

201 142
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA



SISTEMA DE CAPTACION DE LLUVIA PARA
EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A

ERWIN CARLOS CANDIDO RIVERA GARCIA

México, D. F.

1981



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	pág.
1. INTRODUCCION	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Motivo de la Tesis	2
1.2.1 Justificación	2
1.2.2 Objetivo	3
1.3 Desarrollo de la tesis	3
2. DATOS INICIALES PARA EL DISEÑO	5
2.1 Descripción del Sistema	6
2.2 Características de la Zona de Proyecto	8
2.2.1 Localización geográfica	8
2.2.2 Generalidades del lugar	8
2.2.3 Clima	10
2.2.4 Servicios	10
2.2.5 Sistema de abastecimiento de agua potable	10
2.2.6 Sistema de alcantarillado	11
2.3 Análisis Estadístico	11
2.3.1 Precipitación media anual	11
2.3.2 Precipitación media mensual	12
2.3.3 Distribución mensual de la precipitación media	18
2.3.4 Número promedio de días al año -- con precipitación inapreciable	21

	pág.
2.3.5 Número promedio de días al año con precipitación apreciable	21
2.3.6 Precipitación máxima en 24 horas	21
2.4 . Análisis Probabilístico	22
3. ELEMENTOS DE CAPTACION Y CONDUCCION	27
3.1 Elementos de Construcción Requeridos	28
3.2 Materiales Para Techos	28
3.3 Proporción Lluvia-Superficie de Captación	29
3.4 Determinación de la Dotación	35
3.5 Volumen de Lluvia Captado Durante una -- Tormenta	38
3.6 Canales de Desagüe	42
3.6.1 Ferrocemento	44
3.7 Bajada de Aguas Pluviales (B.A.P.)	46
3.7.1. Cálculo de Pérdidas en la B.A.P. del Lado A	52
3.7.2 Cálculo de Pérdidas en la B.P.A. del Lado B	57
4. ELEMENTOS PARA DEPURACION, ALMACENAMIENTO - Y DISTRIBUCION DEL AGUA	62
4.1 Cámara de Sedimentación	63
4.1.1 Volumen de la Cámara de Sedimentación	63
4.1.2 Limpieza de la Cámara de Sedimentación	65
4.1.3 Características de la Cámara	66

	pág.
4.2 Vertedor	69
4.3 Filtro de arena lento	72
4.4 Diseño del filtro de arena lento	74
4.4.1 Dimensionamiento de las unidades	74
4.4.2 Sistema de drenaje	75
4.4.3 Diámetro del dren principal	76
4.4.4 Clase de tubería para el dren principal	80
4.4.5 Número de perforaciones en el dren	85
4.4.6 Material de soporte del medio filtrante	87
4.4.7 Espesor de la capa de soporte	87
4.4.8 Granulometría del material de soporte.	88
4.4.9 Especificaciones del material para filtro	88
4.4.10 Granulometría y espesor del Lecho de arena	89
4.4.11 Tirante de agua sobre el lecho filtrante	90
4.4.12 Pérdida de carga en la filtración	90
4.4.13 Lavado de la arena del filtro	92
4.5 Cisterna	94
4.5.1 Capacidad de la cisterna	95
4.5.2 Controles de la Cisterna	98
4.5.3 Control de las válvulas	99
4.5.4 Compuertas	99
4.5.5 Vertedor de demasías	100
4.5.6 Ventilación	100
4.5.7 Impermeabilización	101
4.5.8 Mantenimiento	101
4.6 Potabilización	102

	pág.
4.7 Distribución del agua	105
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	107
APENDICE A. CALCULO ESTRUCTURAL	111
A.1 Diseño de Muros	112
A.2 Cálculo de la Losa Superior	118
A.3 Diseño de la Losa de Fondo	120
A.4 Diseño de Trabes	123
APENDICE B. PRESUPUESTO	126
BIBLIOGRAFIA	133

1. INTRODUCCION

La lluvia es la fuente primaria y gratuita de todo suministro de agua.

Sin embargo en la actualidad se parte de un concepto equivocado: se insiste en extraer el agua del subsuelo; - cuando los "pozos artesianos" están arriba, en las nubes.

Pero sí se acepta el hecho, de que toda el agua de lluvia que cae en un entorno controlado por el hombre; sea - conducida superficialmente o mediante un conducto directamente hasta un depósito adecuado, antes de que el agua llegue - hasta cualquier corriente superficial o se infiltre en el -- subsuelo.

Será posible que cada persona pueda utilizar el -- agua que cae naturalmente en su entorno, sin tener que esperar a que se filtre en la tierra, o escurra a través de los drenajes hasta una corriente superficial, únicamente para -- luego captarla, repartirla en depósitos, almacenarla y conducirla hasta el grifo.

1.1 ANTECEDENTES

Este sistema era ya conocido en México en la época precortesiana, y la idea fué aprovechada durante la Colonia, en la construcción de un gran número de conventos.

Luego, la forma relativamente fácil y barata de obtener agua de los ríos y de trasladar el agua por medio de -

acueductos, hizo que el sistema cayera en desuso.

Es ahora, cuando las fuentes de aprovisionamiento empiezan a ser agotadas, y a producirse problemas de contaminación, al tiempo que la demanda de agua crece en forma - desmesurada, se avisa la conveniencia de volver al punto_ de partida.

1.2 MOTIVO DE LA TESIS

Uno de los problemas primordiales en los países - en vías de desarrollo, como México, es el abastecimiento de agua potable, debido generalmente a la lejanía de las fuentes de abastecimiento, así como al alto costo de su potabilización y distribución.

Así de esta forma con el sistema de captación y - almacenamiento de agua de lluvia, el problema del abastecimiento de agua potable quedaría resuelto en muchas regiones del país.

1.2.1 Justificación

El presente trabajo se justifica por el hecho de_ que proporciona otra alternativa en el abastecimiento de -- agua potable.

Aunado a ésto, se mejoraría la salud de la población, sobre todo a nivel rural, y en las ciudades se podrían reducir las inundaciones; las que se originan precisamente_

por el agua de lluvia.

Además, se lograría algo muy importante, se evitaría el daño ecológico que provoca quitar agua de una cuenca hidrológica para dársela a otra; como sucede con la Cuenca del Valle de México y las cuencas aledañas a ella.

1.2.2 Objetivo

El principal objetivo de este trabajo, es lograr que mediante este sistema la mayor parte de los mexicanos que carecen del vital líquido, puedan gozar de él en cantidad y calidad.

Así mismo, con la captación adecuada del agua de lluvia y su almacenamiento inmediato, se brindaría un gran ahorro al país.

Este ahorro vendría dado directamente al evitarse en general casi todos los implementos que son necesarios para dotar de agua potable a una población mediante los sistemas tradicionales.

1.3 DESARROLLO DE LA TESIS

El capítulo segundo, contiene la descripción general del sistema de captación y almacenamiento de agua de lluvia.

Así como la localización y descripción del sitio donde se emplaza el proyecto.

A continuación es presentada la información necesaria para el diseño; realizando con ella dos análisis, uno estadístico y el otro probabilístico.

El siguiente capítulo, el tercero muestra una relación de los elementos de construcción requeridos para poner a funcionar el sistema.

En seguida; se plantea cómo determinar la cantidad de agua que es posible captar en un entorno; así como también, se calcula la sección requerida por los canalones de desagüe.

Posteriormente, es realizado el cálculo de pérdidas, por fricción y locales, en los tubos de las bajadas de aguas pluviales; con el objeto de obtener los diámetros adecuados.

En el cuarto capítulo, se determinan las dimensiones y características de los tres elementos que integran el dispositivo de depuración y almacenamiento del agua.

El quinto capítulo contiene las conclusiones y recomendaciones pertinentes para el caso.

Por último, se agregan dos apéndices, el primero, el A, contiene el cálculo estructural de los tres elementos del dispositivo de depuración del agua.

Y el segundo, el B, es el presupuesto de los elementos necesarios para integrar el sistema que aquí se plantea.

2. DATOS INICIALES
PARA EL DISEÑO

2.1 DESCRIPCION DEL SISTEMA

El sistema que aquí se propone, para dotar de agua potable a una casa habitación, emplazada en un medio rural; consiste, a groso modo, en captar el agua de lluvia, depurarla, almacenarla y disponer su distribución dentro de la casa.

La casa se sitúa en el sureste de la República Mexicana, zona donde la precipitación media anual es de las más altas del país, sin embargo en esta región, la lluvia en lugar de brindar beneficios, causa problemas.

Las superficies más factibles para captar el agua de lluvia en una casa habitación, son: el techo, patio, y en general cualquier porción de terreno, que se pueda aprovechar para atrapar el agua que la naturaleza brinda en forma completamente gratuita.

Después de atrapar el agua, ésta se conduce por medio de canalones; si el agua ha sido captada en el techo, o superficialmente si se obtiene el agua en el patio o en cualquier terreno aledaño a la casa.

Acto seguido el agua es llevada hasta una cámara de sedimentación, por medio de bajadas pluviales, cuando el agua proviene del techo; o mediante un pequeño canal, cuando la lluvia se obtiene en terrenos aledaños a la casa.

Pero antes de pasar directamente a la cámara de sedimentación el agua captada se hace pasar por una coladera de malla ancha con el objeto de quitarle las basuras más grandes, que pueda traer consigo.

2.1 DESCRIPCION DEL SISTEMA

El sistema que aquí se propone, para dotar de agua potable a una casa habitación, emplazada en un medio rural; consiste, a groso modo, en captar el agua de lluvia, depurarla, almacenarla y disponer su distribución dentro de la casa.

La casa se sitúa en el sureste de la República Mexicana, zona donde la precipitación media anual es de las más altas del país, sin embargo en esta región, la lluvia en lugar de -- brindar beneficios, causa problemas.

Las superficies más factibles para captar el agua de lluvia en una casa habitación, son: el techo, patio, y en general cualquier porción de terreno, que se pueda aprovechar para atrapar el agua que la naturaleza brinda en forma completamente gratuita.

Después de atrapar el agua, ésta se conduce por medio de canalones; si el agua ha sido captada en el techo, o superficialmente si se obtiene el agua en el patio o en cualquier terreno aledaño a la casa.

Acto seguido el agua es llevada hasta una cámara de sedimentación, por medio de bajadas pluviales, cuando el agua proviene del techo; o mediante un pequeño canal, cuando la lluvia se obtiene en terrenos aledaños a la casa.

Pero antes de pasar directamente a la cámara de sedimentación el agua captada se hace pasar por una coladera de malla ancha con el objeto de quitarle las basuras más grandes, que pueda traer consigo.

La cámara sedimentadora tiene un vertedor de pared -- gruesa que permite que el agua pase hacia otro compartimento, -- donde se encuentra un filtro de arena lento, el cual elimina ca si todas las impurezas que el agua pueda contener.

Con el objeto de evitar dañar el filtro, la cámara de sedimentación, cuya función es restar trabajo al filtro, está -- dotada de un rebasadero, con el objeto de verter los excedentes de agua de lluvia captada; así como de un conducto de desagüe -- para su limpieza periódica.

En la parte más baja del muro que separa la cámara de filtrado y la cisterna, se coloca un dren, el cual consiste en -- un tubo de 50.8 mm (2") Ø, a través del cual el agua filtrada se conduce a la cisterna para su almacenamiento.

La cámara de almacenamiento del agua filtrada es a lo que se llama propiamente la cisterna; de ésta, el agua se bom-- bea ya sea a un tinaco colocado en el techo de la casa, para su distribución, o se obtiene de la misma cisterna por medio de una bomba impelente. Esta es pues una breve descripción del sistema de captación de agua de lluvia y su tratamiento para poder ser -- consumida por el ser humano.

