

47
2 E2

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA



APROVECHAMIENTO DE LAS
AGUAS PLUVIALES
PARA USO INDIRECTO EN
CONJUNTOS HABITACIONALES

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
ROBERTO FERRON GRACIA

MEXICO, D. F.

ABRIL DE 1985



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

	Pag.
I N D I C E	
Agradecimientos	i
Indice	iv
Introducción	1
1. Aprovechamiento de las aguas pluviales	4
2. Descripción de un sistema de aprovechamiento en un conjunto habitacional	15
3. Ejemplo de aplicación	70
4. Comparación con otros sistemas de aprovechamiento	129
5. Conclusiones y recomendaciones	142
BIBLIOGRAFIA	147
REFERENCIAS	148

I N T R O D U C C I O N

La lluvia es un fenómeno meteorológico que forma parte del ciclo hidrológico y que se presenta cuando las partículas de vapor de agua contenidas en las nubes se condensan adquiriendo mayor tamaño e incrementando su volumen y su peso y que al actuar la gravedad sobre éstas cesa el estado de equilibrio en que se encuentran provocando su descenso a la superficie terrestre.

La lluvia beneficia al hombre en muchos aspectos; por ejemplo: proporciona el agua requerida en la agricultura, influye en la regularización de la temperatura del medio y es fuente directa o indirecta de abastecimiento de agua para el consumo humano, entre otros beneficios. Sin embargo cuando se presentan precipitaciones de gran intensidad (entendiendo este último concepto como el cociente de la altura de agua llovida en un determinado tiempo), principalmente en zonas donde no se cuenta con un sistema de drenaje con suficiente capacidad para desalojar dichas aguas de manera rápida y eficiente, éstas pueden llegar a alcanzar alturas extraordinarias provocando graves inundaciones que pueden causar entre otras afectaciones: pérdidas materiales, trastornos en las actividades de la población, problemas en las vías y medios de comunicación y en ocasiones hasta pérdidas de vidas humanas. Para prevenir y minimizar las posibles afectaciones como las mencionadas anteriormente, se construyen en las poblaciones obras de captación de los escurrimientos producidos por la lluvia y normalmente se conduce esta agua fuera de la población para ser descargada a una corriente natural o infiltrada al subsuelo. Al desalojar el agua precipitada y verterlas lejos de las poblaciones se reduce el peligro de que se presenten posibles inundaciones, sin embargo se pierde también la posibilidad de utilizar en forma más o menos directa esa misma agua en

alguna actividad humana.

Los escurrimientos producidos por la lluvia pueden ser captados, conducidos, almacenados y después de un mínimo tratamiento ser utilizados como agua para riego, para emplearse contra incendios, para el lavado de los autos o de las calles y otras aplicaciones más.

Pensando en lo anterior uno de los objetivos de esta tesis es analizar las distintas alternativas de aprovechamiento de las aguas pluviales y en particular el aprovechamiento que puede hacerse en conjuntos habitacionales. Otro de los objetivos es describir los elementos que componen un sistema de aprovechamiento para el caso de conjuntos habitacionales y mencionar las bases para el diseño de dichos elementos. Enseguida se describe el contenido de este trabajo mencionando los puntos mas relevantes del mismo.

En el capítulo número uno se hace una reseña sobre el problema que representa en la actualidad y aún para el futuro en la ciudad de México la escasez de agua potable, enlistándose también las alternativas de nuevas fuentes de abastecimiento. También se propone reemplazar el agua potable con agua de lluvia en algunos de los usos distintos al consumo humano, contemplándose al mismo tiempo el manejo de los escurrimientos pluviales con el fin de disminuir las inundaciones que ocurren en la capital de México y que se hará mención de ellas a manera de ejemplo, finalmente se mencionan algunos de los posibles usos del agua de lluvia. En el segundo capítulo se presentan las características generales de un sistema de aprovechamiento del agua de lluvia, haciendo énfasis para el caso de un conjunto habitacional. En el tercer capítulo se presenta a manera de ejemplo el diseño de un sistema de aprovechamiento de aguas pluvia-

les que fue construido en la unidad habitacional Pedregal-Iman por el INFONAVIT, incluyendo el cálculo geométrico e hidráulico, además de mencionar otros aspectos importantes para el diseño de este sistema y finalmente se incluye el presupuesto base de esta obra. En el capítulo número cuatro se presenta un estudio comparativo de un sistema de aprovechamiento de aguas pluviales con otros sistemas tales como: el aprovechamiento de las aguas residuales tratadas y el de agua potable, con el fin de definir la rentabilidad del sistema propuesto en esta tesis. Por último en el capítulo número cinco se presentan las conclusiones generales a que se llegaron después de la elaboración del presente trabajo. También se dan algunas recomendaciones para continuar estudiando las formas de aprovechar el agua meteórica y disminuir el uso de agua potable.

1.- APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS PLUVIALES.

1.1 Antecedentes.

A lo largo de su historia se han presentado en la ciudad de México grandes inundaciones que ejemplifican la magnitud del problema que representan las lluvias extraordinarias y hacen ver la necesidad de contar con obras para su manejo adecuado. A manera de ejemplo, enseguida se presentan algunos de los casos de inundaciones que han ocurrido en la capital de México y algunas de las consecuencias que han provocado.

Durante los siglos XVI y XVII hubo cinco importantes inundaciones de considerable magnitud en la ciudad de México, antes la Gran Tenochtitlan y luego Ciudad de los Palacios, las cuales sucedieron en los años de 1555, 1604, 1607, 1623 y culminando con el desastre de 1629, teniendo esta última inundación una duración de cinco años a pesar de que en el año de 1608 se había concluido un canal de desagüe (el canal de Huehuetoca). " Casi una generación entera duro la reparación del daño provocando la muerte, el éxodo de la población, la propiedad perdida y la parálisis de los negocios " (1). Las inundaciones en esta zona no se podían evitar debido principalmente a las características fisiográficas de la cuenca natural del Valle de México, cuenca cerrada, y a la limitada técnica para resolver este tipo de problemas que existía en esa época o bien a la inadecuada aplicación de esa técnica.

Actualmente se siguen presentando aunque en menor grado y con menores consecuencias, inundaciones temporales no solo en la ciudad de México sino también en muchas partes del país; por ejemplo, ha-

ce aproximadamente 20 años la ciudad de México sufría frecuentes inundaciones a causa de la ineficiencia del sistema de drenaje local hasta que se tomó la decisión de construir el sistema de Drenaje Profundo, el cual ha sido construido parcialmente y que está planeado como solución permanente a los problemas de inundación. Al entrar en operación las primeras etapas de este drenaje disminuyeron considerablemente las inundaciones, pero aún no se han eliminado totalmente. De acuerdo a información obtenida en la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal (2), anualmente se registran en distintos puntos de la ciudad de México inundaciones de por lo menos 30 a 40 cm. de altura. Sin embargo se han observado inundaciones con mucho mayor altura que las anteriores, como la que ocurrió en 1981 donde se alcanzó un tirante de aproximadamente 2.5 m. en la zona poniente de la ciudad de México.

Con lo anterior se pretende decir que para prevenir posibles desastres o contingencias se deberá tratar de controlar los escurrimientos de las precipitaciones, mediante el diseño y la construcción de diversas obras de captación, conducción, desalojo y/o aprovechamiento de esas aguas.

Para estimar el volumen de agua precipitada en un día lluvioso en la ciudad de México se presenta el siguiente análisis que aunque es hipotético, refleja en parte la situación que podría presentarse en esta ciudad. Las suposiciones básicas son las siguientes:

- a) Se considera que la superficie ocupada por el Distrito Federal es de 1479 km^2 (3)
- b) La precipitación media anual es de 700 mm. (3)

- c) La precipitación es homogénea en toda la superficie.
- d) El área urbana se considera el 35% del área total.
- e) El coeficiente de impermeabilidad promedio es de 0.60

Tomando en cuenta lo anterior, resulta un volumen anual llovido de 621 millones de m^3 obteniéndose un volumen diario de 1.7×10^9 l. y estimando una dotación de 360 l./ hab./ día. da como resultado, que se podría abastecer de agua en un día a casi cinco millones de habitantes lo que representa el 50% de la población del Distrito Federal considerando a esta última como de 10 millones de habitantes. Con esto se podría concluir, que la ciudad de México cuenta con gran cantidad de agua, lo que resulta absurdo, puesto que en primer lugar dichas aguas no reúnen los requisitos para ser potables, en segundo lugar resulta un problema el captar y almacenar todo ese volumen y por último no se estaría padeciendo en lo hogano la falta del agua potable en la ciudad de México, lo cual es otro problema que aqueja no solo a esta ciudad sino también a muchos otros sitios del país.

Actualmente llegan a la ciudad de México cerca de $40 m^3/s$, los cuales se obtienen de diversas fuentes de abastecimiento, tales como: el río Lerma, pozos municipales, los ríos principales de la cuenca del alto Amacuzac (ríos Balsas y Cutzamala), aguas del norte de la ciudad (aguas de Chiconautla, sistema de pozos Tizayuca y Venta de Carpio), de la zona sur-poniente (sistema Chalco y Tulyehualco) y captaciones de la sierra sur del Distrito Federal (Desierto de los Leones y parte de Contreras) (4) etc. Aguas que al ser captadas, tratadas y conducidas hasta la ciudad de México se destina a los siguientes usos:

Usos	N°de Usuarios	Caudal (m ³ /s)	%
Domestico	1'000,000 viviendas	22	55.0
Industrial	30,000 establecimientos	5	12.5
Servicios	60,000 establecimientos	4	10.0
Comercial	120,000 establecimientos	1	2.5
Usos no contabilizados	Usos públicos y fugas	8	20.0
	TOTAL	40	100.0

Si se considera que en el presente la dotación es de 360 l./hab./día. (4) y que se cuenta con una población en el Distrito Federal de aproximadamente diez millones de habitantes se tendría que abastecer con un caudal de 41.67 m³/s, con lo que se obtiene un déficit de por lo menos 1.67 m³/s lo que representa el 7.6 % del caudal destinado al uso domestico. Proyectando estas cifras resulta que para el año 2000 contaremos con una población en la ciudad de México de aproximadamente 17.34 millones de habitantes (4), con lo que se necesita suministrar un gasto de 72.25 m³/s. (4) para cubrir la demanda de esa época. Y para ello se ha pensado en nuevas fuentes de abastecimiento, tales como: La segunda y tercera etapa del sistema Cutzamala, la cuenca del río Tuxpan y en un futuro aún más lejano el río Papaloapan (4), también se ha pensado en el tratamiento de las aguas residuales y pluviales, para su reutilización y consumo humano, cubriendo en parte a la demanda de agua potable y disminuyendo el déficit que para entonces exista.

1.2. Usos de las aguas pluviales.

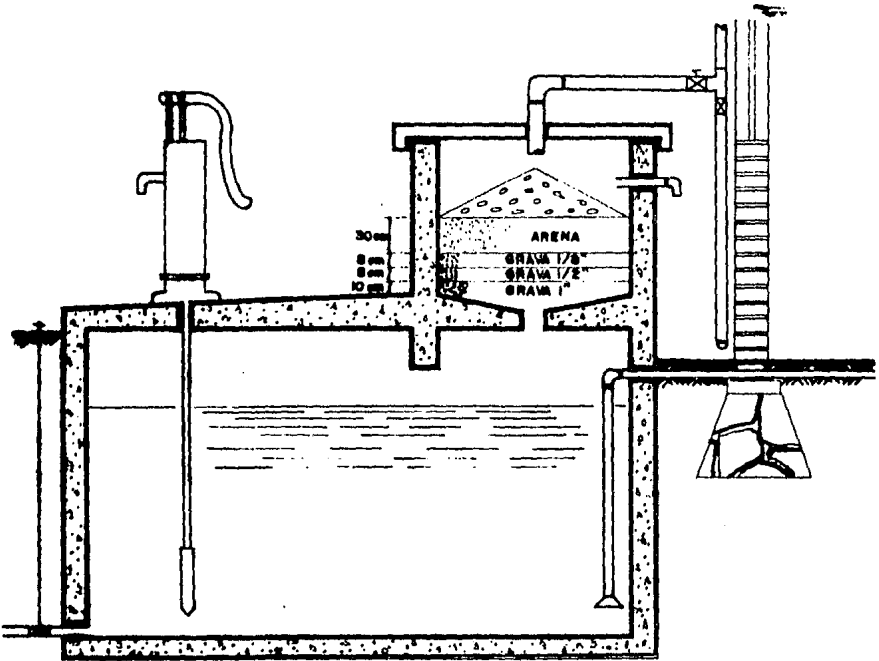
Anteriormente se ha comentado de los problemas que en la actualidad se tiene en la ciudad de México, las inundaciones producidas por las lluvias y la escasez del agua potable. Estos hechos

pueden manejarse conjuntamente para obtener una solución simultánea a ambos problemas, la cual consiste en la captación, conducción, almacenamiento y aprovechamiento de las aguas de lluvia mediante el diseño y la construcción de obras destinadas para tales fines y de esta manera disminuir el uso de agua potable en algunas actividades humanas. Con la solución anterior las inundaciones provocadas por las lluvias extraordinarias se minimizarían y los escurrimientos pluviales captados y almacenados se convertirían en otra fuente de aprovechamiento de agua.

Ahora bien las aguas pluviales generalmente resultan ser de buena calidad sobre todo si estas no han tocado la superficie terrestre puesto que normalmente contienen polvos y algunas bacterias y compuestos químicos proveniente de los gases y vapores que se encuentran en su caída. Su captación generalmente se hace mediante los techos de las edificaciones, vialidades y superficies impermeables conduciendolas hasta su almacenamiento que por lo regular resultan ser tanques o depósitos con características específicas, según sean las condiciones hidrológicas, geológicas y topográficas que predominen en la zona de proyecto.

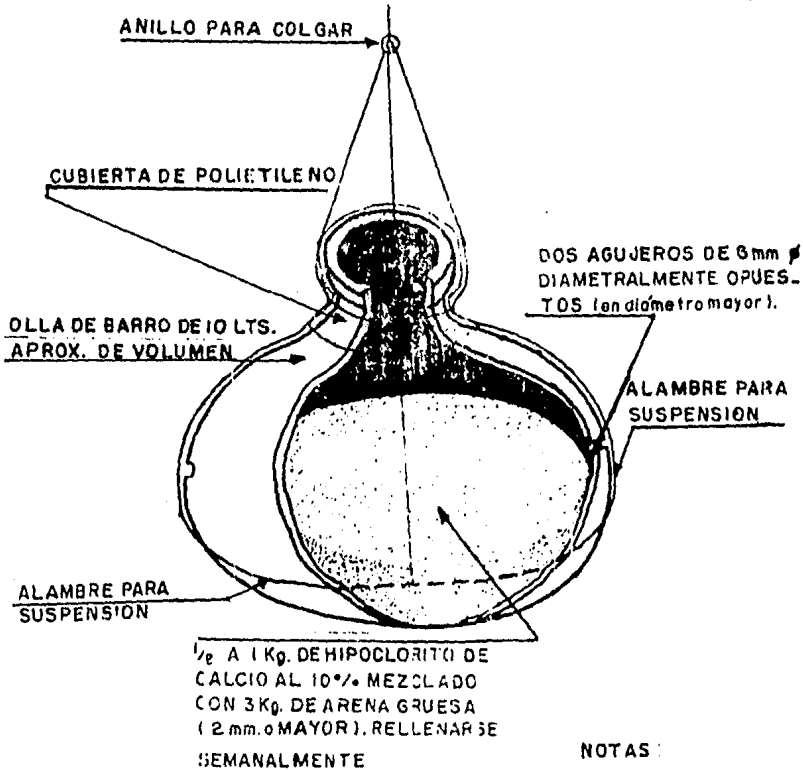
El agua que ha sido recolectada por escurrimientos superficiales arrastra a su paso toda clase de impurezas que se van acumulando, y para eliminarlas se recomienda desechar las primeras aguas escurridas, sobre todo cuando se inicia la temporada de lluvias y todavía para procurar que el agua que se almacene sea lo mas limpia posible, se deberá adaptar un desarenador o filtro sencillo, constituido por capas de arena y grava graduada, antes de la descarga al depósito como se puede apreciar en el ejemplo que se presenta en la figura N°1.

FIG. N°1 CISTERNA DE AGUAS PLUVIALES



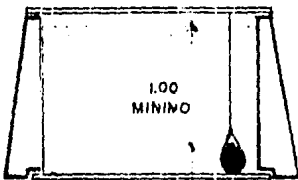
En zonas donde no existe otro tipo de fuente de abastecimiento de agua; o bien para suministros individuales en el medio rural, se justifica el aprovechamiento de las aguas pluviales para uso doméstico, almacenándolas en cisternas y dándoles un tratamiento sencillo de cloración, como el que se ilustra en la figura N°2 (Referencia).

Fig. N°2 DISPOSITIVO ELEMENTAL DE CLORACION



NOTAS:

- Adquirir por mes:
 - 1)- 2.5 Kg. de Hipoclorito de calcio al 10% para tanque de 10 000 lts. de capacidad.
 - 2)- 7.0 Kg. de Hipoclorito de calcio al 10% para tanque de 20 000 lts. de capacidad.
 - 3)- 7.5 a 10 Kg. de arena sílice de 2mm. de Diám. o mayor perfectamente limpio para 10 000 y 20 000 lts. de capacidad respectivamente.
- El nivel de la mezcla (hipoclorito-arena) deberá quedar 2 cm. abajo de los orificios.



Tanque de 10 000 a 20 000 lts. de capacidad. Tasa de extracción de 1200 a 2500 lts. al día (50 a 100 habitantes por servir).

Para el caso de zonas urbanas es difícil pensar que con las aguas de lluvia se pueda abastecer totalmente de este líquido a la población debido a las grandes cantidades de agua necesarias para su uso en las diversas actividades que tienen lugar en estas zonas, requiriéndose para ésto extensas áreas de captación y grandes obras de almacenamiento; sin embargo, se pueden diseñar captaciones individuales para utilizar el agua en algunas actividades distintas al consumo directo del hombre y su aseo personal, tales como:

a) Uso Industrial

Este es uno de los usos del agua donde se consume mayor cantidad de ella. El empleo industrial de este líquido es de lo más amplio y variado no sólo por el tipo de industria, sino también porque una sola fábrica puede emplearla en diversas actividades. Debido a esto, resulta imposible formar un criterio general sobre la calidad de agua aceptable para el consumo industrial y tampoco se ha podido determinar con precisión el volumen requerido por cierta industria.

Los usos a los que se destina el agua en las industrias son de gran diversidad, pero si consideramos el uso de las aguas meteóricas en estos sitios, estas se podrían emplear atinadamente en las siguientes actividades:

Debido a su gran capacidad termodinámica, se puede utilizar en los procesos de calentamiento y enfriamiento.

En la generación de energía en pequeñas plantas termoeléctricas.

Para el transporte de materiales, por ejemplo, en una planta enlatadora se podría instalar un canal con pendiente adecuada que forme una corriente para transportar las latas hasta su etiquetación y empaque.

Para el lavado y el aseo de las propias instalaciones.

Como lubricante, por ejemplo en la perforación de barrenos, las pistolas neumáticas requieren de agua en la barrera para lubricarla y disminuir la fricción, y con esto el calentamiento excesivo.

Como amortiguamiento, por ejemplo; si en cierta fábrica, se requiere bajar materiales de mediano peso e impermeable, se podría instalar una fosa llena de agua y dejar caer en ella dichos materiales amortiguándose su caída evitándose el uso de grúas ó malacates.

Cuando su calidad sea la adecuada se podrá usar como materia prima, por ejemplo en la elaboración de concretos.

Como se ve son diversos los usos que se le pueden dar al agua pluvial dentro de la industria por lo que su calidad y características que este líquido deberá reunir, también sera diferente en cada caso determinado. Al respecto se han elaborado algunos estudios referente a los criterios de calidad del agua en algunas industrias, algunos de esos criterios se encuentran consignados en la tabla N°1.

b) Uso Público.

CALIDAD RECOMENDABLE DEL AGUA PARA USO INDUSTRIAL (*)

Industria y Proceso	Color ppm	Alcalinidad ppm(CaCO ₃)	Cloruro ppm	Dureza ppm(CaCO ₃)	Hierro ppm	Manganeso ppm	NO ₃ ppm	pH	SO ₄ ppm	Sólidos disueltos ppm	Sólidos en suspensión ppm	SiO ₂ ppm	Ca ppm	Mg ppm	HCO ₃ ppm	
TENIL																
Talla	5			25	0.1	0.05		6.5-10		100	5.0					
limpiza	5			25	0.1	0.01		1.0-10.5		100	5.0					
Blanqueado	5			25	0.1	0.01		2.0-10.5		100	5.0					
Tañido	5			25	0.1	0.01		1.5-10		100	5.0					
PAPEL																
Mecánico	30		1000		0.3	0.1		6-10								
Químico																
Crudo sin blanquear	30		200	100	1.0	0.5		6-10			10	50	20	12		
Blanqueado	10		200	100	0.1	0.05		6-10			10	50	20	12		
QUÍMICA																
Alcalis y cloro	10	80		140	0.1	0.1		6-8.5			10		40	0	100	
Alpitrón de hulla	5	50	30	100	0.1	0.1		6.5-8.1	200	400	5		50	11	60	
Orgánico	5	125	25	170	0.1	0.1		6.5-8.7	75	250	5		50	12	128	
Inorgánico	5	70	30	250	0.1	0.1		6.5-7.5	90	425	5		0	11	210	
Plásticos y Resina	2	1.0	0	0	0.005	0.005	0	7.5-11.5	0	1.0	2.0	0.02	0	0	0.1	
Resina sintética	2	2	0	0	0.005	0.005	0	7.5-11.5	0	2.0	2.0	0.05	0	0	0.5	
Farmacéuticos	2	2	0	0	0.005	0.005	0	7.5-11.5	0	2.0	2.0	0.02	0	0	0.5	
Jabón y Detergentes	2	5	40	110	0.1	0.1			150	300	10.0		30	12	60	
Texturas	5	100	10	110	0.1	0.1		6.5	125	270	10		37	15	175	
Leña y madera	20	200	500	900	0.3	0.2	5	6.5-10.1	160	1000	30	50	100	40	240	
Fertilizantes	10	175	50	250	0.2	0.2	5	6.5-11.0	150	1000	10	25	50	20	210	
Capitales	8	100	30	150	0.1	0.1	2	6.0	150	200	5	20	20	10	120	
Petróleo			100	350	1.0			6.0-9.0		1000	10		75	30		
HIERRO Y ACERO																
Polado en caliente								5.9								
Polado en frío								5.9			10					
VARIAS																
Frutas y vegetales																
Enlatados	5.0	250	250	250	0.2	0.2	10	6.5-8.5	250	500	10	50	100			
Bebidas suaves	10	05			0.3	0.05							60			
Cortido de pieles	5		250	150	50			6.0-11.0	250							
CEMENTO		400	250		25	0.5		6.5-8.5	250	1000	500	35				

(*) Como ejemplo para otros compuestos y otras industrias.

TABLA Nº 1

FUENTE: CONTAMINACION DE AGUAS UNAM

Se consideran dentro de este campo todas las actividades que estén destinadas al servicio público en donde se requiera agua de calidad, puesto que como en el caso anterior la calidad y cantidad de agua requerida dependerá del uso específico a la que se destine.

Son diversos los usos a los que se puede destinar el agua dentro de los servicios públicos, pero tratándose de aguas de lluvia podrían destacar los siguientes debido a su calidad.

Para riego de parques y jardines. Para estas actividades no se requiere una calidad del agua semejante a la potable por lo que poría resultar conveniente emplear aguas pluviales dándoles un mínimo tratamiento.

Llenado de lagos recreativos. El agua de lluvia se puede utilizar, para el llenado de cuerpos de agua naturales o artificiales donde se desarrollen actividades recreativas tales como: remo, velleo, canotaje, y si la calidad del agua es suficiente para mantener vida acuática, podrían ser también la pesca.

Para ornato. Mediante la instalación de fuentes y cascadas artificiales, en parques, jardines, y demás campos recreativos, previniendo al público para evitar su bebida.

Como reserva para contrarestar incendios. En casos de incendios en alguna zona se podría emplear el agua pluvial evitando en lo posible el uso del agua potable para combatirlos.

Para el lavado de calles y aceras. Esto se puede hacer

mediante la captación y el almacenamiento de las aguas pluviales en algún depósito destinado para ello, y el uso de pipas que laven las calles y aceras durante su recorrido.

c) Uso Doméstico.

En la ciudad de México el consumo doméstico es el uso de mayor demanda de agua potable, pero parte de ésta se podría sustituir por agua pluvial para ser utilizada en actividades distintas al consumo, el aseo personal y el lavado del vestido, tales como: riego de jardines en conjuntos habitacionales, lavado de vehículos particulares, lavado de patios, pasillos y andadores, en fuentes de ornato, etc.

Las aguas pluviales se pueden emplear en actividades agrícolas pero debido a que esta actividad no es común en la ciudad de México no se hablara de ella.

Como se puede observar, el aprovechamiento de las aguas pluviales es de lo más amplio y variado, puesto que interviene en diversas actividades humanas, pero en este trabajo se enfocará el empleo de estas aguas al aspecto doméstico y en lo particular al riego de áreas verdes, y al lavado de vehículos en conjuntos habitacionales. En el siguiente capítulo se hablará sobre los elementos y bases de diseño de un sistema de aprovechamiento de aguas pluviales en conjuntos habitacionales.

2.- DESCRIPCIÓN DE UN SISTEMA DE APROVECHAMIENTO EN UN CONJUNTO HABITACIONAL.

2.1. Componentes del sistema.

Un sistema es el conjunto de elementos que ordenadamente y relacionados entre sí, contribuyen a determinado objetivo. Para el caso de un sistema de aprovechamiento de aguas pluviales en un conjunto habitacional, los elementos que lo componen, son similares a los que intervienen en un sistema tradicional de agua potable los cuales son:

- Fuente de abastecimiento.
- Obra de captación y conducción.
- Almacenamiento.
- Tratamiento y,
- Distribución.

En los párrafos subsecuentes, se describirán los elementos antes enlistados.

2.1.1. Fuente de abastecimiento.

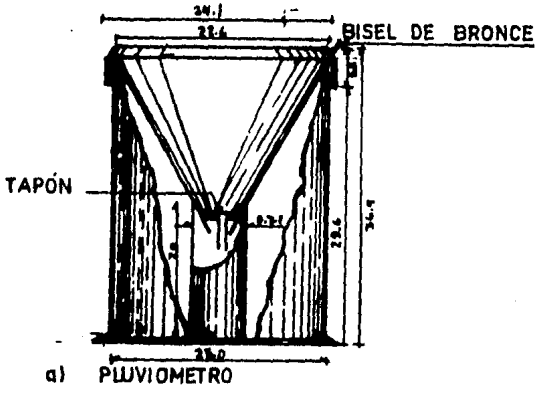
Se le nombra así al sitio susceptible de aprovechamiento del agua necesario para cubrir las distintas actividades humanas. Para el caso particular de sistemas de aprovechamiento en conjuntos habitacionales, la fuente de abastecimiento son los escurrimientos provocados por las precipitaciones pluviales. Debido a esto se deberá conocer principalmente las características hidrológicas, topo-

gráficas, geológicas y urbanísticas de la zona de proyecto, con las cuales se podrá determinar los parámetros que servirán de base para el diseño del sistema de aprovechamiento de aguas pluviales.

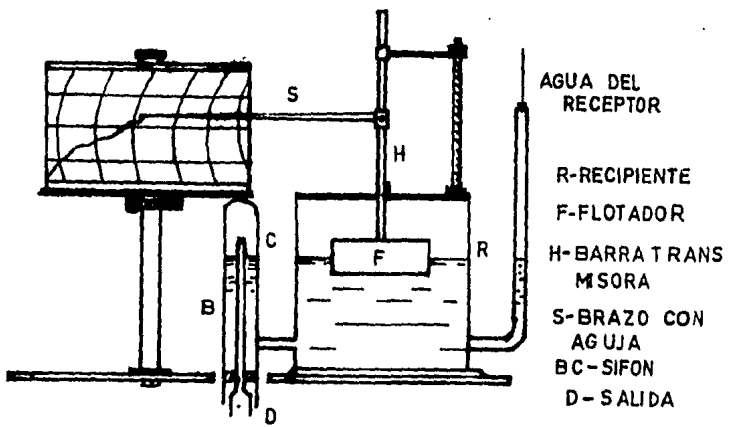
Dentro de los parámetros principales que se deberá determinar está el volumen de agua máximo que se podrá captar, el cual depende de la relación de la impermeabilidad a la relativa absorción de la superficie, de la intensidad y duración de la precipitación, del carácter de la lluvia, de la pendiente del terreno, del área a drenar y otras consideraciones más. La cantidad e intensidad de agua de lluvia se puede medir por medio de pluviómetros (fig. N°3a) obteniéndose la magnitud de la precipitación máxima promedio. Pero para este tipo de sistemas de aprovechamiento resulta de mayor utilidad la determinación de la precipitación máxima instantánea, pudiéndose solo medir prácticamente por medio de pluviógrafos (fig. N°3b) que proporcionan un registro escrito, obteniendo por lo regular datos de precipitación a intervalos de tiempo de 2 a 5 min.

La intensidad varía inversamente con la duración de la lluvia, es decir que los aguaceros fuertes no son tan prolongados como las lluvias de poca intensidad.

Evidentemente es imposible determinar exactamente el volumen de una precipitación que ocurra en un área tributaria, puesto que los datos por lo general se recaban en puntos aislados, aunque en ocasiones se localizan algunas estaciones de observación dentro de la zona en estudio, caso en el cual se puede usar el promedio de los datos obtenidos para estimar la precipitación pluvial, pero en este caso rara vez se presenta por lo que las estimaciones se deberán basar en los datos recabados en una sola estación de observación o en los obtenidos en algunas estaciones aledañas a la zona



a) PLUVIOMETRO



b) PLUVIOGRAFO DE SIFON

FIG Nº3 APARATOS DE MEDICION PARA AGUAS PLUVIALES

en cuestión. Los textos sobre hidrología mencionan algunos métodos para evaluar la precipitación que probablemente ocurra dentro de un área de influencia determinada, a partir de los datos obtenidos en los registros pluviográficos.

