro de la bomba en el pozo, forzando el agua hacia la superficie. Un vástago es hueco y el otro se mueve dentro de él. El pistón trabaja en direcciones opuestas, jalando agua hacia el espacio entre ellos y forzandola hacia arriba.

Bombas rotativas.-Son máquinas de desplazamiento positivo que, aunque son especialmente apropiadas para el bombeo de productos químicos viscosos, en ocasiones se utilizan en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales. Existe una gran variedad en el diseño de este tipo de bombas, incluyendo las de levas, de engranaje externo, engranaje interno, lobulares, de paletas, de tubo flexible, y las bombas de tornillo que son similares a las de hélices.

Bombas eyectoras.-Estas bombas están constituidas por una bomba centrífuga de una sola etapa, instalada en la superficie del terreno, la cual dirige una parte del caudal descargado a través del eyector desde donde se retorna a la entrada de la bomba. El eyector puede estar tanto en la superficie, cuando el pozo es de poca profundidad, como en el fondo del pozo cuando éste es profundo. Esta técnica da lugar a una presión reducida debajo del eyector y a una gran presión en la entrada de la bomba, induciendo de esta manera, el flujo de agua desde el acuífero. El caudal que atraviesa por el eyector está entre el 150 y 250% del flujo inducido según la altura de impulsión.

Bombas de emulsión de aire.-Estas bombas utilizan un caudal de aire que se introduce en las mismas para producir una reducción del peso de la columna de agua en el pozo, que da lugar a un flujo ascensional debido a la presión hidrostática en el acuífero. El diseño de estas bombas, es fundamentalmente empírico, y el caudal de descarga es función de la sumergencia, diámetro de la tubería de salida y del caudal de aire. La aplicación de este tipo de bombas en la práctica esta limitada a la recirculación de fangos en las que su simplicidad compensa su bajo rendimiento.

Bombas de hélice.-Consisten en un rotor helicoidal que gira alrededor de su eje longitudinal en una cámara de doble hélice, el agua es desplazada a lo largo de la cámara por el giro del rotor. Este tipo de bomba es de desplazamiento positivo y puede utilizarse en pozos profundos.

Bombas alternativas.—Han sido muy utilizadas en el pasado, tanto para pozos como para el abastecimiento de agua, pero en la actualidad su uso ha sido desplazado por las bombas centrífugas. La única aplicación que le queda es el bombeo de fangos. Las bombas de este tipo requieren presiones medias o altas para su buen funcionamiento.

Bombas sumergibles.—Una bomba sumergible esta sellada de tal manera que se puede sumergir completamente en el agua. Son necesarios un cable eléctrico para proporcionar potencia y un tubo para descargar el agua. Las bombas sumergibles son útiles en bombeo de pozos profundos y en algunas instalaciones de bombas reforzadoras, en donde se desea extraer agua de una línea principal a baja presión y enviarla a un tanque elevado o a otra línea principal en la que se requiere una presión mayor.

Las operaciones de bombeo se pueden regular mediante control remoto. En abastecimiento de agua potable una línea telefónica puede proporcionar registros continuos de la operación de una estación de bombeo distante, y puede indicar un mal funcionamiento o paro mediante luces de colores. Los controles remotos también pueden arrancar y parar las bombas de acuerdo con los niveles de agua de un tanque de almacenamiento, o con las presiones de una línea principal. Donde se instalan varias bombas, la selección de las unidades de bombeo que se van a utilizar se pueden hacer automáticamente de acuerdo con la necesidad de agua o con el flujo de entrada, y las bombas se pueden rotar de acuerdo con cualquier programa.

En muchos casos, una estación de bombeo de obras hidráulicas no está operada a toda su capacidad todo el tiempo. Como la eficiencia de una unidad de bombeo varía con la carga, es práctica común diseñar una estación de modo que algunas de las unidades de bombeo estén trabajando a toda su capacidad todo el tiempo. Por lo tanto, se pueden instalar dos, tres o cuatro bombas; las condiciones locales, tales como la demanda, el volumen de abastecimiento disponible en el sistema de distribución y el deseo de bombear fuera de condiciones máximas, fijaran los tamaños de las bombas.

Como un ejemplo, si hay cuatro bombas, las dos mayores pueden abastecer la demanda máxima; una de éstas y la mas pequeña pueden manejar la demanda normal, y la otra bomba puede tomar los requisitos mínimos.

Las estaciones de bombeo para abastecimiento de agua potable a diferencia de las de aguas residuales, no utilizan un pozo sumidero, las bombas extraen el agua directamente de un depósito, una toma u otra fuente. Tampoco es necesario tener las bombas localizadas a una elevación tan baja respecto a la superficie del terreno. Estas condiciones simplifican muchos problemas de proyecto.

CAPITULO 4

CONDUCCION

4.1 COMPONENTES DE LA LINEA DE CONDUCCION.

La línea de conducción es la parte del sistema constituido por el conjunto de conductos y accesorios que son destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, a partir de la captación hasta un punto que puede ser un tanque de regularización, una planta potabilizadora, o a la red de distribución; la capacidad se calcula con el gasto máximo diario o con el que se considere mas conveniente tomar de la fuente de abastecimiento, la conducción puede ser por gravedad o por bombeo.

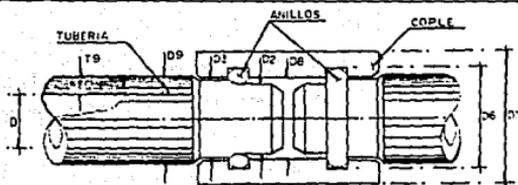
Una tubería se define como el conjunto formado por el tubo y su sistema de unión. Las tuberías para el abastecimiento de agua potable deberán cumplir con las siguientes condiciones:

- Deben ser durables, de modo que las fallas y las composturas necesarias ocurran muy de vez en cuando, si acaso.
- Deben ser herméticas, para evitar pérdidas de agua por filtración.
- Deberán tener juntas que eviten las fugas en las uniones.

Las tuberías deberán tener buenas cualidades hidráulicas y deberán conservarlas durante años de servicio. Ni el material de la tubería ni el material utilizado en las juntas, deberán de producir características indeseables en el agua, como mal sabor y olor.

Tuberías de asbesto-cemento.-El tubo de asbesto-cemento está hecho de una mezcla de fibra de asbesto y cemento portland; exentos de materia orgánica, con o sin adición de sílice, formado bajo una gran presión. Es resistente a la tuberculación, incrustación, corrosión del suelo, y electrólisis, y tiene excelentes propiedades hidráulicas. Se utiliza una junta especial; consiste en anillos de hule o plástico a compresión que aseguran el hermetismo. Se utilizan generalmente accesorios de fierro fundido. El tubo de asbesto-cemento se encuentra en el mercado en tamaños de 3 a 36 pulgadas. Algunas de sus características se muestran en el cuadro 4.1.1.

Los tubos de asbesto-cemento se fabrican para presiones internas de trabajo máximo, según las siguientes clases: A-5, A-7, A-10 y A-14; en donde los números 5, 7, 10 y 14 indican la presión interna de trabajo en Kg./cm², que resisten los tubos. La presión de prueba en fábrica para cada tubo y cada cople es de 3.5 veces la presión de trabajo, para un tiempo de 5 segundos. Las tuberías tienen longitudes generalmente de 4 y 5 mts.



D	ca. pulg.	75 3	100 4	150 6	200 8	250 10	300 12	350 14	400 16	450 18	500 20	600 24	750 30	900 36
A-5	D2	92	116	167	219	276	326	384	438	493	538	646	809	971
	D6	96	126	171	222	280	330	388	442	497	542	650	813	975
	D7	111	135	186	238	285	345	408	461	517	567	676	833	995
	D9	131	155	206	267	325	375	438	496	555	609	726	903	1079
	T9	97	122	173	215	282	332	390	444	499	546	655	818	980
	T9	11.0	11.0	12.0	13.0	16.0	16.0	17.0	19.0	21.0	23.0	27.5	34.0	41.0
	PESO kg/m	6.0	7.7	12.1	17.3	24.7	31.8	39.8	50.7	63.1	75.6	108.4	164.5	236.2
	PESO COPLER	2.2	2.7	3.9	5.3	6.6	10.0	14.9	18.2	24.3	30.8	41.7	51.7	61.3
A-7	D2	95	118	170	224	281	332	395	450	506	549	660	825	991
	D6	99	122	174	228	285	336	399	454	510	553	664	829	995
	D7	114	137	189	243	300	351	419	474	530	573	684	849	1015
	D9	137	160	214	272	335	387	460	519	581	634	757	938	1112
	T9	101	124	176	230	287	338	401	456	512	557	669	834	1000
	T9	12.5	12.0	13.5	15.3	18.5	19.0	22.5	25.0	27.5	28.5	34.5	42.0	50.0
	PESO kg/m	7.0	8.4	13.8	20.9	30.3	38.1	53.5	67.7	83.7	94.6	137.5	209.0	296.5
	PESO COPLER	2.5	3.0	4.3	6.2	9.7	11.6	18.6	22.8	30.9	38.4	52.7	513.3	733.4
A-10	D2	98	122	176	231	286	344	412	469	527	573	689	862	1035
	D6	102	126	180	235	290	348	416	473	531	572	693	866	1039
	D7	117	141	195	250	305	363	436	493	551	597	713	886	1059
	D9	142	168	226	287	345	411	497	560	624	689	824	1023	1203
	T9	104	128	182	237	292	350	418	475	533	581	692	871	1044
	T9	14.0	14.0	16.5	19.0	21.0	25.0	31.0	34.5	38.0	40.5	49.0	60.5	72.0
	PESO kg/m	7.9	10.0	17.2	26.0	35.8	51.0	75.4	95.5	118.2	137.5	199.8	305.1	431.7
	PESO COPLER	2.7	3.5	5.2	7.6	11.0	15.0	26.6	32.3	42.9	56.6	79.3	128.1	179.8
A-14	D2	104	128	185	243	301	362	420	490	551	600	730	913	1094
	D6	108	132	189	247	305	366	434	494	555	602	734	917	1101
	D7	123	147	204	262	320	381	454	514	575	622	754	937	1122
	D9	150	176	241	307	375	447	525	595	665	714	852	1046	1245
	T9	110	134	191	249	307	368	431	496	557	616	759	942	1138
	T9	17.0	17.0	21.0	25.0	28.5	34.0	40.0	45.0	50.0	56.0	69.5	86.0	102.5
	PESO kg/m	9.9	12.5	22.4	35.2	49.6	71.3	95.5	127.5	159.3	202.3	329.9	513.3	642.8
	PESO COPLER	3.0	3.8	6.3	9.3	15.0	20.7	31.4	39.6	54.1	69.6	124.2	204.1	286.9

NOTAS:

D = Diámetro interior nominal
 D2 = Diámetro de la sección de enchufe
 D3 = Diámetro intermedio
 D6 = Diámetro de ranura de cople

D7 = Diámetro exterior del cople
 D8 = Diámetro interior del cople
 D9 = Diámetro exterior
 T9 = Espesor de la pared del tubo

Cuadro 4.1.1 Dimensiones y pesos de tuberías de asbesto-cemento.

Estas tuberías tienen la desventaja de una resistencia mecánica baja. Por lo cuál, al salir de la fábrica los tubos se degradan en su calidad por falta de cuidado en su transporte, manejo y almacenaje.

Tubería de concreto.-Las tuberías de concreto, utilizadas con más frecuencia en las obras de conducción para el abastecimiento de agua potable son:

- Tuberías de concreto reforzado con junta de hule y concreto.
- Tuberías de concreto presforzado.
- Tuberías de concreto pretensado.
- Tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero.
- Tubos de concreto presforzado con cilindro de acero.

Las tuberías de concreto reforzado con junta de hule y concreto (SP-16) están reforzadas con dos jaulas entrelazadas de varilla, diseñadas para resistir la presión de trabajo a una fatiga máxima de 880 kg/cm^2 , para el acero circunferencial; el esfuerzo longitudinal será igual al de la varilla de 12.7 mm. con un espaciamento máximo de 76 cm., centro a centro. La junta es de concreto moldeado y de sección tal que los tubos se centran por sí solos; la junta queda sellada con empaque de hule. Se fabrican para presiones de trabajo de 1.8, 2.5, 3.2, 4.0 y 5 kg/cm^2 . En campo se prueban a no mas del 110% de la presión teórica de trabajo. Los tubos tienen una longitud efectiva de 2.33 m; su diámetro es de 76, 91, 107, 122, 137 y 138 cm. por lo general.

Las tuberías de concreto presforzado (SP-12) son conductos de concreto presforzado con cilindro de acero empotrado y junta de hule y acero. Su refuerzo consiste en un cilindro de acero empotrado y comprimido por alambón tipo tensilac de calibre 6, protegido por una capa de mortero; anillos de junta de acero de sección especial, se soldan al cilindro. Se fabrican para presiones de trabajo de 6, 7, 8, y 10 kg/cm^2 . Los diámetros son los mismos de las tuberías de concreto reforzado con junta de hule y concreto.

Las tuberías de concreto pretensado (Comecop) se fabrican por centrifugación y pretensado longitudinal, se obtiene mediante alambres de acero de alta resistencia, estirados entre las extremidades del molde. Se fabrican para diámetros de 100 a 500 cm, y para presiones de servicio de 6.5, 10.0, 14.5, 15.5 y 16.5 kg/cm^2 de serie normal.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Los tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero están formados por un tubo de acero primario o núcleo (que contiene el alambre de pretensado longitudinal) el cual una vez que ha alcanzado suficiente resistencia a la compresión, se le enrolla el alambre pretensado transversal y finalmente se protege con un revestimiento de mortero de concreto o de cemento. La longitud de los tubos varía de 4 a 8 m. El diámetro interior es de 400, 500, 600, 750, 900, 1000, 1050, 1100, 1200, 1350, 1400, 1500, 1600, 2000, 2100, 2500, 3000, 3500, 4000, 4500 y 5000 mm. Los tubos tienen juntas del tipo espiga y campana, hechas de concreto y con un sello de hule. Estos tubos no deberán presentar fugas ni filtraciones al someterse a una presión hidrostática en fábrica igual al 150% de la presión de diseño.

Por último, los tubos de concreto presforzado con cilindro de acero, están constituidos de un cilindro de lámina de acero con anillos soldados a éste en sus extremos, el cual previamente se somete a presión hidrostática y se cubre de concreto, formándose así el tubo primario ó núcleo. El tubo presforzado se obtiene cuando al tubo primario, una vez que ha alcanzado suficiente resistencia a la compresión, se le enrolla alambre pretensado transversal y se protege con un revestimiento de concreto o de mortero de cemento. Las longitudes y los diámetros internos son los mismos que los de los tubos sin cilindro de acero. Las juntas de éstos tubos deben ser del tipo de espiga y/o campana de anillo de acero y con un sello de hule.

Se utilizan para la mayoría de las conexiones en tamaños menores de 36 pulgadas, accesorios de fierro fundido. Para tamaños mayores, se utilizan accesorios especiales de concreto o concreto vertido.

Tubería de acero.—El tubo de acero viene en diámetros de 4.5 a 72 pulgadas o mayores. El tubo puede estar formado por placas dobladas y soldadas, para formar una línea suave, o puede estar soldado en espiral. Se utiliza, en ocasiones, el remachado, pero la soldadura es más común y las características de escurrimiento son mejores en tubos soldados. Las juntas pueden efectuarse mediante soldadura.

Las tuberías de acero son recomendables para líneas de conducción, cuando se tienen altas presiones de trabajo. Su utilización obliga a revestirlas para protegerlas de la corrosión, tanto interior como exteriormente. Son muy durables, resistentes, flexibles y adaptables a distintas condiciones de instalación.

Tuberías de plástico.-Existen dos tipos de tuberías de plástico. las cuales son: polietileno (PE) y cloruro de polivinilo (PVC). El polietileno es un derivado del gas etileno, que es un componente del gas natural; también puede ser un derivado de la refinación del petróleo. Se tienen comercialmente tres tipos: De densidad baja, mediana y alta.

Las ventajas de la tubería de polietileno son: su gran flexibilidad, que permite su presentación en rollos; su ligereza, ya que pesa ocho veces menos que el acero y tres veces menos que el asbesto-cemento; y no presenta corrosión.

El tubo de PVC es un material termoplástico compuesto de polimeros de cloruro de vinilo; un sólido incoloro con alta resistencia al agua, alcoholes, ácidos y álcalis concentrado.

Este tipo de tuberías presentan mucho interés para su uso en los sistemas de abastecimiento de agua potable. Los tubos de plástico fabricados con materiales reforzados o simples, tienen también una utilización muy frecuente en las instalaciones domésticas y redes de distribución. Estas conducciones son mucho más sencillas de instalar y manejar y, generalmente son más baratas que las de materiales tradicionales. Los problemas que se presentarían pueden ser por tensiones producidas al instalar los conductos. Algunos fabricantes ofrecen una garantía de 25 años.

La industria de las tuberías plásticas fabrica dos líneas de tubos hidráulicos de PVC para el abastecimiento de agua potable: la línea métrica (tubos blancos), y la línea inglesa (tubos grises)

La línea métrica, fue diseñada de acuerdo con el sistema internacional de unidades. La integran 13 diámetros (de 50 a 630 mm), y 5 espesores que permiten presiones máximas de trabajo de 5, 7, 10, 14 y 20 Kg./cm², en el cuadro 4.1.2, aparecen las clases de la línea métrica, así como sus correspondientes espesores y diámetros interiores promedio. También puede observarse que el diámetro nominal del tubo es igual (para fines prácticos) a su diámetro exterior.

La unión entre tubos y conexiones se realizan mediante espiga-campana con anillo de hule. La longitud útil de cada tubo es de 6 metros, pero también pueden fabricarse en otras longitudes, según se llegue a un acuerdo entre cliente y fabricante.

La línea inglesa, fue diseñada con base en el sistema de unidades inglesas y se fabrica en 11 diámetros (de 13 a 200mm.). En función del coeficiente entre su diámetro exterior y su espesor mínimo de pared (RD relación de dimensiones), y las presiones máximas de trabajo, se clasifican en: RD-41 (7.1), RD-32.5 (6.7), RD-26 (11.2) y RD-13.5 (22.4 Kg/cm²).

Diámetro Nominal (mm.)	Diámetro Exterior (mm.)	Espesores promedio (e) y Diámetros interiores promedio (d) en mm.									
		Clase 5		Clase 7		Clase 10		Clase 14		Clase 20	
		e	d	e	d	e	d	e	d	e	d
50	50					2.0	46.1	2.6	44.9	3.7	42.7
63	63			1.7	59.7	2.4	58.5	3.3	56.9	4.5	54.1
80	80	1.7	76.8	2.2	75.6	3.1	74.0	4.1	72.0	5.8	68.4
100	100	2.0	96.2	2.7	94.8	3.8	92.6	5.2	89.8	7.2	85.2
160	160	3.1	134.0	4.2	131.8	5.5	128.4	8.1	124.0	11.4	117.4
200	200	3.8	192.6	5.3	189.6	7.4	185.4	10.1	180.0	14.1	172.0
250	250	4.7	246.9	6.5	237.3	9.2	231.9	12.6	225.1	17.7	214.9
315	315	6.0	303.3	8.1	298.9	11.6	292.1	15.9	283.5	22.3	270.7
355	355	6.6	342.4	9.3	337.0	12.9	329.8	17.9	319.8	25.0	305.0
400	400	7.5	385.6	10.4	379.6	14.6	371.4	20.1	359.4	28.1	344.4
450	450	8.4	435.9	11.7	427.1	16.4	417.9	22.6	405.9	31.8	387.8
500	500	9.4	492.0	12.9	475.0	18.2	464.4	25.1	450.6	35.1	420.1
630	630	11.8	607.4	16.3	598.4	22.9	585.2	31.6	567.6	44.1	542.8

Cuadro 4.1.2 Tubo hidráulico de P.V.C. serie métrica.

En el cuadro 4.1.3 aparece la clasificación de las tuberías de P.V.C., línea inglesa, con sus respectivos espesores y diámetros interiores promedio. En este caso, el diámetro nominal no es igual al diámetro exterior ni al interior. En esta línea existe además del sistema de unión espiga-campana, el sistema cementado. La longitud útil del tubo es de seis metros, pero también puede fabricarse en otras longitudes.

Diámetro Nominal (mm.)	Diámetro Exterior Promedio	Espesores promedio (e) y Diámetros interiores promedio (d) en mm.							
		R1-41		R1-52.5		R1-66		R1-83.5	
		e	d	e	d	e	d	e	d
13	21.3							1.9	17.4
19	26.7							2.3	22.1
25	33.4					1.8	29.8	2.6	27.8
32	42.1					1.9	38.4	3.4	35.4
38	48.3			1.8	44.7	2.2	43.9	3.9	40.5
50	60.3	1.8	56.7	2.2	55.5	2.6	55.1	4.8	50.7
60	73.0	2.1	68.8	2.5	66.0	3.1	64.8		
75	88.9	2.5	83.9	3.0	82.9	3.7	81.5		
100	114.3	3.1	108.1	3.8	106.7	4.7	104.9		
150	168.5	4.4	159.5	5.5	157.3	6.9	154.2		
200	219.1	5.6	207.9	7.1	204.9	8.5	201.3		

Cuadro 4.1.3 Clasificación de espesores y diámetros de tuberías de P.V.C. línea inglesa.

Las tuberías de polietileno se fabrican también en cuatro diferentes RD, y son aptas para trabajar a las presiones que se indican en el cuadro 4.1.4, según las condiciones de operación de la tubería, se aplicará un factor de seguridad igual a tres ó cuatro veces la presión de trabajo para llegar a la presión de ruptura. El factor (F3) se aplica en líneas subterráneas en terreno estable y el factor (F4) se aplica en líneas expuestas a movimientos de terreno ó tráfico pesado y líneas a la interperie.

PRESION MAXIMA DE TRABAJO EN KG/CM² PARA TUBOS DE POLIETILENO
(S = 44.29 kg/cm²)*

RD	F4	F3
9	11.1	14.7
13.5	7.1	9.4
17	5.5	7.3
21	4.4	5.9

Cuadro 4.1.4 Presiones de trabajo para tuberías de polietileno.

NOTA.*S= Esfuerzo de diseño o fuerza por unidad de área en la pared del tubo en corte transversal al eje del mismo.

$$S = (P (d - e)) / (2 e)$$

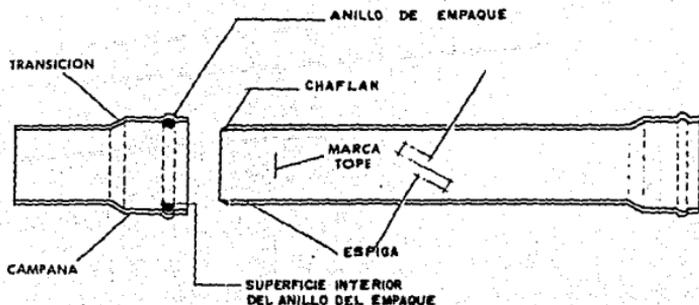
Donde: d = diámetro exterior en mm.
P = presión de trabajo en Kg/cm²
e = espesor mínimo de pared en mm.

En el cuadro 4.1.5 se presentan los diámetros existentes de los tubos de polietileno.

MEDIDA NOMINAL		DIAMETRO EXTERIOR mm.	ESPESOR PARED mm.	LARGO ROLLO m.	PESO GMS/M. I..
mm.	Pulg.				
13	1/2	21.3	RD-9 2.3	50 y 150	136
19	3/4	26.7	3.0	50 y 150	223
25	1	33.4	3.7	50 y 150	335
			RD-13.5		
32	1 1/4	42.2	3.1	50 y 150	362
38	1 1/2	46.3	3.6	50 y 150	506
50	2	60.3	4.5	50 y 150	790
75	3	88.9	6.6	10 y 50	1709
100	4	114.3	8.5	10	2631
150	6	168.3	12.6	10	6175
			RD-17		
50	2	60.3	3.5	50 y 150	626
75	3	88.9	5.2	10 y 50	1371
100	4	114.3	6.7	10	2271
150	6	170.3	9.9	10	4940
200	8	219.1	12.9	10	8400
			RD-21		
75	3	88.9	4.2	10 y 50	1080
100	4	114.3	5.4	10 y 50	1765
150	6	160.3	8.0	10	4060
200	8	219.1	10.4	10	6890

Cuadro 4.1.5 Dimensiones de los tubos de polietileno.

Instalación de tuberías.-Las tuberías se instalan sobre la superficie, enterradas o combinando éstas dos maneras; dependiendo de la topografía, clase de tubería y geología del terreno. Por ejemplo, en un terreno rocoso es probable que convenga instalarla superficialmente; se deben considerar otros factores relacionados con la protección de la línea, si una tubería esta propensa al deterioro y mal trato, es preferible enterrarla. Cualquiera que sea la forma de instalación, se deberán evitar en lo posible los cambios de dirección tanto verticales como horizontales, con el objeto de evitar el uso de codos y otras piezas especiales, que aumentan las pérdidas de carga y el costo de la instalación.