El proceso descrito anteriormente, se ilustra en la fi gura 2.1 mediante un diagrama de bloques:

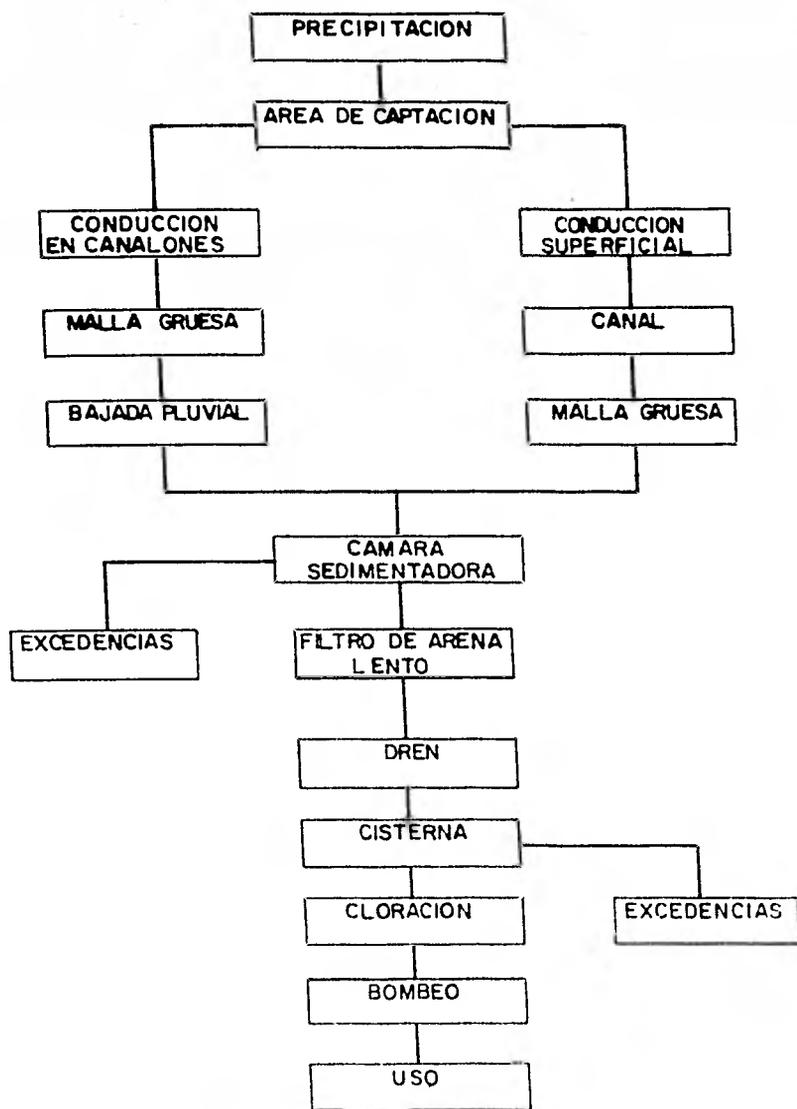


Fig. 21 Descripción del sistema de captación y depuración del agua de lluvia

2.2 CARACTERISTICAS DE LA ZONA DE PROYECTO

Es aconsejable que el sistema de captación y almacenamiento de agua de lluvia, sea puesto en práctica, de preferencia, en un lugar donde la precipitación pluvial sea abundante.

Lo anterior se hace con el objeto de brindar a los usuarios una dotación de agua razonable y evitar así, las restricciones en el consumo del líquido.

2.2.1 Localización Geográfica.

En nuestro país una de las zonas que tiene mayor precipitación media anual; es la zona del sureste.

Dentro de ella se encuentra ubicado el Estado de Tabasco, donde el Municipio de Teapa se significa por su alta precipitación pluvial.

Este municipio se localiza en la región de la sierra, entre los 17° 30' de latitud norte y 93° 00' de longitud oeste.

Sus límites son: al norte el municipio del centro, al sur y al oeste el Estado de Chiapas y al este los municipios de Jalapa y Tacotalpa; tal y como se observa en la figura 2.2.

En el municipio de Teapa, el lugar que interesa para el presente estudio es, precisamente la cabecera municipal, cuyo nombre es, también Teapa.

2.2.2 Generalidades del Lugar

La población de Teapa se encuentra enmarcada dentro de una zona principalmente agropecuaria, siendo la ocupación de la población, por sectores la que se muestra a continuación:

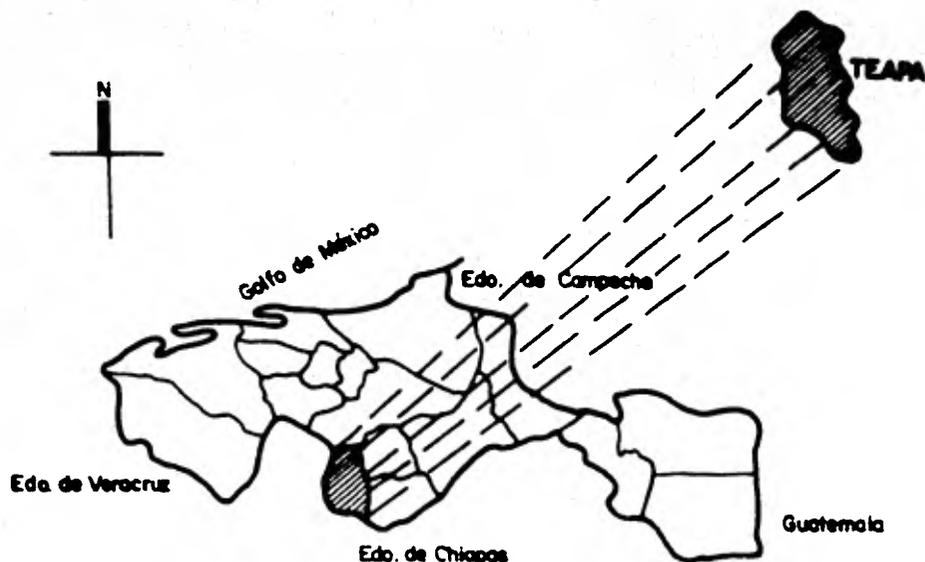


Fig.22. Localización geográfica del municipio de Teapa, Tabasco

T E A P A	100.00%
Agricultura, Ganadería, Silvicultura, Caza y Pesca	53.49%
Industria Extractiva y Transformación	12.49%
Comercio y Servicios	26.69%
Otras actividades no especificadas	7.33%

La topografía del lugar, presenta ligeros accidentes ^{1/} con lomeríos suaves.

^{1/} Fuente: Comité Promotor de Desarrollo Socioeconómico del Estado de Tabasco. Plan Estatal de Desarrollo (Segunda Versión) Plan Municipal de Desarrollo. Teapa. Diciembre 1979.

2.2.3 C l i m a

Este lugar se caracteriza por su clima cálido húmedo, presentándose una temperatura media mensual de 25° C, siendo la máxima media mensual de 29.2° C en el mes de mayo y la mínima - media mensual de 21.8° C en el mes de diciembre.

En cuanto al régimen de precipitaciones, la ciudad se caracteriza por una lluvia media anual de 3 933 mm., con un promedio máximo mensual de 864 mm. en el mes de septiembre y un mínimo mensual de 51 mm. en el mes de abril; más adelante se abundará sobre este aspecto.

2.2.4 S e r v i c i o s

La localidad cuenta con correos, telégrafos, teléfonos y energía eléctrica, de los cuales sólo el último servicio es - deficiente.

Para atender las necesidades de salud de la población, funcionan un centro de salud y un hospital, ambos dependientes de la Secretaría de Salubridad y Asistencia.

En lo referente a la educación, ésta se satisface íntegramente en los niveles básico y medio.

Aproximadamente el 65% de las calles se encuentran pavimentadas, principalmente con concreto. Dos limitantes para su conservación son: el tránsito continuo de vehículos de gran peso, así como persistentes precipitaciones pluviales.

2.2.5 Sistema Actual de Abastecimiento de Agua Potable

Las fuentes de abastecimiento son: un pozo profundo de

80 m. y el río Saiba, de donde se obtiene el agua mediante una obra de toma construida en una pequeña presa sobre dicho río.

Existen dos tanques de regularización, cuyas capacidades son 80 y 1 400 m³ respectivamente.

La tubería de la red de distribución se encuentra en buen estado; sin embargo el servicio no es continuo y en las zonas más altas, la presión es baja; así como también hay algunos barrios que carecen del servicio.

Las cuotas que se cobran por el servicio son las que se muestran a continuación:

Tipo de uso	\$/10 m ³
Doméstico	28.00
Comercial	33.00
Industrial	40.00

2.2.6 Sistema de Alcantarillado

Sólo las 3/4 partes de la población cuentan con este servicio; aunque se advierten problemas de azolve en la red. Finalmente, las aguas negras son vertidas directamente, sin ningún tratamiento, al río Teapa.

2.3 ANALISIS ESTADISTICO

2.3.1 Precipitación Media Anual 2/

En los últimos 40 años, la precipitación media anual en el Estado de Tabasco ha sido del orden de 1 300 mm.

2/ Datos tomados del "Atlas del Agua" de la antigua SRII.

Asimismo, en una zona cercana a los límites de los estados de Oaxaca, Tabasco y Chiapas, se han llegado a registrar valores superiores a 3 700 mm.

Es importante observar que a medida que la planicie - del Estado de Tabasco se va acercando a la serranía de Chiapas, se va incrementando la precipitación media anual.

A continuación se muestra la precipitación media anual en milímetros, registrada en el período 1931-1970 en tres estaciones del Estado de Tabasco.

Macuspana	2 453
Teapa	3 835
Villahermosa	2 219

2.3.2 Precipitación Media Mensual 2/

En seguida se muestra, mes por mes, la variación que tiene la precipitación en la zona del sureste, en general y el Estado de Tabasco, en particular. Para lo cual y con objeto de ilustrar mejor el segundo caso, se consignan los datos registrados, en milímetros, en cuatro estaciones pluviométricas del estado.

Enero. - En la región del sureste se registran intensidades acusadas, del orden de 250 mm. En Tabasco la variación - es entre 64 y 250 mm.

Comalcalco	174.3	Teapa	313.2
Macuspana	148.8	Villahermosa	154.7

2/ Datos tomados del "Atlas del Agua" de la antigua SRH.

Febrero. - En los límites entre Tabasco y Chiapas, muy cerca de la ciudad de Villahermosa se precipitan más de 125 mm de lluvia.

En el Estado de Tabasco la variación de lluvia es entre 64 y 125 mm., presentándose el máximo valor en Teapa y el mínimo en Villahermosa.

Comalcalco	92.7	Teapa	191.0
Macuspana	94.2	Villahermosa	75.2

Marzo. - En el Estado de Tabasco la oscilación promedio es de 64 mm.

Comalcalco	63.6	Teapa	162.7
Macuspana	73.7	Villahermosa	76.6

Abril. - Este mes es uno de los más secos en la mayor parte del territorio nacional.

En la región del sureste y concretamente en la frontera de los estados de Chiapas y Tabasco, el valor mensual que en enero fue de 250 mm., ahora se ha reducido a 64 mm.

Comalcalco	52.5	Teapa	139.1
Macuspana	66.7	Villahermosa	51.5

Mayo. - Se inicia la temporada lluviosa en las porciones oriental y sur del país. En el Estado de Tabasco la variación va de 64 a 250 mm.

Comalcalco	79.1	Teapa	213.7
Macuspana	130.7	Villahermosa	100.3

Junio. - Una de las porciones con mayor cantidad de lluvia es la parte más elevada de la Sierra Madre de Chiapas; - cuya variación es de 250 a 500 mm. En Tabasco de 125 a 250 mm.

Comalcalco	178.1	Teapa	310.0
Macuspana	258.8	Villahermosa	187.4

Julio. - En este mes actúan como factores importantes, generadores de lluvia, los ciclones originados en los océanos - Pacífico y Atlántico.

Julio es un mes característico de la temporada de lluvias; nuevamente se presenta el caso de que en el sureste del - país se registra la más alta precipitación mensual. En la Meseta Central de Chiapas la precipitación se eleva hasta 250 mm.