Para evaluar el gasto que aportara la fuente de abastecimiento, en este caso los escurrimientos de aguas de lluvia, se deberá determinar otro parámetro importante, el coeficiente de escurrimiento, de afluencia o de impermeabilidad, el cual representa la relación del volumen llovido con respecto al que escurre. Por ejemplo que al considerar un período de todo un año, el escurrimiento total de un área tributaria es siempre menor que la precipitación total en ella. Esta diferencia se debe al agua que se infiltra en la tierra formando parte de las reservas permanentes de agua subterránea, a la evaporación que se verifica en las superficies libres del agua y de la tierra y a la dispersión del vapor de agua en la atmósfera por los vegetales, fenómeno llamado transpiración.

El coeficiente de escurrimiento varía en zonas urbanas generalmente del 30 al 60% pero puede caer fuera de dichos límites en ciertas localidades. La determinación de los valores de este coeficiente para distintos tipos de superficie ha sido determinado por diversos investigadores, fundamentalmente de manera empírica. Algunos investigadores relacionan dicho coeficiente con la densidad de construcciones urbanas, es decir, si se trata de distritos densamente construidos tendrán diferentes coeficientes que una zona en donde existan edificaciones separadas o zonas suburbanas con poco desarrollo. Algunos de estos valores se presentan en la tabla N°2a. Otros lo relacionan con la permeabilidad de las superficies que conforman el área de interés, tales como: azoteas, pavimentos, calles de pedrería, zonas jardinadas, etc., considerando la porosidad

	separadas, para fam. múltiples	40 a 60
	anexas para fam. múltiples	60 a 75
	suburbanas	25 a 40
	edificios de apartamentos	50 a 70
Manzanas industriales:	ligera	50 a 80
	pesada	60 a 90
Parques y cementerios		10 a 25
Parques de juego		20 a 35
Terrenos sin aprovechar		10 a 30

b) En cuanto al tipo de superficie impermeable

Tipo de superficie	coeficiente de escurrimiento	%
Calles: de asfalto	70 a 95	
de concreto	80 a 95	
de ladrillo	70 a 85	
Entrada para autos y pasillos	75 a 85	
Techos	75 a 95	
Prados de suelo arenoso, planos (2%)	5 a 10	
pendientes (7%)	15 a 20	
de suelo firme, planos (2%)	13 a 17	
pendientes (7%)	25 a 35	

fuentes.- Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales
Tomo N°1 FAIR, GEYER Y OKUN.

Los valores del coeficiente de escurrimiento pueden considerarse constantes para fines prácticos de proyecto, sin embargo es-

tos valores varían conforme transcurre la lluvia y el mismo escurrimiento. Esta variación ha sido considerada por algunos investigadores en función principalmente de la duración de la tormenta y del porcentaje del área impermeable. Algunas expresiones para calcular el valor del mencionado coeficiente considerandolo variable son las siguientes:

La desarrollada por Horner: $c = 0.364 \log T_d + 0.0042 p - 0.145$

Las desarrolladas por Hoad:

$$c = \frac{T_d}{T_d + 8} \dots\dots\dots \text{para áreas impermeables.}$$

$$c = \frac{0.5 T_d}{T_d + 15} \dots\dots\dots \text{para áreas poco impermeables.}$$

$$c = \frac{0.3 T_d}{T_d + 20} \dots\dots\dots \text{para áreas arenosas.}$$

$$c = (p) \frac{T_d}{T_d + 8} + (1-p) \frac{0.5 T_d}{T_d + 15} \text{ para áreas urbanas.}$$

Donde:

c = coeficiente de escurrimiento.

T_d = tiempo de duración de la lluvia en minutos.

p = porcentaje del área que es impermeable.

Otro parámetro importante a considerar en el cálculo del gasto es el área de influencia, tributaria o de drenado, la cual se puede determinar mediante medición en planos o bien en forma directa en el terreno. También para poder determinar dicha área es importante contar con el trazo geométrico de la misma dibujada a una adecuada escala y en donde se pueda observar la ubicación de las edificación-

nes y las diferentes superficies que lo forman.

Determinando todos los parámetros anteriores que, resumiendo, son: la intensidad de precipitación, el tiempo de duración de la lluvia, el coeficiente o factor de impermeabilidad y el área de influencia, se podrá evaluar los gastos y volúmenes de agua máximos que se podrán obtener de la fuente que abastecerá al sistema de aprovechamiento de aguas pluviales y en particular al de un conjunto habitacional.

2.1.2. Obra de captación y conducción.

Una vez que se ha calculado el volumen de agua llovido en la zona de proyecto; se deberá concentrar este volumen mediante escurrimientos superficiales en diferentes puntos localizados para ser captadas mediante estructuras diseñadas especialmente para tal efecto, donde posteriormente las aguas captadas serán conducidas hasta el sitio de almacenamiento para su futuro aprovechamiento.

Para el diseño de la obra de captación y conducción de los escurrimientos pluviales es importante considerar la influencia topográfica y el plan urbanístico de la zona en estudio, los cuales se describirán brevemente a continuación.

a) Plan urbanístico:

Se deberá contar con un plano general de urbanización donde aparezcan las zonas correspondientes a las edificaciones, áreas verdes, vialidades, andadores, etc., así como las instalaciones subterráneas y superficiales que se puedan afectar. En dicho plano se harán diversos trazos preliminares de la red de conducción de

las aguas pluviales, además de seleccionar algunos puntos de concentración de las mismas en donde se captarán y después se conducirán hasta el sitio de su aprovechamiento.

b) Topografía.

La topografía del área de proyecto tendrá una marcada influencia en la ubicación y en el diseño de las obras de captación y conducción, puesto que se trata de aprovechar al máximo posible la pendiente natural del terreno para que los escurrimientos fluyan por gravedad y se concentren en sitios del propio terreno natural.

Si se conjuntan la topografía y el plan urbano de la zona de interés, se podrá obtener el trazo geométrico de las obras de captación y de conducción que son las partes fundamentales del sistema. Por ejemplo, en caso de aguaceros repentinos en una superficie sumamente inclinada que cambia en su nivel inferior (ver fig. N°4) las alcantarillas mas bajas estarán sobrecargadas, debido a la gran aportación de fluido en una pendiente fuerte en un cierto tiempo. Para evitar esta indebida recepción, es necesario un aligeramiento de la mayor cantidad posible del volumen recibido, lo cual se puede lograr reduciendo las pendientes naturales del terreno. En otras palabras, se necesita igualar las velocidades tanto como sea posible en las dos areas de distinta pendiente, esto es disminuir la velocidad del agua en las partes con pendientes pronunciadas y aumentarla en las partes planas. Por eso se hace necesario evitar las líneas más cortas en el descenso de las colinas procurando que dicho descenso sea en zig-zag si el trazo urbano lo permite como se aprecia en la fig. N°5. Lo anterior es con objeto de reducir lo más que se pueda las pendientes y controlar así el gradiente hidráulico.

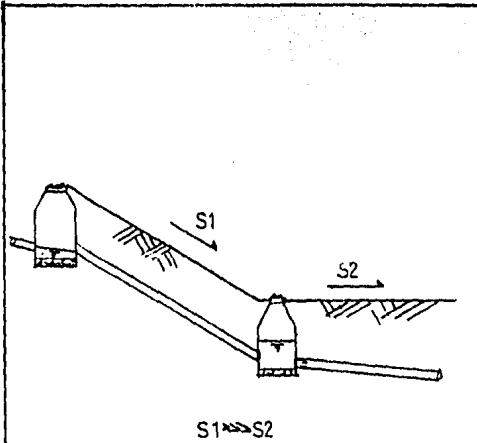


FIG. Nº 4 SOBRECARGA DE AGUA
EN CAMBIOS DE
PENDIENTE

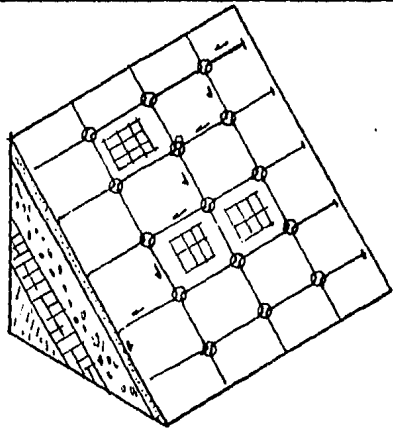


FIG Nº 5 RED DE ATARJEAS
TIPO BAYONETA

En relación a las obras de captación y conducción, en seguida se presentan algunas de las alternativas que se tienen para elegir la más adecuada al caso particular de que se trate.

a) Pozos de visita.

Son estructuras frecuentemente empleadas en las redes de alcantarillado sanitario y pluvial, las cuales están construidas sobre las tuberías, teniendo acceso a su interior por la superficie de la calle; son de forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior, que es lo suficientemente amplia para permitir el paso de un hombre para

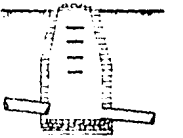
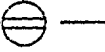
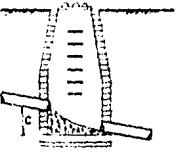
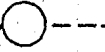
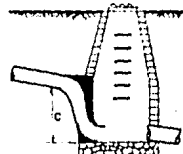

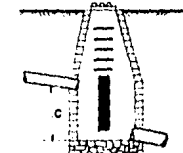

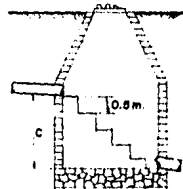
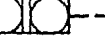
que pueda maniobrar en su interior. El piso es una plantilla de concreto sobre la cual se construyen con pedacería de tabique y concreto canales llamados medias cañas que prolongan las tuberías y encauzan sus corrientes. Para permitir el descenso y ascenso del personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema se les adapta unas escaleras de fierro fundido o tipo marina con varilla de $3/4$ de diámetro, un brocal de fierro fundido o de concreto protege su desembocadura a la superficie y una tapa perforada también de fierro fundido o de concreto cubre la boca. En los planos número 1 y 2 se muestran los elementos antes mencionados que componen al pozo de visita.

Atendiendo al diámetro interior de su base, los pozos de visita se clasifican en comunes y especiales. Los pozos comunes tienen en su base 1.20 m de diámetro interior y son para tuberías de 20 a 61 cm de diámetro, para tuberías de 76 a 107 cm se construyen pozos especiales cuyo diámetro interior en la base es de 1.50 m y podrá recibir entronques de 20 a 30 cm y para tuberías de 122 cm de diámetro se construyen pozos con diámetro interior en la base de 2.00 m y podrá recibir los mismos diámetros de entronque que el caso anterior. Otra clasificación de pozos de visita esta en función de la altura de caída que se tenga, dicha clasificación se presenta en la tabla N°3.

b) Coladeras pluviales.

Se usan principalmente para captar las aguas que son encauzadas por las vialidades mediante escurrimientos superficiales. Dichas coladeras son de mayor uso principalmente cuando las ca-

TABLA. Nº 3 TIPOS DE POZOS DE VISITA EXISTENTES

TIPO DE POZO	NOMBRE	SIMBOLO	CARACTERISTICAS
	POZO COMUN		<p>Se usa cuando no existe diferencia de niveles entre la descarga de llegada y la de salida. El diámetro interior en la base es de 1.20 m, acepta deflexiones hasta los 90° y diámetros de 20 a 61 cms.</p>
	POZO CON CAIDA LIBRE		<p>Se usa cuando existe desnivel entre el tubo de llegada y la plantilla del pozo $C \leq 40$ cm y se pueden conectar todos los diámetros</p>
	POZO CAJA ADOZADA		<p>Se usa cuando exista desnivel entre el tubo de llegada y la plantilla del pozo $0.40 < C \leq 2.00$ m y se conectan tuberías de diámetro $20 \leq \emptyset \leq 25$ cm.</p>
	POZO PANTALLA DEFLECTORA		<p>Se usa cuando exista desnivel entre el tubo de llegada y la plantilla del pozo $0.40 \leq C \leq 1.50$ m y se conectan tuberías de diámetros $30 \leq \emptyset \leq 76$ cm</p>
	POZO CAIDA ESCALONADA		<p>Se usa cuando exista desnivel entre el tubo de llegada y la plantilla del pozo $0.5 \leq C \leq 2.5$ m y se conectan tuberías de diámetros $\emptyset \geq 91$ cm</p>

lles y avenidas tienen poca pendiente y en zonas relativamente bajas, con el fin de evitar encharcamientos que puedan provocar estragos al tránsito vehicular y peatonal, al mismo tiempo que disminuyen la posibilidad de que proliferen insectos y roedores. Para efectuar una buena recolección de las aguas de lluvia, a las calles se les dota de pendientes transversales y longitudinales, permitiéndolas las primeras el escurrimiento hacia las banquetas y las segundas el rápido transporte hasta las coladeras.

En las calles donde la pendiente es demasiado pronunciada y la concentración del agua llovida es muy rápida, se construyen coladeras transversales cubriéndolas en ocasiones todo el ancho de la calle. En la tabla N°4 se muestran los diferentes tipos de coladeras pluviales más comúnmente usadas y en la fig. N°6 muestra la construcción de una coladera pluvial.

c) Red de conducción.

Para los casos anteriores se requiere de una red de conducción por donde las aguas captadas puedan ser conducidas hasta el lugar de vertido para su disposición final. Dicha red está formada por las siguientes estructuras:

Atarjeas: Son conductos circulares subterráneos que generalmente se colocan por el eje de las calles. Se construyen con tubos de concreto que trabajan como canal; siendo de un diámetro de 30 cm para aguas pluviales y con pendientes que garanticen velocidades mínimas de 60 cm/seg. para evitar sedimentación de partículas pesadas. No se admiten velocidades mayores a los 3.0 m/seg., puesto que estas velocidades pueden

derar los siguientes factores: el volúmen del líquido que contendrá, la superficie disponible para la construcción del depósito, la geología del terreno y por último el criterio del propio proyectista.

2.1.4. Tratamiento.

Debido a que las aguas que se captarán son de origen meteórico, las cuales arrastran durante su recorrido diversas clases de impurezas, además de que el tiempo que permanecerán almacenadas es relativamente extenso, ya que se emplearán en épocas de estiaje, se hace necesario darle un tratamiento previo a su utilización para elevar la calidad de estas aguas, disminuyendo así la posibilidad de propagación de enfermedades infecciosas.

Para el caso particular de sistemas como el presentado en este trabajo, los procesos de tratamiento más adecuados, son los de carácter físico-químicos tales como la desarenación y la aeración. Para el caso de que se requiera una mayor calidad y solo que así lo exija el uso al que se destinará dichas aguas, se les dará un tratamiento de sedimentación y de filtración y en casos extraordinarios se someterán a un proceso de cloración. Dichos procesos se describirán a continuación:

a) Desarenación.

Es el proceso mediante el cual se separan los sólidos inertes pesados, ya sean minerales o de algún otro tipo del líquido que fluye por medio de sedimentación diferencial y arrastre.

Las substancias arenosas se originan en el escurrimiento de las tormentas, las cuales hay que remover para prevenir la acumulación


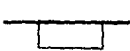



NOMBRE	SÍMBOLO	CAPACIDAD l/S	CARACTERÍSTICAS
COLADERA DE GUARNICION DE BANQUETA		15	Se coloca empotrada en las guarniciones en calles de poca pendiente
COLADERA DE PISO		25	Se instala en el piso de la calle junto a la guarnición en calles de pendiente más fuerte que las anteriores
COLADERA DE PISO Y GUARNICION		40	Cuando en función del gasto a captar son convenientes por su capacidad
COLADERA DE TORMENTA		40	Se instalan en calles con pendientes bastante pronunciadas y tienen una longitud de 70 cm
COLADERA TRANSVERSAL DE REJILLA		100	La rejilla está formada por secciones de acero tipo "I" instalándose transversalmente en las calles, sobretodo en áreas destinadas a cruces de peatones y tienen una longitud de un metro.

TABLA N° 4
TIPOS DE COLADERAS PLUVIALES

provocar erosión en las tuberías.

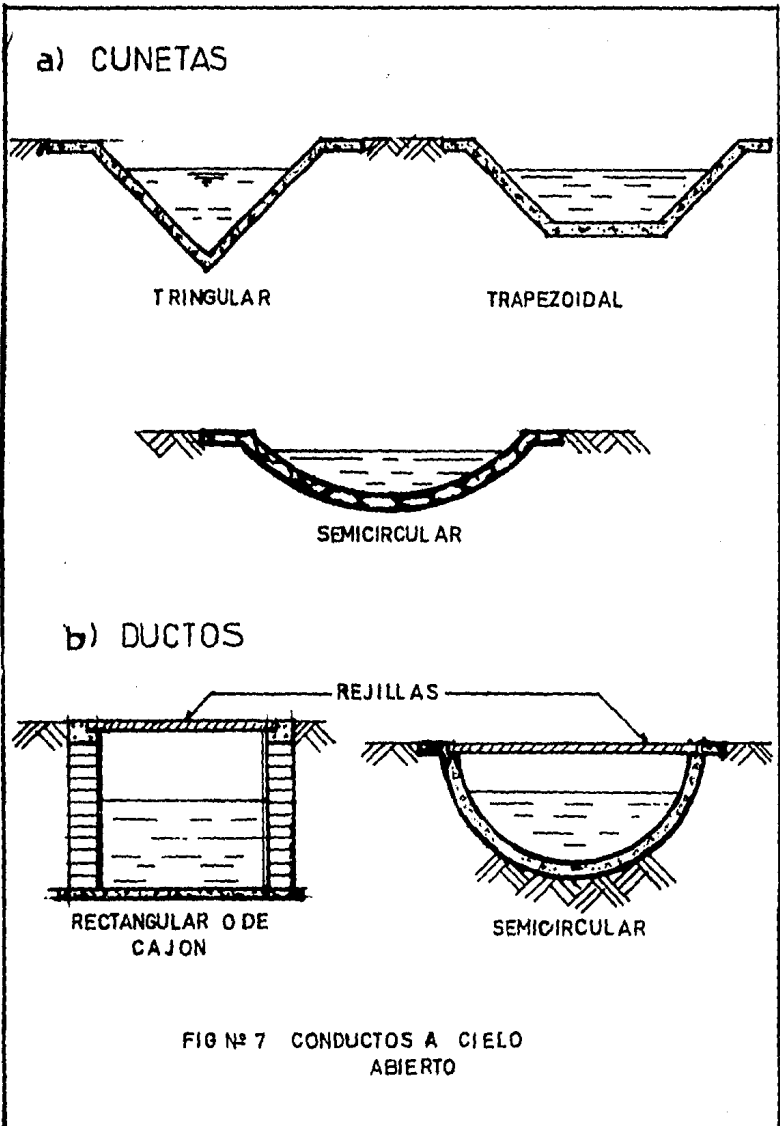
Subcolectores: Son tuberías que captan las aguas recolectadas por las atarjeas. Normalmente son de mayor diámetro que las anteriores aunque en principio pueden tener el mismo que éstas pero no menor.

Colectores: Estos reciben los caudales que captan los subcolectores y las atarjeas, por lo tanto tendrán un diámetro mayor a los subcolectores.

Emisor: Son los conductos que tienen como objetivo llevar las aguas recolectadas por todo el conjunto que constituyen al sistema, y llevan las aguas hasta el lugar de vertido para su utilización.

Lo anterior se refiere a sistemas de tuberías y estructuras que conducen en forma subterránea a las aguas captadas pero también existen otras estructuras que las conducen en forma superficial, tales como: ductos con rejillas y cunetas siendo ambos canales abiertos a diferencia de los anteriores. También pueden tener formas diversas en su sección transversal, pudiendo ser trapezoides, triangulares, semicirculares, rectangulares, etc., según convenga al tipo de obra de que se trate. En la fig. N°7 se muestra las secciones transversales de las cunetas (7a) y los ductos con rejilla (7b).

En estos conductos la captación se realiza a todo lo largo de la conducción, pero su construcción no es muy común en zonas urbanizadas debido a que por su diseño y capacidad pueden llegar a ocupar gran parte del área destinada a las calles o banquetas, provocan



do molestias al tránsito local y a los pobladores de la zona.

2.1.3. Almacenamiento.

El volumen de agua que ha sido recolectada por cualquiera de las estructuras anteriores deberán ser encauzadas hasta un sitio propicio para su almacenamiento. Dicho almacenamiento normalmente se hace en tanques o depósitos naturales o contruídos para este fin, los cuales deberán ser capaces de contener el volumen de agua captada. Para ubicar y diseñar estos tanques se requiere del conocimiento de la topografía, geología e hidrología del área en cuestión, puesto que dichas características son las que determinan la geometría, la estructura y hasta el número de depósitos necesarios para el almacenamiento de las aguas de lluvia.

Los depósitos naturales los constituyen las depresiones del propio terreno, hacia donde se encauzarán los escurrimientos. Si las superficies de dichas depresiones no son lo suficientemente impermeables, lo cual se puede determinar mediante diversas pruebas geológicas, se requerirá un tratamiento de impermeabilización.

Cuando la hondonada seleccionada no tenga naturalmente la capacidad de almacenamiento requerida, entonces se deberán ampliar sus dimensiones y la configuración final sera la que la estabilidad geológica lo permita.

Dichos depósitos quizá resulten muchos más económicos que los contruídos o artificiales puesto que, como se dijo anteriormente, en algunas ocasiones solamente se requerirá de una impermeabilización en su superficie, algún incremento en su capacidad o ambos cosas requiriendo escasos materiales de construcción y ocupando poca

mano de obra. Sin embargo no es muy común encontrar este tipo de formaciones geológicas en las zonas urbanas o cerca de ellas, en especial donde se construyen conjuntos habitacionales, aunque no se podría descartar la posibilidad de que exista alguna depresión próxima a dichas zonas.

por eso es más usual el empleo de tanques o depósitos artificiales los cuales se clasifican en los siguientes tipos:

a) Depósitos subterráneos.

Se caracterizan por encontrarse a un nivel inferior de la superficie del terreno; generalmente las aguas descargan en ellos por gravedad, y el líquido se extrae también por gravedad o con el auxilio del equipo de bombeo. En el plano N°5 se aprecia un tanque de este tipo.

Para el diseño de estos tanques se debe considerar tanto el empuje interno del líquido como el empuje externo del terreno que lo rodea. Por ello hay que tomar en cuenta la geología y características mecánicas del terreno donde se va a construir el depósito, puesto que la resistencia y cohesión de los suelos es muy variable. Depende unas veces del tipo de terreno (roca, arena, arcilla, limos, etc.) y otras del estado de humedad en que se encuentre; a mayor cohesión del terreno se presenta un menor empuje es decir, que el empuje depende del ángulo de fricción interno el cual se forma por la inclinación natural del terreno con respecto a la horizontal también conocido como ángulo de reposo. En la tabla N°5 se presentan algunos de estos valores así como el peso específico y el empuje activo de diferentes tipos de suelo y materiales.

Dentro de los empujes a considerar se tiene el que ejerce el terreno sobre los muros del tanque (E_t), el cual se puede calcular aplicando la siguiente fórmula.

$$E_t = \frac{d h^2 b}{2} c$$

Donde:

E_t = Empuje activo del terreno en kg.

b = Ancho del muro (se considera de un metro).

d = Peso específico del terreno en kg/m^3 .

(tabla N°5)

h = Altura del muro en metros. (fig N° 8)

c = Coeficiente del empuje activo (tabla N°5).

Este empuje estará aplicado a 1/3 de la altura total del muro (H) a partir de la base (B). Este empuje forma un determinado ángulo con la horizontal, sin embargo se considerará horizontal para mayor seguridad y simplificación del cálculo.

Pero también se puede presentar otro segundo empuje (E_s) debido a una sobrecarga que exista sobre el nivel de la coronación de los muros del depósito (ver fig. N°8), el cual se determina mediante la aplicación de la siguiente ecuación.

$$E_s = P.H.C.$$

Donde;

E_s = Empuje de la sobrecarga en kg.

P = Peso de la sobrecarga en kg/cm^2 .

H = Altura del muro. (fig. N°8)

C = Coeficiente del empuje activo (tabla N°5).

Como se estableció anteriormente, los depósitos subterráneos se encuentran sujetos a dos empujes iguales y de sentido contrario, uno provocado por el terreno y el otro por el líquido que contiene es por esto que se deberá comprobar la estabilidad de los muros, cuando se encuentre lleno y cuando se encuentre vacío.

b) Depósitos superficiales.

Son los que como su nombre lo indica, se encuentran sobre la superficie del terreno procurándose situarlos en algunas protuberancias naturales o donde el nivel del terreno sea superior al de las demás estructuras, de tal manera que se sitúe con respecto al punto más alto y más bajo de la red de distribución a 15 y 45 metros respectivamente para garantizar una presión adecuada en la misma. Para el diseño de estos tanques hay que considerar el empuje hidrostático, la estabilidad de sus muros y la capacidad de carga del terreno donde se piense desplantar dicho depósito. Cuando se tenga que construir el tanque en un suelo poco estable, es decir que presente asentamientos relativamente altos, lo indicado será emplear losas de cimentación. En las figuras 10a y 10b, se muestran las características estructurales de los tanques superficiales de mampostería y tabique.

c) Depósitos elevados.

Se encuentran a una altura superior a la del nivel del terreno

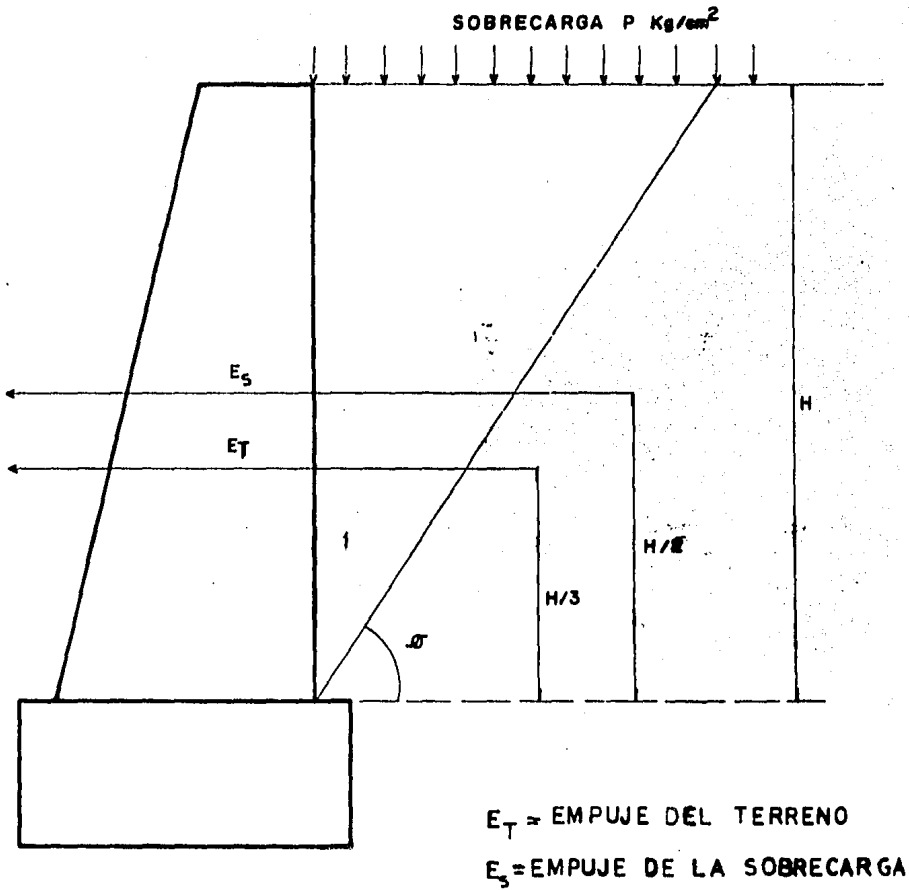
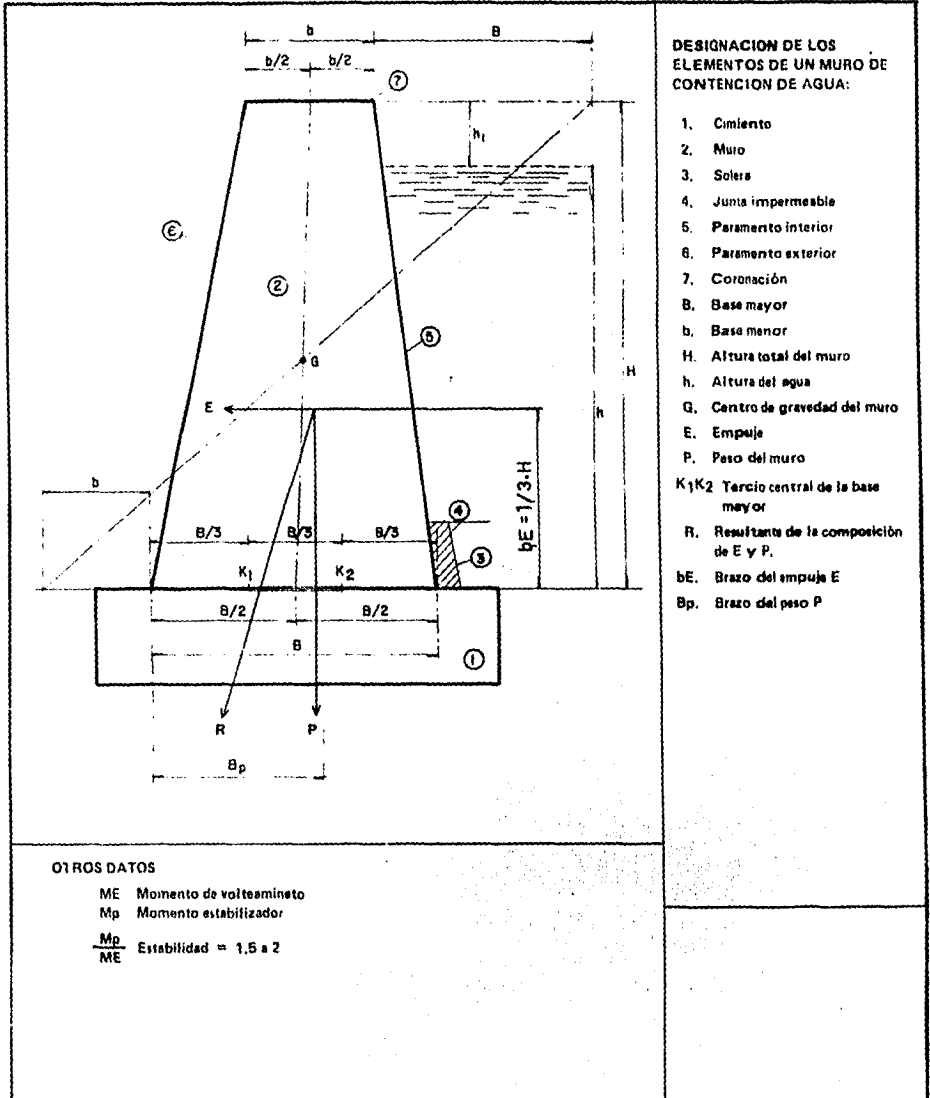


FIG. Nº 8.

