



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales

“ A R A G O N “

11
24

**“ Utilización y Reuso del Agua
Pluvial en el Distrito Federal ”**

T E S I S

Que para obtener el Título de :

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

MIGUEL ANGEL ESCALANTE HERNANDEZ

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

San Juan de Aragón, Edo. de Méx. 1992



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.

I N D I C E

CAPITULO I	PAGINA
INTRODUCCION	01
 CAPITULO II	
ANTECEDENTES	
DISPONIBILIDAD DEL AGUA	05
USOS DEL AGUA	09
APLICACION DEL SISTEMA PLUVIAL A DETERMINADAS ZONAS DEL D.F.	11
 CAPITULO III	
DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS PARA LA UTILIZACION DEL AGUA PLUVIAL	
USOS INTERNOS	17
ESTRUCTURAS	19
CAPTACION DE AGUAS PLUVIALES	20
BAJADAS DE AGUAS PLUVIALES	21
REGISTROS DE INSPECCION	27
CONDUCCIONES A LA CISTERNA	28
CISTERNA	32
CARCAMO DE SUCCION	46
DESARENADOR	48
PICHANCHA	52
EQUIPO DE BOMBEO	58
LINEA DE SUCCION	84
LINEA DE CONDUCCION	86
TINACO	108
VALVULA DE FLOTADOR	114
LINEAS DE DISTRIBUCION	115

VENTEO	125
REGISTRO HOMBRE Y ESCALERA MARINA	125
LLAVE DE NARIZ, VALVULA DE COMPUERTA Y VALVULA CHECK	126
TANQUE DE TORMENTA	128
INFILTRACION	129
INFILTRACION NATURAL	137
TUBERIA RANURADA	139
ENCHARCAMIENTOS PROVOCADOS	142
POZO DE ABSORCION	142

CAPITULO IV

APLICACION A NIVEL EJECUTIVO DEL SISTEMA DE APORVECHAMIENTO DEL AGUA PLUVIAL	
DESCRIPCION DEL PROYECTO	148
MEMORIA DESCRIPTIVA DEL SISTEMA DE APROVECHAMIENTO DEL AGUA PLUVIAL ..	149
MEMORIA DE CALCULO DEL PROYECTO DEL SISTEMA DE USO INTERNO DEL AGUA PLUVIAL	150

CAPITULO V

DISEÑO DE UN SISTEMA DE INFILTRACION DE AGUA PLUVIAL

GENERALIDADES	167
CARACTERISTICA ELECTRICAS DEL SUBSUELO	170
RESULTADOS Y CONCLUSIONES	173

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	176
APENDICE	181
BIBLIOGRAFIA	191

CAPITULO I

INTRODUCCION

El rápido desarrollo de zonas urbanas en nuestro país ha provocado un incremento también acelerado de problemas de abastecimiento de agua potable. En particular para el Valle de México, este tipo de problemas (y su relación con la evolución del acuífero) tienen una enorme importancia.

Los trabajos e investigaciones sobre el ahorro del agua potable a partir de la utilización del agua pluvial no ha tenido la difusión suficiente por lo cual se aplican sistemas obsoletos, para el uso de la misma.

En base a las consideraciones anteriores, en este trabajo se busca cumplir con los siguientes objetivos:

- a) Dar un panorama general del grado de desarrollo de los sistemas de aprovechamiento de agua pluvial; buscando discutir las bases y alcances de los distintos métodos.

- b) Desarrollar de manera sencilla dos diseños diferentes de aprovechamiento de agua pluvial para comprobar y ratificar la eficiencia de los sistemas enunciados.

- c) Colaborar en el grado que se considere con la información sobre la urgencia de utilizar los sistemas del agua pluvial para afrontar los enormes problemas de abastecimiento de tan vital líquido.

Para cumplir con estos objetivos, el presente trabajo se divide en 6 capítulos: el primero presenta el objetivo, alcance y breve descripción del trabajo.

La función del segundo capítulo es la de plantear la problemática por la que atraviesa el D. F., en cuestión de aprovechamiento y uso del agua pluvial.

El capítulo tercero se encuentra integrado por la descripción de los diferentes sistemas y aprovechamiento del agua pluvial incluyendo los casos en que es conveniente utilizarlos.

Para estructurar el cuarto capítulo se realizará el desarrollo de un diseño de aprovechamiento de agua pluvial (uso interno).

El capítulo quinto cuenta con el diseño de un sistema de absorción de agua pluvial (pozo de infiltración).

En el capítulo sexto se proporcionan las conclusiones y recomendaciones de carácter general.

En base a la capitulación anterior se observó que el trabajo parte de datos hidrológicos proporcionados por investigaciones ya realizadas y comprobadas por lo que no se mencionó los medios para obtener dichos datos; pero se logra llegar al diseño de dos sistemas muy usuales hoy en día.

Por todo lo anterior el presente se encuentra encaminado a todo aquel profesionista dedicado a la planeación, diseño y construcción de diferentes obras hidráulicas, así como también a los políticos y al pueblo en general para que se haga conciencia por un lado

de que el agua se escasea y por otro se está desaprovechando lo que sin costo alguno se nos está entregando como lo es el agua pluvial.

CAPITULO II

ANTECEDENTES

En este capítulo se dá un panorama de la disponibilidad del agua que existe en el D. F., así como su utilización y aprovechamiento.

2.1 DISPONIBILIDAD DEL AGUA

Uno de los más graves problemas que afronta la zona metropolitana de la ciudad de México, lo constituye el abastecimiento de agua de su población. El problema se ha tornado difícil en los últimos años, debido al incremento de la demanda derivado; por una parte del rápido crecimiento de la población y por otra de la insuficiencia de sus fuentes cercanas. Se ha llegado a sobre explotar los acuíferos que abastecen a la ciudad, con las consecuencias adicionales del hundimiento del suelo en las zonas de arcillas blandas y el riesgo cada vez mayor de extraer agua de calidad inadecuada para todo uso.

Lo anterior ha motivado la necesidad de importar agua de fuentes lejanas, inicialmente del Lerma, desde la década de los cincuentas y recientemente de Cutzamala; por lo tanto el grado de aportación queda de la siguiente manera:

- 1,366 Pozos y 60 manantiales con una aportación del 71%
- Río Lerma con una aportación del 24%
- Río Cutzamala con una aportación del 5%

Se estima que de seguir creciendo la población en forma semejante a los últimos años, al finalizar este siglo se requerirá traer agua de Tecolutla y Amacuzac, además de la segunda y tercera etapas de Cutzamala para atender la demanda.

Cabe aclarar que el volumen disponible de agua subterránea no es tan fácil de cuantificar como el agua superficial, ya que el agua superficial se renueva año con año, aunque en volúmenes variables mientras que el agua subterránea se renueva solamente una pequeña parte (recarga) y la mayor parte del volumen susceptible de aprovechamiento se encuentra en forma de almacenamiento que, para fines prácticos, puede considerarse no renovable y sólo puede usarse una vez.

Por todo esto es evidente que el costo económico de importar agua es muy elevado y en ocasiones el costo social también, en virtud de la competencia que se establece por el recurso.

En las condiciones anteriores, es de especial importancia controlar las pérdidas de agua a lo largo de todos los componentes del sistema de abastecimiento.

Para ubicar la magnitud del problema es conveniente anotar algunos datos adicionales.

El Distrito Federal se abastece con un caudal de 37.4 m³/seg de los cuales 35.8 m³/seg son de agua potable y 1.6 m³/seg de agua residual tratada.

El sistema de abastecimiento cuenta con 443 km de conducciones que transportan el agua hasta 202 tanques de regulación con capacidad conjunta de un millón y medio de metros cúbicos. La extensión de la red primaria es de 542 km y la secundaria es de 12,000 km distribuidas sobre una área urbana de aproximadamente 585 km².

Aunado a lo antes expuesto, se cuenta en el Distrito Federal con una serie de plantas de bombeo, las cuales suman 102; éstas llevan el vital líquido a las zonas altas del poniente y sur de la ciudad.

Las tuberías de las redes son de materiales diversos que incluyen fierro fundido, asbesto-cemento, polietileno y concreto reforzado. Algunas tienen más de 50 años operando, sujetas a hundimientos del suelo.

Frente a esta problemática las acciones para utilizar el agua en forma eficiente se derivan de 5 medidas principales.

Primera.- Reducir el consumo de agua de los usuarios, sin alterar sus condiciones de vida o frenar sus actividades productivas.

Segunda.- Mantener como mínimo el porcentaje actual de población servida, y aumentar la eficiencia, continuidad y calidad del servicio.

Tercera.- Incrementar el reuso del agua e intercambiar aguas residuales tratadas por aguas blancas, que se emplean para riego agrícola en el Valle de México.

Cuarto.- Aprovechar en mayor medida las aguas superficiales y pluviales que escurren o se generan en el D. F.

Quinta.- Adquirir el agua en bloque, sólo si las necesidades de los usuarios no pueden cubrirse con las acciones anteriores

2.2 USOS DEL AGUA

En México la actividad que más utiliza el agua es la de generación de energía eléctrica por medio de las plantas hidroeléctricas; sin embargo el consumo en este tipo de plantas es muy bajo, pues retorna prácticamente el agua que se utiliza para mover las turbinas.

Las demás actividades importantes consumidoras de agua son la agricultura, el uso doméstico y la industria. De acuerdo con las estimaciones de la Comisión del Plan Nacional Hidráulico en 1990 se extrajo un volúmen de 247,121 millones de m³ para los usos más importantes, lo cual representa el 60% de la disponibilidad superficial potencial. En ese mismo año el consumo correspondiente fué de 62,637 m³, es decir el 15% de la disponibilidad superficial.

Hacia el año 2,000 el consumo se incrementará a un volúmen equivalente al 22% de la disponibilidad superficial.

Aparentemente esto indica que no existen problemas para soportar las demandas actuales y futuras de agua en el país, sin embargo, la mala distribución espacial y temporal del recurso, hace que se tengan problemas de escases y competencia en algunas zonas.

Se ha observado en dicho plan que la industria ocupa el siguiente lugar de utilización de agua después del riego.

Las principales industrias consumidoras son:

La industria química que usa el 22% de los 9,525 millones de m³ demandados en 1990, la de celulosa y papel el 8% y la industria de la bebida, textiles y de los alimentos que en conjunto comprenden el 11%.

Uno de los grandes problemas que afrontan las industrias en la actualidad es que se han concentrado en unas cuantas ciudades como sucede en la Ciudad de México y con ello han contribuido a generar los problemas de abastecimiento.

El sector industrial tiene grandes posibilidades de mejorar la eficiencia en el uso del agua, debido a la existencia de tecnologías que ahorran el líquido a través de la recirculación de agua o uso de técnicas que utilizan un menor volúmen, las cuales se describirán en el desarrollo del presente trabajo.

Así mismo, la industria es uno de los usuarios potenciales más importantes para la utilización de aguas residuales tratadas, ya que en ciertos procesos, no requieren de agua de calidad potable.

2.3 APLICACION DEL SISTEMA PLUVIAL A DETERMINADAS ZONAS DEL D.F.

En la parte central del Valle de México los depósitos son de origen pluvial ó lacustre muy reciente, la permeabilidad ahí depende principalmente de la granulometría del sedimento, que varía desde arenas gruesas hasta arcillas.

Con base en gran cantidad de sondeos de poca profundidad, se tiene en la actualidad buena información de la estratigrafía del Valle.

La mayor parte de los sondeos existentes son menores de 100 metros y sólo 30 de ellos llegan a lo que pueden considerarse la base inferior del acuífero.

Para cuantificar lo que ocurre en el subsuelo cuando se extrae agua, es necesario conocer las propiedades de los acuíferos, permeabilidad y capacidad de almacenamiento.

Los estratos de arcilla superior e inferior del subsuelo tienen una función importante para la Ciudad de México ya que son, por una parte, el lugar donde descansan los cimientos de sus construcciones, y por otra, mantos que ceden agua; por lo tanto, se asientan al abatirse las presiones en el acuífero debido al bombeo.

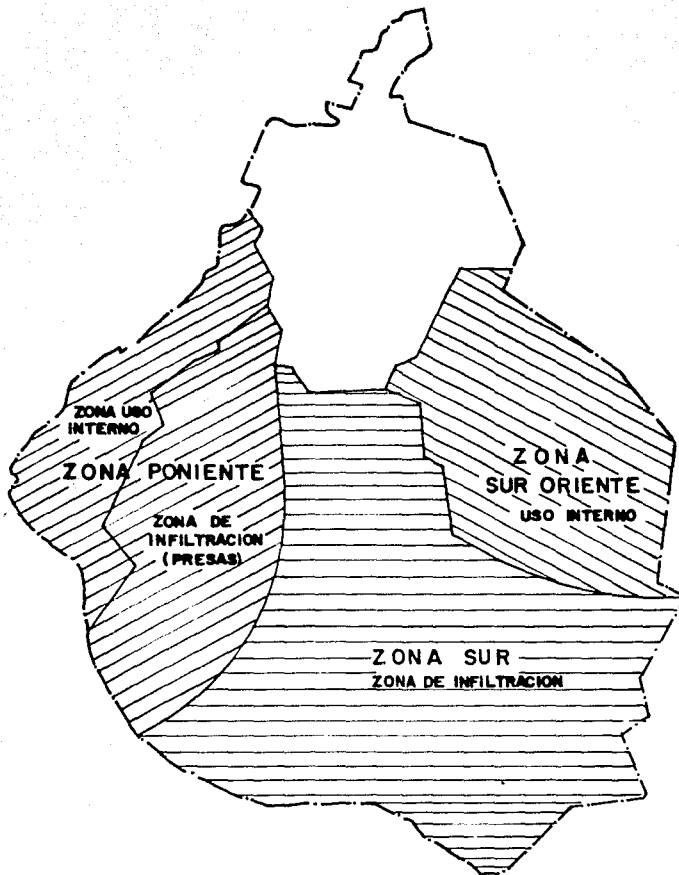
En 1947 el Dr. Nabor Carrillo presentó un trabajo en el que dejaba cuantitativamente claro que el abatimiento de las presiones en el acuífero bajo el subsuelo de la Ciudad de México era la causa principal de su hundimiento. El área afectada por el hundimiento del terreno se ha extendido en todas direcciones.

Desafortunadamente, la solución al problema de abastecimiento de agua a la Ciudad de México ha dependido, y así seguirá por algunos años, de las aguas subterráneas de la propia ciudad y de las zonas cercanas, con los resultados ya señalados.

Para reducir la explotación de los acuíferos, deberá definirse en que zonas hacerlo. En la actualidad se tienen localizadas determinadas zonas que permiten la infiltración debido a las condiciones geológicas que presentan.

En el esquema 2.3.1. se observa que el proceso de infiltración se debe realizar en el suroeste del D. F., por presentar una muy buena área de cañadas que son muy favorables para dicha actividad, además de que en la zona del pedregal existe muchísima roca fracturada propicia para infiltrar el agua, en el sureste también se aplica este sistema de aprovechamiento de agua pluvial para recargar los acuíferos de Xochimilco que peligran enormemente.

Este proceso de infiltración se puede llevar a cabo mediante diferentes técnicas ya sea por pozo de absorción, escurrimientos, encharcamientos provocados, tubos ranurados, etc., de acuerdo al uso que se le vaya a dar al suelo, o al área ocupada, etc.



ESQUEMA 2.3.1.

Ahora bien en la parte central (esquema 2.3.1) del Valle es necesario utilizar el agua de lluvia en usos internos para que se sustituya el agua potable cuando no es indispensable por el agua pluvial y así disminuir el consumo de la misma.

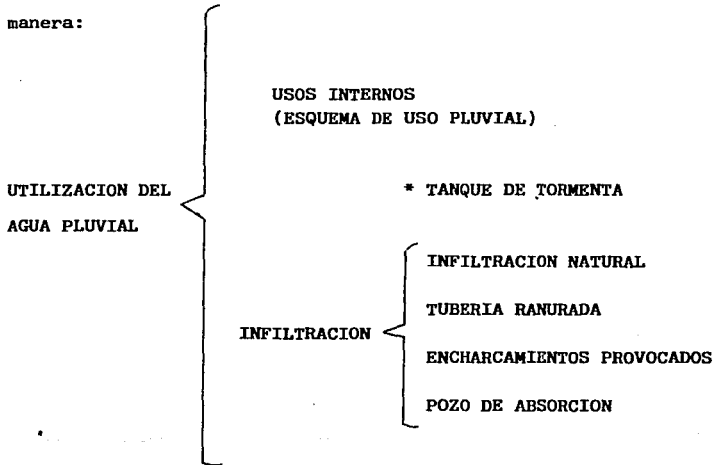
Así pues los diferentes sistemas de aprovechamiento del agua de lluvia tienen sus áreas de utilización de acuerdo a las características que presente el subsuelo así como la infraestructura de que se dispone. La aplicación de los sistemas se detallará en los siguientes capítulos.

CAPITULO 3

Descripción de los sistemas para la utilización del agua pluvial.

En el presente capítulo se realizará una descripción de los sistemas de aprovechamiento de agua pluvial.

Estos sistemas son en términos generales dos, de los cuales se desprenden una serie de subsistemas hablando en forma más particular, así pues, podemos estructurar una clasificación de la siguiente manera:



* Elemento sumamente importante en ambos sistemas, (en su momento se realizará la descripción adecuada).

No se debe olvidar el reuso del agua pluvial que será tratado en forma específica.

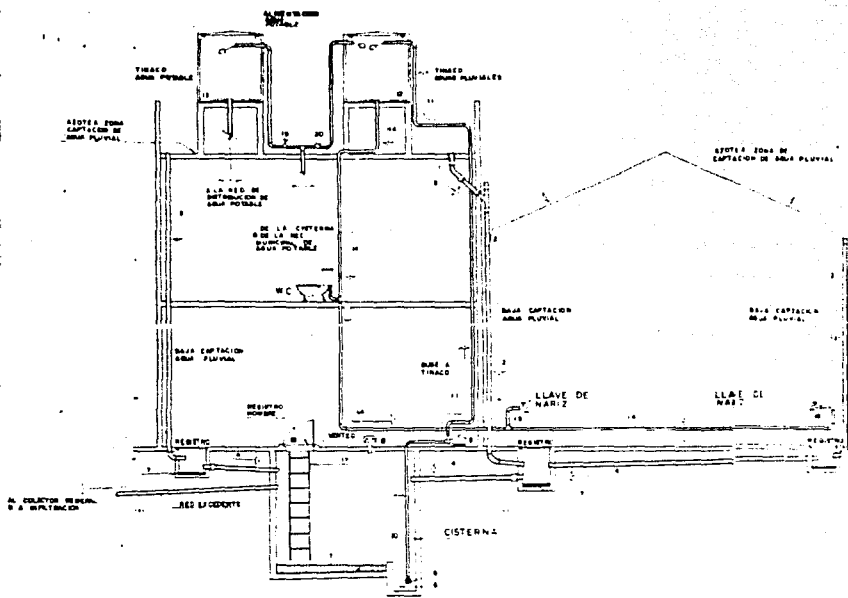
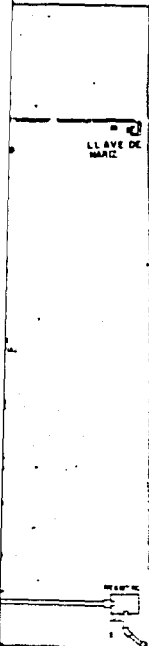
3.1 USOS INTERNOS

Uno de los sistemas de aprovechamiento del agua de lluvia más económico es el de usos internos precisamente.

Es necesario mencionar por que se le dá el nombre de usos internos, éste título se le asigna debido a que el agua de lluvia es utilizada en el interior de la construcción como es en sanitarios, limpieza de las instalaciones, aseo de patios, etc.

Este sistema debe tener un acoplamiento con el sistema de agua potable tal que éste último pueda sustituirlo en época de estiaje así como también que no se involucre el agua potable en el sistema pluvial para que se cumpla el objetivo principal en este caso comó es el de disminuir el consumo del agua potable.

Una vez conceptualizado el sistema procederemos a mencionar los elementos que constituyen un sistema de aprovechamiento interno del agua pluvial, considerando este conjunto de elementos como un sistema tipo, no importando dimensiones ó lugar donde se realice la construcción.



CORTE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	
E. N. E. P.	ARAGON
INGENIERIA CIVIL	ESCUA. ANTE. HEZ. MIGUEL A.
USO INTERNO AGUA PLUVIAL	
ESTADO	MEXICO

ESTRUCTURAS

- 1.- Captación de aguas pluviales
- 2.- Bajadas de aguas pluviales
- 3.- Registros de inspección
- 4.- Conducciones a la cisterna
- 5.- Tanque de tormenta o cisterna
- 6.- Cárcamo de succión
- 7.- Desarenador
- 8.- Pichancha
- 9.- Equipo de bombeo
- 10.- Línea de succión
- 11.- Línea de conducción
- 12.- Tinaco
- 13.- Válvula de flotador
- 14.- Línea de distribución
- 15.- Venteo
- 16.- Registro hombre
- 17.- Escalera marina
- 18.- Llave de naríz
- 19.- Válvula de compuerta
- 20.- Válvula Check

Para mejorar la descripción del sistema es necesario describir cada una de las estructuras que lo constituyen.

- Captación de aguas pluviales.

Sabemos que el volúmen de lluvia captado en una superficie es directamente proporcional al área que se presenta, por lo tanto, no es posible poner un depósito para captar el agua, ya que sería una cantidad despreciable. Por esta razón es que al hablar de captación de aguas pluviales nos referimos a las azoteas de las construcciones.

Podemos pensar que en un momento dado en los patios o estacionamientos como un área de captación para darle un uso al agua de lluvia, sin embargo, esto no sería conveniente ya que esta se puede encaminar a la infiltración tema que más adelante trataremos.

De lo anterior subrayamos que es conveniente que cuando se acerque la época de lluvia se mantengan lo más higiénico posible los techado o azoteas para que así el agua que utilicemos no sea de tan baja calidad.

- Bajadas de aguas pluviales.

Dada la importancia de desaguar eficientemente un predio al presentarse precipitaciones pluviales que pueden ser de mucha consideración, es necesario normar el criterio para proyectar razonablemente la tubería de una construcción, que conduce el agua hacia las cisternas, tanques de tormenta o hacia los colectores de servicio público, evitando inundaciones dentro del predio.

En primer lugar hay que conocer la intensidad máxima en los primeros cinco minutos de los aguaceros que se expresan en mm/hra.

En la tabla (T-1) que se presenta de la ciudad de México, en un período de 49 años la precipitación pluvial rebasó los 100 mm/hra, en 15 años; la precipitación pluvial de 150 mm/hra. fué rebasada en 12 años y la de 200 mm/hra en cinco años.

De la observación anterior se desprende que en la ciudad de México, D. F., debe proyectarse con un dato de precipitación no inferior a 150 mm/hra., para tener un margen de seguridad razonable.

INTENSIDAD MAXIMA DE LOS PRIMEROS 5 MINUTOS DE AGUACERO EN LA
 CIUDAD DE MEXICO DURANTE LOS ULTIMOS 49 AÑOS, EXPRESADA EN mm/hra.

TABLA (T-1)

1923	103.2	1935	120.0	1947	147.6	1959	240.0
1925	108.0	1937	169.2	1949	120.0	1961	90.0
1926	121.2	1938	126.0	1950	156.0	1962	132.0
1927	117.6	1939	124.8	1951	120.0	1963	108.0
1928	204.0	1940	108.0	1952	114.0	1964	162.0
1929	126.0	1941	102.0	1953	150.0	1965	199.5
1930	96.0	1942	120.0	1954	132.0	1966	120.0
1931	128.4	1943	123.6	1955	186.0	1967	150.0
1932	132.0	1944	144.0	1956	120.0	1968	255.0
1933	122.4	1945	138.0	1957	120.0	1969	120.0
1934	100.8	1946	211.2	1958	96.0	1970	126.0

Se hace la aclaración que no vale la pena sobrepasar este límite si se tiene en cuenta que el cálculo de los conductos verticales, se hace para manejar un gasto equivalente a un cuarto de tubo y no a tubo lleno, consecuentemente se deduce que en una precipitación mayor, su capacidad no se ve afectada. Esto se aprecia en la siguiente tabla.