Comalcalco	155.7	Teapa	337.4
Macuspana	199.9	Villahermosa	200.0

Agosto. - Durante este mes, en la mayor parte del territorio nacional, la precipitación registrada es superior a 64 mm. Los ciclones tropicales de los océanos Pacífico y Atlántico, producen lluvias de importancia.

En el estado de Tabasco, la precipitación es del orden de 250 mm.

Comalcalco	129.4	Teapa	393.8
Macuspana	218.1	Villahermosa	210.5

Septiembre. - La temporada de lluvias se acentúa, con valores mayores que los registrados en agosto. En este mes son notorios los efectos generadores de lluvia, derivados de los ci

clones tropicales de los océanos Pacífico y Atlántico.

En Tabasco la variación de lluvia es de 250 a 500 mm., presentándose el valor máximo en Teapa.

Comalcalco	350.9	Teapa	595.5
Macuspana	428.1	Villahermosa	357.3

Octubre. - En este mes declina la acción de los vientos alisios como alimentadores de masas cargadas de humedad, - por lo que a partir de mediados de octubre concluye, en general, la temporada de lluvias.

Todavía, en este mes se recibe la influencia de ciclones tropicales; que son factor determinante de intensas lluvias, lo cual por lo general sucede en los primeros días del mes.

La zona de mayor precipitación en todo el territorio nacional es la del sureste, registrándose, en lo general, valores superiores a 250 mm., en la porción limítrofe de Tabasco, - Veracruz y Chiapas.

La variación de precipitación en el Estado de Tabasco es del orden de 250 mm.

Comalcalco	383.0	Teapa	482.2
Macuspana	314.7	Villahermosa	291.6

Noviembre. - La lluvia desciende, con respecto al mes anterior, una de las zonas con más de 64 mm es la porción boreal de las montañas del norte de Chiapas.

En Tabasco la precipitación se presenta con valores en tre 125 a 250 mm.

Comalcalco	209.6	Teapa	300.2
Macuspana	179.6	Villahermosa	195.4

Diciembre. - La precipitación, en general, disminuye; excepto en la zona que se encuentra bajo la influencia de los "nortes".

En Tabasco; donde se presentan los mayores valores medios, la precipitación varía de 125 a 250 mm.

Comalcalco	201.9	Teapa	296.8
Macuspana	172.5	Villahermosa	168.6

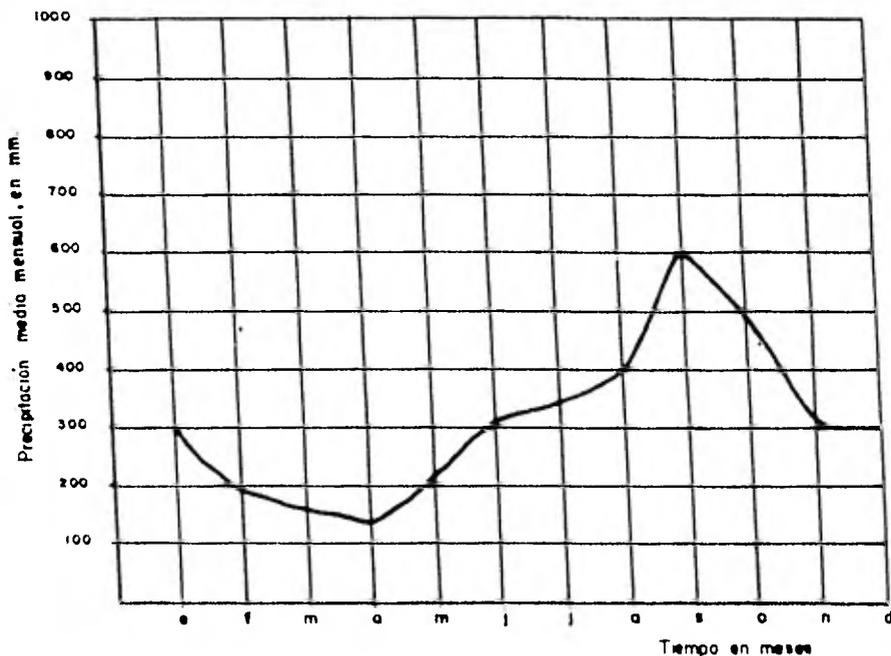


Fig. 2.3 Variación de la precipitación media mensual en Teapa, Teapa Tab. Valores promedio en 40 años de observación

En la figura 2.3 se puede apreciar, la variación de la precipitación media mensual, en la ciudad de Teapa, a lo largo de 40 años de observación, según los datos antes citados.

Asimismo, con los datos de precipitación media mensual de 40 años, para la ciudad de Teapa, se construye la tabla 2.1; de la cual se infiere lo siguiente:

Mes	Precipitación media mensual en 40 años (mm.)	Precipitación acumulada (mm.)
Enero	312.2	312.2
Febrero	191.0	502.3
Marzo	162.7	665.9
Abril	139.1	805.0
Mayo	213.7	1 018.7
Junio	310.0	1 328.7
Julio	337.4	1 666.1
Agosto	393.8	2 059.9
Septiembre	595.5	2 655.4
Octubre	482.2	3 137.6
Noviembre	300.2	3 478.8
Diciembre	296.8	3 734.6

Tabla 2.1 Precipitación media mensual en 40 años, para Teapa, Teapa, Tabasco.

A través de 40 años de observación, la precipitación media mensual es de 311.22 mm., su desviación estándar, de 132.64 mm y precipitación media anual de 3 734.6 mm.; valor muy aproximado a los 3 835 mm que es la precipitación media anual obteni-

da a través de la media de las precipitaciones medias anuales - durante 40 años, tal como se anotó anteriormente en el punto - 2.3.1.

Como puede observarse en la tabla 2.1, en Toapa realmente no existe época de estiaje, tal y como ésta suele entenderse, lo que sucede es que la precipitación decrece en cantidad pero no desaparece. Sin embargo puede decirse que en este lugar, la época de estiaje abarca los meses de febrero a mayo.

La menor precipitación media mensual que se presentó en Teapa, en un período de 40 años, de 1931 a 1970, fue en el mes de abril con un valor de 139.1 mm., que como puede apreciarse no es una cantidad de lluvia pequeña.

Como temporada de lluvias se puede definir el lapso de 8 meses, que va de junio a enero inclusive, durante el cual se presentan lluvias medias mensuales con valores superiores a los 295 mm., llegando a ser inclusive de cerca de los 600 mm.

Durante este período se precipitan poco más de las 4/5 partes de la lluvia total que cae en un año.

Así de esta forma, con lluvias de tal magnitud, la implementación de un sistema de captación de agua de lluvia para el abastecimiento de agua potable, se facilita enormemente.

2.3.3 Distribución Mensual de la Precipitación Media.^{3/}

Los valores medio, máximo y mínimo mensuales, representados en la figura 2.3, fueron determinados tomando como

^{3/} Datos tomados del "Atlas del Agua" de la antigua SRH.

base los datos de precipitación mensual recopilados en el Departamento de Cálculo Hidrométrico de la Dirección de Hidrología - de la antigua Secretaría de Recursos Hidráulicos y en el Servicio Meteorológico Nacional, de la también antigua Secretaría de Agricultura y Ganadería.

El estudio de la representación gráfica, confirma la existencia de una estación lluviosa general, definida en toda la República Mexicana, que se presenta en el período que va de los meses de mayo a octubre.

Durante este lapso se precipita en algunas estaciones hidrométricas hasta un 90% de la lluvia media total anual. También en la región del sureste del país se presentan lluvias de noviembre a febrero, del tipo de llovizna, llamada "chipi chipi" producidas por frentes fríos que originan corrientes de aire que cruzan el Golfo de México; a estas lluvias se les llama "nortes".

Por lo que respecta a la precipitación mínima, que puede llegar a ser nula, ésta se presenta, en términos generales, durante el lapso comprendido de febrero a abril y aún a mayo.

En la tabla 2.2 y en la figura 2.4 se muestran los valores de lluvia promedio mínima, media y máxima mensual para la ciudad de Villahermosa, cuyas características generales, son similares a las que se presentan en la ciudad de Teapa; sólo siendo mayores los valores promedio para la última población

	e	f	m	a	m	j	
Villahermosa	Mín.	8.0	0	11.5	0	0	72.0
	Máx.	351.0	255.0	277.0	332.1	347.0	752.0
	Med.	151.6	79.3	82.0	54.0	98.2	211.2
	j	a	s	o	n	d	
	Mín.	38.8	34.8	151.7	28.9	34.5	20.0
	Máx.	531.0	519.0	656.0	640.9	593.3	342.0
	Med.	208.3	213.5	355.9	296.0	195.8	159.6

Tabla 2.2 Precipitaciones promedio mínimas, máximas y medias mensuales en Villahermosa, Tabasco. En un período de 40 años de observación.

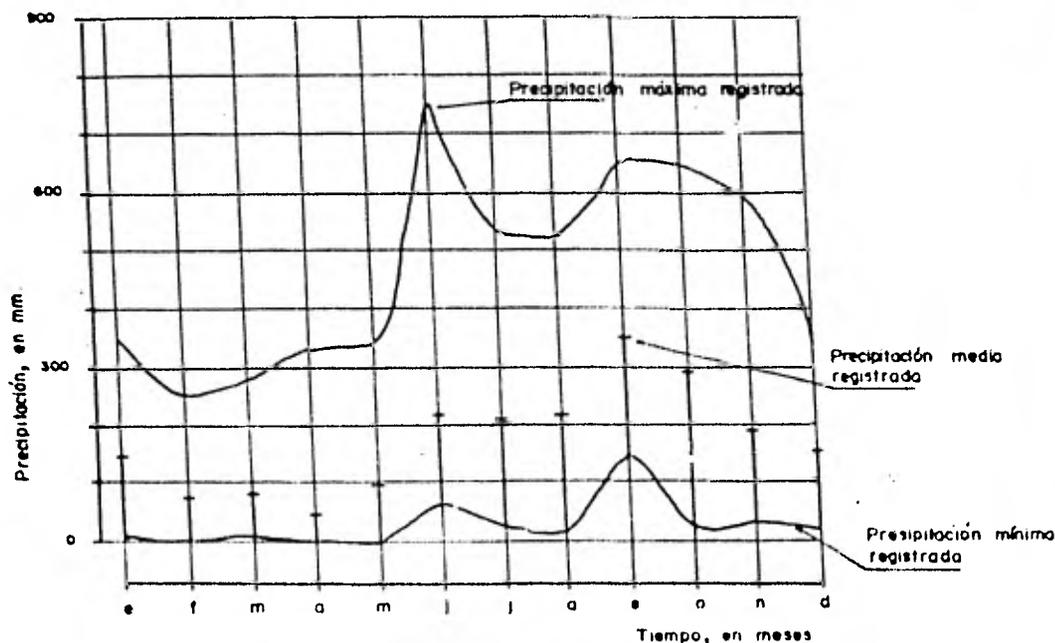


Fig. 2.4. Trazo de los valores de la tabla 2.2.

2.3.4 Número Promedio de Días al Año con Precipitación Inapreciable.

Convencionalmente se ha establecido que un día con lluvia inapreciable es aquel en que la cantidad de agua precipitada es menor de 1.0 mm.

Los días con lluvia inapreciable ocurren no sólo en la estación seca, sino que también suelen presentarse en plena estación lluviosa.

En Tabasco la variación del número de días con precipitación inapreciable va de 10 a 60 días, presentándose el máximo valor en Teapa con 52.5 días.

2.3.5 Número Promedio de Días al Año con Precipitación Apreciable.

Existe una gran correspondencia entre el número de días al año con precipitación apreciable y la cantidad de lluvia -- anual.

Las zonas más lluviosas del país, con más de 4 000 mm. anuales, presentan más de 140 días lluviosos al año.

En Tabasco la variación es entre 120 y 160 días, presentándose el máximo en Teapa con 159 días.

2.3.6 Precipitación Máxima en 24 Horas. 4/

Para proyectar la capacidad de diversas obras públicas, principalmente y aún las características de algunas obras urbanas es muy útil conocer la precipitación máxima en 24 horas. Co

4/ Datos tomados del "Atlas del Agua" de la antigua SRH.

mo en la mayor parte de las estaciones meteorológicas, la observación de la lluvia se hace a las 8:00 horas, este valor registra la precipitación durante las 24 horas anteriores.