Detalle de la instalación de tubería de PVC.

En los últimos años, las tuberías que más se han empleado en México para conducciones y redes de distribución de localidades urbanas y rurales, son las de asbesto-cemento en todos sus diámetros comerciales y, en menor cantidad, las de plástico PVC en diámetros hasta de 150 mm (6").

Para la conducción y distribución de gastos pequeños y cuando el diámetro sea igual o menor a 150 mm. (6"), son recomendables las tuberías de policloruro de vinilo (PVC).

Cuando se requieren diámetros superiores a 150 mm. (6"), para presiones menores de 14 Kg./cm², son recomendables las tuberías de asbesto-cemento.

Si en las líneas de conducción se necesitan diámetros superiores a 600 mm. (24"), y presiones mayores de 10 Kg./cm², el proyectista debe elegir entre tuberías de asbesto-cemento, concreto presforzado y acero.

Para conducciones con presiones de trabajo superiores a 14 Kg./cm², se hará el estudio económico entre tuberías de acero y concreto presforzado.

Para tomas domiciliarias se recomienda tuberías de polietileno de alta densidad y, para el cuadro, tubo de acero galvanizado en diámetros de 13 a 19 mm.

Los factores principales que se deben tener en cuenta para la selección de tuberías son:

- Calidad y cantidad de agua por conducir.
- Características topográficas de la conducción y tipo de terreno por excavar.
- Costos de suministro e instalación.

Juntas para tuberías.—El uso de juntas mecánicas: emplean pasadores o forzan un empaque de hule o de material plástico similar, entre la campana y la espiga.

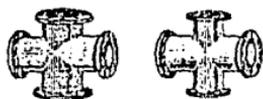
También se encuentran en el mercado para tuberías de extremos planos, juntas especiales, como la junta Dresser, estas juntas son especialmente útiles en galerías de tubo o en otros lugares en donde la remoción de una sección de tubo pueda ser necesaria. Las juntas de patines también permiten una fácil remoción, pero requieren un poco más de cuidados en su alineamiento y en la medición de su longitud. Se puede utilizar una combinación de juntas de patín y mecánicas en donde una colocación complicada de la tubería requiera aliviar el problema de alineación durante la construcción y cuando se quiera tomar precauciones para remoción y sustitución de secciones.

Las juntas de campana y espiga, así como las juntas mecánicas permiten solamente una deflexión pequeña a partir de una línea recta. Cuando sea necesaria una deflexión considerable, como para una tubería que cruce un terreno montañoso, es deseable utilizar una junta flexible. Se utiliza generalmente en estos casos, una junta de rodilla la cual permite una desviación de 15 grados a partir de una línea recta.

Accesorios para tuberías.—Para cambiar de dirección, para conectar dos tubos de diferente diámetro, y para muchos otros fines más, se necesitan algunos aditamentos que pueden ser de fierro fundido, asbesto-cemento o PVC, dependiendo de qué material sean los tubos. Estos aditamentos incluyen: codos de 90, 45 y 22.5 grados, tes, cruces, reductores, carretes, tapas, extremidades bridadas y juntas. Estos accesorios se encuentran, con dimensiones en los catálogos de los fabricantes de tubos, y dichos catálogos deberán consultarse antes de empezar algún trabajo que involucre dichos accesorios.

Las piezas especiales de fierro fundido son las más empleadas y se fabrican para todos los diámetros de tuberías. Estas piezas se conectan entre sí o a válvulas por medio de bridas y tornillos, con un empaque de sellamiento intermedio que puede ser de plomo, hule ó plástico. La unión de estas piezas con las tuberías de asbesto-cemento, se efectúa utilizando la junta gibault, que permite conectar por una de sus bocas una extremidad de fierro fundido y por la otra una punta de tubería de asbesto-cemento. El sellamiento se logra mediante la presión ejercida con las bridas y tornillos sobre el barrilete y empaques de hule. La forma cóncava del barrilete permite efectuar deflexiones; su diámetro interior debe ser de 2 mm. más grande que el de las tuberías, en medidas hasta de 200 mm. (8") y de 6 a 10 mm más grande en las tuberías mayores.

PIEZAS ESPECIALES DE FIERRO FUNDIDO



CRUCES



TEES

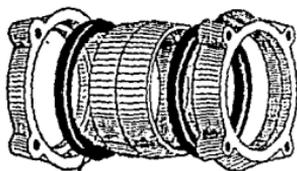


CODOS



CARRETE

EXTREMIDAD



EMPAQUE DE HULE

JUNTA GIBALUT



BARRILETE



VALVULA



JUNTA GIBALUT

EXTREMIDAD

Las piezas especiales de asbesto-cemento se fabrican con segmentos de tubería de asbesto-cemento, clase A-5 y A-7, pegados con Epoxy, una resina con gran adherencia, pero con poca resistencia a los golpes. Por esta razón, la producción se limita a conexiones para tuberías hasta de 150 mm. (6") de diámetro; el manejo de piezas mayores es muy riesgoso, pues durante el transporte se exponen a golpes que pueden dañarlos. Estas piezas son de gran utilidad dada su ligereza y diseño que evita las uniones bridadas, reduciendo el costo de instalación.

Para interconectar la tubería hidráulica de PVC y formar líneas de conducción y circuitos, existen todas las conexiones necesarias; ya sea para cambiar la dirección del flujo del agua, derivar o unir tuberías del mismo diámetro o diferente, cerrar los extremos de una línea y unir tubería de PVC a válvulas o piezas metálicas bridadas o con rosca. Además se puede unir tubería de PVC, serie métrica con la serie inglesa o con tubería de asbesto-cemento.

En la serie métrica, todas las conexiones de 50 a 315 mm. son de PVC. Para diámetros mayores es necesario utilizar piezas especiales de fierro fundido en combinación con extremidades de PVC o juntas mecánicas diseñadas especialmente para éste tipo de tubería.

Dispositivos para una línea de conducción.

Una línea de conducción de agua potable utiliza tantos dispositivos como sean necesarios, esto lo va a determinar la topografía del terreno y las características de la línea. Estos dispositivos incluyen válvulas para controlar el flujo del agua y medidores para conocer el volumen, la velocidad y la presión.

Válvulas de expulsión y admisión de aire.—En las conducciones largas se acumula aire en los puntos altos, el cual puede interferir en la circulación, por lo tanto, es necesario colocar purgas de aire o ventosas en dichos puntos. Cuando esté llena la cámara del flotador, queda libre la abertura y deja salir el aire hasta que, al subir el agua de nuevo, eleva el flotador. Las válvulas automáticas, conocidas también con el nombre de válvulas de aire y de vacío, dejan entrar el aire en la tubería cuando ésta se vacía, evitando así que la presión atmosférica pueda aplastar el tubo. El tamaño de las válvulas depende del material de la tubería, caudal de bombeo y rapidez con que se vacía al parar las bombas.

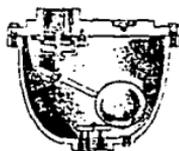
En los puntos bajos de una línea de conducción se colocan piezas especiales que permiten el vaciado de la tubería, eliminando al mismo tiempo los sedimentos que se acumulan en éstos sitios, cuando el agua no está en movimiento; y que podría después obstruir la circulación del agua. Las válvulas eliminadoras de aire se instalan después de las subidas y antes de las bajadas bruscas. En el cuadro 4.1.6 se muestran los diámetros mas usuales de las válvulas de expulsión y admisión de aire.

DIAMETRO DE LA TUBERIA	GASTO EN LTS. POR SEG.	DIAMETRO DE LA VALVULA.
1/2 " a 4"	0 a 12.6	1/2"
6" a 10"	12.7 a 50.4	1"
12" a 18"	50.5 a 201.6	2"
20" a 24"	201.7 a 472.5	3"
26" a 30"	472.6 a 819.0	6" a 8"

Cuadro 4.1.6 Diametros de las válvulas de expulsión de aire.



Ubicación de válvulas eliminadoras de aire.



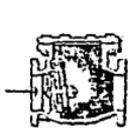
Válvula de expulsión y admisión de aire

Válvula de retención.—Las válvulas de retención permiten que el agua circule en una sola dirección, y generalmente se emplean para evitar el retroceso del agua al pararse la bomba. Las válvulas de retención que se instalan en el extremo inferior del conducto de aspiración, se denominan válvulas de pie y sirven para evitar el vaciado del conducto al pararse las bombas. Así mismo, se instalan válvulas de retención en el conducto de impulsión, a la salida de la bomba para reducir el efecto del golpe de ariete sobre ella. Existen varios tipos en el mercado, una de ellas es la válvula Check tradicional y comúnmente empleada en conducciones pequeñas.

Otra de ellas es la denominada Duo-Check que consta esencialmente de dos medias lunas conectadas a un eje vertical, que se abren según el sentido de el flujo del agua. Esta válvula en comparación con la tradicional, es más liviana, de menor tamaño y en consecuencia, de menor costo; sin embargo las pérdidas de carga son mayores.

También existe en el mercado la Check silenciosa, la cuál tiene la característica de efectuar el cierre más o menos lento, con lo cuál se logra prolongar la vida de la válvula y eliminar el ruido que producen las anteriores.

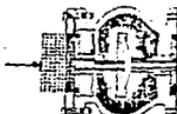
Y por último tenemos la válvula llamada Roto-Check, cuya operación es similar a la Check tradicional. Por su diseño y procedimiento de construcción (se fabrica en mitades y se une mediante pernos), es tan económica como la tradicional y se emplea cuando se requieren diámetros grandes. Ya que tiene la ventaja de efectuar un cierre lento y hermético



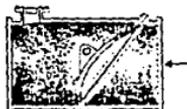
Check tradicional



Duo-Check



Check silenciosa



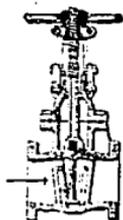
Roto-Check

Válvulas de compuerta.—Se utilizan para controlar el flujo en el sistema de abastecimiento. Una válvula de compuerta debe colocarse en una caja de registro, o si es muy grande en un pozo de visita, donde pueda ser fácilmente alcanzada y operada. Una válvula puede abrirse girando la llave.

Para poder controlar el flujo de un sistema de agua potable, y para poder aislar cualquier sección para su reparación, inspección o dar mantenimiento, sin que se interrumpa totalmente el servicio.

En una línea de conducción se instalará una válvula de compuerta en el extremo inicial, con el fin de vaciar la tubería regularmente, lo que permite efectuar una especie de lavado, extrayendo así arenas y lodos que se depositan a lo largo de ella. El diámetro de la válvula de compuerta para éstos fines es la mitad del de la tubería de conducción.

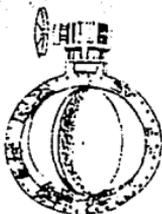
Cabe mencionar que la válvula de compuerta está diseñada para ser operada cuando se requiera un cierre o apertura total, y no se recomienda para usarse como reguladora de gasto.



Válvula de compuerta.

Válvulas de mariposa.—Las válvulas de mariposa son muy empleadas tanto en aplicaciones de baja presión, como pueden ser en las plantas de filtración, y en redes de distribución. Presentan numerosas ventajas sobre las de compuerta en las tuberías de gran tamaño, incluyendo su menor costo, mínimo desgaste por fricción y facilidad de operación. No son adecuadas para aguas residuales u otros líquidos que contengan materias que puedan impedir su cierre.

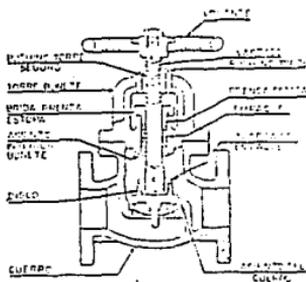
El diseño hidrodinámico de esta válvula permite emplearla como reguladora de gasto y en ciertos casos para extrangular la descarga de una bomba.



Válvula de mariposa.

Válvulas de globo y de asiento.-Su utilización en redes de distribución no es normal, debido a las grandes pérdidas de carga que producen. Su aplicación principal es en sistemas de distribución en edificios, en donde su bajo costo compensa sus deficientes características hidráulicas.

Son voluminosas y presentan alta resistencia al paso del agua, por lo que se emplean generalmente sólo en tuberías de pequeños diámetros.



Válvula de globo.

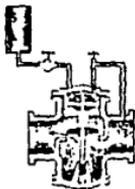
Válvulas aliviadoras de presión.—Estas válvulas reducen la presión automáticamente en el lado de la descarga hasta cualquier valor que se desee, y se emplean en conducciones que abastecen zonas bajas de una ciudad, en donde sin tal dispositivo, las presiones podrían resultar excesivas. Funcionan utilizando la presión existente para reducir la sección de paso de manera similar a las válvulas de globo. Por medio de un control ajustable se puede fijar la presión aguas abajo al nivel deseado, y la propia válvula se ajusta hasta que se alcance tal presión. Se coloca después de los elementos de control o al inicio de la tubería de descarga común.

Las válvulas aliviadoras de presión son empleadas para proteger el equipo de bombeo, tuberías y demás elementos en la conexión, contra los cambios bruscos de presión que se producen por el arranque o paro del equipo de bombeo.

Esta válvula está diseñada de tal manera que puede abrirse automáticamente y descargar al exterior cuando la presión en el sistema es mayor que aquella con la que fue calibrada, lográndose con ésto el abatimiento de la línea piezométrica.

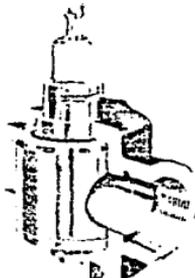
Esta válvula se cierra automáticamente cuando la presión en la línea llega a ser menor que la de su ajuste o calibración. Su empleo dependerá de la magnitud de las presiones que se tengan debidas al golpe de ariete y la conveniencia económica, considerando la posibilidad de emplear tuberías y otros elementos resistentes a las presiones que se vayan a presentar.

El diámetro de éstas válvulas se determina en función del gasto de escurrimiento en la tubería, de las presiones originadas por el golpe de ariete y de las pérdidas de carga normalmente tolerables, ocasionadas por ésta válvula. Generalmente el diámetro se determina consultando el catálogo de los fabricantes.



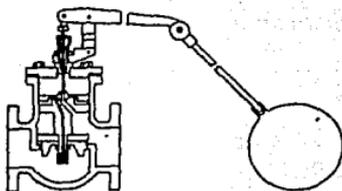
Válvula aliviadora de presión.

Válvula de macho.-Esta válvula también llamada cónica tiene un macho de afinadura que gira en un asiento fusiforme. Cuando la válvula se abre, un agujero de macho coincide con las aberturas del cuerpo, y éstas a su vez son prolongaciones de la tubería en la que se coloca la válvula. Este tipo de válvula y su variante, el tapon cónico, se adaptan no solo a las conducciones de agua a presión, sino también a las de agua residuales, líquidos abrasivos y gases. También pueden obtenerse con aberturas múltiples.



Válvula cónica.

Válvulas de altura.-Se emplean para cerrar automáticamente la línea de suministro a un depósito elevado, una vez que sea llenado y permite que salga agua del depósito cuando la presión debajo de la válvula, indica que se necesita agua del mismo.



Válvula de altura.

Dispositivos antirretorno.—Están formados por válvulas automáticas cuya finalidad específica es evitar la contaminación de las aguas de suministro al producirse una gradiente de presión desfavorable de forma inadvertida. Estos dispositivos pueden constar de válvulas de doble retención o válvulas de presión reducida. Las primeras cierran cuando se invierte el sentido del flujo y las segundas cuando disminuye la presión. El tipo a emplear depende según el caso.

Desagües.—Los desagües se utilizan generalmente en los puntos mas bajos del perfil con el fin de evacuar el agua de la línea en caso de roturas durante su operación; también se usan para el lavado de la línea. El crucero se forma con una tee con brida, tapa ciega y dos juntas universales, todos estos elementos de fierro fundido. Las tapas ciegas son tapones que se colocan cuando un extremo de la tubería no va a trabajar temporalmente y que tienen la forma coincidente con el tipo de junta de la tubería en que se coloca.

Medidores.—Para medir el flujo en líneas muy largas se utiliza el medidor venturi. Este consiste esencialmente en dos reductores cónicos, con los extremos pequeños juntos. El pasaje del agua a través de las secciones reducidas produce variaciones de presión que permiten la medición del flujo.

4.2 ZANJAS Y RELLENOS.

Las zanjas para las tuberías de agua deben alinearse cuidadosamente. La colocación de los tubos requiere una nivelación cuidadosa y es necesario situarlas a una profundidad suficiente para protegerlas contra cargas producidas por el tráfico. Con este fin, los tubos se colocan a profundidades que varían de acuerdo a su diámetro como se muestra en la tabla 4.2.1. Deberán tomarse en cuenta también las condiciones que puedan producirse en el futuro, como resultado de la nivelación y pavimentación de las calles, pues de no ser así, quizá haya que volver a instalar las tuberías a mayor profundidad.

El ancho de las zanjas debe ser suficiente para permitir trabajar con comodidad alrededor del tubo. Las anchuras necesarias oscilan entre 50 cm. para conductos de una pulgada, hasta 1.70 mts. para tubos de 36 pulgadas de diámetro.

El material de relleno no debe contener cenizas, escombros, ni grandes piedras. A partir de los 30 cm. por encima del plano superior de la tubería, pueden emplearse piedras de hasta 20 cm. El relleno desde el fondo de la zanja al plano central de la tubería debe practicarse a mano, con arena, tepetate, grava u otro material adecuado, compactado en capas de 7.5 cm.. El relleno desde el plano central de la tubería hasta 30 cm. por encima de la parte superior de la misma: debe practicarse muy cuidadosamente. Este relleno será apisonado en capas 20 cm. de espesor y el resto a volteo. En zonas urbanas con pavimento, todo el relleno será apisonado.

La profundidad mínima de excavación será de 90 cm. más el diámetro exterior de la tubería por instalar, cuando se trate de tuberías con diámetro interior igual o menor de 36 pulgadas, y será del doble de dicho diámetro, para tuberías de diámetro interior mayor de 36 pulgadas. Para tubos menores de 5 cm la profundidad mínima será de 70 cm.

Deberán excavarlos cuidadosamente a mano las cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos con el propósito de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la plantilla apisonada. El espesor de dicha plantilla será de 10 cm. como mínimo en terreno suave y de 15 cm. en terreno rocoso.

DIAMETRO mm	NOMINAL pulg.	ANCHO cm.	PROFUNDIDAD cm.	VOLUMEN m. lineal
25.4	1	50	70	0.35 m ³
50.8	2	55	70	0.39 "
63.5	2.5	60	100	0.60 "
76.2	3	60	100	0.60 "
101.6	4	60	100	0.60 "
152.4	6	70	110	0.77 "
203.2	8	75	115	0.86 "
254.0	10	80	120	0.96 "
304.8	12	85	125	1.06 "
355.6	14	90	130	1.17 "
406.4	16	100	140	1.40 "
457.2	18	115	145	1.67 "
508.0	20	120	150	1.80 "
609.6	24	130	165	2.15 "
762.0	30	150	185	2.76 "
914.4	36	170	220	3.74 "

Cuadro 4.2.1 Zanjas para tuberías de asbesto-cemento y P.V.C.

Colocación y manejo de los tubos.-Las operaciones de colocación y manejo de la tubería incluye su descarga de los camiones, el transporte y su colocación en la zanja. El manejo de los tubos de pequeño tamaño se facilita mediante una cabria montada en un camión. Cada tubo se descarga del camión mediante una eslinga. Se comprueba por su sonido si tiene defectos que puedan haberse producido en el transporte y se le coloca sobre la plataforma dedicada a éste fin. Las grúas móviles facilitan también el manejo sobre el terreno.

El tubo puede colocarse directamente en la zanja, sin necesidad de arrastrarlo a lo largo de la calle. Si no se cuenta con una cabria, el tubo debe deslizarse desde la plataforma hasta el suelo, aunque ello puede dar lugar a roturas. Para colocarlo a mano dentro de la zanja se dispone de una cuerda en cada extremo del tubo arrollándolo con una vuelta; los operarios sujetan un extremo de la cuerda y tiran del otro, tan uniformemente como sea posible. Una vez levantado, debe examinarse de nuevo la sonoridad del tubo, antes de bajarlo a la zanja.

4.3 PRUEBAS DE PRESION HIDROSTATICA.

El tramo donde se realizará la prueba no deberá ser de longitud superior a 500 mts.; su cierre se realizará mediante piezas especiales (pieza de Fofo con brida ciega) y nunca mediante válvulas. La conducción se unirá en los extremos a codos y derivaciones, siendo recubierta con una capa de 30 cm. de espesor sobre lomo del tubo, formada por materiales libres de piedras, que deje visibles las conexiones de los tubos. El llenado de la tubería con agua se realizará con lentitud para eliminar el aire que pudiera arrastrar o contener. Los caudales máximos admisibles de llenado son los que se muestran en el cuadro 4.3.1.

D	76	102	152	203	254	305	356	406	457	506	610
Q	0.2	0.3	0.7	1.5	2	3	5	6	7	9	14

Cuadro 4.3.1 Caudales máximos para pruebas hidrostaticas.

Donde: D=Diámetro nominal, en mm.

Q=Caudal de llenado (l/s)

Se impedirá la permanencia de público en las proximidades de los brotes de agua durante las pruebas de presión.

El agua permanecerá en reposo en el interior de las conducciones durante algunas horas, efectuándose luego las pruebas de presión mediante una bomba de émbolo manual.

En la prueba de presión hidrostática la tubería debe soportar una presión mayor a la teórica de trabajo, la cuál se muestra en el cuadro 4.3.2.

MATERIAL	% DE LA PRESION TEORICA
ASBESTO-CEMENTO	150 %
CONCRETO	110 %
ACERO	170 %
P.V.C.	150 %

Cuadro 4.3.2 Incremento de la presión de trabajo durante la prueba.

La duración de la prueba, durante la cuál la presión no disminuirá apreciablemente, será:

DIAMETRO (mm)	TIEMPO (horas)
HASTA 150	1/2
200 a 300	6
400 a 700	12
MAS DE 700	24

Cuadro 4.3.3 Tiempo que la presión se mantiene constante.

4.4 LINEAS DE CONDUCCION POR GRAVEDAD.

Las líneas de conducción por gravedad solo son posibles cuando la fuente de suministro esta situada en algún punto elevado respecto a la población que se va a abastecer de agua potable, de manera que pueda mantenerse una presión suficiente en las tuberías. Es el método más aconsejable si la conducción que une la fuente con la población es de tamaño adecuado y está bien protegida contra roturas accidentales.

En éste tipo de conducción se emplean tuberías, canales abiertos o cubiertos.

Canales.—Lo que caracteriza a un canal abierto o cerrado, es que en el canal abierto el agua escurre a presión atmosférica, es decir, que la línea piezométrica coincide con la superficie del agua. La elección de ésta obra depende de la disponibilidad suficiente de agua en la fuente, del clima, de la topografía, de la constitución geológica del terreno en que se va a alojar; pues como la conducción debe tener la capacidad suficiente para el gasto máximo diario el caudal debe conducir un gasto mayor en previsión a las pérdidas por filtración y evaporación. También debe revestirse el fondo para evitar en lo posible las pérdidas por filtración. Es recomendable que los canales se cubran para evitar la contaminación en el trayecto así como la evaporación. Estas proposiciones, aunque no se debe, pueden evitarse, si en la planeación del sistema se considera el tratamiento del agua al final de la conducción.

Por la naturaleza del escurrimiento y por razones de conservación, las pendientes deben ser suaves, por lo cual es necesario diseñar el canal cuidando que la velocidad no baje de los límites mínimos, 0.50 m/seg. para no provocar azolves, ni exceda del máximo para no causar erosiones. Los límites permisibles se muestran en el cuadro 4.4.1.

TIPO DE CANAL	VELOCIDAD
Para canales de tierra arcillosa	de 1.0 a 1.5 m/seg.
Para canales de mampostería	de 1.5 a 2.5 m/seg.
Para canales de concreto	de 2.5 a 3.5 m/seg.

Cuadro 4.4.1 Velocidades recomendables para canales.

En el cálculo de canales las secciones empleadas son la trapecial, rectangular y semicircular (la mas económica): la mas práctica y común es la trapecial. Por lo general los canales se revisten de concreto, colado en el lugar de la obra, pero pueden ser de mampostería o de tierra.

El análisis de los escurrimientos en un sistema de conducción por gravedad, se hace utilizando los principios básicos de la hidráulica de canales y de los conductos a presión.