MURO DE CONVENCIÓN CON SOBRECARGA EXTERIOR

ELEMENTOS DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE AGUA



DESIGNACION DE LOS ELEMENTOS DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE AGUA:

- 1. Cimiento
- 2. Muro
- 3. Solera
- 4. Junta impermeable
- 5. Paramento interior
- 6. Paramento exterior
- 7. Coronación
- B. Base mayor
- b. Base menor
- H. Altura total del muro
- h. Altura del agua
- G. Centro de gravedad del muro
- E. Empuje
- P. Peso del muro
- K1K2 Tercio central de la base mayor
- R. Resultante de la composición de E y P.
- bE. Brazo del empuje E
- Bp. Brazo del peso P

OTROS DATOS

ME Momento de volteamiento
 Mp Momento estabilizador
 $\frac{Mp}{ME}$ Estabilidad = 1,5 a 2

y se justifica su construcción cuando no exista en el centro de consumo ni cerca de éste, una elevación natural adecuada para la instalación de un tanque superficial o cuando el suelo no sea el adecuado para la instalación de un tanque subterráneo.

Para el diseño estructural de los tanques elevados se deberá considerar además del empuje hidrostático, la estabilidad de la torre y de los muros, y fundamentalmente las solicitaciones tanto sísmicas como las de los vientos. En cuanto a la altura que tendrá el tanque, ésta se estima en función de la presión que se desea dar a la red. En las figuras 11a, 11b, y 11c se muestran las características estructurales de un tanque elevado de concreto con zapatas aisladas.

Para alimentar a depósitos superficiales y elevados, se necesita de otro depósito de menor tamaño llamado cárcamo de bombeo, en donde primeramente llegarán las aguas pluviales por medio de escurrimientos superficiales o por alguna obra de conducción, para ser posteriormente bombeadas hasta los tanques de almacenamiento. En la fig. N°12 se muestra una estación de bombeo o cárcamo.

En los cuatro tipos de depósito anteriores, resulta muy importante comprobar la estabilidad de los muros y que en forma general se podría decir, es la relación que existe entre el momento resistente o estabilizador y el momento de volteamiento, relación que mediante la experiencia se ha estimado entre el intervalo de 1.5 a 2 o si la resultante de los empujes y del peso del muro cae en el tercio medio de su base se garantiza la estabilidad. En donde el momento de volteamiento (M_v) es el producto del empuje (E) por su brazo de palanca (bE) y el momento estabilizador (ME) viene dado

por el producto del muro (P), por su brazo de palanca (Bp). Ver fig. N°9.

En términos matemáticos queda:

$$\text{Estabilidad} = \frac{ME}{Mp}; 1.5 = \frac{ME}{Mv} - 2$$

Donde:

$$ME = P. Bp \text{ (ver fig N°9)}$$

y

$$Mv = E. bE \text{ (ver fig N°9)}$$

El cálculo de los empujes no depende de la forma que tenga el recipiente, es decir que se procede de igual forma si se trata de depósitos rectangulares, circulares o irregulares, etc., pero para el diseño estructural sí interviene la forma particular, así como la posición que tenga con respecto a la superficie del terreno.

En cuanto al diseño estructural de dichos tanques, en términos técnicos y de manera principal en términos económicos, deberá coordinarse la capacidad del depósito, su forma, su posición con respecto a la superficie del terreno, su destino, etc., con los materiales que hayan de utilizarse para obtener el mayor aprovechamiento de las características de trabajo de los mismos. Existen diversos métodos para el diseño estructural de los depósitos pero en este trabajo no se analizarán por encontrarse fuera de su objetivo.

Con respecto al diseño geométrico de los tanques o sea a la forma que se les debe dar, en términos generales se deberá consi-

TABLA N°5.

Peso específico de terrenos y ángulos de rozamiento interno.

CLASE DE TERRENO	PESO ESPECIFICO Kg/m ³	ANGULO DE RAZONA MIENTO INTERNO.	EMPUJE ACTIVO COEFICIENTE C.
Grava y arena compacta.	2.000	30°	0.35
Grava y arena suelta.	1.700	30°	0.35
Arcilla	2.100	20°	0.50
Tierra ordinaria.	1.700	45°	0.17
Terreno transi to consistente.	1.800	50°	0.14

Coeficientes de trabajo del terreno y de las estructuras.

TIPO DE TERRENO (PROFUNDIDAD 100 m)	COEF. DE TRABAJO Kg/Cm ² .
Rocas	10 a 40
Graveras consistentes	4 a 6
Graveras sueltas	2 a 4
Arenas finas	1.5 a 2
Arcilla dura	3 a 4
Arcilla semidura	2 a 2.5
Arcilla blanda	0.5 a 1
Terrenos fangosos u orgánicos	0.5

continúa Tabla N°5.

Coefficientes de trabajo del terreno y de las estructuras.

TIPO DE ESTRUCTURA	COMPRESION Kg/Cm ²	TENSION Kg/Cm ²	CORTANTE Kg/Cm ²
Acero normal	1.200	1.200	900
Estructuras de ladrillo macizo	12	4	3
Estructuras de ladrillo perforado	6	-	-
Concreto de 350 Kg/m ³	60	5	4
Concreto de 300 Kg/m ³	45	4	4
Concreto de 250 Kg/m ³	30	4	3

Peso específico de los materiales de construcción, estructuras y bloques.

MATERIAL	PESO ESPECIFICO t/m ³
Calizas	2.4
Arenisca	2.6
Granito	2.8
Silice	2.9
Pizarras	2.7
Ladrillo cerámico hueco	1.2
Ladrillo cerámico perforado	1.4
Ladrillo cerámico macizo	2.2
Acero	7.85
Plomo	11.40
Cobre	8.90

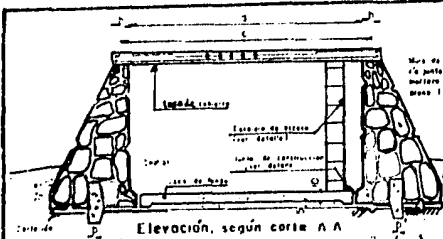
continúa Tabla N°5.

Asfalto	1.30
Plástico	2.10
Arena	1.5
Grava	1.7

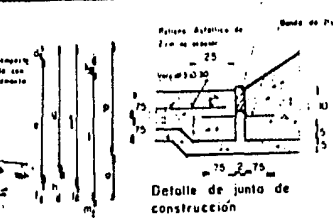
ESTRUCTURAS Y BLOQUES

PESO ESPECIFICO t/m³.

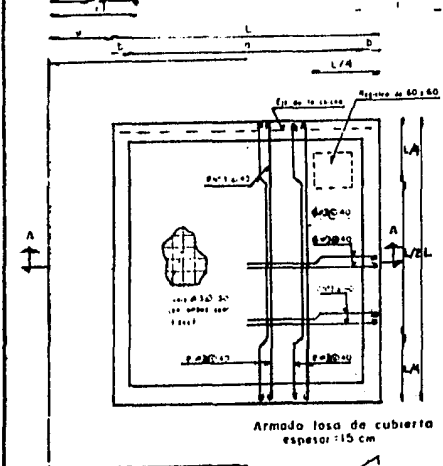
Sillería granito	2.8
Sillería caliza	2.7
Mampostería de caliza	2.6
Mampostería de granito	2.6
Mampostoría arenisca	2.4
Mampostería pizarra	2.3
Estructura ladrillo cerámico macizo	1.8
Estructura ladrillo cerámico perforado	1.5
Concreto en masa	2.2
Concreto armado	2.4

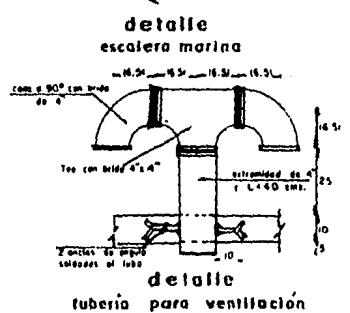
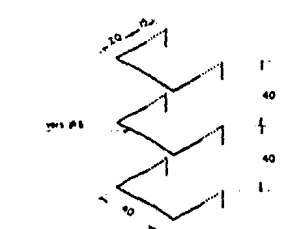
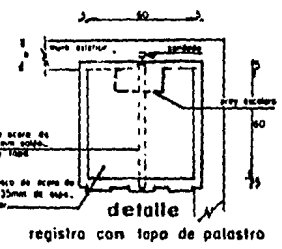
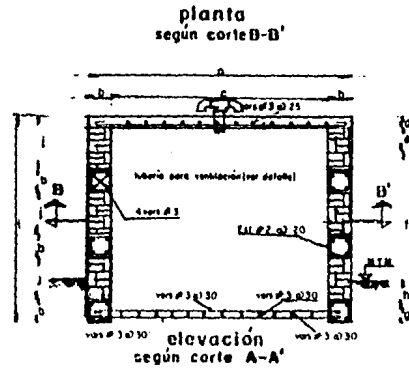
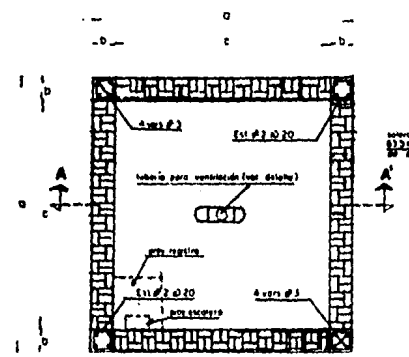


Elevación, según corte A-A



Detalle de junta de construcción



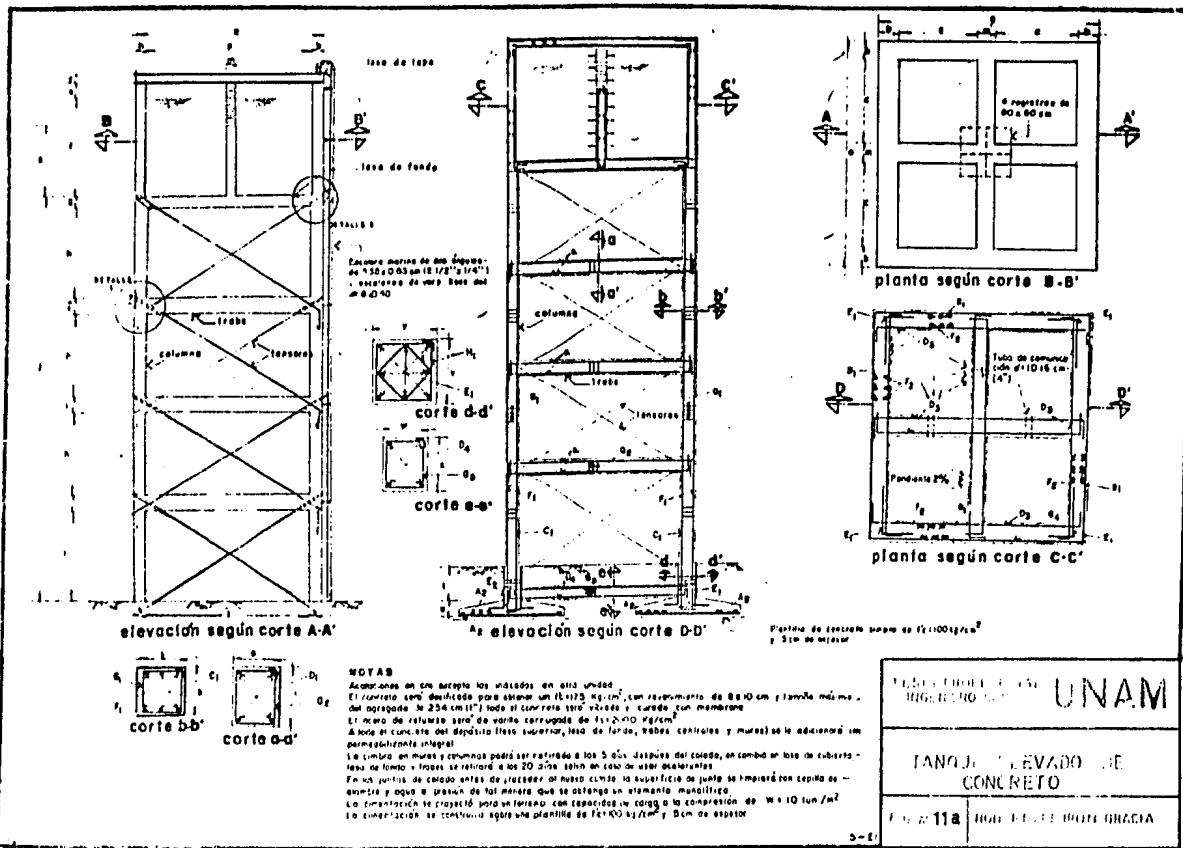


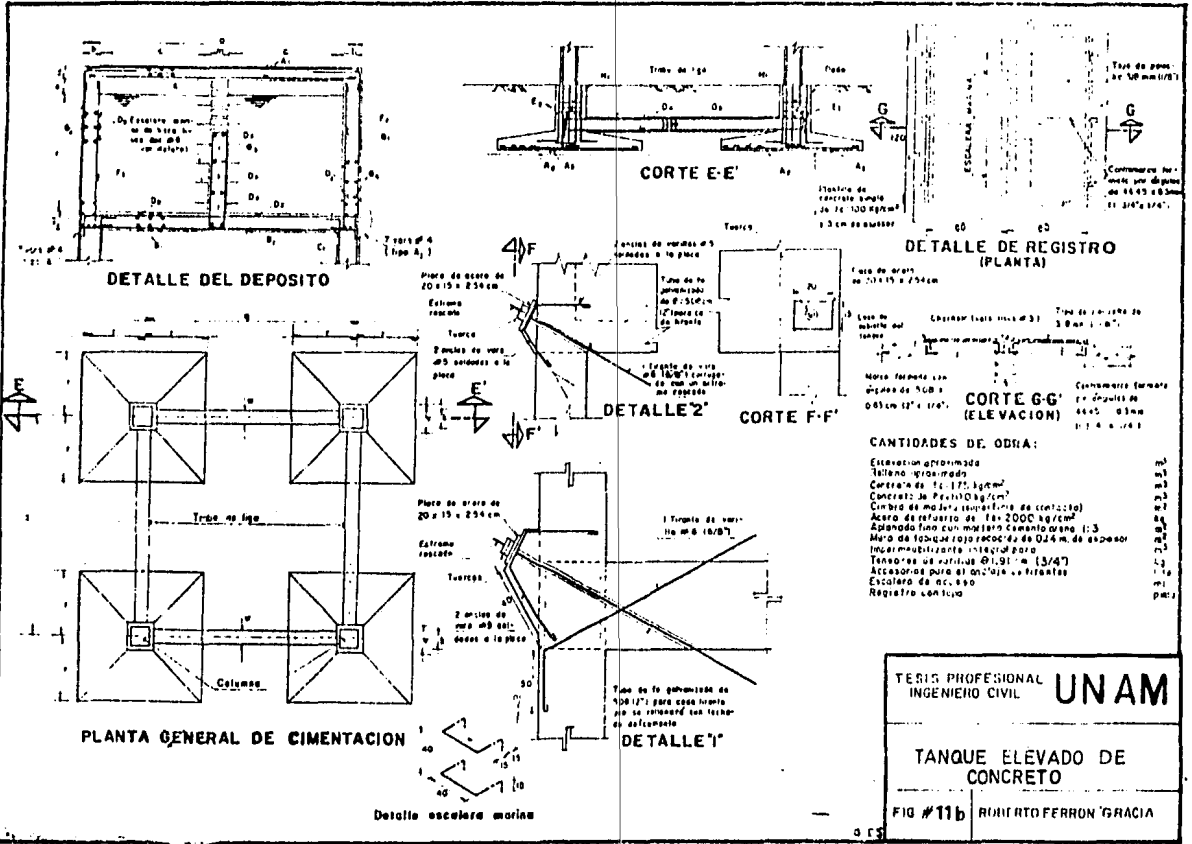
capacidad	10	20
a	2.8	2.85
b	2	2
c	2.80	2.85
d	1.2	1.2
e	3.0	3.0
f	1.15	1.15
g	1.3	1.3
h	3.9	3.9
i	2.75	2.75
j	1.5	1.5

- notas**
- Acabados en caso de que se indique en el proyecto.
 - Concreto en masa de fondo, bases, y en la cubierta de la estructura con recubrimiento de 80 mm y temple mecánico de superficie de 2.50 cm/m², todo el concreto será a base de cemento con máx. brando.
 - La lapa de palo se colocará sobre el registro y se cubrirá de 1500 g/cm² y 5 cm de espesor.
 - A todo el concreto aceptado se le agregará un 5% de cemento de desmenuzamiento integral.
 - La cubierta en lapa será colocada en un día en la obra de cubrirla será retirada a las 24 hrs. de colocada para evitar el uso de agua acelerantes.
 - El acero de refuerzo de vuelta será de 12.5 mm de diámetro y el del # 2 que será de 12.5 mm de diámetro.
 - La capacidad de resistencia de muros y a computará en g.

- cantidades de obra**
- Excavación aproximada m³
 - Cimbra de madera (para de concreto) m²
 - Concreto de 1500 g/cm² m³
 - Concreto de 1200 g/cm² m³
 - Cemento de 1200 g/cm² kg
 - Impermeabilizante integral m²
 - Acabado: lapa de cemento, pintura m²
 - Retazo compactado m²
 - Muro de tabique con recubrimiento de 80 mm m²
 - Registro con lapa m²
 - Escalera de concreto m²
 - Acero de 12.5 mm de diámetro kg
 - Acero de 12.5 mm de diámetro kg

TESIS PROFESIONAL **UNAM**
 INGENIERO CIVIL
 TANQUE SUPERFICIAL CON MUROS DE TABIQUE
 FIG. #10b ROBERTO FERRON GRACIA





DETALLE DEL DEPOSITO

PLANTA GENERAL DE CIMENTACION

DETALLE DE REGISTRO (PLANTA)

CORTE E-E'

CORTE F-F'

CORTE G-G' (ELEVACION)

DETALLE 2'

DETALLE 1'

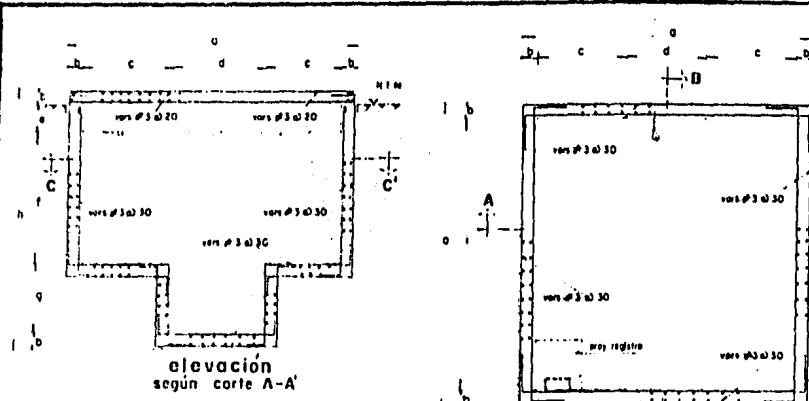
CANTIDADES DE OBRA:

Elevacion aprobada	m ²
Taleno agrinado	m ³
Gravilla de 10, 15, 20 mm	m ³
Concreto de Resistencia	m ³
Cimbra de madera (estructura de contacto)	m ²
Acero de refuerzo de Fe-2000 kg/cm ²	kg
Asfalto fino con material cementoso (1:3)	m ²
Mera de toque rojo rodado de 0.24 m de espesor	m ²
Inmovilizante inyectado para	m ³
Tanques de control Q. 21' x 13'47"	kg
Accesorios para el anclaje de tirantes	kg
Escalera de m. c. uso	m ²
Registro continuo	piezas

TESIS PROFESIONAL **UNAM**
INGENIERO CIVIL

TANQUE ELEVADO DE CONCRETO

FIG #11b RUIRITO FERRON GRACIA



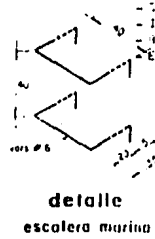
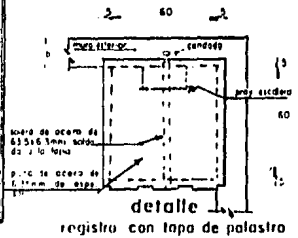
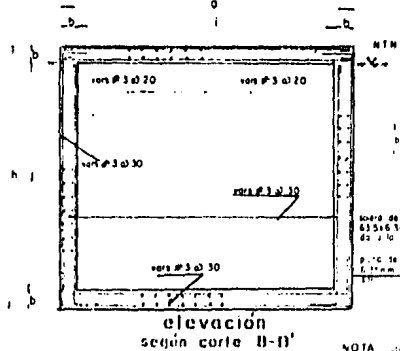
tipo	1	2
a	130	280
b	3	15
c	100	80
d	130	80
e	30	30
f	100	100
g	80	80
h	100	240
i	100	250
j	100	250

notas

- Todas las cotaciones están en cm, excepto las indicadas en otra unidad.
- Concreto (excepto el de planilla) $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$ con revenimiento de 6 a 11% (señala el tipo de agregado de 7.51 en volumen) (señala los porcentajes).
- El acero de refuerzo será de $f'_{yk}=2500 \text{ kg/cm}^2$.
- En anclajes se considerará siempre una capacidad de carga a la compresión de 1.5 kg/cm^2 .

cantidades de obra

- Cantidad aproximada
- Volumen de hormón y compactado
- Cantidad de $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto de $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$
- Cantidad de $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$
- Cantidad de madera (superficie de contacto)
- Cantidad de alambres (superficie de contacto)
- Cantidad de barras de refuerzo
- Cantidad de acero de refuerzo
- Cantidad de acero de refuerzo



NOTA: En caso de cubrirse la superficie de alambres y barras indicadas en el plano estructura con un tipo de concreto.

TESIS PROFESIONAL **UNAM**
 INGENIERO CIVIL
 ESTACION DE BOMBEO
 CARCAMO
 FIG #12 ROBERTO FERRON GRACIA

indeseada de esta materia en las tuberías y depósitos de almacenamiento. Esto se logra mediante la instalación de cámaras desarenadoras, las cuales se construyen generalmente en forma de canales y de poca profundidad que capturan a las partículas con peso específico de 2.65 y diámetro de 2×10^2 cm o mayores. La profundidad o tirante del flujo determina generalmente por el tamaño de la atarjea de descarga como se ilustra en la fig. N°13. Excepto por el espacio asignado para almacenamiento de la arena, el fondo de la cámara se hace continuo respecto al de la atarjea. La sección transversal de la cámara en ángulo recto con la dirección de flujo, se hace uniforme a todo lo largo de su longitud, y la velocidad de desplazamiento se mantiene substancialmente constante a todas las profundidades de flujo al colocar un dispositivo de control de flujo por ejemplo, un vertedor de flujo proporciona al extremo de la cámara como se observa en la fig. N°13. La sedimentación de las partículas grandes y pesadas, que se desean eliminar se favorece haciendo que la superficie del agua sea transportada a velocidades grandes que las velocidades a más profundidad. Se asegura el movimiento y suspensión selectivos de aquellas partículas que se sedimenta conforme se va reduciendo el flujo, al mantener la acción de arrastre del agua que fluye. En teoría un canal con sus lados en forma de catenaria acampanada, debería mantener iguales las velocidades en el canal y parara todas las profundidades del flujo, sin embargo esto contribuye a hacer difícil y poco económicas la construcción y operación de dicho canal.

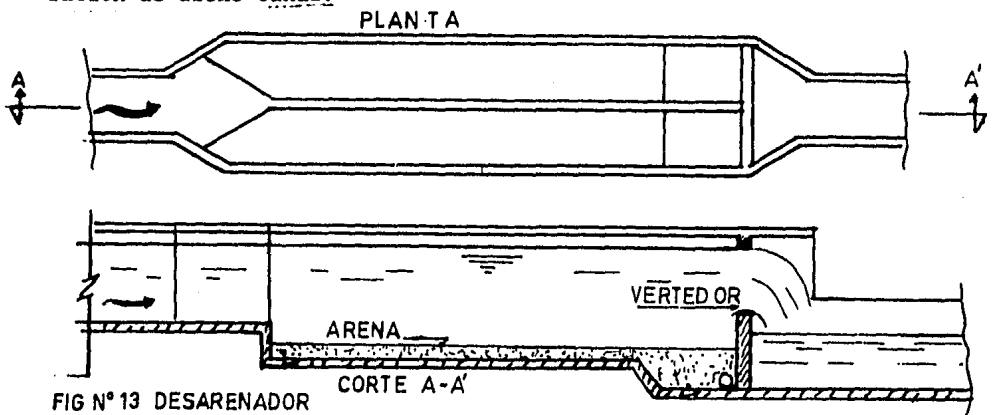


FIG N° 13 DESARENADOR

b) Sedimentación.

Cuando el agua se almacena durante un tiempo determinado, las partículas de mayor peso tienden a depositarse en el fondo del recipiente que los contiene, esto es debido a la acción de la gravedad sobre dichas partículas, provocándoles el descenso a una velocidad la cual depende de su tamaño, de su peso, de su forma, de la resistencia a la fricción y de la viscosidad del propio líquido. A todo este proceso se le ha denominado sedimentación, el cual se llevará a cabo en el mismo depósito de almacenamiento y durante el tiempo que permanezcan almacenadas estas aguas.

c) Filtración.

Es el proceso mediante el cual el agua es separada de las materias en suspensión, haciéndola pasar a través de una substancia porosa. En la práctica, este material poroso es generalmente la arena, con lo que se forman varias capas de diferente granulometría (ver fig. N°1). Existen dos tipos de filtros de arena: los de acción lenta en donde el agua pasa por gravedad a través de la arena a bajas velocidades y los de acción rápida, los cuales se dividen en filtros de superficie libre y filtros de presión, en los primeros el agua desciende por gravedad a través de la arena a grandes velocidades, y en los de presión, el paso del agua se hace en forma forzada, y su aplicación es más común cuando se trate de pequeños caudales (ver fig. N°14), siendo los de gravedad tanto lentos como rápidos de uso más común para el tipo de sistema que en este trabajo se analiza.

d) Aeración.

La aeración consiste en aumentar la superficie de contacto en

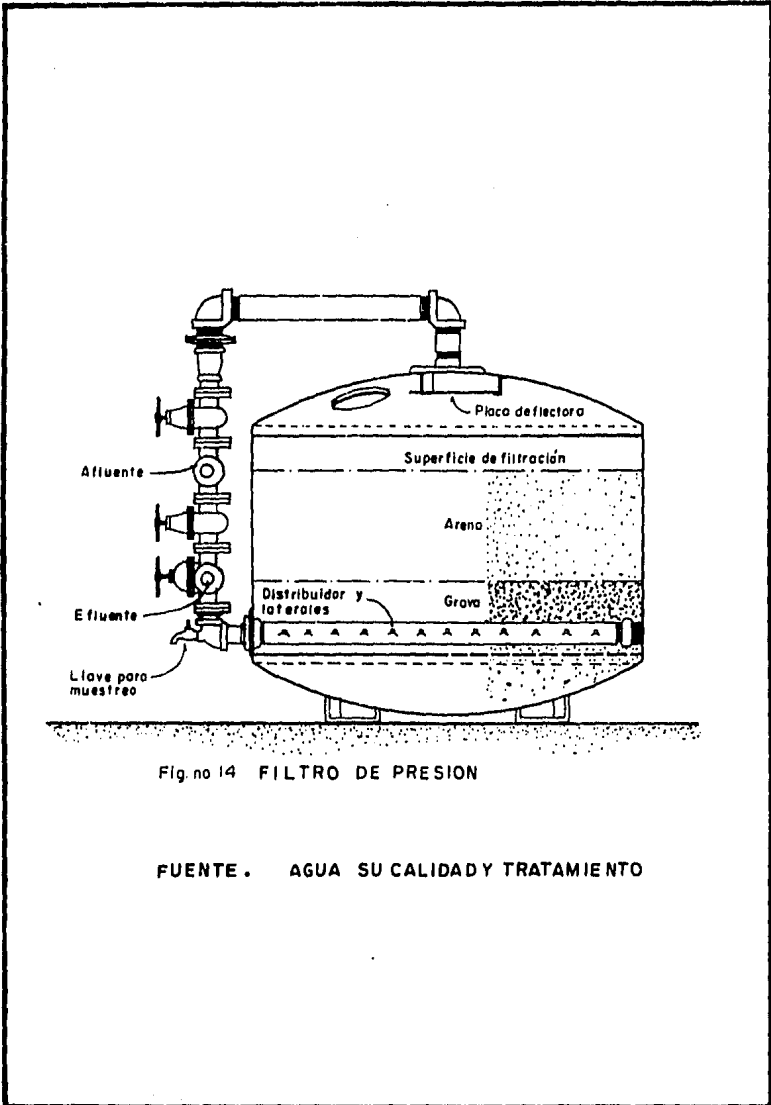


Fig. no 14 FILTRO DE PRESION

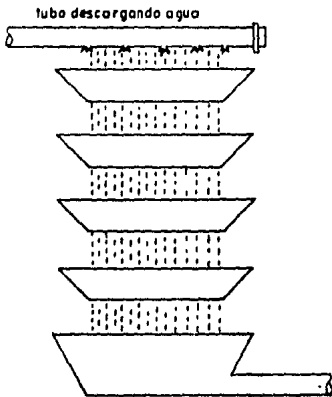
FUENTE . AGUA SU CALIDAD Y TRATAMIENTO

tre el agua y el aire, con lo que se evitará la proliferación de malos olores y sabores, así como la formación de gases tóxicos. Este proceso se puede efectuar mediante diversos métodos, de los cuales se ha encontrado que el más eficiente es el que consiste en usar aspersores u otro aditamento similar en donde las aguas se pulverizan en la atmósfera, hasta formar una neblina, o también se transforma en pequeñas gotas formando una cortina de agua. Otro método consiste en descargar el agua por una tubería elevada que la conducirá hasta una serie de artesas en donde caerá el agua a través de pequeños orificios en el fondo o derramandose por los bordes. Una modificación a este proceso consistiría en dejar que el agua salpique y escurra por una serie de artesas que contengan coque o piedra triturada.