SUPERFICIES DESAGUADAS POR BAJADAS PLUVIALES LLENAS LA CUARTA PARTE.

TABLA (T-2)

DIAMETRO DE LA BAJADA	INTENSIDAD MAXIMA CONSIDERADA EN EL LUGAR PARA AGUACEROS DE 5 MINUTOS				
	75mm/h	100mm/h	125mm/h	150mm/h	200mm/h
50mm	50m2	38m2	30m2	25m2	19
63	91	68	55	46	34
75	148	111	89	74	56
100	320	240	192	160	120
125	580	435	348	290	217
150	943	707	566	471	354
200	2030	1523	1218	1015	761

Nota: La capacidad de las bajadas, llenas a su tercera parte de su sección transversal, se obtiene multiplicando la superficie de la tabla por 1.6152.

Las bajadas pluviales se diseñan por lo tanto, de acuerdo con el área que reciben y generalmente no deben quedar a más de 20 metros de separación, para evitar rellenos en las azoteas ya que la pendiente recomendable en esta es de 2% con un mínimo de 1.5%.

Cuando existe un cespól en la parte inferior de una bajada pluvial, no debe conectarse otra carga pluvial intermedia ya que en caso de precipitación, ésta no podrá descargar al tratar de salir por ella el aire comprimido en la bajada.

Los albañales de aguas pluviales pueden trabajar a tubo lleno, pero hay que tener mucho cuidado que las pérdidas de fricción no sean tan fuertes que la pendiente hidráulica sea tal que pueda hacer subir el agua dentro de la columna y provoque un aumento de presión dentro del albañal, que en muchos casos puede desbordar por los registros, levantando la tapa de éstos. La capacidad de los albañales con 1% de pendiente se presentan en la tabla (T-3). Para otras pendientes expresadas en por ciento, la velocidad, el gasto y la superficie desaguada se obtiene multiplicando los valores de la tabla por la raíz cuadrada de la pendiente en por ciento.

DESAGUES A TUBO LLENO Y AL 1% DE PENDIENTE

TABLA (T-3)

DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/s	GASTO l/s	SUPERFICIE 150mm/h	DESAGUADA m ² 100mm/h
100	0.570	4.447	107	161
150	0.747	13.199	417	475
200	0.905	28.425	6812	1,023
250	1.050	51,539	1,237	1,855
300	1.186	83.807	2,011	3,017
375	1.376	151.95	3,647	5,470
450	1.554	247.09	5,930	8,895
600	1.882	532.14	12,771	19,157
750	2.184	964.84	23,156	34,734
900	2.466	1569.9	37,654	56,482
1,050	2.733	2366.6	56,799	85,199
1,200	2.988	3378.9	81,094	121,640
1,500	3.467	6126.4	147.032	220,549

Una observación de importancia es que en las superficies de terrazas de los edificios, hay que tener en cuenta los escurrimientos ocasionados por la lluvia sobre las fachadas de la construcción dado que en muchos casos la fuerza del viento hace que la lluvia caiga sobre ellas con un ángulo de 30°, 45° y 60°; por lo que las bajadas de las terrazas recibirán un incremento de mucha consideración, que de no ser previsto provocará serios transtornos.

Por lo que respecta al empleo de bajadas cuadradas o rectangulares, en sustitución de las redondas, hay discrepancia entre el reglamento de Ingeniería Sanitaria relativa a edificios y a la Norma Norteamericana para plomería, pues en tanto que nuestro reglamento pide que las bajadas rectangulares tengan la misma área de sección que la redonda, la Norma Americana indica que el diámetro del circuito inscrito en la rectangular es el de la bajada redonda equivalente. Ambas equivalencias son falsas, ya que un conducto rectangular de lados (a) y (b); y con área igual a la de un tubo redondo tiene un radio hidráulico menor que el redondo, puesto que el perímetro de contacto del rectangular es $2(a+b)$, mayor que el perímetro ($2 \times 3.1416 \times r$) del circular.

En cuanto al criterio Americano que consiste en tomar como equivalente el diámetro del círculo inscrito en un conducto rectangular, es absurdo, puesto que lo mismo se puede inscribir un círculo de 10 cm en un ducto de 10 cm x 10' cm, que en un ducto de 10 cm x 20 cm, ó de 10 cm x 30 cm.

El verdadero diámetro equivalente de un tubo a igualdad de capacidad que un conducto rectangular de lados (a) y)b) es:

$$De = \frac{0.625 \cdot 2(ab)}{0.375 + 0.25(a+b)}$$

$$3.1416$$

Lo práctico es sustituir una bajada en la que el área de la sección (a,b) sea igual a la de un cuadrado circunscrito al círculo, o sea que:

$$ab = D^2$$

y entonces:

$$b = \frac{D^2}{a}$$

- REGISTROS DE INSPECCION

Los registros de inspección se utilizan para realizar la limpieza de la tubería, así como también para seccionar en tramos la tubería horizontal y tener un mejor control de la misma. El diseño de éstos registros está en función de las profundidades a que se encuentra la tubería.

Las dimensiones de los registros se presentan en la siguiente tabla:

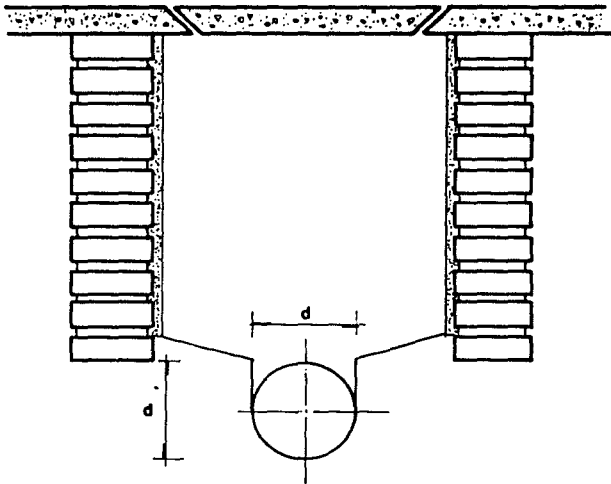
Profundidad (m)	Dimensiones (m)
0 a 1	40 x 60
1.01 a 2	50 x 70
Mayor de 2	Pozo de visita

Como se observa, para una profundidad mayor de 2 metros es necesario instalar un pozo de visita para que puedan realizar las maniobras necesarias tomando en cuenta que es necesario que una persona descienda por el registro para guiar las operaciones.

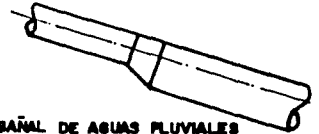
En la figura (F-1) se presentan las características de un registro de inspección.

- CONDUCCIONES A LA CISTERNA

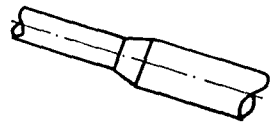
El funcionamiento adecuado de estas conducciones está en función del comportamiento de la bajada de las aguas pluviales, en estos elementos además de las consideraciones que se realizan para tubería verticales en función de la precipitación, duración de la misma,



**CAMBIO DE DIAMETRO
EN ALBAÑALES**



**ALBAÑAL DE AGUAS FLUVIALES
o CLAVE SUPERIOR**



**ALBAÑAL DE AGUAS
NEGRAS A EJE**

REGISTRO DE ALBAÑAL

FIG. F-1

área de captación etc., aquí se toma mucho en cuenta la pendiente, la cual se obtiene dividiendo la diferencia de nivel entre la longitud del tubo ya que para un tubo vertical ambas son iguales, por lo que la pendiente hidráulica es: $s = 100$ al aplicar la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Que da la velocidad (V) del agua en (m/seg), en función del coeficiente de rugosidad (n) del tubo, del radio hidráulico (R) en metros.

Así como todas las bajadas pluviales verticales tienen asignadas superficies de azoteas proporcionales a su capacidad respectiva e inversamente proporcionales a la intensidad de lluvia, así lo tienen las tuberías horizontales, como lo son las de conducción a la cisterna que se aprecia en el esquema de uso de agua pluvial.

Esta tubería se observa que es horizontal y por lo tanto se afecta con la tabla siguiente:

TUBERIAS PLUVIALES HORIZONTALES

TABLA (T-4)

DIAM.	PENDIENTE 1%					PENDIENTE 2%				
	PRECIPITACION EN MM					PRECIPITACION EN MM				
	50	75	100	125	150	50	75	100	125	150
	METROS CUADRADOS									
75	152	101	76	61	51	215	143	107	86	72
100	348	232	174	139	116	490	325	245	196	163
150	1000	660	495	396	330	1400	930	700	560	465
200	2130	1420	1065	850	704	3020	2010	1570	1210	1000

En la Ciudad de México se utilizan precipitaciones de 150 mm

(En 5 minutos).

Se debe observar que se utiliza una precipitación de 150 mm en la Ciudad de México, sin embargo con este valor no se diseña una tubería pluvial en un predio ya que la precipitación es muy fuerte y aunque es muy pequeña la duración, los diámetros estarían muy excedidos.

Cuando son predios pequeños y no se considera problema en la conducción del agua pluvial se estima la capacidad del tubo en base a la superficie de captación.

Cabe mencionar que para diseñar la tubería es necesario utilizar una precipitación más pequeña pero en un tiempo más largo.

- CISTERNA

Siendo que el agua de lluvia no es una fuente permanente debe almacenarse para tratar de aprovecharla al máximo cuando se requiera. Durante la recolección o el almacenamiento puede sufrir contaminación, por tal razón deben tomarse medidas para que esto no suceda. El almacenamiento se hace en cisternas cuyas

dimensiones varían según sean unifamiliares o para un conjunto de viviendas. Conviene y hasta es indispensable cuando el agua se emplea para mitigar la sed, que el aljibe lleve un filtro de arena. Debe desecharse la primera agua puesto que lava la superficie captante arrastrando las materias que se encuentran depositadas en ella; para este fin es necesario que el tubo de bajada tenga un juego de válvulas que permitan desviar ó encauzar esta agua al tanque, según se requiera.

Las cisternas deben reunir algunos requisitos sanitarios básicos.

- a) El depósito de almacenamiento no debe tener grietas tanto para no tener pérdidas como para evitar la entrada de agua contaminada
- b) Cubierta impermeable para preservarla del polvo, excrementos de pájaros caída de insectos o agua contaminada.
- c) Sistema sanitario de extracción de agua, en forma gravitacional si la topografía lo permite ó una bomba dispositiva en condiciones sanitarias.

- d) Filtro formado por un estanque o caja en que se coloquen dos o tres capas de grava clasificada de 1/2", 1/4", 1/8" y una capa de arena (todos de 10 cm de espesor más o menos) y un sistema de drenaje que descargue directamente al tanque.
- e) Alejar a una distancia mínima de 25 m las letrinas sanitarias, sistemas de drenaje, fosas sépticas, pozo negro y otros de incorporación al suelo.

Como precaución sanitaria debe tomarse muestra periódica para análisis bacteriológico y desinfectar de vez en cuando el agua de la cisterna mediante cloración por previa determinación del cloro residual.

Si la cisterna es de uso unifamiliar y el agua se ha contaminado, la que se use para beber debe tratarse:

- 1.- Hirviendo durante 20 minutos
- 2.- Añadiendo 3 gotas de tintura de yodo por cada litro de agua dejándola reposar después durante 30 minutos.
- 3.- Añadiendo una solución de cloro al 1% por cada 8 litros de agua, dejándola reposar 20 minutos (la solución de cloro

al 1% se prepara mezclando una cucharada de cal clorada con un litro de agua).

Todo lo anterior es considerando que el agua captada es para beber por lo que se plantea un control más estricto que si se fuera a utilizar para fines sanitarios.

En cuanto al dimensionamiento de las cisternas presentamos a continuación una descripción teórica.

Para realizar en forma práctica el diseño de una cisterna, es necesario tener presente lo que establecen los reglamentos y demás disposiciones sanitarias, pues es necesario evitar en lo posible la contaminación del agua almacenada a base de una construcción "impermeable", y establecer distancias mínimas de dichas cisternas a los linderos más próximos y a las bajadas de aguas negras como se mencionó con anterioridad.

DISTANCIAS MINIMAS

- | | |
|--|--------|
| A) Al lindero más próximo | 1 m |
| b) Distancia al albañal | 3 m |
| c) Distancia a la bajada de aguas negras
si se utiliza fofo se hará hasta | 0.60 m |

Se diseña la cisterna indicando medidas interiores y tomando en consideración piso y muro de concreto con doble armado de 20 cm de espesor, sin olvidar que para cisternas de poco volumen y como consecuencia, de profundidades que no rebasen los 2 m, ni sean menores de 1.60 m de altura total interior, la altura del agua debe ocupar como máximo las 3/4 partes para la correcta operación y control de la cisterna.

Las cisternas para almacenar agua pluvial se deben diseñar para una capacidad de 2 tormentas para evitar problemas de excedencias.

Proporciones de las cisternas más económicas.

Una vez decidido el espesor de la lámina de agua dentro de la cisterna y el volumen que se va a almacenar, queda definida la superficie total que deben tener los compartimientos, cuyo número se fija en atención a sus dimensiones constructivas, a fin de no tener que recurrir a espesores exagerados en las losas de concreto con que se cubrirán éstos.

Si la cisterna de (S) metros cuadrados de superficie en planta, se subdivide en (n) compartimientos, siendo cada uno de (a) metros por (b) metros. Se presenta lo que tenemos en la figura (C-1).

En el caso de que los (n) compartimientos formen una sola hilera, la superficie de los muros será proporcional a la altura interior de la cisterna, dimensión que se toma como fija y proporcional a la suma de las longitudes de los muros, suma que será:

$$M = 2na + (n+1)b$$

Pero como $b = s/na$

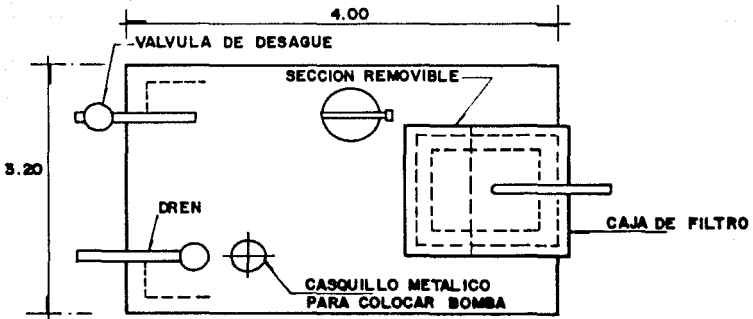
$$M = (b(n+1) + 2s/b)$$

Y para que el desarrollo de los muros sea mínimo, derivaremos e igualamos a cero.

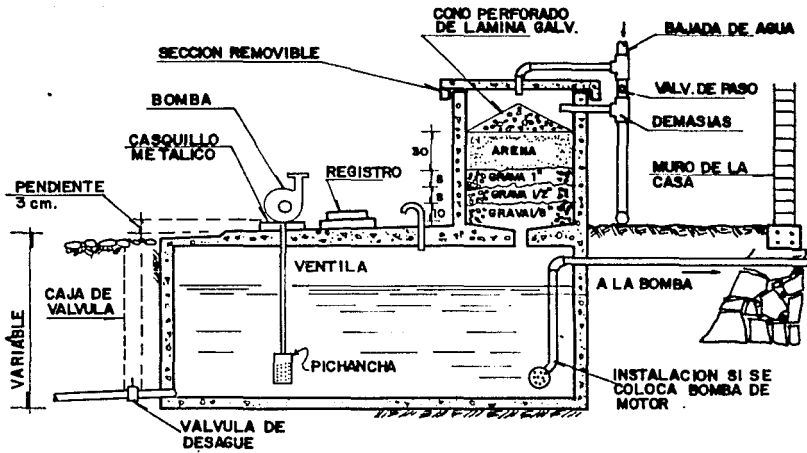
$$\frac{dM}{db} = (n+1) - 2s/b^2 = 0$$

O sea que:

$$n + 1 = 2sb^2 = 2na/b$$

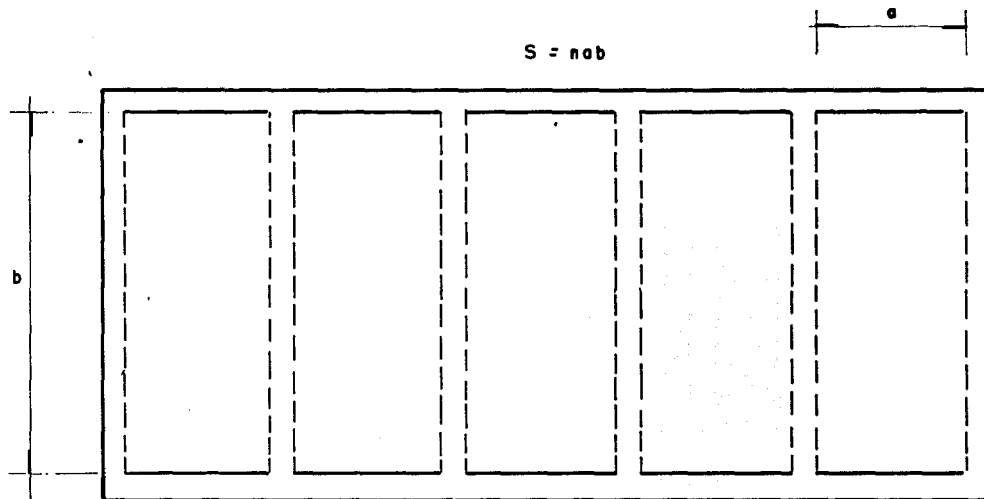


PLANTA



CORTE

CAPTACION DE AGUAS DE LLUVIA



**PROPORCIONES DE LAS CISTERNAS
MAS ECONOMICAS**

FIG. (C-1)

De lo anterior resulta que las proporciones de cada compartimiento están en la relación.

$$a/b = (n+1)/2n$$

Y por otra parte se ve que el mínimo se obtiene cuando la suma de las longitudinales es igual a la de los muros transversales.

$$2na = b(n+1)$$

Según lo anterior las proporciones óptimas de cada compartimiento, en cisternas de una sola hilera de celdas son como sigue:

NO. TOTAL DE CELDAS	PROPORCIONES DE LOS LADOS
n	a:b
1	1:1
2	3:4
3	2:3
4	5:8
5	3:5
6	7:12
7	4:7
8	9:16
9	5:19
10	11:20

Para cisternas con división axial, es decir, con dos hileras de celdas, se tiene como superficie total en planta de los (n) compartimientos lo que se observa en la fig. C-2, o bien:

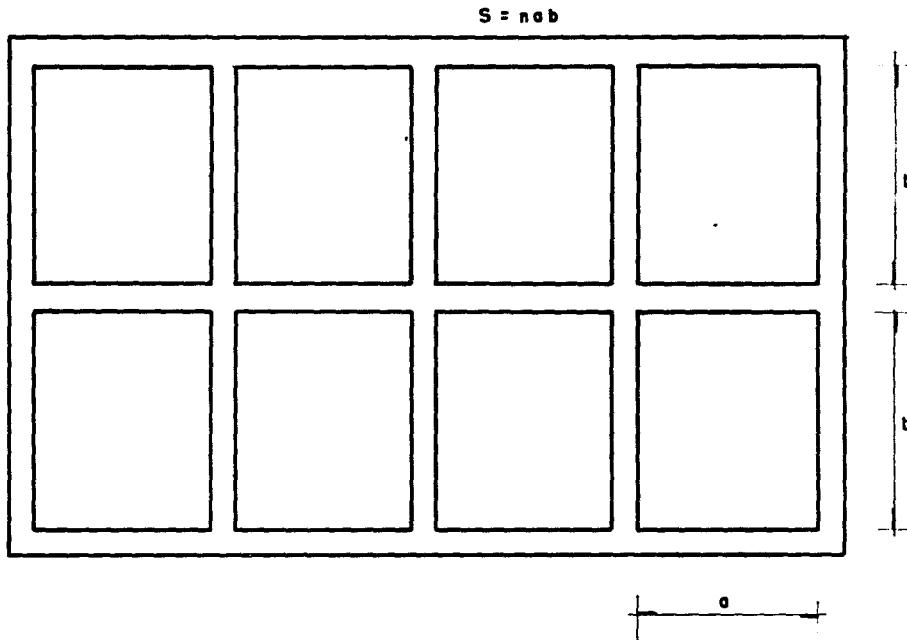
$$M = 3na/2 + b(n+2)$$

Por lo que:

$$\frac{dM}{db} = 3s/2b + (n+2) = 0$$

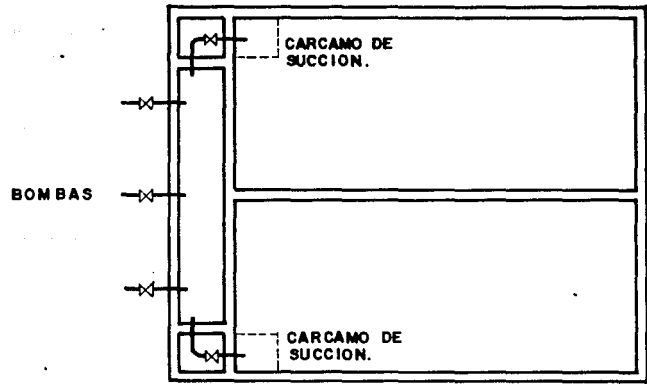
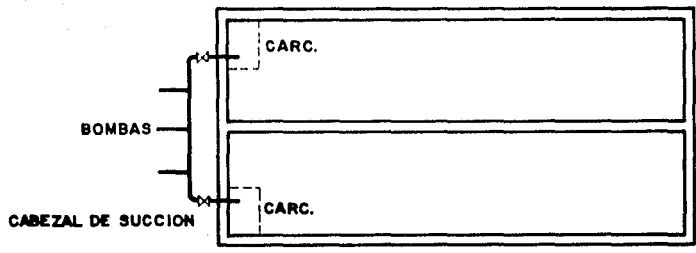
$$db$$

$$n + 2 = 3na/2b$$



CISTERNA CON DIVISION AXIAL

FIG (C-2)



CISTERNAS DE DOBLE CELDA

FIG. (C-31)

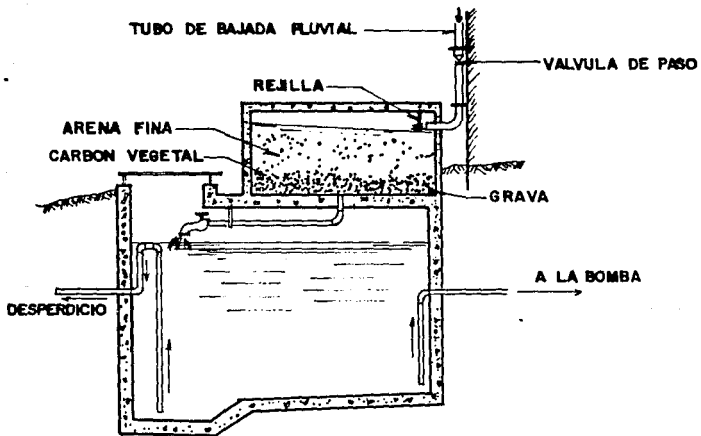
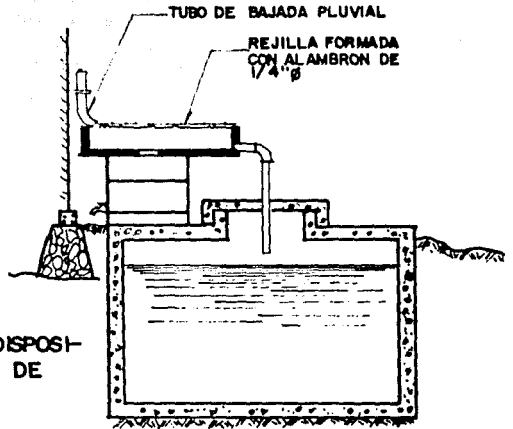
De lo que resultan las proporciones de cada celda.

$$a/b = (2n + 4)/3n$$

Y también en este caso el mínimo de muros se obtiene cuando el desarrollo de los transversales es igual al de los muros longitudinales.