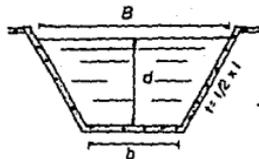
La fórmula mas comunmente empleada para calcular el gasto es la de Chezy con coeficiente de Manning.

$$Q = AV \dots \dots \dots \text{Fórmula de la continuidad.}$$

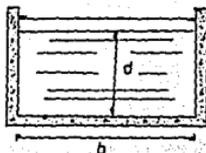
$$V = c (rs)^{1/2} \dots \dots \dots \text{Fórmula de Chezy.}$$

$$c = \frac{1}{n} r^{1/6} \dots \dots \dots \text{Fórmula de Manning.}$$

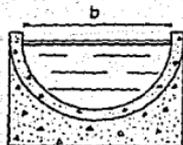
$$V = \frac{1}{n} r^{1/3} s^{1/2}$$



canal de sección trapecial



canal de sección rectangular



canal de sección circular

- $A = bd + td^2$ (para canales de sección trapecial)
- $A = bd$ (para canales de sección rectangular)
- $A = (\pi D^2)/8$ (para canales de sección circular)

Para éstas fórmulas Q = gasto en m³/seg.
 A = Area en m².
 V = velocidad en m./seg.
 r = radio hidráulico.
 s = pendiente hidráulica.
 c = coeficiente de escurrimiento.
 n = coeficiente de rugosidad.
 t = talua.
 d = tirante.

Los valores para el coeficiente de rugosidad (n) dados por Horton para emplearse en la fórmula de Manning son los siguientes:

TIPO DE CANAL	n
Para canales en tierra, rectos y uniformes	0.025
Para canales en roca, lisos y uniformes	0.033
Para canales en roca con salientes y sinuosos	0.040
Para canales revestidos de concreto	0.014 a 0.016
Para canales de mampostería con cemento	0.020 a 0.025

Cuadro 4.4.2 Valores de (n) para canales.

Debe aprovecharse al máximo la pendiente disponible pero siempre limitada por la velocidad máxima compatible con la erosión. Si se pasan estos valores deben establecer caídas espaciadas para perder altura.

La elección del coeficiente de rugosidad debe fijarse de manera restrictiva, suponiendo superficies mas toscas de lo que son, previendo un desmejoramiento, especialmente si los canales son pequeños. No debe olvidarse que un canal descubierto únicamente puede conducir aguas crudas.

Tuberías.-Cuando se eligen tuberías para las líneas de conducción por gravedad, éstas pueden trabajar como canal o a tubo lleno, es decir a presión, dependiendo de las características topográficas. En caso de trabajar como canal, el diseño hidráulico se ajustará a las fórmulas empleadas en canales abiertos y se cuidará a sí mismo las velocidades mínimas, de 0.50 m/seg. y la máxima, hasta de 5 m/seg.

Las velocidades máximas recomendadas para el escurrimiento del agua en los distintos tipos de tubería, y los coeficientes de rugosidad para la fórmula de Manning (n).

TIPO DE TUBERIA	vel. máx. (m/seg.)	(n)
Concreto simple	3.0	0.011
Concreto reforzado	3.5	0.011
Asbesto-cemento	5.0	0.010
Acero galvanizado	5.0	0.014
Fierro fundido	5.0	0.013
Acero soldado sin revestimiento	5.0	0.014
Acero soldado con revestimiento interior	5.0	0.011
Poliétileno de alta densidad	5.0	0.009
Plástico P.V.C. (policloruro de vinilo)	5.0	0.009

Cuadro 4.4.3 Velocidades máximas y coeficientes de rugosidad para tuberías.

Para definir el material y resistencia del tubo, la selección depende de las presiones, de las características corrosivas o incrustantes del agua, del grado de resistencia del suelo, mano de obra y ubicación del lugar.

Por ejemplo si la tubería trabaja a presión, el cálculo hidráulico se basará en aprovechar el desnivel topográfico entre la entrada y la salida del agua en la conducción. El diámetro teórico se obtiene mediante las siguientes fórmulas:

Primeramente se calcula la pendiente hidráulica por medio de la siguiente expresión:

$$S = \frac{D_h}{L}$$

Donde: S = Pendiente hidráulica.
 D_h = Desnivel hidráulico entre la superficie libre del agua en el tanque de regularización y el nivel de aguas máximas en la fuente de abastecimiento, en mts.
 L = Longitud total de la línea de conducción, en mts.

$$D_t = \left(\frac{3.21 Qn}{S^{1/2}} \right)^{3/2}$$

Donde D_t = Diámetro teórico de la tubería, en mts.
 Q = Gasto en m^3/seg .
 n = Coeficiente de rugosidad.
 S = Pendiente hidráulica.

Del diámetro teórico obtenido se tomarán los comerciales inmediatamente superior e inferior y se calculará la longitud de tubería correspondiente a cada diámetro, mediante las siguientes expresiones:

Primero se obtiene el coeficiente de fricción correspondiente a el diámetro de la tubería que se analizará.

$$K = \frac{10.3 n^2}{D^{4/3}}$$

Donde: K = Coeficiente de fricción de la tubería.
 D = Diámetro comercial que se está analizando, en mts.

$$L_1 = \frac{D_2 - (K_2 Q^2 L)}{Q^2 (K_1 - K_2)}$$

$$L_2 = \frac{D_1 - (K_1 Q^2 L)}{Q^2 (K_2 - K_1)}$$

Donde: L_1 = Longitud de la tubería de mayor diámetro comercial.

L_2 = Longitud de la tubería de menor diámetro comercial.

K_1 = Coeficiente de fricción de la tubería de mayor diámetro.

K_2 = Coeficiente de fricción de la tubería de menor diámetro.

Cuando la tubería trabaja a presión, el cálculo hidráulico de la línea consistirá en utilizar la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias de secciones no se toman en cuenta por ser muy pequeñas.

Las pérdidas por fricción se calculan mediante la siguiente fórmula:

$$h_f = k L Q^2$$

Donde: h_f = Pérdidas por fricción, en mts.

k = Coeficiente de fricción de la tubería.

Q = Gasto en m^3/seg .

En el perfil de la línea de conducción se traza el curso de la línea piezométrica, cuyo final debe coincidir con la superficie libre del agua en el depósito, como confirmación de que se ha aprovechado íntegramente la carga disponible.

Para el buen funcionamiento y protección de la línea de conducción se instalan como medida de seguridad accesorios, como válvulas de admisión y expulsión de aire en los puntos altos del perfil o a cada kilómetro cuando el terreno sea más o menos plano. El diámetro de esta válvula se determinará según el gasto y la presión de trabajo en el punto en que se instalen, empleando gráficas que para tal fin, han elaborado los fabricantes. También, se instalarán desagües en los puntos bajos para limpieza de la línea. Los diámetros de éstos desagües deben ser de un cuarto a un tercio del diámetro de la tubería de conducción.

Si los desniveles topográficos son fuertes y sobrepasan los 50 metros, se deben instalar cajas rompedoras de presión, que son estructuras que ponen el agua en contacto con la atmósfera, rompiendo así la presión. En ocasiones éstas cajas son sustituidas por válvulas reductoras de presión.

EJEMPLO: Determinar el diámetro de la tubería de una línea de conducción, que transportará un gasto máximo diario de 3.54 lts./seg. a una distancia de de 3.038 mts; si el desnivel hidráulico es de 35 mts. Debido a que el gasto y la presión son pequeños se usará tubería de P.V.C. (ver recomendaciones en la pag. 64).

Datos de proyecto.

Población de proyecto	1,700 habitantes
Dotación	150 lts./hab./dia
Gasto medio diario	2.95 lts./seg.
Gasto máximo diario	3.54 lts./seg.
Gasto máximo horario	5.31 lts./seg.
Fuente de abastecimiento	Tanque.
Coefficiente de rugosidad	n=0.009

$$S = \frac{35}{3,038} = 0.012$$

$$D_t = \left(\frac{3.21 (0.00354) (0.009)}{(0.012)^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.0706 \text{ mts.} = 2.75''$$

Este es el diámetro teórico que soporta el desnivel disponible (35 mts.), pero en el mercado no existe este diámetro. Si tomamos el diámetro comercial inmediatamente superior que sería 3", desperdiciaríamos la capacidad del tubo, puesto que puede conducir un gasto mayor, y con esto se elevaría el costo de la solución. Si tomamos el diámetro comercial inferior que sería de 2 1/2", se disminuye el costo de la obra, pero el tubo no tendría capacidad para llevar el gasto requerido. Para la solución de este problema se hace una combinación de los diámetros comerciales inmediatamente inferior y superior. Por lo cual se utilizará tuberías de P.V.C. de 3" (76.2 mm) y de 2 1/2" (63.5 mm) de diámetro.

Con las siguientes fórmulas se obtiene la longitud de tubería correspondiente a cada diámetro.

$$K_1 = \frac{10.3 (0.009)^2}{(0.0762)^{16/3}} = 766.00$$

$$K_{1/12} = \frac{10.3 (0.009)^2}{(0.0635)^{16/3}} = 2,025.48$$

$$L_1 = \frac{35 - (2,025.48 (0.00354)^2 (3.038))}{(0.00354)^2 (766 - 2,025.48)} = 2,668 \text{ mts.}$$

$$L_{1/12} = \frac{35 - (766 (0.00354)^2 (3.038))}{(0.00354)^2 (2,025.48 - 766)} = 370 \text{ mts.}$$

Esto quiere decir que se necesitan 2,668 mts. de tubería de 3" y 370 mts. de tubería de 2 1/2", lo que nos da en total 3,038 metros, que es la longitud de la línea de conducción.

Para determinar la línea piezométrica, se calculan las pérdidas por fricción en cada tramo de la tubería; lo que se logra aplicando la siguiente fórmula:

$$h_{f1} = K_1 \cdot (L_1) \cdot (Q)^2 = 766 (2,668) (0.00354)^2 = 25.61 \text{ mts.}$$

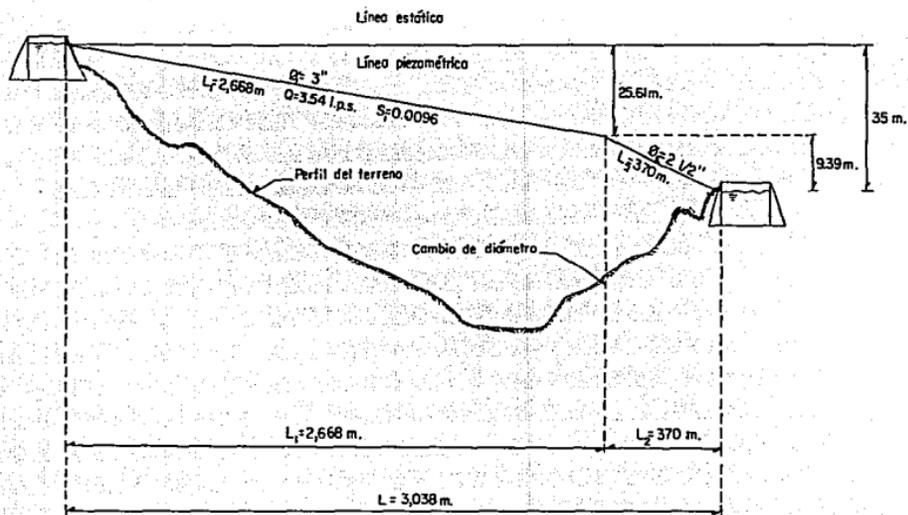
$$h_{f1/12} = K_{1/12} \cdot (L_{1/12}) \cdot (Q)^2 = 2,025 (370) (0.00354)^2 = 9.39 \text{ mts.}$$

La suma de las pérdidas por fricción de cada tramo de tubería deberá ser igual a la pérdida total (35 mts.).

Las pendientes para cada tramo se calculan de la siguiente manera:

$$S_1 = \frac{h_{f1}}{L_1} = \frac{25.61}{2,668} = 0.0096$$

$$S_{1/12} = \frac{h_{f1/12}}{L_{1/12}} = \frac{9.39}{370} = 0.0254$$



Esquema representativo de una línea de conducción por gravedad.

4.5 LINEAS DE CONDUCCION POR BOMBEO.

En las ocasiones en que la fuente de abastecimiento se encuentra a un nivel topográfico menor al que se localiza el tanque de regularización o la población a la cual se ha de abastecer, el agua captada se impulsa por bombeo. Si éste es el caso, se elige el diámetro adecuado mediante un análisis económico de tres diámetros posibles, seleccionando el que nos produzca el menor costo anual de operación.

El costo anual de operación es la suma de dos conceptos: el costo anual de mano de obra y el costo anual del consumo de energía eléctrica.

Es importante verificar que la tubería seleccionada resista no sólo la carga normal de operación, sino también la eventualidad de la sobrepresión producida por el golpe de ariete. Esto se debe hacer antes de determinar el costo de instalación de la tubería propuesta, con el fin de evitar mayores costos y contratiempos.

Las pérdidas por fricción (h_f) se calculan de la misma manera que en el caso de líneas de conducción por gravedad o sea mediante las siguientes fórmulas:

$$K = \frac{10.3 n^2}{D^{4/3}}$$

Donde: K = Coeficiente de fricción
D = Diámetro comercial que se está analizando, en mts.
n = Coeficiente de rugosidad.

$$h_f = k L Q^2$$

Donde: h_f = Pérdidas por fricción, en mts.
K = Coeficiente de fricción
L = Longitud total de la línea de conducción, en mts.
Q = Gasto en m^3 /seg.

Estas dos fórmulas pueden simplificarse en una sola, de la siguiente manera:

$$h_f = \frac{10.3 n^2 L Q^2}{D^{4/3}}$$

Las pérdidas menores (h_2), ocasionadas por los cambios bruscos de dirección del agua, en las tuberías, debido a piezas especiales como codos, tees y válvulas, se calculan expresándolas en términos de un porcentaje de las pérdidas por fricción, que varía de un 5 a 10% según el número de piezas especiales que se utilicen en la línea de conducción que se está analizando.

$$h_2 = h_f (5 \text{ a } 10\%)$$

Donde: h_2 , Pérdidas menores, en mts.
 h_f , Pérdidas por fricción, en mts.

Se les llama pérdidas por fricción totales (h_{f1}), a la suma de las pérdidas por fricción más las pérdidas menores y se representan mediante la siguiente fórmula:

$$h_{f1} = h_f + h_2$$

El desnivel de elevación (h), se obtiene sumando la profundidad del nivel dinámico y el desnivel hidráulico entre el brocal del pozo y la superficie libre del agua en el tanque de regularización, esto es:

$$h = \text{Prof. Nivel Dinámico} + D_2$$

La carga total de bombeo (H), es la carga de trabajo a la que está sometida la tubería, sin considerar la sobrepresión por golpe de ariete, y la integran: el desnivel de elevación más las pérdidas por fricción totales.

$$H = h + h_{f1}$$

La sobrepresión que se produce por el golpe de ariete (h_{a1}), depende de la longitud de la conducción, velocidad de cierre de la válvula y el grado de amortiguamiento que puedan proporcionar las válvulas de aire o sobrepresión, calderines amortiguadores u otros dispositivos similares.

El espesor de las paredes de los tubos depende en éste caso, no solamente de la calidad del agua, de las características del terreno y de la presión, sino también de la sobrepresión producida por el golpe de ariete.

La sobrepresión por golpe de ariete se obtiene substituyendo valores en la siguiente formula:

$$h_{s2} = \frac{145 (V)}{\sqrt{1 + \frac{(E_2 \cdot d)}{(E_1 \cdot e)}}$$

Donde: h_{s2} = Sobrepresión por golpe de ariete en mts.

V = Velocidad de circulación del agua en la tubería, en m/seg

E_2 = Módulo de elasticidad del agua (20,670 kg/cm²)

E_1 = Módulo de elasticidad del material del tubo.

d = Diámetro interior de la tubería, en cm.

e = Espesor de la pared de la tubería, en cm.

MODULOS DE ELASTICIDAD PARA ALGUNOS MATERIALES.

MATERIAL	E_1 (kg/cm ²)
Acero	2 100,000
Fierro fundido	930,000
Concreto simple	125,000
Asbesto-cemento	326,000
P.V.C	31,400
Polietileno	5,200

Cuadro 4.5.1 Modulos de elasticidad para algunos materiales.

La sobrepresión por golpe de ariete, absorbida por la tubería (h_2), es del 20%, ya que el 80% restante lo soportan las válvulas aliviadoras de presión, esto es:

$$h_3 = h_{s2} (0.20)$$

La presión total (H_1), que se presenta en la tubería en el momento del golpe de ariete será:

$$H_1 = D_h + h_{ff} + h_3$$

Las líneas de conducción deben cumplir con las siguientes características:

- Evitar en lo posible las deflexiones, tanto en planta como en perfil.
- Evitar la necesidad de construir puentes, tajos, puentes-canales túneles, buscando la mejor línea.
- Hacer lo posible por que la línea de conducción coincida con la línea piezométrica, ocasionando con esto que la tubería trabaje con las menores cargas posibles.
- Debe llevarse la línea a la altura que haya entre la fuente de abastecimiento y el tanque, o la población para que baje de ahí por gravedad y tener el menor tramo posible por bombeo, o trabajar a menor presión si continúa por bombeo.

El gasto de bombeo se obtiene de la siguiente manera:

Para 8 hrs. $Q_b = Q_{\text{máx. diario}} (24/8) = 3.00 Q_{\text{máx. diario}}$

Como se puede notar en el cuadro 4.5.2, mientras menor es el tiempo de bombeo que se quiera emplear, mayor será el gasto por conducir.

Para un bombeo de 24 horas:	El gasto de bombeo = 1.00 $Q_{\text{máx. diario}}$
Para un bombeo de 20 horas:	El gasto de bombeo = 1.20 $Q_{\text{máx. diario}}$
Para un bombeo de 16 horas:	El gasto de bombeo = 1.50 $Q_{\text{máx. diario}}$
Para un bombeo de 12 horas:	El gasto de bombeo = 2.00 $Q_{\text{máx. diario}}$
Para un bombeo de 8 horas:	El gasto de bombeo = 3.00 $Q_{\text{máx. diario}}$

Cuadro 4.5.2 Gastos de bombeo para diferentes periodos.

4.6 DIAMETRO ECONOMICO.

Para resolver el problema de una conducción por bombeo se hace un análisis económico de varios diámetros que se suponga tienen la capacidad y eficiencia para conducir el gasto que se requiere. Una vez hecho el análisis se empleará el que resulte mas económico y efectivo para la conducción.

Durante el análisis nos daremos cuenta que empleando diámetros menores que el requerido, las pérdidas de carga serán mayores y por lo tanto el consumo de energía eléctrica consumida por las bombas será mayor; pero el costo de instalación de la tubería será menor.

Para diámetros mayores que el requerido, las pérdidas de carga son menores y por lo tanto el consumo de energía también es menor; Pero el costo de instalación de la tubería es mayor.

Existe sin embargo, un diámetro con el cual se logra que el costo de instalación de la tubería y el costo por concepto de energía eléctrica combinados den como resultado que el costo de operación de la línea de conducción sea el mínimo. A éste diámetro se le conoce técnicamente como "DIAMETRO ECONOMICO DE BOMBEO" ya que empleándolo obtenemos la solución mas favorable.

Para obtener el diámetro económico, partimos del principio fundamental, que el costo total de operación de la línea de conducción está formado por el costo anual de instalación de la tubería y el costo anual del consumo de energía eléctrica.

El primero se obtiene considerando que la obra será financiada por una institución bancaria, la cual prestará el capital a un determinado interés anual, de tal manera que pueda recuperar el dinero invertido en un número "n" de años. En este costo se incluye la mano de obra y la adquisición de la tubería.

El pago de intereses y capital por año, que se conoce como anualidad, se obtiene por medio de la fórmula de interés compuesto:

$$a = r + \frac{r}{(1 + r)^n - 1}$$

Donde: a = anualidad.
r = interés anual.
n = número de anualidades

Esta anualidad se multiplica por el costo total de instalación de la tubería y se obtiene el costo anual de instalación de la tubería.

El costo anual de consumo de energía eléctrica se determina realizando las siguientes operaciones:

Primero se obtiene la potencia que se necesita para el bombeo, para lo cual se emplea la siguiente formula:

$$P = \frac{\gamma (Q) (H)}{76 (\eta)}$$

Donde: P= Potencia en H.P. (caballos de fuerza)

γ = Peso especifico del agua (1000 kg/m³)

Q= Gasto en m³/seg.

H= Carga total de bombeo.

η = eficiencia del equipo de bombeo.

La potencia de bombeo debe convertirse en kw-hora, esto se logra sabiendo que 1 H.P. es equivalente a 0.7457 kw-hora.

El costo anual de energía electrica para el proyecto se obtiene multiplicando el consumo en kw-hora al año, considerando que el equipo de bombeo trabajará las 24 horas todos los dias del año; por el costo del kw-hora vigente.

Una vez obtenidos, el costo anual de instalación de la tubería y el costo anual de energía eléctrica, se suman obteniendose así el costo total de operación. El diámetro que resulte con menor costo anual será el que se seleccione, ya que será el mas económico.

Para determinar diámetros por analizar, se recurre a datos empiricos. Por experiencia se sabe que la velocidad del agua en un diámetro económico gira alrededor de 1.20 m/seg. por lo cual para determinar los diámetros por analizar, solo se recurre a la fórmula de la continuidad considerando éste dato.

De ésta sustitución se obtiene un diametro teórico que se ajusta a un diámetro comercial, y se toman pará analizar también el comercial inmediatamente menor y el comercial inmediatamente mayor. De ésta manera se tienen datos para iniciar el análisis económico que nos permita acercarnos al diámetro mas conveniente.

EJEMPLO DE UNA CONDUCCION POR BOMBEO.

Obtener el diámetro económico de bombeo de una línea de conducción para un gasto de 24.07 lts./seg. a través de 643 metros de longitud. La profundidad del nivel dinámico es de 71 mts., el desnivel hidráulico de 35 mts. y la eficiencia del equipo de bombeo es de 85%. Se supone una velocidad de 1.20 m/seg.

Datos de proyecto:

Población de proyecto.....	11,552 habitantes.
Dotación.....	150 lts./hab./dia.
Gasto medio diario.....	20.06 lts./seg.
Gasto máximo diario.....	24.07 lts./seg.
Gasto máximo horario.....	36.10 lts./seg.
Fuente de abastecimiento.....	Pozo profundo.
Clima.....	Calido
Bombeo diario.....	24 horas
Costo del Kw-hr.....	NS 0:45

$$Q = A V \quad A = \frac{Q}{V} = \frac{0.02407 \text{ m}^3}{1.20 \text{ m/seg.}} = 0.02006 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi}{4} (D)^2 \quad A = 0.7854 (D)^2$$

$$D_t = \left(\frac{0.02006}{0.7854} \right)^{1/2} = 0.1596 \text{ m.} = 6.29 \text{ pulgadas.}$$

Este diámetro es el que teóricamente debe instalarse; pero debido a que no existe en el mercado, se toma el diámetro comercial mas proximo (6"). Además se hace un análisis para el diámetro comercial inmediatamente inferior y el diámetro comercial inmediatamente superior, que serían el de 4" y 5" respectivamente.

ANALISIS PARA EL DIAMETRO DE 4" (101.6 mm), DE P.V.C.
Cálculo del costo anual de energía eléctrica.

La pérdida de carga por fricción h_f se determina por medio de la fórmula:

$$h_f = \frac{10.3 n^2 L Q^2}{D^{16/3}}$$

$$h_f = \frac{10.3 (0.009)^2 (643) (0.02407)^2}{(0.1016)^{16/3}} = 61.52 \text{ m.}$$

Las pérdidas menores para nuestro ejemplo seran el 7% de las pérdidas por fricción, lo cual es un porcentaje conservador.

$$h_m = 61.52 \text{ m} (0.07) = 4.31 \text{ m.}$$

Por lo tanto la carga total de bombeo será:

$$h_{ft} = h_f + h_m = 61.52 \text{ m.} + 4.31 \text{ m.} = 65.83 \text{ m.}$$

$$h = D_h + \text{Prof. Nivel Dinámico} = 35 + 71 = 106 \text{ m.}$$

$$H = h + h_{ft} = 106 + 65.83 = 171.83 \text{ m.}$$

La potencia requerida del equipo de bombeo será:

$$P = \frac{1000 (0.02407) (171.83)}{76 (0.85)} = 64.02 \text{ H.P.}$$

La eficiencia del equipo de bombeo, generalmente es proporcionada por el fabricante.

El consumo anual de energía eléctrica es:

$$E = P \times (0.7457) \times (\# \text{ hrs. al año})$$

$$E = 64.02 (0.7457) (8760) = 418,199.90 \text{ kw-h}$$

Si el kw-hr cuesta N\$ 0.45, tenemos que:

$$\text{COSTO ANUAL DE ENERGIA} = 418,199.90 (0.450) = \text{N\$ } 188,189.95$$

Cálculo del costo anual de tubería instalada.