En el período que va de 1941 a 1965, la precipitación máxima registrada en 24 horas, por efecto de los ciclones, en el Estado de Tabasco es de 300 a 400 mm. Específicamente, en Teapa se registró el dato de 257.5 mm y en Villahermosa de 295.0 mm.

A continuación en la tabla 2.3, se presentan las precipitaciones máximas de cada mes, en 24 horas; las cuales se han presentado en Teapa, Tabasco a lo largo de 19 años de observación, período que incluye los años de 1961 a 1979. Los datos fueron obtenidos en la Oficina de Climatología, dependiente de la Dirección de Hidrología de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH).

De la tabla 2.3 se infiere que la lluvia máxima maximorum en 24 horas, en 19 años de observación, es de 265.1 mm., la cual se presentó en el mes de diciembre de 1964; este dato arroja un promedio de lluvia de 11.06 mm por hora.

Asimismo, la precipitación media máxima en 24 horas es de 188.18 mm., que a su vez proporciona un promedio de lluvia de 7.84 mm por hora.

2.4 ANALISIS PROBABILISTICO

A través del análisis de 35 pluviogramas; que representan un período de 18 años de observación, el cual va de 1962 a 1979, fue posible obtener cuatro ecuaciones de intensidad de lluvia, en Teapa, para cuatro diferentes períodos de retorno.

TABLA 2.3
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS
EN TEAPA, TABASCO, EN mm.

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Anual
1961	86.3	40.3	25.1	27.4	40.8	70.5	47.8	69.2	103.7	202.8	63.5	57.8	202.8-X -15
1962	68.4	3.7	35.3	73.9	33.2	60.9	91.0	151.2	95.0	40.9	68.2	48.6	151.2-VIII-10
1963	196.0	125.8	74.5	8.0	55.8	27.4	77.0	76.3	148.0	44.8	66.2	132.4	196.0-I -23
1964	86.4	64.1	24.9	200.6	137.0	84.0	80.1	37.7	78.2	103.1	94.9	265.1	265.1-XII - 5
1965	64.0	49.4	154.5	154.8	28.9	31.4	52.2	48.6	123.1	118.0	37.0	154.6	154.8-IV -29
1966	66.1	48.5	46.3	45.8	67.3	124.5	113.3	56.0	112.5	163.9	49.0	65.0	163.9-X -16
1967	154.1	31.0	21.3	46.3	28.2	45.3	18.2	82.9	199.8	152.3	57.8	262.0	262.0-XII -22
1968	170.6	84.3	44.5	19.3	63.2	73.0	40.0	77.0	128.7	224.1	130.2	102.5	224.1-X -21
1969	81.0	50.2	34.4	30.5	58.2	78.6	54.4	87.3	117.2	109.0	160.0	39.3	160.0-XI -19
1970	184.8	67.7	38.5	36.1	148.1	82.2	63.6	86.1	116.2	77.1	74.0	79.1	184.8-I -30
1971	43.1	38.3	131.2	71.5	22.5	57.4	50.5	66.7	98.5	43.5	98.5	66.5	131.2-III -19
1972	56.6	136.0	41.5	29.5	16.6	82.8	80.4	71.7	88.9	38.2	71.1	187.8	187.8-XII -15
1973	73.1	43.4	9.1	41.4	55.1	147.6	53.6	131.0	176.6	75.7	133.9	72.4	176.6-IX -29
1974	123.6	84.0	17.7	224.3	82.1	90.8	98.8	51.3	164.5	53.8	122.7	38.2	224.3-IV - 5
1975	71.6	28.3	22.3	12.3	19.6	55.6	35.4	54.6	79.5	144.1	87.4	46.7	144.1-X 29
1976	102.7	105.3	131.5	64.1	28.6	88.9	55.7	75.1	77.7	130.2	227.1	61.5	227.1-XI -16
1977	61.3	28.9	41.1	15.8	19.2	86.8	28.1	50.0	49.6	90.4	160.2	99.1	160.2-XI -10
1978	48.7	44.7	112.8	20.2	80.4	56.7	57.9	117.4	136.1	139.3	164.7	171.3	171.3-XII - 9
1979	99.9	49.7	72.8	25.7	34.7	150.1	56.4	87.6	149.8	-	-	-	-
Suma	1,838.3	1,123.6	1,079.3	1,147.5	1,019.5	1,394.3	1,158.8	1,477.7	2,145.1	1,948.2	1,861.0	1,949.9	3,387.30
Prom.	96.75	59.14	56.81	60.39	53.66	73.38	60.99	77.77	112.9	108.23	103.39	108.33	188.18

Para realizar el análisis de los pluviogramas, se escogieron dos tormentas por año, donde la intensidad fuera pronunciada. Sólo en el año de 1979 se tomó una sola muestra; por lo que se analizaron 35 pluviogramas, representativos de 18 años de lluvias de la ciudad de Teapa.

En la tabla 2.4 quedan resumidos los resultados obtenidos al analizar los pluviogramas de las tormentas para un intervalo de 120 minutos.

A partir de ella se obtienen, interpolando los períodos de retorno para cada intensidad; los períodos de retorno escogidos fueron: 18, 9, 6 y 3 años.

En la tabla 2.5, se presentan las intensidades obtenidas para cada tiempo especificado y para cada período de retorno. La tabla 2.5, se obtiene de la tabla 2.4, como ya se dijo, mediante interpolación.

Para una obra de este tipo, cuyo servicio adecuado es de vital importancia para los usuarios, debe elegirse un período de retorno que permita lograr un diseño adecuado de los accesorios de captación.

Por lo que el período de retorno para la ecuación de intensidad, no deberá ser tan pequeño que provoque que el diseño de los accesorios de captación resulten de capacidad limitada; ni tan grande que cause que los elementos de captura estén sobrediseñados.

Así, de esta forma es que se considera que un período de retorno de 6 años produce resultados adecuados. Por lo que la ecuación 2.3, es la ecuación de intensidades de lluvia que se considera más adecuada para el diseño.

Tabla 2.5 PERIODO DE RETORNO (T) en años.

(i) Intensidades en mm/hr

(t) Tiempo en min.

t/T	18	9	6	3
5	310	240	220	190
10	190	185	180	156.67
15	165	160	150	142.5
20	150	135	130	120
30	125	120	110	96.67
45	100	96.67	93.33	80
60	95	90	76.67	67.5
80	85	80	66.67	58.33
100	80	70	65	50
120	70	60	57.5	50

Ecuaciones de intensidades de lluvia para cada período de retorno.

Para T = 18 años

$$i = 558.10 \quad t^{-0.43} \quad \text{ec. 2.1}$$

Para T = 9 años

$$i = 488.14 \quad t^{-0.42} \quad \text{ec. 2.2}$$

Para T = 6 años

$$i = 475.11 \quad t^{-0.44} \quad \text{ec. 2.3}$$

Para T = 3 años

$$i = 261.85 - 46.32 \ln t \quad \text{ec. 2.4}$$

i en mm/hr., t en min.

Las ecuaciones anteriores, son las que mejor se ajustaron para los registros mostrados en la tabla 2.4. Los datos fueron adaptados a las ecuaciones logarítmica, exponencial y de potencias.

3. ELEMENTOS DE CAPTACION
Y CONDUCCION.

3.1. ELEMENTOS DE CONSTRUCCION REQUERIDOS

Para obtener una adecuada captación del agua de lluvia, se debe contar con las siguientes instalaciones:

1. Techo o suelo de material impermeable, con superficie lo mas lisa posible, para que no acumule su ciudad y sea fácil de limpiar; así como disposi- ción inclinada.
2. Canal o ducto que recolecte el agua del techo o -suelo y la lleve a la sisterna de almacenamiento.
3. Cisterna con buena impermeabilización, suficientemente grande, resistente y con acceso para limpieza anual; bien tapada y a la sombra para evitar -algas o insectos.
4. Dispositivos prácticos para la filtración y purificación del agua.
5. Sistema de extracción y uso del agua ya almacenada.

Los materiales de construcción requeridos deberán ser propios de la región o que esten disponibles en ésta; considerando también las condiciones actuales o futuras de cada vivienda o de cada comunidad.

3.2. MATERIALES PARA TECHOS

Los techos impermeables serán de teja, concreto, paja, ferrocemento, lámina, o de cualquier otro material adecuado que permita el desagüe eficaz de los mismos.

Así mismo, el techo deberá tener una desposición lo suficientemente inclinada para facilitar el rápido desalojo del agua de lluvia hacia los canalones; lo cual es un requerimiento importante en las regiones tropicales con clima cálido-humedo, que estacional o permanentemente reciben un alto índice de precipitación pluvial.

El techo podrá ser de una, dos o más aguas, pero generalmente, en México en los lugares donde la precipitación pluvial es alta, por lo regular, los techos son de dos aguas; y así es como se considera para los fines de este trabajo.

Para el diseño del sistema se supone que el techo es de teja, de dos aguas, con 100.0 m^2 de superficie y con una pendiente del 25%.

Por otro lado, es deseable que cuando menos uno de los muros de la casa fuese de mampostería, o de cualquier otro material adecuado; sobre el cual se pudiera colocar un tinaco, a donde se bombearía el agua de la cisterna.

En caso contrario la bomba que se colocará en la cisterna, deberá ser impelente y acarrear el agua en cubetas.

3.3. PROPORCION LLUVIA-SUPERFICIE DE CAPTACION

Se llama superficie de captación a la porción de techo y/o terreno que sirve para atrapar el agua de lluvia.

Para evitar los riesgos de contaminación, estas superficies, deben construirse con materiales adecuados y mantenerse en buen estado.

Los materiales más adecuados para techos destinados a este uso, son los que se recomiendan en el punto anterior.

Para terrenos que se quieran habilitar como superficie de captación de lluvia, es recomendable que sean cubiertos con un material impermeable, que evite la infiltración. Como materiales adecuados para este particular se puede mencionar; la piedra bola de río, el concreto y el asfalto, principalmente.

La superficie de captación, debe tener la pendiente pronunciada, con el objeto, que el agua fluya con prontitud hacia los elementos de recolección.

Pero, ¿Pero que volumen de agua de lluvia se puede captar en una superficie dada?

Para saberlo, se indica a continuación el volumen de agua de lluvia que se puede captar en un metro cuadrado, cuando se precipita un milímetro de lluvia, sobre dicha área unitaria.

$$1.0 \text{ mm/m}^2 = 1.0 \text{ lt/m}^2 \quad \text{cc. 3.1.}$$

Lo cual significa, que se puede captar un litro de agua por cada milímetro de lluvia que se precipite en un área

de un metro cuadrado.

Lo anterior implica que, para saber que cantidad de agua de lluvia se puede captar en una determinada área, emplazada en una zona de precipitación conocida, simplemente se multiplica el área, en metros cuadrados, por la precipitación, en milímetros, y se obtiene el volumen de captación de lluvia, en litros.