De acuerdo con lo anterior las proporciones óptimas para cada compartimiento en cisternas con dos hileras de celda son:

NO. TOTAL DE CELDAS	PROPORCIONES DE LOS LADOS
n	a:b
2	4:3
4	1:1
6	8:9
8	5:6
10	4:5
12	7:9
14	16:21
16	3:14
18	20:27
20	11:15



CISTERNA CON FILTRO DE CARBON

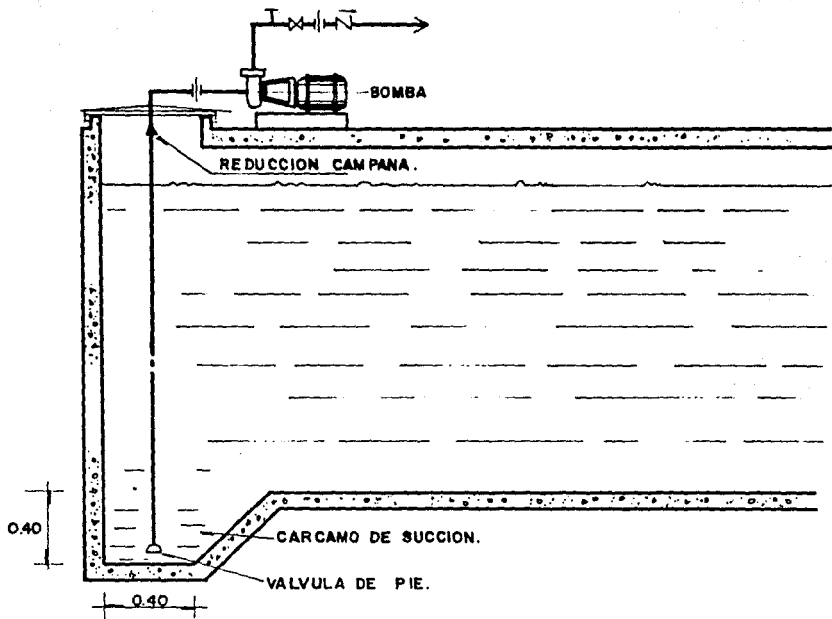
CAPTACION DE AGUAS LLUVIA

Así por ejemplo una cisterna de 72,000 litros con un metro de lámina de agua y 3 compartimientos, puede construirse con dimensiones $a = 4.00$ metros y $b = 6.00$ metros a cada compartimiento, dando un largo total de 12 metros, más 4 espesores de muro y una anchura total de 5 metros, más el grueso de 3 muros. Esta misma cisterna podría tener 10 compartimientos de $a = 2.40$ metros por $b = 3.00$ metros con una longitud total de 12 metros más 6 gruesos de muro y un ancho en total de 6 metros más 3 espesores de muro.

En cuanto al funcionamiento de la cisterna como tanque de tormenta se tratará más adelante en forma más detallada.

- Cárcamo de Succión.

El cárcamo de succión es un elemento constitutivo de la cisterna, se encuentra localizado en el piso de la misma. Se desarrolla en un área de aproximadamente 60 cm x 40 cm y a una profundidad de la plantilla de la cisterna de 40 cm como se muestra en la figura (S-1).



NOTA :
 4.50 MAXIMO AL NIVEL DE MAR 1cm. MENOS POR CADA 10 mts.
 DE ALTURA DEL LUGAR SOBRE EL NIVEL DEL MAR.

DETALLE DE CISTERNA Y BOMBA

FIG. (S-11)

No existen especificaciones algunas acerca del dimensionamiento del cárcamo por lo que comunmente las dimensiones son las mismas que las del registro de acceso.

La función del cárcamo de succión es la de mantener el nivel del agua, lo conveniente para que aún cuando la cisterna esté completamente vacía éste mantenga la válvula de pie cubierta para cualquier succión que exista, esta situación se presenta cuando es necesario vaciar la cisterna para fines de limpieza, reparación, etc.

- Desarenador

Los desarenadores sirven para eliminar la grava fina y piedrecillas que arrastra el agua.

El desarenador puede ser de forma rectangular con una cierta pendiente para que el material por arrastre se sedimente al final de la pendiente como se muestra en el esquema de uso interno del agua pluvial; es necesario mencionar que este tipo de desarenadores por lo general tienen una pendiente contraria al cárcamo de succión para evitar la obstrucción para la succión, ahora bien si la pendiente es a favor del cárcamo de succión debe existir una

protección adecuada para evitar el problema mencionado.

Otro sistema desarenador es el que está a base de canales ó registros que permiten reducir la velocidad del agua para que sedimenten las partículas petreas y arena fina del tamaño para las cuales fué proyectado.

Cuando es arrastrada una gran cantidad de partículas es necesario instalar un tanque de sedimentación a fin de que el agua pase con un mínimo de turbiedad posible.

Los factores que afectan la sedimentación de las partículas son: el diámetro y densidad de las partículas; viscosidad y densidad del agua.

Los tanques de sedimentación pueden ser rectangulares, con fondos planos, en declive ó en forma de tolva. También se hacen tanques rectangulares con fondo múltiple, ó tanques de flujo ascendente del tipo de contacto de sólido. Los tanques pueden equiparse con instalaciones para la eliminación continua o intermitente del cieno.

En el caso de que se quiera acelerar la sedimentación se le genera una carga a base de caldra y sulfato de aluminio y esta hace que el sólido se sedimente quedando en la parte superior el agua cristalina la cual puede desalojarse por medio de un vertedor.

En general con el empleo de dispositivos rectangulares o circulares sin dispositivos para la eliminación constante de lodos, el período de retención es de seis a ocho horas comprendiendo el tiempo dentro de las unidades de floculación. Estos tanques deben estar provistos de conexiones de entrada y salida del agua.

El período teórico de retención en tanques provistos de instalaciones para la eliminación mecánica y continua del cieno se reduce a 4 ó 4.5 horas incluyendo el tiempo de floculación que es de 20 a 40 minutos. La corriente en el tanque puede ser horizontal, es decir, introducida por un extremo del tanque rectangular y eliminada por el otro, o introducida en el centro de un tanque circular y eliminada por la periferia. También puede recorrerse un camino vertical introduciéndola por el fondo y eliminándola por arriba. La velocidad media apropiada para el agua debe ser de 0.45 a 0.90 m/min.

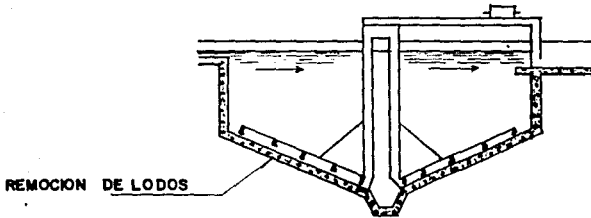
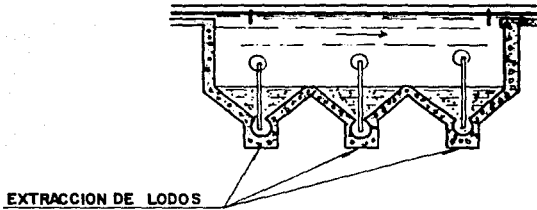
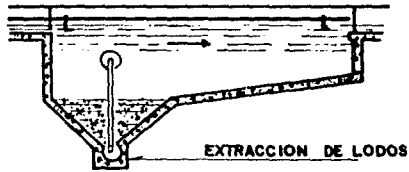
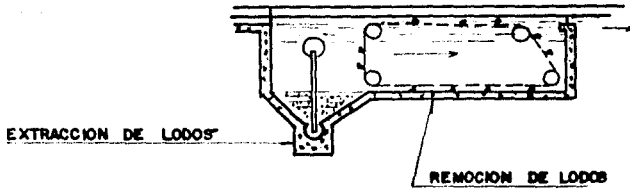


FIG. (A-1)

ALGUNOS ESQUEMAS EN ELEVACION DE TANQUES DE SEDIMENTACION

El tanque más común empleado es el rectangular de concreto armado. Lo fundamental es que el escurrimiento se haga a una velocidad uniforme con un período de retención suficiente para que los flóculos puedan sedimentarse. Las profundidades de los tanques varían de 1.80 a 7.50 m y como término medio 4.85 m. En climas cálidos se aconseja una profundidad media de 3.65 m y en climas fríos de 4.70 m a 6.00 m.

- Pichancha

La pichancha es un dispositivo del sistema de succión que tiene dos funciones:

- 1.- La de válvula de retención ó check
- 2.- La de coladera ó retención de sólidos

Su función como válvula check es para eliminar el problema de descarga en la tubería de succión, evitando así que la bomba trabaje en vacío.

En el momento en que se activa la bomba ésta succiona el líquido y por el mismo efecto la válvula se abre permitiendo así la entrada del agua a succionar, en el momento en que termina el bombeo, por efecto de la carga del agua se cierra la válvula evitando que el agua fluya en el sentido contrario y escape de la tubería, esto se puede apreciar mejor en la figura P-1.

Tratando la pichancha como coladera ó retención de sólidos podemos decir lo siguiente.

Una causa común de dificultades en la instalación de bombas centrífugas es la entrada de materia extraña de diversos tamaños a la bomba.

Esta materia extraña, si es muy grande, puede atascar la bomba y reducir su capacidad o taparla completamente impidiendo que bombee.

Las pequeñas partículas de materia extraña pueden causar serios daños asimilándose entre los espacios libres de juntas móviles.

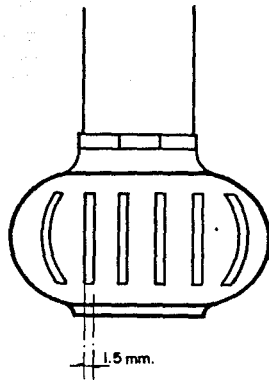


FIG. (P-1)

**PICHANCHA CON ABERTURAS
VERTICALES**

Mientras que la descripción de las precauciones que se deben tomar durante el arranque inicial se incluirá en el punto de bombas, las coladeras deben instalarse en las líneas de succión y por lo tanto, se trata de ellas en este punto.

Se deben instalar coladeras temporales ó cedazos de tamaño apropiado en la línea de succión lo más cerca de la bomba que sea posible. La selección de los tamaños de las aberturas es difícil de hacer. Si se usa malla del 8 con alambre de 0.6 mm, las aberturas son de 2.5 mm, demasiado grande para eliminar partículas de tamaño suficiente para causar dificultades en los espacios libres de la bomba que pueden ser de 0.15 a 0.25 mm radialmente. Si se encuentra presente una gran cantidad de sólidos finalmente divididos y si la bomba está parada durante el lavado, probablemente algunos sólidos se asentaron dentro de los espacios libres y causarán daños al arrancar la bomba.

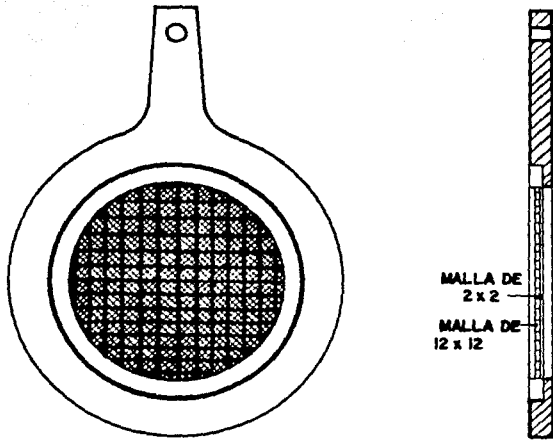
La solución más segura consiste en usar una coladera con 40 o 60 mallas y lavar con la bomba parada hasta que la coladera queda esencialmente limpia durante medio día ó más. Después de eso, se puede usar una coladera menos fina, si es necesaria una velocidad de circulación más alta. Es muy importante girar las bombas a mano antes y después del lavado para verificar si se han metido

entre los espacios libres algunas materias extrañas. Si la bomba se atora después del lavado, debe limpiarse antes de operar.

A menos que el sistema esté completamente lavado antes de arrancar la bomba, el uso de un cedazo muy fino puede causar dificultades. Por ejemplo, un cedazo de 40 mallas con alambre de 0.4 mm sólo deja aberturas de 0.25 mm y estos se tapan casi instantáneamente a menos que se hubiera hecho un buen trabajo de limpieza inicialmente.

Aunque con mucha frecuencia se usan los cedazos planos convencionales (fig. P-2) colocados entre dos bridas para retener la materia extraña y son baratos, no son realmente económicos. El usar, limpiar y colocar de nuevo esos cedazos, consituye un gasto considerable.

Uno de los tipos más satisfactorios de coladeras es el ilustrado en la (figura-1) la cual contiene una serie de rejillas con una abertura de 1.5 mm aproximadamente, con la enorme ventaja de que las aperturas son verticales evitando la acumulación de sólidos que impidan una succión adecuada.



COLADERA PLANA DE SUCCION

FIG. (P-2)

- Equipo de bombeo

El bombeo puede definirse como la adición de energía a un fluido para moverse de un punto a otro. No es como frecuentemente se piensa, la adición de presión. Porque la energía es capacidad para hacer trabajo, adicionándola a un fluido obliga al fluido a hacer trabajo, normalmente fluyendo por una tubería o elevándose a un nivel más alto.

Una bomba centrífuga es una máquina que consiste de un conjunto de paletas rotatorias encerradas dentro de una caja ó cartera, o una cubierta o coraza. Las paletas imparten energía al fluido por la fuerza centrífuga. Así, despojada de todos los refinamientos una bomba centrífuga tiene dos partes principales:

- 1).- Un elemento giratorio, incluyendo un impulsor y una flecha y,
- 2).- Un elemento estacionario, compuesto por una cubierta, estopero y una chumacera.

Uno de los factores más importantes que contribuyen al creciente uso de bombas centrífugas, ha sido el desarrollo universal de la fuerza eléctrica. Aún cuando las bombas reciprocantes eran ideales para impulsar vapor, el desarrollo del motor eléctrico permitió el uso de la bomba centrífuga más ligera y barata conectada directamente. Aunque las primeras bombas centrífugas se considerarían ineficientes, según las normas actuales de funcionamiento, su costo inicial más bajo compensaba con creces esta deficiencia. La bomba centrífuga también demostró inmediatamente otras ventajas importantes sobre la bomba reciprocante. Por ejemplo, la bomba centrífuga de un flujo sostenido a presiones uniformes sin variaciones de presión. Provee la flexibilidad máxima posible, desarrollando una presión específica máxima de descarga en cualquier condición de operación con caudal controlado ya sea por variación de velocidad o estrangulación.

Naturalmente, los fabricantes trabajando para ampliar el campo de aplicación de la bomba centrífuga con la experiencia y la investigación, han mejorado mucho la variación de presiones de operación, la eficiencia y el diseño mecánico e hidráulico. Así,

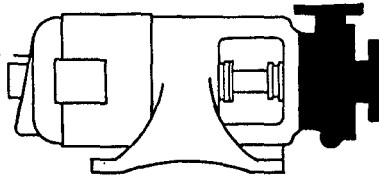
durante el último medio siglo, se ha extendido ampliamente la aplicación de las bombas centrífugas, tanto en presión como en capacidad. Se han fabricado bombas centrífugas en tamaños que varían desde unos cuantos litros por minuto a las bombas mastodontes de Grand Coulee, que manejan 2290 m³ contra una altura de elevación de 94.55 m de columna hidráulica total, movidas por motores de 65,000 hp. Por lo que respecta a presiones, las bombas centrífugas pueden variar desde la de drenaje de sótanos de una sola etapa, que desarrollan una altura de elevación de 3 a 4.5 m a las unidades de varios pasos de alimentación de calderas para las plantas de fuerzas de sobrepresión, que desarrollan presiones de carga de más de 422.4 kg/cm², y se han fabricado bombas centrífugas que operan a velocidades hasta de 10,000 r.p.m.

Una tendencia interesante en las bombas centrífugas de tamaño pequeño y mediano es la extensa unificación provocada por el hecho de que cerca del 60% de todas las bombas en uso son de diseño centrífugo, y más del 75% de estas están en una clasificación de altura de elevación y capacidad que pueden cubrirse con bombas normalizadas de succión en el extremo.

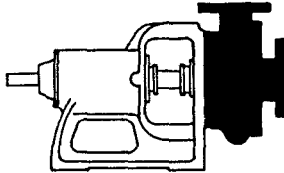
Un ejemplo típico de esta tendencia de unificación es una línea de bombas que consiste en varios extremos de líquido, todos apropiados para montarse (1) en un motor para conexión de acoplamiento rígido, (2) en un soporte con chumaceras para impulsor acoplado o de bando o (3) en una turbina con acoplamiento rígido. Luego se incorporarán muchas alternativas de norma en el plan básico, tanto en los materiales seleccionados como en construcción mecánica, eliminando así las "especiales".

El uso de una línea integral así da por resultado un servicio de entrega mejor, una selección más amplia de unidades normales, y ahorro por el uso máximo de partes intercambiables. En un caso típico, un centenar de tamaños de bombas, que usan partes intercambiables, pueden producir más de 60,000 combinaciones normales diferentes para ajustar a casi cualquier necesidad de los usuarios (fig. B-1).

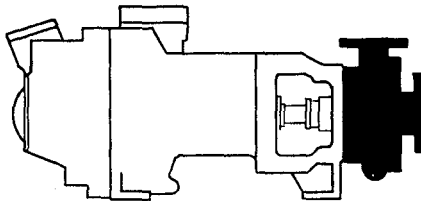
En una bomba centrífuga se fuerza el líquido, ya sea por medio de presión atmosférica ó de otra clase, a un conjunto de paletas giratorias. Estas paletas constituyen un impulsor que descarga el líquido a una velocidad mayor en su periferia. Esta velocidad



A



B



C

**LINEA DE NORMAS TÍPICAS
INTERCAMBIABLES DE BOMBAS
CENTRIFUGAS**

FIG. (B-1)

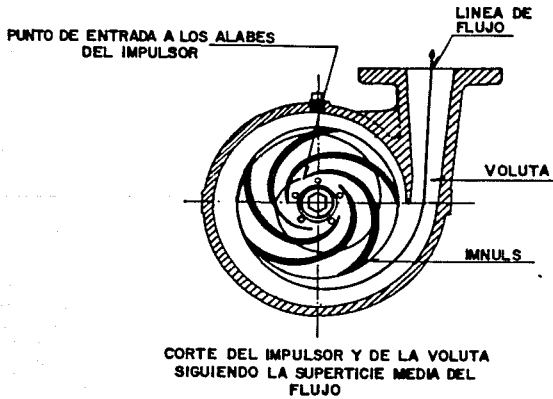
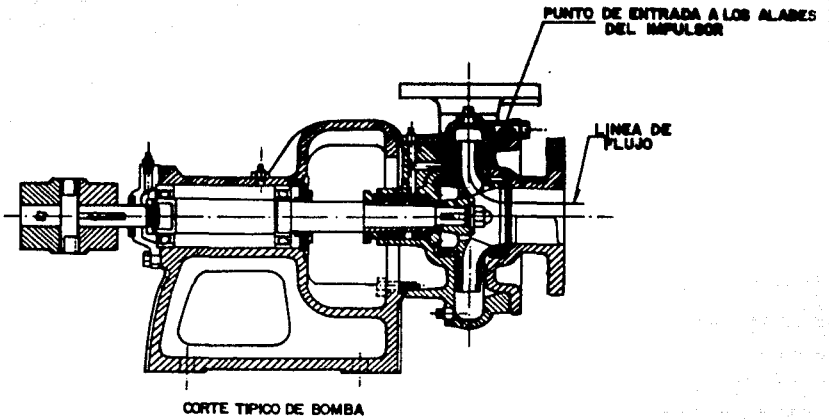
se convierte entonces en energía de presión por medio de una voluta (fig. B-2) o por medio de un conjunto de paletas difusoras estacionarias, (fig. B-3) que rodean la periferia del impulsor. Las bombas con caja de voluta se llaman, generalmente, bombas de caracol, mientras que las paletas difusoras se llaman bombas de baquilla o difusoras.

La mayoría de la gente encuentra que es difícil imaginar la trayectoria del líquido al pasar por una bomba centrífuga.

Esta trayectoria se muestra en la (fig. B-2) para una bomba moderna de caracol con succión en el extremo, operando a una capacidad normal (la capacidad a la que se obtiene la mayor eficiencia).

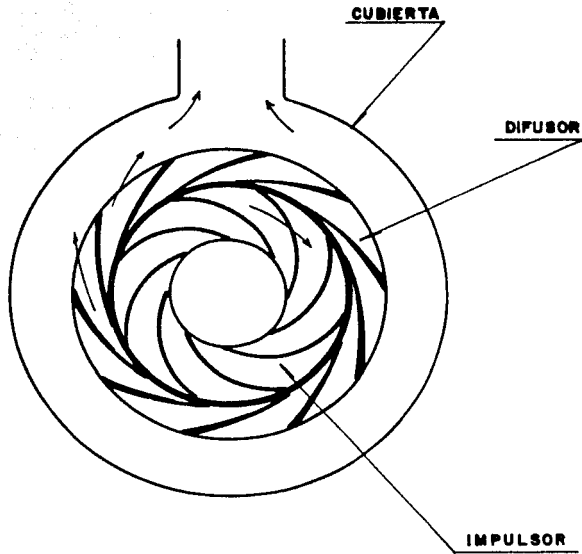
Además de clasificarse en términos de conversión de energía, las bombas centrífugas se dividen en otras categorías, muchas de las cuales se refieren al impulsor.

Primero los impulsores se clasifican de acuerdo con la dirección principal del flujo en relación con el eje de rotación. Por lo tanto las bombas centrífugas pueden tener:



BOMBA TIPICA DE UN SOLO PASO

FIG. (B-2)



BOMBA DIFUSORA TIPJCA

FIG. (B-3)

1.- Impulsores de flujo radial

2.- Impulsores de flujo axial ahora llamados generalmente, de tipo hélice.

3.- Impulsores de flujo mixto que combinan los principios de flujo radial y axial.

Estos impulsores se clasifican con mayor detalle de acuerdo con el flujo a los bordes de succión de las paletas:

1.- Succión sencilla con una sola entrada en un solo lado.

2.- Succión doble con flujo de agua al impulsor simétricamente por ambos lados.

Los impulsores se clasifican de acuerdo con su construcción mecánica como sigue:

1.- Cerrados, con refuerzos o paredes laterales que encierran las vías de agua.