Conocida la carga de trabajo de la tubería y considerando la sobrepresión por golpe de ariete, se propone una tubería de P.V.C. clase 14 para el diámetro de 4". Para comprobar que este tipo de tubería resiste la presión total se calcula lo siguiente:

$$A = 0.7854 (0.1016)^2 = 0.008 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = (0.02407 / 0.008) = 3.01 \text{ m/seg.}$$

$$h_{t2} = \frac{145 (3.01)}{\sqrt{1 + \frac{20,670 (10.16)}{31,400 (0.52)}}} = 117.23 \text{ m.}$$

$$h_3 = 117.23 (0.20) = 23.45 \text{ m.}$$

Por lo tanto la presión total en el momento del golpe de ariete será:

$$H_T = D_h + h_{f1} + h_3 = 35 + 65.83 + 23.45 = 124.28 \text{ m.} < 140 \text{ m.}$$

Ya que es menor a 140 m. que es la presión que técnicamente debe soportar la tubería de P.V.C de 4" clase 14. se comprueba que si soporta la presión total.

Con el fin de calcular el costo de instalación de la tubería, se determino que el costo por metro lineal de este tipo de tubería es de N\$ 46.0024 (ver precios unitarios en el cuadro 4.6.1), por lo cual:

$$\text{Costo Total de Instalación} = 643 \text{ mts. } (46.0024) = \text{N\$ } 30,865.53$$

Se estimo recuperar el capital en 8 años, con un interes anual 10%. el coeficiente de anualidad para recuperar el dinero invertido será:

$$a = 0.10 + \frac{0.10}{(1 + 0.10)^8 - 1} = 0.187444$$

$$\text{COSTO ANUAL DE TUBERIA INSTALADA } 30,865.53 (0.187444) = \text{N\$ } 5,785.60$$

COSTO ANUAL DE ENERGIA ELECTRICA	N\$ 188,189.95
COSTO ANUAL DE TUBERIA INSTALADA	N\$ 5,785.60
	<hr/>
COSTO ANUAL DE OPERACION	N\$ 193,975.55

ANALISIS PARA EL DIAMETRO DE 6" DE P.V.C.
Cálculo del costo anual de energía eléctrica.

$$h_f = \frac{10.3 (0.009)^2 (643) (0.02407)^2}{(0.1524)^{16/3}} = 7.08 \text{ m.}$$

$$h_m = 7.08 \text{ m} (0.07) = 0.50 \text{ m.}$$

Por lo tanto la carga total de bombeo será:

$$h_{ft} = h_f + h_m = 7.08 \text{ m.} + 0.50 \text{ m.} = 7.58 \text{ m.}$$

$$h = D_2 + \text{Prof. Nivel Dinamico} = 35 + 71 = 106 \text{ m.}$$

$$H = h + h_{ft} = 106 + 7.58 = 113.58 \text{ m.}$$

La potencia requerida del equipo de bombeo será:

$$P = \frac{1000 (0.02407) (113.58)}{76 (0.85)} = 42.32 \text{ H.P.}$$

El consumo anual de energía eléctrica será:

$$E = 42.32 (0.7457) (8760) = 276.448.30 \text{ kw-h.}$$

$$\text{EL COSTO ANUAL DE ENERGIA} = 276,448.30 (0.450) = \text{Ns } 124,401.70$$

Cálculo del costo anual de tubería instalada.

Se propone una tubería de P.V.C clase 5.

$$A = 0.7854 (0.1524)^2 = 0.018 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad V = \frac{0.02407}{0.018} = 1.34 \text{ m/seg.}$$

$$h_{fs} = \frac{145 (1.34)}{\sqrt{1 + \frac{20670 (15.24)}{31,400 (0.31)}}} = 33.64 \text{ m.}$$

La sobrepresión absorbida por la tubería será:

$$h_f = 33.64 (0.20) = 6.63 \text{ m.}$$

La presión total en el momento del golpe de ariete es:

$$H_t = 35 + 7.58 + 6.63 = 49.31 \text{ m.} < 50 \text{ m.}$$

Esto quiere decir que la tubería de P.V.C clase 5. resiste la presión de trabajo.

El metro lineal de esta tubería se calculo en Ns 56.3362. (ver precios unitarios en el cuadro 4.6.1), por lo tanto, el costo total de instalación y su respectiva anualidad es:

Costo Total de Instalación = 643 mts. Ns 56.3362 = Ns 36.224.20

COSTO ANUAL DE TUBERIA INSTALADA 36,224.20 (0.187444) = Ns 6,790.00

COSTO ANUAL DE ENERGIA ELECTRICA.....	Ns 124,401.70
COSTO ANUAL DE TUBERIA INSTALADA.....	Ns 6,790.00
COSTO ANUAL DE OPERACION	Ns 131,191.70

ANALISIS PARA EL DIAMETRO DE 8", DE ASBESTO-CEMENTO.

$$h_f = \frac{10.3 (0.010)^2 (643) (0.02407)^2}{(0.2032)^{5/3}} = 1.88 \text{ m.}$$

$$h_m = 1.88 \text{ m} (0.07) = 0.13 \text{ m.}$$

Por lo tanto la carga total de bombeo será:

$$h_{ft} = h_f + h_m = 1.88 \text{ m.} + 0.13 \text{ m.} = 2.01 \text{ m.}$$

$$h = D_b + \text{Prof. Nivel Dinámico} = 35 + 71 = 106 \text{ m.}$$

$$H = h + h_{ft} = 106 + 2.01 = 108.01 \text{ m.}$$

La potencia necesaria para el bombeo será:

$$P = \frac{1000 (0.02407) (108.01)}{76 (0.85)} = 40.24 \text{ H.P.}$$

El consumo anual de energía eléctrica será:

$$E = 40.24 (0.7457) (8760) = 262,861.04 \text{ kw-h}$$

$$\text{EL COSTO ANUAL DE ENERGIA} = 262,861.04 (0.450) = \text{N\$ } 118,287.50$$

Cálculo del costo anual de tubería instalada.

Se propone una tubería de asbesto-cemento clase A-7.

$$A = 0.7854 (0.2032)^2 = 0.032 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} \qquad V = \frac{0.02407}{0.032} = 0.75 \text{ m/seg.}$$

$$h_{ft} = \frac{145 (0.75)}{\sqrt{1 + \frac{20,670 (20.32)}{328,000 (1.55)}}} = 80.48 \text{ m.}$$

La sobrepresión absorbida por la tubería será:

$$h_s = 80.48 (0.20) = 16.10 \text{ m.}$$

La presión total en el momento del golpe de ariete es:

$$H_t = 35 + 2.01 + 16.10 = 53.11 \text{ m.} < 70 \text{ m.}$$

El metro lineal de tubería de éste tipo se calculó en NS 68.9706 (ver precios unitarios en la cuadro 4.6.1), por lo tanto el costo total de la instalación y su respectiva anualidad será:

Costo Total de Instalación = 643 mts. (NS 68.9706) = NS 44.348.23

COSTO ANUAL DE TUBERIA INSTALADA 44,348.23 (0.187444) = NS 8,312.80

COSTO ANUAL DE ENERGIA ELECTRICA..... NS 118,287.50

COSTO ANUAL DE TUBERIA INSTALADA..... NS 8,312.80

COSTO ANUAL DE OPERACION..... NS 126,600.30

De acuerdo a el análisis realizado a los tres tipos de tubería, el diámetro mas económico de bombeo, es el de asbesto-cemento de 8", clase A-7. (ver cuadro 4.6.1).

CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO EN LINEAS DE CONDUCCION

Diametro Nominal		Area en m ² (A)	Costo en m ² /log (B)	Velocidad en m/s (V)	Long. de Linea en m. (L)	(C ²)	Coeficiente de fricción Manning (n)	Constante de Manning (K)	Pérdida de carga por fricción (H _f) en m.	H _f %	Manejo de B.O.	CH (10 en Log.)	TR %	HP = TR %
101.6	4	0.0081	0.02407	3.01	643	0.00058	0.009	165.1540	61.52	110.31	171.83	4135.95	64.60	64.02
152.4	6	0.0182	0.02407	1.34	643	0.00058	0.009	18.9992	7.08	106.50	113.58	2733.87	64.60	42.32
203.2	8	0.0324	0.02407	0.75	643	0.00058	0.010	5.0572	1.88	106.13	108.01	2599.80	64.60	40.24

Golpe de Ariete														
Presión de trabajo de la tubería en kg/cm ²	Diametro Nominal (diámetro en cm)	Costo de la parte del tubo (C) en cm	V en m/s	100 (V)	C ₁ d	C ₂ e	C ₃ E ₁ E ₂	10 E ₁ E ₂	$\sqrt{\frac{C_1 - C_2}{E_1 - E_2}}$	Subpresión (m) $\sqrt{\frac{C_1 - C_2}{E_1 - E_2}}$	Subpresión absorbida por la tubería 80% B.O.	Subpresión absorbida por la tubería 20% B.O.	Carga normal de operación (m.c.m.)	Presión total 10% B.O. + carga normal de operación
14	10.16	0.52	3.01	436.45	210.007.20	16.328	12.8618	13.8618	3.7231	117.23	93.78	23.45	100.83	124.28
5	15.24	0.31	1.34	194.30	315.010.00	9.734	32.3619	33.3619	5.7760	33.64	26.91	6.73	42.58	49.31
7	20.32	1.55	0.75	108.75	420.014.40	508.400	0.8262	1.8262	1.3514	80.48	64.38	16.10	37.01	53.11

CONCEPTO	Diametro 101.6 mm (4") Clase 14				Diametro 152.4 mm (6") Clase 5				Diametro 203.2 mm (8") Clase A-7			
	Cantidad	Unidad	P.U.	Importe	Cantidad	Unidad	P.U.	Importe	Cantidad	Unidad	P.U.	Importe
Excavación en material clase A	289.35	M ³	8.20	2,372.67	371.33	M ³	8.20	3,044.91	415.94	M ³	8.20	3,410.71
Escombro en material clase B	96.45	M ³	12.75	1,229.74	123.78	M ³	12.75	1,578.20	130.65	M ³	12.75	1,667.79
Excavación en material clase C												
Mano de obra	38.58	H ¹	11.45	441.74	45.01	H ¹	11.45	515.36	48.22	H ¹	11.45	552.12
Transporte, pinta y costo de mano de obra	643.00	M	2.75	1,768.25	643.00	M	3.50	2,250.50	643.00	M	4.00	2,572.00
Materiales conexiones	149.18	M ¹	12.90	1,924.42	190.97	M ¹	12.90	2,463.51	220.55	M ¹	12.90	2,845.10
Materiales y mano de obra	192.90	H ¹	5.10	983.79	247.56	M ¹	5.10	1,262.56	265.24	M ¹	5.10	1,352.72
Costo de la tubería	643.00	M	34.44	22,144.92	643.00	M	39.05	25,109.15	643.00	M	49.53	31,847.79
Costo total de conducción			NS	30,865.53			NS	36,224.19			NS	44,348.23

RESUMEN									
Presión de trabajo de la tubería en kg/cm ²	Diametro Nominal		HP	B.O.	Costo por hora de bombeo	Costo anual de bombeo	Costo anual de amortización (10 años a 10% anual)	COSTO ANUAL DE OPERACION	COSTO TOTAL
	mm.	Pulgadas							
14	101.6	4	64.02	47.74	21.48	188,189.95	30,865.53	5,785.63	NS 193,975.55
5	152.4	6	42.32	31.56	14.20	124,401.70	36,224.19	6,790.00	NS 131,191.70
7	203.2	8	40.24	30.01	13.50	118,287.50	44,348.23	8,312.08	NS 126,600.30

Cuadro 4.6.1 Calculo del diámetro mas economico.

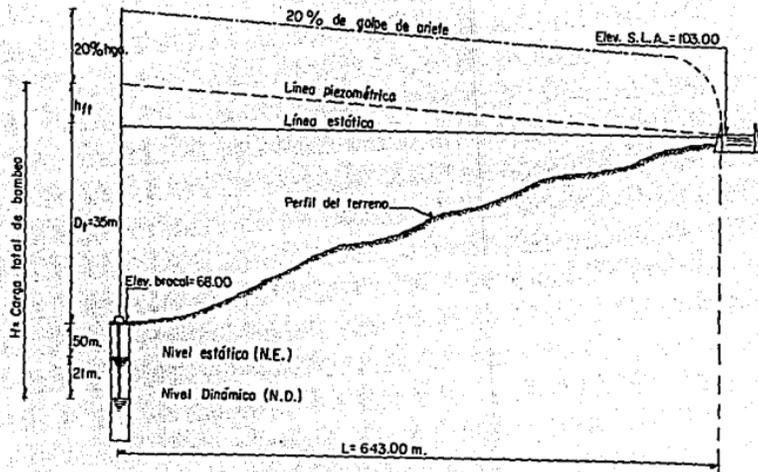
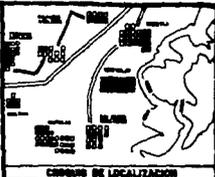
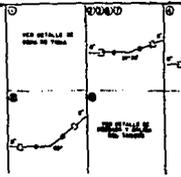


Figura 4.6.1 Esquema representativo de una línea de conducción por bombeo.

PLANTA
Escala 1:500



CRUCEROS

TIPO DE PROYECTO

CONSTRUCCION DE OBRAS	100%
RECONSTRUCCION DE OBRAS	0%
REPARACION DE OBRAS	0%
OTROS	0%

CANTIDADES DE TUBERIA

TUBERIA DE 12" DIAM. DE 10' DE LONGITUD	100
TUBERIA DE 12" DIAM. DE 5' DE LONGITUD	100
TUBERIA DE 12" DIAM. DE 3' DE LONGITUD	100

SIMBOLOGIA

---	LINEA DE TUBERIA
---	LINEA DE OBRAS
---	LINEA DE CIMENTACION
---	LINEA DE FUNDACION

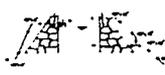
CANTIDADES DE OBRAS

CONCRETO	100
ACERO	100
OTROS	100

LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

TIPO	CONCEPTO	CANTIDAD
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

DETALLE DE OBRA DE TOMA



DETALLE DEL TANQUE

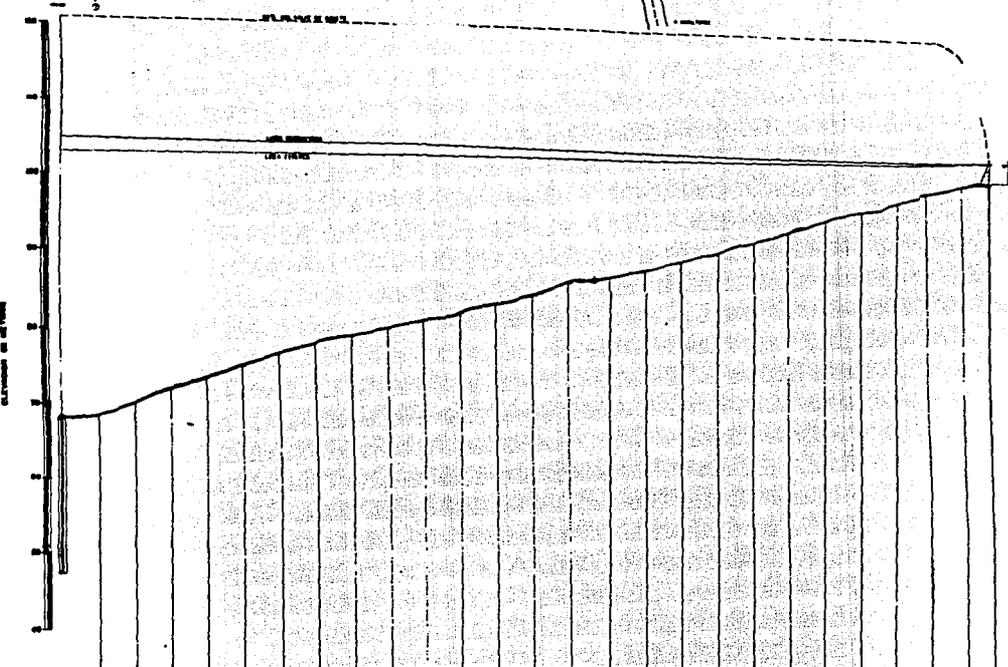


NOTAS

1. El presente proyecto fue elaborado de acuerdo a los planos y especificaciones de la Universidad Nacional Autónoma de México.

2. El presente proyecto fue elaborado de acuerdo a los planos y especificaciones de la Universidad Nacional Autónoma de México.

3. El presente proyecto fue elaborado de acuerdo a los planos y especificaciones de la Universidad Nacional Autónoma de México.



TUBERIA	CLASE A-7 DE 8"	TUBERIA DE A-C CLASE A-5 DE 8"
1	100	100
2	100	100
3	100	100
4	100	100
5	100	100
6	100	100
7	100	100
8	100	100
9	100	100
10	100	100
11	100	100
12	100	100
13	100	100
14	100	100
15	100	100
16	100	100
17	100	100
18	100	100
19	100	100
20	100	100
21	100	100
22	100	100
23	100	100
24	100	100
25	100	100
26	100	100
27	100	100
28	100	100
29	100	100
30	100	100
31	100	100
32	100	100
33	100	100
34	100	100
35	100	100
36	100	100
37	100	100
38	100	100
39	100	100
40	100	100
41	100	100
42	100	100
43	100	100
44	100	100
45	100	100
46	100	100
47	100	100
48	100	100
49	100	100
50	100	100

PERFIL
ESCALA VERTICAL 1:50
ESCALA HORIZONTAL 1:500

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

APUNTES DE LA MATERIA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

TRABAJO PROFESIONAL: NOE ANAYA F.

FALLA DE ORIGEN

4.7 DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DE SOBREPRESIONES.

Es importante hacer notar que antes de seleccionar el tipo de tubería que se va a emplear, deben considerarse las sobrepresiones ocasionadas por el golpe de ariete, ya que si bien es cierto, que existen dispositivos para contrarrestarlas, estos no lo hacen totalmente.

Las sobrepresiones que se producen en una tubería dependen de la longitud de la conducción, velocidad de cierre de las válvulas y el grado de amortiguamiento que puedan proporcionar las válvulas de expulsión de aire, válvulas reductoras de presión u otros dispositivos similares.

Para un control eficiente de las sobrepresiones existen diversos dispositivos en el mercado como por ejemplo:

Válvulas de expulsión de aire.—Estas válvulas tienen por objeto eliminar el aire que se va almacenando en la parte alta de las curvas verticales de la línea de conducción. Este aire en el interior de las tuberías es peligroso porque puede ocasionar su rotura o reducción parcial de un 5 a un 10% la capacidad y eficiencia de la línea y aún en forma total, cerrar el paso del agua cuando las bolsas de aire llegan a ser muy grandes. El aire en el interior de las tuberías se origina bien porque las bombas lo producen o porque se va liberando el que contiene el agua.

Cuando el aire acumulado en la tubería a una presión considerable, se combina con el golpe de ariete y estos a su vez con la presión normal de trabajo, puede producirse una explosión en la tubería con proyección de fragmentos. Estos hechos son producto de no tomar mucho en cuenta la presión del aire que se puede acumular en el interior de las tuberías que en ocasiones es de consideración.

Válvulas reductoras de presión.—Se emplean cuando las tuberías deben estar por debajo de una presión que no deba ser superada. La presión máxima es la indicada en la válvula; la mínima debe ser lo suficientemente baja para que circule el caudal determinado, sin que se produzca una pérdida de carga excesiva. Deben instalarse de manera que sean accesibles. Para el control de las presiones, se instalan manómetros antes y después de la válvula.

4.8 EMPUJES Y ATRAQUES.

Atraques.-Se le llama atraque a ciertos apoyos de concreto que se emplean en las líneas de conducción a presión y su localización en un sistema hidráulico depende de las necesidades del proyecto, se les coloca en: codos, piezas terminales o válvulas que ejercen presiones considerables sobre las paredes de la zanja. Es importante mencionar que los ensanchamientos de unión de las piezas especiales no deben ser cubiertos de concreto.

Los esfuerzos en las tuberías están causados por la presión estática del agua, las fuerzas centrífugas que se producen por cambios de dirección del flujo, y sobrepresiones debidas al golpe de ariete cuando se produce un cambio muy rápido en el flujo, por rápidas fluctuaciones de gasto producidas por la abertura o cierre repentino de una válvula o por el paro o arranque de las bombas. La magnitud de los esfuerzos originados por estas causas pueden calcularse determinando los empujes hidrostático y dinámico que actúan en las paredes de las tuberías, y que se transmiten al atraque.

La fuerza total que actúa en una tubería producida por la presión del agua y que debe ser contrarrestada por un atraque se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$F = 2A H_2 + \frac{\gamma v^2}{g} \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2}$$

Donde: F = Fuerza total, en kg.

A = Área de la sección transversal, en m²

γ = Peso volumétrico del agua.

H₂ = presión total en la tubería, en kg./m²

v = Velocidad del agua en la tubería, en mts./seg.

g = Aceleración de la gravedad (9.81 mts./seg.²)

α = Angulo de deflexión de la tubería.

EJEMPLO: En una línea de conducción de asbesto-cemento, de 20" de diámetro, clase A-10, se ha instalado un codo de 45 grados. La tubería conduce un gasto de 350 lts/seg. El codo se encuentra localizado a 1.5 km. aguas abajo de un tanque que tiene una carga estática de 40 mts. Encontrar la fuerza resultante, producida por la presión del agua en el codo, para ser absorbida por el atraque.

$$A = \frac{3.1416 (0.508)^2}{4} = 0.2027 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{0.350}{0.2027} = 1.73 \text{ mts/seg.}$$

Se procede a calcular las pérdidas:

$$h_f = K L Q^2$$

$$K = \frac{10.3 \text{ n}^2}{D^{5.31}}$$

$$K = \frac{10.3 (0.010)^2}{(0.508)^{5.31}} = 0.036$$

$$h_f = (0.036) (1500) (0.350)^2 = 6.98 \text{ mts.}$$

$$h_c = 6.98 \text{ mts.} (0.10) = 0.70 \text{ mts.}$$

$$h_{f_1} = 6.98 \text{ mts.} + 0.70 \text{ mts.} = 7.68 \text{ mts.}$$

La sobrepresión ejercida por el golpe de ariete será:

$$h_{t3} = \frac{145 (1.73)}{\sqrt{1 + \frac{(20,670) (50.80)}{(328,000) (4.05)}}} = 187.47 \text{ mts.}$$

$$h_i = 187.47 (0.20) = 37.49 \text{ mts.}$$

Por lo tanto tenemos que:

$$H_T = 40 \text{ mts.} + 7.68 \text{ mts.} + 37.49 \text{ mts.} = 85.17 \text{ mts.} = 85,170 \text{ kg/m}^2$$

$$F = 2(0.2027) 85,170 + \frac{1000 (1.73)^2}{9.81} \text{ sen } \frac{45}{2} = 13,261 \text{ kg.}$$

Esta es la fuerza que actúa en la tubería en el lugar del cambio de dirección hacia afuera, el cual se afecta con un factor de seguridad de 1.2.

$$F' = 13,261 (1.2) = 15,913.20 \text{ kg.}$$

Teniendo en cuenta, que el peso volumétrico del concreto simple es de 2,200 kg/cm³, y suponiendo un ángulo de fricción entre el material del atraque y el suelo, igual a 30 grados, se obtiene el peso del atraque (W).

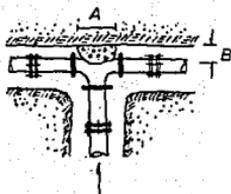
$$W = \frac{15,913.20 \text{ kg.}}{\tan 30} = 27,562.47 \text{ kg.}$$

Por lo tanto el volumen de concreto necesario para construir el atraque será:

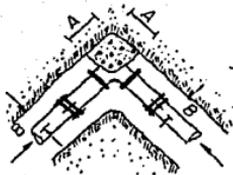
$$V_c = \frac{27,562.47}{2,200} = 12.53 \text{ m}^3$$

Según la resistencia del suelo se puede diseñar la sección del área de contacto para que el atraque no se incruste en el suelo.

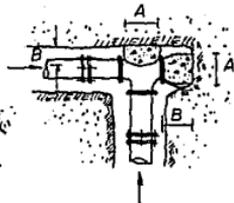
DIRECCION DE LOS EMPUJES Y FORMA DE COLOCAR LOS ATRAQUE.



TE DE F.F.



CODO DE F.F.



TE Y TAPA CIEGA DE F.F.