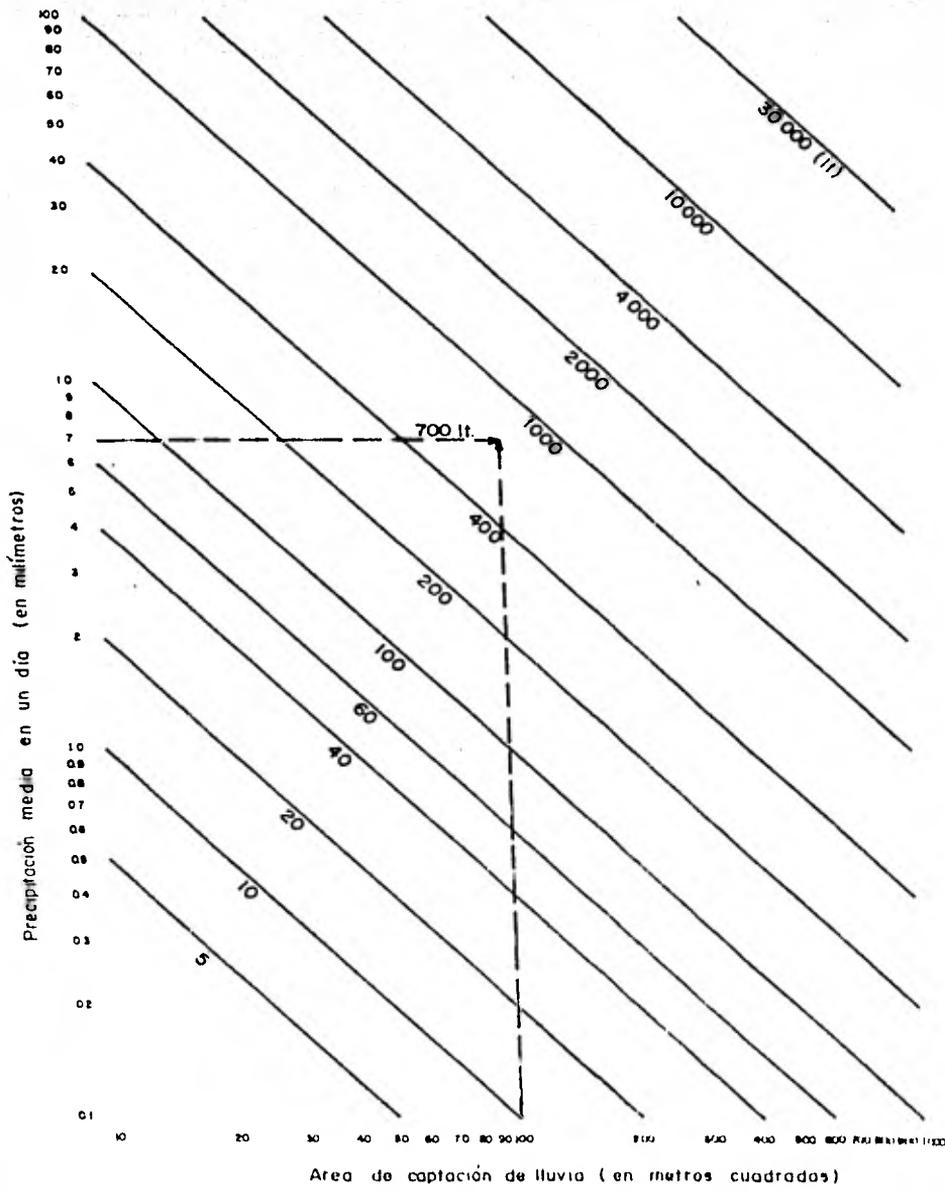
Mediante el procedimiento anterior, se construyó la gráfica 3.1 en la que se relacionan, en las abscisas, diferentes valores de áreas y en las ordenadas, diversos valores de precipitación.

Relacionando diferentes valores de áreas y precipitaciones se construyen las curvas de igual volumen de captación de lluvia.

Su trazo se hace en papel logarítmico, ya que de esta forma las curvas de igual volumen de captación se transforman en rectas, facilitando así la lectura de los valores que sean requeridos; sobre todo cuando se tiene que interpolar.

La gráfica 3.1. permite conocer el volumen de agua de lluvia que es posible captar por día; restando a este volumen el consumo de agua diario, se puede determinar la cantidad de agua diaria que se puede almacenar para su uso posterior.

En época de lluvias, el volumen de captación, será mayor al de consumo; pero en época de estiaje, sucederá lo contra



Gráfica 31 Volumen de captación de lluvia diaria

rio, es por esto que, se hace necesaria la construcción de una cisterna, que permita remediar esta situación; de ello, se hablará más adelante, en otra sección de este mismo capítulo.

Para calcular el volumen de lluvia que se puede captar a lo largo de un año, en determinado lugar, se divide la precipitación media anual del sitio en cuestión entre 365 días que tiene un año, obteniéndose así la precipitación media diaria, en milímetros.

Con este valor de precipitación, afectado por un factor de $2/3$, que se considera es la lluvia mínima obtenida y el valor del área de captación en metros, se entra a la gráfica 3.1 y se obtiene el volumen promedio de captación de lluvia diaria, en litros.

Este valor multiplicado por 365 días, proporciona la cantidad total de lluvia que se puede captar a lo largo del año.

En Teapa, lugar donde se ha elegido implementar el sistema de captación y almacenamiento de agua de lluvia; se genera una precipitación media anual de 3,835 mm. y el área de los techos de las casas, se considera que tienen un promedio de 100.0 m².

Con estos dos datos básicos, se procede a calcular el volumen de agua de lluvia que se puede captar.

Por principio, se dividen los 3,835 mm. de lluvia anual entre 365 para obtener la precipitación media diaria, que resulta ser de 10.5 mm. Acto seguido, se afecta este valor por el factor de mínima lluvia obtenida, que es de $2/3$, con lo cual el valor de la precipitación ahora resulta de 7.0 mm.

Con este valor de precipitación de 7.0 mm y con el - - área de 100.0 m² de captación, se entra a la gráfica 3.1; donde se obtiene que el volumen de captación es de 700 l/día. Multiplicando este valor por 365 días, se obtiene el volumen total de captación anual que es posible obtener en este lugar, con el área antes mencionada; para este caso el volumen resulta ser de - - 255 500 l/año.

El cálculo del volumen de captación de lluvia se puede hacer diario, mensual, estacional o anual, siempre y cuando se pueda contar con los datos necesarios para hacerlo.

El diseño ideal para este sistema, sería hacerlo con los registros diarios de lluvia de por lo menos 15 años de observación; sin embargo este procedimiento resulta ser poco práctico.

Resulta más acertado el hacer el análisis de lluvias con los registros de lluvia mensual y/o anual. En los cuales, también se pide que los datos que se utilicen sean de 15 años por lo menos; para que el diseño esté basado en datos confiables.

Para utilizar la gráfica 3.1, se puede utilizar cualquier tipo de registro; ya sea diario, mensual, estacional o anual, lo único que debe calcularse antes de entrar a la gráfica es la lluvia diaria, lo cual se hace con el objeto de que el valor de la precipitación quede dentro del rango de la gráfica.

Hecho lo anterior, se entra a la gráfica 3.1 con los valores de lluvia diaria y la superficie de captación; con lo que se obtiene el volumen de captación diario.

Si se prefiere, el volumen de captación de lluvia se puede calcular directamente mediante la siguiente fórmula:

$$V_c = \frac{2}{3} (P_m \times A) \quad \text{ec. 3.2}$$

donde:

V_c Volumen de captación de lluvia en el período considerado en lt;

$2/3$ Factor de mínima lluvia obtenida;

P_m Precipitación media, en el intervalo de tiempo considerado, en mm.

A Area de captación, en m^2

Como se puede observar, el procedimiento más general para calcular el volumen de lluvia captado, en cualquier período de tiempo, es utilizando la ecuación 3.2.

A continuación se calcula el volumen de captación de lluvia mensual y anual, partiendo de los datos de precipitación media mensual asentados en la tabla 2.2 del capítulo anterior.

El cálculo se hace utilizando la ecuación 3.2, los cálculos se presentan desglosados en la tabla 3.1.

De ella, se desprenden los siguientes datos: el volumen de captación anual es cercano a los 250 m³, la captación diaria tiene una media de 680.98 lt.; con desviación estándar de 289.07 lt. y la captación media mensual es de 20 754.44 lt. con una desviación estándar de 8 842.03 lt.

Como se puede observar, los volúmenes de captación calculados a través de las precipitaciones media anual y media mensual, ambas con período de observación de 40 años, se obtienen valores muy parecidos; 255 500 y 249 050 l/año, respectivamente.

Pero resulta más provechoso realizar el análisis de captación mensual ya que de esta forma se puede saber la variación de los volúmenes de captación, lo cual permite que se realicen los ajustes necesarios para no interrumpir el abastecimiento del líquido vital.

3.4 DETERMINACION DE LA DOTACION

El manual de Normas de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana; de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras

M e s	Precipitación media mensual en 40 años (mm)	Precipitación media diaria (mm)	Precipitación media diaria $\times \frac{2}{3}$ (mm)	Captación diaria $A \times \frac{2}{3}$ Pmd (lt)	Volumen de captación mensual (lt)
Enero	312.2	10.07	6.71	671.40	20 813.33
Febrero	159.0	6.82	4.54	454.76	12 733.33
Marzo	162.7	5.24	3.49	349.89	10 846.67
Abril	139.1	4.64	3.09	309.11	9 273.33
Mayo	213.7	6.89	4.59	459.57	14 246.67
Junio	310.0	10.33	6.88	688.88	20 666.67
Julio	337.4	10.88	7.25	725.59	22 493.33
Agosto	393.8	12.70	8.46	846.88	26 253.33
Septiembre	595.5	19.85	13.23	1 323.33	39 700.00
Octubre	482.2	15.55	10.36	1 036.99	32 146.67
Noviembre	300.2	10.00	6.67	667.11	20 013.33
Diciembre	296.8	9.57	6.38	638.28	19 866.67
T o t a l	3 734.6	-	-	-	249 053.33
M e d i a	311.22	-	-	680.98	20 754.44

Tabla 3.1 Cálculo del volumen de captación de lluvia mensual y anual utilizando la ec. 3.2

Públicas (SAHOP). Recomienda, para poblaciones de 2 500 a 15 000 habitantes, ubicados en clima cálido, una dotación de agua potable de 150 l/hab./día.

Por otro lado, en el instructivo para Estudio y Proyecto de Obras de Abastecimiento de Agua Potable SAHOP-COPLAMAR 5/ se recomienda, para poblaciones enmarcadas en zonas de clima cálido una dotación de 100 l/ha./día.

Teniendo en cuenta la zona donde se ubica el sistema de captación de lluvia, se considera adecuada la dotación recomendada en el instructivo SAHOP-COPLAMAR.

En Teapa, las familias tienen un promedio de cinco - - miembros, cada uno de los cuales requiere de una dotación de 100 l/hab./día, esto implica la necesidad de captar un volumen de -- 500 l/día y 182 500 l/año. Con el techo propuesto, de 100 m² de área y con una precipitación media anual de 3 835 mm., es posible captar 700 l/día y 255 500 l/año.

Como se puede apreciar, con un sistema de captación de lluvia emplazado en Teapa, que cumpla con las premisas anteriores, es factible obtener un superávit de agua, de 200 l/día. Lo cual arroja un volumen total de reserva de 73 000 l/año; esto implica un factor de seguridad en el suministro del líquido de 1.4.

5/ Coordinación General del Plan Nacional de Zonas Deprimidas y Grupos Marginados (COPLAMAR).

3.5 VOLUMEN DE LLUVIA CAPTADO DURANTE UNA TORMENTA.

Con anterioridad se vió cómo se puede calcular el volumen de lluvia que es posible captar tanto mensual como anualmente, pero es necesario realizar un análisis más exacto.

Es necesario determinar el volumen de agua que se puede captar durante una tormenta. Este volumen de agua es en sí, el gasto que determina la sección que debe tener el canalón de recolección, el diámetro del tubo de la bajada del agua pluvial, las dimensiones de la cámara sedimentadora, así como el área de la sección transversal del filtro de arena.

Para calcular este gasto, se parte de la ecuación 2.3, que es la ecuación de intensidad de lluvia para un período de retorno de 6 años. La ecuación elegida es la que se muestra a continuación:

$$i = 475.11 t^{-0.44} \quad \text{ec. 2.3}$$

El gasto de diseño se calcula por medio de la ecuación del Método Racional Americano, la cual se usa para el cálculo del alcantarillado pluvial y cuya expresión es la que sigue:

$$Q = KCiA \quad \text{ec. 3.3}$$

donde:

K Coeficiente de conversión a las unidades que se desean utilizar;

$$\text{para } i, \text{ en cm/hr; } K = 27.7 \Rightarrow Q, \text{ en l/s}$$

$$\text{para } i, \text{ en mm/hr; } K = 2.77 \Rightarrow Q, \text{ en l/s}$$

- C Coeficiente de permeabilidad;
- i Intensidad (mm/hr o cm/hr);
- A Area que se considera para drenado (ha)

El valor de C, puede adquirir diferentes valores, según la permeabilidad del área drenada. Para el caso de techos de teja, por ser éste un material impermeable, $C = 0.90$.