2.- Abiertos, sin refuerzos

3.- Semiabiertos o semicerrados

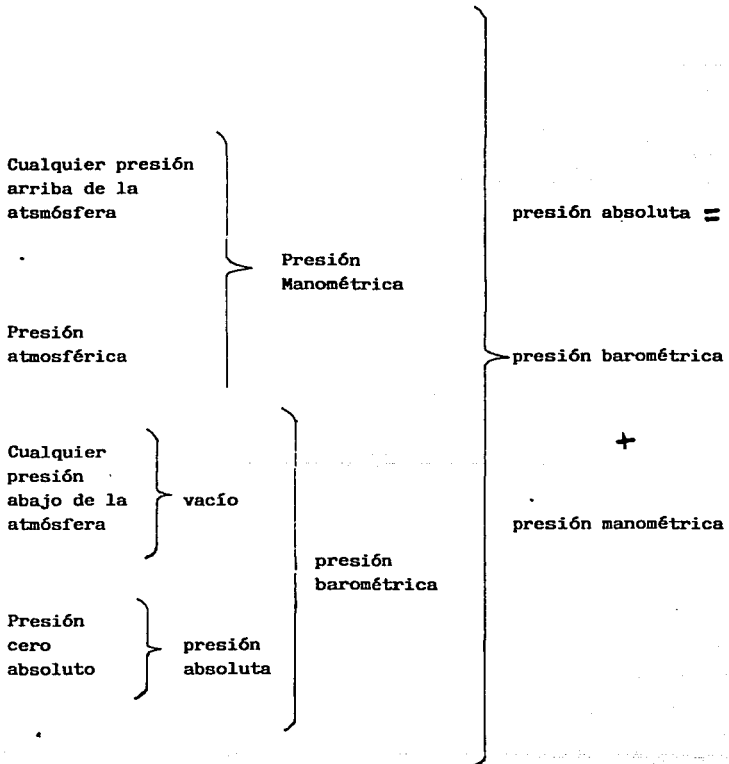
Si la bomba es una de las que la altura de elevación se desarrolla con un solo impulsor, se llama bomba de un solo paso. Con frecuencia la altura de elevación que se va a desarrollar requiere el uso de dos ó más impulsores operando en serie, tomando cada uno su succión de la descarga del impulsor anterior.

La selección correcta de equipo asegura una buena operación que, indudablemente se traduce en economía y duración del sistema.

Independientemente de que la bomba sea centrífuga rotatoria o reciprocante, los elementos de instalación tales como la carga, capacidad, líquidos a manejar, tuberías y sus accesorios y motores, tienen prácticamente los mismos problemas de operación y mantenimiento. Por lo tanto, las condiciones de succión, descargas

y demás aspectos comunes, se examinan en forma general, sin especificar el tipo de bomba hasta que ello sea necesario.

Es conveniente conocer bien los distintos términos y definiciones usadas en el bombeo. El cuadro siguiente muestra la relación que existe entre los diferentes términos de presión.



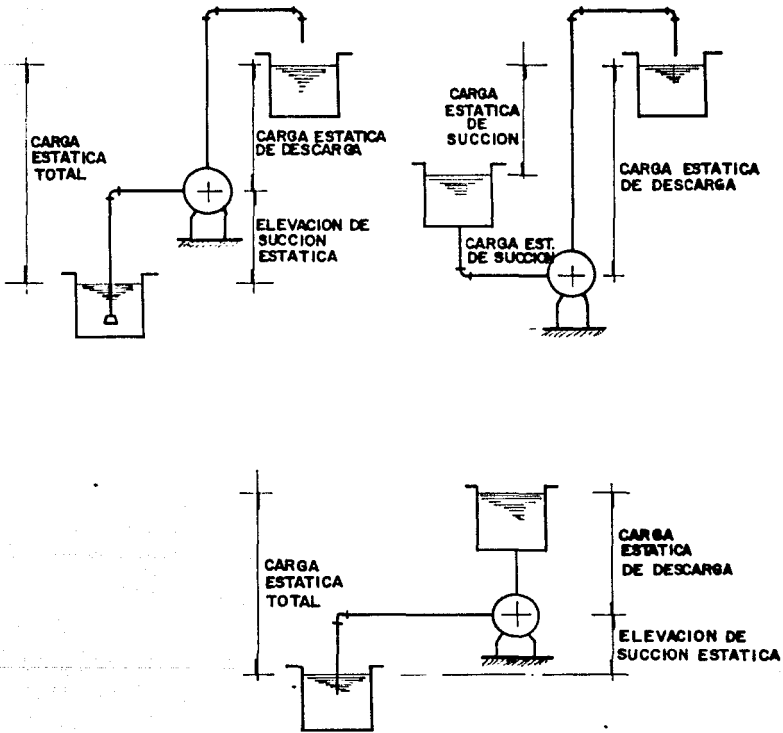
Se han designado tres tipos de presión: la absoluta, que es la presión arriba del cero absoluto; la barométrica, que es la presión atmosférica de una localidad determinada y la de carga, que es la presión arriba de la presión atmosférica de la localidad en que se mide. La presión absoluta puede encontrarse arriba o abajo de la presión atmosférica. Un vacío deberá considerarse como una presión de carga negativa.

Carga estática. Es la altura expresada en metros de líquido de la columna de fluido que actúa sobre la succión (entrada) o descarga (salida) de una bomba.

En la (figura B-4) se muestran los casos que se presentan de carga estática.

Elevación estática de succión y carga estática de succión.

Si la bomba se encuentra arriba del nivel del líquido a bombear y el eje central de la bomba se llama elevación estática de succión. Si la bomba se encuentra abajo del nivel libre de bombeo,



CASOS DE CARGAS ESTATICAS

FIG. (B-4)

entonces la distancia entre el nivel del líquido y el eje central de la bomba se denomina carga estática de succión. No se consideran las pérdidas por fricción en la tubería y sus accesorios.

Carga estática de descarga. Es la distancia vertical entre el eje central de la bomba y el punto de entrega libre del líquido.

Carga total. Es la distancia vertical entre los niveles de succión y descarga.

Carga de fricción. Es la columna en metros, del líquido que se maneja, equivalente y necesaria para vencer la resistencia de las tuberías de succión y descarga y de sus accesorios. Varía de acuerdo con la velocidad del líquido, tamaño, tipo y condiciones interiores de las tuberías y naturaleza del líquido que se maneja.

- Carga de velocidad

Un líquido que se mueve a cualquier velocidad dentro de un tubo, tiene energía cinética debido a su movimiento. La carga de velocidad es la distancia de caída necesaria para que un líquido adquiriera una velocidad dada y se determina por:

$$h_v = \frac{v^2}{2g}$$

h_v = carga de velocidad en metros de líquido manejado

v = velocidad del líquido en m/seg.

g = aceleración debido a la gravedad en m/seg².

Elevación de succión. Es la suma de elevación estática de succión, de la carga de fricción de succión total y de las pérdidas de admisión, (la elevación de succión es una carga de succión negativa)

- Carga de succión

Es la carga estática de succión menos la carga de fricción total y las pérdidas de admisión, más cualquier presión que se encuentra en la línea de succión. Es una presión negativa (hay vacío) y se suma algebraicamente a la carga estática de succión del sistema.

- Carga de descarga

Es la suma de la carga de descarga estática, de la carga de fricción de descarga y de la carga de velocidad de descarga.

- Carga total

Es la suma de las cargas de elevación de succión y descarga. Cuando hay una columna de succión, la columna total de la bomba es la diferencia entre las cargas de succión y descarga.

- Presión de bombeo

Al funcionar la bomba, tiende a formar un vacío en el seno del líquido, esta succión se conoce como presión de bombeo.

En cuanto a la operación es necesario tener en cuenta las siguientes consideraciones.

Cavitación.

Cualquier tipo de bomba puede sufrir cavitación. Este es un fenómeno que ocurre en algunos casos de bombeo y que ocasiona vibraciones y ruidos así como picaduras en los impulsores de la bomba. La cavitación puede producir una reducción en la eficiencia de la bomba y su desgaste moderado si aquello es leve, pero también puede dañar la bomba severamente si es muy marcada.

Se sabe que una bomba tiene cavitación cuando tiene ruido y vibraciones muy fuertes, aún cuando se haya comprobado su perfecta nivelación. Estos síntomas son indicios de cavitación peligrosa y en tal caso no se debe poner en servicio a ninguna bomba.

Si una bomba trabaja con una elevación de succión o con una carga neta positiva de succión insuficiente, se produce una presión de succión en la entrada de la bomba. Esta presión puede ser tan baja que origina un vacío que haga que el líquido se convierta en vapor, si su presión de vapor, en ese momento, resulta ser más alta que la presión de succión. El flujo del líquido en la bomba se interrumpe (esto se conoce como punto de corte porque es el momento en que la bomba ha alcanzado su límite de bombeo a esa presión de entrada), la bomba trabaja ahora en un punto

en que se puede dañar.

Para que no haya cavitación, en las bombas centrífugas, se recomienda que se evite lo siguiente:

- 1.- Cargas mucho más bajas que una carga de máxima eficiencia de la bomba.**
- 2.- Capacidad mucho mayor que la capacidad de máxima eficiencia de la bomba.**
- 3.- Elevación de succión mayor ó carga positiva menor que la recomendada por el fabricante.**
- 4.- Temperaturas de líquido mayores a las de diseño u originales del sistema.**
- 5.- Velocidades más altas que las recomendadas por el fabricante.**

Cebado

Cebiar una bomba significa reemplazar el aire, gas o vapor que se encuentre en la bomba y sus tuberías por el líquido a bombear. Las bombas se pueden Cebiar automáticamente. Normalmente las bombas de desplazamiento positivo tipo rotatorio ó reciprocante son autocebantes; si su diseño incluye un buen sellado podrán extraer aire del lado de la succión sin dificultad pero dichas bombas manejan muy bien tanto el aire como el líquido.

Con las bombas centrífugas no pasa lo mismo, una bomba centrífuga bombea aire a la misma altura, en metros, que lo puede hacer con un líquido, sin embargo y debido a que el peso del aire es bajo cuando se le bombea, la presión de succión es muy pequeña, esto es el vacío que se produce en el lado de succión, en metros de agua, es muy bajo. Supongamos que una bomba centrífuga, trabajando a su velocidad normal, desarrolla una carga de 60 metros cuando maneja agua; la misma desarrollará una carga de 60 metros si maneja aire.

Sin embargo, una carga de 60 metros de aire equivalente a un vacío de cerca de 8 cm de agua, que es insuficiente para producir el cebado de la bomba. Por lo tanto es necesario cebar una bomba centrífuga antes de ponerla en marcha.

Las bombas de tipo reciprocante o rotatoria, si están en buenas condiciones, pueden dar una elevación de succión hasta de 8.30 metros, pero deben cebarse cuando se tienen líneas de succión largas, elevaciones altas o condiciones que requieren una presión de succión distinta de la que pueda proporcionar la bomba.

Se presentan dos casos generales en el problema de cebado de una bomba:

Cuando tiene una carga de succión positiva es decir, el nivel del líquido o bombear esta arriba del eje central de la bomba y cuando el nivel se encuentra abajo de dicho eje.

En el primer caso, cuando la bomba se pone por primera vez en servicio, o después de él, la tubería de la bomba y esta misma pueden estar llenas de aire. A menos que la presión de succión

sea lo suficientemente alta para desalojar el aire del interior de la bomba, esta no estará cebada.

Por lo tanto es necesario.

Proveer medios adecuados, como válvulas de fuerza, para expulsar el aire en el sistema.

Si el nivel de succión se encuentra abajo del eje central de la bomba (caso más común) el aire debe ser sustituido por el líquido a bombear mediante el sistema cebado más adecuado para cada instalación.

Existen varios sistemas de cebado auxiliar, algunas de los cuales se muestran en la figura B-5.

- 1.- Una succión sumergida de compuerta de succión permite que el líquido de entrada empuje el aire fuera de la carcasa.
- 2.- El paso lateral que puntea la válvula checadora de descarga usa el mismo líquido de la línea de descarga para cebar la bomba.

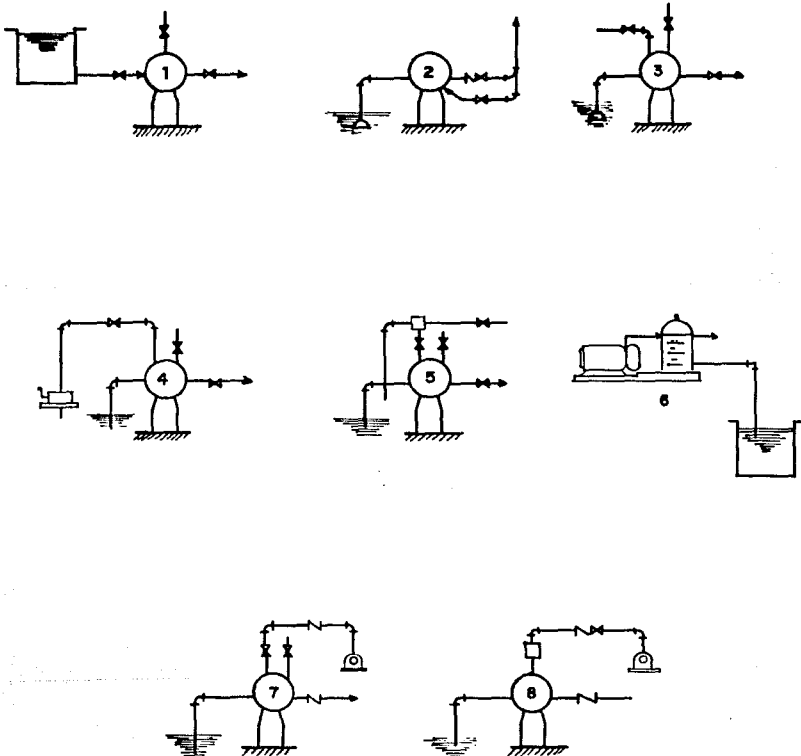


FIG. (B-5)

DISTINTOS TIPOS DE CEBADO AUXILIAR

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

3.- Aquí se muestra el uso de la válvula de pie

Esta cierra cuando se deja de bombear e impide que se descargue la succión, se puede usar un líquido auxiliar.

4.- Una bomba auxiliar extrae el aire de la carcasa de la bomba principal para efectuar el cebado de la misma.

5.- Un inyector extrae el aire de la carcasa de la bomba principal

6.- Un tanque de cebado que entrega una cantidad suficiente de líquido para establecer el flujo a través de la bomba en el momento del arranque.

7 y 8.- Se usan bombas de vacío para cebar la bomba. Esta se puede controlar en forma normal y automática.

El mantenimiento de los sistemas auxiliares de cebado se reduce a la inspección periódica de sus partes, a fin de evitar las fugas entre uniones. La operación de la válvula de purga indicará cuando un sistema de cebado no está cumpliendo con su cometido. Esta válvula debe abrirse antes de poner en servicio la bomba principal; cuando la bomba expulsa el líquido, esto es un indicio de que está cebada.

Antes de arrancar una bomba se deberá verificar las condiciones de succión, ver si la bomba está provista de un colador o pichancha cuya descripción se dió anteriormente. Estas precauciones se toman solo cuando la bomba trabaja por primera vez.

Una bomba centrifuga se puede poner en marcha con la válvula de descarga abierta ó cerrada. Si la válvula está cerrada, el agua dentro de la carcaza de la bomba circulará en circuito cerrado.

Normalmente en las descargas de las bombas de desplazamiento positivo, las válvulas de obstrucción tales como las de compuerta, no se instalan a menos que se requiera regular el gasto, por lo regular, sólo se instalan válvulas de tipo checadora. Pero en caso de que se tengan válvulas de compuerta en las descargas de las bombas, se debe verificar que estén completamente abiertas antes de arrancar la bomba.

Paro de bomba

El paro de la bomba puede examinarse en dos casos generales:

Paro controlado y paro imprevisto.

En el paro controlado, y según sean los diversos tipos de instalación, se debe procurar primero que por medio de las válvulas de compuerta y de otro tipo que se encuentren en la descarga, se eviten las presiones por regreso del líquido (golpe de ariete) que se pueden producir al parar la bomba.

En las instalaciones donde se tiene una carga en la descarga de la bomba, se usa una válvula checadora para detener el regreso del líquido por la tubería de descarga, ya sea debido a la elevación ó por la acción de otras unidades que estén operando sobre un múltiple de descarga. Estas válvulas checadoras pueden ser de cierre rápido o cierre lento, y deben mantenerse siempre en buen estado.

El verdadero problema se presenta cuando una bomba sufre un paro imprevisto. Si está conectado a un sistema de tubería cerrada, cuando el líquido sufre el cambio brusco de velocidad se presenta el golpe de ariete, debido a la elevación rápida de presión, puede ocasionar graves desperfectos.

Para evitar los efectos del golpe de ariete se recurre a medios que reducen la presión desarrollada durante el impulso del flujo del líquido.

Los más comunes son: el aumento del tiempo en que se efectúa la detención del flujo, para lo cual se usa un volante en la bomba o una cámara de aire en el tubo cerca de la bomba o del objeto que causa el golpe de ariete; y purgando algo del agua del tubo, para lo cual se usan válvulas de alivio que también se usan para extraer aire y agua durante un impulso. Así mismo pueden usarse válvulas checadoras de cierre lento solas o en combinación con válvulas de alivio para aumentar el tiempo de cese del flujo.

A continuación presentamos diferentes problemas de bombeo mencionando sus causas y recomendaciones para evitarlas.

PROBLEMAS	C A U S A S	RECOMENDACIONES
1.- Ruidos	Transmisión por tuberías	- Instalación mangueras flexibles
2.- Golpe de Ariete en Bombas	Cierre abrupto de válvulas	- Instalar válvula check de cierre amortiguado
3.- Golpe de Ariete antes de tanque	Golpe de Ariete	- Derivación de la red al tanque de presión bajo el nivel del agua.
4.- Descebado de succiones	Falla de válvula de pie	- Derivación de la toma a descarga de bombas
5.- Baja eficiencia de bombas	Falla en secciones	- Revisión distancia y diámetro succiones
6.- Arranque y paro constante de bombas	Falla de aire en el tanque hidroneumático	- Reposición de colchón de aire

- Línea de Succión

La tubería de succión es el sistema que une la bomba con la cisterna como se observa en el esquema de uso interno del agua pluvial.

El principal motivo de dificultades en las instalaciones de bombas centrífugas son las tuberías de succión defectuosas. La tubería de succión deberá ser tan corta y tan directa como sea posible, si se requiere una línea de succión larga, el tamaño de la tubería deberá aumentarse para reducir las pérdidas por fricción.

La tubería de succión deberá tenderse con una pendiente de elevación continua hacia la bomba, sin puntos altos, para evitar la formación de bolsas de aire, que ivariablemente causan dificultades como ya se vió anteriormente. Sólo deberán usarse reductores derechos instalados con el lado recto hacia arriba entre la tubería y la boquilla de succión de la bomba.

Los codos y otros accesorios inmediatamente a la succión de la bomba deberán seleccionarse y arreglarse cuidadosamente, o se alterará desfavorablemente al flujo dentro del impulsor. Generalmente se prefieren codos de radio largo para las líneas de succión porque ofrecen menos fricción y proveen una distribución más uniforme del flujo que los codos normales.

En tubería vertical de succión, la entrada deberá estar de preferencia sumergida en el líquido hasta cuatro veces el diámetro de la tubería.

Después de instalar la tubería de succión deberá taparse y probarse hidrostáticamente para que no tenga fugas antes del arranque inicial.

- Línea de conducción

Se le llama línea de conducción al conjunto de tuberías, válvulas y accesorios que existe entre la bomba y el tanque.

La ubicación de éstos elementos que integran la línea de conducción se describe a continuación:

Generalmente, se instala una válvula de retención y una de compuerta a lo largo de la línea de descarga. La válvula de retención se coloca entre la bomba y la válvula de compuerta y protege la bomba contra el flujo en sentido inverso en el caso de una falla inesperada en el impulsor.

La válvula de compuerta se usa cuando se ceba la bomba o cuando se aísla para inspección o reparación.

Uno de los principales problemas que se presentan en una conducción, es poder evaluar las pérdidas que se originan en ella.

Las pérdidas de energía en una conducción se clasifican en:

1.- Pérdidas menores o locales

Son aquellas que ocurren en una zona definida de la conducción y que son originadas por válvulas, cambios de dirección, ampliaciones o reducciones, entradas o salidas, etc.

2.- Pérdidas mayores o de fricción

Son las que crecen linealmente con el desarrollo de la conducción, y se deben al rozamiento de las partículas de agua entre si o con las paredes de la tubería.

De acuerdo con la importancia de estas pérdidas las tuberías se clasifican de la siguiente manera:

a) Cortas:

$L \leq 4r$, donde r es el radio hidráulico y la (L) la longitud de la conducción. En estas tuberías cortas, las pérdidas por fricción son despreciables con las pérdidas locales.

b) Medias:

$400r > L > 4r$; importan por igual las pérdidas locales que las de fricción.

c) Largas:

$L \gg 400r$; las pérdidas locales son despreciables comparadas con las pérdidas de fricción.

Otros aspectos importantes de la conducción son:

- a) El diseño de la misma para una condición de carga y caudal dados así como el tipo de esfuerzos originados por ciertas cargas adicionales como el golpe de ariete.
- b) El anclaje que se debe proporcionar en los cambios de dirección de la conducción.
- c) La selección del tipo de válvula a emplear en cada caso.

El procedimiento matemático se presentará en el diseño que se realizará de uso interno de agua pluvial.

Un aspecto del que es necesario tratar, es el que se refiere a los escurrimientos que se presentan en una tubería.

La clasificación de los escurrimientos en una tubería queda como sigue:

- a) Escurrimiento laminar
- b) Escurrimiento turbulento



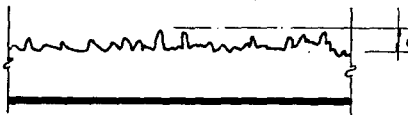
ESCURRIMIENTO LAMINAR

FIG. (C-1)



ESCURRIMIENTO TURBULENTO

FIG. (C-2)



RUGOSIDAD GRANULAR

FIG. (C-3)



RUGOSIDAD ONDULOSA

FIG. (C-4)

El escurrimiento laminar se caracteriza por un movimiento longitudinal de las partículas de agua dentro del tubo, sin acercarse y sin alejarse unas de otras como se muestra en la figura C-1.

En el escurrimiento turbulento, las partículas de agua siguen trayectorias muy irregulares como se muestra en la figura C-2.

Para identificar si un escurrimiento es laminar o turbulento, se usará el número de Reynolds.

$$Nr = \frac{V D}{\nu}$$

donde V es la velocidad del escurrimiento, D es el diámetro del tubo y ν es la viscosidad del agua.

Se ha encontrado experimentalmente que para:

$Nr < 2,500$ se tiene escurrimiento laminar

$Nr > 2,500$ escurrimiento turbulento

Para escurrimiento laminar se obtuvo, para el coeficiente de la fórmula de Darcy, la siguiente relación:

$$\lambda = \frac{64}{Nr}$$

Es de notar que en escurrimiento laminar el coeficiente λ sólo depende del número de Reynolds y no del material de la tubería, ya que en este tipo de escurrimiento el factor dominante es la viscosidad del agua más que la fricción contra las paredes.

Para escurrimiento turbulento, que es el que generalmente se presenta en la práctica, el material de la tubería tiene tal influencia en el coeficiente que se requiere hacer la siguiente clasificación.

1.- Tubos lisos

2.- Tubos rugosos: rugosidad granular y rugosidad ondulosa.

Los tubos lisos son aquellos donde las asperezas de la pared no sobrepasan el espesor de la capa límite (capa de agua que se puede considerar, dada su viscosidad, que se adhiere a las paredes del

tubo). Para este tipo de rugosidad sólo se considera una longitud característica (diámetro del tubo).

Tubos con rugosidad granular serán aquellos en los que, como se indica en la figura C-3 las irregularidades de las paredes son locales, en tanto que los tubos con rugosidad onduloza serán aquellos en las que las irregularidades de las paredes son mas generalizadas o extendidas este tipo de rugosidad, la presentan tubos de materiales tales como acero pulido (vease figura C-4).

El cálculo y tablas necesarias para el diseño de una línea de conducción se presentará más adelante.