Este último método se usa principalmente donde la aeración va acompañada de eliminación del hierro, o bien donde conviene reducir el tamaño de la instalación. Existen otros métodos tales como el forzar el paso del aire al agua mediante compresores o también mediante el uso de aspas. En la fig. N°15 se ilustran diferentes tipos de aeradores.

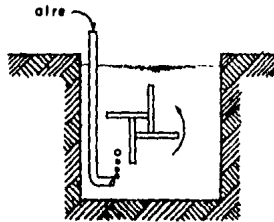
Para una correcta selección del método más conveniente de aeración es necesario realizar un estudio económico de funcionalidad tratando de aprovechar al máximo posible los recursos con que se cuenten para la construcción de la obra tal es el caso del sistema que se presentara a manera de ejemplo en el siguiente capítulo de este trabajo, en donde la aeración se realiza formando una cortina de agua mediante una fuente diseñada exprofeso para éste fin, sirviendo además como elemento de ornato, con la debida colocación de avisos preventivos para evitar que sean ingeridas dichas aguas por los propios habitantes del lugar. Dicha fuente se ubicó adjunto al

Fig. no.15 DIFERENTES TIPOS DE AERADORES

CONFIGURACION GENERAL DE UN
AERADOR POR GRAVEDAD

tanque colector
DE COLUMNA DE CHAROLAS PERFORADAS
CONTENIENDO POSIBLE MEDIO DE CONTACTO

AERADOR MECANICO

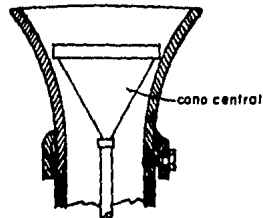
AERADOR DE PALETAS
SUMERGIDAS

[con o sin aire difundido
suplementario.]

pieza terminal
removible



BOQUILLA TIPO BERLIN



BOQUILLA TIPO SACRAMENTO

TIPOS DE BOQUILLAS EMPLEADAS EN AERADORES POR ASPERSION

tanque de almacenamiento para aprovechar la misma fuerza de bombeo que alimenta a la red de distribución (ver plano N°5).

2.1.5. Distribución.

Esta es la parte del sistema donde las aguas pluviales se distribuyen hacia los diferentes puntos de utilización. En el caso particular del proyecto que se analiza en este trabajo, el uso principal es el de riego de áreas verdes.

La distribución se hará mediante el diseño y la construcción de una red de tuberías de diferentes diámetros según el gasto que por ellas circule. Dicha red deberá cubrir la totalidad del área que se desee abastecer, procurando recorridos cortos para obtener menor longitud de tubería y disminuir el costo de la red.

Esta red siempre deberá trabajar a presión para hacer el llegar el agua hasta el punto más crítico para su aprovechamiento. Esta presión o carga de presión se determinará una vez que se tenga definido el trazo geométrico de la red, así como el material que se empleará en su construcción.

Existen dos formas de proporcionar la presión requerida en la red; una de ellas consiste en aprovechar la acción de la gravedad sobre el líquido, es decir que entre más alto se encuentre el punto de suministro de agua a la red del punto más crítico de su aprovechamiento, mayor presión se tendrá, puesto que la diferencia de niveles proporcionará dicha presión, la cual se le ha llamado carga o disponible. La otra forma consiste en que si la carga está estática es insuficiente, no existe o es negativa, se tendrá que proporcionar una fuerza exterior mediante la adaptación de un equipo de

de bombeo adecuado, el cual se deberá calcular su potencia, y para ello se tendrá que estimar el gasto o caudal a manejar y la carga dinámica total (C.D.T.) que deberá vencer. Al sustituir estos valores en la siguiente ecuación se obtendrá dicha potencia.

$$P = Q \cdot \gamma \cdot h / 76 \eta$$

Donde:

P = Potencia de bombeo en H.P.

h = Carga dinámica total en metros
(C.D.T.)

Q = Gasto a bombear en l.p.s.

γ = Gravedad específica del fluido que
para el caso del agua es = uno.

η = Eficiencia del motor.

76 = Coeficiente de conversión a H.P.

La carga dinámica total designada como C.D.T. contra la que se operará la bomba, es la suma algebraica de las siguientes cargas.

- a) Carga estática. Es la distancia vertical del centro de la bomba al nivel de descarga de la red.
- b) Carga de succión. Es la distancia vertical del nivel de la fuente de agua que esta bombeandose al centro de la bomba.
- c) Carga de fricción. Es la provocada por el rozamiento del líquido con las paredes interiores de las tuberías y piezas especiales.
- d) Carga de velocidad. Es la necesaria para mantener el flujo del líquido.

En cuanto al gasto de bombeo, se determina en función del uso al que se destine dichas aguas y a la dotación requerida para dicho uso.

2.2. Materiales y equipos de construcción.

Una vez que se tenga definido el diseño del sistema de aprovechamiento y determinado todas sus características constructivas, se deberá determinar los materiales que intervendrán en la ejecución de dicha obra, así como los equipos que participan en la operación de la misma. Dentro de los materiales y equipos de mayor uso en este tipo de obras se encuentran los siguientes:

a) Tuberías.

son conductos cerrados que generalmente tienen forma cilíndrica, los cuales pueden ser prefabricados o construidos en el mismo sitio de la obra. Existen una gran variedad de materiales con los que se fabrican las tuberías, entre los cuales se mencionarán los más comunes.

Concreto. Se pueden distinguir dos tipos de tuberías, las de concreto simple, las cuales se fabrican con los siguientes diámetros: 15, 20, 25, 30, 38, 45 y 60, y las de concreto reforzado que se fabrican desde 60 hasta 244 cm de diámetro. Las tuberías de más de 244 cm de diámetro, se construyen en el sitio debido al problema de transporte que presentan. Generalmente este tipo de tuberías se emplean en sistemas de alcantarillado trabajando como canal.

Fierro fundido. Se emplearon mucho tiempo en la antigüedad - tuberías de este material, con las ventajas de ser muy duraderas. Aún existen tramos de redes en funcionamiento después de casi 300 años (Versalles, Francia). Se fabrican en tramos con longitudes de 150 cm. y 300 cm. de tres diferentes diámetros fundamentalmente que son de 50 mm. (2"), 100 mm (4") y de 150 mm (6"). Siendo su uso más general en las instalaciones sanitarias en edificios, aunque las piezas especiales de este material se siguen empleando frecuentemente en redes de agua potable.

Asbesto cemento. Es la unión de materiales fibrosos con algún aglomerante, de lo cual resulta un material aislante e incombustible. En la actualidad se emplea en la fabricación de diversos elementos dentro de los cuales se encuentra las tuberías que generalmente se utilizan en los sistemas de abastecimiento de agua potable, sustituyendo en gran parte a otros materiales por resultar de costos relativamente bajos, de rápida y fácil colocación y con mínima necesidad de conservación, -- además de poderse cortar y perforar fácilmente. Estas tuberías se clasifican en cuatro tipos para un mismo diámetro, en función a la presión de servicio que garantiza el propio fabricante y que son las siguientes:

Clase	Presión	
	Kg/cm ²	m.c.a.
A-5	5	50
A-7	7	70
A-10	10	100
A-14	14	140

Dentro de las cuales se seleccionará la más conveniente según sea la presión de trabajo de la red y el costo de la misma.

Fierro galvanizado. Son tuberías de fierro cubiertas por una capa de zinc, la cual se aplica por medio del proceso de galvanizado por inmersión en caliente para protegerlas contra la acción del intemperismo. Soporta altas presiones hidrostáticas y son de mayor uso en las instalaciones hidráulicas en edificaciones así mismo en cruceros de alta vialidad además de otros usos. Se clasifican según el espesor de pared y de las presiones que soporta, datos que son proporcionados por el mismo fabricante.

PVC. Policloruro de Vinilo. Son tuberías fabricadas con materiales termoplásticos de origen petroquímico, son flexibles - con axelente comportamiento bajo cargas combinadas, en consecuencia las exigencias respecto a las zanjas y en particular a la profundidad son menos estrictas en comparación con otras tuberías. Actualmente estas tuberías se emplean con gran éxito en muchas aplicaciones, como redes de agua potable, conducción de fluidos corrosivos, redes de distribución de gas natural - en forma subterránea etc.

Para seleccionar el tipo de tubería adecuada a las necesidades del proyecto, se deberá tomar en consideración las siguientes presiones de trabajo.

$$\text{RD } 26.0 = 11.2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (160 lbs/pulg}^2\text{)}$$

$$\text{RD } 32.5 = 9.0 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (130 lbs/pulg}^2\text{)}$$

$$\text{RD } 41.0 = 7.1 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (100 lbs/pulg}^2\text{)}$$

Donde:

$$RD = \frac{D}{e} \text{ y } D = \text{Dímetro exterior (cm).}$$

$e = \text{espesor de pared (cm).}$

Existen otro tipo de tuberías tales como de cobre y aluminio, pero no es muy común usarlas en sistemas de agua potable y alcantarillado por eso no se hablara de ellas.

b) Piezas especiales

Son en general todas aquellas que se emplean para guiar en forma eficiente el flujo líquido en las conducciones cuando estas últimas tienen deflexiones, ramificaciones, cambios de diámetro, obstrucciones en tramos de tuberías, graducción del flujo etc. Entre las piezas más usuales se tienen las siguientes:

Codos. Son las piezas con las que se pueden dar los cambios de dirección y las deflecciones varían en algunos materiales, desde $11^{\circ}15'$, $22^{\circ}30'$, siendo los mas usuales los de 45° y 90° . Se fabrican en los mismos materiales que las tuberías, pero para diámetros grandes se emplean normalmente de fierro fundido ó de acero y extremidades con bridas en la unión con las tuberías.

Cruces y Tes. Se emplean en la ramificación de la red, puesto que como se sabe dicha red se forma de una línea principal y líneas secundarias que se entrecruzan. Las tes y cruces pueden tener el mismo diámetro ó diferentes.

Carretes. Se emplean para ajustar las conducciones a una longitud determinada, dichos carretes tienen una longitud inferior a

la de las tuberías comerciales.

Reducciones. Son piezas de sección troncocónicas, con las cuales se pueden unir tuberías y piezas de distintos diámetros.

Tapas ciegas. Son tapones que se colocan cuando un extremo de tubería no va a trabajar temporalmente.

Juntas deslizantes. Son las juntas que se emplean en la unión de tuberías o piezas especiales, absorbiendo esfuerzos por -- cambios de temperatura y las cuales permiten movimientos longitudinales sin que escape el agua.

Juntas gibault. También conocidas como juntas flexibles, permiten movimientos de un tubo con relación al contiguo.

Todas estas piezas se presentan en la figura N°16.

Válvulas. Son las piezas que se emplean normalmente para el -- control del flujo de agua, es decir; regulan o interrumpen el paso del líquido. Estas se pueden clasificar en válvulas de -- globo, de compuerta, de mariposa, y check o de no retorno.

Las válvulas de globo se caracterizan por ser de cuerpo voluminoso y presentan una alta resistencia al paso del agua, se limita su uso en diámetros pequeños.

Las válvulas de compuerta y mariposa, también conocidas como de seccionamiento rápido, con ellas se deja el paso libre del agua o se obstruye a voluntad. Son en general más caras que las anteriores, pero presentan grandes ventajas sobre ellas en cuanto al espacio ocupado y la poca resistencia al paso del agua, ade-

mas si se dejan las válvulas de compuerta totalmente abierta - el agua pasa sin sufrir pérdidas apreciables, a diferencia éstas a las de mariposa, que las primeras admiten el cierre hermético sin riesgo a que el disco que bloquea el paso del agua se dañe afectando el buen funcionamiento de la válvula. Las -- válvulas check ó de no retorno, son las que como su nombre lo indica deja pasar al flujo en un solo sentido, sin permitir que este fluya en sentido contrario (ver fig N°17). Las válvulas de acoplamiento rápido son las que permiten el paso del líquido mediante un sistema de pivote, haciéndola funcionar al insertarle una llave para manguera o aspersor y bloqueando el flujo del líquido al retirar estos aditamentos. Como se ve, este tipo de válvulas se usan generalmente en redes de riego. Existen otros tipos de válvulas pero debido a que no son muy usuales en este tipo de sistema de aprovechamiento de aguas pluviales para conjuntos habitacionales no se hará mención de ellas.

c) Depósitos.

Estos pueden ser de diversas formas, lo mismo que de diferentes materiales, también pueden ser construidos en el sitio cuando se -- trate de recipientes de gran tamaño o prefabricados para depósitos -- menores. Entre los materiales más comunes en la fabricación de di -- chos depósitos se tienen; los de concreto simple, concreto armado, -- mampostería de piedra, mampostería de ladrillo, de madera, etc. los cuales son construidos en el lugar de la obra. Y dentro de los pre-- fabricados se tienen los de plástico, fibra de vidrio, asbesto-cemen -- to, acero soldado, aluminio galvanizado, etc.

Las nuevas técnicas aplicadas al concreto armado se traducen en la consecución de elementos resistentes de menores espesores y con -

menor cantidad de aero, mediante el empleo de aceros especiales de alta resistencia y su puesta en obra en estado de trabajo inmediato, gracias a un pretensado de las varillas de la estructura e incluso - mediante otro sistema, al postensado de las mismas.

d) Bombas.

Resultan ser de mucha utilidad en los sistemas de aprovechamiento de aguas pluviales. Por tal motivo se necesita del conocimiento - de las características funcionales de estas máquinas para hacer una correcta selección de las mismas.

Aunque existen muchos tipos de bombas, prácticamente se pueden clasificar en dos categorías generales: bombas de desplazamiento y bombas de alta velocidad.

Las bombas de desplazamiento son aquellas que emplean algún medio mecánico como los cilindros, pistones, engranes, levas, etc., para forzar volúmenes determinados de agua a través de la máquina. Las -- bombas de alta velocidad son aquellas que como su nombre lo indica - imparten alta velocidad al líquido, convirtiéndose la energía debida a la velocidad en la presión requerida para que el agua pase a través de la bomba. Con cualquiera de estos dos tipos de bombas, la acción - consiste en aumentar la presión desde un valor determinado en la succión a uno mayor en la descarga. Los medios específicos para llevar a cabo esta acción y los resultados posibles son, sin embargo; muy diferentes en los dos tipos. Cuando las bombas de desplazamiento operan a cierta velocidad, toman volúmenes determinados de agua y los fuerzan mecánicamente hacia afuera de la bomba a la misma velocidad independientemente de las condiciones que imperan más allá de ésta. Mientras exista mayor resistencia al flujo, mayor será la presión, siendo el único

limite la potencia de operación de dicha bomba a la resistencia mecánica del tubo de descarga. En otras palabras, se presenta una falla en la descarga de la bomba e interrumpe el flujo, algo tiene que ceder y puede ocasionarse un serio daño. Este no es el caso de las bombas de alta velocidad, puesto que cuando opera a cierta velocidad únicamente hace que el agua se mueva a velocidades altas dentro de la bomba, siguiendo usualmente una trayectoria circular. Hasta cierto límite, la cantidad de agua que pasa a través de la bomba varía con la resistencia que se presente en la descarga. Si la resistencia es demasiado grande, tal como la que presenta una llave que se cierra, la bomba seguirá operando produciendo su presión máxima obtenible y velocidad de operación, pero no pasará agua a través de la bomba y probablemente no se producirá ningún daño.

Las bombas de desplazamiento pueden subdividirse en dos tipos generales las cuales son:

De acción alternativa.- Es la que está equipada con cilindros o pistones, también se incluye a las bombas accionadas directamente con vapor, ya sea de efecto simple o de doble efecto, las de cigueñal, volante y las de émbolo, que pueden ser de efecto simple, doble o triple.

De acción rotativa.- Pueden ser de levas, de engrane o de hélice.

Las bombas de alta velocidad, se subdividen en diferentes tipos, incluyéndose las centrífugas de una o varias etapas, las de hélice, las de flujo mixto y las de turbina.

Las bombas de desplazamiento tienen ciertas ventajas sobre las

de alta velocidad. La cantidad del líquido que se bombea no varía con la presión contra la cual opera la bomba; se ceban fácilmente; muchas de ellas actúan como bombas de aire y son autocebantes si la columna de agua en la succión se baja; y operan suavemente con altas succiones hasta de 8 metros. Para presiones elevadas y pequeños gastos, las bombas de acción alternativa siguen siendo probablemente las mejores, con la excepción de unos cuantos casos. La bomba de alta velocidad, especialmente la centrífuga, ha desplazado a la bomba de acción por muchas razones, entre las cuales cabe mencionar el bajo costo inicial, su eficiencia generalmente mayor y la facilidad de instalación y mantenimiento.

Con la bomba centrífuga, la presión es producida casi enteramente por la fuerza centrífuga, la cual funciona de la siguiente manera.

El agua entra en el centro de un dispositivo llamado rotor o impulsor, el cual gira a gran velocidad. Esto hace que la presión se ejerza con el movimiento del agua en una dirección radial, debida a las fuerzas centrífugas de la rotación.

Por medio de una cubierta de forma especial que envuelve al rotor la cual se llama carcasa; el agua que es impulsada hacia afuera por el impulsor, se descarga a través de un orificio o línea de descarga. Existen diferentes tipos de impulsores; tales como el abierto, el cual se usa generalmente para el bombeo de aguas negras, el impulsor semiabierto para el bombeo de aguas de lluvia y el cerrado que es de uso común en el bombeo de agua potable. El agua puede entrar por un lado del impulsor como en la bomba de succión lateral, o por ambos lados como en la bomba de doble succión.

Cuando la altura a que se deba elevar el agua es grande se pue-

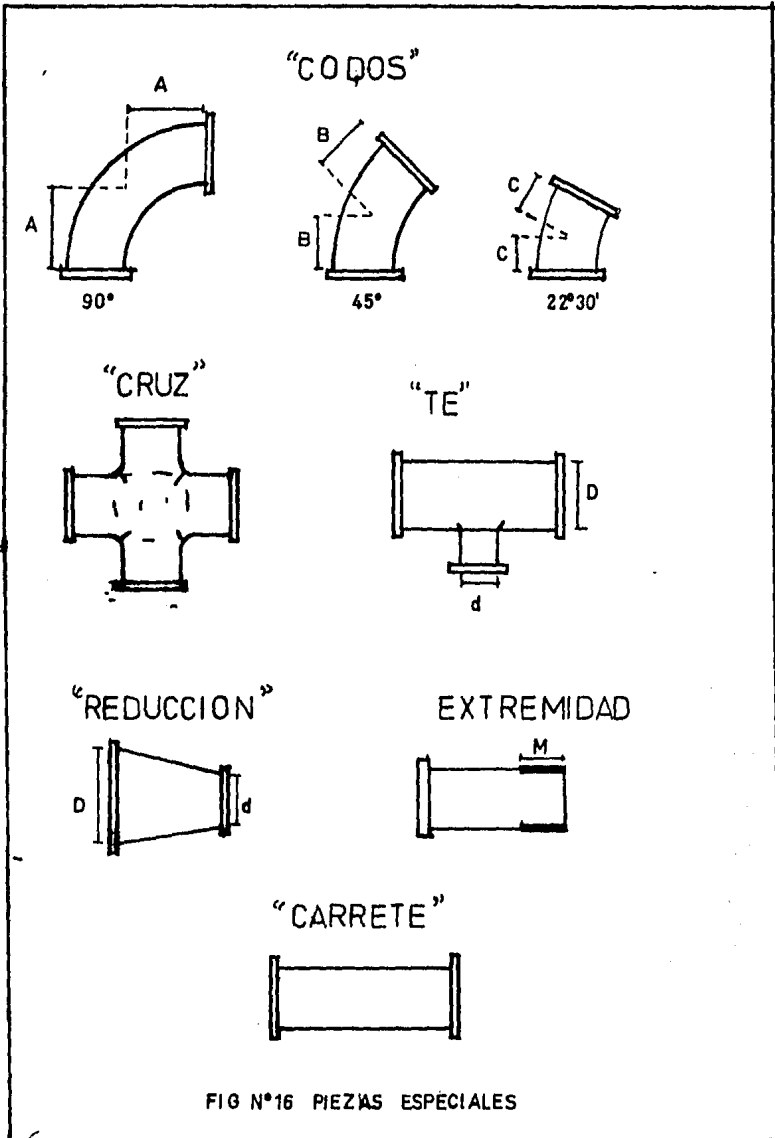
den usar dos o más bombas en diferentes etapas. Se puede lograr más de una etapa usando varios impulsores, dentro de una carcasa especialmente diseñada, montados en una sola flecha, también se pueden montar dos bombas en una sola flecha accionadas por un solo motor cuando la carga o columna que se deba vencer sea muy grande.

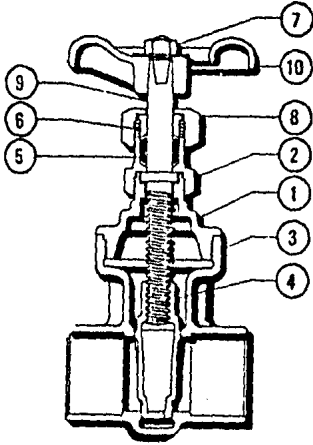
Las bombas centrífugas operan razonablemente bien con succiones hasta de 8 metros, pero con succiones mayores de 4 metros debe ponerse especial atención al diseño de la línea de succión, o debe usarse una bomba diseñada especialmente para tal propósito, obviamente la bomba debe cebarse en cualquier condición cuando se empiece a trabajar.

Las otras bombas de alta velocidad tienen generalmente, características similares de operación, aunque su construcción puede variar considerablemente y tengan aplicaciones diferentes en los problemas de bombeo de agua. Las bombas de hélice están limitadas usualmente a aquellos casos, en que la carga o columna de agua que debe vencer es muy pequeña; las bombas de turbina, de varias etapas, se usan con más frecuencia como bombas de pozo profundo.

En general, la selección de una bomba se basa en el servicio para el cual estará destinada, pudiendo seleccionar la que resulte más apropiada a las necesidades de la obra que se trate entre los muchos tipos que hay disponibles. En la fig. N° 18 se ilustran diferentes tipos de bombas.

A lo largo de este capítulo, se vieron los diferentes elementos que componen a un sistema de aprovechamiento de aguas pluviales, señalando algunos criterios a considerar para su diseño y construcción. Criterios que servirán de base para el ejemplo de aplicación que se mostrará en el siguiente capítulo y que corresponde al diseño de un sistema de aprovechamiento de aguas pluviales en un conjunto habitacional.

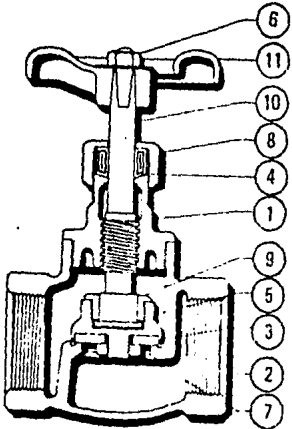




VALVULA DE COMPUERTA

LISTA DE PARTES

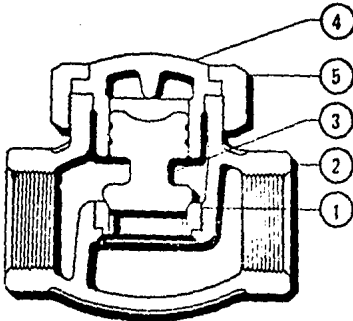
DESCRIPCION
1 Bonete
2 Caja de empaques
3 Cuerpo
4 Disco
5 Empaques
6 Prensa empaques
7 Tuerca del volante
8 Tuerca prensaempaques
9 Vástago
10 Volante



VALVULA DE GLOBO

LISTA DE PARTES

DESCRIPCION
1 Bonete
2 Cuerpo
3 Disco
4 Empaques
5* Porta Disco
6 Tuerca del volante
7 ^s Tuerca Inferior del Disco
8 Tuerca Prensaempaques
9 Tuerca Superior del Disco
10 Vástago
11 Volante



VALVULA CHECK O NO RETORNO

LISTA DE PARTES

DESCRIPCION
1 Asiento del Cuerpo
2 Cuerpo
3 Disco
4 Tapa
5 Tuerca Unión

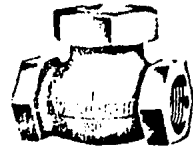
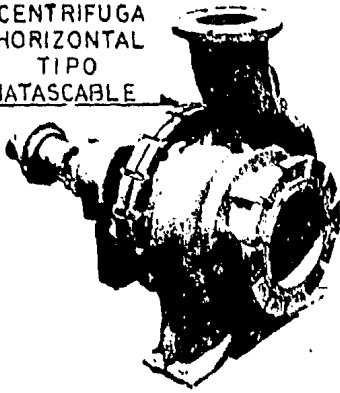
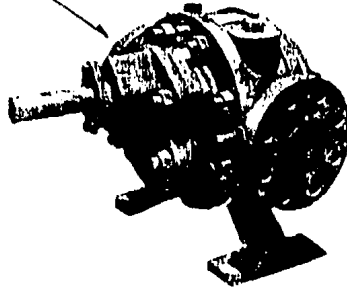


FIG. N°17 VALVULAS

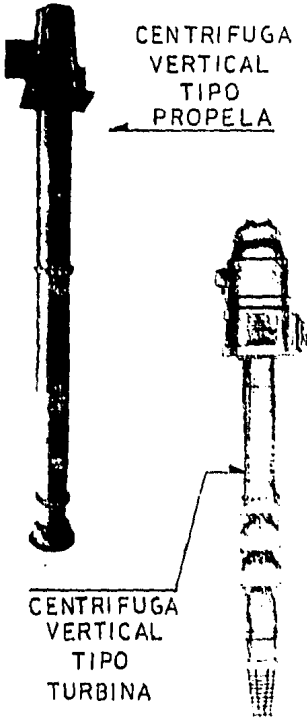
CENTRIFUGA
HORIZONTAL
TIPO
INATASCABLE



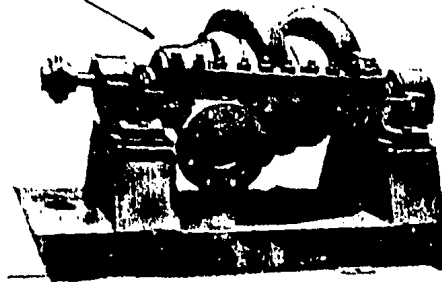
ROTATORIA DE ENGRANES



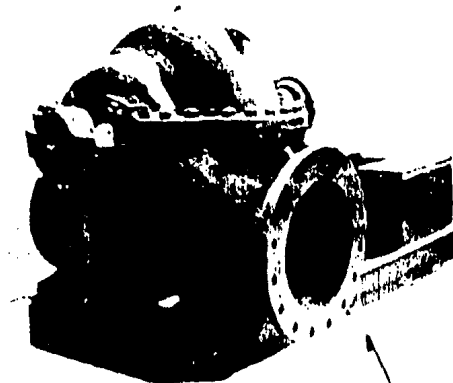
CENTRIFUGA
VERTICAL
TIPO
PROPELA



CENTRIFUGA HORIZONTAL
TIPO MULTIPASO



CENTRIFUGA
VERTICAL
TIPO
TURBINA



CENTRIFUGA HORIZONTAL
TIPO BIPARTIDA

FIGURA No. 18 BOMBAS

3.- EJEMPLO DE APLICACION.

Sistema de almacenamiento de aguas pluviales en un conjunto habitacional de interés social.

3.1. Antecedentes.

El siguiente ejemplo que se presentará a continuación corresponde a una obra real, la cual fue construida en el año de 1983 en el conjunto habitacional Pedregal-Iman ubicado en la liga Insurgentes-Tlalpan en la delegación de Coyoacán, obra a cargo de la empresa constructora " S.G. Construcciones S.A. " y bajo la supervisión del Instituto Nacional para el Fomento de la Vivienda de los Trabajadores, INFONAVIT.

El conjunto habitacional está formado por viviendas agrupadas en 50 edificios multifamiliares de 20 departamentos cada uno de ellos, ocupando una superficie de terreno aprovechable de 64,452.60 m², la cual corresponde al área de influencia del proyecto.

3.2. Objetivos.

Los principales objetivos que se persiguen con la construcción del sistema de aprovechamiento de las aguas de lluvia, es por una parte, minimizar las inundaciones mediante la captación de las aguas pluviales, las cuales serán conducidas hasta un sistema de tanques de almacenamiento y mediante un mínimo tratamiento se puedan aprovechar para el riego de áreas verdes o bien en el lavado de automóviles, pasillos, andadores, etc., con lo que se obtendrá un ahorro considerable del agua potable, que es el otro objetivo principal.

3.3 Descripción.

El sistema que aquí se trata, está formado básicamente por obras de captación y conducción de las aguas pluviales, las cuales descargan a un grupo de tanques de almacenamiento de donde serán extraídas mediante el bombeo de las mismas, alimentando a los diversos puntos de utilización de la red de riego y cuando ésta no se use la fuerza de bombeo se aprovechará para alimentar a una fuente de cortina de agua, con lo que se le dará un tratamiento de aeración a las aguas almacenadas.