NOTAS:

- 1) Las piezas especiales deberán estar alineadas y niveladas antes de colocar los atraques, los cuales quedarán perfectamente apoyados al fondo y pared de la zanja.
- 2) Los atraques deberán colocarse en todos los casos, antes de hacer la prueba hidrostática de las tuberías.
- 3) Estos atraques se usarán exclusivamente para tuberías instaladas en zanjas.

CAPITULO 5

REGULARIZACION

5.1 TIPOS, UBICACION Y FUNCIONAMIENTO DE LOS TANQUE DE REGULARIZACION.

Un tanque de regularización se construye con el objeto de transformar un régimen de aportación de agua constante en un régimen de demandas variable. En éstas estructuras se almacena el agua que no se consume en las horas de demanda mínima, para aprovecharla después en las horas de máxima demanda.

El objetivo de un tanque de almacenamiento es disponer, además del volumen de regularización, un volumen adicional como reserva en previsión de incendios o suspensión que pueda presentarse por reparación de la línea de conducción o de la obra de captación. Si las condiciones económicas y las necesidades de la población lo requieren se podrá tomar cuando más un volumen aproximadamente igual al doble del de regularización.

Los tanques por su posición pueden ser superficiales o elevados. Son superficiales cuando la plantilla del depósito está en contacto directo con el suelo. Y se les llama elevados cuando la plantilla del depósito está separada del suelo y su cuerpo está soportado por una torre o cualquier otra estructura que lo mantenga en ésta posición.

Los superficiales se pueden construir de acero, concreto armado o de mampostería. Los elevados solo podrán ser metálicos o de concreto armado. Los de mampostería pueden ser rectangulares o cuadrados, mientras que los metálicos y de concreto armado podrán adoptar la forma que se les quiera dar.

El tanque más usual es el superficial rectangular. Se recurre a los tanques elevados cuando topográficamente no se dispone de una elevación apropiada para construir un tanque superficial. los tanques superficiales se sitúan en una elevación natural en la proximidad de la zona que se va a abastecer, de manera que la diferencia de del nivel del piso del tanque con respecto al punto más alto por abastecer sea como mínimo de 15 metros, y la diferencia de altura entre el nivel del tanque, estando lleno y el punto más bajo por abastecer sea de 50 metros.

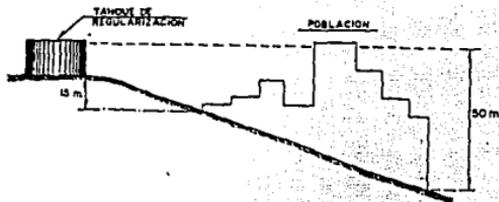


Figura 5.1.1. Posición del tanque de regularización superficial.

El diseño estructural se realiza con las siguientes condiciones de carga:

- Con agua y sin empuje de tierra.
- Vacío y con empuje de tierra.
- Con agua y con empuje de tierra.

Con relación a la ubicación del tanque con respecto a la red de distribución el tanque puede ser de "alimentación o de "excedencias". El de alimentación recibe de la línea de conducción el gasto máximo diario y sale de él, el gasto máximo horario hacia la red. (ver figura 5.1.2). El de excedencias se ubica dentro o después de la red (siguiendo el sentido de la entrada del agua) y recibe de ella el agua que la población no consume en horas de baja demanda, aportando éste gasto almacenado en las horas de mayor consumo, auxiliando a la línea de conducción a satisfacer la demanda máxima. (ver figura 5.1.3).

El gasto excedente que llega al tanque es el gasto máximo diario menos el consumo de la red. La mejor localización del tanque de excedencias cuando la topografía lo permite es la zona extrema opuesta a la zona de entrada del agua a la red de distribución, pues se reparten mejor las presiones durante la demanda máxima, debido a que se suministra el líquido en dos direcciones opuestas; además, se elimina la línea de alimentación que es de mayor diámetro, por lo general, que la línea de conducción y se continúa con ésta hasta la red de distribución; por si ésto fuera poco, la línea de conducción que llega al tanque de excedencias es de diámetro menor que el de la conducción o igual cuando más por llevar un gasto menor del máximo diario y baja por ahí mismo un gasto igual al 50% de dicho gasto o al 100% cuando mucho en caso de que el coeficiente de variación horaria fuera de 2.0 en lugar del acostumbrado 1.5.

Se puede prescindir del tanque, cuando la conducción sea por gravedad y la fuente de abastecimiento aporte más del gasto máximo horario. Un estudio económico decidirá si se sustituye el tanque por la fuente de abastecimiento, transformando la línea de conducción en línea de alimentación, puesto que llevará el gasto máximo horario que probablemente requerirá de un diámetro mayor que el que se necesita en la línea de conducción con el gasto máximo diario.

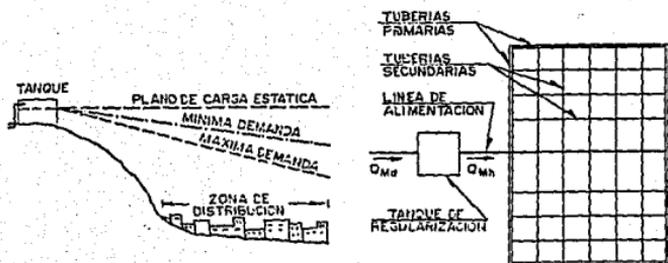


Figura 5.1.2 Ubicación del tanque de alimentación con respecto a la red de distribución.

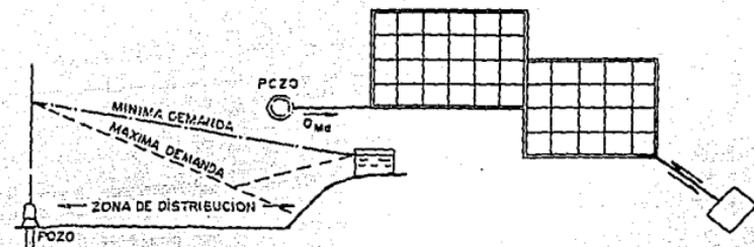


Figura 5.1.3 Ubicación del tanque de excedencias con respecto a la red de distribución.

5.2 HIDROGRAMAS DE CONSUMOS.

Generalmente la regularización se realiza por periodos de 24 horas y básicamente el cálculo del volumen del tanque consiste en consiliar las leyes de suministro o de entrada y las de demanda o de salida de los gastos que se estén considerando. Estas leyes pueden ser de tipo uniforme o variable y se representan gráficamente por medio de los hidrogramas correspondientes. La ley de demanda que representa el consumo de agua de las poblaciones de la República Mexicana, expresada en porcentajes horarios del gasto máximo horario en el día de máximo consumo, fue determinada estadísticamente por el Banco Nacional de Obras y Servicios públicos, S.A. y se muestra en el cuadro 5.2.1. Cabe mencionar que se tomo como referencia de poblaciones medianas la ciudad de Tlaxiaco, como grandes la ciudad de Torreón y como extra-grande la ciudad de México.

HORAS	POBLACIONES PEQUEÑAS	POBLACIONES MEDIANAS	POBLACIONES GRANDES	POBLACIONES EXTRA-GRANDES
0-1	45	50	53	61
1-2	45	50	49	62
2-3	45	50	44	60
3-4	45	50	44	57
4-5	45	50	45	57
5-6	60	50	56	56
6-7	90	120	126	78
7-8	135	180	190	138
8-9	150	170	171	152
9-10	150	160	144	152
10-11	150	140	143	141
11-12	150	140	127	138
12-13	120	130	121	138
13-14	140	130	109	138
14-15	140	130	105	138
15-16	130	140	110	141
16-17	130	140	120	114
17-18	120	120	129	106
18-19	100	90	146	102
19-20	100	80	115	91
20-21	90	70	75	79
21-22	90	60	65	73
22-23	80	50	60	71
23-24	60	50	53	57

Cuadro 5.2.1 Ley de demandas horarias.

Un hidrograma es una gráfica en la que se muestra la variación del gasto demandado durante el día. Por lo general se utiliza para llevar un registro del gasto que sale de un tanque. Tomando en cuenta la ley de demandas horarias, el hidrograma de consumo de una población pequeña quedaría como se muestra en la figura 5.2.2.

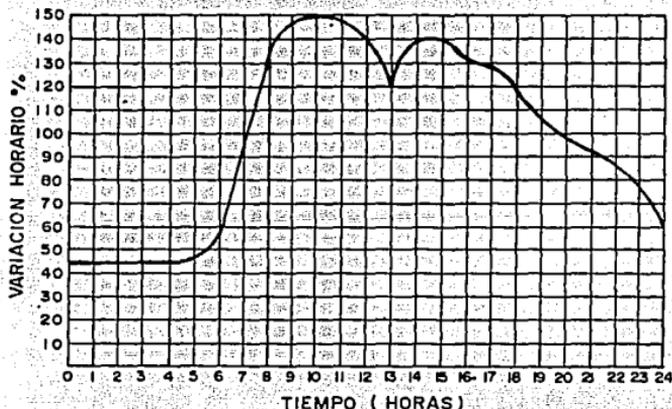


Figura 5.2.2. Hidrograma de consumo de una población pequeña.

5.3 METODOS PARA EL CALCULO DEL VOLUMEN DE REGULARIZACION.

La capacidad del tanque depende del régimen de aportaciones y de la ley de demandas de la localidad. El régimen de aportaciones es constante, ya sea durante las 24 horas del día o parte de él. El régimen de demandas es variable siempre.

El calculo del volumen del tanque de regularización, puede hacerse en forma analítica o en forma gráfica.

Cálculo analítico.-Se realiza con base en las tablas de demandas horarias, la capacidad del tanque de regularización para 24, 20, 16, 12, y 8 horas de bombeo para poblaciones pequeñas, se calcula utilizando las tablas 5.3.1. Como la ley de demandas la conocemos en función de porcentajes horarios del gasto máximo diario, en esta misma forma se expresa la ley de entradas. Para calcular el volumen de agua por almacenar, se suman los valores absolutos del máximo excedente y máximo déficit. Para el caso de bombeo durante las 24 horas, se observa el siguiente comportamiento, de las 0 a las 7 horas entra al tanque más agua de la que sale, por lo que se tiene un porcentaje de acumulación máximo; después de las 7 horas comienza a demandarse más agua de la que llega al tanque por lo que empieza a suministrarse la que se tenía acumulada, esto sucede hasta las 15 horas cuando el tanque se encuentra vacío y existe un déficit (sale mas agua de la que llega y no se cuenta con un volumen en el tanque para suministrar el faltante). A las 16 horas se llega al momento más crítico ya que se presenta el máximo faltante. De lo anterior se deduce que hay necesidad de contar con un volumen extra en el tanque igual al máximo déficit, que para éste caso será de 80%, como se podrá apreciar en la tabla 5.3.1 (a).

HORAS	DEMANDA EN %	APORTACION EN %	DIFERENCIA EN %	DIF. ACUMULADA EN %
0-1	45	100	+ 55	+ 55
1-2	45	100	+ 55	+ 110
2-3	45	100	+ 55	+ 165
3-4	45	100	+ 55	+ 220
4-5	45	100	+ 55	+ 275
5-6	60	100	+ 40	+ 315
6-7	90	100	+ 10	+ 325 *
7-8	135	100	- 35	+ 290
8-9	150	100	- 50	+ 240
9-10	150	100	- 50	+ 190
10-11	150	100	- 50	+ 140
11-12	140	100	- 40	+ 100
12-13	120	100	- 20	+ 80
13-14	140	100	- 40	+ 40
14-15	140	100	- 40	0
15-16	130	100	- 30	- 30
16-17	130	100	- 30	- 60
17-18	120	100	- 20	- 80 *
18-19	100	100	0	- 80
19-20	100	100	0	- 80
20-21	90	100	+ 10	- 70
21-22	90	100	+ 10	- 60
22-23	80	100	+ 20	- 40
23-24	60	100	+ 40	0

Tabla 5.3.1 (a) Demandas, aportaciones y diferencias para bombeo de 24 horas, en poblaciones pequeñas.

La aportación total de gasto diario, bombeado al tanque debe sumar en todos los casos 2,400 %, ya que para el bombeo durante 24 horas al día, se bombea el 100 % cada hora. Así para obtener la aportación de gasto horario o gasto de bombeo horario (Q_{bh}), basta con dividir la aportación total de gasto diario entre el número de horas de bombeo durante el día, ésto es:

$$Q_{bh} = \frac{2,400 \%}{\# \text{ de hrs de bombeo}}$$

Para el cálculo de la capacidad del tanque, se utilizan las siguientes expresiones:

$$C_t = / M_e / + / M_d /$$

Donde: C_t = Coeficiente del tanque de regularización.

M_e = Valor absoluto del máximo excedente.

M_d = Valor absoluto del máximo déficit.

Sustituyendo tenemos que:

$$C_t = 325 + 80 = 405 \%$$

$$C = \left(\frac{4.05 \times 3,600}{1,000} \right) (Q_{md}) = 14.58 (Q_{md})$$

Donde: C = Capacidad del tanque en m^3 .

Q_{md} = Gasto máximo diario en lts/seg.

Quando la alimentación se realiza sólo durante unas horas se aumentan los caudales de entrada para compensar las horas que no haya alimentación y tener al final del día un total de 2400 %, por lo tanto para bombear de la fuente al tanque durante 20 horas, se deberá bombear por hora:

$$Q_{ii} = \frac{2,400 \%}{20 \text{ hrs.}} = 120 \% / \text{hr.}$$

HORAS	DEMANDA EN %	APORTACION EN %	DIFERENCIA EN %	DIF. ACUMULADA EN %
0-1	45	0	-45	- 45
1-2	45	0	-45	- 90
2-3	45	0	-45	-135
3-4	45	0	-45	-180
4-5	45	120	+75	-105
5-6	60	120	+60	- 45
6-7	90	120	+30	- 15
7-8	135	120	-15	- 30
8-9	150	120	-30	- 60
9-10	150	120	-30	- 90
10-11	150	120	-30	-120
11-12	140	120	-20	-140
12-13	120	120	0	-140
13-14	140	120	-20	-160
14-15	140	120	-20	-180
15-16	130	120	-10	-190
16-17	130	120	-10	-200
17-18	120	120	0	-200
18-19	100	120	+20	-180
19-20	100	120	+20	-160
20-21	90	120	+30	-130
21-22	90	120	+30	-100
22-23	80	120	+40	- 60
23-24	60	120	+60	0

Tabla 5.3.1 (b) Demandas, aportaciones y diferencias para bombeo de 24 horas.

Para éste caso, de las 0 a las 4 horas no se bombea agua al tanque por lo cual se acumula el déficit, después de las 4 horas comienza a suministrarse agua a la red, pero sin lograr satisfacer la demanda; A las 17 horas se presenta el máximo déficit, el cual alcanza el 200%, Por lo tanto se deduce que existe la necesidad de contar de antemano, con un volumen de agua en el tanque, equivalente al máximo déficit (200%).

$$C_t = 200 \%$$

$$C = \left(\frac{(2 \times 3,600)}{1,000} \right) (Q_{md}) = 7.20 (Q_{md})$$

De manera similar se calcula la capacidad de los tanques de regularización para diferentes horas de bombeo. Para el caso de 16 horas de bombeo, de las 6 a las 22 horas:

$$Q_{bh} = \frac{2,400}{16} = 150 \text{ \% /hr.}$$

$$C_t = 140 + 285 = 425 \text{ \%}$$

$$C = \left(\frac{4.25 \times 3,600}{1,000} \right) (Q_{md}) = 15.30 (Q_{md})$$

Para el caso de 12 horas de bombeo, de las 7 a las 19 horas:

$$Q_{bh} = \frac{2,400}{12} = 200 \text{ \% /hr.}$$

$$C_t = 420 + 375 = 795 \text{ \%}$$

$$C = \left(\frac{7.95 \times 3,600}{1,000} \right) (Q_{md}) = 28.62 (Q_{md})$$

Para el caso de 8 horas de bombeo, de las 6 a las 15 horas:

$$Q_{bh} = \frac{2,400}{8} = 300 \text{ \% /hr.}$$

$$C_t = 375 + 900 = 1,275 \text{ \%}$$

$$C = \left(\frac{12.75 \times 3,600}{1,000} \right) (Q_{md}) = 45.90 (Q_{md})$$

Calculo gráfico: El calculo gráfico del volumen de un tanque de regularización está basado en la combinación de la curva masa de entradas al tanque (ley de entradas) y la curva masa de salidas (ley de salidas), para los mismos intervalos de tiempo.

La curva masa o diagrama de Rippl consiste en una gráfica que representa los volúmenes acumulados escurridos en una sección con relación al tiempo figura 5.3.2.

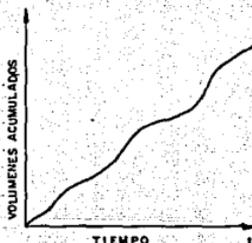


Figura 5.3.2 Diagrama de Rippl o curva masa.

Características del diagrama de Rippl:

1.- La diferencia entre dos ordenadas para dos tiempos diferentes, mide el volumen escurrido en ese intervalo. figura 5.3.3 esto se representa como:

$$Y_2 - Y_1 = \text{Volumen escurrido entre } t_1 \text{ y } t_2$$

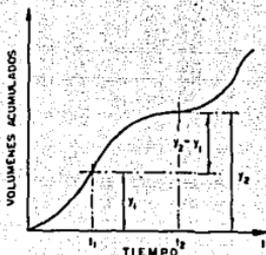


Figura 5.3.3 Volumen escurrido en un intervalo de tiempo.

2.- La pendiente de la tangente en un punto de la curva mide el gasto en ese punto (figura 5.3.4). En una curva masa no puede haber pendientes negativas, si acaso iguales a cero.

$$Q = \frac{dv}{dt}$$

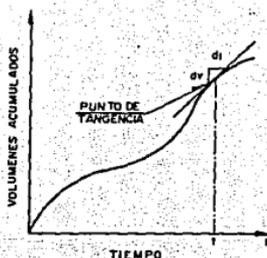


Figura 5.3.4 La pendiente de la tangente en un instante de la curva masa representa el gasto en ese instante.

3.- Si se unen dos puntos de la curva masa mediante una recta, su pendiente representa el gasto medio entre ese periodo de tiempo. (figura 5.3.5).

$$Q \text{ medio} = \frac{\text{Volumen escurrido}}{t_2 - t_1}$$

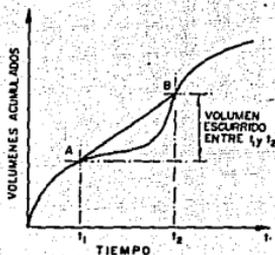


Figura 5.3.5 La pendiente de la recta AB representa el gasto medio entre los instantes t_1 y t_2 .

En caso de que un tanque de almacenamiento cuente con varias entradas y salidas de agua, se hacen combinaciones de las curvas masa correspondientes a cada conducto de entrada y de salida, sumando por un lado la curva masa de las entradas y por otro la de las salidas. (figura 5.3.6).

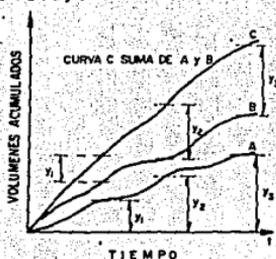


Figura 5.3.6 Suma de curvas masa.

La suma de varias curvas masa, ya sea para entradas o para salidas, se efectúa sumando las ordenadas correspondientes a cada una de las curvas para la misma abscisa de tiempo.

En el caso de abastecimiento de agua, los volúmenes requeridos de almacenamiento normalmente se calculan para efectuar una regularización diaria de los volúmenes de entrada y salida que deberán ser iguales para satisfacer adecuadamente las necesidades de la población. Se acostumbra representar la variación de los gastos de entrada y salida en forma horaria.

El cálculo del volumen de almacenamiento en forma gráfica se realiza combinando la curva masa de entrada y la de salida para los mismos intervalos de tiempo. Esta combinación se hace trazando las dos curvas en un mismo sistema de ejes coordenados haciendo coincidir las escalas de tiempo. (figura 5.3.7)

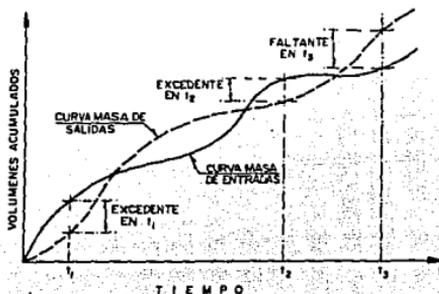


Figura 5.3.7 Combinación de curvas masa de entradas y salidas.

Una vez trazadas las dos curvas masa, la diferencia de ordenadas entre las curvas para un tiempo dado representa el excedente o el faltante de volumen de almacenamiento para el momento considerado. Si la curva masa de entradas está por arriba de la de salidas, la diferencia de ordenada representará un excedente; en caso contrario, equivaldrá a un faltante.

Los datos necesarios para poder calcular el volumen de almacenamiento, son las leyes de suministro y demanda (curva masa) que se obtiene mediante mediciones directas. Estas curvas masa pueden trazarse con datos de volumen o con porcentajes de estos.

EJEMPLO: Calcular la capacidad necesaria del tanque de regularización, para la línea de conducción por bombeo que se analiza en el capítulo 4 (conducción), que transporta un gasto máximo diario de 24.07 lts/seg. Cabe mencionar que se bombeará agua durante las 24 horas del día.

a) Por el método analítico.

El coeficiente del tanque de regularización para este caso es de 405%. Por lo tanto:

$$C = \frac{4.05 \times 3,600}{1,000} (Q_{md}) = 14.58 (24.07) = 351 \text{ m}^3$$

De esta manera obtenemos por el método analítico la capacidad del tanque de regularización, necesaria para que el sistema de agua potable funcione correctamente.

b) Por el método gráfico

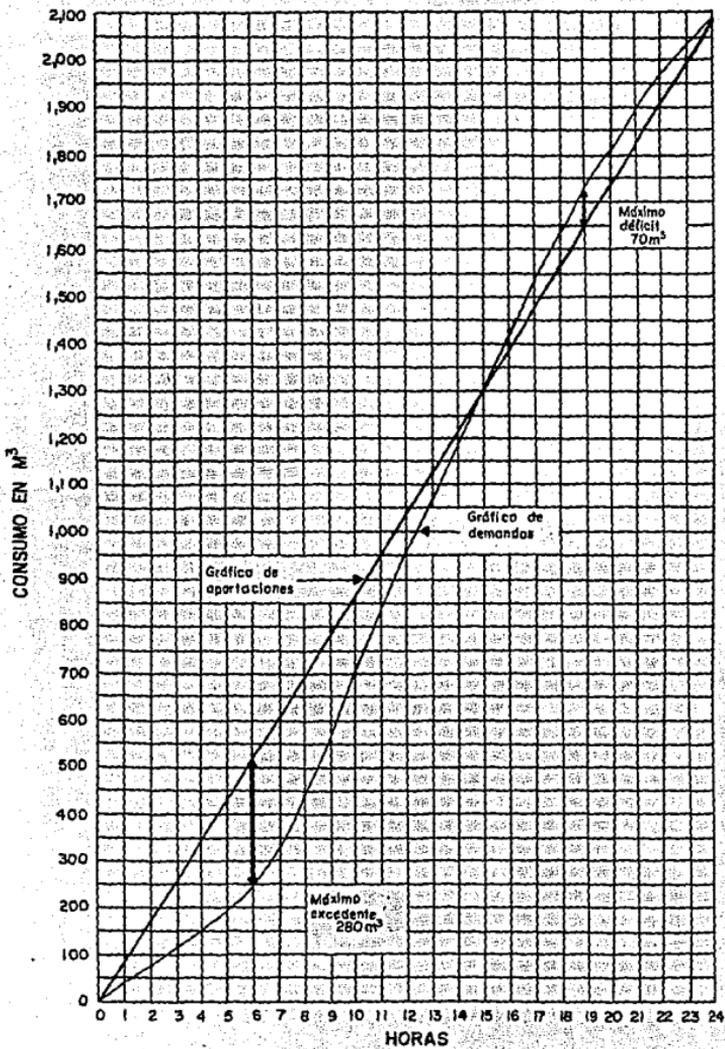
Gasto máximo diario = 24.07 lts/seg.

El 45 % será: 24.07 (0.45) = 10.8315 lts/seg.