En cuanto a las pérdidas de conducción el diagrama C-5 representa esquemáticamente las posibles pérdidas locales de carga en una conducción.

a) Pérdidas por entradas: $hf = ke \frac{v^2}{2g}$

siendo Ke un coeficiente que depende de las condiciones de la entrada.

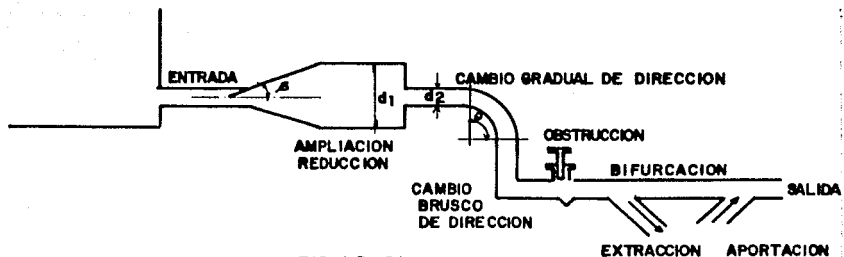


FIG. (C-5)

PERDIDAS EN UNA CONDUCCION

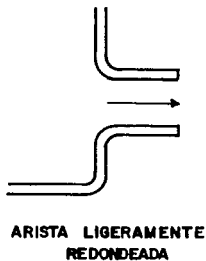
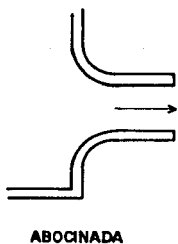
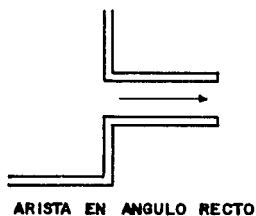
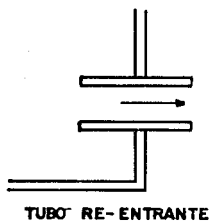


FIG. (C-6)

PERDIDAS LOCALES POR ENTRADAS

b) Pérdida por ampliación:

$$h_f = K_a \frac{v^2}{2g}$$

K_a depende de la relación $\frac{A_1}{A_2}$ (área antes de la ampliación)
 A_2 (área después de la ampliación))

y de la rapidéz de la ampliación (ángulo)

c) Pérdida por reducción:

$$h_f = K_r \frac{v^2}{2g}$$

K_r depende de la relación de diámetros

$$\frac{D_1}{D_2}$$

d) Pérdida por cambio de dirección gradual

$$h_f = K_d \frac{v^2}{2g}$$

K_d depende de la relación

$$\frac{r}{d}$$

y del ángulo, θ

r = radio de la curva

d diámetro de la tubería

e) Pérdida por cambio brusco de dirección

$$hf = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

usando directamente la fórmula de borda

f) Pérdida por obstrucción

$$hf = K_o \frac{v^2}{2g}$$

K_o depende del tipo de obstrucción y de la abertura dejada por la misma.

g) Pérdida por bifurcación

$$hf = K_b \frac{v^2}{2g}$$

K_b depende del ángulo de la bifurcación y varía según se trate de una extracción o aportación de la tubería.

h) Pérdida por salida

$$hf = K_s \frac{v^2}{2g}$$

Ks depende de las condiciones de salida

Ahora trataremos a más detalle estas pérdidas locales

1.- Pérdida por entrada:

Se ha indicado que la magnitud de ésta pérdida depende de las condiciones de la entrada como se observa en la figura C-6.

2.- Pérdida por ampliación. En lo referente al tipo de ampliación, se puede hablar de:

a) Ampliación brusca (figura C-7)

b) Ampliación gradual (figura C-8)

Para ampliación brusca se tiene:

$$hf = K_a \frac{v^2}{2g}$$

siendo algunos valores de K_a los siguientes:

$\frac{A1}{A2}$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
K_a	1.00	0.81	0.64	0.49	0.36	0.25	0.16	0.09	0.04	0.01	0

Para ampliación gradual:

$$hf = K_B \frac{(A2}{A1} - 1)^2 \frac{V2^2}{2g}$$

Siendo algunos valores de K_B los siguientes:

β	6	10	15	20	30	40	50	60
K_B	0.14	0.20	0.30	0.40	0.70	0.90	1.00	1.10

3.- Pérdidas por reducción.- Aquí también se presentan los siguientes

casos:

- a) Reducción brusca (figura C-9)
- b) Reducción gradual (figura C-9)

En caso de reducción gradual, si B_{15} se le considera reducción brusca, y si B_{15} no hay pérdidas por reducción.

La expresión para calcular la pérdida correspondiente es:

$$hf = Kr \frac{V^2}{2g}$$

Siendo algunos valores de Kr los siguientes:

<u>A1</u>	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<u>A2</u>											
<u>Kr</u>	0.5	0.48	0.45	0.41	0.36	0.29	0.21	0.13	0.07	0.01	0.00

4.- Pérdida por cambio de dirección

Aquí se realiza la siguiente clasificación

- a) Cambio brusco de dirección (figura C-10)
- b) Cambio gradual de dirección (figura C-10)

Para el primer caso se tiene:

$$hf = K_e \frac{(\Delta v)^2}{2g}$$

donde:

$K_e = 0.7$ Si $v < 2.5$ m/seg.

$K_e = 1$, para tuberías a presión y velocidades altas

Para cambio gradual de dirección:

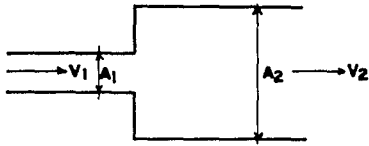
$$hf = \zeta K_e \frac{v^2}{2g}$$

donde:

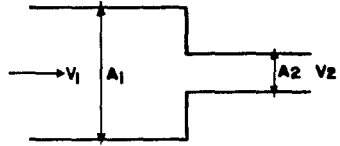
$$\zeta = F(\theta), \text{ y } K_e = f(Nr, d)$$

siendo algunos valores de ζ los siguientes:

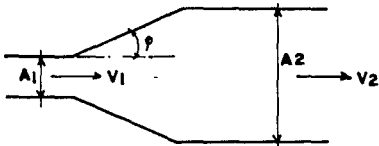
	0	10°	20°	30°	40°	60°	90°	135°	150°	180°
ζ	0.2	0.4	0.5	0.7	0.85	1.00	1.15	1.20	1.30	



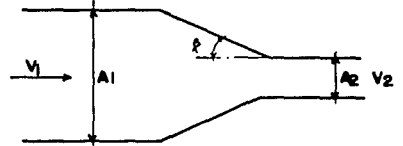
AMPLIACION BRUSCA
FIG. (C-7)



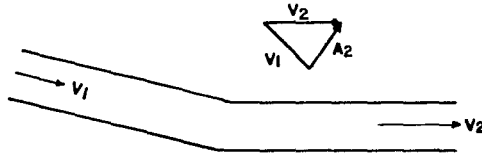
REDUCCION BRUSCA



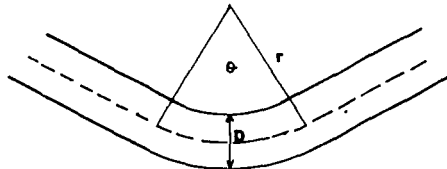
AMPLIACION GRADUAL
FIG. (C-8)



REDUCCION GRADUAL
FIG. (C-9)



CAMBIO BRUSCO DE DIRECCION
FIG. (C-10)



CAMBIO GRADUAL DE DIRECCION

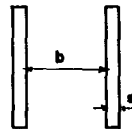
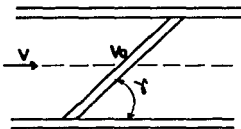


FIG. (C-11)
OBSTRUCCION (REJILLA)

y algunos valores de K_e :

Nr	1	2	4	6	10
D					
K_e	0.52	0.29	0.23	0.18	0.20

5.- Pérdidas por obstrucción

a) Posible existencia de rejillas en la conducción

(figura C-11)

$$h_f = \beta \frac{s}{b} \operatorname{sen} \gamma \frac{v^2}{2g}$$

siendo β un coeficiente que depende de la forma de la reja.

Algunos valores de β se presentan en la (figura C-12)

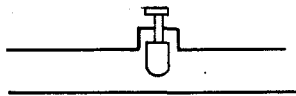
b) Pérdidas por válvulas

Los principales tipos de válvulas son:

b1) Válvulas de guillotina (figura C-13)

b2) De grifo (figura C-13)

b3) De mariposa (figura C-13)



QUILLOTINA

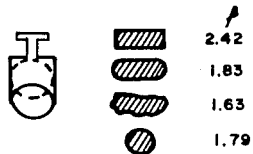
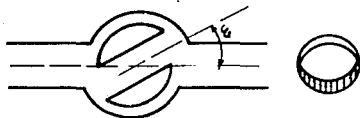
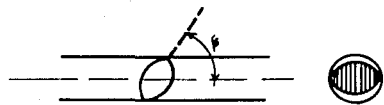


FIG. (C-12)



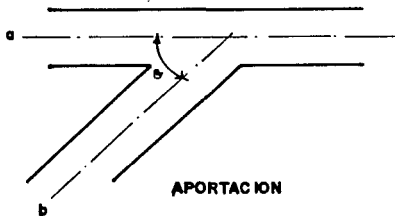
GRIFO



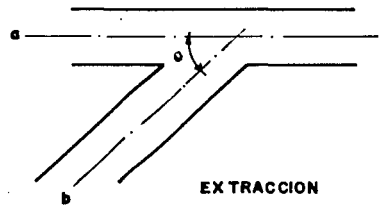
MARIPOSA

FIG. (C-13)

TIPO DE VALVULAS



APORTACION



EXTRACCION

FIG. (C-14 a)

BIFURCACIONES

Para el cálculo de las pérdidas de carga locales producidas en válvulas de estos tipos se tiene:

Para válvulas de guillotina:

$$h_f = K_v \frac{v^2}{2g}$$

algunos valores de K_v son:

Posición válvula	$\frac{D}{8}$	$\frac{D}{4}$	$\frac{3D}{8}$	$\frac{D}{3}$	$\frac{5D}{2}$	$\frac{3D}{4}$	$\frac{7D}{8}$
K_v	0.07	0.26	0.81	2.06	5.52	17.0	97.8

Para válvula de grifo:

$$h_f = K_v \frac{v^2}{2g}$$

algunos valores de Kv son:

ξ	5°	10°	20°	30°	40°	45°	50°	60°	65°
Kv	0.05	0.29	1.56	5.17	17.3	31.2	52.6	206.0	486.0

Para válvulas de mariposa:

$$hf = Kv \frac{v^2}{2g}$$

algunos valores de Kv son:

ξ	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°
Kv	.24	.52	.90	1.54	2.51	3.91	6.23	10.80	18.70	32.6	58.8	188	256

6.- Pérdidas por bifurcación

Si se llama (a) a la tubería maestra y (b) a la tubería derivada se tiene: (figura C-14a)

$$h_{fa} = K_a \frac{V_a^2}{2g} ; \quad h_{fb} = K_B \frac{V_b^2}{2g}$$

de donde:

$$\theta = 90 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{aportación } k_b = 0.5 ; k_a = 0 \\ \text{extracción } k_a = 1.0 ; k_b = 0 \end{array} \right.$$

$$\theta = 90 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{aportación } k_b = 0.25 ; k_a = 0 \\ \text{extracción } k_a = 0.5 ; k_b = 0 \end{array} \right.$$

7.- Pérdida por salida. Si la descarga es ahogada se considera generalmente.

$$h_f = K_s \frac{v^2}{2g}$$

donde: $K_s = 0.02$

- Gradiente hidráulico

Algunas observaciones sobre el gradiente hidráulico.

- a) Si se considera que en una tubería de sección constante, el gasto que pasa por cada sección de la misma es igual, entonces la carga de velocidad en cualquier sección será la misma; luego la línea de energía y gradiente hidráulico serán paralelos.

- b) En el caso de tubería de sección constante, al no poder variar la carga de velocidad, parte de la carga de posición y la carga de presión se va perdiendo (por fricción) a lo largo de la conducción; así por una tubería horizontal parte de la carga de presión sería la que se iría perdiendo en la conducción.

- c) Si en la conducción hay obstrucciones, cambio de dirección, ampliaciones, etc., en la conducción el gradiente hidráulico estará dado por una línea quebrada ya que la existencia de cualquier elemento anterior origina una pérdida local de energía.

d) La diferencia del gradiente hidráulico con el eje de la tubería da, en columna de agua, la presión que existe en cada sección de la tubería.

- Tinaco:

Una vez captada el agua pluvial en la cisterna, por medio del sistema de bombas se conduce a un tanque o tinaco con la elevación necesaria para obtener la presión requerida, así como también para regular el servicio en el curso del día.

La capacidad del tanque debe ser de un mínimo de 1/4 del consumo diario.

Como se observa en el esquema de uso interno del agua pluvial, el tinaco de aguas pluviales tiene una fuente de alimentación de agua pluvial y una de agua potable, entrando en actividad esta última únicamente en época de estiaje y mediante un sistema separado de almacenamiento, bombeo y conducción para evitar contaminación ya que como se había mencionado anteriormente el agua pluvial

no es de muy buena calidad y en consecuencia su uso es limitado a uso sanitario, riego, enfriamiento, etc.

En cuanto a la limpieza del tinaco mencionaremos ciertos puntos muy simples pero muy importantes en el ahorro del agua y la salud.

1.- Evitar que pase agua al tinaco desde 24 horas antes, o el tiempo necesario para consumir la mayor cantidad de agua con el fin de que no se desperdicie. Para esto es necesario cerrar la llave de alimentación o la válvula del tinaco con sólo amarrar el flotador.

2.- Bloquear con un trapo el tubo de distribución. Con este tapón se evitará que la tubería se obstruya al remover los residuos contenidos en el tinaco.

3.- Si el tinaco cuenta con desagüe, usarlo para vaciar el agua. En caso contrario hay que sacar el agua del tinaco hasta dejarla a un nivel de 10 a 15 centímetros.

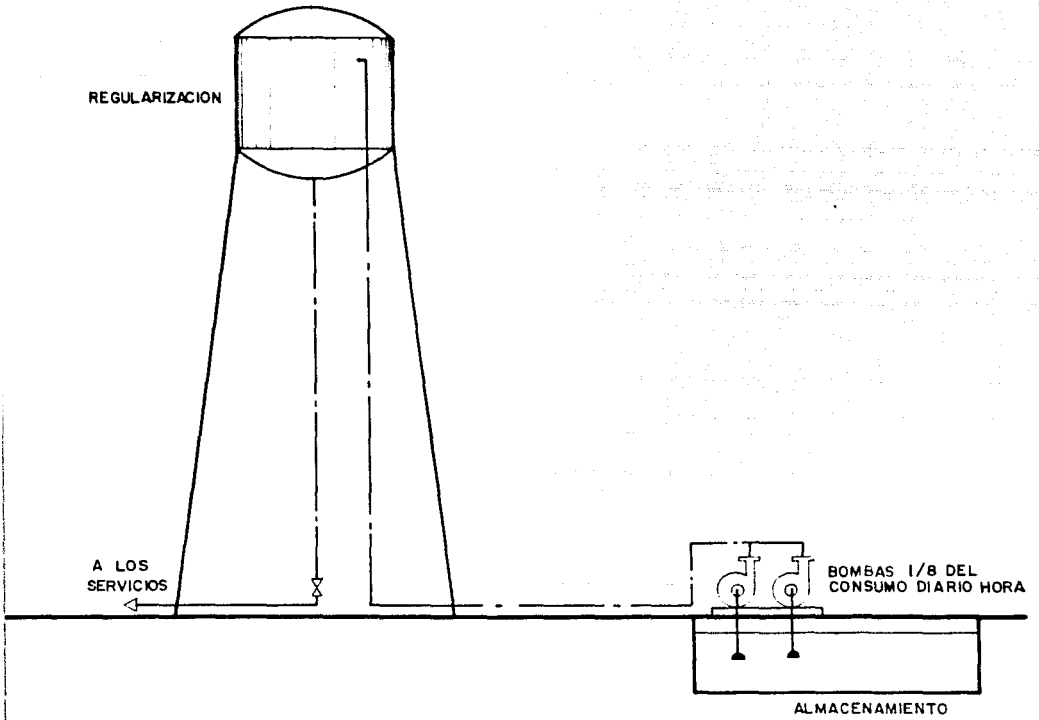
REGULARIZACION

A LOS
SERVICIOS

BOMBAS 1/8 DEL
CONSUMO DIARIO HORA

ALMACENAMIENTO

ABASTECIMIENTO CON CISTERNA
Y TANQUE ELEVADO



4.- Si el tinaco tiene natas de lama, retirarlas con un recogedor el tallado a las paredes deberá ser mediante un cepillo y de una manera moderada.

5.- Una vez concluido el punto anterior se procede a desalojar el agua y sedimentos con la manguera usada como sifón. Un mínimo de estos elementos, puede ser retirado por la tubería, es decir, por la línea de distribución según el esquema de uso interno.

6.- Para desinfectar el tinaco, el tubo de distribución deberá estar tapado. En caso de que el tinaco cuente con llave de paso ésta se cerrará.

Desinfección del tinaco.

1.- Hacer llegar el agua al tinaco hasta un nivel de 20 centímetros

2.- Añadir 1/2 litro de blanqueador a base de cloro y mezclarlo bien con el agua contenida en el tinaco.

3.- Tallar el interior del tinaco durante diez minutos mojando las paredes, para que sea efectiva la desinfección.

4.- Como paso siguiente abrir la válvula de la red de distribución o cerrarla y permitir la salida del agua a través de la salida del desagüe del tinaco.

5.- Para enjuagar el tinaco cerrar la válvula de la red de distribución.

Enjuague del tinaco.

1.- Ya bloqueado en el desagüe el tinaco, con la bomba de la cisterna, o con la alimentación directa de la red, llenarlo a nivel de 15 centímetros.

2.- Tallar durante 10 minutos al interior del tinaco, mojándolo constantemente para eliminar el blanqueador.

3.- Desalojar el agua por medio de todas las llaves hasta vaciar totalmente el tinaco.

4.- Cerrar las llaves y repetir dos veces más la operación.

Así mismo, para mantener el tinaco en óptimas condiciones es necesario seguir los siguientes pasos.

1.- Mantener bien tapado el tinaco. Evitar que los accesos de las tuberías tengan holguras excesivas, en caso de que existan, es necesario rellenarlos con mastique.

2.- Los asientos en el fondo del tinaco no son peligrosos. Generalmente son arenas finas y óxido de fierro, proveniente de pozos y redes de distribución; sin embargo para mayor seguridad hay que eliminarlos.

3.- Hay que lavar el tinaco por lo menos una vez al año.

4.- Procurar que el agua no penezca mucho tiempo almacenada en el tinaco.

5.- Como el cloro es una sustancia peligrosa, evitar el contacto con la piel, principalmente en los ojos.

- Válvula de Flotador.

La válvula de flotador funciona en base al nivel del agua que se almacena en el tinaco.

Como se explico anteriormente el suministro al tanque de agua pluvial es a base de bombeo, pero también cuenta con una alimentación de agua potable que puede ser por bombeo o por suministro directo de la red municipal.

En cualquier caso que se presente el nivel del agua rige el funcionamiento del sistema flotador - válvula.

La alimentación de agua potable entra en funcionamiento en época de estiaje para no dejar de satisfacer las necesidades, por lo tanto en época de lluvias se desactiva la alimentación de agua potable cerrando la válvula de paso en el caso de que la alimentación sea directa o desactivándola en la bomba si la alimentación es por bombeo.

El sistema de bombeo del agua potable al tanque de agua pluvial y al del agua de lluvia deben ser independiente para que los niveles no dependan uno del otro.

Ahora bien este funcionamiento de válvula de flotador puede ser a base de electroniveles, colocando un interruptor que se activará de acuerdo al nivel en que se encuentre el agua y de la misma manera el bombeo se interrumpirá al alcanzar un determinado nivel el agua almacenada en el tanque, es por esto, que se recomienda que el funcionamiento del bombeo de los tanques de agua potable y de agua pluvial sean independientes.

- Líneas de distribución.

En la línea de distribución, sin tomar en cuenta los elementos de abastecimiento, se destacan dos elementos básicos que son las columnas de alimentación y los ramaleos en los locales que requieren servicio.

El proyecto de los mismos se basa en hacer trazos que permitan los recorridos para evitar excesos de pérdidas de presión y reducir costos de alimentación.

El sistema aceptado para el cálculo de los diámetros se basa en la unidad de descarga que se ha denominado "unidad mueble" que se ha establecido por comparación entre los diferentes muebles sanitarios, habiéndose escogido como unidad la correspondiente a un lavabo de uso particular o doméstico. Con relación a este se establecen las unidades para el resto de muebles, tanto en uso particular, como en uso público, la unidad supone un consumo de 25 litros/minuto.

TABLA (LI-1)

EQUIVALENCIA DE LOS MUEBLES EN UNIDADES DE GASTO

MUEBLE	SERVICIO	CONTROL: U.M.	
EXCUSADO	PUBLICO	VALVULA	10
EXCUSADO	PUBLICO	TANQUE	5
FREGADERO	HOTEL REST.	LLAVE	4
LAVABO	PUBLICO	LLAVE	2
MINGITORIO PEDESTAL	PUBLICO	VALVULA	10
MINGUITORIO PARED	PUBLICO	TANQUE	3
REGADERA	PUBLICO	MEZCLADORA	4
TINA	PUBLICO	LLAVE	4
VERTEDERO	OFICINAS, ETC.	LLAVE	3
EXCUSADO	PRIVADO	VALVULA	6
EXCUSADO	PRIVADO	TANQUE	3
FREGADERO	PRIVADO	LLAVE	2
GRUPO BAÑO	PRIVADO	EXCUSADO VALVULA	8
GRUPO BAÑO	PRIVADO	EXCUSADO TANQUE	6

MUEBLE	SERVICIO	CONTROL: U.M.
LAVABO	PRIVADO	LLAVE 1
LAVADERO	PRIVADO	LLAVE 3
REGADERA	PRIVADO	MEZCLADORA 2
TINA	PRIVADO	MEZCLADORA 2

En las tablas que se anexan se muestran las unidades correspondientes a diferentes muebles o grupo de muebles, tanto de uso privado como de público y los diámetros mínimos recomendables para su alimentación.

TABLA (LD-2)

DIAMETRO Y CARGAS EN ALIMENTACION DE DIVERSOS MUEBLES

MUEBLES	USO PRIVADO		USO PUBLICO	
	FRIA	CALIENTE	FRIA	CALIENTE
BAÑO CON EXCUSADO CON FLUXOMETRO, LAVABO, TINA O REGADERA MINIMA	6.5 Ug 32 mm	1.5 Ug 13 - 20 mm		
BAÑO CON EXCUSADO DE TANQUE, LAVABO Y TINA O REGADERA MINIMA	4.5 Ug 20 mm	1.5 Ug 20 mm		
BEBEDERO MINIMA	0.5 Ug		0.5 Ug	
BIDET MINIMA	1 Ug 13 mm	1 Ug 13 mm		
FLUXOMETRO DE MANO DE PIE	6 Ug 25 mm 32 mm		10 Ug	
EXCUSADO DE TANQUE MINIMA	3 Ug 10 mm		5 Ug	
FREGADERO DOMESTICO 13" Ø	1 Ug	1 Ug		
FREGADERO, HOTEL O RESTAURANTE			2 Ug	2 Ug
LAVABO Ø 10 - Ø 10	0.5 Ug	0.5 Ug	1 Ug	1 Ug
LAVADERO 13 mm Ø	2 Ug		3 Ug	
LAVADORA DE ROPA Ø 13, Ø 20	2 Ug	2 Ug		

MUEBLES	USO PRIVADO		USO PUBLICO	
	FRIA	CALIENTE	FRIA	CALIENTE
REGADERA TIBIA Ø 13 - Ø 13	1 Ug	1 Ug	2 Ug	2 Ug
TINA Ø 13 - Ø 13	1 Ug	1 Ug	2 Ug	2 Ug
URINARIO DE COLGAR O DE PISO CON FLUXOMETRO Ø 20			5 Ug	
URINARIO DE COLGAR O DE PISO CON TANQUE Ø 13			3 Ug	
URINARIO DE PEDESTAL CON FLUXOMETRO DE MANO Ø 25			10 Ug	
VERTEDERO Ø 10 - Ø 13	1 Ug	1 Ug	1.5 Ug	1.5 Ug

Ug = Unidad de gasto ó unidad mueble.