Debido a que el sistema de captación y conducción de las aguas funciona por gravedad, las vialidades internas y playas de estacionamiento fueron diseñadas para que por medio de escurrimientos superficiales las aguas precipitadas se encaucen a coladeras pluviales con desarenadores que están conectados directamente a los pozos de visita excluyéndose la captación del agua pluvial proveniente de las azoteas, puesto que ellas se descargan en bajadas independientes directamente al terreno.

Cuando las aguas captadas rebacen la máxima capacidad de almacenamiento, las demasías se vertirán primero a un rebozadero, al cual descargará estas aguas a unas grietas naturales, que se encuentran protegidas con muros y losas de concreto armado con registros que permiten el mantenimiento para evitar su azolvamiento.

En épocas de estiaje el agua almacenada se encontrará sujeta a un tratamiento de aeración para evitar su descomposición. Este tratamiento consiste en una aeración por medio de un equipo de bombeo con operación de válvulas manuales, que alimentará a una fuente de cortina de agua, donde el agua aerada retorna al tanque permitiendo una recirculación constante.

Siendo el fin evitar el uso del agua potable en el riego de áreas verdes, se le adaptó a los tanques un equipo de bombeo directo a la red de riego, la cual cubre igualmente el área tributaria correspondiente a cada tanque.

La red de riego es de tubería extrupak con tomas de acoplamiento para aspersor o manguera localizadas estratégicamente para que con las precauciones debidas puedan utilizarse, además del riego de áreas verdes como fuente para el lavado de automóviles o en alguna otra actividad ajena al consumo directo del hombre.

3.4. Estudios preliminares.

Normalmente cuando se realiza la construcción de una obra civil se requiere contar con cierta información sobre la zona en donde se va a realizar dicha obra, tal como la superficie de afectación, el clima predominante, las características del suelo, datos estadísticos de la población, vías de comunicación existentes, etc., los cuales conducirán a la proposición de varias alternativas de proyecto y construcción de dichas obras que se deberán analizar y comparar entre sí para obtener la mejor solución en cuanto a funcionalidad y economía de ejecución.

Para el caso particular del tipo de obras como el que se presenta en este capítulo, los estudios que mayor interesan son los hidrológicos, los geológicos y topográficos, con lo que se podrá determinar la tormenta de diseño y con esto el volumen máximo a captar, las características mecánicas del terreno y la configuración del mismo, con lo que se decidirán el número, tamaño y métodos constructivos de la obra en sí, es decir, que en base a los resultados obtenidos en el estudio preliminar se podrá optimizar el arreglo de los elementos

que componen al sistema de aprovechamiento dándole una mejor solución.

A continuación se presentan en forma general los estudios realizados para la elaboración del proyecto que aquí se presenta a manera de ejemplo.

3.4.1. Estudio geológico.

Mediante diversos estudios realizados en la zona de proyecto (Pedregal-Iman), se encontró que el conjunto habitacional está asentado sobre una capa de roca basáltica con un espesor promedio de 40 m, dicha roca es de origen volcánico de tipo ígneo y carácter extrusivo, perteneciente a la última erupción del Xitle (época cuaternaria), de estructura porfídica y cristalización defectuosa; su composición mineralógica es en un 45 % de feldepatos plagiocasa y el resto de silicatos ferromagnesianos, con un peso específico de 2.75 ton/m³ y dureza del 6 en la escala de Mohs.

En cuanto a la estructura del terreno se observó que existen diversas grietas y cavernas de cierta importancia para las edificaciones del conjunto, pero no para las estructuras que conforman al sistema en cuestión, puesto que algunas de estas estructuras se ubicaron en dichas grietas y se aprovecharon algunas cavernas para verter las aguas de exedencia.

3.4.2. Estudio topográfico.

La topografía de la zona es bastante accidentada con pendientes pronunciadas y diversas hondonadas, requiriendo de una nivelación general para obtener las pendientes adecuadas en playas de estacionamientos y vialidades.

Como el área a captar es muy extensa y la configuración del terreno lo permitió, ésta área se dividirá en tres zonas con lo que se obtuvo depósitos de menores dimensiones pudiéndolo ubicar en hondadas localizadas exprofeso para permitir el llenado de los tanques solo por gravedad. En la tabla N°6 se determina el área de influencia que corresponde a cada depósito, así como el porcentaje que representan del área total.

Tabla N°6 Área de influencia de cada tanque.

TANQUE	AREA DE INFLUENCIA	%
N°1	25,046.52 m ²	38.86
N°2	24,806.60 m ²	38.49
N°3	14,599.48 m ²	22.55
TOTAL	64,452.60 m ²	100.00

Estas áreas se muestran en el plano N°3.

3.4.3. Estudio hidrológico.

Apartir de análisis estadísticos de las precipitaciones pluvia les registradas en diversas estaciones pluviográficas cercanas a la zona de proyecto, se podrán construir unas gráficas de intensidad, duración y período de retorno, en donde se determinará la tormenta de diseño. Por lo general para el diseño de obras como la que aquí se presenta, se basan en períodos de retorno menores o iguales a un lustro, debido a que todas las estaciones utilizadas en el estudio tienen un período de registro mayor, lo que hace más confiables los resultados generales.

Para el sistema de aprovechamiento de aguas pluviales que se analiza en este ejemplo, la intensidad que se consideró en los cálculos hidráulicos es de 60 mm/hora, valor que corresponde a la zona hidrológica a la cual pertenece esta obra, dato que fue proporcionado por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal.

En cuanto al coeficiente de escurrimiento, se estimó su valor equivalente (C_e) de la manera como se muestra en la tabla N°7.

Tabla N°7. Cálculo del coeficiente de escurrimiento equivalente.

Tipo de superficie	C^*	Area m^2	%	C_e
Superficie de estacionamientos, vialidades, pasillo y zonas de juego.	0.90	35,122.15	54.5	0.49
Superficie de azoteas.	0.95	13,000.84	20.2	0.20
Superficie de áreas verdes.	0.30	16,329.81	25.3	0.08
TOTAL.		64,452.80	100.0	0.77

* Se obtiene de la tabla N°2b.

En la tabla N°7 se obtiene un $C_e = 0.77 \approx 0.8$ factor que se utilizará para el cálculo del volumen y gasto máximo que se captará.

3.5. Diseño.

Una vez reunida la información básica del proyecto, se procederá al diseño y cálculo de los elementos hidráulicos que componen al sistema de aprovechamiento, así como a la evaluación del mismo.

A la elaboración y concentración de los cálculos hidrológicos, geométricos y estructurales del dicho sistema se le llamará memoria de cálculo, y a la evaluación del proyecto se le nombrará como presupuesto base.

3.5.1. Memoria de cálculo.

Para el cálculo hidráulico del sistema Pedregal-Iman, se considerará las siguientes tres partidas:

Obra de recolección de aguas pluviales.
Depósitos de almacenamiento.
Tratamiento y red de riego.

Las cuales se analizarán por separado y en el orden en que se enlistan.

A) Obra de recolección de aguas pluviales.

Esta funcionará en dos etapas, las cuales consisten en la conducción de las aguas pluviales mediante escurrimiento superficial a coladeras pluviales y pozos de visita, aprovechando le tal manera las pendientes de las vialidades y playas de estacionamiento las cuales se diseñaron para encauzar las aguas escurridas hasta algunos puntos de concentración, en donde las aguas serán captadas mediante las estructuras antes mencionadas, para que posteriormente sean conducidas por medio de un colector hasta los tanques donde se almacenarán.

Para mejor distribución de la red de colectores y debido a la propia configuración topográfica del área total de afectación, ésta

se dividió en 8 áreas tributarias correspondientes a cada punto de captación. Dichas áreas se muestran en el plano N°3 y cuyos valores estan consignados en la tabla N°8.

Tabla N°8. Areas de aportación.

Tanque N°1	Tanque N°2	Tanque N°3
a ₁ 11,743.00	a ₃ 8,851.60	a ₆ 1,912.50
a ₂ 13,303.52	a ₄ 10,386.25	a ₇ 4,815.10
- — 0 —	a ₅ 5,568.75	08 7,872.00
SECCION 1 25,046.52	2 24,806.60	3 14,599.60

Una vez que los escurrimientos se han concentrado en los puntos de captación, que como se vió anteriormente, para este caso consisten en coladeras pluviales y pozos de visita, dichas aguas serán encauzadas por una red de colectores hasta el depósito correspondiente. Por ésto se deberá calcular el gasto que conducirá cada línea colectora de dicha red y para ello se empleará la fórmula del Método Racional Americano, que es la siguiente:

$$Q_i = k c i a_i \dots\dots (3.1)$$

Donde:

- Q_i = Gasto en l/s ...para a_i
- c = Coeficiente de escurrimiento, adimensional.
- i = Intensidad de precipitación, en mm/hora.
- a_i = Área de aportación, en m².
- k = Factor de conversión de unidades.

Sustituyendo en la ecuación (3.1) el valor de la intensidad y del coeficiente de escurrimiento (tabla N°7), además de que $k = 28 \times 10^{-5}$ para obtener el gasto (Q) en l/s, se tiene que:

$$Q_i = 28 \times 10^{-5} \times 0.8 \times 60 \times a_i$$

Operando queda:

$$Q_i = 13.44 \times 10^{-3} a_i \dots\dots(3.2)$$

La ecuación (3.2) es la forma simplificada para este caso específico.

Sustituyendo las áreas de la tabla N°8 en la ecuación (3.2) se obtienen los siguientes gastos.

Tanque N°1

$$Q_1 = 13.44 \times 10^{-3} \times 11,743 = 157.8 \text{ l/s.}$$

$$Q_2 = 13.44 \times 10^{-3} \times 13,303.52 = 178.8 \text{ l/s.}$$

Tanque N°2

$$Q_3 = 13.44 \times 10^{-3} \times 8,851.60 = 119.0 \text{ l/s.}$$

$$Q_4 = 13.44 \times 10^{-3} \times 10,386.25 = 139.6 \text{ l/s.}$$

$$Q_5 = 13.44 \times 10^{-3} \times 5,568.75 = 74.8 \text{ l/s.}$$

Tanque N°3

$$Q_6 = 13.44 \times 10^{-3} \times 1,912.50 = 25.7 \text{ l/s.}$$

$$Q_7 = 13.44 \times 10^{-3} \times 4,815.10 = 64.7 \text{ l/s.}$$

$$Q_8 = 13.44 \times 10^{-3} \times 7,872.00 = 105.8 \text{ l/s.}$$

Los valores anteriores son los gastos básicos de diseño para este ejemplo.

Las ecuaciones necesarias para el diseño de la red, son las de continuidad y la fórmula de Manning, las cuales son respectivamente.

$$Q = VA \dots\dots\dots (3.3)$$

$$y \quad V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} \dots (3.4)$$

Donde:

Q = Gasto en m^3/s .

V = Velocidad en m/s .

A = Area interior del tubo en m^2 .

r = Radio hidráulico en m .

s = Pendiente hidráulica (adimensional).

n = Coeficiente de rugosidad de manning (adimenc.)

La ecuación (3.4), se encuentra en forma de nomograma (fig. N° 19), para un valor de $n = 0.013$ el cual corresponde a las tuberías de concreto simple, conociendo dos de los valores de los siguientes parámetros: gasto, pendiente, velocidad y diámetro, se pueden determinar los otros dos valores desconocidos. Este procedimiento nos da las características hidráulicas a tubo lleno, por lo que se necesita ajustar dichos resultados para encontrar las condiciones reales de trabajo, lo cual se hace de la siguiente forma.

Se entra al nomograma de Manning (fig. N°19), con la relación de gastos.

$$\frac{q_t}{Q_T} = nq$$

Donde:

q_t = Gasto a tubo parcialmente lleno.

Q_T = Gasto a tubo lleno.

nq = Valor de la relación de gastos.

Con nq se obtiene la relación de velocidades (fig. N°19).

$$\frac{v_t}{V_T} = nv$$

Donde:

v_t = Veloc. a tubo parcialmente lleno.

V_T = Velocidad a tubo lleno.

nv = Valor de la relación de velocidades.

Por lo que al despejar a v_t queda:

$$v_t = nv \cdot V_T$$

También con nq se encuentra la relación de tirantes (fig. N°19)

$$\frac{d_t}{D_T} = nt$$

Donde:

d_t = Tirante a tubo parcialmente lleno.

D_T = Diámetro del tubo.

nt = Valor de la relación de tirantes.

Y procediendo de igual manera que para las velocidades se tiene que:

$$d_t = D_T \cdot nt$$

Para mayor claridad de lo anterior, enseguida se presenta a manera de ejemplo el diseño de un tramo de la red de colectores del proyecto que aquí se analiza, procediéndose de manera análoga para el diseño de los demás tramos. En la tabla N°9, se muestran los resultados.

dos obtenidos del diseño completo de la red colectora.

Tramo.- Del pozo de visita N°1 al pozo de visita N°2.

Datos.- Gasto $Q_1 = 157.8$ l/s.

La pendiente hidráulica (s) es de 20 milésimas y constante en todos los tramos (puesto que así se indica en el proyecto original).

Con estos datos se acude al nomograma y se obtiene que:

Con Q_1 y s ————— diámetro $\phi = 32$ cm.

Como no existe ese diámetro comercial, se tomará el inmediato superior, el cual es de $\phi 38$ cm, acudiendo nuevamente al nomograma con este diámetro y la pendiente, se obtiene una velocidad de 2.3 m/s. y un gasto de 260 l/s ambos valores considerados a tubo lleno.

El cálculo de lo valores reales se hace de la siguiente manera:

$$\frac{q_t}{Q_T} = \frac{157.8}{260} = 0.61 \quad \text{—————} \quad \frac{v_t}{V_T} = 1.04 \quad (\text{obtenido de la fig. N°19})$$

Despejando a v_t ;

$$v_t = 1.04 V_T \text{ y si } V_T = 2.3 \text{ m/s.}$$

Se tiene que :

$$v_t = 1.04 \times 2.3 = 2.39 \text{ m/s.}$$

De igual forma:

$$\frac{q_t}{Q_T} = 0.61 \quad \text{—————} \quad \frac{d_t}{D_T} = 0.57 \quad (\text{obtenido de la fig. N°19})$$

Por lo que: $d_t = 0.57 (38) = 21.66 \pm 22 \text{ cm.}$

En lo que se refiere a la profundidad que deberá tenderse el tubo, se recomienda dar un colchón mínimo de 90 a 100 cm de espesor sobre el lomo del tubo, de acuerdo a la intensidad de tránsito de la zona. También es recomendable antes de tender el tubo, colocar una cama de material que facilite el acomodo de las tuberías y que forme una superficie tal, que la carga del tubo en el terreno sea uniforme, pudiendo ser dicha cama de materiales finos o bien de concreto simple, según sea la carga a la que estará sometida la tubería.

Para estimar la profundidad mínima de excavación (Pe), al inicio de la tubería se deberá considerar el espesor del colchón mínimo (Pc), más una vez el espesor del tubo (e), más el diámetro interior del tubo (\emptyset), más el espesor de cama (Ce), quedando en términos matemáticos de la siguiente manera:

$$Pe = Pc + e + \emptyset + Ce$$

Por lo que para el ejemplo anterior se tiene:

$$Pe_1 = 0.90 + 0.032 + 0.381 + 0.107 = 1.42 \text{ m.}$$

Por lo tanto: la cota de la plantilla de excavación (C_p) es igual a la cota del terreno (C_t) menos la profundidad de excavación.

Osea que si: $C_{t_1} = 91.30$ y $Pe_1 = 1.42$ se tiene que:

$$C_{p_1} = 91.30 - 1.42 = 89.88 \text{ m.}$$

Para la cota de plantilla hidráulica, se le suma el espesor de cama.

Para encontrar la cota de plantilla de excavación al final del tramo (Cp_2) y con ello la profundidad de excavación (Pe_2), se procede de la siguiente manera:

Donde:

$$\begin{array}{ll}
 Cp_2 = Cp_1 - \Delta P_{1-2} & \Delta P_{1-2} = \text{Desnivel de plantilla.} \\
 \text{y} & s = \text{Pendiente hidráulica.} \\
 \Delta p = sL & L = \text{Longitud del tramo analizado.}
 \end{array}$$

Si $L = 37.0$ y $s = 20$ milésimas, entonces:

$$\begin{array}{l}
 \Delta P_{1-2} = 37.0 \times 0.02 = 0.74 \text{ m.} \\
 \text{y} \\
 Cp_2 = 89.88 - 0.74 = 89.14 \text{ m.}
 \end{array}$$

Por lo que la profundidad será igual a:

Donde:

$$Pe_2 = Ct_2 - Cp_2 \quad Ct_2 = \text{Cota de terreno al final del tramo analizado.}$$

Sustituyendo valores se tiene que : $Ct_2 = 93.06 \text{ m}$

$$Pe_2 = 93.06 - 89.14 = 3.92 \text{ m.}$$

Y la profundidad media (Pm) será:

SITIO VERTID.	% POZO Y POZO	GAS TO lps		pend. mils.		Ø cm.	velocidad parcial m/s	tubo lleno		tirante (m)	COTAS		ancho de zanja (m)	prof. media (m)	long (m)	espesor canta (mm)	volumen excava. m ³
		propio	acum.	geom.	hidra.			Q lps.	V m/s		terre- no	plant. hidra.					
T-1	1 a 2	157.8	157.8	47.0	20	38	2.39	260	2.3	22	91.3 93.06	90.0 89.25	0.9	2.67	37	0.14	90.0
	2 a T1	157.8	157.8	19.7	20	38	2.39	260	2.3	22	92.06	88.47	0.9	3.70	39	0.14	135.0
	3 a T1	178.8	178.8	81.43	20	38	2.45	260	2.3	24	91.72 91.46	90.22 90.08	0.9	1.44	7	0.14	10.0
T-2	4 a T2	119.0	119.0	100.0	20	30	2.14	140	1.9	22	92.80 93.50	91.67 91.53	0.8	1.55	7	0.12	9.4
	5 a T2	139.6	139.6	-10.0	20	30	2.17	140	1.9	24	93.30 93.50	91.93 91.53	0.8	1.67	20	0.12	28.60
	6 a T2	74.8	74.8	-8.7	20	30	1.92	140	1.9	16	93.30 93.50	91.95 91.53	0.8	1.76	23	0.12	34.6
T-3	7 a 9	64.7	64.7	11.5	20	30	1.86	140	1.9	14	98.30 98.00	97.06 96.54	0.8	1.35	2.6	0.12	30.6
	9 a 10	25.7	90.4	---	20	30	2.00	140	1.9	18	98.00	96.02	0.8	1.72	2.6	0.12	38.3
	10 a T3	30.4	90.4	-5.1	20	30	2.00	140	1.9	18	98.39	94.74	0.8	2.82	6.4	0.12	150.5
	11 a T3	105.8	105.8	65.0	20	30	2.09	140	1.9	20	97.30 98.73	96.18 94.74	0.8	2.56	22	0.12	47.2
															271		580

TABLA N° 9 RED DE COLECTORES

ANCHO LIBRE DE ZANJAS SEGUN LA PROFUNDIDAD DE SU FONDO Y EL DIAMETRO DE LA TUBERIA QUE SE INSTALARA EN ELLAS

Diámetro Nominal		PROFUNDIDAD DEL FONDO DE LA ZANJA											
Centímetros	Pulgadas	hasta de 1.25m.	de 1.26m. a 1.75m.	de 1.76m. a 2.25m.	de 2.26m. a 2.75m.	de 2.76m. a 3.25m.	de 3.26m. a 3.75m.	de 3.76m. a 4.25m.	de 4.26m. a 4.76m.	de 4.76m. a 5.25m.	de 5.26m. a 5.75m.	de 5.76m. a 6.25m.	
15	6	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80	
20	8	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80	
25	10		70	70	70	70	70	75	75	75	80	80	
30	12		75	75	75	75	75	75	75	75	80	80	
38	15		90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	
45	18		110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	
61	24		135	135	135	135	135	135	135	135	135	135	
76	30			155	155	155	155	155	155	155	155	155	
91	36			175	175	175	175	175	175	175	175	175	
107	42				190	190	190	190	190	190	190	190	
122	48				210	210	210	210	210	210	210	210	
152	60				245	245	245	245	245	245	245	245	
183	72					280	280	280	280	280	280	280	
213	84					320	320	320	320	320	320	320	
244	96					360	360	360	360	360	360	360	

NOTAS:

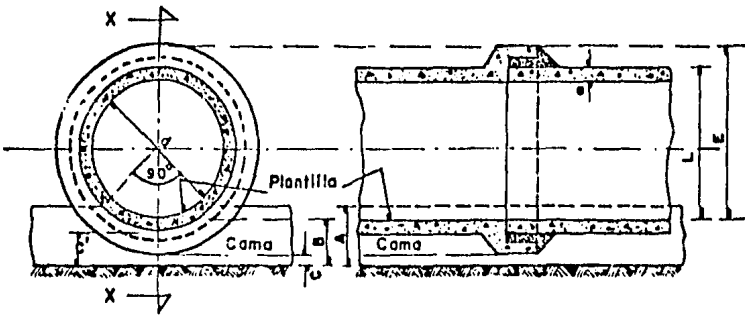
- 1-Los diámetros de los tubos y los anchos de zanja están expresados en centímetros.
- 2-Las juntas que se instalarán serán de juntas de macho y campana o no ser que expresamente se estatuya otro tipo de junta.
- 3-El colchón mínimo sobre el lomo del tubo será de noventa centímetros, excepción hecha de los lugares en que, por razones especiales, se indiquen en los planos otros colchones.
- 4-En todas las juntas se excavarán conchas para facilitar el junteo de los tubos y la inspección de estas y se estimarán y pagarán por separado.
- 5-Es indispensable que a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente como máximo el "ancho de zanja que indica esta tabla; a partir de ese punto, podrá dársele a la zanja, el talud a sus paredes que se haga necesaria para evitar el ademe a juicio del supervisor, quien dará esa autorización al Contratista por escrito.
- 6- A profundidades de zanja mayores de 6.25 m, el ancho de ellas será constante e iguala: 0.85, 0.85, 0.95, 1.00, 1.10, 1.20, 1.35, 1.55, 1.75, 1.90, 2.10, 2.45, 2.80, 3.20 y 3.60 mts. - respectivamente para los diámetros de 15 a 244 cms., que consigna esta tabla.



7-La amplitud dada a las zanjas permite el empleo de ademe, en algunos casos arriba del lomo o costilla del tubo, sin tener que aumentar el ancho de las mismas.

TABLA Nº 10

ANCHO LIBRE DE ZANJAS SEGUN LA PROFUNDIDAD DE SU FONDO Y EL DIAMETRO DE LA TUBERIA QUE SE INSTALARA EN ELLAS.



d		A	B	C	C'	Espesores "e"			Para calcular escantillones en función de tubería	
Comercial	Fabricación					Tubo	Campana	Junta	L	E
15	15.2	8.0	6.9	2.9	5.3	1.6	1.2	1.3	16.8	19.3
20	20.3	10.0	8.4	3.5	6.5	1.9	1.4	1.6	22.2	25.2
25	25.4	11.0	8.8	3.4	6.6	2.2	1.7	1.6	22.6	30.9
30	30.5	12.0	9.3	3.3	6.8	2.5	1.9	1.6	32.4	35.9
38	38.1	14.0	10.7	3.5	7.5	3.2	2.4	1.6	40.5	44.4
45	45.7	16.0	12.0	3.7	8.2	3.8	2.9	1.6	49.5	54.0
61	61.0	21.0	15.9	4.8	10.5	5.4	4.0	1.6	66.4	72.0

Los valores de todas las columnas están expresados en cms.

Notas:

- a.- Este tablo fue calculada para tubería de concreto simple tipo normal (standard) fabricada con Especificación ASTM - C14-65.
- b.- La cama deberá ser de un material que garantice dos condiciones:
- 1o.- Facilidad en el acomodo de la tubería.
 - 2o.- Formar una superficie tal, que la carga del tubo en el terreno sea un forme.

- c.- Todas las columnas variarán un poco, con excepción de las (1), (2) y (3), si el tubo es tipo Extra (mayor espesor), que consigna la Especificación a que se refiere la nota (a).

TABLA Nº II
ESPESORES DE CAMA PARA DISTINTOS
DIAMETROS DE TUBERIA COLOCADA
EN TIERRA O TEPETATE
(JUNTA: MACHO Y CAMPANA)

$$P_m = \frac{P_{e_1} + P_{e_2}}{2} = \frac{1.42 + 3.92}{2} = 2.67$$

En la tabla N°9, se encuentran resumidos además de las características hidráulicas de la red de colectores, las siguientes características físicas de la zanja que la contiene.

Ancho de la zanja. (Dato obtenido de la tabla N°10).

Profundidad media (P_m), la cual se calcula de la siguiente manera:

Donde:

$$P_m = \frac{p_{m_1} + P_{m_2}}{2}$$

P_{e_1} = Profundidad al inicio del tramo analizado.
 P_{e_2} = Profundidad al final del mismo tramo.

Longitud de zanja: medido directamente del plano.

Espesor de la cama: (dato obtenido de la tabla N°11).

Volumen de excavación: el cual es igual a el área transversal de la zanja por la profundidad.

B) Tanques de almacenamiento.

Las aguas de lluvia captadas, se conducen por gravedad hasta unos depósitos enterrados, donde dichas aguas son almacenadas durante el período de lluvias y posteriormente poder ser aprovechadas principalmente en el riego de áreas verdes durante la época de estiaje.

La finalidad de que dichos depósitos sean subterráneos, es para permitir su llenado sólo por gravedad, además de que no se cuenta con la superficie necesaria para construir tanques de otro tipo, y por último se requeriría de la construcción de un cárcamo con lo que se encarecería la obra en sí.

Por lo general, el dimensionamiento y la forma de los tanques enterrados y en particular para éste proyecto, está en función del volumen que se va a almacenar; de la superficie disponible para su construcción, de la profundidad máxima del influente, además de todas las consideraciones hechas en la parte correspondiente al almacenamiento (inciso 2.1.3. de esta tesis).

Para el cálculo del volumen que se almacenará en los tanques, se deberá determinar el coeficiente de escurrimiento como se muestra en la tabla N°6, o por cualquiera de los métodos presentados en el tema correspondiente a la fuente de abastecimiento (inciso 2.1.1. de este trabajo). También se deberá considerar la precipitación media correspondiente a la zona hidráulica del proyecto, dato que puede proporcionarlo la Dirección General de Geografía y Meteorología de la SARH, o estimarse mediante un estudio hidrológico de la zona en cuestión. Una vez que se conozcan los parámetros anteriores, se aplicará la ecuación (3.5), con lo que se obtendrá la capacidad del o los recipientes.

$$i = a_1 \cdot P_x \cdot C_e \dots\dots\dots (3.5).$$

Donde:

i = Capacidad o volumen de agua por almacenar en cada tanque en m^3 .

a_i = Area de aportación a cada depósito en m^2 .

P_x = Precipitación media en $mm/hr/m^2$.

C_e = Coeficiente de escurrimiento equivalente (adimensional).

Para el caso particular del ejemplo aquí presentado se tiene la siguiente información:

Datos:

$C_e = 0.8$ (ver tabla N°6)

$P_x = 60$ $mm/hr/m^2$.

$a_i =$ ver tabla N°7

Y aplicando la ecuación (3.5).

Tanque N°1 $a_1 = 25,045.52$

$$V_1 = 25,045.52 \times 0.8 \times \frac{60}{1000} = 1,202.19 \text{ m}^3.$$

Tanque N°2 $a_2 = 24,806.60$

$$V_2 = 24,806.60 \times 0.8 \times \frac{60}{1000} = 1,190.72 \text{ m}^3.$$

Tanque N°3

$$V_3 = 14,599.48 \times 0.8 \times \frac{60}{1000} = 700.78 \text{ m}^3.$$

Volumen total almacenado $3,093.69 \text{ m}^3$.

Se obtienen los volúmenes correspondientes a cada tanque.

El dimensionamiento geométrico de los depósitos que deberán contener los volúmenes anteriores, se encuentra restringido por la superficie con que se dispone para su construcción, debido a que existen construcciones colindantes a dicha superficie que no se pueden afectar como se muestra en el plano N°3.

Debido a que el procedimiento del cálculo geométrico de los tres tanques es similar, sólo se analizará a manera de ejemplo el tanque N°1.

El volumen se obtiene al multiplicar el área por la altura. Por lo que se puede concluir que el volumen de agua pluvial almacenada, (V_1) en el tanque N°1, es igual a la superficie libre del agua (sa) (espejo de agua) por el tirante de la misma (T_1). Lo que en términos matemáticos quedaría.

$$V_1 = sa.T \dots\dots\dots (3.6)$$

Despejando a T de la ecuación (3.6)

$$T = \frac{V_1}{sa} \dots\dots\dots (3.6)$$

Para este ejemplo se tienen los siguientes valores:

$$V_1 = 1,202.19 \text{ m}^3 \text{ (determinado anteriormente aplicando la ecuación (3.5).}$$

Del plano N°5 se obtiene la siguiente área:

$$sa = 296.10 \text{ m}^2$$

Al sustituir estos valores en la ecuación (3.6) se obtiene:

$$T = \frac{1202.19}{296.10} = 4.06$$

Esta profundidad se considera a partir de la plantilla hidráulica del influente más hondo.

Para determinar la altura interior del tanque, se debe calcular la separación que hay de la plantilla del influente seleccionado al lecho inferior de la losa de tapa y sumarle el tirante del agua. Esto se hace de la siguiente manera:

Cota del lecho inferior de la losa de tapa	88.92 m
Cota de la plantilla del influente	<u>88.47 m</u>
	= 0.45
	+
Tirante del agua	<u>4.06</u>
Altura interior del tanque h	= 4.51 m

Se tomará 4.50 m de separación de losa a losa.