Con el factor C, tácitamente, se considera la pérdida de agua por absorción de las primeras gotas de lluvia que caen en el techo.

El único dato que falta determinar, para poder conocer el gasto, es el tiempo.

En alcantarillado pluvial, el tiempo de concentración es la suma del tiempo de entrada al drenaje más el tiempo de escurrimiento.

Tiempo de entrada. Es el tiempo que tarda la gota más alejada del área en llegar a la coladera pluvial, su valor depende de la permeabilidad y pendiente del terreno. Para pendientes pronunciadas y superficies impermeables, el tiempo será mínimo.

El tiempo de escurrimiento se considera como el cociente de la longitud de la tubería entre la velocidad del agua, si el escurrimiento fuese a tubo lleno. Esto requiere un primer tanteo, el cual puede hacerse con una velocidad de 1.0 m/s.

Para fines de este trabajo, se considera como tubería de drenaje pluvial a los canalones de recolección y la entrada - se supone que es la parte más elevada de los mismos.

Lo anterior puede quedar más claro mediante la figura 3.1.

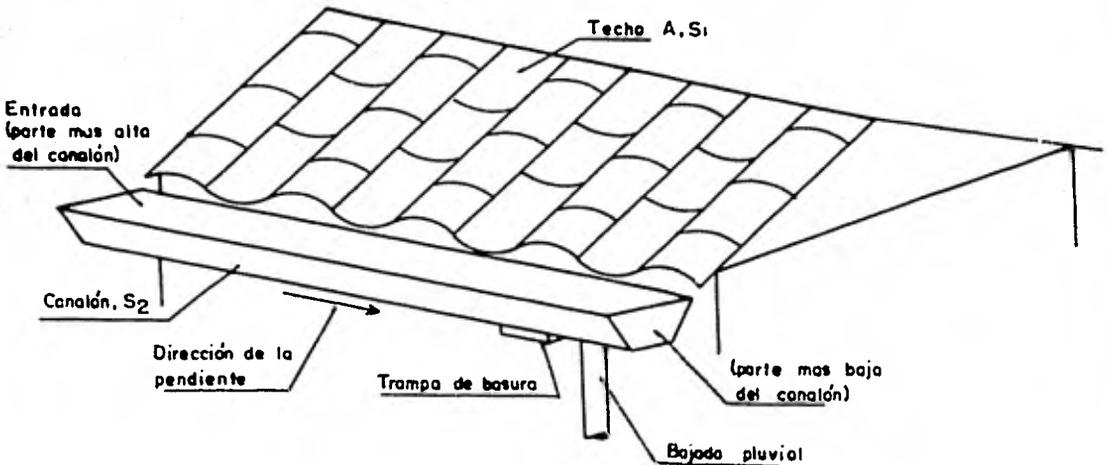


Fig. 3.1. Identificación de elementos básicos del sistema de captación de lluvia.

El área del techo, como ya se dijo anteriormente, se supone de 100 m², pero al ser el techo de dos aguas, el área queda dividida en dos superficies iguales de 50 m² cada una.

El tiempo de entrada, para este caso, deberá ser mínimo, ya que la superficie es impermeable y la pendiente pronunciada. El tiempo de entrada se considera que es de 5 seg.

Para calcular el tiempo de escurrimiento, como ya se dijo antes, se supone que el agua en el canalón lleva una velocidad de 1.0 m/s.

Para esto se necesita saber cuál es el largo de la casa, que aproximadamente, será el mismo que el del canalón, pa

ra lo cual; se considera que la casa tiene un ancho de 8.0 m y un largo de 12.5 m.

Con esta consideración, el tiempo de escurrimiento es de 12.5 seg.

Por lo tanto, el tiempo de concentración es de 17.5 seg.

$$t_{c_o} = t_{ento} + t_{esco} = 5 + 12.5 = 17.5 \text{ s} = 0.291 \text{ min.}$$

Sustituyendo este tiempo en la ecuación de intensidad seleccionada se tiene:

$$i_o = 475.11 t^{-0.44} = 475.11 (0.291)^{-0.44} = 817.04 \text{ mm/h}$$

Aplicando la ecuación del Método Racional Americano se obtiene el "gasto llovido".

$$Q_{LL_o} = KCiA = 2.77 \times 0.9 \times 817.04 \times 5 \times 10^{-3} = 10.18 \text{ l/s}$$

Para calcular el gasto escurrido, se aplica la ecuación de Manning, la cual se muestra a continuación:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{ec. 3.4}$$

donde:

Q Gasto en m³/s;

A Area hidráulica, en m²;

n Coeficiente de rugosidad, adimensional;

R Radio hidráulico, en m;

S Pendiente hidráulica, adimensional.

3.6 CANALONES DE DESAGÜE

Los canalones de desagüe, se propone sean de sección trapezoidal.

Por medio de tanteos, se calcula la sección con la cual el gasto que escurra sea mayor o igual que el "gasto llovido".

Se llama "gasto llovido" a el que se obtiene a través de ir variando el tiempo de concentración en la ecuación de intensidades y sustituirla en la ecuación del Método Racional Americano para calcular el gasto.

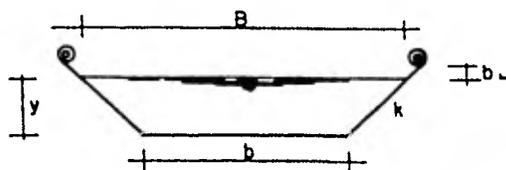


Fig. 3.2. Características de la sección transversal de los canalones de desagüe.

Para los canalones, se suponen las siguientes características:

$$b = 0.12 \text{ m}; y = 0.09 \text{ m}; K = 1/3; s = 0.008 \text{ y}$$

$$n = 0.015$$

La "n" de la ecuación de Manning, se obtuvo, de los Apuntes de Hidráulica II, Segunda Parte, del Ing. Gilberto Sotelo Avila, para cemento en mortero en condición deteriorada.

Con lo cual se tiene:

$$B = b + 2 ky = 0.12 + 2 \times 1/3 \times 0.09 = 0.18 \text{ m}$$

$$A = (b + ky) y = [0.12 + (1/3) (0.09)] 0.09 = 0.0135 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y \sqrt{1 + k^2} = 0.12 + 2 \times 0.09 \sqrt{1 + (1/3)^2} = 0.31 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.0135}{0.31} = 0.0436 \text{ m}$$

El gasto de escurrimiento inicial en el canalón es:

$$Q_{esc.0} = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{0.0135}{0.015} (0.0436)^{2/3} (0.008)^{1/2} = 9.97 \text{ l/s}$$

La velocidad en el mismo canalón es:

$$V_{esc.0} = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.015} (0.0436)^{2/3} (0.008)^{1/2} = 0.739 \text{ m/s}$$

y el tiempo en que el agua recorre el canalón es:

$$t_{esc.1} = \frac{d}{v} = \frac{12.5}{0.739} = 16.93 \text{ s}$$

este tiempo se suma al de entrada para calcular el nuevo valor de la intensidad:

$$t_{c.1} = t_{ent.1} + t_{esc.1} = 5 + 16.93 = 21.93 \text{ s} = 0.37 \text{ min}$$

$$i_1 = 475.11 (0.37)^{-0.44} = 739.87 \text{ mm/hr}$$

$$Q_{LL1} = K C i A = 2.77 \times 0.9 \times 739.87 \times 5 \times 10^{-3} = 9.22 \text{ l/s}$$

Con lo que en la sección propuesta, el gasto que escu-

rre (Qesco) es un poco mayor que el "gasto llovido" (Q_{LL_1}). Por lo tanto la sección propuesta es adecuada.

El borde libre que se dará al canalón es de 3 cm.

Con lo que las características definitivas de la sección transversal de los canalones son las que se muestran a continuación en la figura 3.3.

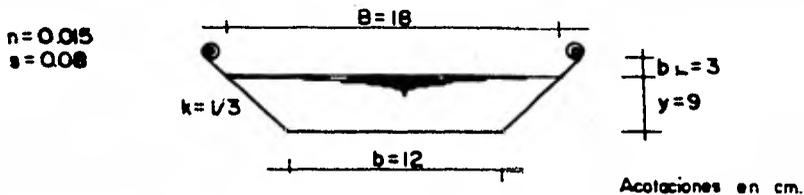


Fig. 3.3. Características de la sección transversal de los canalones de recolección.

Los canalones serán construídos de ferrocemento, por ser este un material económico, duradero, adecuado y fácil de aplicarse.

3.6.1 Ferrocemento

El ferrocemento no es concreto, la mezcla es más rica que este último. Por cada 50 kg de cemento, se agregan de 4 a 6 botes de arena, de 20 l cada uno, esta mezcla se humedece, apenas, con agua. Para determinar la cantidad de agua adecuada, al apretar la mezcla con la mano, no debe escurrir agua.

Para evitar grietas, es conveniente usar cemento puzolánico, o agregar una parte de este cemento, por cada 5 partes de cemento común.

La mezcla es muy seca y no se puede aplicar en la forma acostumbrada, sino, se debe untar o embarrar y apretar sobre una estructura de malla, con la mano enguantada o con tabla para enyesar.

Como estructura para colocar el ferrocemento, se puede usar malla fina de yesero y 2 largueros de varilla; o en lugar de malla, se puede utilizar tela de alambre para gallinero.

Para hacer los canalones, primero, se hace la estructura, con la malla fina de yesero; es decir se le dará la sección y longitud deseada.

En seguida se colocan los largueros de varilla del # 3 (9.5 mm. Ø). Estos largueros deben ir colocados en la parte superior de cada costado del canalón, como se muestra en la figura 3.4.

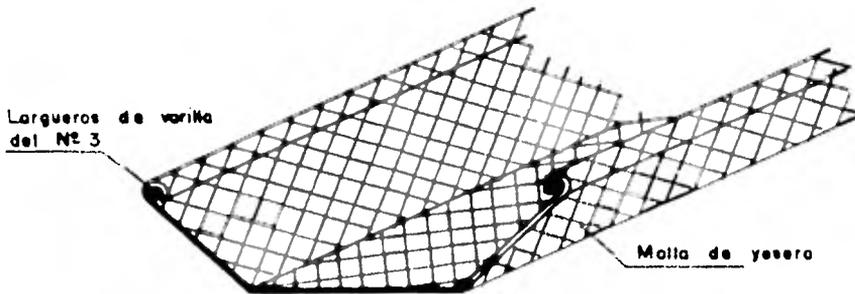


Fig. 3.4. Estructura de los canalones

Una vez hecha la estructura, se empieza a colocar la mezcla, como ya se describió anteriormente.

Los canalones deberán ser sostenidos por medio de mensulas de madera o acero empotradas en las paredes laterales de la casa

Los canalones, en general podran ser de cualquier material que sea adecuado para la conducción del agua y su sección sea suficiente para desalojar el gasto que aporte la porción de techo que tiene que desaguar.

Entre otros, se puede citar los canalones de lúmina y de troncos de árbol. a los cuales se los deberá dar la sección adecuada para cada caso.

Cualquiera que sea el material de los canalones, éstos deberán mantenerse libres de basuras, al igual que los techos.

Una medida adecuada para atrapar pequeñas basuras o varas que pueda traer el agua; es colocar un pequeño desnivel en el canalón.

Esta trampa para basuras, consiste en un pequeño desnivel en forma de caja cuadrada.

Sus lados serán del mismo ancho que el del canalón y su profundidad de 2 cm. Se colocan poco antes del tubo de la bajada del agua de lluvia, como se muestra en la figura 3.5.