Conocido el número de unidades mueble de los núcleos, se va acumulando en los tramos de la columna de alimentación hasta totalizarlas en la tubería de la red general de distribución.

Para obtener el gasto de la tubería, interviene un factor de uso simultáneo ya que no es probable que exista la posibilidad de que todos los usuarios y en forma simultánea operen las llaves del servicio al 100% de ellas por lo tanto a mayor número de muebles, dicho factor se reducirá. Existen las curvas de Hunter que dan el máximo consumo probable de acuerdo con el número de unidades mueble, diferenciando la curva correspondiente al predominio de los muebles de sistema normal o el de los muebles de fluxómetro.

Obteniendo el gasto del ramal o columna de alimentación puede utilizarse manograma para obtener el diámetro de las tuberías, de acuerdo con la calidad de éstas y con la pérdida de presión que se desee.

Para facilitar el cálculo de las pérdidas de presión existen tablas que dan la equivalencia de las conexiones considerándolas como tramos de tubería recta. (TABLAS 1.D-1, 1.D-2).

Las pérdidas de carga podemos calcularlas con la fórmula:

$$hf = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g}$$

de donde:

$f = 0.05$ en diámetros de 13mm 25 mm

$f = 0.04$ en diámetros de 32mm 50 mm

$f = 0.03$ en diámetros de 60mm 150 mm

l = longitud equivalente tubería (tubería más conexiones)

d = Diámetro de la misma

v = Velocidad = Q/A

g = Aceleración de la gravedad

Sin embargo, no es estrictamente exacto; ya que los coeficientes varían en función de las condiciones de la superficie interna de las tuberías y la propia velocidad.

La velocidad máxima dentro de las tuberías es de 3 m/seg., dado que a partir de esta se percibirá la circulación del agua dentro de ellas transmitiéndose por toda la construcción ocasionando ruidos molestos.

TABLA LD-1

EQUIVALENCIAS APROXIMADAS

F	K 10-13	K 20-25	K 32-40	K 50 MAS
CODO DE 90°	2	1.5	1.0	1.0
CODO DE 45°	1.5	1.0	0.5	0.5
CODO DE "T" PASO	1.0	1.0	1.0	1.0
CODO DE "T" RAMAL	1.5	1.5	1.5	1.5
REDUCCION	0.5	0.5	0.5	0.5
"Y" DE PASO	1.0	1.0	1.0	1.0
VALVULA DE COMPUERTA	1.0	0.5	0.3	0.3
VALVULA GLOBO	15	12	9	7
MEDIDOR DE AGUA	20	16	13	12
LLAVE DE BANQUETA O INCERSION	4	2	1.5	1.5
FLOTADOR	7	4	3	3.5
VALVULA RETENCION CHECK	16	12	9	7
COLUMPIO	8	6	4.5	3.5
VERTICAL	8	6	4.5	3.5

Para calcular pérdidas de carga en conexiones:

$$Ah = K \frac{v^2}{2g}$$

LONGITUD DE TUBOS EQUIVALENTE A CONEXIONES Y VALVULAS.

TABLA LD-2

CONEX.	DIAMETRO			LONGITUD EQUIVALENTE (m)			
	L 90°	L 45°	T	Lat "T"	V COMP.	V GLOBO	V ANG.
10	0.30	0.18	0.46	0.09	0.06	2.40	1.20
13	0.60	0.37	0.91	0.18	0.12	4.60	2.40
19	0.75	0.46	1.20	0.25	0.15	6.10	3.65
25	0.90	0.55	1.50	0.27	0.18	7.60	4.60
32	1.20	0.75	1.80	0.37	0.24	10.70	5.50
38	1.50	0.90	2.15	0.45	0.30	13.70	6.70
50	2.15	1.20	3.00	0.60	0.40	16.80	8.55
64	2.45	1.50	3.65	0.75	0.50	19.80	10.40
75	3.00	1.85	4.60	0.90	0.60	24.40	12.20
90*	3.65	2.15	5.50	1.10	0.73	30.50	15.25
100	4.30	2.45	6.40	1.20	0.82	38.10	16.80
125*	5.20	3.00	7.60	1.50	1.00	42.70	21.35
150	6.10	3.65	9.15	1.85	1.20	50.30	24.40

* No usadas comunmente

La aplicación de estos datos se verá en el diseño directamente

- Venteo 6 ventanilla

Es un sistema que permite la expulsión del aire en tubería, depósitos, etc., evitando de esta manera el principio del sifonaje.

En el caso del esquema de uso del agua pluvial observamos que éste se encuentra sobre la cisterna para que al entrar el agua encaminada por la tubería de conducción a la misma no encuentra una presión que impide la descarga ya que en el depósito se encuentra aire que al momento que sube el nivel del agua éste se comprime causando problemas de contrapresión.

El motivo de la forma de la tubería para venteo es evitar la acumulación de materia que tape o pase a la cisterna contaminando el agua contenida en la mencionada.

- Registro hombre y escalera marina

Son elementos que permiten el acceso a personal con el motivo de dar mantenimiento a la cisterna y dispositivos de alimentación y salida.

El registro hombre es por lo general de 40 x 40 centímetros y en algunos casos de 60 x 60 centímetros.

En cuanto a la escalera esta puede ser también a base de varillas de media pulgada de diámetro empotrada en el muro de la cisterna formando los peldaños para descender al interior de la cisterna.

- Llave de nariz, válvula de compuerta y válvula check.

Las referencias sobre estas válvulas se dieron en los puntos que tratan de la línea de conducción y de succión, incluyendo su funcionamiento, pérdidas, ventajas y desventajas.

A continuación se presentan los problemas más comunes que son generados por el ámbito pluvial, así como también sus causas y recomendaciones para solucionarlas.

Humedades
a) En losas

Fisuras

- Revisar impermeabilización
- Revisar si hay grietas capilares en unión de coladeras
- Revisar junta de impermeabilizante y coladera
- Limpiar coladera

b) En muros	Figuras	<ul style="list-style-type: none"> --Mismos conceptos anteriores - Revisar juntas en bajada - Revisar que no haya obturaciones en drenaje bajo piso.
Coladera desbordada en vez de desaguar.	Coladeras diferentes niveles de bajada	<ul style="list-style-type: none"> - Revisar que no haya sifones (obturadores) en base de bajada
Brot ^u agua en registros de albañal	Falta capacidad de colector	<ul style="list-style-type: none"> - Aumentar diámetros o - dar nuevas salidas - En zonas delicadas poner registros sellados.
Penetra agua del exterior	Albañal principal saturado	<ul style="list-style-type: none"> - Instalar válvula check

3.2 TANQUE DE TORMENTA

Dado que el tanque de tormenta no se considera como un dispositivo para el aprovechamiento del agua pluvial lo ubicamos como un elemento común utilizado tanto en uso interno como en infiltración. Así pues se presenta una breve descripción de dicho sistema.

Cuando hay lluvia, es necesario regular correctamente las descargas hacia la red municipal para evitar una saturación general del sistema. Esta operación optimizada de las posibilidades de descarga será posible si se conocen bien los fenómenos hidráulicos de propagación de los gastos en el predio de que se trate. Para obtener una regulación de descarga es necesario un dispositivo capaz de captar el gasto generado por la avenida y posteriormente descargarlo en un tiempo determinado hacia la red municipal.

Las estructuras de este tipo se tratan de evitar al máximo debido a su alto costo ya que por lo que se ha mencionado son estructuras muy grandes para almacenar un volumen muy alto de agua; la descarga se realiza mediante tubería de menor diámetro al de tubería de entrada.

3.3 Infiltración

Cuando caen lluvias al suelo, una parte de ellas se infiltra en la tierra. Mientras que una proporción de estas aguas será absorbida por las raíces de las plantas, algo se infiltrará más profundamente, por gravedad. Eventualmente, ésta se acumulará encima de una capa impermeable, saturando los poros del suelo y formando un reservorio subterráneo.

Esta agua que permanece bajo la tierra es conocida como agua subterránea. El reservorio subterráneo del cual se pueden extraer cantidades significativas de agua se llama acuífero.

El suelo sobre el acuífero, a través del cual el exceso del agua de lluvias pasa verticalmente, se conoce como la zona no saturada y se caracteriza por tener poros conteniendo aire y agua.

El límite entre a la zona no saturada y el acuífero define el nivel freático.

Las aguas subterráneas constituyen cerca del 95% del agua dulce de nuestro planeta, sin tomar en cuenta aquella que se encuentra en las capas de hielo polar.

En contraste el agua de los ríos y lagos representan menos del 5%. Este hecho le brinda una importancia fundamental al agua subterránea con respecto a la vida humana y a la actividad económica

Ventajas del abastecimiento del agua subterránea.

El agua subterránea tiene ventajas importantes sobre el agua superficial como fuente de abastecimiento de agua potable, especialmente para cumplir las pequeñas y medianas demandas que incluyen:

- El costo de desarrollo del abastecimiento es normalmente mucho menor.
- La calidad natural es generalmente adecuada para consumo humano sin mucho tratamiento.

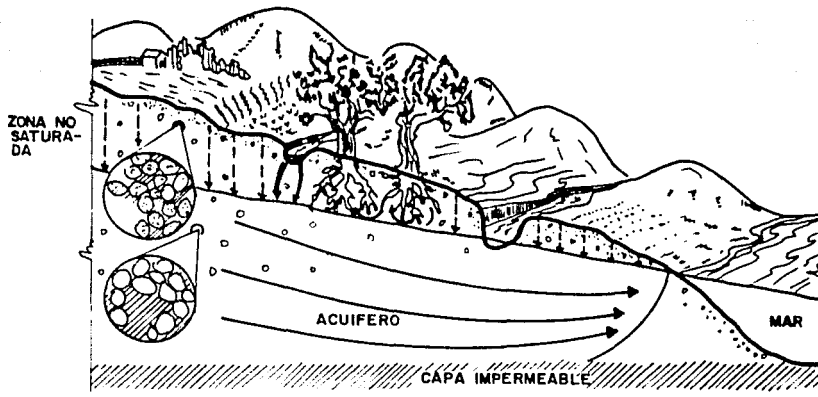
Los poros de los acuíferos están conectados para formar un sistema de pequeños tubos en los que el agua subterránea se almacena y circula muy lentamente. Todos los acuíferos tienen dos características fundamentales, una es la capacidad para almacenar

agua subterránea y la otra es la capacidad para transportarla. El volúmen total de agua almacenada es usualmente muy grande con relación a la tasa de flujo a través del sistema.

Pero no todos los acuíferos son iguales.

Los sedimentos granulares no consolidados, tales como arena (A), contienen poros entre los granos y, por lo tanto, el contenido de agua puede exceder el 30% de su volúmen total; pero esto se reduce progresivamente con aglutinaciones (B). En rocas altamente compactas (C), el agua subterránea se encuentra en las fracturas y raramente sobrepasa el 1% del volúmen de la masa de roca. Sin embargo en el caso de rocas calizas (D), por ejemplo, estas fracturas tienden a agrandarse por solución para formar fisuras y cavernas.

La extracción sin control, que excede la recarga natural de un acuífero causa una caída continúa de los niveles del agua subterránea y resulta en un aumento del costo de bombeo, la reducción del rendimiento de los pozos, en la intrusión de agua salina del acuífero en condiciones extremas, en el hundimiento



AGUA SUBTERRANEA

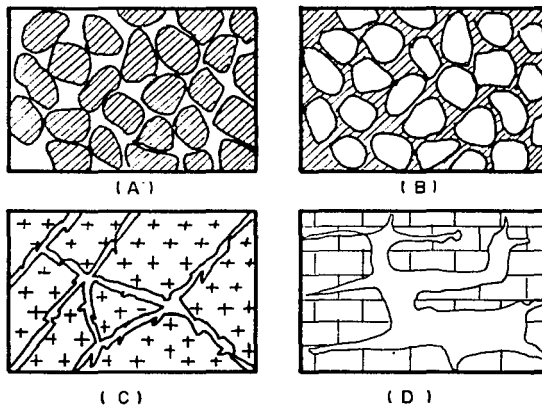


FIG. (IN-4)

POROS EN LOS ACUIFEROS

de tierra. Por lo tanto el agua dulce encontrada bajo la tierra debe tener una fuente de recarga. Esta es normalmente el agua de lluvia para evitar contaminaciones al acuífero. Los sistemas de aguas subterráneas son dinámicos, y el agua está continua y lentamente en movimiento desde las áreas de recarga hacia las áreas de descarga. La descarga de aguas subterráneas es la fuente más común del flujo en ríos de tierras bajas en estación seca.

Decenas, centenas y aún millares de años pueden pasar durante la circulación del agua a través de esta parte subterránea del ciclo hidrológico, ya que las tasas de flujo, normalmente, no sobrepasan diez metros por día y pueden ser tan lentas como de un metro por año ó aun menos. Estas tasas se pueden comparar con las de un metro por segundo para flujos típicos de ríos.

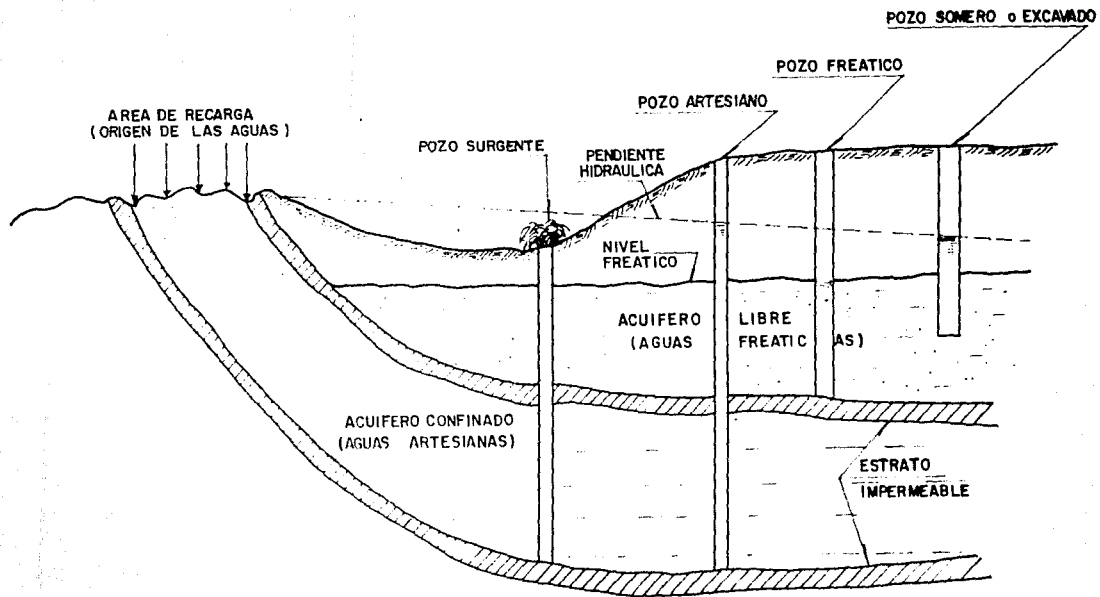
En áreas de recarga, los acuíferos poco profundos están generalmente libres, pero en otros lugares y profundidades mayores se pueden encontrar que las aguas subterráneas están confinadas por estratos impermeables. En este caso, cuando se perforan los pozos, el agua se encuentra bajo presión y sube por sí sola, aún hasta brotar en la superficie de la tierra.

Para concretar, el acuífero libre se encuentra, entre la superficie del terreno y un estrato impermeable. Un pozo construido en un acuífero de esta naturaleza se denomina pozo freático y el nivel del agua dentro de este pozo coincide con el nivel del agua del acuífero en este punto.

Los acuíferos confinados son conocidos comunmente como artesianos. No corren libremente y están contenidos entre dos estratos impermeables por lo que están sujetos a una presión mayor que la atmosférica. Si se construye un pozo en un acuífero de este tipo el nivel del agua se elevará sobre el nivel del lecho confinado. En este caso se tendrá un pozo artesiano.

Un acuífero confinado se transforma en un acuífero libre cuando la superficie piezométrica cae por debajo de la superficie superior del lecho confinado. También es común que exista un acuífero confinado por debajo de un acuífero libre (figura IN-1).

Por todo lo anterior el gobierno del Distrito Federal ha tomado medidas urgentes para recargar los acuíferos que han sido víctima de la sobreexplotación. Como se vió anteriormente en el Distrito Federal se tienen localizadas zonas apropiadas, según las condiciones del subsuelo, para recargar los acuíferos por pozos



135

FIG. (IN-1)
AGUA SUBTERRANEA

de infiltración, por infiltración natural a base de adocreto, adopasto, etc.

La aplicación de estos sistemas dependen además del tipo de construcción a realizar en el predio, área construida y capacidad de infraestructura en la zona.

Una medida en cuanto a la superficie construida es la aplicación del Artículo 77, que para el propósito de la infiltración nos dice:

Los predios con área menor de 500 m² deberán dejar sin construir, como mínimo el 20% de su área; y los predios con área mayor de 500 m², los siguientes porcentajes:

SUPERFICIE DEL PREDIO		AREA LIBRE
De más de 500	hasta 2,000 m ²	22.50 %
De más de 2,000	hasta 3,000 m ²	25.00 %
De más de 3,500	hasta 5,500 m ²	27.5 %
Más de 5,500 m ²		30.00 %

3.3.1. INFILTRACION NATURAL

Este tipo de infiltración es uno de los más económicos, ya que en las áreas libres se coloca un material permeable ya sea adocreto, adopasta, etc.

En el sitio propuesto para campo de infiltración, se deben verificar cuatro o más pruebas, en excavaciones separadas, uniformemente espaciadas. Las pruebas se hacen en las siguientes cuatro etapas:

- 1.- Se excava un hoyo de 0.30 m por 0.30 m con paredes verticales hasta alcanzar la profundidad proyectada para las zanjas de absorción.
- 2.- Se raspan con cuidado el fondo y las paredes del agujero para eliminar superficies sucias o grasosas que dificulten o impidan la filtración del agua.

Se extrae todo el material suelto y se deposita arena gruesa ó gravilla fina hasta obtener un espesor de 5 cm en el fondo del hoyo, que servirá de filtro para el agua.

3.- Se vierte agua en el agujero hasta una altura aproximada de 30 cm sobre la grava, en la mayoría de los suelos es necesario agregar agua de modo de mantenerla dentro del agujero durante dos horas cuando menos y de preferencia toda la noche. (En suelos arenosos, de gran capacidad absorbente, no es necesario esta etapa).

4.- 24 horas después de haberse colocado el agua se observará si permanece en el hoyo. Si tiene un tirante mayor de 15 cm la prueba indica terreno inapropiado.

Si la cantidad es menor o el agua se consumió totalmente agréguese la suficiente hasta obtener un tirante de 15 cm sobre la grava. Debe observarse en seguida el tiempo que tarda esta agua para infiltrarse totalmente.

La determinación del tiempo promedio que se requiere para que el agua baje 2.5 cm se obtiene dividiendo el tiempo entre 6.

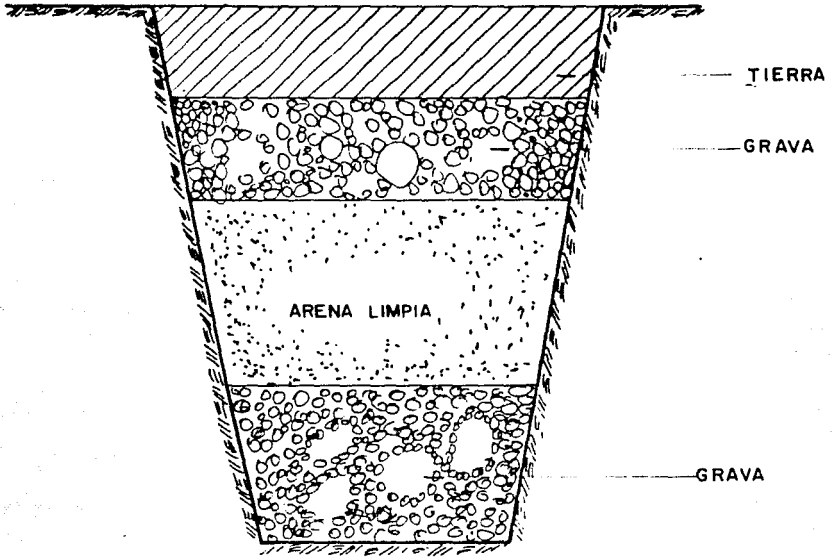
Estas cuatro etapas se repiten por separado en cada unas de las excavaciones hechas.

Una vez optado el sistema de infiltración natural se procede a determinar la estratigrafía a la profundidad proyectada para la absorción. En la figura (IN-2) se presenta una estratigrafía tipo cuyos espesores varían de acuerdo a las condiciones del suelo.

3.3.2. TUBERIA RANURADA

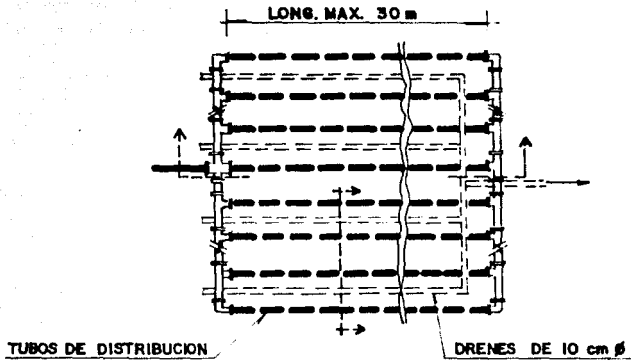
3.3.2.1 Cuando se encuentren terrenos poco permeables que no permiten que los líquidos sean absorbidos totalmente por el suelo (con un tiempo mayor de 30 minutos por cada 3.5 cm., en la prueba de infiltración), se puede combinar la instalación de un campo de absorción con una tubería ranurada, que recolecte el exceso de líquidos que no puede absorber el terreno, alejándolos para su disposición final en pozos de absorción, sobre el terreno directamente o en una corriente grande de agua.

La excavación es semejante a la de los campos de absorción natural, pero más profundos para recibir el drenaje en la parte inferior. El material filtrante es arena a través de la cual los líquidos alcanzan un alto grado de depuración que permite disponerlos en la forma anotada. (FIG.IN-3)

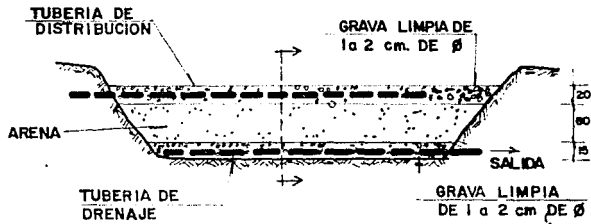


ESTRATIGRAFIA

FIG. (IN-2)



PLANTA



CORTE A-A



CORTE B-B

FIG. (IN-3)

FILTROS SUB-SUPERFICIALES PARA CAMPOS DE OXIDACION

3.3.3 ENCHARCAMIENTOS PROVOCADOS

Este sistema no es otra cosa más que captar el agua pluvial en una zanja rellena con materiales graduados para permitir un filtrado óptimo, así como también para darle una mejor calidad al agua de lluvia.

Las dimensiones de la zanja están en función de la precipitación registrada.