Para convertirlo a m³/hr aplicamos el siguiente procedimiento:

$$\frac{10.8315 \times 3.600}{1.000} = 36.9934 \text{ m}^3/\text{hr.}$$

HORAS	DEMANDA %	DEMANDA lts/seg	DEMANDA m ³ /hr	DEMANDAS ACUMULADAS
0-1	45	10.8315	36.9934	36.9934
1-2	45	10.8315	36.9934	77.9868
2-3	45	10.8315	36.9934	116.9802
3-4	45	10.8315	36.9934	155.9736
4-5	45	10.8315	36.9934	194.9670
5-6	60	14.4420	51.9912	246.9562
6-7	90	21.6630	77.9868	324.9450
7-8	135	32.4945	116.9802	441.9252
8-9	150	36.1050	129.9780	571.9032
9-10	150	36.1050	129.9780	701.8812
10-11	150	36.1050	129.9780	831.8592
11-12	140	33.6980	121.3128	953.1720
12-13	120	28.8840	103.9824	1,057.1544
13-14	140	33.6980	121.3128	1,178.4672
14-15	140	33.6980	121.3128	1,299.7800
15-16	130	31.2910	112.6476	1,412.4276
16-17	130	31.2910	112.6476	1,525.0752
17-18	120	28.8840	103.9824	1,629.0576
18-19	100	24.0700	86.6520	1,715.7096
19-20	100	24.0700	86.6520	1,802.3616
20-21	90	21.6630	77.9868	1,880.3484
21-22	90	21.6630	77.9868	1,958.3352
22-23	80	19.2560	69.3216	2,027.6568
23-24	60	14.4420	51.9912	2,079.6480
	2,400		2,079.6480	



CAPACIDAD = 280 m³ + 70 m³ = 350 m³

5.4 FONTANERIA DE LOS TANQUES DE REGULARIZACION.

Los tanques deben techarse empleando para ello losas de concreto reforzado, con un recubrimiento de ladrillo y pendiente mínima de 2%, para que el agua de lluvia no entre al tanque. Estas losas tendrán uno o más registros de inspección formados por un marco con bordes que sobresaigan unos 10 cm. y una tapa con soleras que cubran el marco de fierro. Como se muestra en la figura 5.4.1.

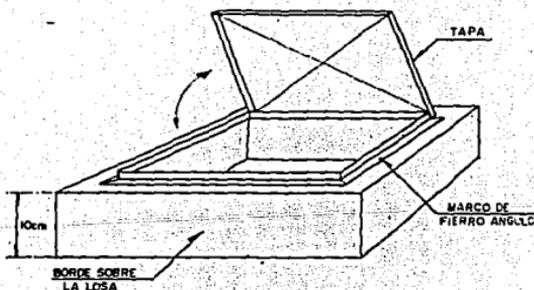


Figura 5.4.1 Registro para inspección del tanque.

Se deben instalar en el interior escaleras con peldaños de varilla (tipo marino) con el fin de poder entrar al tanque para inspección y limpieza.

Para proporcionar ventilación al tanque se instalan tubos verticales u horizontales que atraviesan el techo del tanque o la pared según sea el caso, de tal manera que impidan la entrada de aves o cualquier otro tipo de animal, (figura 5.4.2).

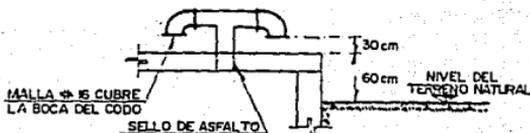


Figura 5.4.2 Ventilación del tanque de regularización.

La salida del agua se realiza por medio de un tubo con colador o malla colocado a una altura de 30 cm. con respecto al piso del tanque (figura 5.4.3).

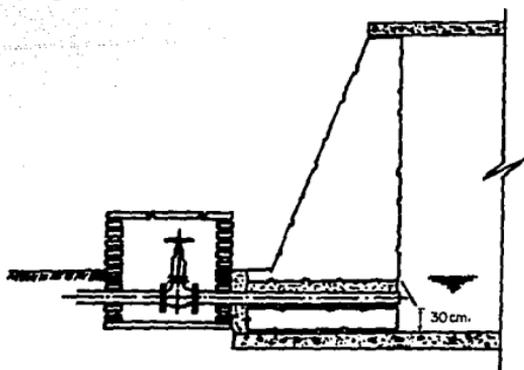


Figura 5.4.3 Salida del agua del tanque superficial.

Los tubos de excedencias se instalan de manera que el agua que llega a ese nivel, salga del tanque y sea conducida a la red de drenaje. Estos tubos se colocarán a 30 cm. con respecto a la losa del tanque y su diámetro será por lo menos igual al de la tubería de alimentación. (figura 5.4.4).

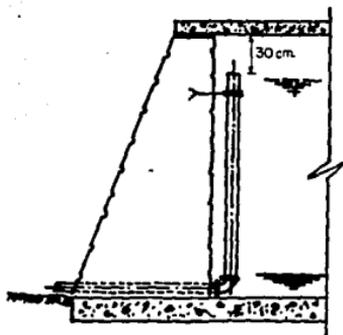


Figura 5.4.4 Tubería de excedencias.

Para la limpieza del tanque se coloca un tubo de desagüe en el fondo, pero éste tubo no debe descargar directamente al sistema de alcantarillado, sino a un recipiente abierto, desde una altura no menor de dos veces el diámetro del tubo, sobre la corona del recipiente, ésto con la idea de que el agua pierda olor al ponerse en contacto con el aire y que los sedimentos se detengan en el fondo del recipiente. (figura S.4.5).

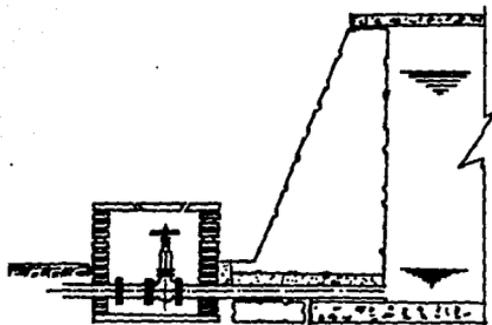


Figura S.4.5 Tubería de desagüe para limpieza del tanque.

Para la entrada del agua al tanque se utiliza una válvula de altitud, que se usa para cerrar automáticamente cuando el tanque está lleno y abrir cuando se vacía. Esta válvula puede operar por la presión del agua en la línea o por energía eléctrica.

A la salida del agua del tanque se instalará una válvula de seccionamiento y ocasionalmente un medidor de gasto (figura S.4.6).

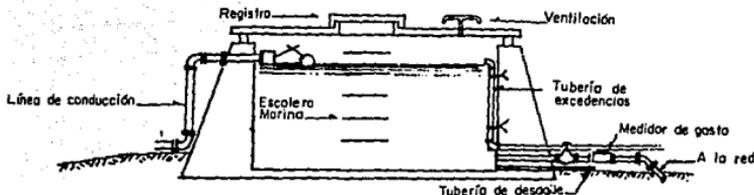


Figura S.4.6 Fontanería de un tanque de regularización.

CAPITULO 6

DISTRIBUCION

6.1 CONFIGURACION DE LAS REDES DE DISTRIBUCION.

A la tubería que alimenta la red de distribución, que parte generalmente del tanque y termina donde se hace la primera derivación, se le llama línea de alimentación. El gasto que conduce ésta línea es el máximo horario, así sea una o varias líneas.

Si el gasto mínimo de la fuente es bastante mayor que el gasto máximo horario y la conducción es por gravedad, la línea de alimentación puede iniciar en dicha fuente, eliminándose temporalmente la línea de conducción y el tanque de regularización, ya que la fuente funcionará como depósito de almacenamiento. Cuando después de n años la localidad demande un gasto diario más o menos del 66% del gasto mínimo aportado por la fuente, se puede transformar la línea de alimentación, en línea de conducción; y se construye el tanque en el punto apropiado; continuando como línea de alimentación la parte de tubería existente aguas abajo del tanque regulador. Como la línea de alimentación transformada en línea de conducción, temporalmente resultará un poco holgada, habrá que hacer un estudio económico al respecto antes de iniciar las obras.

Las tuberías de la línea de alimentación, generalmente son de asbesto-cemento clase A-5 o A-7; pero pueden ser de concreto reforzado e inclusive de acero en casos especiales.

Si la conducción es por bombeo, la línea de alimentación se origina en la estación de bombeo y termina en la primera inserción. Los accesorios usados en la línea de alimentación, son los mismos que se utilizan en la línea de conducción.

Los sistemas de distribución de agua generalmente se componen de innumerables tuberías unidas entre sí, que constituyen las redes hidráulicas.

Bajo el punto de vista hidráulico, sin embargo se pueden distinguir dos tipos de redes de distribución.

Red abierta.—En éste tipo de redes no es posible establecer el sentido del flujo del agua. Las redes abiertas solamente se encuentran en instalaciones pequeñas y en los sistemas que están condicionados por ciertos factores locales, como podrían ser: la topografía del terreno, el trazado de vías de comunicación entre otros. El inconveniente de éste tipo de redes reside en el hecho de que todo el abastecimiento queda sujeto al funcionamiento de la única tubería principal.

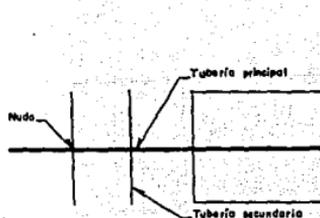
Estos sistemas son fáciles de diseñar y construir, pero no son recomendables por las siguientes razones:

-En los extremos cerrados de las ramas, se presentan acumulaciones bacteriológicas y sedimentaciones debido a el estancamiento del agua en esos lugares, lo cual es posible evitar colocando desfogues.

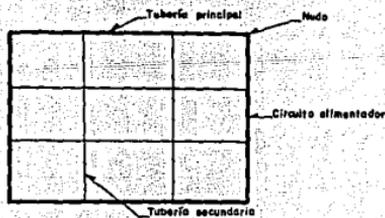
-Al hacerse alguna reparación en algún punto, se queda sin servicio el resto de la población, hasta que sea reparada.

-La presión en los puntos terminales de las ramas tienden a bajar conforme se va ampliando la red.

Red en forma de malla.-En éste tipo de sistemas todas las tuberías están interconectadas y no hay terminales o extremos muertos. Los puntos donde se cruzan las tuberías se denominan nudos.



Red abierta



Red cerrada

6.2 CLASIFICACION DE LAS TUBERIAS.

Red de distribución.-Es el conjunto de tuberías que se instalan subterráneamente en las calles de una población y de las que se derivan las tomas domiciliarias, las cuales entregan el agua en la casa del usuario. Está formada por tuberías principales, y por tuberías secundarias o de relleno, que son las que se derivan de las primeras.

Quando la traza de la población forme una malla que permita instalar circuitos con las tuberías principales, éstos se localizarán en las calles más densamente pobladas o cerca de ellas. Se situarán a distancias de 600 a 700 mts. unas de otras; aunque a veces por la densidad de la población éstas distancias se acortan.

Si la distribución de la población es tal que no permita formar circuitos en malla, como poblaciones alargadas, la tubería principal queda en línea abierta.

Una vez localizadas las calles por las que se instalarán las tuberías principales; las calles restantes se cubrirán con tuberías secundarias. Estas pueden ser de asbesto-cemento, generalmente clase A-5 de 60 a 75 mm. (2 1/2" a 3") o de P.V.C. con diámetro de 50 a 60 mm. (2" a 2 1/2").

Las tuberías principales generalmente son de asbesto-cemento clase A-5 y ocasionalmente A-7, los diámetros van desde 100 mm. (4") hasta 600 mm. (24"). Para la justificación de estos diámetros se considerará la densidad de población por servir. Sólo en ocasiones excepcionales se usarán tuberías de acero o de concreto reforzado.

Las tuberías que integren ésta red deben tener capacidad para satisfacer adecuadamente la demanda de la población, y cuando el caso lo requiera, el consumo contra incendio; así como la presión necesaria para dar servicio continuo en todos los puntos de la población. Deben tomarse en cuenta las medidas necesarias para que la buena calidad del agua se conserve.

Los accesorios que usan en una red son: válvulas de seccionamiento, válvulas reductoras de presión, cajas para operación de válvulas y en casos que se requieran, hidrantes contra incendio. Las válvulas de seccionamiento se instalan sobre las tuberías principales o secundarias en los puntos en que estas se derivan de las principales con el fin de seccionar la red para efectuar reparaciones o dar mantenimiento.

6.3 PRESIONES Y VELOCIDADES EN LA RED.

El buen funcionamiento de un sistema de distribución se juzga con base en las presiones disponibles para un gasto especificado. Las presiones deberán ser lo suficientemente altas para cubrir las necesidades de los usuarios y por otro lado no deberán ser excesivas para no elevar los costos y evitar dañar la red interior de los edificios. Además cuando la presión es excesiva se incrementan las fugas, lo que implica un costo que no es recuperable. Las presiones que se han de mantener en cualquier punto de la red deben permitir el suministro de una cantidad razonable de agua en los pisos mas altos de las casas, fábricas y en los edificios comerciales menores de 5 pisos. En general, se adoptan los valores que se presentan en el siguiente cuadro 6.3.1.

Zonas	Presión disponible (Kg/cm ²)
Rural	1.0 a 1.5
Residencial de 2ª	1.5 a 2.0
Residencial de 1ª	2.0 a 2.5
Comercial	2.5 a 4.0
Industrial	3.0 a 4.0

Cuadro 6.3.1 Presión recomendable para diferentes zonas.

La máxima presión no debe exceder 50 m.c.a (metros columna de agua), en todos los casos y la mínima no debe ser menor de 15 m.c.a. en poblaciones urbanas pequeñas hasta de 15,000 habitantes y de 10 m.c.a. en poblaciones rurales. La presión máxima debe tomarse a partir de la superficie libre del agua en el tanque y la mínima a partir de la plantilla. En los momentos de fuerte demanda producida por las bombas de incendio, puede permitirse una caída de presión, pero no por debajo de 1.5 Kg./cm², en las cercanías del incendio.

Se recomienda una presión estática normal de 4 a 5 Kg/cm² por ofrecer las siguientes ventajas:

- Es suficiente para atender el consumo ordinario de edificios que tengan hasta diez pisos de altura.
- Permite utilizar directamente los hidrantes para un número reducido de bocas para manguera, asegurando con ello una acción rápida en los servicios contra incendio.
- Permite una amplia fluctuación de las presiones locales, para hacer frente a repetidas demandas o para compensar las pérdidas debidas a obstrucciones o a una excesiva longitud de las tuberías en servicio.

La topografía de una ciudad puede exigir la distribución en zonas por razón de la presión. Es posible que la mayor parte de la ciudad tenga presiones normales para todos los usos, pero una zona baja, si se haya directamente conectada, puede tener presiones demasiado altas con el correspondiente peligro de roturas y pérdidas en las tuberías. Esto se soluciona abasteciendo el área pequeña por medio de una o varias conducciones e instalando válvulas reguladoras de presión automáticas que mantengan cualquier presión que se desee en el área de la descarga.

En las poblaciones topográficamente planas se diseña una sola red y si el desnivel entre el punto mas alto y el mas bajo es mayor de 40 mts. se diseñan dos o mas redes en forma escalonada de manera que la presión estática máxima sea de 50 mts. Para alimentar éstas redes se procede de la siguiente manera:

-Si la línea de conducción es por gravedad y tiene presión suficiente para llegar al depósito mas alto, desde ahí se irá alimentando a todas las zonas en forma escalonada. Si sólo trae presión para llegar a un punto intermedio, desde ahí se alimentará por gravedad a las zonas más bajas y por bombeo a las zonas mas altas.

-Si la conducción es por bombeo, el agua se llevará hasta la red mas baja y de ahí con sucesivos bombeos se irán alimentando las zonas altas siguientes, en forma tal que el bombeo vaya siendo cada vez menor. Es conveniente que las redes estén desconectadas unas de otras, para no dar lugar a conexiones equivocadas que arruinen la división de la red en niveles. Si se desea ligar estas redes deberá ser mediante cajas rompedoras de presión, o válvulas reductoras de presión.

Si se instalan hidrantes para toma pública, la presión en estos debe ser como mínima de 3 m.c.a. y se localizarán en la periferia de la ciudad preferentemente.

Si es necesario considerar un consumo de incendio, al gasto medio de la población se debe sumar el gasto que se obtenga por el uso simultáneo de los hidrantes de incendio, de acuerdo con el criterio mostrado en el cuadro 6.3.2.

Población en miles de hab.	Hidrantes de incendio en uso simultáneo	Localización del hidrante
20-50	2 de 12.6 l/seg.	En el sitio mas alejado al punto de alimentación de la red.
50-200	1 de 31.5 l/seg.	Uno en la zona comercial o en el sitio mas alejado al punto de alimentación de la red.
mas de 200	2 de 31.5 l/seg.	Uno en la zona comercial y el otro en el sitio mas lejano al punto de alimentación de la red.

Cuadro 6.3.2 Criterio para la colocación de hidrantes.

Los hidrantes contra incendio deben conectarse a tuberías de 4 pulgadas como mínimo y su localización será de acuerdo con el cuerpo de bomberos y el representante federal de Agua y Alcantarillado del lugar.

En lo que se refiere a la velocidad de flujo en la red, para diseño se recomienda partir de valores comprendidos entre 1.2 y 1.6 m/seg, los cuales se ajustarán según las necesidades de cada caso.

6.4 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LAS REDES.

Para el diseño de la red de distribución, se debe disponer de un plano topográfico de la población, a escala, con curvas de nivel equidistante en los alrededores o por lo menos con cotas en las intersecciones de las calles.

En la planeación de la red se considerará la zona urbana presente en la fecha de proyecto y de acuerdo con las densidades de población, actuales y futuras, se inicia el cálculo hidráulico de la red de la siguiente manera:

- Se trazan sobre el plano de la población, las tuberías principales y secundarias localizadas en la forma indicada; se anota la longitud de cada tramo de calle y se enumerarán en forma ordenada los crucesos.
- Se determinará la longitud total de la red sumando todas las longitudes de los tramos de calle.
- Se calcula el coeficiente de gasto (gasto por unidad de longitud), el cual es el resultado de dividir el gasto máximo horario entre la longitud total de la red.
- En cada tramo de tubería se indicará, el gasto correspondiente a ese tramo que es el producto de su longitud por el coeficiente de gasto más el acumulado anterior, si existe.
- Se anota la acumulación de gastos en los tramos de la tubería principal y estimación preliminar de los diámetros de esas mismas tuberías en función de los gastos que por ellas pasan.
- Se utiliza el método de Hardy Cross para ajustar el funcionamiento hidráulico de la red.

En la acumulación de gastos, es necesario aclarar que cuando un gasto llega al circuito se divide en dos partes, una va a correr por un sentido del circuito hasta el punto de equilibrio y la otra va a correr por el otro sentido hasta encontrarse en el punto de equilibrio; los dos gastos suman el gasto inicial que llega al circuito. Si la red está formada de un solo circuito, la acumulación se hace partiendo del punto de equilibrio, sumando todos los gastos parciales en un sentido primero hasta llegar al punto de entrada del circuito y después en el otro sentido comenzando siempre del punto de equilibrio. Es decir que se sigue el camino contrario del que sigue el agua al entrar al circuito. Es importante mencionar que cuando el flujo del agua sigue el sentido de las manecillas del reloj se considera positivo (Q_2) y en caso contrario será negativo (Q_1) (figura 6.4.1).

En el ajuste hidráulico se determinan los diámetros, y elegido el punto de equilibrio de acuerdo con el escurrimiento supuesto, se obtienen las pérdidas de carga en las dos ramas en que se supone escurrirá el agua, desde el punto de entrada al circuito hasta el punto de equilibrio.

Cuando la pérdida de carga con que se llega en ambos sentidos es igual, el problema está resuelto, ya que los diámetros y el escurrimiento supuestos son correctos, de lo contrario se procederá a realizar otro tanteo modificando los diámetros supuestos, cambiando el punto de equilibrio o modificando los gastos. Se procede de ésta forma sucesiva hasta lograr que la pérdida de carga en uno y otro sentido sean iguales o tengan una diferencia mínima.

Si la red es más complicada, por ejemplo cuando está formada por más de tres circuitos, el procedimiento se vuelve más laborioso; en estos casos en lugar de cambiar los diámetros o puntos de equilibrio se modifican los gastos, para esto el procedimiento de Hardy Cross indica hacer correcciones sucesivas modificando los gastos en uno y otro sentido, según lo indique el signo de la corrección, hasta tener una diferencia aceptable de cargas.

La corrección se realiza aplicando la siguiente fórmula:

$$\Delta = - \left(\frac{\sum (h_f)}{n \left(\sum (h_f/Q) \right)} \right)$$

Donde: Δ = Corrección.

$\Sigma(h_f)$ = Suma algebraica de pérdidas de carga en los dos sentidos

$\Sigma(h_f/Q)$ = Suma algebraica de las relaciones de pérdida de carga y gastos, en los dos sentidos.

n = Coeficiente para Manning = 2

En los tramos de circuito comunes la corrección es $(\Delta_1) + (\Delta_2)$, con sus respectivos signos.

La fórmula de la corrección Δ se explica analizando la figura 6.4.1.

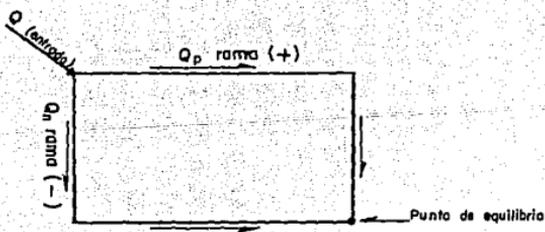


Figura 6.4.1 Representación gráfica de la corrección.

En éste circuito se muestra, como el gasto de entrada Q se divide en las ramas positiva y negativa, las cuales llevan los gastos Q_p y Q_n respectivamente. Las pérdidas de carga por fricción serán positivas para la rama que conduce el gasto Q_p y negativas para la rama que conduce el gasto Q_n . El cálculo de las pérdidas de carga por fricción (h_f), se hace utilizando la fórmula siguiente:

$$h_f = \frac{10.3 n^2 Q^2 L}{D^{5/3}}$$

Llamando Δ a la diferencia entre los gastos que escurren en las ramas, y Q y Q_n los gastos que deben escurrir, tendremos como gasto en cada rama, después de la primera corrección lo siguiente:

$$Q_p = Q + \Delta \quad \text{y} \quad Q_n = Q - \Delta$$

Para la estimación preliminar de los diámetros de las tuberías principales se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$D = 1.50 \sqrt{Q}$$

Donde: D = Diámetro del tubo en metros.

Q = Gasto acumulado del tramo de tubo, en m³/seg.

Una vez definidos los diámetros, localizadas las válvulas y demás accesorios, numerados todos los cruceros, delimitada la zona de construcción inmediata y futura; se procede a diseñar los cruceros. Estas uniones se logran empleando piezas especiales como: cruces, tes, codos, reducciones, extremidades, juntas universales, juntas Gibault, tapas ciegas, empaques de plomo, tornillos entre otras cosas.

Estas piezas especiales se fabrican de fierro fundido, asbesto-cemento y de P.V.C. Las primeras se fabrican desde 50 mm. hasta 910 mm. (2" a 36") de diámetro; las segundas de 50 a 150 mm. (2" a 6") de diámetro y las de P.V.C. de 38, 50, 60 y 75 mm. (1 1/2", 2", 2 1/2" y 3") de diámetro.

6.5 METODOS DE CALCULO.

El propósito de analizar hidráulicamente un sistema de distribución es calcular gastos, (incluyendo su dirección) y la distribución de presión generada, que se desarrolla dentro del sistema. Se dispone de varios métodos para el análisis, entre los cuales se tienen los siguientes:

Método de relajación.-Es un procedimiento de ensayo-error, en el que se aplican correcciones sistemáticas a un conjunto de gastos o cargas supuestas inicialmente, hasta que la red esté balanceada hidráulicamente (método de Hardy-Cross).

Método de secciones.-En éste método la malla del sistema de distribución se corta en una serie de secciones, y la capacidad de la tubería se compara con la demanda aguas abajo del corte;

Método de la tubería equivalente.-Las tuberías en una red de distribución se reemplazan con una tubería sencilla de capacidad equivalente.

Método del círculo.-Las tuberías de un sistema de distribución tributarias a un hidrante central o grupo de hidrantes, se corta con un círculo y se evalúa la capacidad de las tuberías para cubrir las demandas.

Método analizado con computadora.-Se escriben algoritmos para resolver las ecuaciones básicas para el análisis de una red de tubos. Los algoritmos se resuelven usando una computadora. También se dispone de programas comerciales para resolver estos problemas.

Método de analogía eléctrica.-El sistema de distribución es modelado con componentes eléctricamente equivalentes. Por ejemplo, resistencias no lineales se usan para simular la fricción de las tuberías. La corriente entrante y saliente son proporcionales al flujo del agua, entonces las pérdidas de carga serán proporcionales a la caída de voltaje.

El método mas recomendado por su fácil aplicación y exactitud es el método de Hardy-Cross.

EJEMPLO: Equilibrar la red de distribución mostrada en la figura 6.5.1, por el método de Hardy Cross (balanceo de cargas por corrección de gastos). Cabe aclarar que la línea de conducción por bombeo, el tanque de regularización y ésta red de distribución pertenecen al mismo proyecto.