3.7 BAJADA DE AGUAS PLUVIALES (B.A.P.)

Mediante el "gasto llovido", calculado anteriormente,

es decir 9.22 l/s, se determina el diámetro requerido para la bajada del agua pluvial.

El cálculo se hace mediante la ecuación que determina el gasto para un recipiente con un orificio en el fondo.

La ecuación utilizada, se encuentra en el Manual de Fórmulas Técnicas de Kurt Gieck en la página N. 7; la cual es:

$$Q = \varphi \mu A \sqrt{2gh} \quad \text{e.c. 3.5}$$

donde:

Q Gasto descargado, en m³/s

φ Fricción del líquido (para agua $\varphi = 0.97$), adim.;

μ Coeficiente de contracción (0.97 para orificios de pared gruesa) adimensional;

A Area del orificio, en m²;

g Aceleración de la gravedad, en m/s²;

h Tirante o carga hidráulica, en m.

La bajada de agua pluvial, se colocará en la parte más baja del canalón; como se ilustra en la figura 3.5

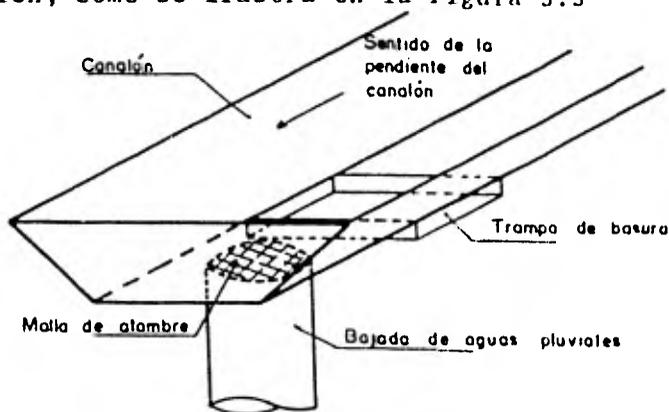


Fig. 3.5. Detalle de la unión del canalón con la bajada de aguas pluviales.

Para evitar que entren basuras de tamaño grande, tales como ramas de árbol, etc., se coloca una malla de protección a la entrada de la (B.A.P.) como se puede apreciar en la misma figura 3.5.

La malla, estará formada por dos juegos de 3 alambres de 1.5 mm. (1/16") Ø, separados de centro a centro 2.5 cm. Un juego deberá colocarse perpendicular al otro.

Se supone, para un primer tanteo, que el diámetro de la B.A.P. tiene 101.6 mm. (4").

Para calcular el gasto que puede circular por un tubo con este diámetro, se debe restar al área del tubo, el área de los alambres.

Con lo cual:

$$A_{\text{tubo}} = \frac{\pi (0.1016)^2}{4} = 0.0081 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{alambres}} = 0.0006 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{neta}} = A_{\text{tubo}} - A_{\text{alambres}} = 0.0075 \text{ m}^2$$

Con el área neta, es con la cual se calculará el gasto que circula por la B.A.P. aplicando la ec. 3.5, se tiene:

$$Q_{\text{tubo}} = (0.97)^2 \times 0.0075 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.09} = 0.00940 \text{ m}^3$$

$$Q_{\text{tubo}} = 9.40 \text{ l/s}$$

Así el gasto que puede circular por la B.A.P. es mayor

que el "gasto llovido"; por lo que el diámetro de 101.6 mm (4") es adecuado.

La disposición del canalón en el otro costado de la casa será similar al aquí descrito.

Lo que se requiere a continuación es conducir el agua de lluvia, por gravedad, a través de las B.A.P., hacia la cámara de sedimentación de la cisterna; tal y como se muestra en la figura 3.6.

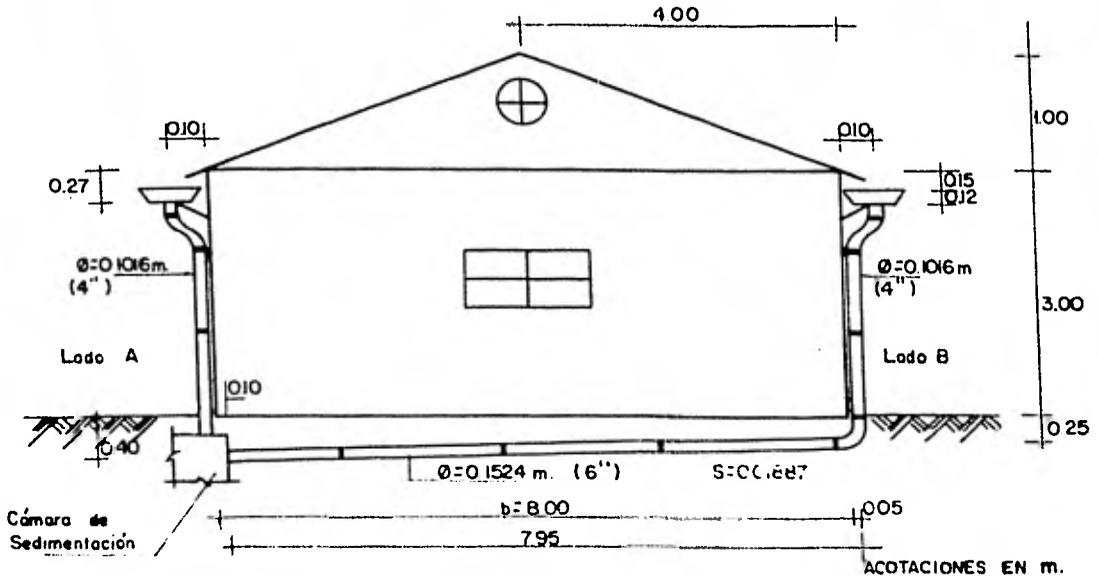


Fig. 3.6 Detalles de colocación de las B.A.P. y de la casa en general

A continuación, en las figuras 3.7, 3.8 y 3.9, se muestran los detalles de las conexiones de las B.A.P. con la cámara de sedimentación.

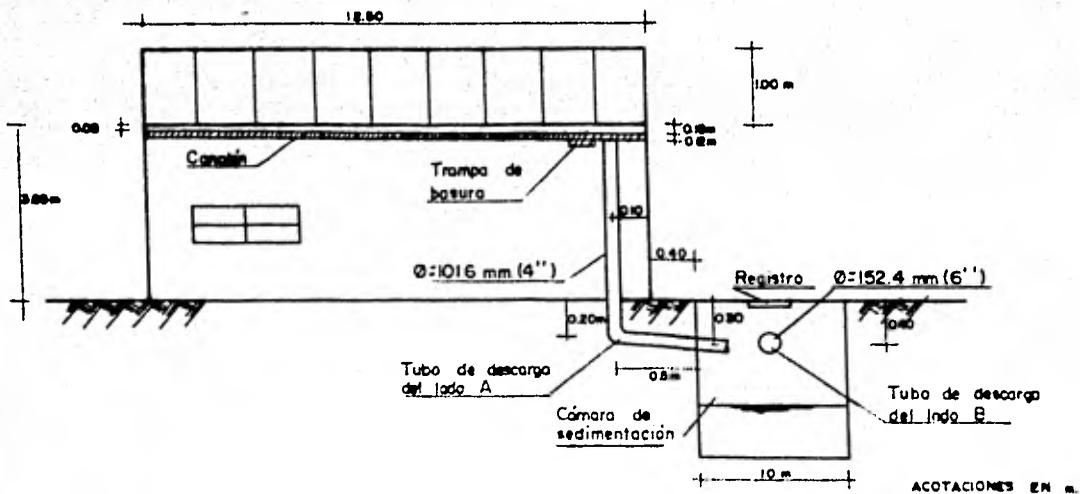


Fig. 37. Descarga de la B.A.P. del lado A.

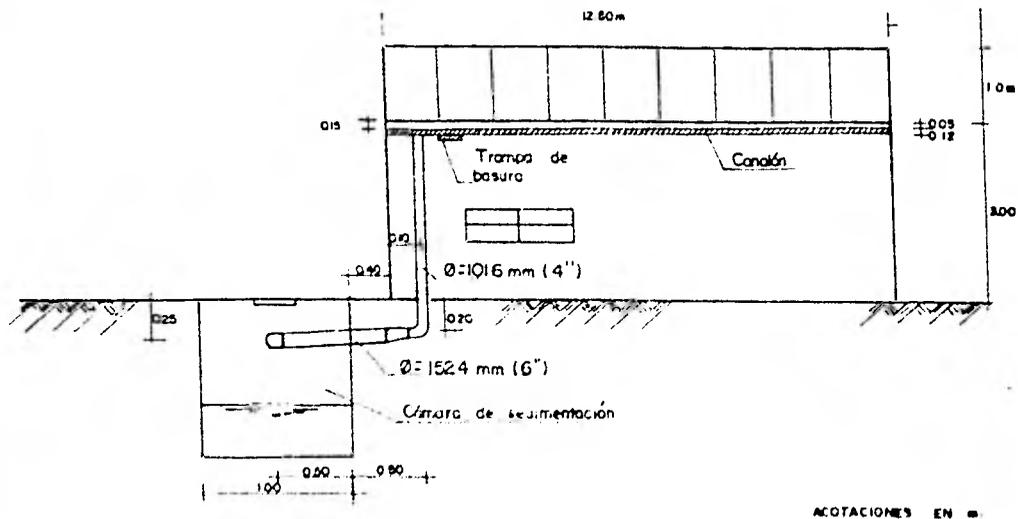


Fig. 38 Descarga de la B.A.P. del lado B

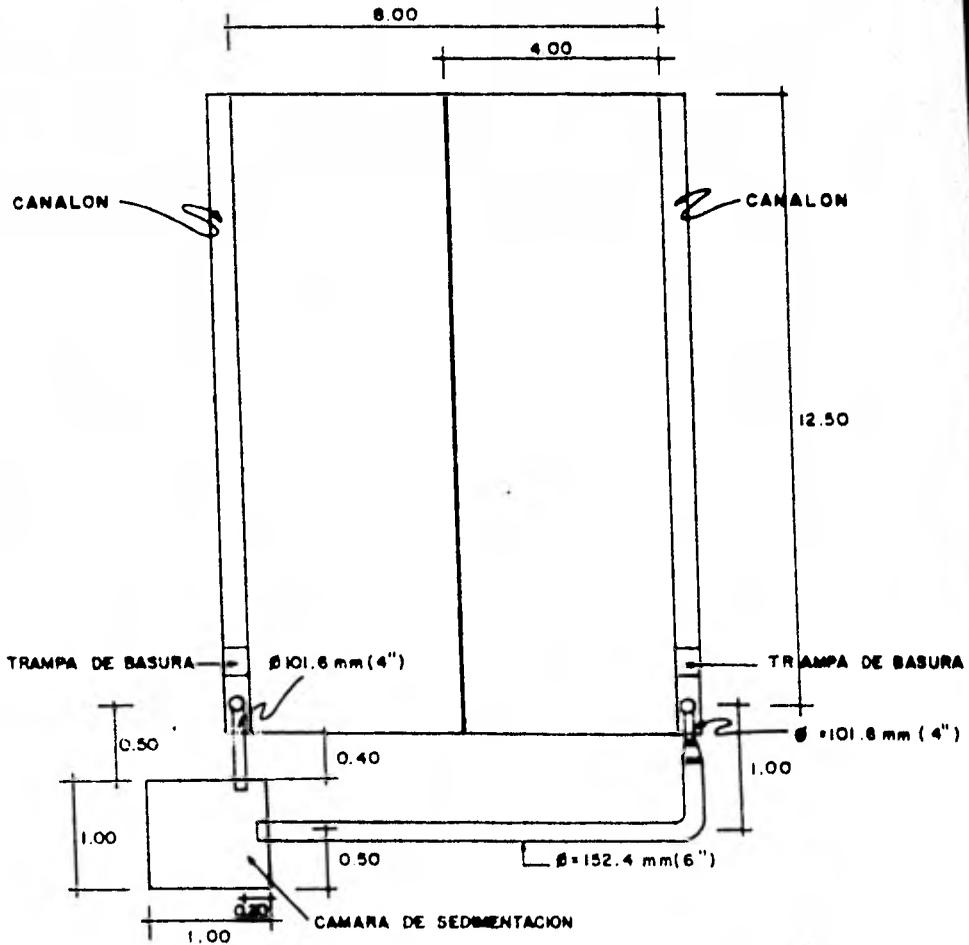


Fig 39 Planta de las conexiones de los B.A.P. con la cámara de sedimentación

3.7.1 Cálculo de Pérdidas en la B.A.P. del lado A.

Por cada B.A.P. circula un gasto de 9.22 l/s, lo que da un total de 18.44 l/s.