Un excedente es conducido a través de una red interna y encaminada al sistema municipal.

3.3..4. POZO DE ABSORCION

Las aguas provenientes de zanjas filtrantes, filtros subterráneos o cámaras de oxidación operadas debidamente, pueden disponerse en curso de agua, pero será conveniente clorarlas como una medida de seguridad.

Sin embargo, el medio más recomendable para disponerlas, es la tierra y el método adecuado el pozo de absorción, en donde las aguas se filtran al subsuelo a través de las paredes y pisos permeables.

Las dimensiones y número de pozos necesarios dependerán de la permeabilidad del terreno y se diseñarán de acuerdo con las experiencias que se tengan en la región o lugar donde se construya.

La recarga de los acuíferos en áreas de la ciudad en los cuales el nivel del agua freática es muy superficial (2.00 m) no es posible hacerlo mediante la infiltración del agua superficial ya que, las formaciones arcillosas que las subyacen hacen practicamente nula la transmisibilidad del agua, por lo que, como alternativas para la recarga de los acuíferos se ha utilizado pozos profundos de recarga siendo efectivo éste procedimiento si existe un abatimiento importante de los niveles piezométricos en depósitos permeables profundos efecto que no se verifica en las zonas del lago denominadas Virgenes en las cuales no se presenta esta condición.

Cabe aclarar que la utilización del pozo de absorción depende del Artículo 77, que indica que al no dejar el área libre especificada para la infiltración es necesario recurrir al presente sistema.

El Departamento del Distrito Federal contiene un diseño tipo de un pozo de infiltración dejando variable las dimensiones que dependen de las condiciones particulares del proyecto a realizar.

Los factores más importantes a considerar son los de escurrimiento, infiltración y área de captación del agua pluvial.

Para que quede más claro el funcionamiento de un pozo de absorción se presenta a continuación una breve descripción del mismo.

Los elementos que conforman el pozo de absorción de una manera muy esquemática son:

- 1.- Tanque de tormenta o tanque regulador
- 2.- Vertedor
- 3.- Pantalla
- 4.- Tubería ranurada
- 5.- Perforación
- 6.- Relleno de material granular

- TANQUE DE TORMENTA

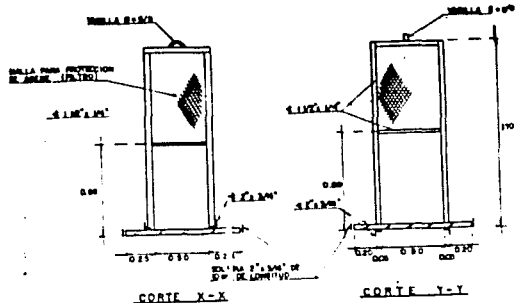
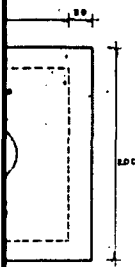
El tanque de tormenta como se explicó anteriormente no es más que un tanque regulador de gasto. La ventaja de este sistema es que va adosado al pozo de infiltración propiamente dicho además trabaja en coordinación con el vertedor, lo cual hace que el dimensionamiento del depósito sea más pequeño y por lo tanto más económico.

- VERTEDEDOR

La función del vertedor es mantener un tirante determinado en el tanque regulador. Como se observa en el esquema es la estructura que le antecede de inmediato al pozo de infiltración.

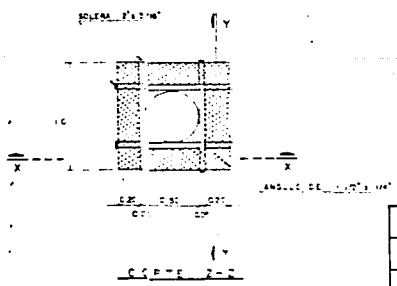
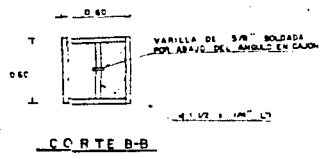
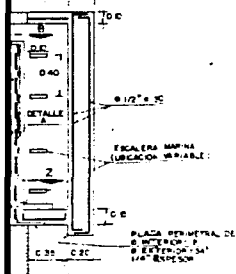
- PANTALLA

La pantalla no es otra cosa más que un colador o un filtro que se instala para evitar el paso de materiales que puedan ocasionar alteraciones en el funcionamiento del pozo.



DETALLE "A"

BROCAL CIEGO DE
FIERRO FUNDIDO
D.40 D.20



CAJA DE INFILTRACION

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	
E. N. E. P.	ARAGON
INGENIERIA DE...	ESCALANTE MICHEL MORA
PLANO TIPC POZO DE ABSORCION	

Esta pantalla puede ser de celosía, de malla, ó de rejilla con las aperturas necesarias para que en un momento dado no se obstruya el paso del agua.

- TUBERIA RANURADA

Este tipo de tubería se instala con el objeto de evitar el paso al interior del pozo de cualquier material que se haya pasado a través de la pantalla.

Otro objetivo de esta es el de elevar un poco el tirante y realizar la descarga paulatinamente, casi por escurrimiento, y así evitar la insuficiencia hidráulica del pozo, ya que este es de diámetro muy pequeño en ocasiones, aún cuando fuera más grande el diámetro el gasto es mayor y se presentaría el mismo problema.

- PERFORACION

Está en función del gasto que se presente de acuerdo a la intensidad de la lluvia, y las condiciones geológicas. El diámetro y la profundidad son variables, ésta última se realiza hasta una profundidad menor de 150 cm antes de llegar al nivel freático.

- RELLENO DE MATERIAL GRANULAR

Este relleno se realiza con rezaga de excavación en roca para evitar la acumulación de arenas,

CAPITULO IV

"APLICACION A NIVEL EJECUTIVO DEL SISTEMA DE APROVECHAMIENTO DEL AGUA PLUVIAL"

(USO INTERNO)

4.1 Diseño de un sistema de utilización del agua pluvial.

4.1.1. Descripción del proyecto

En el presente capítulo se presenta el desarrollo del diseño de un sistema de utilización de agua pluvial correspondiente a una casa habitación.

Las características del proyecto son las que se presentan en el esquema de uso interno mismas que a continuación se describen.

El predio cuenta con una superficie de 140 m² (20 m x 7 m) el cual cuenta con una superficie construida de 119 m². Dado que la construcción cuenta con un solo nivel el área de captación es la misma que la construida.

De acuerdo al área libre que se debe dejar sin construir, tenemos que debe existir el 20% del total del predio de área descubierta; observamos que esto no se cumple y por lo tanto es necesario reutilizar el agua pluvial.

4.1.2 Memoria descriptiva del sistema de aprovechamiento de agua pluvial

La superficie de captación serán las azoteas únicamente, el agua será conducida hasta la cisterna a través de tubos de fierro fundido. El agua contenida en la cisterna será elevada al tanque, de aguas pluviales por medio de un sistema de bombco.

El sistema de distribución no se diseña en este capítulo ya que en si se considera que ya fué previamente diseñado como en el sistema de agua potable, aceptando la geometría y elevaciones indicadas en el esquema de uso interno.

4.1.3. Memoria de cálculo del proyecto del sistema de uso interno del agua pluvial.

Para la obtención del gasto pluvial se utilizará el Método Racional Americano, aplicable para obtener el gasto de diseño en áreas relativamente pequeñas.

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

QGasto pluvial máximo en m³/seg

CCoeficiente de escurrimientos (adimensional)

IIntensidad de lluvia en mm/hora

AArea de aportación en hectáreas

1 Coeficiente de conversión de unidades

360

4.1.3.3. Cálculo del coeficiente de escurrimiento.

De acuerdo a los valores típicos de escurrimiento recomendados en la tabla 3.1.1., se tiene un coeficiente ponderado según el uso del suelo de acuerdo a lo siguiente:

USO DEL SUELO	SUPERFICIE (m ²)	%	C TIPICO	C %
Area construida de captación	119	85	0.70	59.50
Area verde	<u>21</u>	15	0.30	<u>4.50</u>
	140			64.00

Por lo tanto el coeficiente de escurrimiento será:

$$C = 0.64$$

Para obtener la intensidad de lluvia sus parámetros están basados en los criterios y recomendaciones de la D.G.C.O.H., y del cual se recomienda lo siguiente:

- La duración de la precipitación de diseño debe ser de 60 min.
- El período de retorno debe ser de 2 años según la tabla 1.1 de Uso del Suelo.
- De la lámina 1.5 de isoyetas para el D. F., según sitio de ubicación del predio, se obtuvo la precipitación base asociada a una duración de 30 minutos y un período de retorno de 5 años obteniéndose de 31 mm.
- De la gráfica 1.6 (a) y 1.6 (b) se ajustó la precipitación base a una duración de 60 minutos y un período de retorno de 2 años manteniéndose con la siguiente expresión:

$H_p(2,60) = (H_p \text{ base}) (F_{tr}) (F_d)$ donde:

$H_p(2,60)$ Precipitación media para un período de retorno de 2 años y una duración de 60 minutos.

$(H_p \text{ base})$ Precipitación base asociada a un período de retorno de 5 años y una duración de 30 minutos.

F_d Factor de ajuste por duración

F_r Factor de ajuste por período de retorno

$H_p(2,60) = 31 (0.74) (1.20) = 27.53 \text{ mm.}$

Para la intensidad de lluvia y de acuerdo a la altura de precipitación; tomamos en cuenta un tiempo de concentración igual a la duración.

$$I = \frac{60 \text{ Hp}}{d}$$

$$I = \frac{60(27.53)}{60} = 27.53 \text{ mm/hora}$$

Aplicando la fórmula del método Racional Americano se tiene:

$$Q = \frac{C I A}{360}$$

$$Q = \frac{0.64 (27.53) (0.0119)}{360} = 0.00058 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 0.58 \text{ L.P.S.}$$

4.3.1. Cálculo del volumen de la cisterna de agua pluvial.

El volumen de almacenamiento de agua pluvial será aquel que se genera en un lapso de una hora, que es el tiempo que se ha tomado como base, de acuerdo a registros estadísticos en el Valle de

México, tomando en consideración que para cualquier eventualidad de duraciones mayores se colocará un rebosadero para desalojar las aguas que rebasen el nivel del volúmen calculado.

$$V = (0.00058) (3,600) = 2.09 \text{ m}^3$$

El dimensionamiento se realiza en base al área disponible en el predio como se aprecia en el plano correspondiente.

4.3.1.3. Capacidad de la bomba para aguas pluviales

Si consideramos un tinaco de 1100 litros debido al poco uso que tendrá de servicio y un tiempo de bombeo de 1/2 hora

$$\frac{1100}{1800} = 0.61 \text{ L.P.S.} = 37 \text{ L.P.M.}$$

$$Q = AV$$

$$A = \frac{3.1416 \times D^2}{4}$$

$$Q = \frac{3.1416 \times D^2}{4} \times V$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{3.1416 \times V}}$$

Suponiendo $V = 1 \text{ m/seg}$

$$D = \sqrt{\frac{4 (0.00061 \text{ m}^3/\text{seg})}{3.1416 (1 \text{ m/seg.})}}$$

$$D = 0.02786 \text{ m}$$

$$D = 27.86 \text{ mm} \quad 25.4 \text{ mm} = 1''$$

Revisión de velocidades:

$$V = \frac{4 (0.00061)}{3.1416 (0.0254)^2} = 1.20 \text{ m/seg.}$$

Diámetro de descarga 1" (25.4 mm)

Diámetro de succión 1 1/4" (32.0 mm)

$$C.D.T. = H + H_s + H_u + h_{fs} + h_{fd} + h_d$$

$$H = 5.90 \text{ m}$$

$$H_s = 1.30 \text{ m}$$

$$H_u = 2.00 \text{ m}$$

H_{fs} considerando Fo.Go. $n = 0.014$

L. Equiv.

Tubería de 32 mm ϕ	1.30
Codos de 90° de 32 mm	0.79
Tuerca unión de 32 mm	1.00
Pichanca de 32 mm ϕ	<u>3.55</u>
	6.64 m

NOTA: VALORES DE LA LONGITUD EQUIVALENTE TOMADOS DEL ANEXO DEL
PRESENTE TRABAJO.

$$K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$$

$$K = \frac{10.3 (0.014)^2}{(0.032)^{16/3}} = 189,507.65$$

$$hfs = K L Q^2$$

$$hfs = 189,507.65 (6.64) (0.00061)^2 = 0.47 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.00061}{0.000804} = 0.758 \text{ m/seg}$$

$$A = 0.000804$$

hfd Considerando fo. go. n = 0.014

	L. Equiv.
Tubería de 25.4 mm Ø	0.40
3 Codos de 90° de 25.4 mm Ø	0.84
Tubería de 25.4 mm Ø	3.50
Tubería de 25.4 mm Ø	<u>2.00</u>
	6.74 m

$$K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}} = 649,601.18$$

$$hfd = 649,601.18 (6.74) (0.00061)^2 = 1.63 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.00061}{0.0005067} = 1.20 \text{ m/seg.}$$

hf Considerando Fo. Go. n = 0.014

	L. Equiv.
Tubería de 32 mm Ø	1.00
Codo de 90° 32 mm Ø	<u>0.79</u>
	1.79 m

	L. Equiv.
Tubería de 25.4 mm ϕ	6.00
4 Codos de 90° 25.4 mm ϕ	3.36
(Y) paso directo sin cambio de gasto 25.4 mm ϕ	0.28
Válvula de globo de 25.4 mm ϕ	<u>6.72</u>
	16.36 m

L. Tot. Equiv. = 18.15 m

Para D = 32 mm ϕ

$$K = \frac{10.3 (0.014)^2}{(0.032)^{16/3}} = 189.507.65$$

$$hf = K L Q^2$$

$$hf = 189,507.65(1.79 \text{ m})(0.00061)^2$$

$$hf = 0.13 \text{ mts.}$$

$$V = \frac{Q}{A} = 0.76 \text{ m/seg.}$$

A

Para D = 25.4 mm ϕ

$$K = \frac{10.3 (0.014)^2}{(0.0254)^{16/3}} = 649.601.18$$

$$hf = (649,601.18)(16.36)(0.00061)^2$$

$$hf = 3.95 \text{ mts.}$$

$$V = 1.20 \text{ mts/seg.}$$

Por lo tanto:

$$C. D. T. = h + h_s + h_u + h_{fs} + h_{fd} + h_f$$

$$C. D. T. = 5.9 + 1.3 + 2.00 + 0.47 + 1.63 + (0.13 + 3.95)$$

$$C. D. T. = 15.38 \text{ m}$$

$$\text{Potencia} = \frac{(C.D.T.) (Q)}{76 (\eta)}$$

$$\text{Potencia} = \frac{(15.38)(0.61)}{76 (0.6)}$$

$$\text{Potencia} = 0.20 \text{ Hp}$$

Por lo que se recomienda usar una bomba de 1/2 Hp.

TABLA 3.11

VALORES TIPICOS DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C

TIPO DEL AREA ORDENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
ZONAS COMERCIALES:		
ZONA COMERCIAL	0.75	0.95
VECINDARIOS	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES:		
UNIFAMILIARES	0.30	0.50
MULTIFAMILIARES ESPACIADOS	0.40	0.60
MULTIFAMILIARES COMPACTOS	0.60	0.75
SEMIURBANAS	0.25	0.40
CASAS HABITACION	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES:		
ESPACIADO	0.50	0.80
COMPACTO	0.60	0.90
CEMENTERIOS Y PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
CALLES:		
ASFALTADAS	0.70	0.95
DE CONCRETO HIDRAULICO	0.80	0.95
ADOQUINADOS	0.70	0.85
ADOCRETO	0.40	0.50

TIPO DEL AREA ORDENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS		
SUELOS ARENOSOS PLANOS		
(PENDIENTES (0.20)	0.05	0.10
SUELOS ARENOSOS CON PENDIENTES		
MEDIAS (0.02 - 0.07)	0.10	0.10
SUELOS ARENOSOS ESCARPADOS		
(0.07 O MAS)	0.15	0.20
SUELOS ARCILLOSOS PLANOS		
(0.02 O MENOS)	0.13	0.17
SUELOS ARCILLOSOS CON PENDIENTES		
MEDIAS (0.02 - 0.07)	0.18	0.22
SUELOS ARCILLOSOS ESCARPADOS		
(0.07 O MAS)	0.25	0.35

CUADRO 1.1

USO DEL SUELO Y PERIODOS DE RETORNO

TIPO DE USO	TR EN AÑOS
A) ZONAS DE ACTIVIDAD COMERCIAL	5
B) ZONAS DE ACTIVIDAD INDUSTRIAL	5
C) ZONAS DE EDIFICIOS PUBLICOS	5
D) ZONAS RESIDENCIALES MULTIFAMILIARES DE ALTA DENSIDAD	3
E) ZONAS RESIDENCIALES UNIFAMILIARES Y MULTIFAMILIARES DE BAJA DENSIDAD *	2
F) ZONAS RECREATIVAS DE ALTO VALOR E INTENSO USO POR EL PUBLICO	1.5
G) OTRAS AREAS RECREATIVAS	1

* PARA BAJA DENSIDAD SE CONSIDERAN VALORES MENORES DE 100 HB/HA

TR = PERIODO DE RETORNO.

CUADRO 1.1

TIPO DE VIALIDAD Y PERIODO DE RETORNO MINIMO

TIPO DE VIALIDAD	TR EN AÑOS
VIALIDAD ARTERIAL	
AUTOPISTAS URBANAS Y AVENIDAS QUE GARANTIZAN LA COMUNICACION BASICA DE LA CIUDAD	5
VIALIDAD DISTRIBUIDORA	
VIAS QUE DISTRIBUYEN EL TRAFICO PROVENIENTE DE LA VIALIDAD ARTERIAL O QUE LA ALIMENTAN	3
VIALIDAD LOCAL	
AVENIDAS Y CALLES CUYA IMPORTANCIA NO TRASPASA LA ZONA SERVIDA	1.5
VIALIDAD ESPECIAL	
ACCESO A INSTALACIONES DE SEGURIDAD NACIONAL Y SERVICIOS PUBLICOS VIALES	10

* ESTA TABLA DEBE USARSE COMO COMPLEMENTO Y CONJUNTAMENTE CON EL CUADRO 1.1

TR = PERIODO DE RETORNO

FUENTE MANUAL DE HIDRAULICA URBANA TOMO I. DGCOH 1982

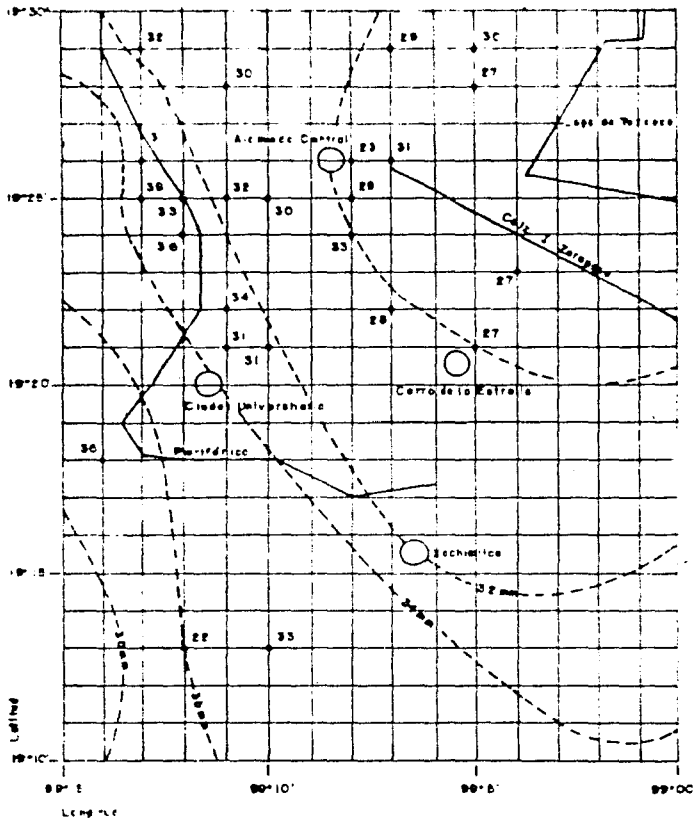
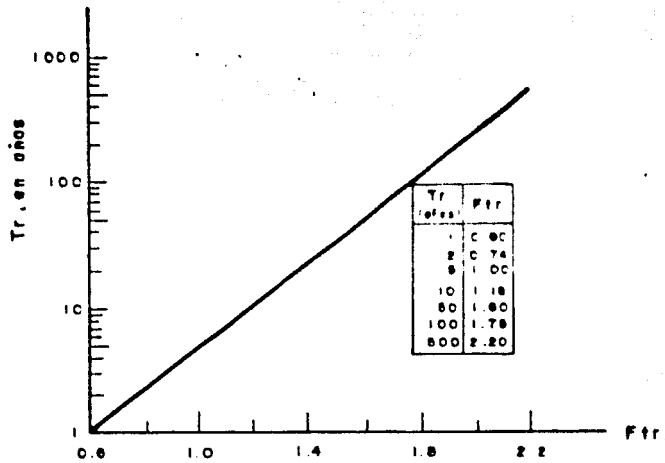
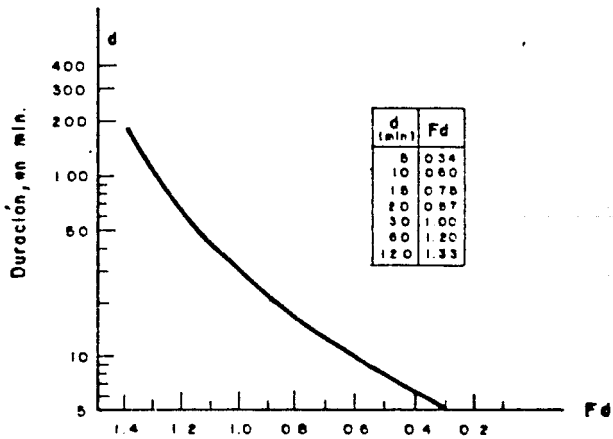


Lámina 1.5 Isoyetas para $d = 30$ min. y $Tr = 5$ años



a) Factor de ajuste (Ftr) por periodo de retorno (tr)



b) Factor de ajuste (Fd) por duración (d)

CAPITULO 5

DISEÑO DE UN SISTEMA DE INFILTRACION DE AGUA PLUVIAL

En el presente capítulo se presenta el diseño de un pozo de absorción, en función de la resistividad eléctrica del suelo, la cual se obtiene mediante la implantación de sondeos eléctricos verticales, formando perfiles o secciones geoelectricas.

5.1 GENERALIDADES

Debido al crecimiento de la mancha urbana se van reduciendo los espacios para captar el agua de lluvia y así elevar los niveles piezométricos del acuífero; el descenso de estos niveles ha repercutido en el hundimiento del terreno, degradación de la calidad física, química y biológica del agua subterránea, etc., condiciones que constituyen amplias coincidencias de la sobreexplotación a que han estado sometidos los acuíferos de la Cuenca de México.

Por esta razón el aprovechamiento de las aguas de lluvias en las grandes ciudades, en este caso específico como el de la ciudad de México ha sido nulo, debido a que se ha cubierto la totalidad de la superficie con asfalto y cemento.

Por lo que la implantación de la recarga artificial por medio de pozos de inyección constituyen una alternativa para aprovechar el agua de lluvia recargando los niveles piezométricos.

El punto donde se pretende instalar el pozo de absorción se encuentra al poniente de la ciudad de México en la Delegación Coyoacán.

Los acuíferos de esta área están alojados en las rocas de la formación tarango y por el denominado "Aluvi6n Antiguo".

Los pozos construidos en estas zonas tienen profundidades de 175 a 300 metros, existiendo unos pozos de profundidades mayores.