Datos de Proyecto:

Población de proyecto.....	11.552 habitantes.
Dotación.....	150 lts/hab/día
Gasto medio diario.....	20.06 lts/seg.
Gasto máximo diario.....	24.07 lts/seg.
Gasto máximo horario.....	36.10 lts/seg.
Clima.....	Cálido.

Una vez que se trazan sobre el plano de la población, las tuberías principales y secundarias en forma correcta, se anotará la longitud de cada tramo y se enumerarán ordenadamente los cruceros, (figura 6.5.1).

Se determinó la longitud total de tubería que forma la red sumando todas las longitudes de los tramos de calle, obteniendo un total de 6,452 metros.

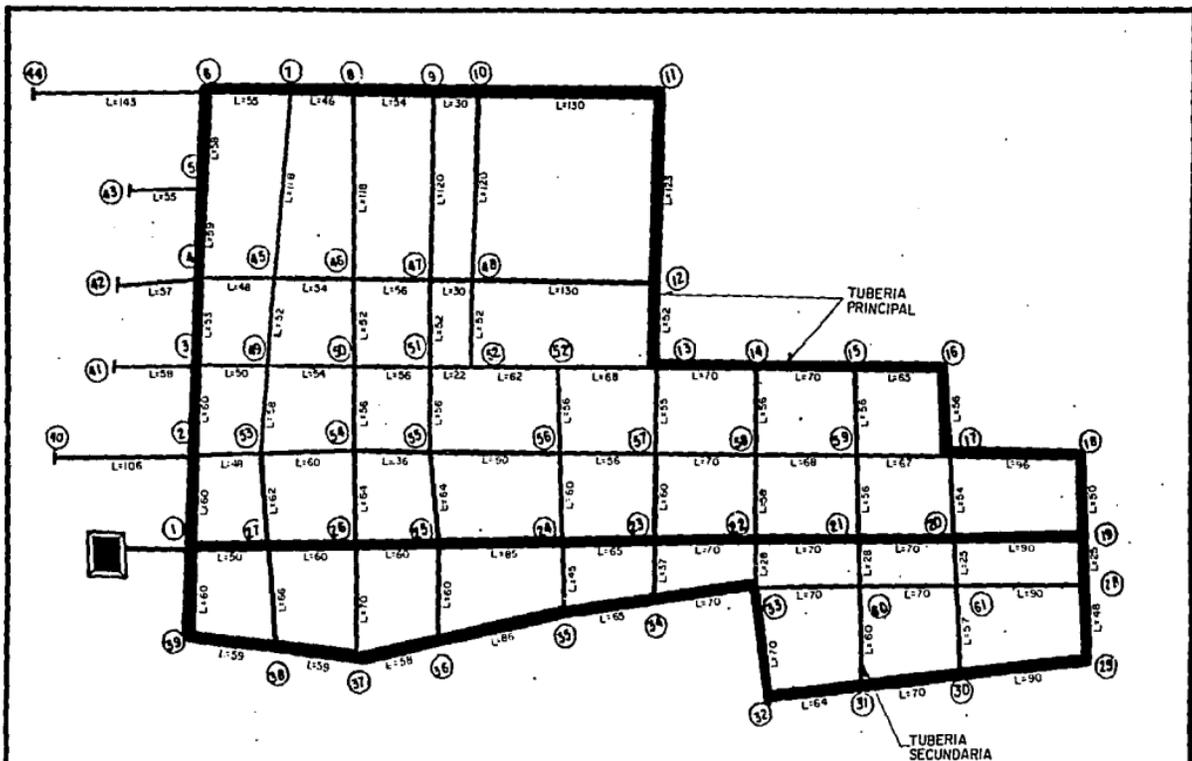


Figura 6.5.1 Tuberías principales, secundarias, longitudes y crucesos de la red.

Para obtener el gasto por metro lineal se emplea la siguiente fórmula:

$$q_l = \frac{\text{Gasto máximo horario}}{\text{longitud total de la red}} = \frac{36.10 \text{ lts/seg}}{6,452 \text{ metros}} = 0.0056$$

En cada tramo de tubería se indica, el gasto correspondiente a ese tramo (q), que es el producto de su longitud y el gasto por metro lineal.

Se indica el escurrimiento lógico del agua dentro de cada circuito, por medio de flechas y se localizan los puntos de equilibrio. Se anotará la acumulación de gastos en los tramos de la tubería principal y se calculan los diámetros en función de los gastos que por ellas pasan. (figura 6.5.2).

Como ejemplo se calculará el tramo del cruceo 1-39, el cual tiene una longitud de 60 metros y un gasto acumulado de 4.19 lts/seg, que corre en sentido contrario a las manecillas del reloj por lo que las pérdidas por fricción serán negativas.

El diámetro para este tramo será:

$$D = 1.50 \sqrt{0.00419} = 0.0971 \text{ mts.} \approx 4''$$

Debido a que el diámetro menor recomendable para tuberías principales es de 4 pulgadas, se usará este diámetro para este tramo.

Una vez obtenido el diámetro se calculan las pérdidas por fricción en ese tramo de tubería, la cual debido al poco gasto que conduce y que no está sometida a una presión considerable, será de P.V.C.

$$h_f = \frac{10.3 (0.009)^2 (0.00419)^2 (60)}{(0.1016)^{16/3}} = 0.1740 \text{ mts.}$$

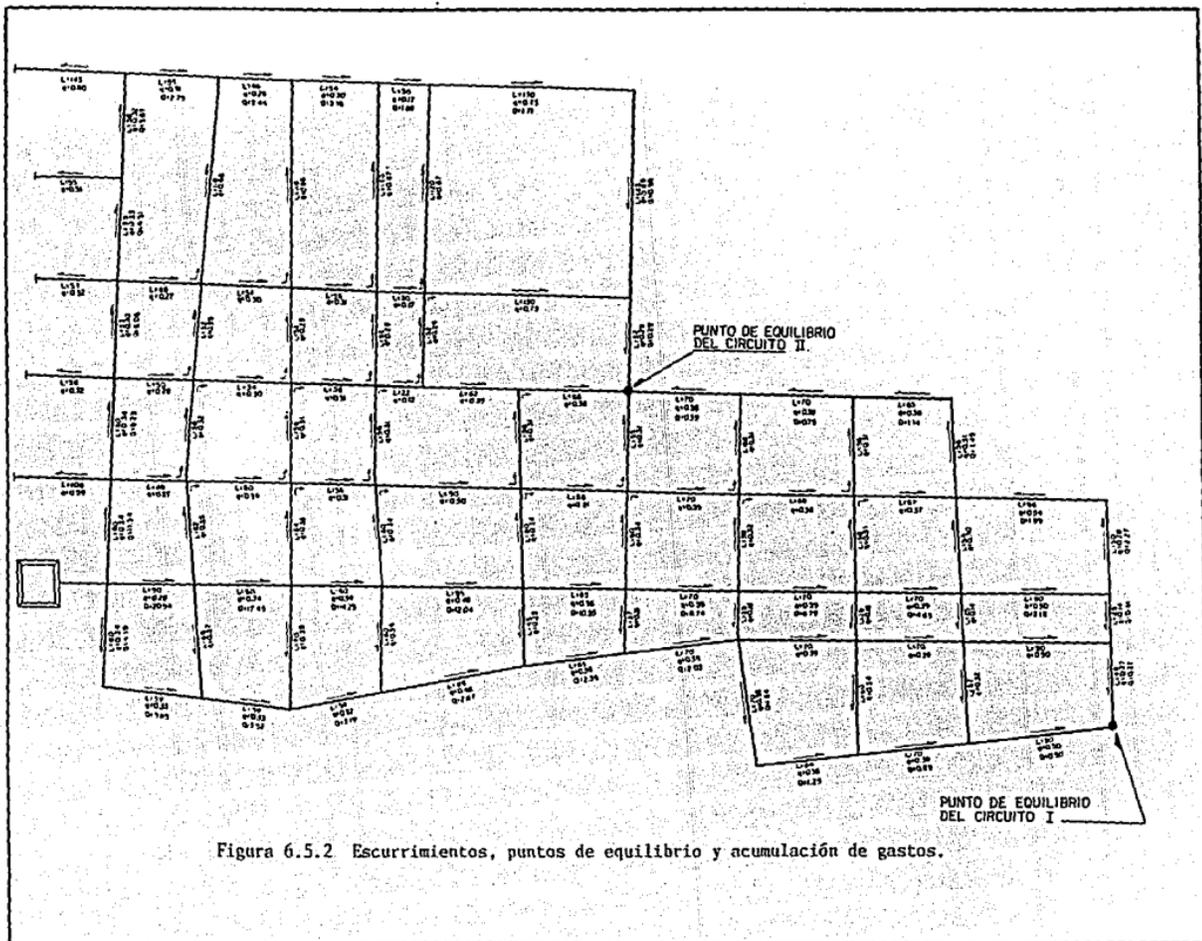


Figura 6.5.2 Escurremientos, puntos de equilibrio y acumulación de gastos.

Como la sumatoria de pérdidas por fricción, de todos los tramos de tubería, en ambos sentidos del circuito, no es igual a cero (ver tabla 6.5.3), el siguiente dato por obtener es la división de las pérdidas por fricción entre el gasto en lts/seg., ya que la sumatoria de estos datos nos servirá para calcular la corrección.

$$\frac{h_f}{Q} = \frac{0.1740}{4.19} = 0.0415$$

Aplicando la fórmula se obtiene la primera corrección para los circuitos 1 y 2, que es:

$$1^a \Delta_1 = - \left(\frac{-0.0222}{2 (0.3945)} \right) = 0.0281$$

$$1^a \Delta_2 = - \left(\frac{0.1973}{2 (0.4840)} \right) = -0.2038$$

Cuando existen circuitos comunes, la corrección de un circuito se suma a la corrección del otro, pero con signo contrario, en los tramos donde ambos circuitos están unidos.

Una vez que la diferencia de pérdidas por fricción en un circuito es mínima, se procede a compensarlo, esto se logra repartiendo la diferencia entre los tramos de tubería del circuito que se está calculando, que no sean comunes con el otro.

Para obtener la cota piezométrica y la carga disponible de cada crucero es necesario contar con un levantamiento topográfico el cual contenga las cotas de terreno de cada crucero, así como las del tanque de regularización.

Para llevar a un mejor control del cálculo de la red se emplea una tabla, en la que se van anotando todos los datos (tabla 6.5.3), lo cual facilita mucho el trabajo.

6.6 RECOMENDACIONES PARA LA APLICACION DE LA COMPUTADORA EN LA SOLUCION DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE.

Si se dispone de computadora, el cálculo de la red se hace utilizando un lenguaje matemático, para facilitar la alimentación de datos, se prepara un croquis de la red con las siguientes características:

- Se dibujan todas las tuberías principales y secundarias, así como los ramales abiertos que existan.
- Se indican los diámetros calculados, mediante la simbología convencional establecida.
- Se enumeran los nudos en que coinciden las tuberías secundarias o tuberías principales, las terminales y los puntos donde haya cambios de diámetro o de rugosidad. Además de los puntos citados, se puede considerar como nudos y numerarlos también, aquellos en los que interese conocer su carga disponible.
- La numeración se inicia en el primer nudo después del tanque y se podrá interrumpir al terminar de numerar cada circuito, o en el extremo de un ramal abierto. Las alimentaciones que descargan directamente al tanque, no se consideran dentro de la numeración. Si no se cuenta con tanque ni proyecto, se iniciará la numeración en el primer nudo después del punto más importante de alimentación.
- Se anotará en cada tubo los siguientes datos:
 - a) Su longitud en metros.
 - b) El coeficiente de rugosidad "n" de la fórmula de Manning, de acuerdo con el tipo de material, en el caso de que éste coeficiente no sea el mismo para toda la red.
 - c) El gasto correspondiente a cada tubo, además en caso de ser tubería principal, se anotará el gasto acumulado.
 - d) Se indicará con flechas el sentido del flujo del agua, tomándose como positivo el gasto que lleva el sentido de las manecillas del reloj.
- Se anotará en el tanque la cota de terreno, la cota de la superficie libre del agua, y en caso de que el tanque sea enterrado o elevado, la cota de plantilla. En los pozos se anotará la altura del brocal.
- Se anotará en los nudos los siguientes datos:
 - a) Cota del terreno.
 - b) Se indicará que nudo actúa como punto de equilibrio.
- Se enumeran los circuitos en forma progresiva.

Una vez elaborado el croquis se procede a la alimentación de datos de la computadora, la cual en cuestión de minutos nos dará los datos solicitados, que serán: gastos, diámetros, presión en los nudos, cantidad de tubería, etc.

La mayor parte de las redes de distribución se analizan en la actualidad usando programas de computadora. Al escribir un programa que resuelva problemas de redes de flujo, deben satisfacerse las siguientes ecuaciones simultáneamente a través de la red:

En cada nudo o crucero:
La sumatoria de gastos de entrada deberá ser igual a la sumatoria de gastos de salida.

En cada circuito completo:
La sumatoria de $h_f = 0$

Para cada tubería:

$$h_f = \frac{10.3 n^2 Q^2 L}{D^{5.3}}$$

En los programas de computadora para redes más complejas, las ecuaciones anteriores se resuelven simultáneamente, usando una o varias técnicas de inversión de matrices.

Quizá la mayor ventaja al usar computadoras, es que pueden obtenerse mucho más soluciones a un costo razonable, para analizar la respuesta del sistema ante la variación de entradas. Lo importante no es aprender a correr el programa, sino comprender el problema que se quiere resolver.

6.7 PRESENTACION DE LOS PLANOS EJECUTIVOS DE REDES DE DISTRIBUCION.

Los planos del proyecto deberán dibujarse y hacer indicación de escalas gráficas y numéricas, así como la orientación. En caso contrario, por comodidad en el sentido de aprovechar planos con dimensiones fuera de las especificadas, podrán aceptarse siempre y cuando muestren con claridad todos los detalles requeridos para su comprensión y la ejecución de las obras.

En todos los casos deberá dibujarse por lo menos, parte de la topografía, de manera que puedan fácilmente interpretarse las condiciones que al respecto presente el terreno.

En el caso de las captaciones, se deberán presentar plantas, elevaciones y cortes necesarios para ilustrar la descripción de las obras. Para conexiones en pozos podrá hacerse la presentación a base de diagramas fuera de escala; no así para captaciones en las que se requiera de una estructura, la cuál deberá detallarse adicionalmente con sus dimensiones y armados. Se recomienda en éste último caso, el empleo de escalas que pueden variar de 1:50 a 1:200, según el caso.

Las líneas de conducción podrán dibujarse de acuerdo a las siguientes escalas:

Planta de 1:1000 a 1:5000 (1:2000 es el más frecuente).
Perfil de 1:100 a 1:500 (1:200 es el más frecuente).

Se recomienda además, que la variación entre ambas escalas sea de preferencia de 10 veces, es decir, si la escala horizontal es de 1:2000, la escala vertical deberá ser 1:200, con objeto de dar oportunidad a que destaquen o se aprecien mejor, todos los cambios que tiene el terreno. Los cruces con vías de ferrocarril, carreteras, arroyos, etc., se deben detallar por separado.

Los planos correspondientes a las plantas potabilizadoras podrán llevarse a cabo mediante simples diagramas.

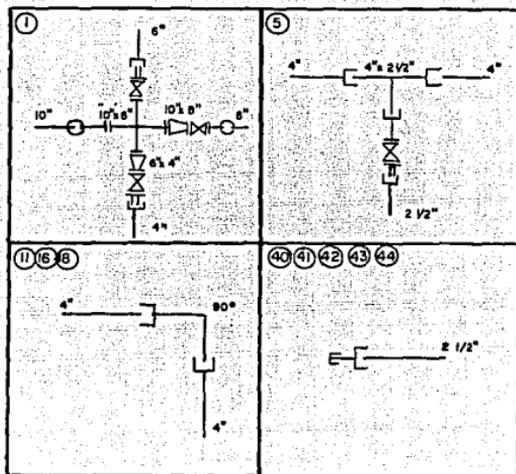
Las redes de distribución deberán presentarse en planos escala 1:2000, preferentemente. Deberán contener todos los datos establecidos para redes, es decir, líneas principales (de alimentación, circuito y/o ramales abiertos) y de relleno. Seccionamiento establecido mediante válvulas, Numeración de cruces, nombres de calles, longitud de tuberías de cruceo a cruceo. Terminales de tubería, pasos a desnivel. En puntos estratégicos se anotará en un círculo la cota del terreno en metros y la carga disponible en metros columna de agua. Igualmente en la franja vertical al lado derecho se resumirán:

- Cuadro de datos básicos del proyecto.
- Cantidades de tubería (indicando diámetros, clases y longitudes)
- Signos convencionales.
- Notas generales que aclaren aspectos sobre la concepción del proyecto, consideraciones importantes para la ejecución de las obras y para la operación de las mismas.

El detalle de cruceros, siempre que sea posible, deberá figurar en los propios planos de las líneas de conducción y red de distribución, respectivamente. En caso contrario por falta de espacio, se podrán presentar por separado. Siempre deberá anexarse el listado de piezas especiales y válvulas.

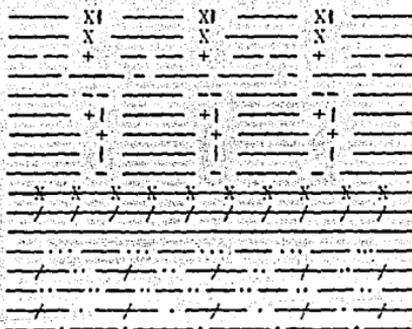
Para el diseño de los cruceros se deberá auxiliar de las tablas 6.7.1, 6.7.2 y 6.7.3, de signos convencionales para piezas especiales y válvulas.

Utilizando la simbología de las tablas mencionadas, se presenta a continuación, a manera de ejemplo, el diseño de algunos cruceros, utilizados en la red de distribución que se calculó.



TUBERIA DE:

915 mm. (36") Ø
 760 mm. (30") Ø
 610 mm. (24") Ø
 500 mm. (20") Ø
 450 mm. (18") Ø
 400 mm. (16") Ø
 350 mm. (14") Ø
 300 mm. (12") Ø
 250 mm. (10") Ø
 200 mm. (8") Ø
 150 mm. (6") Ø
 100 mm. (4") Ø
 75 mm. (3") Ø
 60 mm. (2½") Ø
 50 mm. (2") Ø
 38 mm. (1½") Ø
 25 mm. (1") Ø



ACCESORIOS:

Hidrante para toma pública. _____
 Hidrante para incendio. _____
 Válvula de altitud. _____
 Válvula reductora de presión. _____
 Válvula de compuerta. _____
 Válvula de expulsión de aire. _____
 Válvula de flotador. _____
 Válvula de retención (Check) de f.f. _____
 Válvula de seccionamiento de f.f. _____
 Válvula aliviadora de presión. _____
 Válvula Valflex. _____



DATOS GENERALES:

Número de cruceo. _____
 Longitud de tramo en metros. _____
 Paso a desnivel. _____
 Cota de terreno en metros. _____
 Carga disponible en m.c.a. _____

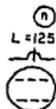


Tabla 6.7.1. Símbolos convencionales para redes de agua potable.

PIEZAS ESPECIALES DE FIERRO FUNDIDO:

Cruz de f.f. con brida. _____	
Te de f.f. con brida. _____	
Codo de 90° de f.f. con brida. _____	
Codo de 45° de f.f. con brida. _____	
Codo de 22°30' de f.f. con brida. _____	
Reducción de f.f. con brida. _____	
Carrete de f.f. con brida. _____	
Extremidad de f.f. con brida. _____	
Tapa de f.f. con cuerda. _____	
Tapa ciega de f.f. _____	
Junta Gibault. _____	

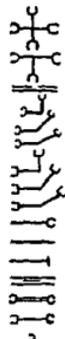
PIEZAS ESPECIALES G.P.B.

Válvula Valflex J.J. (con dos juntas universales G.P.B.). _____	
Válvula Valflex B.J. (con una brida y una junta universal). _____	
Válvula reducción Valflex B.J. (con una brida y una junta universal). _____	
Junta Universal G.P.B. _____	
Terminal G.P.B. _____	
Reducción G.P.B.-B.B (con dos bridas). _____	
Reducción G.P.B.-B-J. (con una brida y una junta universal). _____	

Tabla 1.7.2 Símbolos convencionales de piezas especiales de hierro fundido y G.P.B.

PIEZAS ESPECIALES DE ASBESTO CEMENTO.

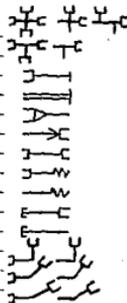
Cruz. _____
 Te. _____
 Cople "T" con salida roscada. _____
 Codo de 90°. _____
 Codo de 45°. _____
 Codo de 22°30'. _____
 Codo de 90° para P.V.C ó A.G. _____
 Codo de 45° para P.V.C ó A.G. _____
 Codo de 22°30' para P.V.C. ó A.G. _____
 Reducción. _____
 Niple. _____
 Extremidad. _____
 Trancición entre clases inmediatas. _____
 Cople de expansión ó adaptador (PVC y f.f). _____
 Adaptador a tuberías de plástico. _____
 Tapon. _____



- Notas: 1.- Todas las piezas de A-C. se fabrican para diámetros de 50,60,75,100 y 150 mm ó 2", en clases A-5 y A-7.
 2.- La cruz de A-C. tiene sus dos ramas de diámetros distintos, nunca iguales.

PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C.

Cruz. _____
 Te. _____
 Extremidad campana. _____
 Extremidad espiga. _____
 Reducción campana. _____
 Reducción espiga. _____
 Cople doble. _____
 Adaptador campana. _____
 Adaptador espiga. _____
 Tapon campana. _____
 Tapon espiga. _____
 Codo de 90°. _____
 Codo de 45°. _____
 Codo de 22°30'. _____



- Notas: 1.- El signo > que tiene indicano las piezas de PVC. representa la campana ó adaptando con anillo de nido.
 2.- El signo < significa, rosca.

Tabla 6.7.3 Signos convencionales de piezas especiales de A-C y P.V.C.

CAPITULO 7

**ADMINISTRACION, OPERACION, Y
CONSERVACION DE LOS SISTEMAS DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**

7.1 IMPORTANCIA DE LA ADMINISTRACION.

Se puede definir la administración, como la técnica de planear, prever, organizar, mandar, coordinar y controlar los recursos tanto materiales como humanos para la realización de propósitos y objetivos específicos.

La administración de los sistemas de abastecimiento de agua potable es sin duda de gran importancia, como lo es también para cualquier otra empresa, ya que una buena administración siempre dará como resultado un mejor aprovechamiento de los recursos disponibles.

La administración busca en forma directa precisamente la obtención de resultados de máxima eficiencia, a través de una buena coordinación de su personal y sus recursos materiales tales como capital, materiales de construcción, maquinaria. Para lograr resultados eficientes.

La administración se da necesariamente donde existe un organismo social, aunque lógicamente sea mas necesaria, cuanto mayor y mas complejo sea esté.

El éxito de un organismo social depende, directa e indirectamente de su buena administración, y solo a través de ésta, de los elementos materiales y humanos con que ese organismo cuenta.

Para las grandes empresas la administración técnica o científica es indiscutible y obviamente esencial, ya que por su magnitud y complejidad no podrían actuar si no fuera a base de una administración sumamente técnica. En ellas es quizá donde la función administrativa puede aislarse mejor de las demás.

Para las empresas pequeñas y medianas, también quizá su única posibilidad de competir con otras es el mejoramiento de su administración, o sea obtener una mejor coordinación de sus elementos (maquinaria, mercado, mano de obra calificada, etc.) en los que indiscutiblemente, son superadas por sus grandes competidoras.

La elevación de la productividad, preocupación quizá de la mayor importancia actualmente en el campo económico social, depende por lo dicho, de la adecuada administración de las empresas, ya que si cada parte de esa vida económico-social es eficiente y productiva, la sociedad misma formada por ellas tendrá que serlo.

Es esencial para los países que están desarrollándose, quizá uno de los requisitos substanciales es mejorar la calidad de su administración, por que para crear la capitalización, desarrollar la calificación de sus empleados y trabajadores, bases esenciales de su desarrollo, es indispensable la más eficiente técnica de coordinación de todos los elementos, la que viene a ser por ello, como el punto de partida de ese desarrollo.

7.2 ORGANIGRAMA BASICO Y FUNCIONES.

La constitución de las empresas que toman a su cargo el servicio del agua se plantean como instrumento fundamental para lograr el aprovechamiento racional de los recursos hidráulicos, los esfuerzos de los propios usuarios, quienes deben asumir una mejor responsabilidad en el manejo del recurso que los beneficia directamente.