Debido a que la lluvia y el volumen de aguas escurridas no son constantes ni uniformes en una determinada área, el volumen de agua captada será también variable, con lo que se presentarían dos casos. El primero sería si el volumen almacenado resulta menor que el de diseño, este caso no representa tanto problema puesto que únicamente el tiempo de aprovechamiento de dichas aguas se reduciría. Ahora si el volumen de escurrimiento resulta mayor que la capacidad de almacenamiento para el cual fué diseñado el depósito, aquí sí representaría un grave problema, puesto que las aguas se remanzarían en

los colectores y quizá hasta afloren a la superficie, provocando inundaciones en playas de estacionamientos y vialidades, y aunque para el cálculo de la capacidad del tanque se consideró una precipitación media, no se puede excluir la posibilidad de que lo anterior suceda sobre todo cuando se presentan aguaceros fuertes. Por ello para reducir la posibilidad de ocurrencia de ésta última situación, se recomienda construir en los depósitos, obras de excedencias para eliminar las aguas sobrantes.

Para el ejemplo que aquí se analiza, la obra de excedencia consiste en un rebozadero central con tubería de asbesto-cemento, con diámetro de 305 mm (12"), colocado verticalmente y ahogado en una pila de concreto. A dicho tubo se le atravesó un tubo de diámetro menor, el cual es de \varnothing 151 mm (6"), también de asbesto-cemento, por donde entrarán al tubo mayor el cual descarga a una caverna natural que existe abajo del propio tanque (ver detalle de rebozadero en el plano N°5). Cuando dicha caverna llegue a saturarse, las aguas excedidas se desalojarán mediante unos drenes construidos con tubería de concreto simple, los cuales descargan las aguas excedidas a otras cavernas próximas al tanque. Para el diseño de estos drenes, se consideró tuberías con diámetro de 30 cm y pendiente de 20 milésimas constantes. Debido a que el diseño es de forma similar que el de la red de colectores, lo cual se vió anteriormente, solo se resumirán los valores así obtenidos en la tabla N°12.

La configuración final del depósito así como sus demás elementos se muestran en el plano N°5.

C) Tratamiento.

Con relación al tratamiento que recibirán las aguas de escu-

DREN DE EXCEDENCIA	TUBO LLENO		COTAS		PROF. EXCAV. (m)	LONGITUD (m)	ANCHO ZANJA (m)	DIAMETRO Ø (cm.)	VOLUMEN EXCAVACION m ³
	Q l.p.s	Vm/s	TERRENO	PLANT. HIDRAU					
T-1a G-1	140	1.90	92.06 90.82	88.47 87.67	3.49	40	0.75	30	104.70
T-1a G-2	140	1.90	91.46 90.77	88.47 87.97	3.02	25	0.75	30	56.63
T-2a G-3	140	1.90	93.50 95.00	91.53 91.07	3.07	23	0.75	30	52.96
T-3a G-4	140	1.90	98.73 97.71	94.74 94.44	3.75	15	0.75	30	42.19
						103			256.48

T= TANQUE
G=GRIETA

TABLA Nº 12 DRENES DE ALIVIO

rrimientos pluviales durante su captación, almacenamiento y previo a su utilización, lo cual ya se hablo de ello en el capítulo anterior (inciso 2.1.4.) y que está en función al uso que se les va a dar a dichas aguas. Se podría definir para el proyecto que aquí se presenta, dos métodos de tratamiento: la desarenación y la aeración.

La desarenación se hará mediante la construcción de cámaras de sarenadoras en las coladeras pluviales. Para el diseño de estas camaras se consideró que dicha coladera capta un gasto $Q = 50$ l/s y si se considera un tiempo de retención $t_r = 5$ minutos para permitir que las partículas de minerales pesados se sedimenten. Con estos datos y la aplicación de la siguiente ecuación, se encontrará el volumen del desarenador.

$$V_d = ZQtr \dots\dots\dots(3.7).$$

Donde:

Q = Gasto en l/s.

t_r = Tiempo de retención en min.

Z = Factor de conversión de unidades.

Para este caso $Z = 6 \times 10^{-2}$.

Sustituyendo valores en la ecuación (3.7).

$$V_d = 6 \times 10^{-2} \times 50 \times 5 = 15 \text{ m}^3.$$

Si se considera una altura (h) de 1.8 m, con lo que se requerirá una superficie (a) de :

$$a = \frac{Vd}{h} = \frac{15}{1.8} = 8.34 \text{ m}^2.$$

Y si el largo (l) es de tres veces el ancho (b):

$$a = lb \quad \text{pero} \quad l = 3b \quad \therefore \quad a = 3b^2$$

$$\text{Y despejando a b queda:} \quad b = \sqrt[2]{\frac{a}{3}} \dots\dots\dots(3.8).$$

Sustituyendo valores en (3.8)

$$b = \sqrt[2]{\frac{8.34}{3}} = 1.66 \text{ m} ; \text{ se tomará } 1.60 \text{ m.}$$

Por lo que se tendrá una longitud de: $l = 3(1.60) = 4.8 \text{ m}$

El desarenador estará dividido en dos cámaras por un muro interior que servirá como vertedor, en la primer cámara, las aguas se desarenarán y en la segunda verterán las aguas limpias para ser encauzadas por los colectores hasta los depósitos. La configuración final de la cámara de desarenación, se muestra en la fig. N°6.

Como se dijo anteriormente, la aeración se dará mediante una fuente de cortinas de agua, aprovechando la misma potencia de bombeo que alimentará a la red de riego, es por eso que el cálculo de dicha potencia se hará en la parte correspondiente al diseño de dicha red. En el plano N°5, se podrá observar la disposición y la geometría del sistema de aeración.

D) Red de riego.

Para el diseño de esta red, se deberá hacer un trazo preliminar de la misma, tratando de cubrir todas las áreas verdes y seleccionando recorridos cortos para obtener longitudes mínimas de tube

ría y costos relativamente bajos de construcción, Una vez que se ha definido el trazo de dicha red, habrá que ubicar estratégicamente las válvulas de acoplamiento rápido en lugares visibles y donde no representen un obstáculo en la zona, tratando también de cubrir la totalidad del área que se va a regar, previendo que se puedan adaptar mangueras para otras actividades tales como: el lavado de los vehículos, el aseo de las calles y andadores, etc., como es el caso del ejemplo que aquí se presenta.

Ya que se ha determinado la configuración de la red y ubicado las válvulas de acoplamiento rápido conforme los criterios anteriores, se deberá hacer el diseño hidráulico de toda la red, por lo que habrá que estimar el gasto que por ella circule, y con esto el diámetro de las tuberías que la conformarán.

La determinación del gasto requerido por la red, está en función del sistema de riego que se vaya a utilizar y de la operación del mismo. Dentro de estos sistemas se pueden distinguir tres tipos los cuales son: el uso de manguera, el uso de aspersores rotatorios y por último el mixto, que es la combinación de los dos sistemas anteriores.

Una vez definido el tipo de sistema que se empleará en el riego de los jardines, se deberá calcular el gasto que requiere cada unidad de dicho sistema y multiplicarlo por el número de estas unidades que se consideren trabajando simultáneamente. O sea que:

$$Q_r = n \cdot q \dots\dots\dots(3.9).$$

Donde:

$$Q_r = \text{Gasto para riego en l/s.}$$

n = Número de unidades trabajando simultáneamente (adimensional).

q = Gasto unitario de la unidad de riego en l/s.

Para definir el gasto unitario de la unidad de riego (q), se deberá considerar el área verde que regará dicha unidad, la cual se multiplicará por la dotación de agua que requiere, (y que se obtiene mediante el análisis de su uso consuntivo), dividiéndose posteriormente entre el tiempo de riego que generalmente varía de 30 a 60 minutos según sea las características climatológicas de la zona de proyecto. Lo anterior se puede expresar de la siguiente manera.

$$q = \frac{ar \cdot d}{t} \dots\dots\dots (3.10).$$

Donde:

ar = Área de riego de cada unidad en m^2 .

d = Dotación de agua en l.p. m^2 .

t = Tiempo de riego en seg.

Además si se conoce el área y el gasto de riego de la unidad seleccionada, se puede determinar el diámetro de alcance del chiflón, y con éstos el modelo y tipo de aspersor. Si este fuera el sistema seleccionado y para el caso de que fuera con manguera, se determinaría la longitud y diámetro de ella.

A continuación se presenta en forma de ejemplo el diseño de uno de los tres circuitos de riego del proyecto que se analiza en este trabajo, diseñándose en forma análoga los otros dos circuitos.

De la tabla N°7, se tiene que el total de áreas verdes es igual a $16,329.81 \text{ m}^2$, y del plano N°4 se obtienen 42 válvulas de acoplamiento ubicadas en la totalidad de dicha superficie. Con lo que el área de riego que le corresponde a cada unidad (ar) es igual a :

$$ar = \frac{16,329.81 \text{ m}^2}{42} = 388.8 = 389 \text{ m}^2.$$

Para determinar el diámetro de alcance de riego (D_r), se deberá aplicar la siguiente ecuación:

$$D_r = \sqrt[2]{1.27 (ar)^1} \dots\dots\dots (3.11).$$

Donde:

$$1.27 = 4/\pi.$$

Sustituyendo el valor de (ar) en la ecuación (3.11), se tiene:

$$D_r = \sqrt{1.27 (389)^1} = 22.23 \text{ m}$$

Para estimar el gasto por unidad de riego, se aplicará la ecuación (3.10) en donde la dotación para este caso será de 50 l.p.m^2 y se considerará un tiempo de riego de 60 minutos con lo que se obtiene:

$$q = \frac{389 \times 5}{60 \times 60} = 0.54 \text{ l/s.}$$

Para este ejemplo se seleccionará un sistema de aspersores, aun que también existe la posibilidad de usar manguera en algunas ocasiones

nes pero no tan frecuente como el aspersor,

Conocidos el diámetro de riego (D_r), y el gasto unitario se obtuvo de la tabla del fabricante (fig. N°20), el siguiente aspersor.

Marca.- Rain Bird.

Modelo.- N°30 con doble chiflón.

Gasto.- 0.598 l/s.

Diámetros de chiflones.- 4.76 x 3.18 mm (3/16" x 1/8").

Presión a la salida del chiflón.- 2.81 kg/cm² (28.1 m.c.a.)

Diámetro de acoplamiento.- 19 mm (3/4").

Una vez que se ha determinado el gasto unitario del aspersor seleccionado y suponiendo simultaneidad en el funcionamiento de estos, se puede calcular el gasto requerido por la red de riego. Aplicando la ecuación (3.9) y considerando que trabajan 4 aspersores simultáneamente, se tiene que:

$$Q_r = 4 \times 0.598 = 2.39 \text{ l/s.}$$

Despejando el área de la ecuación de continuidad (3.3), se tiene que:

$$A = \frac{Q}{V} \dots\dots\dots (3.12).$$

Y para las tuberías de sección circular:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = 0.785 d^2 ; \text{ donde } d = \text{diámetro del tubo.}$$

Despejando a d : $d = \sqrt{1.274 A} \dots \dots \dots (3.12)$

Sustituyendo (3.12) en (3.12') queda: $d = \sqrt{1.274 \frac{Q_r}{V}}$

Y si se supone una velocidad de 1 m/s para facilitar el cálculo se tiene:

$$d = \sqrt{1274 Q_r}$$

Donde:

d = Diámetro del tubo en mm.
 Q_r = Gasto de riego en l/s.

Sustituyendo el gasto de riego en la ecuación (3.12') se obtiene:

$$d = \sqrt{1274 \times 2.39} = 55.18 \text{ mm}$$

Por lo que se tomará el diámetro comercial de 51 mm ϕ (2").

Las válvulas de acoplamiento rápido, serán de 19 mm (3/4) de diámetro, que corresponde al diámetro de acoplamiento del aspersor seleccionado.

Para alimentar la red de riego y proporcionar la presión adecuada para el correcto funcionamiento de los elementos que la componen, tales como aspersores y mangueras, es necesario el uso de un equipo de bombeo, el cual para seleccionar el más apropiado al caso de que se trate habrá que estimar el gasto de bombeo y la altura más crítica a la que se hará llegar dicho gasto, designada como carga dinámica total (C.D.T.). Conociendo los valores de los datos

anteriores y mediante las curvas de ámbitos de trabajo de las bombas (fig. N°21) las cuales son proporcionadas por el propio fabricante de estos equipos, se podrá determinar las características físicas, mecánicas y comerciales de dicha bomba, tales como: marea, modelo, potencia (hp), velocidad del rotor (r.p.m.), diámetro de succión y de descarga (mm), eficiencia motriz, diámetro del impulsor, ect.

Como se dijo anteriormente, la carga dinámica total o carga de diseño (C.D.T.), es la suma total de las pérdidas por fricción en tuberías y piezas especiales, la carga requerida en la descarga a la atmósfera, la carga estática y dinámica resultante de la posición topográfica del eje de descarga de la bomba con respecto al punto más desfavorable de la red. Todos estos conceptos se definieron en el capítulo anterior, en lo que respecta al subtema de la distribución (inciso 2.1.5). Con relación al gasto de bombeo, es el mismo con que se diseña la red de distribución que en este caso particular se trata de una red de riego.

Para un mayor entendimiento de lo anterior, se calculará y seleccionará el equipo de bombeo que se requiere unicamente para el circuito N°1 que es alimentado por el tanque N°1. Este cálculo es análogo para los demás circuitos.

Se tiene que el gasto de bombeo (Q_b), es igual al gasto de riego, por lo que:

$$Q_b = Q_r = 2.39 \text{ l/s.}$$

Faltaría determinar la carga de diseño (C.D.T.), y para ello se procederá de la siguiente manera:

Primero se deberá calcular las pérdidas por fricción en las tuberías y piezas especiales, por lo que se deberá conocer el material del que están fabricadas y poder determinar el coeficiente de rugosidad ya sea de Manning (n) o de Hazen-Williams (c), para poder aplicar cualquiera de las siguientes ecuaciones.

$$\text{Manning} \quad h_f = K L Q^2 \dots\dots\dots (3.13)$$

Donde:

h_f = Pérdidas por fricción en m.

L = Longitud en m.

Q = Gasto en m³/seg.

$$K = \frac{10.293 h^2}{D^{16/3}}; \text{ si } D \text{ y } n \text{ son cste; } K = \text{cste.}$$

n = Coeficiente de rugosidad de Manning. Adimensional

D = Diámetro interior del tubo en mm. Adimensional

$$\text{Hazen-Williams} \quad h = \frac{0.54}{\sqrt{C D^{2.63}}} \times L$$

Donde:

h = Pérdidas por fricción en m.

L = Longitud en m.

Q = Gasto en l/seg.

C = Coeficiente de rugosidad (H-W) adimensional.

D = Diámetro del tubo en mm.

Posteriormente se hace el equilibrio de la red por el método

de Cross. Para ello se procederá de la siguiente manera:

Se tiene que $Q_b = 2.39$ l/s.

Y una longitud total $L = 454$ m de tubería de $\varnothing 51$ mm (2").

Por lo que el gasto unitario de bombeo (q_b) es igual a:

$$q_b = \frac{2.39}{437} = 0.0055 \text{ l/s/m.}$$

Lo cual al multiplicarlo por la longitud acumulada de cada tramo analizado del circuito, dará el gasto que conduce dicho tramo, y con estos dos datos además de conocer el valor de "K", si se emplea la ecuación (3.13), se obtendrán las pérdidas por fricción aplicando posteriormente el método de Cross para equilibrar el circuito analizado, que para este ejemplo es el circuito 1. Estos cálculos se encuentran resumidos en la tabla N° 13.

Para la corrección de los gastos se empleará la siguiente ecuación:

$$q = \frac{H_f}{2 (H/Q)}$$

Se calcularon con la ecuación (3.13) para tubería de material plástico flexible Extru-pack, y para $h = 0.009$ por lo que:

Para tuberías de $\varnothing 51$ mm (2"); $K = 4,069$

y

Para tuberías de $\varnothing 19$ mm (3/4"); $K = 406,000$.

circuito		tramo	long. (m)	Gasto l.p.s.	diam mm	H ₁ m	H/Q	corrección	Q ₁ lps	H ₁ m	H/Q ₁	corrección	Q ₂ lps	H ₂ m	H/Q ₂	corrección	Q lps	H ₃ m	Hcomp m
prop.	com.																		
		1 5	293	-1.61	51	-3.09	1.92	0.54	-1.07	-1.36	-1.27	0.11	-0.96	-1.10	1.14	0.01	-0.95	1.08	-1.08
		5 12	197	-1.08	51	-0.93	0.86	0.54	-0.54	-0.23	0.43	0.11	-0.43	-0.15	0.35	0.01	-0.42	0.14	-0.14
		12 17	102	-0.56	51	-0.13	0.23	0.54	-0.02	0.00	0.00	0.11	0.09	0.00	0.00	0.01	0.10	0.00	0.00
		17 1	144	0.79	51	0.37	0.47	0.54	1.33	1.04	0.78	0.11	1.44	1.21	0.84	0.01	1.45	1.23	1.22
					Σ	3.78	3.48			0.55	2.48			-0.04	2.33			0.01	
					q		0.54				0.11				0.01				

TABLA. N°13 CALCULO PARA LA RED DE RIEGO

De dicha tabla se obtiene que las pérdidas por fricción en el circuito N°1, son $hf = 1.22$ m.c.a., y las pérdidas por fricción en la tubería y piezas especiales que abastece al circuito, tramo - - comprendido del tanque 1 al crucero 1, (ver plano N°4) son las siguientes:

Gasto l/s	Pieza	Díametro mm pulg.	Longitud equiv. (m)	Cantidad de piezas	Long. total (m)	$hf=KLQ^2$ (m.c.a.)
2.39	Valv.de comp.	51 (2)	0.35	1	0.35	0.01
	Valv. check	51 (2)	4.05	1	4.05	0.09
	Tubo recto	51 (2)	----	---	<u>17.00</u>	<u>0.40</u>
					21.40	0.50

Por lo que las pérdidas por fricción totales son iguales a:

$$hf_t = 1.22 + 0.50 = 1.72 \text{ m.c.a.}$$

Conocidas las pérdidas por fricción, la carga requerida por el aspersor seleccionado, la altura de succión y la carga estática o desnivel topográfico que determinará la carga de diseño (C.D.T.) -- con la sumatoria de todas estas cargas.

- a) Pérdidas por fricción en la red..... 1.72 m
 - b) Carga requerida por el aspersor (2.8 kg/cm^2).....28.00 m
 - c) Altura o carga de succión 3.50 m
 - d) Desnivel topográfico (supuesto)..... 3.50 m
- C.D.T. = 36.72 m

Con el gasto y la carga de diseño calculados se puede estimar la potencia teórica del motor que requerirá la bomba del circuito diseñado, mediante la aplicación de la fórmula vista en la parte correspondiente a la red de distribución (inciso 2.1.5) y que es la siguiente:

$$P = Qgh/76\eta \dots\dots\dots(3.14)$$

Sustituyendo valores en la ecuación (3.14) y suponiendo una eficiencia (η) del 65% se obtiene:

$$P = \frac{2.39 \times 1 \times 36.72}{76 \times 0.65} = 1.78 \text{ H.p.}$$

Por lo que se tomará la inmediata superior comercial que es de 2 H.p.

Empleando el gasto y carga de diseño, se busca en el catálogo de las curvas de ámbitos de trabajo de las bombas, la que se ajuste mejor a esas condiciones de gasto y carga. Estos catálogos son proporcionados por el propio fabricante.

Se obtuvo de dicho catálogo para el ejemplo analizado, se obtuvo una bomba centrífuga horizontal con las siguientes características:

M a r c a	Fairbanks Morse
M o d e l o	5553 B - 1 1/4"
Potencia del motor	3 H.p.
Velocidad del Impulsor	3460 R.P.M.
Tipo de Impulsor	F 1 1/4 AlJ1 Semiabierto.

Diámetro de impulsor	5 7/8"
Diámetro de succión	76 mm (3")
Diámetro de descarga	32 mm (1 1/4")
Eficiencia real	53%
Fases/ciclos/volts	3/60/220- 440

En la fig. N°21, se muestra la curva correspondiente a la bomba seleccionada.

3.2. Evaluación del proyecto.

Una vez que se tenga completamente definido el proyecto, se deberá determinar en forma preliminar, los materiales y equipos que participarán físicamente en la construcción de la obra en sí, los cuales serán afectados por su correspondiente precio unitario, obteniéndose de este modo el costo aproximado de la ejecución de dicha obra, lo cual se le ha llamado presupuesto de obra, si dicho presupuesto sirve de apoyo en la comparación de otros, se le llamará presupuesto base.

Para seguir un proceso ordenado de la elaboración del presupuesto, éste por lo regular se divide en diferentes partidas, tales como terracerías, mado de obra, suministros, fletes y acarreos, etc., las cuales cada una de ellas estarán normadas su ejecución por medio de algunas especificaciones constructivas; en donde se indican tipo y calidad de materiales a emplear, así como el equipo y procedimientos constructivos que deberán usarse en la ejecución de la obra.

Para el ejemplo que aquí se analiza se darán las siguientes especificaciones constructivas, y para ello el proyecto se ha dividido en tres principales obras, que son:

Recolección de aguas pluviales (Red de colectores)
 Tanques de almacenamiento
 Sistema de aeración y red de riego

De las cuales en igual forma, se elaborarán posteriormente el presupuesto, el cual se le ha llamado presupuesto base para este ejemplo en particular.

3.2.1. Especificaciones constructivas.

Materiales y equipos. Estos serán de la marca y calidad indicadas en el plano de proyecto y en estas especificaciones.

Medición. Serán las que indique el plano de proyecto.

Ejecución de la Obra. Será como se indica a continuación.

A) Recolección de aguas pluviales (colectores).

Excavación de zanjas para drenaje. Se utilizarán herramientas manuales tales como; zapapicos y palas, si se excava en material tipo II y para el caso del material tipo III la excavación se hará mediante el uso de explosivos siguiendo los lineamientos que marca la Secretaría de la Defensa Nacional (S.D.N.) en lo que a esto se refiere y tomando las debidas precauciones para evitar accidentes personales y al área vecina.

Encamado. Este se hará con arena fina libre de toda impureza para el apoyo de las tuberías y será del espesor que fije el proyecto.

Tuberías para drenaje. Estas serán de concreto simple de macho

y campana, junteados con mortero en una proporción 1:4 de cemento-arena y con los diámetros y pendientes indicados en el plano de proyecto.

Relleno de zanjas. Se hara con material A o B producto de la excavación y compactado con pisón de mano al 90% en la prueba proctor y con una altura mínima de 30cm arriba del lomo del tubo y lo demás podrá ser relleno a volteo.

Pozos de visita tipo común: Serán de tabique rojo recocido de 7 X 14 X 28 cm, con diámetro en la base de 120 cm y diámetro de boca de 60 cm. interiores, estará construido sobre una planilla de concreto pobre $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$. y con espesor de -- 10 cm; en su interior se construirán medias cañas de concreto con pedacería de tabique y pendiente del 2% dirigida al eje del tubo, lo que evitará los azolvamientos; los muros en su interior tendrán un repellido con mortero en proporción 1:5 de cemento-arena; en la entrada llevará un brocal de fierro fundido con tapa de rejilla; para permitir el acceso a éstos, se -- construirá en su interior una escalera marina de varilla de -- 3/4"; como se muestra en el plano N° 1.

Coladeras pluviales de piso y banqueta. Estarán formadas por un brocal de concreto apoyado sobre un tubo de concreto simple el cual descargará a una cámara de desarenación; la rejilla será de fierro fundido de 60 X 80 cm.

B) Tanques de almacenamiento.

Excavación. En material tipo II se empleará zapapico y pala y para el caso de material tipo III se usarán pistolas neumáticas y explosivos de acuerdo a los lineamientos que marca la -

S.D.N. al respecto y tomándose las debidas precauciones para evitar accidentes personales o a las áreas vecinas; la resaga del material producto de excavaciones se hará por medio de -- botes.

Nivelación del desplante del tanque: Será con tepetate y com pactado con pisón de mano al 90% en la prueba proctor y en ca pas de 10 y 20 cm.

Plantilla. Esta será de concreto pobre de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y con espesor de 5 cm.

Ademe. Será de mampostería de tercera, construido con piedra - braza junteada con mortero en la proporción 1:3 para protección del depósito contra las presiones del terreno y construcciones colindantes.

Losa de fondo y muros. Estos serán de concreto reforzado de -- $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ armado con varillas del N° 6 y $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$; para las juntas constructivas se emplearán bandas de policloruro de vinilo (PVC) de 30 cm de ancho para evitar infiltraciones; la losa recibirá un pulido integral, se colocará una escalera tipo marina que permitirá el acceso al tanque para el mantenimiento y - limpieza adecuada.

Losa de tapa. Será de concreto reforzado con una $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$. y tamaño máximo de agregados de 38 mm; será de tipo aligerada por lo que se usará block de concreto de 20 X 25 X 60 cm. y en la -- parte superior se colocarán dos capas de malla de alambre de 6-6/10-10 como refuerzo.

Relleno vegetal. Para nivelación de la losa de tapa con el terreno natural, se rellenará una parte con tierra lama como se indica en el plano N° 5.

C) Sistema de aeración y red de riego.

Fuente de aeración. Se construirá de tabique rojo recocido de 7 X 14 X 20 cm, tendrá un repellado interior y exterior de mortero en proporción 1:5 de cemento-arena con acabado liso e impermeabilizada la superficie interior de ésta; el piso tendrá pendientes del 1% hacia el centro donde se colocará una coladera con cespól que descargará directamente al tanque permitiendo una circulación constante, la cortina de agua se formará mediante un tubo de fierro galvanizado cedula 40 de 6.5 m de largo y con perforaciones de 19 mm. (3/4") de diámetro en los últimos 2.30 m de su longitud, estará bloqueado en extremo de éste por un tapón macho que evitará fugas innecesarias.

Tuberías para riego. Serán de material plástico flexible Extrupack y en los diámetros señalados en el proyecto; alojadas en zanjas a una profundidad mínima de 80 cm. sobre una cama de arena seca que esté limpia y libre de toda clase de impurezas y 10 cm. de espesor, se emplearán atraques de concreto simple con $f'c=100$ kg/cm² en cruceros y deflexiones, dicha tubería deberá probarse a tres veces su presión de trabajo para detectar fugas y tramos en mal estado.

Salidas para riego. Serán de material plástico flexible Extrupack en el diámetro indicado en el proyecto, con válvulas de acoplamiento rápido para manguera y aspersor se deberán alojar en un agujero de 20 cm. de diámetro encamisado con un trozo de -

tubo de concreto del mismo diámetro y 50 cm. de longitud, en el codo vertical se pondrá un atraque de concreto simple con $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$ como se indica en el plano No. 4.

3.2.2.Presupuesto de obra.

Una vez que se ha normado los procedimientos constructivos y de finido los materiales y equipos que participarán en la obra, se deberán cuantificar dichos materiales, así como estimar el volumen de -- obra, con lo que se elaborará dicho presupuesto. En las tablas No. 15, 16 y 17 se presenta en forma resumida los resultados obtenidos del -- proyecto que aquí se analiza.

Considerando los resultados totales por cada una de las obras - anteriores y sumándolos, se obtendrá el costo global del sistema de aprovechamiento de aguas pluviales que se tomo como ejemplo.

A) Recolección de aguas pluviales.. . . .	\$ 2'058,628.06
(Ver tabla No. 15)	
B) Tanques de almacenamiento.	\$14'007,495.35
(Ver table No. 16)	
C) Aeración y red de riego..\$ 3'220,686.99
(Ver tabla No. 17)	
Costo directo total.	\$19'286,810.40

Para determinar el costo anual de operación, se considerará los siguiente;

- a) Que los materiales y equipos mecánicos tienen una vida útil de 20 años.
- b) La tasa anual de amortización es del 25%.
- c) El costo del kilowatts-hora, k.w.h. = \$ 6.00
- d) Un Horse power, H.P. = 0.746 k.w.h.
- e) Se requieren de tres bombas de 3 H.P. cada una en el sistema.

Con lo anterior se obtiene que:

El factor de amortización es igual a 0.252916

La potencia en k.w.h. es = $3 \times 3 \times 0.746 = 6.71$ k.w.h.

El costo por hora de bombeo es = $6.71 \times 6.00 = 40.26$.

Por lo tanto:

Cargo anual de bombeo = $40.26 \times 24 \times 365 = \dots$ \$ 352,677.60

Cargo anual de amortización = $\$19'286,810.40 \times 0.252916 = \$4'877,942.80$

Costo anual de bombeo por operación = \$5'230,620.40

Al dividir éste último valor entre el volumen total de aguas - pluviales captadas en el sistema, en el sistema se obtiene:

$$\text{Costo anual m}^3 = \frac{\$ 5'230,620.40}{3103.44 \text{ m}^3} = \$ 1,685.42 / \text{m}^3.$$

Por lo que el m^3 . de aguas pluviales captado, almacenado, tratado, y utilizado costará \$ 4,617 pesos diarios. Y si se considera que será pagado por todos los habitantes de dicho conjunto habitacional, resultaría un valor irrisorio, comparado con otros sistemas tradicionales de aprovechamiento de aguas. Comparación que se hará desde el punto de vista operacional en el siguiente capítulo.

PRESUPUESTO BASE

TABLA N° 15

OBRA DE RECOLECCION

UNAMFI.