Las profundidades de sus niveles estáticos oscilan de 20 a 100 m, sus caudales de extracci6n varían de 20 a 80 l.p.s. y sus

caudales específicos de 1 a 4 l.p.s. por metro de abatimiento, la calidad de sus aguas es considerada buena. La perforación de pozos no ofrece dificultad alguna, salvo en las porciones en donde es cubierta por coladas de basalto.

El espesor del acuífero de esta zona se incrementa desde 200 m en el poniente hasta unos 500 m en el oriente donde es cubierto por un estrato de sedimentos finos de origen lacustre cuyo espesor varía en la misma dirección poniente-oriental desde unos 5 a unos 30 metros. En el sur de la zona el acuífero se encuentra cubierto por colocadas de lava basálticas en espesores de 10 a 40 metros.

En cuanto a las propiedades de las rocas podemos decir que presentan una transmisibilidad de recuperación $T = 1.4 \times 10^{-2}$ m/seg. Transmisibilidad promedio = 8.3×10^{-3} m/seg. Coeficiente de almacenamiento "S": 0.001 a 0.0001 considerado como muy bajo. Permeabilidad K: de media baja.

5.4.1 CARACTERISTICAS ELECTRICAS DEL SUBSUELO

Con el resultado del ajuste de la curva logarítmica se obtiene el perfil de resultado que se muestra en el plano No. 2, en dicho plano se observa una estructura geohidrológica constituida esencialmente por rocas de naturaleza clástica, predominando los materiales de granulometría fina como son arcillas, limos y arenas tanto de origen aluvial como lacustre.

En conjunto éste perfil se conforma por tres paquetes de rocas denominados con las letras A, B y C, cuyas características eléctricas y geológicas se describen a continuación:

HORIZONTE A.-

Este paquete presenta una resistividad de 190 ohms-metro, tiene un espesor que varía entre 30 y 35 m geológicamente se correlaciona con rocas clásticas pluviales de granulometría fina, representadas por una alternancia de arcilla, limos y arenas mezcladas con diferentes proporciones.

HORIZONTALES B.-

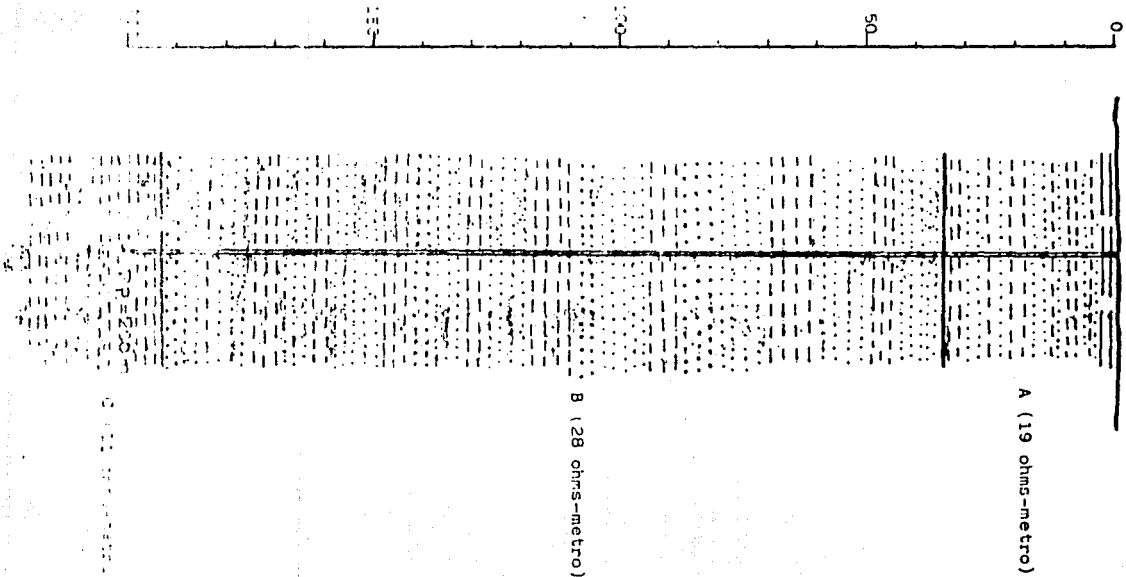
Este paquete presenta una resistencia de 28 ohms-metro y tiene un espesor estimado de 160 m pudiendo variar en más o menos 20 m. Geológicamente se correlaciona con una secuencia de rocas clásticas de origen lacustre en donde predominan los materiales finos ligeramente consolidados tales como arcillas, limos y arenas. Se le estima una permeabilidad de grado bajo medio, es decir, es el horizonte que tiene mayores posibilidades de aportar o recibir agua, sobre todo, en los estratos arenosos.

HORIZONTE C.-

Este paquete presenta una resistencia de 11 ohms-metro, su espesor es indeterminado por ser el último estrato detectado, sin embargo, se estima que es superior a los 100 m. Geológicamente se correlaciona con rocas clásticas de origen lacustre de granulometría fina en donde predominan las arcillas y limos con algunas intercalaciones de arenas. Dada la predominancia de materiales finos, se le estima una permeabilidad de grado bajo.

PERFIL DE R

PROFUNDIDAD EN METROS



5.4.2. CONCLUSIONES

Por lo expuesto, se concluye lo siguiente:

- 1) El único sondeo eléctrico vertical que se efectuó en el área, tuvo una emisión de la corriente AB de 800 m lo cual teóricamente tiene una penetración en el subsuelo de 400 m.
 - 2) El nivel estático local se considera que anda entre 4 y 6 m de profundidad.
 - 3) La geología local está conformada esencialmente por rocas clásticas de origen pluvial y lacustre, representadas por una secuencia alternante de arcillas, limos y arenas, mezcladas en diferentes proporciones.
- En cuanto a la presencia de derrames de basalto, es poco probable que estos se localicen en esta zona.
- 4) Los valores de resistividad obtenidos, confirman la presencia en el subsuelo, de las rocas antes mencionadas, los cuales varían entre 11 y 28 ohms-metro.

5) De acuerdo con lo anterior y tomando en cuenta las características geoelectricas observadas, este sondeo resulta con medianas a buenas posibilidades para la absorción del agua pluvial, determinándose que la zona más prometedora se localiza entre los 35 y 195 m de profundidad, que corresponde al Horizonte B.

6) Se estima que este Horizonte B, puede ser capaz de absorber entre 15 y 20 lps.

Por lo tanto es recomendable:

1) Se debe perforar en este sitio hasta una profundidad de 200 m.

2) Esta perforación debe tener inicialmente el carácter de exploratoria, lo cual significa que deberá hacerse con un diámetro máximo de 12 1/4 pulgadas, salvo casos especiales no previstos, en donde la elección de dicho diámetro queda a criterio tanto del encargado de la perforación o bien del supervisor que intervenga por parte de la dependencia contratante

- 3) Durante el proceso de la perforación exploratoria se debe, obtener muestras de la roca perforado a cada 3 metros, lográndose con esto conocer mejor el corte litológico del pozo.

- 4) Una vez concluida la exploración hasta la profundidad de proyecto, se deberá correr registro eléctrico para determinar las zonas mayormente permeables por debajo del nivel del agua.

En cuanto al dimensionamiento del pozo podemos decir que está en función de aspectos económicos, ya que el volúmen que capte puede ser lo suficiente para no utilizar tanque de tormenta o instalarlo para regular el gasto que entre al pozo.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente trabajo se hace resaltar el problema de abastecimiento de agua potable en las grandes ciudades de la República Mexicana y en particular en el Distrito Federal, y sus zonas conurbadas.

Es cierto que gran parte de los habitantes de las grandes urbes no están concientes de los costos reales de este servicio, por lo que no se preocupan en hacer un uso racional y adecuado del vital líquido.

Como se ha expuesto en los capítulos anteriores, los problemas vienen desde la mala distribución de la población en relación

a las zonas con alto potencial de agua aprovechable, si aunado a esto se presentan las condiciones de uso ya expuestas, el problema de abastecimiento es entonces alarmante.

Por lo que se vió a través del desarrollo del presente trabajo se puede anotar que una manera abstracta de desperdiciar el agua es encaminar el agua de lluvia como si se tratara de agua negra y en un caso excepcional, si se pudiera decir; darle un tratamiento junto con las aguas negras desperdiciando la calidad con que cuenta el agua pluvial.

El uso que se le puede dar al agua pluvial es innumerable, por mencionar algunos podemos decir que las industrias que en algunos de sus procesos no requieren agua potable, pueden sustituir el uso de la misma por el agua de lluvia, teniendo un ahorro considerable de la mencionada. En el riego de áreas jardinadas, la utilización del agua pluvial representa un ahorro considerable ya que no se requiere de un tratamiento para su utilización. En cuanto al uso es indiscutible el empleo del agua de lluvia en sistemas sanitarios como se describió en el capítulo III.

El propósito principal de esta tesis es describir y plantear de una manera sencilla los diferentes sistemas de que podemos hacer uso para aprovechar el agua pluvial.

Quedó claramente explicado en que momento se aplican cada uno de estos sistemas, ya que están en función ya sea de la zona donde se vaya a realizar la obra, aspectos económicos (por tamaño de la obra, espacio disponible, etc.), e incluso por aspectos políticos y sociales.

Como se explicó al principio del presente, es necesario y urgentísimo recargar los acuíferos que se encuentran en el D. F., por dos aspectos sumamente importantes que a continuación se mencionan:

La primera causa para recargar los acuíferos es para evitar los asentamientos que sufre el Valle de México debido a la extracción excesiva del agua del subsuelo.

La otra necesidad de infiltrar el agua es para evitar tener que traer el agua desde partes más alejadas y por lógico con costos más elevados.

Una recomendación a todo el pueblo en general llamense políticos, profesionistas involucrados en la extracción, conducción y distribución del agua, etc., es que no tomemos en cuenta solo el aspecto económico en la utilización del agua sino también el problema de la existencia de la misma, ya que podremos tener el capital suficiente para traer el agua de cualquier lugar pero no encontraremos tan vital líquido pues lo hemos terminado.

Para finalizar me es necesario mencionar que al ser la Ciudad de México la más grande del mundo, más que un orgullo para los mexicanos debe ser un reto a vencer "EMPECEMOS AHORA".

A P E N D I C E

UNIDADES DE MEDIDA

EQUIVALENCIAS

Debido que en la República Mexicana rige el sistema SI, o sea el Sistema Internacional de unidades, que es el métrico decimal modernizado, conforme a la norma oficial NOM-Z-1981, mencionaremos la conversión de algunas de las unidades más frecuentes usadas en las instalaciones hidrosanitarias.

1" (una pulgada)	= 25.4 mm exactamente
1' (un pie)	= 0.3048 m exactamente
1 lb (una libra)	= 0.45359237 kg exactamente
1 galón E.E.U.U.	= 3.7854117 L
1 GPM (galón por minuto)	= 0.06309 L/s aproximadamente
1 L/s	= 15.85 GPM aproximadamente
1 ft ³ /h (pie cúbico por hora)	= 28.316846 L/h
1 m ³ /h	= 35.314666 ft ³ /h
10 m H ₂ O (columna de agua)	= 0.98 bar = 98 kPa (kilopascuales de presión, aproximadamente)
1 kp/cm ²	= 10 m H ₂ O = 98 kPa (aproximadamente)

100 psi (libras por lug. cuadr)	= 689 kPa aproximadamente
1 kPa	= 0.102 m H ₂ O (aproximadamente)
1 kPa	= 0.145 psi (aproximadamente)
1 MPa (un mega pascal)	= 1000 kPa = 145 psi (aproximadamente)
100 kPa	= 1 bar = 10.20 m H ₂ O = 14.5 psi (aproximadamente)
1 oz/sq. in. (una onza por pulg. cuadr.)	= 43.942 mm H ₂ O = 430.92 Pa (aproximadamente)
1" Hg = 25.4 mm Hg	= 3.386389 kPa = 33.8639 m bar
1 mm Hg	= 0.133322 kPa = 1.333224 m bar
1 Kcal	= 4.1868 kJ (kilojulios) (exactamente)
1 Btu	= 1.055056 kJ
1 Kcal/h	= 1.163 w (watts térmicos) exactamente
1 Btu/h	= 0.252 Kcal/h = 0.293071 W (aproximadamente)
1 caballo de caldera	= 1 CC = 9811 W (watts térmicos)
1 TR (tonelada de refrigeración)	= 12000 Btu/h = 3516.85 W = = 3024 Kcal/h
1 Btu/lb	= 2.326 kJ/kg exactamente
1 Btu/ft ³	= 8.899 Kcal/m ³ = 37.259 kJ/m ³
1 Xcal/kg	= 1.8 Btu/lb = 4.1868 kJ/kg exactamente

NUMERO DE TUBOS DE 1/2" QUE PUEDEN SUSTITUIRSE POR UN TUBO SIMPLE EN UN EDIFICIO PROMEDIO, CONSIDERANDO SU USO SIMULTANEO.

Diámetro del tubo	1"	1-1 1/4"	1 1/2"	2"	2-1/2"	3"
No. tubos de 1/2"	3	6	12	45	101	221
	a	a	a	a	a	a
	5	11	44	100	220	430
Diámetro del tubo	3-1/2"	4"	5"	6"	8"	
No. tubos de 1/2"	431	701	1201	2401	5000	
	a	a	a	a	en	
	700	1200	2400	5000	Adelante	

EQUIVALENCIA HIDRAULICA EN LAS TUBERIAS DE COBRE

Diámetro Nominal (pulg.)	Diámetro ext. real (pulg.)	Espesor (pulg.)	Diámetro int. real (pulg.)	Equivalencia hidráulica	Diámetro nominal (mm)
1/8"	0.250	0.025	0.200	0.0639386	3 mm
1/4"	0.375	0.025	0.325	0.2292493	6 mm
3/8"	0.550	0.025	0.450	0.5395152	10 mm
1/2"	0.625	0.028	0.569	1.0	13 mm
5/8"	0.750	0.030	0.690	1.660457	16 mm
3/4"	0.875	0.032	0.811	2.539682	19 mm
1"	1.125	0.035	1.055	5.072343	25 mm
1 1/4"	1.375	0.042	1.291	8.625628	32 mm
1 1/2"	1.625	0.049	1.527	13.41379	38 mm
2"	2.125	0.058	2.009	27.5989	50 mm
2 1/2"	2.625	0.065	2.495	48.79218	63 mm
3"	3.125	0.072	2.981	77.91601	75 mm
3 1/2"	3.625	0.083	3.459	115.2112	90 mm
4"	4.125	0.095	3.935	161.7183	100 mm
5"	5.125	0.109	4.907	289.002	125 mm
6"	6.125	0.122	5.881	465.2766	150 mm

DIMENSIONES REALES DE LAS TUBERIAS DE COBRE

DIAMETRO PULGADAS	NOMINAL MILIMETROS	DIAMETRO EXTERIOR		DIAMETRO INTERIOR		
		PULGADAS	MILIMETROS	M (usual)	L (gas)	K (oxígeno)
1/8"	3	1/4"	6.35	5.08	5.08	4.724
1/4"	6	3/8"	9.525	8.255	8.001	7.899
3/8"	10	1/2"	12.7	11.43	10.922	10.210
1/2"	13	5/8"	15.875	14.453	13.843	13.385
5/8"	16	3/4"	19.05	17.526	16.916	16.56
3/4"	20 (19)	7/8"	22.229	20.599	19.939	18.923
1"	25	1 1/8"	28.576	26.797	26.035	25.273
1 1/4"	32	1 3/8"	39.925	32.791	32.131	31.623
1 1/2"	40 (38)	1 1/8"	41.275	38.785	38.227	37.617
2"	50 (51)	2 1/8"	53.975	51.029	50.419	49.759
2 1/2"	69 (63 ó 64)	2 5/8"	66.675	63.373	62.611	61.849
3"	75 (76)	3 1/8"	79.375	75.717	74.803	73.837
3 1/2"	90 (89)	3 5/8"	92.075	87.859	86.995	85.979
4"	100 (102)	4 1/8"	104.775	99.949	99.187	97.967
5"	125 (127)	5 1/8"	130.175	124.637	123.828	122.047
6"	150 (152)	6 1/8"	155.575	142.377	148.463	145.821
8"	200 (203)	8 1/8"	206.375	197.739	196.219	192.609
10"	250 (254)	10 1/8"	257.175	246.405	244.475	240.005
12"	300 (305)	12 1/8"	307.975	295.071	293.751	287.401

El diámetro exterior de la tubería de cobre es 1/8" más que el \emptyset nominal.

TUBOS DE FIERRO GALVANIZADO (CEDULA 40) DIMENSIONES REALES

DIAMETRO NOMINAL		Ø INTERIOR	Ø EXTERIOR	SECCION INTERIOR
pulgadas	milímetros	milímetros	milímetros	cm ²
1/8"	3	6.83	10.29	0.63664
1/4"	6	9.24	13.72	0.6706
3/8"	10	12.53	17.14	1.2311
1/2"	13	15.80	21.34	1.9607
4/4"	20	20.93	26.67	3.4405
1"	25	26.64	33.40	5.5739
1 1/4"	32	35.05	42.17	9.6786
1 1/2"	40	40.90	48.26	13.138
2"	50	52.50	60.32	21.648
2 1/2"	60	62.71	73.03	30.886
3"	75	77.92	88.90	47.685
3 1/2"	90	90.12	101.60	63.787
4"	100	102.26	114.30	82.13
5"	125	128.20	141.30	129.08
6"	150	154.05	168.27	186.79

TUBERIAS DE AGUA

LONGITUDES A LAS CUALES EQUIVALEN LAS CONEXIONES Y VALVULAS DEBIDO A PERDIDAS DE PRESION EN METROS DE TUBO RECTO DEL MISMO DIAMETRO.

TIPO DE CONEXION O VALVULA	DIAMETROS EN PULGADAS Y MILIMETROS					
	3/8	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2
	10 mm	13 mm	20 mm	25 mm	32 mm	40 mm
Codo de 90°	0.44	0.56	0.62	0.84	0.89	0.95
Codo de 45°	0.33	0.42	0.41	0.56	0.394	0.48
Válvula de compuerta	0.22	0.28	0.21	0.28	0.24	0.20
Válvula de globo	3.52	4.48	4.92	6.72	7.12	8.55
Válvula de globo angular	1.98	2.52	2.78	3.92	3.95	4.75
Válvula retención horizontal	3.52	4.48	4.92	6.72	7.12	8.55
Válvula retención vertical	1.76	2.24	2.46	3.36	3.55	4.27
Válvula de pie (pichancha)	1.76	2.24	2.46	3.36	3.55	4.27
Llave de cuadro	0.88	1.12	0.82	1.12	1.19	1.43
Llave de flotador	1.54	1.96	1.64	2.24	2.37	2.85
Llave banqueta ó insercción	0.88	1.12	0.82	1.12	1.19	1.43
Válvula de retención colum.	1.76	2.24	2.46	3.36	2.55	4.27
T paso directo sin cambio de gasto	0.22	0.28	0.21	0.28	0.24	0.29
Y paso directo sin cambio de gasto	0.66	0.28	0.21	0.28	0.24	0.29
T en contracorriente	0.66	0.84	1.23	1.68	2.37	2.85
T paso directo con cambio de gasto	0.22	0.28	0.41	0.56	0.79	0.95
T ramal	0.33	0.42	0.62	0.84	0.19	1.43
Y paso con cambio de gasto	0.22	0.28	0.41	0.56	0.79	0.95

**TIPO DE CONEXION
O VALVULA**

DIAMETROS EN PULGADAS Y MILIMETROS

	3/8	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2
	10 mm	13 mm	20 mm	25 mm	32 mm	40 mm
Y ranal	0.22	0.28	0.41	0.56	0.79	0.95
Medidor	4.40	5.60	6.56	8.96	10.30	12.36
Caldera o calentador	0.55	0.70	1.03	1.40	1.98	2.39
Salida tinaco o insercción toma	0.33	0.42	0.62	0.84	1.19	1.43
Reducción	0.11	0.14	0.21	0.28	0.40	0.48

TUBERIAS DE AGUA

LONGITUDES A LAS CUALES EQUIVALEN LAS CONEXIONES Y VALVULAS DEBIDO
A PERDIDAS DE PRESION EN METROS DE TUBO RECTO DEL MISMO DIAMETRO

TIPO DE CONEXION O VALVULA	DIAMETROS EN PULGADAS Y MILIMETROS					
	2	2 1/2	3	4	5	6
	50	60	76	100	125	150
Codo de 90°	1.30	1.70	2.30	3.0	4.0	5.0
Codo de 45°	0.65	0.85	1.15	1.5	2.0	2.5
Válvula de compuerta	0.39	0.51	0.69	0.9	1.2	1.5
Válvula de globo	9.10	11.90	16.1	21.0	28.0	35.0
Válvula de globo angular	5.2	6.8	9.2	12.0	16.0	20.0
Válvula retención horizontal	9.10	11.90	16.1	21.0	28.0	35.0
Válvula retención colum.	4.55	5.95	8.05	10.5	14.0	17.5
Valvula retención vert.	4.55	5.95	8.05	10.5	14.0	17.5
Válvula de pie (pichancha)	4.55	5.95	8.05	10.5	14.0	17.5
Llave de cuadro	1.95	2.55	3.45	4.5	6.0	7.5
Llave de flotador	3.24	4.24	5.74	7.5	10.0	12.5
Llave banqueta ó inserción	1.95	2.55	3.45	4.5	6.0	7.5
T paso directo sin cambio gasto	0.39	0.51	0.69	0.9	1.2	1.5
Y paso directo sin cambio gasto	0.39	0.51	0.69	0.9	1.2	1.5

TIPO DE CONEXION O VALVULA	DIAMETROS EN PULGADAS Y MILIMETROS					
	2	2 1/2	3	4	5	6
	50	60	76	100	125	150
T en contracorriente	3.90	5.10	6.90	9.0	12.0	15.0
T paso directo con cambio gasto	1.30	1.70	2.30	3.0	4.0	5.0
T ramal	1.95	2.55	3.45	4.5	6.0	7.5
Y paso con cambio gasto	1.30	1.70	2.30	3.0	4.0	5.0
Y ramal	1.30	1.70	2.30	3.0	4.0	5.0
Ampliación	1.30	1.70	2.30	3.0	4.0	5.0
Medidor	15.60	20.40	27.60	36.0	48.0	60.0
Caldera o calentador	3.24	4.24	5.75	7.5	10.0	12.5
Salida tinaco ó inserción de toma	1.95	2.55	3.45	4.5	6.0	7.5
Reducción	0.65	0.85	1.15	1.5	2.0	2.5

BIBLIOGRAFIA

IGOR J. KARASSIK Y ROY CARTER
BOMBAS CENTRIFUGAS
EDITORIAL C.E.C.S.A.
DECIMO PRIMERA EDICION
1982

MANUEL VIEJO ZUBICARAY
BOMBAS; TEORIA, DISEÑO Y APLICACIONES,
EDITORIAL NORIEGA LIMUSA
SEGUNDA EDICION
1975.

CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA Y
CIENCIAS DEL AMBIENTE (CEPIS)
LAS AGUAS SUBTERRANEAS
UNICA EDICION
1987.

PRIMERA REUNION SOBRE EL CONTROL DE PERDIDAS DE AGUA
PROGRAMA DE USO EFICIENTE DEL AGUA
ING. JUAN MANUEL MARTINEZ GARCIA
MEXICO, D.F.
1984.

PEDRO LOPEZ ALEGRIA
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION
Y ELIMINACION DE EXCRETAS
MEXICO, D.F.
1990.

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
MANUAL DE HIDRAULICA URBANA
TOMO UNO
MEXICO, D.F.
1982.

FACULTAD DE INGENIERIA
INSTALACIONES HIDRAULICAS Y SANITARIAS
MEXICO, D.F.
1991.