En este sentido, la tarea del Gobierno se orienta a establecer las condiciones que permitan la evolución de los sistemas usuarios actuales, con diversos niveles de organización y viabilidad financiera, hasta convertirse en empresas autónomas autofinanciables.

La proposición anterior supone que la sociedad asumirá una mayor responsabilidad en relación con su propio bienestar. Supone también que los propósitos de descentralización no se han detenido únicamente por la resistencia implícita en cambios importantes o en la transferencia de poder, sino también por una arraigada cultura de dependencia dentro de la cual el Gobierno ha jugado, porque así se había esperado, un papel paternalista: de abastecedor, de donador, de benefactor.

La crisis económica ha ocasionado que este papel paternalista sea cada vez menos sostenible y, por lo tanto, que sea necesario avanzar en una nueva relación Gobierno-Sociedad para llegar a una mayor corresponsabilidad en la solución de los problemas. Esta ha sido también una demanda de la propia sociedad, para avanzar en sus propósitos de participación y vida democrática.

Inducir la creación de empresas públicas o privadas, para la administración de los servicios de agua potable y alcantarillado ha sido tarea prioritaria y eje fundamental de la política del agua establecida por la presente Administración.

Bajo esta nueva concepción, los servicios de agua en los municipios y en la ciudad se proporcionan de manera autónoma y autofinanciable, los usuarios pagan por los servicios que reciben, cubriendo integralmente el costo de los mismos y, en su caso, participan en el financiamiento directo de las acciones que mejoran la calidad de operación, conservación y mantenimiento, así como la cobertura de dichos servicios, o bien, en la amortización de los créditos que para tal efecto se contratan.

La forma de organización que habrán de adoptar las empresas que lleguen a constituirse, así como los mecanismos de participación de los usuarios, dependerá desde luego del marco jurídico vigente y de las condiciones específicas de cada sistema de usuarios. En la figura 7.2.1 se muestra el organigrama básico de una empresa de servicio de agua, conocidas también como Organismos Operadores.

ESTRUCTURA ORGANICA

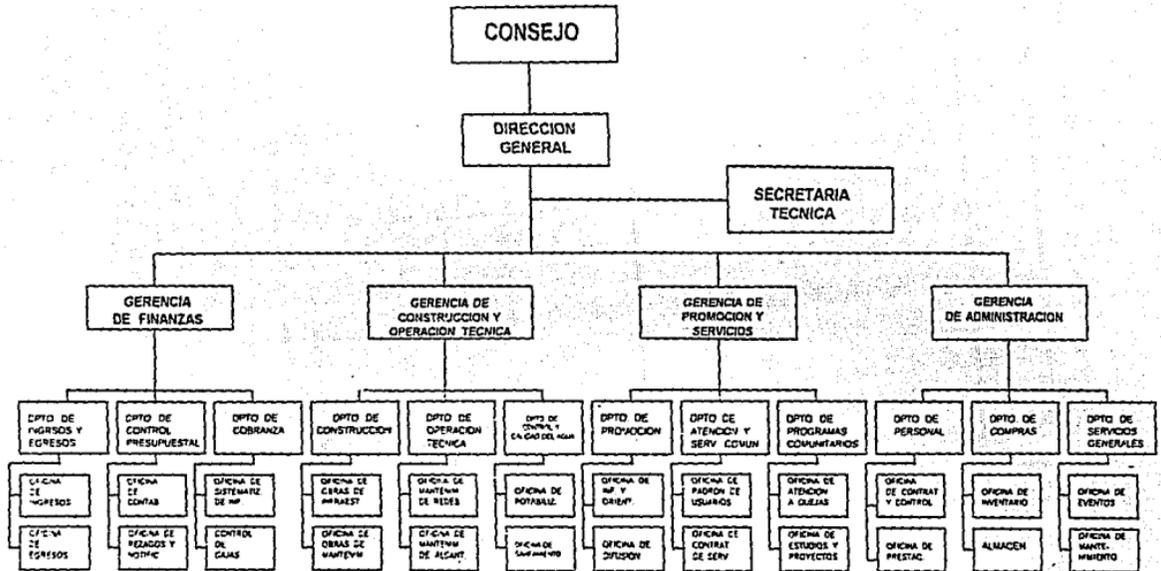


Figura 7.2.1 Organigrama básico de un Organismo Operador de Agua Potable

7.3 PERSONAL Y FORMACION PROFESIONAL.

Consejo técnico.-El consejo técnico esta formado por el presidente municipal y los regidores. Los cuales pueden tener formaciones profesionales diversas.

Dirección General.-La Dirección General deberá estar a cargo de un Ingeniero Civil aunque también otros profesionistas siempre y cuando cuenten con un buen apoyo de las gerencias a su mando.

Gerencia de Finanzas.-Para desempeñar de una manera eficiente el cargo de gerente de finanzas es recomendable un profesionista con Licenciatura en economía o contabilidad, que cuente con un personal de economistas y contadores eficiente para la jefatura de sus diversos departamentos y oficinas.

Gerencia de Construcción y Operación Técnica.-Es necesario que la persona que este al frente de la Gerencia de Construcción y Operación Técnica sea un Ingeniero Civil con amplia experiencia, deberá contar además con un personal técnico de Ingenieros Civiles, Arquitectos, Ingenieros Químicos para jefes de los distintos departamentos y oficinas.

Gerencia de Promoción y Servicios.-Esta gerencia puede estar dirigida por un Licenciado en Comunicaciones, ya que es el ideal por el desempeño de sus actividades.

Gerencia de Administración.-La persona indicada para llevar el mando de esta gerencia es un profesionista con Licenciatura en Administración de Empresas.

Cada gerencia debe contar con personal de la misma profesión o similar que este al frente de la Gerencia para estar al mando de los diversos departamentos y oficinas.

Todos ellos deben contar con un buen personal de apoyo como pueden ser: secretarias, programadores, analista, capturistas de datos, etc.

7.4 ADMINISTRACION Y FINANZAS.

Los problemas que enfrenta actualmente el país en el aprovechamiento del agua, imponen un profundo cambio de estrategia en la administración de este recurso, que ponga énfasis en su uso eficiente, en la concertación y participación ciudadana, y en la conciliación de intereses entre los diferentes usuarios.

La modernización de la administración del agua es el elemento central de esta nueva estrategia, sustentada en la existencia de una autoridad única que ponga orden en el manejo del recurso.

Conforme a los planteamientos generales de política, sus instrumentos y visión de una administración del agua más eficiente, se han planteado los siguientes lineamientos de estrategia:

Fortalecer la estructura de la autoridad del agua, concentrando en la CNA la responsabilidad de administrar el recurso en cantidad y calidad.

Formular, adecuar, instrumentar y dar seguimiento al cumplimiento de la política hidráulica del país.

Planear y programar el uso, aprovechamiento y preservación del agua a nivel nacional y regional, con criterios de eficiencia y equidad.

Promover el saneamiento financiero del sector, mediante la adecuación progresiva de las estructuras tarifarias y la racionalización de los subsidios, considerando el costo real del agua y la capacidad de pago de los usuarios, con el propósito de que lo recaudado se destine al sector.

Fomentar el uso eficiente del agua por parte de los usuarios, mejorando la operación de los sistemas, promoviendo el ahorro de agua y haciendo obligatorio donde sea posible el reuso de las aguas residuales.

Apoyar al sistema educativo en el desarrollo de la infraestructura física y humana que permita preparar personal capacitado en el área de los aprovechamientos hidráulicos.

Impulsar el desarrollo de la investigación y adaptación de tecnología que permita aumentar la eficiencia en el uso y preservación del agua.

Revisar y adecuar, conforme a la problemática que enfrenta el manejo del agua, los ordenamientos legales que lo reglamenten.

Al menos a corto plazo, es previsible que seguirán prevaleciendo las limitaciones económicas para llevar a cabo los programas de desarrollo hidráulico, incluyendo los que se requieren para ampliar la calidad y cobertura de los servicios de agua potable y alcantarillado que en un gran porcentaje son financiados por el Gobierno Federal.

De ahí que uno de los instrumentos de política se refiere a una mayor participación de la sociedad en el financiamiento de las obras y acciones que la benefician, dentro de los esquemas que permitan también hacer un mejor uso de estos limitados recursos.

Al establecer el propósito de crear organismos operadores, encargados de los servicios de agua potable y alcantarillado, se mencionó la conveniencia de que el costo total de los servicios sea cubierto a través de tarifas adecuadas. Los subsidios que en todo caso fuese necesario otorgar debieran ser explícitos, a fin de no encubrir ineficiencias por parte de los organismos encargados de proporcionar los servicios.

El Gobierno Federal a través de la CNA y BANOBRAS canalizan recursos financieros que permiten atender las demandas del crecimiento de la población en los servicios de agua potable y alcantarillado.

El seguimiento de las acciones realizadas se lleva a través del Sistema Nacional de Información del Subsector, que permite observar el avance y consolidación de los organismos operadores ejecutores del Programa Nacional de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, al tiempo que ofrece una base para la planeación de sus acciones.

7.5 OPERACION Y CONSERVACION.

La operación y conservación de un sistema es la suma de diversas actividades que deben desempeñarse periódicamente para asegurar la eficiencia del servicio prestado al usuario. Si estas actividades no se llevan a cabo, o se hacen pero de una manera inadecuada, es indudable que los resultados que se obtendrán no serán satisfactorios.

La adecuada realización de estas actividades es de suma importancia, principalmente por las dos siguientes razones:

- Porque sin una operación y un mantenimiento adecuados el servicio no será eficiente.
- Por que debido a la gran inversión en instalaciones y equipos, requiere atenciones especiales para su conservación.

Por lo anterior se puede deducir que una correcta operación y un adecuado mantenimiento, son tan importantes como un buen proyecto o una buena construcción e instalación.

Todos los sistemas deben tener su propio programa de operación y mantenimiento de acuerdo con sus características y necesidades, determinando que tipo de personal técnico y equipos se requieren para realizarlos.

Los programas se diseñan para satisfacer varias necesidades como por ejemplo:

- Conservar la eficiencia del sistema.
- Evitar fallas en las instalaciones.
- Dar atención especial a puntos críticos del sistema.
- Estimar los tipos, cantidad de materiales y piezas de repuesto que se deben disponer para hacer reparaciones.
- Analizar el funcionamiento de las diferentes partes del sistema de distribución para que sirva de ejemplo a futuras instalaciones.
- Distribuir el trabajo de manera adecuada.
- Reducir el costo de mantenimiento.
- Prever reparaciones e interrupciones en el sistema.

Mantenimiento preventivo. -Para la buena operación y conservación de la red, se necesita contar con los planos actualizados de las instalaciones existentes (indicando obras de tratamiento, estaciones de bombeo, tanques de distribución, cámara reguladora de presión, entre otras cosas) en localidades cercanas así como su origen.

El plano general de la red se dividirá en cuadrículas, siguiendo el orden de las coordenadas, de modo que cada cuadrícula ocupe un espacio de un plano a escala mucho mayor. Cada cuadrícula estará numerada y se identificará con una línea gruesa en un esquema de todas las cuadrículas del plano del plano en un costado del mismo. Llevarán en las esquinas los números de las cuadrículas adyacentes.

Además de estos planos, el personal deberá disponer de catálogos, manuales de operación, planos y memorias descriptivas de todas las instalaciones para poder mantener y reparar los equipos y obras ejecutadas de acuerdo a las previsiones del proyecto y a las instrucciones de los fabricantes.

En el caso especial de la red convendrá recopilar una serie de datos estadísticos, que pueden ser los siguientes:

- Análisis físicos, químicos y bacteriológicos en muestras obtenidas en diferentes puntos de la localidad.
- Estudios de consumos, variaciones estacionarias y determinación de posibles fugas.
- Control periódico del estado de tuberías, válvulas, hidrantes y todos los accesorios necesarios para la operación del sistema.

La frecuencia de los análisis para la verificación de las condiciones sanitarias del agua del abastecimiento, así como la elección de los puntos de muestreo deben ser tales que la calidad bacteriológica del agua distribuida quede adecuadamente vigilada. Estos análisis se espaciarán en el tiempo en función de la población abastecida, en los riesgos de contaminación, de la situación de la fuente y de su protección.

El período máximo entre los análisis bacteriológicos sucesivos no deberán superar los sesenta días para el caso de aguas provenientes de pozos excavados o fuentes superficiales y de noventa días para el caso de utilizarse aguas subterráneas provenientes de pozos profundos.

Pueden realizarse análisis mucho más frecuentes si las circunstancias lo requieren, es indispensable controlar por lo menos a diario el cloro residual en varios puntos de la red, con lo que se tendrá la certeza del adecuado tratamiento del agua.

Los análisis de control de las características físico-químicas deben realizarse por lo menos dos veces al año.

La protección de la red de distribución es un complemento del mantenimiento permanente de presiones positivas en la misma, y por parte de los consumidores un sistema de instalaciones internas, que impidan la salida de agua contaminada, en caso de que falle la presión en la red.

Como dispositivo complementario de los equipos de bombeo, debe colocarse un medidor de caudal en la línea de descarga.

Como la totalidad de las tomas domiciliarias tendrán medidores, se podrán estimar en forma aproximada las máximas demandas del sistema.

Manteniendo un registro de roturas y fugas, y haciendo investigaciones regulares de presiones y gastos, es posible que puedan reconocerse y corregirse fallas incipientes antes de que afecten el funcionamiento del sistema.

Cuando se instalen en tuberías existentes o se levanten tramos de tuberías por roturas o reemplazos deberán examinarse las superficies de los tubos a fin de percibir posibles irregularidades, y en el caso de materiales plásticos remitir muestras al laboratorio.

Las fugas en tuberías se deben principalmente a roturas de tubos, corrosión o a juntas defectuosas.

La roturas en los tubos son el resultado de asentamientos diferentes del terreno, debido al efecto de grandes cargas concentradas en su superficie o variación en las características del terreno. La roturas por presión interior son el resultado del golpe de ariete y la corrosión puede ser debida a corrientes sin control o a la acción galvánica del terreno.

Las juntas flojas son ocasionadas por lo general, a la vibración en las calles con intenso tránsito y en el caso de tuberías de plástico a defectos de pegado.

Cuando el terreno es fino y bien compactado, el agua subirá a la superficie, descubriéndose así la fuga o se producirán hundimientos. En cambio si el terreno es poroso, el agua puede recorrer una gran distancia antes de aparecer en la superficie, o filtrarse totalmente sin delatar la falla.

Existen aparatos para localizar las fugas, que mediante dispositivos acústicos o eléctricos, captan las vibraciones que produce la fuga y las transforman en sonidos.

Es conveniente que el encargado del mantenimiento lleve un registro de los trabajos, para justificar los gastos por ese concepto.

Los registros que pueden llevarse son:

- Mantenimiento, inspección y operación de válvulas, hidrantes, cajas de operación de válvulas, y demás accesorios.
- Mantenimiento de conexiones domiciliarias e hidrantes públicos
- Limpieza de tuberías.
- Fugas y deterioros comprobados en la red.

No pueden darse períodos fijos para la inspección de las válvulas a fin de comprobar su estado. La corrosidad del agua, la acumulación de arena, el tamaño de las válvulas, fijarán el período de inspección. Se puede establecer que las válvulas se descomponen mas por falta de operación que por desgaste.

En el registro de operación debe anotarse para cada válvula el tipo, tamaño, marca y fecha de instalación; número de vueltas y la dirección de rotación, identificando las llaves que operan en dirección contraria a la mas usual en el sistema.

Normalmente las llaves quedarán en posición abierta, pero si alguna debe mantenerse parcial o totalmente cerrada, se deben mencionar estas circunstancias y de ser posible las razones.

Para las conexiones domiciliarias se deberá realizar una labor de vigilancia, a fin de verificar que no existan conexiones clandestinas, que se respeten los medidores de consumo, anotando todas las novedades con el objeto de que el organismo que tenga a su cargo la explotación del sistema tome las medidas necesarias para solucionar estas irregularidades.

Es muy importante vigilar en forma permanente el uso y funcionamiento de los hidrantes público, frecuentemente dañadas por los usuarios, a fin de evitar pérdidas innecesarias de agua.

Es esencial que la calidad del agua suministrada a los usuarios sea la prevista, no siendo suficiente para ello que el tratamiento o la fuente sean adecuadas.

Los crecimientos bacterianos en la red o el desarrollo de las algas pueden producir problemas de sabores, olores, corrosión e incrementos de carga.

En caso de tratamiento el paso de flóculos hidratados de aluminio o precipitaciones de carbonato de calcio, o productos provenientes de la corrosión de metales, pueden causar alteraciones en la turbiedad y el color que deterioran el agua originalmente entregada a la red.

En los ramales exteriores de redes abiertas, los problemas son más agudos, pero en comunidades medianas o pequeñas, aún si se elimina la mayoría de las terminales por medio de cierres de mallas, el problema puede persistir en algunas tuberías, por la baja velocidad del agua. Estos problemas pueden reducirse, mediante periódicas limpiezas de tuberías utilizando para tal fin los hidrantes o válvulas de desagüe, que al abrirse produce un aumento considerable de la velocidad de circulación del agua, con el consecuente arrastre del material depositado.

Para que estas limpiezas cubran la totalidad de la red y se efectúe de manera que no ocasionen problemas en el servicio de abastecimiento, se deberán programar y efectuar en horas de mínimo consumo.

Para el registro de cada válvula o cámara de desagüe se anotará para cada lavado, fecha, hora, tiempo de duración de operación, características del agua y estado de conservación de los dispositivos.

Convendrá también determinar si las válvulas que se tienen cubren adecuadamente las necesidades de limpieza de toda la red con un consumo razonable de agua, y si no es así, estudiar la posibilidad de instalar válvulas adicionales.

Las grietas y otros defectos en los tubos de acero, ocasionados por la manipulación y colocación del tubo, deben repararse antes de ponerlo en servicio. Si el defecto es pequeño, mediante un soplete puede conseguirse una capa protectora que se extiende sobre la fisura.

Se han desarrollado métodos para recubrir tuberías de fundición y de acero, después de prestar servicio. El tubo debe limpiarse cuidadosamente y secarse, dandosele después una capa de sellado y con una brocha de mano se recubre con esmalte bituminoso caliente. Es necesaria la ventilación durante la limpieza y recubrimiento. Pueden emplearse pinturas de grafito, alquitrán de gas de hulla o de agua, y asfalto. Todos los revestimientos tienden, con el tiempo, a perder su elasticidad y las propiedades adherentes. Algunos son permeables para el agua a gran presión y permiten la corrosión del metal cubierto. Por lo tanto, será necesario un nuevo recubrimiento después un cierto período.

Se ha conseguido obtener una mayor protección contra la corrosión que produce el terreno, arrollando en espiral, alrededor del tubo, mallas de tela empapadas en asfalto. También se ha empleado papel impermeable protegido con alambre para tubos de pequeño diámetro.

Los tubos de acero se protegen al mismo tiempo interior y exteriormente, con mortero de cemento portland. No solamente se consigue con ello una buena protección, sino que comparados con tubos de igual diámetro, su capacidad de transporte es mejor.

Mantenimiento correctivo. -Son las actividades que se llevan a cabo para reparar las fallas ocasionadas por la corrosión, sobrepresión, tránsito local, entre otros factores.

Se deben elegir con cuidado las herramientas apropiadas y el equipo para el mantenimiento del sistema, que dependerá de:

- Valor del equipo, en cuanto a economía y eficiencia.
- Valor del equipo, en cuanto a relaciones públicas al reducir el tiempo del servicio.
- Magnitud de las instalaciones.
- Tipo de material de las instalaciones (será distinto el equipo en caso de redes de asbesto-cemento o plástico).
- Elevación de la moral y capacidad técnica del personal.
- Utilización de las herramientas y equipos para ampliación de las instalaciones, además del mantenimiento.

Para una operación y un mantenimiento eficientes debe tenerse una cantidad adecuada de material en depósito, para hacer reparaciones y nuevas instalaciones.

Es difícil especificar qué presupuesto se necesita para el sistema de distribución, pero por lo general, conviene tener de reserva varios tubos de cada uno de los diámetros colocados en la localidad, así como válvulas y demás piezas especiales.

La base de este depósito normalmente está constituida por las piezas sobrantes de la construcción, en los casos en que se adquiere mas materiales que los estrictamente necesarios en previsión de posibles roturas.

La experiencia indica que al contrario de lo que sucede en otras partes integrantes del sistema; como bombas y equipos en general, la conservación de las tuberías suele ser mas difícil durante los primeros años de funcionamiento del servicio por los problemas originados por juntas defectuosas, zanjas mal apisonadas y otros problemas que se presentan. Por lo cual desde la entrada en servicio del sistema, conviene contar con una reserva mínima de repuestos para cada pieza y no dejar que se disminuya, ocupandose inmediatamente de su reposición. Este material debe clasificarse, describirse e identificarse de manera que pueda ser fácilmente localizado.

7.6 PLANEACION A LARGO PLAZO.

La CNA nacio con el propósito de dar unidad y congruencia a las acciones del Gobierno Federal en materia del agua. Su compromiso es el de ser una institución eficiente y moderna. Eficiente en su organización y en sus sistemas; moderna en el trazo de sus políticas y en la forma de responder a las demandas.

No hay que perder de vista que la responsabilidad básica de la comisión es, el establecer una nueva cultura del agua, basada en una clara conciencia de su valor.

Asociado al complejo reto técnico de administrar el agua, de regular su ocurrencia mediante obras de infraestructura y de proveer las condiciones que eleven la calidad, eficiencia y cobertura de los servicios de agua potable y alcantarillado, así como las condiciones que permitan el aprovechamiento del recurso para otros usos como la hidroelectricidad, la acuicultura, el turismo y la industria.

El abastecimiento de agua potable representa uno de los mayores retos, ya que es de suma importancia cubrir las necesidades en el aspecto de alimentación e higiene de la población.

El Gobierno Federal a través de la Comisión Nacional del Agua (CNA) tienen planeado a largo plazo crear organismos operadores en cada municipio del Estado de México, con el fin de descentralizar los servicios y cubrir de una manera más eficiente los servicios de cada población.

Con este sistema se ha logrado dar una mayor cobertura de servicios lo que ha demostrado ser efectivo, por lo cual seria conveniente aplicarlo y dar un servicio óptimo a los demás Estados de la República Mexicana.

CONCLUSIONES

Como es bien sabido, uno de los graves problemas que afectan a nuestro país, es la falta de servicios básicos, entre los cuales sobresale por su importancia, el suministro de agua potable de buena calidad y en cantidades suficientes para satisfacer las necesidades de la población, para solucionar éste problema, es necesario destinar más recursos a éste sector, y formar profesionistas cada vez más preparados en ésta área.

El reto más inmediato, es la protección de nuestras fuentes de abastecimiento, ya que en nuestros días, la contaminación avanza a pasos tan acelerados, que es necesario no perder más tiempo y tomar las medidas necesarias para evitar que se siga contaminando éste líquido tan vital para el ser humano. Quien iba a pensar hace diez años que el agua se comercializaría purificada y embotellada para poder ser ingerida por el hombre.

El abastecimiento de agua potable, es sin duda uno de los aspectos más importantes para el desarrollo de cualquier país, ya que sin una buena distribución de éste valioso recurso, todos los sectores económicos, como la industria, la agricultura, la ganadería, el comercio, etc. simplemente no funcionan adecuadamente.

En el aspecto personal, el contar con un buen sistema de agua potable, tiene como ventaja la conservación de la salud, tanto física como mental.

Este trabajo fue elaborado con el fin de apoyar a los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil, que cursan la materia de Abastecimiento de Agua Potable, ya que en el se respeta, el temario de estudios vigente para ésta materia.

La intención principal fue crear una guía que lleve de la mano al estudiante, durante el curso de ésta materia, sin necesidad de consultar más bibliografía, ya que se puso todo el énfasis en hacerla lo más completa y explícita posible.

BIBLIOGRAFIA

Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales, Vol. I
Fair G.M., J.C., Okun D.A.
Editorial Limusa

Abastecimiento de Agua y Alcantarillado
Steel Ernest W.
Editorial Gustavo Gili

Abastecimiento de Agua Potable y Eliminación de Excretas
Pedro López Alegría

Agua Potable. Alcantarillado y Saneamiento en Zonas Urbanas
Publicación de la Comisión Nacional del Agua

Apuntes de Abastecimiento de Agua Potable
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.

Elementos de Hidráulica
García Chable Miguel Angel
Editado por el autor

Hidráulica General
Sotelo Avila, Gilberto
Editorial Limusa

Ingeniería Hidráulica en México, Volumen VII
Revista

Manual de Normas de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de
Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana
División de Ingeniería Civil, Topografía y Geodesia
Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Ingeniería

Situación Actual del Subsector Agua Potable y Alcantarillado
Publicación de la Comisión Nacional del Agua