FECHA ABRIL/85

N°	C O N C E P T O	UNID.	CANT.	P. U.	IMPORTE
1.	Trazo y nivelación para abrir cepas	m1	401.00	898.00	360098.00
2.	Excavación en Mat. II-B de 0.00-2.00 mts. de profundidad para cepas de drenaje.	m3	371.00	275.55	102229.05
3.	excavación en Mat. III; con uso de explosivos para ceras de drenaje 0.00-2.00 mts. de profundidad.	m3	546.00	2480.00	135408.00
4.	Cama de arena para apoyo de tubería con espesores de : 14 cm. 12 cm.	m3	10.46	550.00	5753.00
		m3	39.75	550.00	21862.50
5.	Suministro y colocación de tubería de concreto simple de: 330 mm. 300 mm.	m1	83.00	2887.61	239671.68
		m1	318.00	2363.12	751472.16
6.	Relleno de cepa con tepetate compactado al 90% proctor con pisón de mano.	m3	917.00	520.04	476876.68
7.	Construcción pozos de visita tipo común de tabique rojo recocido de 7x14x28 cm. con aplanado liso y profundidad media de 3.5 mts.	pza.	10.00	1488.20	14882.00
8.	Suministro y colocación de brocales de FoFo con tapa de resilla. A) tipo mediano B) tipo pesado	J60	5.00	1350.00	6750.00
		J60	4.00	1960.00	7840.00
9.	Construcción de coladeras de piso (pluviales) de 60x80x100 cm. con marco y tapa rejilla de FoFo.	pza.	3.00	3448.16	10344.48

PRESUPUESTO BASE

TABLANº 15.

OBRA DE RECOLECCION

UNAM F.I.

FECHA ABRIL/85

Nº	C O N C E P T O	UNID.	C ANT.	P. U.	IMPORTE.
10	Renivelación de pozos de visita, en áreas de estacionamiento y vialidades.	pza.	4.00	1035.18	4140.72
11	Trazo y nivelacion para construccion de coladeras de piso (pluviales).	m2	10.80	1230.00	13284.00
SUMA :					2 058628.06

PRESUPUESTO BASE

TABLA N° 16

OBRA TANQUES DE ALMACENAMIENTO.

UNAMFI.

FECHA ABRIL/85

N°	C O N C E P T O	UNID.	C ANT.	P. U.	IMPORTE
1.	Trazo y revelación	m2	1031.00	10.68	11545.06
2.	Excavación Mat. II de 2.00 a 4.00 de 4.00 a 6.00	m3 m3	765.60 2138.35	275.55 341.68	210961.08 730631.43
3.	Excavación de Mat. III. con uso de explosivos de : 4.00 a 6.00	m3	2328.49	2480.00	5774655.20
4.	Relleno con tepetate para ni- velar piso.	m3	173.05	520.04	89992.92
5.	Plantilla de concreto de 5cm. de espesor de f'c =100 Kg/cm2	m2	322.00	290.45	93524.90
6.	Concreto para losa de fondo, muros, columnas y losa tapa de f'c =200 Kg/cm2 y T.M.A. 38mm.	m3	460.20	7493.84	3448665.20
7.	Suministro y colocación de bloque de concreto 20x25x60.	pza.	2359.00	80.60	190135.40
8.	Acero de refuerzo de fy=4000- Kg/cm2 del No.2 al 6.	TON	34.38	40880.00	1'405454.40
9.	Malla 6-6110-10 2 capas.	m2	1252.15	99.20	124213.28
10.	Cimbra aparente muros colum- nas y losas.	m2	1918.86	456.80	880372.97
11.	Banda P.V.C. de 30 cm. ancho.	M.L.	258.00	889.76	229558.08
12.	Pulido integral en losa de fondo.	m2	1156.01	171.12	197867.77
13.	Mampostería picora braza de 0.00 a 2.00 de 2.00 a 4.00	m3 m3	142.00 103.00	1860.00 2418.00	264120.00 249054.00

PRESUPUESTO BASE

TABLA N° 16

OBRA TANQUES DE ALMACENAMIENTO

UNAM F.I.

FECHA ABRIL/85

N°	C O N C E P T O	UNID.	CANT.	P. U.	IMPORTE
14	Suministro y colocación re - gistro de lámina gral. con - contramarco, marco y tapa.	pza.	21.00	2130.65	44743.65
15	Suministro y colocación es - calera marina de fierro y altura promedio de 4.80 m.	pza.	10.00	6200.00	6200.00
SUMA :					14'007495.35

PRESUPUESTO BASE

TABLANº 17

UNAM F.I.

OBRA AERACION Y RED DE RIEGO.

FECHA ABRIL/85

Nº	C O N C E P T O	UNID.	C ANT.	P. U.	I M P O R T E
1.	Construcción de la Fuente aérea dora: con tabique rojo recocido de 7x 14 x 28 cm, con aplanado losa de mortero en proporción 1:5 de cemento -arena- impermeabilizado en piso y paredes interiores; tubo perforado de f'e galvanizado ced.40 tapado en uno de sus extremos y long. promedio de 3.20 m. dicha fuente sera de 3.40 x 1.50x 0.2m interiores.	PZA	3.0	14,100.09	42,300.27
2.	Tubería roscada de f'e galvanizado - ced.40 incluyendo piezas especiales. de Ø = 51 mm. (2")	M.L.	36.0	1,664.45	59,920.20
3.	Tubería flexible de P.V.C.' considerando, excavación, tendido, relleno y compactación y conexiones especiales en los siguientes diámetros:	M.L.	1,285.0	1,423.80	1'829,583.00
		M.L.	312.0	1,128.19	351,995.29
4.	Bomba centrífuga horizontal para un - gasto de 2.2 L.p.s. y carga dinámica - total de 46.00 m.c.a. lo. Ø de succión de 76 mm (3") y se descarga de 51mm. (2") acoplada a motor eléctrico horizontal tipo jaula de ardilla para vio gral. de 5 HP. 3/60/220-440 y 3460R.P.M.	PZA	3.0	229,402.00	688,206.00
5.	Salidas para riego de material plástico flexible P.V.C. con Ø de 19mm. (3/4") y con válvula de acoplamiento rápido para manobra y/o aspesor, según se indica en planear:	Lote	42.0	4,892.12	205,169.00
6.	Válvula de compuerta con cuerpo de porroce, extremos roscados, marca wal worth fig. W2 6 similar y de seval calidad - clave 125 para 14 kg/cm2 AGA - (200 lbs/pulgaz) . vástago ascendente (1) 51 mm. (2")	PZA	6.0	7,202.20	43,213.20
SUMA					3'220,686.99
COSTO DIRECTO :					

TABLA Nº 14

S. A. H. O. P.

DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS
SUBDIRECCION DE PROYECTOS

CONSTANTES "K" PARA PERDIDAS POR FRICCION

FORMULA DE MANNING

n = 0.009 y n = 0.010

Tuberías de plástico					Tuberías de asbesto cemento	
Diámetro Nominal en mm	RD Norma E-20-68	Presión de Trabajo Kg/cm ²	Diámetro interior en mm	K n = 0.009	Diámetro nominal en mm	K n = 0.010
13 (1/2")	13.5	22.4	14.1	1 634 000	50 (2")	8 046.88
19 (3/4")	13.5	22.4	18.1	406 000	64 (2 1/2")	2 400.93
25 (1")	26	11.2	21.5	102 800	76 (3")	962.62
32 (1 1/4")	26	11.2	30.4	27 240	100 (4")	199.61
38 (1 1/2")	26	11.2	39.0	13 160		
50 (2")	26	11.2	44.7	4 069	150 (6")	23.79
60 (2 1/2")	26	11.2	55.7	1 472	200 (8")	5.07
60 (2 1/2")	32.5	9.0	57.4	1 341	250 (10")	1.54
75 (3")	26	11.2	68.6	514.5	300 (12")	.58750
75 (3")	32.5	9.0	62.1	469.8	350 (14")	.25432
90 (3 1/2")	26	11.2	71.8	252.7	400 (16")	.12610
90 (3 1/2")	41	7.1	66.6	215.9	450 (18")	.06698
100 (4")	26	11.2	80.5	134.9	500 (20")	.03815
100 (4")	32.5	9.0	77.7	123.3	610 (24")	.01439
100 (4")	41	7.1	76.7	115.0	760 (30")	.00439
125 (5")	26	11.2	93.5	63.48	910 (36")	.00166
125 (5")	32.5	9.0	87.7	39.71		
125 (5")	41	7.1	84.3	37.25		
150 (6")	26	11.2	105.3	17.18		
150 (6")	32.5	9.0	107.9	15.91		
150 (6")	41	7.1	100.1	14.60		
200 (8")	26	11.2	126.3	4.191		
200 (8")	41	7.1	120.9	3.621		
200 (8")	64	4.5	111.8	3.283		
250 (10")	26	11.2	160.8	1.645		
250 (10")	32.5	9.0	155.2	1.499		

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

$$h_f = K L Q^2$$

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

h_f = pérdida por fricción en m.

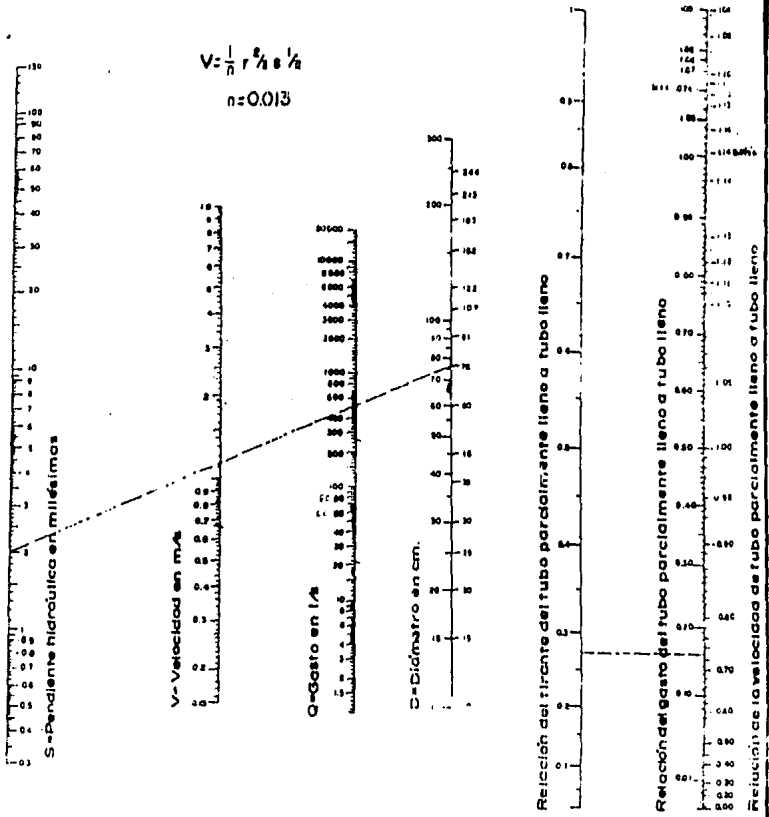
L = longitud, en m.

Q = gasto en m³/seg.

Formulé: Ing. Leoro Reynoso Torres

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

$$n = 0.013$$

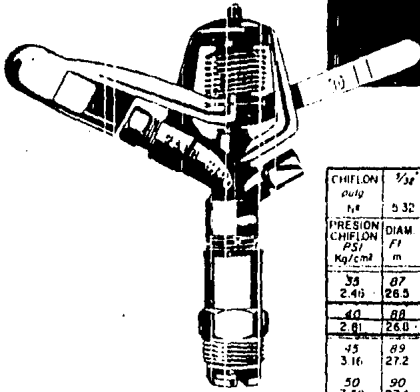


Ejemplo: D: 76 cm, con S = 2 milésimas, uniendo los puntos de estos datos se obtienen Q tubo lleno = 316 l/s y V tubo lleno = 1.14 m/seg. Si circulan 80 l/seg. con S = 2 milésimas, se calcula: $R = \frac{80}{316} = 0.25$ que llevada al su abscisa permite obtener $R_p = 0.73$ y $R_p = 0.27$ y de estos los cuales se calculan:
 V, parc. llen: = 1.14 x 0.73 = 0.83 m./seg.
 Q, parc. llen: = 0.27 x 0.76 = 0.21 m.

TESIS PROFESIONAL INGENIERO CIVIL **UNAM**

NOMOGRAMA DE MANNING $n = 0.013$

FIG # 19 ROBERTO FERRON GRACIA



CONÉCTE CON MACHO
DE 1/2" - 19 mm
PESO 366 gr

LEE EL ELEVADOR MINIMO DE 23 mm



MODELO N° 30

CON DOS CHIFLONES

CHIFLON pulg N°	3/32" x 3/32" 7"	1/16" x 1/16" 7"	1/8" x 1/8" 7"	3/16" x 3/16" 20"	1/4" x 1/4" 20"	3/8" x 3/8" 19"	1/2" x 1/2" 18"	
35	5.32 x 3.2	11.64 x 3.32	3.16 x 3.32	3.16 x 1.8	13.04 x 1.9	7.32 x 1.8		
PRESION CHIFLON PSI kg/cm ²	DIAM FI m	GASTO GPM LPS	DIAM FI m	GASTO GPM LPS	DIAM FI m	GASTO GPM LPS	DIAM FI m	GASTO GPM LPS
35	0.7	5.71	0.9	6.57				
2.45	0.265	0.260	0.44					
40	0.8	6.11	0.92	7.01	0.96	8.07	0.96	9.18
2.81	0.28	0.386	0.28	0.4	0.5	0.56	0.53	0.598
45	0.89	6.18	0.93	7.1	0.97	8.8	10.1	10.1
3.16	0.272	0.409	0.284	0.41	0.51	0.51	0.638	0.638
50	0.9	6.14	0.95	7.02	0.9	9.04	10.6	10.6
3.52	0.274	0.432	0.29	0.499	0.55	0.57	0.668	0.668
55					1.01	9.16	11.1	10.4
3.87					0.38	0.517	0.68	0.700
60							10.5	11.0
4.22							0.62	0.62

NOTAS: LA LINEA PUNTEADA INDICA LAS PRESIONES RECOMENDADAS PARA UNA MEJOR DISTRIBUCION. PARA EL ESTABLECIMIENTO DE NUEVAS SIEMBRA, SELECCIONE PRESIONES DEBAJO DE DICHA LINEA Y PARA CONDICIONES DE VIENTOS FUERTES, SELECCIONE ARRIBA DE LA LINEA PUNTEADA. LOS ALCANCES INDICADOS EN LAS TABLAS CORRESPONDEN A LOS DE RIESGO DE LOMPE Y A CONDICIONES DE 5 MILES A LA CAJAMA.

PARA USOS AGRICOLAS ES RECOMENDABLE LA ALGUNAS CON DE ASPERSORES CONJUNTOS CON CONJUNTO A PRESION D. DE GASTO POR ARIACION. ESCOJA LOS MODELOS INT.

EN CADA PEDIDO DEBERAN INDICARSE LOS DIAMETROS DE LOS CHIFLONES SELECCIONADOS.

MODELO N° 30W y 30W-TNT

CON UN SOLO CHIFLON

CHIFLON pulg N°	3/16" 9.64	1/4" 6.32	5/16" 11.64	3/8" 9.64	1/2" 13.64	3/4" 7.32
50	0.7	3.16	0.8	4.16	0.9	5.02
2.11	0.247	0.189	0.274	0.317		
40	0.83	3.13	0.81	4.45	0.92	5.37
2.81	0.253	0.219	0.268	0.281	0.28	0.333
45	0.89	3.04	0.81	4.72	0.93	5.70
3.16	0.256	0.242	0.272	0.298	0.284	0.360
50			0.91	4.98	0.95	6.01
3.52			0.274	0.315	0.29	0.38
55						1.01
3.87						0.474
60						1.05
4.22						0.517



CONECTE A MACHO
DE 1/2" - 19 mm
PESO 105 gr

USE EL ELEVADOR MINIMO DE 23 mm

FIG. N° 20 ASPERSORES



MANUFACTURERA FAIRBANKS MORSE, S.A. de C.V.

5553B-1 1/4" 3460 RPM IMPULSOR FIJAJI

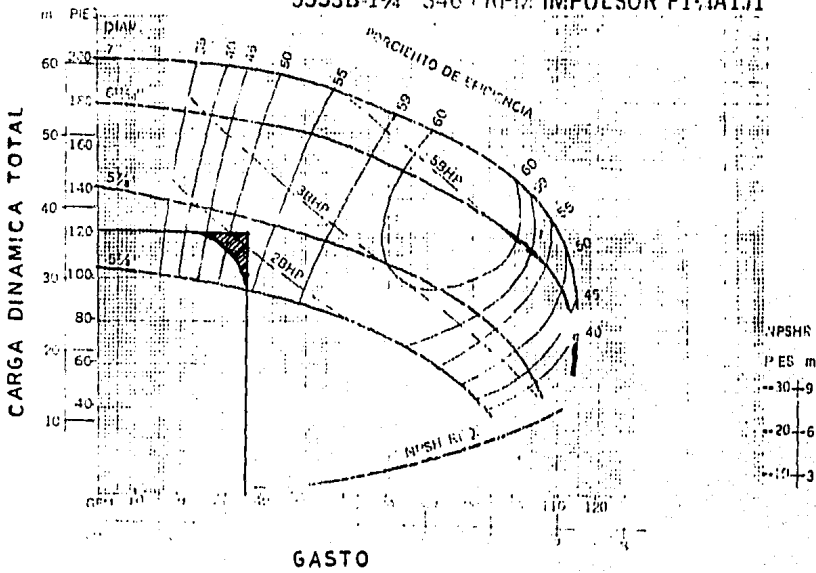
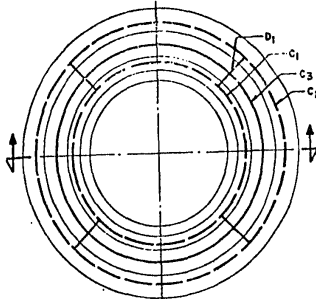
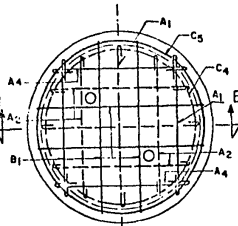


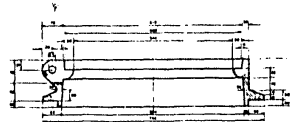
FIG Nº 21 CURVA DE AMBITO DE BOMBEO



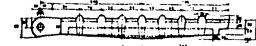
PLANTA



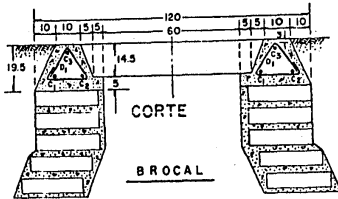
PLANTA



CORTE A-A DE LA BASE

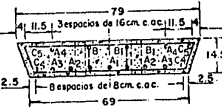


CORTE A-A DE LA TAPA



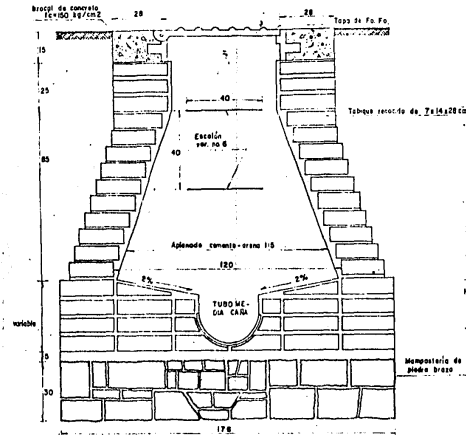
CORTE

BROCAL



CORTE B-B

TAPA



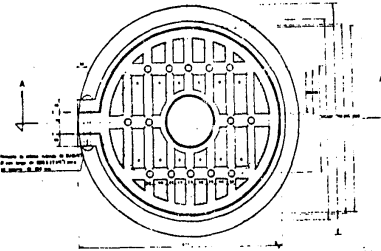
CORTE A-A

POZO DE VISITA

LISTA DE VARILLAS										
TIPO	No.	Ø	a.	b.	c.	d.	e.	f.	g.	h.
BROCAL										
C1	1	3/8"	333	106				10	343	343
C5	1	3/8"	238	76				10	248	248
C5	1	3/8"	282	90				10	292	292
D1	8	1/4"	13	14				8	31	408
TAPA										
A1	2	5/8"	53					13	79	150
A2	4	3/8"	47					13	73	232
A3	4	5/8"	37					13	63	252
A4	4	3/8"	47					13	73	232
B1	4	3/8"	75	65	12	11	10	10	185	740
C4	1	3/8"	201	64				10	211	211
C5	1	3/8"	223	71				10	233	233

CANTIDADES DE OBRA

	BROCAL	TAPA	TOTAL
Concreto f'c=190 Kg./cm ²	0.108m ³	0.064m ³	0.172m ³
Fierro de Refuerzo	1.1 Kg.	1.1 Kg.	1.1 Kg.
	5.0 Kg.	12.4 Kg.	17.4 Kg.



PLANTA

POZO DE VISITA TIPO COMUN

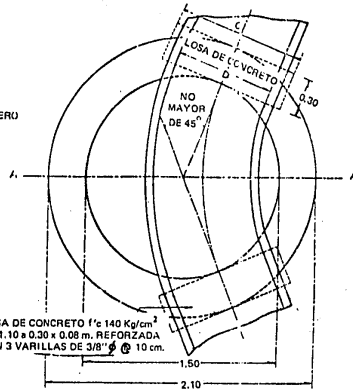
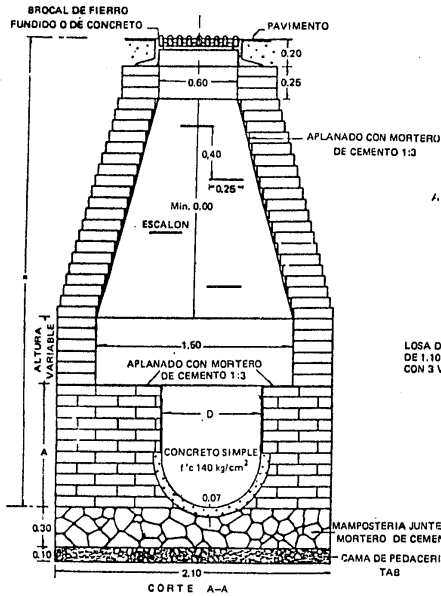
TESIS PROFESIONAL
INGENIERO CIVIL

UNAM

PLANO # 1

ROBERTO FERRON GRACIA

ABRIL / 85

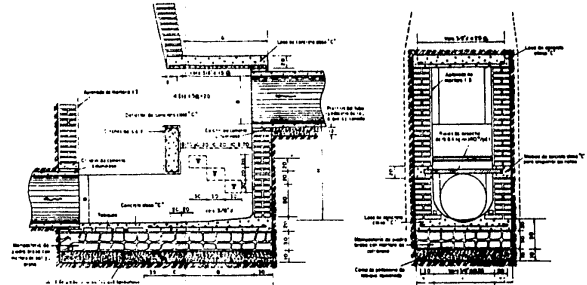


LOSA DE CONCRETO $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
 DE $1.10 \times 0.30 \times 0.08 \text{ m}$, REFORZADA
 CON 3 VARILLAS DE $3/8" \phi @ 10 \text{ cm}$.

PLANTA

DIAMETRO (m) D	A (m)	PROF. MINIMA (m)	C (m.)
0.76	0.91	1.25	1.10
0.91	1.07	1.35	1.30
1.07	1.24	1.50	1.60

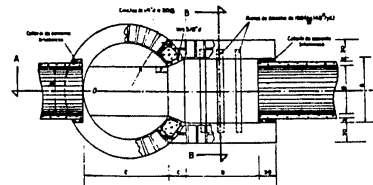
NOTA:
 Este proyecto de pozo se empleará en tubería de 1.22 m. de diámetro de pozo recto.



CORTE A-A

CORTE B-B

CARACTERÍSTICAS							
L	S	C	B	E	T	P	A
10	12	100	60	60	100	10	10



PLANTA

Escala grafica
 1:100
 1:200
 1:500

NOTAS -
 1. Se muestra las dimensiones en centímetros. Se admiten tolerancias de $\pm 0.25 \text{ cm}$ para el concreto y $\pm 0.50 \text{ cm}$ para la mampostería.
 2. Todas las superficies deben ser acabadas, pulidas y selladas con un impermeabilizante.

POZO DE VISITA ESPECIAL Y CON CAIDA

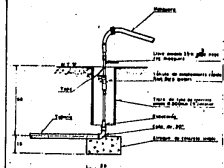
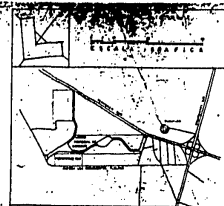
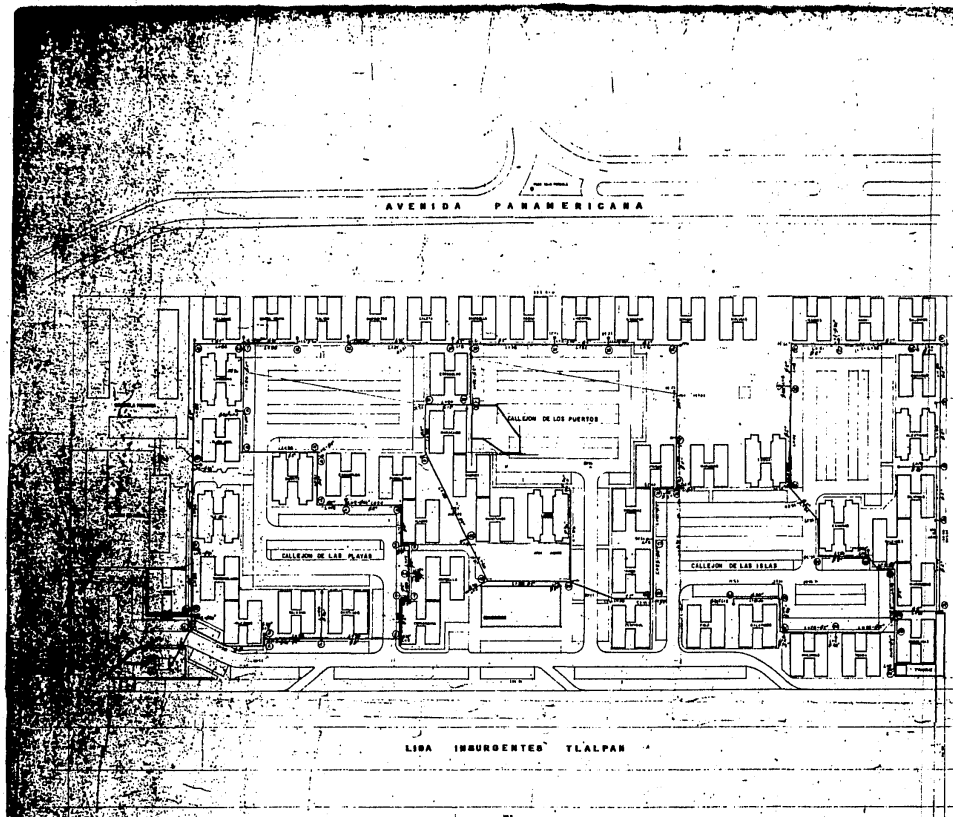
TESIS PROFESIONAL
 INGENIERO CIVIL

UNAM

PLANO # 2

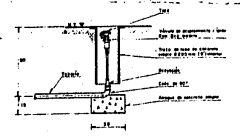
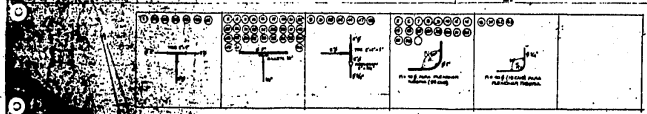
ROBERTO FERRON GRACIA

ABRIL / 85



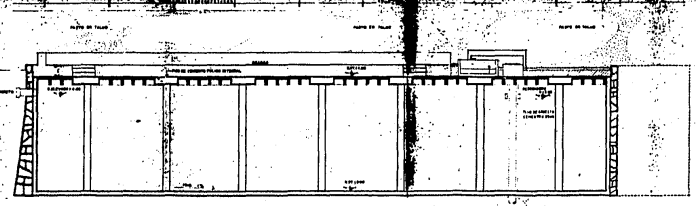
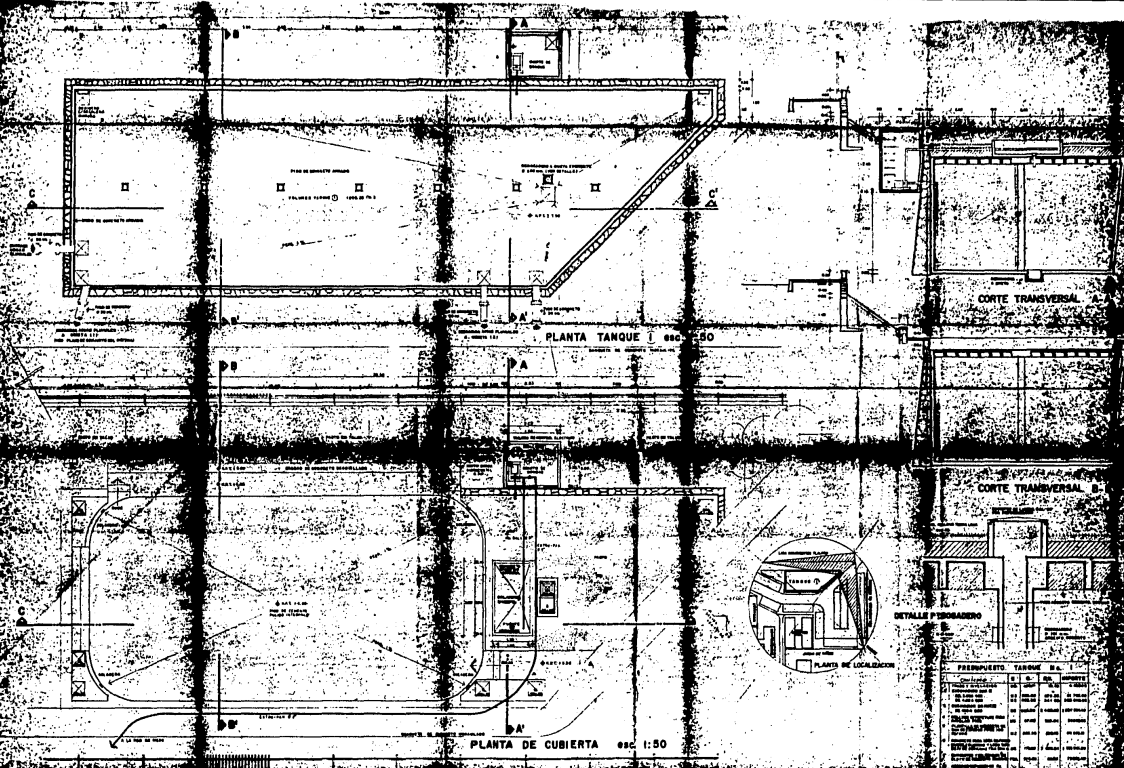
DETALLE PARA CONEXIÓN DE MANGUERA EN BIEDO
ESCALA 1:10

MANEJO DEL
SISTEMA DE MANTENIMIENTO
DEL SISTEMA DE RIEGO (VER PLANOS ANEXOS)
(VER PLANOS ANEXOS)



DETALLE DE SALIDA PARA RIEGO POSICIÓN CERRADA
ESCALA 1:10

SELA PROFESIONAL UNAM
INGENIERO CIVIL
RED DE RIEGO
CONJUNTO HABIT. PERECAL-IMAN
PLANO # 4 ROBERTO FERNÁNDEZ
1974



CORTE LONGITUDINAL C-C escala 1:50

DATOS DE PROYECTO

Nombre de la obra: ...
 Lugar: ...
 Fecha: ...

Elaborado por: ...
 Revisado por: ...
 Aprobado por: ...

RESUMEN DE CANTIDADES:

1.
2.
3.
4.
5.
6.
7.
8.
9.
10.
11.
12.
13.
14.
15.
16.
17.
18.
19.
20.
21.
22.
23.
24.
25.
26.
27.
28.
29.
30.
31.
32.
33.
34.
35.
36.
37.
38.
39.
40.
41.
42.
43.
44.
45.
46.
47.
48.
49.
50.
51.
52.
53.
54.
55.
56.
57.
58.
59.
60.
61.
62.
63.
64.
65.
66.
67.
68.
69.
70.
71.
72.
73.
74.
75.
76.
77.
78.
79.
80.
81.
82.
83.
84.
85.
86.
87.
88.
89.
90.
91.
92.
93.
94.
95.
96.
97.
98.
99.
100.

PERFORACIONES TANQUE

NO.	DESCRIPCION	DIAMETRO	PROFUNDIDAD	TIPO
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

UNAM

TANQUE SUBTERRANEO DE ALMACENAMIENTO

CONJUNTO HABIT. PEDREGAL-IMAN

PLANO # 5 ASERATO FERRON GRACIA

4.- COMPARACIONES CON OTROS SISTEMAS DE APROVECHAMIENTO DEL AGUA.

4.1. Descripción general de los sistemas.

Durante el desarrollo de este trabajo se puso de manifiesto la posibilidad de sustituir en parte el uso del agua potable en ciertas actividades, con el aprovechamiento de las aguas de lluvia. Pero -- hasta ahora no se ha visto objetivamente la conveniencia de adoptar este último sistema de aprovechamiento como fuente de abastecimiento de agua en la vida cotidiana del hombre.

Es en este capítulo en donde se verá dicha conveniencia, mediante un análisis comparativo con otros sistemas de aprovechamiento tradicionales tales como el de agua potable y el de aguas residuales tratadas.

A continuación se presentará un análisis por separado de las características fundamentales del equipo y operación para el mejoramiento de la calidad del agua en cada uno de los sistemas anteriores; para que finalmente se elabore un cuadro comparativo entre dichos -- sistemas.

4.1.1. Aguas Pluviales.

Como se dijo anteriormente, las aguas pluviales antes del contacto con la superficie terrestre generalmente algunas partículas sólidas y gases disueltos que adquieren sobretodo durante de descenso. Dentro de los contaminantes más comunes en este tipo de aguas se encuentran los siguientes:

a) Gases disueltos.

Acido sulfhídrico (H_2O_4) comúnmente conocido como vitriolo.

Oxígeno disuelto (O_2)

Nitrógeno (N), Nitrito (NO_2), Nitrato (NO_3)

Amoniaco (NH_3), conocido como gas amoniaco

Carbonatos (CO_3), Carbonos (CO), Bicarbonatos (CO_2).

Acido clorhídrico (HCL) conocido como acido muriático

b) Partículas sólidas.

Humos y polvos.

Partículas radiactivas

Y algunos contaminantes más que en mayor o menor cantidad, se van adquiriendo y mezclando con las aguas a lo largo de su caída. - Pero éstos son únicamente durante su descenso por lo que también - habrá que considerar todos aquellos que se adquieren durante el escurrimento de dichas aguas hasta la obra de captación, los cuales - por lo general son: el acarreo de partículas sólidas, aceites y lubricantes, desechos sólidos y algo de materia orgánica. Por lo que dichas aguas al captarse y almacenarse podrán adquirir olores y colores desagradables lo mismo que se formarían gases nocivos para la salud pública. Por eso para prevenir dichos acontecimientos es necesario darles por lo menos un mínimo tratamiento durante su captación,,

almacenamiento y previo a su aprovechamiento. También es recomendable desechar las primeras aguas captadas sobre todo al inicio del período de lluvias, debido a que éstas son las que acarrearán mayor cantidad de impurezas a lo largo de su recorrido.

Dependiendo del uso al que se destinen las aguas pluviales, será la calidad requerida por ellas y por ende el proceso de tratamiento que deberán recibir.

Para los fines que se persiguen en este trabajo; la calidad requerida por dichas aguas será la necesaria para el aprovechamiento de ellas en actividades ajenas al consumo directo del hombre como se estableció anteriormente. Por ello los métodos de tratamiento que se emplearán serán de tipo físico-químicos, tales como la desarenación y aeración, con lo que se eliminarán los sólidos flotantes y parte de los suspendidos y al mismo tiempo se disminuirá el color y la formación de gases y malos olores. Pero si se pensara en emplear estas aguas en actividades donde se exigiera una calidad mayor a la anterior, tal es el caso para el uso industrial, con lo que el proceso de tratamiento se complicaría, requiriendo de la sedimentación, filtración y quizá hasta una cloración, procesos que se vieron en el 2º capítulo (inciso 2.1.4). Pero aún más si se pensara para uso doméstico entendiendo éste como el consumo directo del hombre, será necesario su completa potabilidad y un mayor control de su manejo, además de pruebas de laboratorio constantes para verificar su calidad.

4.1.2. Aguas residuales tratadas.

El tratamiento de las aguas residuales es otra alternativa de aprovechamiento de aguas, habiendo destinado su empleo en actividades en donde se pueda evitar el uso del agua potable lo cual ha ido tomando

do mayor auge al paso del tiempo puesto que representa en la actualidad un ahorro considerable del agua potable.

En la Ciudad de México, en particular ha sido limitado el aprovechamiento de las aguas residuales tratadas, debido fundamentalmente a la falta de presupuesto y una adecuada planeación que permita desarrollar de una manera más amplia sistemas de tratamiento de las aguas residuales. Además, hacen falta estudios encaminados a establecer criterios de la calidad del agua requerida para cada uso determinado, -- fundamentalmente en la agricultura. Por ejemplo, para el riego de hortalizas, forrajes y otros cultivos. Otro tipo de estudios que son necesarios con respecto a la evaluación de los riesgos que estas aguas representan tanto para la salud y para el medio ambiente por la presencia en ellas de compuestos químicos orgánicos e inorgánicos, al mismo tiempo que el crear una legislación que rija el manejo y propiedad de estas aguas.

Resulta lógico pensar que el tratamiento que deberán recibir las aguas usadas, será diferente para cada caso en particular. Puesto que dicho tratamiento esta en función del grado de contaminación de éstas, de la calidad final deseada y del uso a la cual se les destine.

No siempre se requiere de la intervención del hombre para llevar a cabo un proceso de tratamiento de aguas residuales, puesto que también la naturaleza participa para tal efecto, mediante un proceso denominado autodepuración en donde la materia orgánica que contiene estas aguas provoca la descomposición de la misma, auspiciada por la acción bacteriana. Cuando existe abundancia de oxígeno actúan las bacterias aerobias y cuando falta, entran en acción las anaerobias, las cuales degradan a la materia orgánica y nutrientes que contienen las aguas usadas. La descomposición de éstas propician la propagación de

malos olores debido a la producción de gases generalmente sulfatados previamente de los lodos acumulados en el fondo de los sitios que los contienen así como de las espumas y cuerpos flotantes en la superficie de dichas aguas.

La acción de los rayos solares, las mismas bacterias, las algas y otros microorganismos, así como la infiltración, la evaporación y la dilución en aguas de mayor calidad, hacen que con el tiempo las aguas negras de acuerdo con el ciclo hidrológico (ver fig.No.22) - vuelven a ser útiles para el consumo de las plantas, de los animales y del ser humano. Pero este proceso natural requiere de un tiempo suficientemente largo para complementarse. Además para que esto suceda se tendrá que verter el agua residual en algún cauce natural, el cual para evitar su contaminación es indispensable darle un tratamiento previo a las aguas de vertido con lo que se reducirá el tiempo de la autodepuración.

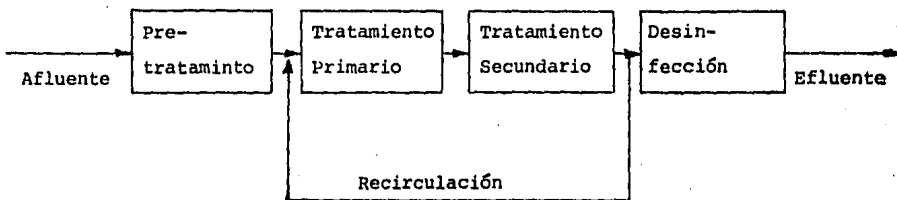
Las aguas residuales son el producto del agua potable que ha sido usada y empleada como vehículo y alojamiento de muchas impurezas, contienen infinidad de materias en solución y suspensión, algunas de las cuales resultan ser de suma importancia el poderse determinar para proyectar su uso y tratamiento futuro. Esto se hace mediante el análisis cualitativo y cuantitativo de los parámetros que definen el grado de contaminación de éstas. Entre los parámetros importantes que se deben determinar se encuentran los de carácter físico químicos y biológicos con lo que se obtendrá la calidad FQB de dichas aguas.

El grado de contaminación de las aguas residuales suele ser mucho mayor que el de las aguas pluviales por lo que el tratamiento de la primeras resulta de mayor complejidad y por ende se requieren

de más procesos tales como los secundarios o biológicos y los terciarios o avanzados repercutiendo en el equipo empleado para dichos procesos encareciendo el agua producto de ellos.

Anteriormente se comentó que según el grado de contaminación y la calidad final deseada de las aguas residuales era el tratamiento que debería recibir, es por ello que no se puede hablar de un tren de tratamiento en particular, pero sí de uno en general como el que se muestra en el cuadro No. 1 a manera de diagrama de flujo.

Cuadro No. 1: Diagrama de Flujo de un Tren General de Tratamiento de Aguas Residuales



El diagrama anterior se complementa con el siguiente cuadro sinóptico:

Tratamiento de Aguas Residuales:

Métodos físicos (primario)	Rejillas: Eliminación de sólidos pesados de gran volumen Desarenador: Eliminación de arena y materia prima pequeña Desgrasador: Eliminación de grasas Sedimentador: Eliminación de sólidos sedimentables	}	Fosa séptica Tanques inhof
Métodos biológicos (secundarios)	Oxidación	}	Filtración
	Aeración	}	Filtros intermitentes Lechos de contacto Filtros rociadores Lodos activados Discos biológicos Lagunas de estabilización Incluidores de aire Aspas giratorias
Métodos químicos (terciario)	En la actualidad no son muy usuales estos procesos por el alto costo que representan, sólo se ha llegado a la desinfección, ya sea con cloruros de cal o hipoclorito de sodio, también existe la ósmosis inversa y la precipitación química, las cuales se encuentran en pleno desarrollo.		

Con lo anterior se pueden formar diferentes criterios de procesos de tratamiento de aguas residuales, mediante la adecuada combinación de los equipos existentes para ello y con el conocimiento previo de la calidad inicial y final de dichas aguas habiendo definido que tendrán éstas.

4.1.3. Agua Potable

El suministro de este tipo de aguas para el futuro es lo que

en la actualidad ha preocupado a las diferentes dependencias dedicadas al análisis y solución de este problema por lo que se ha pensado en la construcción de nuevas fuentes de abastecimiento de éste líquido, las cuales se mencionaron en el primer capítulo. También se ha pensado en sustituir su uso por aguas residuales o pluviales en ciertas actividades donde no se requiera una agua de tan alta calidad.

El principal uso al que se destinará el agua potable en los centros poblados es el municipal, el cual incluye en grandes grupos, el doméstico, el comercial y en las industrias que requieran de dicha calidad. Pero también habrá que considerar las fugas de desperdicios que en ocasiones llegan a ser volúmenes tan altos que igualan o superan a los anteriores.

En el primer capítulo se definió como fuente de abastecimiento a " todo sitio susceptible de aprovechamiento del agua para el consumo humano ". Por lo que si se analiza el ciclo hidrológico (fig. No. 22) se verá que considera todas las posibilidades de fuentes de abastecimiento tanto subterráneas como superficiales las cuales se resumen en el siguiente cuadro sinóptico;

Fuentes de Abastecimiento	Aguas Subterráneas	Manantiales (obra de captación)
		Acuíferos (pozos profundos)
		Aguas freáticas (pozos incados, norias, galerías filtrantes, etc)
	Aguas Superficiales	Lluvia (cisternas, tanques de almacenamiento)
		Ríos (envalses, presas, represas, etc.)
		Lagos (obras de captación)
		Océanos (obras de captación)

en la actualidad ha preocupado a las diferentes dependencias dedicadas al análisis y solución de este problema por lo que se ha pensado en la construcción de nuevas fuentes de abastecimiento de éste líquido, las cuales se mencionaron en el primer capítulo. También se ha pensado en sustituir su uso por aguas residuales o pluviales en ciertas actividades donde no se requiera una agua de tan alta calidad.

El principal uso al que se destinará el agua potable en los centros poblados es el municipal, el cual incluye en grandes grupos, el doméstico, el comercial y en las industrias que requieran de dicha calidad. Pero también habrá que considerar las fugas de desperdicios que en ocasiones llegan a ser volúmenes tan altos que igualan o superan a los anteriores.

En el primer capítulo se definió como fuente de abastecimiento a " todo sitio susceptible de aprovechamiento del agua para el consumo humano ". Por lo que si se analiza el ciclo hidrológico (fig. No. 22) se verá que considera todas las posibilidades de fuentes de abastecimiento tanto subterráneas como superficiales las cuales se resumen en el siguiente cuadro sinóptico;

Fuentes de Abastecimiento	Aguas Subterráneas	Manantiales (obra de captación)
		Acuíferos (pozos profundos)
		Aguas freáticas (pozos incados, norias, galerías filtrantes, etc)
		Lluvia (cisternas, tanques de almacenamiento)
	Aguas Superficiales	Ríos (envalses, presas, represas, etc.)
		Lagos (obras de captación)
		Océanos (obras de captación)

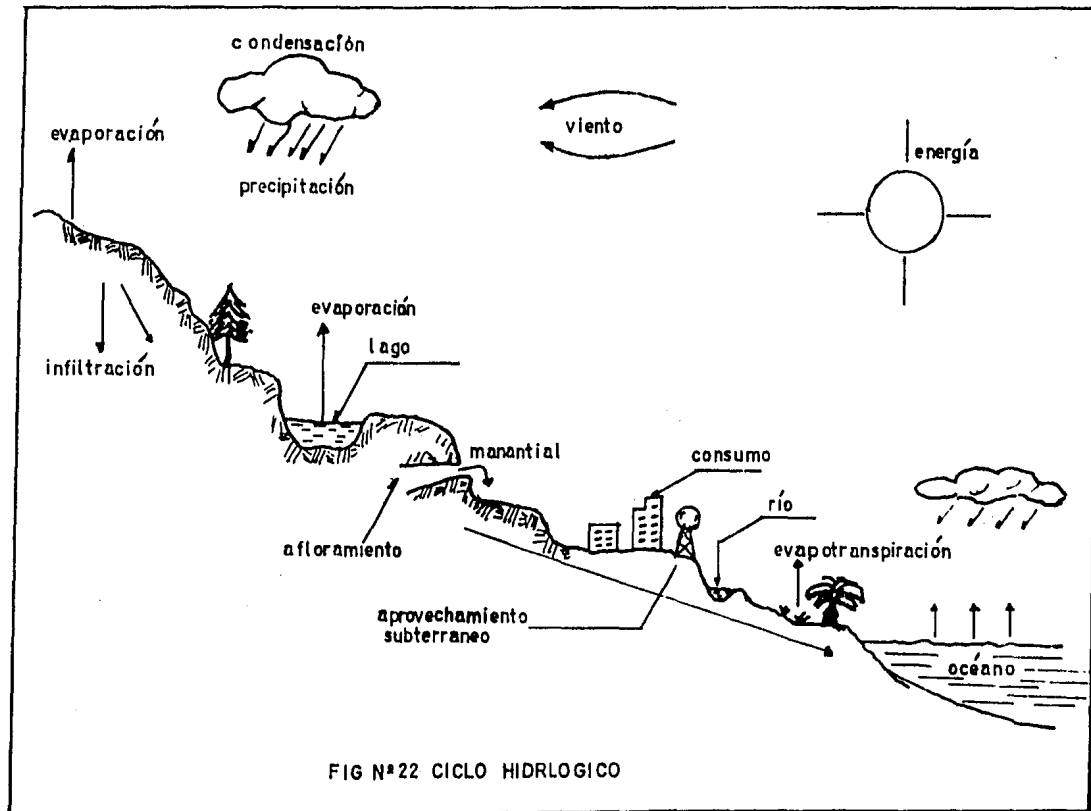


FIG N°22 CICLO HIDRLOGICO

A lo largo de la formación de estas fuentes de agua que contienen, adquieren ciertas impurezas, sobre todo las de origen superficial debido a que se encuentran expuestas a cualquier contaminación y al contacto directo del hombre, es por ello que se requiere de un tratamiento previo a su distribución. Dicho tratamiento puede ser desde una simple desinfección hasta un complejo proceso de potabilización, el cual también está en función de los contaminantes que se requieran remover. En el cuadro No. 2 se muestra el diagrama de flujo de un tren general de potabilización con lo que se podrá formar un criterio para seleccionar el proceso que sea más adecuado a las necesidades del caso que se trate.

Las plantas potabilizadoras y equipo de potabilización deberán diseñarse para el caudal máximo diario y bajo severos estudios basados en la interpretación de los análisis físicos, químicos, bacteriológicos y microscópicos del agua, llevados a cabo sistemáticamente durante un periodo más o menos largo ya que de éstos dependerá el dimensionamiento, distribución y características de las unidades que conformarán a la planta y equipos de potabilización que se deberán emplear.

4.2. Comparación de los sistemas de aprovechamiento.

Conocidas las características fundamentales de cada sistema de aprovechamiento, podrán compararse entre ellos para poder definir la rentabilidad del uso de las aguas pluviales en algunas actividades humanas.

Comparando a los sistemas de aprovechamiento anteriores desde el punto de vista de su calidad original, tratamiento necesario y equipo para ello.

a) Las aguas de origen metéorico son de mejor calidad que las residuales pero no al grado de ser potable.

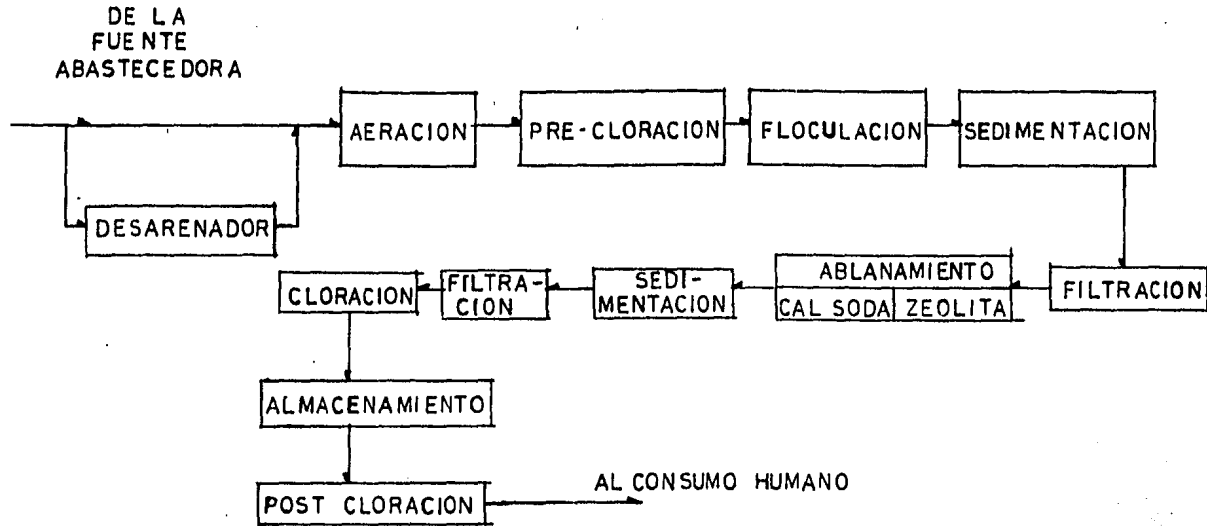
b) Los procesos de tratamiento de aguas pluviales son de menor capacidad que el de las de aguas negras y en ocasiones al del agua potable.

c) Los equipos y elementos necesarios para el tratamiento de las aguas pluviales son de fácil operación y de sencilla construcción que los requeridos por los otros sistemas.

d) Las obras de captación, conducción y distribución de aguas pluviales, podrán resultar de menor complejidad que para los otros sistemas.

En el cuadro No.3 se comparan el sistema de aguas residuales con el de aguas pluviales, desde el punto de vista, de uso, tratamiento requerido para cada uso y equipo necesario para cada tratamiento.

El sistema de aprovechamiento de agua potable se ha excluido de esta comparación debido a que es el que se pretende sustituir con los otros sistemas en las actividades enumeradas en dicho cuadro. Ya que en lo futuro se deberá controlar el uso del agua potable empleándola solamente en actividades donde se requiera su calidad.



CUADRO Nº 2 DIAGRAMA DE POTABILIZACION

USO	AGUAS PLUVIALES		AGUAS RESIDUALES	
	Nivel de Tratamiento	Equipo requerido	Nivel de Tratamiento	Equipo requerido
- Riego agrícola	-----	Proceso natural	Primario	Rejillas, desarenador, sedimentador
- Riego agrícola de cultivos que no deben consumirse crudos	Primario	Rejillas Desarenador	Primario y Desinfección	Rejillas, desarenador, desgrasador, sedimentador primario clorador
- Riego de áreas verdes - Llenado de lagos recreativos - Industrial	Primario	Rejillas Desarenador Aerador (espesores, gravitatorios mecánicos)	Secundario y Desinfección	Rejillas, desarenador, desgrasador sedimentador primario aerador (filtro rociador, lechos de contacto, incluidores de aire) sedimentador secundario clorador
- Industrial (procesos) - Comercio y servicios - Público y recreativo	Secundario y Desinfección	Rejillas Desarenador Sedimentador Filtro (de gravedad o a presión) Aerador Clorador	Terciario o Avanzado	Rejillas, desarenador, desgrasador sedimentador primario aerador (filtro rociador, lechos de contacto, incluidores de aire, etc.) sedimentador secundario clorador Ósmosis inversa
- Recarga de acuíferos	-----	Proceso natural de infiltración	Secundario o Terciario	No es factible en la actualidad, posiblemente hasta el año 2000
- Suministro de agua potable	Potabilización	Rejillas Desarenador Sedimentador Filtro (de gravedad o a presión) Aerador Precipitación química Clorador	Avanzado	En la actualidad a nivel experimental, pero factible en un futuro cercano

Cuadro No. 3 Comparación de usos y procesos de tratamiento entre el sistema de aguas pluviales y aguas residuales.

5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. Conclusiones.

Una vez que se han analizado los problemas de las inundaciones y escasez del agua potable, problemas que se han tratado de minimizar mediante la solución que consiste en controlar los escurrimientos de agua de lluvia para su aprovechamiento, que fue el tema principal de este estudio, se llegaron a las siguientes conclusiones.

- 1) Aún en la actualidad las inundaciones representan un problema para el hombre.
- 2) El control de los escurrimientos de agua de lluvia beneficia en muchos aspectos a la humanidad.
- 3) La escasez del agua potable conduce al gobierno del país a experimentar nuevas fuentes de abastecimiento.
- 4) El agua de lluvia como fuente de abastecimiento representa una opción de gran consideración para aprovecharse ampliamente en usos distintos del consumo humano.
- 5) En las zonas urbanas resulta poco económico crear obras de aprovechamiento de aguas pluviales para usos potables, pero sí es factible darles este uso a nivel individual en zonas rurales y pequeñas comunidades.
- 6) Los elementos que componen el sistema de aprovechamiento de aguas pluviales son en general similares a los de un sistema

tradicional de abastecimiento de aguas potables.

- 7) Las características hidrológicas de la zona de proyecto son muy importantes para determinar los volúmenes de agua que se podrán captar.
- 8) La topografía y geología de la zona en cuestión, tienen marcada influencia en el diseño de sistemas de aprovechamiento de agua pluvial.
- 9) El sistema aquí presentado no sólo se puede construir en un conjunto habitacional, sino en otros sitios, tales como centros deportivos y recreativos, pequeñas industrias, parques públicos, etc.
- 10) Por las dimensiones que puedan llegar a tener, de los tres tipos de depósitos de almacenamiento de aguas pluviales que han sido tratados en este estudio, el más usual es el enterrado o subterráneo, puesto que en ocasiones no se cuenta con una superficie adecuada para construirlos parcial o totalmente superficiales. Además el llenado de los depósitos subterráneos es por gravedad sin requerir de equipo de bombeo.
- 11) Existen diversos materiales para la construcción de estos sistemas de aprovechamiento, los cuales se deberán combinar con las características fisiográficas, hidrológicas y sociales de la zona de proyecto para obtener una obra económica y funcional.
- 12) Los parámetros más importantes que se deberán conocer y determinar para el diseño de estos sistemas son: la intensidad, - -

la precipitación media, el coeficiente de infiltración y los volúmenes y gastos por manejar.

- 13) En un sistema de aprovechamiento como el propuesto en este estudio el agua pluvial se captará y almacenará en tiempo de lluvias y se utilizará en épocas de estiaje; por lo que estas aguas estarán almacenadas por un periodo extenso, por lo que es necesaria la aeración constante de ellas para evitar su descomposición.
- 14) La calidad de las aguas pluviales es mejor al de las aguas negras pero menor que la del agua potable.
- 15) Las obras que componen un sistema de tratamiento de aguas pluviales pueden ser menos complejas que para algún otro sistema de aprovechamiento de aguas, por lo que su costo de construcción y operación también puede ser menor.
- 16) No existen estudios económicos de los dos sistemas tradicionales de aprovechamiento de aguas.

5.2. Recomendaciones.

Considerando los problemas económicos por los que atraviesa nuestro país, hay que procurar un mejor aprovechamiento de los recursos naturales y en particular del recurso agua evitando su uso indiscriminado, ya que es uno de los elementos vitales para la subsistencia del hombre. Para lo cual se presentan las siguientes recomendaciones.

- a) Elaborar los estudios de calidad y volumen de agua requeridas por las diferentes actividades industriales del país, para --

así evaluar la conveniencia de utilización de aguas pluviales y su mejor aprovechamiento.

- b) Al través de un análisis detallado y profundo de los diferentes usos del agua, revisar y complementar los ordenamientos legales procurando optimizar el aprovechamiento del agua en la medida que su calidad así lo permita.
- c) Aprovechar al máximo posible las aguas de origen meteórico; inicialmente en el riego de áreas verdes, lavado de vehículos, calles, aceras y posteriormente si así fuera conveniente en el uso industrial y/o alguna otra actividad que refleje desarrollo económico y/o social sin necesidad del agua potable.
- d) Efectuar estudios comparativos de costos de sistemas tradicionales de uso de aguas potables y reuso de aguas negras contra el aprovechamiento de aguas pluviales para definir la conveniencia del empleo de estas últimas en las distintas áreas de la actividad humana.
- e) Reforzar las campañas contra el uso indiscriminado del agua potable y fomentar el uso de agua de lluvia, así como de aguas tratadas en las actividades que no requerirán la calidad del agua potable.
- f) Difundir en el medio rural la tecnología para el óptimo aprovechamiento de las aguas pluviales, sobre todo en lo que respecta al uso agrícola y doméstico principalmente.
- g) Efectuar estudios de la calidad de las aguas pluviales, sobre

todo en zonas donde se presente el fenómeno de lluvia ácida, para desechar la posibilidad de su aprovechamiento, por considerarse de pésima calidad.

BIBLIOGRAFIA

1. Agua su calidad y tratamiento 1963. Manual preparado por la American Water Works Association. México Uthea.
2. El sistema hidráulico del Distrito Federal. D.G.C.O.H., D.D.F.
3. Apuntes de Ingeniería Sanitaria. Ing. Ernesto Murquía Vaca. Facultad de Ingeniería Universidad Autónoma de México.
4. Apuntes de Contaminación de Aguas. Ing. Ernesto Murquía Vaca. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
5. Manual de Tratamiento de Aguas. Departamento de Sanidad del - Estado de Nueva York. México, Limusa.
6. Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales. Tomo No.1 FAIR, GEYER Y OKUN.
7. Cálculo y construcción de depósitos. Gerardo G. Zabaleta. CEAC.
8. Cálculo de alcantarillados. Tesis profesional del Ing. Alberto Vargas Villegas. 1957
9. Potabilización y tratamiento. Tesis profesional del Ing. Luis - Alejandro Gutiérrez Morales. 1993.

REFERENCIAS

1. La gran inundación. Richa Everett Boyer. Sen. Setentas.
2. Trato personal con el Inj. Jesús Torre Desauri Subdirector de Alcantarillado. De la D. G. C. O. H. del D. D. F
3. Ultimo censo 1980, Agenda de Datos Básicos sobre la Población de México. 1980-200 . S. P. P.
4. El sistema hidráulico del Distrito Federal . D.G.C.O.H., D.D.F.