Por medio de la ecuación de continuidad, es posible -- calcular la velocidad que lleva el agua; la ecuación es la que se muestra a continuación:

$$Q = AV \quad \text{ec. 3.6}$$

donde:

Q Gasto, en m^3/s ;

A Area del tubo, en m^2

V Velocidad media en el tubo, en m/s.

A continuación, se calcula la velocidad B.A.P. del lado A que es la misma con la que bajará el agua en el lado B

$$Q = 9.22 \text{ l/s} = 0.00922 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.1016)^2}{4} = 0.0081 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.00922}{0.0081} = 1.14 \text{ m/s}$$

Ahora, se calculan las pérdidas de energía que se tienen a lo largo de la tubería, incluyéndose tanto las pérdidas locales como las de fricción.

Para calcular las pérdidas locales se utiliza su fórmula general, la cual es:

$$h = K \frac{V^2}{2g} \quad \text{ec 3.7}$$

donde:

h Pérdida de energía en m;

K Coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo;

$V^2/2g$ Carga de velocidad aguas abajo de la zona de alteración del flujo, en m.

Pérdida por rejilla. Para rejillas completamente sumergidas, se obtiene una buena aproximación con la fórmula de Creager, para calcular el coeficiente K; la fórmula es la siguiente:

$$K = 1.45 - 0.45 (A_n/A_b) - (A_n/A_b)^2 \quad \text{ec. 3.8}$$

donde:

A_n Area neta de paso entre rejillas;

A_b Area bruta de la estructura de rejillas.

Como se puede ver en la página para este caso:

$$A_n = 0.0075 \text{ m}^2$$

$$A_b = 0.0081 \text{ m}^2$$

$$K = 1.45 - 0.45 (0.0075/0.0081) - (0.0075/0.0081)^2$$

$$K = 0.18$$

Con lo que la pérdida por rejilla en el lado A es la siguiente

$$h_{eA} = 0.18 \frac{(1.14)^2}{2g} = 0.012 \text{ m}$$

la pérdida de energía por rejilla, tiene el mismo valor en el lado A que en el B.

Pérdidas por fricción. Estas pérdidas son las de mayor importancia y se calcularán mediante la ecuación de Manning transformada, la cual es:

$$h_f = 10.29 \left(\frac{nQ}{D^{8/3}} \right)^2 L \quad \text{ec. 3.8}$$

donde:

- h_f Pérdida por fricción, en m;
- n Coeficiente de rugosidad de Manning, adim.;
- Q Gasto, en m^3/s ;
- D Diámetro del tubo, en m;
- L Longitud de la tubería en m.

La B.A.P. del lado A, como puede observarse en la figura 3.7, la longitud que hay desde la unión del tubo con el canalón, hasta el codo de 90° , es de 2.93 m. Esto, sin tomar en cuenta los dos codos de 45° . Con lo que:

$$L_A = 3.0 - 0.27 + 0.20 = 2.93 \text{ m}$$

A la longitud anterior, se le suman 0.5 m, que es la porción de tubo que va del codo de 90° hasta la cámara de sedimentación; con lo que la longitud recta total del tubo del lado A es la siguiente:

$$L_{T_A} = 2.93 + 0.50 = 3.43 \text{ m.}$$

En los Apuntes de Hidráulica II, Segunda Parte, del Ing. Gilberto Sotelo Avila, en la Tabla 2.4, la "n" de Manning para drenaje pluvial en condiciones extremas, toma un valor de 0.03.

Aplicando la ecuación 3.8 se obtienen las pérdidas por fricción en el tubo del lado A.

$$h_{fA} = 10.29 \left[\frac{0.03 \times 0.00922}{(0.1016) \frac{8}{3}} \right]^2 3.43 = 0.53 \text{ m}$$

Pérdida por codos. Para obtener la K correspondiente, se recurre a la figura 8.18 del libro Hidráulica General, Volumen 1 del Ing. Gilberto Sotelo Avila.

En esa figura, para un codo de 90° de radio grande y con un diámetro de 10 cm.; se obtiene un valor de $K_i = 0.2$; afectando este valor por el factor "r" de variación de "K", que en este caso es de $\pm 30\%$, se obtiene que $K_f = 0.26$.

La porción de tubo que va del codo de 90°, del tubo del lado A, hasta la cámara de sedimentación es de 0.5 m., el cual tiene una pendiente de 200 milésimas.

Aplicando la ecuación de Manning (ec. 3.4), se obtiene el gasto que es posible descargar por la B.A.P. del lado A.

$$Q_{TA} = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{\pi(0.1016)^2}{4 \times 0.03} \left(\frac{0.1016}{4} \right)^{2/3} (0.2)^{1/2} = 0.01044 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{TA} = 10.44 \text{ l/s}$$

$$\therefore V_{eA} = 1.29 \text{ m/s}$$

Esta es la velocidad con que el agua de lluvia proveniente del lado A entrará a la cámara de sedimentación.

Conociendo el valor de la velocidad aguas abajo del codo de 90° del lado A, se aplica la ecuación 3.7 para calcular la pérdida que provoca éste.

$$h_{c_{90^{\circ}A}} = 0.26 \frac{(1.29)^2}{2g} = 0.022 \text{ m}$$

En la misma figura que se utilizó para el codo de 90° se obtiene la "K" para los codos de 45°. En este caso, se tiene que para un codo de 45° de gran radio y con un diámetro de 10 cm.; se obtiene un valor de $K_i = 0.18$ y $r = \pm 10\%$; con lo que $K_f = 0.20$.

Aplicando nuevamente la ecuación 3.7, se calculan pérdidas provocadas, por los dos codos de 45°.

$$h_{c_{45^{\circ}A}} = 2 \times 0.20 \frac{(1.14)^2}{2g} = 0.026 \text{ m}$$

Con lo que la pérdida total por codos en el lado A es la siguiente:

$$h_{c_A} = 0.022 + 0.026 = 0.048 \text{ m}$$

Así, las pérdidas totales en la B.A.P. del lado A, son la suma de las pérdidas de entrada más las pérdidas por fricción,

más las pérdidas por codos.

$$h_{f_{TA}} = h_{e_A} + h_{d_A} + h_{c_A} = 0.012 + 0.53 + 0.048 = 0.59 \text{ m}$$

De modo que el agua de lluvia que llega a la cámara de sedimentación por el lado A, llega con una carga total de 2.34 m de columna de agua.

$$H_{DA} = 2.93 - 0.59 = 2.34 \text{ m.}$$

El tubo del lado A que llega a la cámara de sedimentación, se coloca a 15 cm. del muro de la cámara, tal y como se muestra en la figura 3.9; esta distancia se toma del centro de la tubería al centro del muro.

3.7.2 Cálculo de Pérdidas en la B.A.P. del lado B

A continuación, se hace un análisis similar de pérdidas para el lado B.

La velocidad del agua en el tubo en posición vertical es la misma que para el lado A; es decir de 1.14 m/s.

Lo que implica que la pérdida provocada por la rejilla de entrada sea de 0.012 m. como en el caso anterior.

Como puede observarse en la figura 3.8, la longitud que hay desde la unión de la bajada con el canalón hasta el codo de 90° vertical, es de 2.93 m. Esto, sin tomar en cuenta los codos de 45°. Con lo que:

$$LB = 3.0 - 0.27 + 0.20 = 2.93 \text{ m.}$$

Aplicando la ecuación 3.8, se obtienen las pérdidas por fricción en el tubo vertical del lago B; el diámetro de este tubo es 101.6 mm. (4").

$$h_{f_B} = 10.29 \left[\frac{0.03 \times 0.00922}{(0.1016)^{8/3}} \right]^2 2.93 = 0.46 \text{ m}$$

En las figuras 3.8 y 3.9 se aprecia que el tubo del lado B, después del codo vertical, amplía su diámetro y más adelante, se encuentra otro codo de 90°, sólo que éste, en el sentido horizontal.

La distancia que media entre los codos de 90°, vertical y horizontal es de 1.0 m, longitud medida a ejes. Precisamente en este tramo el diámetro cambia a 152.4 mm. (6") y la pendiente que se le da al tubo es de 50 milésimas.

Así el gasto que puede circular en este tramo es el siguiente:

$$Q = \frac{\pi (0.1524)^2}{4 \times 0.03} \left(\frac{0.1524}{4} \right)^{2/3} (0.05)^{1/2} = 15.4 \text{ l/s}$$

y la velocidad que lleva es:

$$V = 0.84 \text{ m/s}$$

El tramo que va del codo horizontal de 90°, hasta la cámara de sedimentación, según se ve en la figura 3.6, mide 7.95 m. y el diámetro del tubo es de 152.4 mm. (6"), con una pendien-

te de 18.87 milésimas.

Con lo que el gasto que puede circular a través de este tramo es el siguiente:

$$Q = \frac{\pi(0.1524)^2}{4 \times 0.03} \left(\frac{0.1524}{4}\right)^{2/3} (0.0188)^{1/2} = 9.44 \text{ l/s}$$

Con una velocidad de:

$$V_{e_B} = 0.52 \text{ m/s}$$

Esta es la velocidad con que entrará el agua de lluvia a través del tubo del lado B, hacia la cámara de sedimentación.

Pérdida por codos. Para calcular la "K" para los codos horizontal y verticales, nuevamente se hace uso de la figura 8.18 del libro Hidráulica General, Volumen 1, del Ing. Gilberto Sotelo Avila, únicamente variando el diámetro.

Codo vertical de 90°; para un codo de 90° de radio grande y un diámetro de 10 cm, se obtiene que $K_i = 0.20$ y "r" = 30%, con lo que $K_f = 0.26$. Aplicando este valor en la ecuación 3.7 se tiene:

$$h_{c_{v90^\circ}} = 0.26 \frac{(0.84)^2}{2g} = 0.009 \text{ m}$$

Codo horizontal de 90°; para un codo de 90° de radio grande y un diámetro de 15 cm., se obtiene que $K_i = 0.15$ y "r" = 30%, con lo que $K_f = 0.20$. Utilizando nuevamente la ecuación 3.7, se tiene:

$$h_{c_{h90^\circ}} = 0.20 \frac{(0.52)^2}{2g} = 0.003 \text{ m}$$

Codos verticales de 45° ; en la misma figura que se usó para los codos anteriores, se obtiene la "K" para los codos de 45° . En este caso para codos de 45° , de gran radio y con un diámetro de 10 cm.; se obtiene un valor de $K_i = 0.18$, con $r = 10\%$; con lo que $K_f = 0.20$.

A través de la ecuación 3.7 se calculan las pérdidas provocadas por los dos codos de 45° , en el tubo del lado B.

$$h_{c_{45^\circ B}} = 2 \times 0.20 \frac{(1.14)^2}{2g} = 0.027 \text{ m}$$

Con esto las pérdidas totales debidas a cambios de dirección en la B.A.P. del lado B es el que sigue:

$$h_{c_B} = 0.009 + 0.003 + 0.027 = 0.039 \text{ m}$$

La pérdida por fricción que se produce en el tramo de tubería que va del codo horizontal hasta la cisterna se obtiene mediante la ecuación 3.8, con lo que

$$h_{f_{B_2}} = 10.29 \left[\frac{0.03 \times 0.00922}{(0.1524)^{8/3}} \right]^2 7.95 = 0.143 \text{ m.}$$

Por lo que la pérdida total de energía en el tubo del lado B, es la suma de las pérdidas por entrada, más las de fricción del tubo vertical, más la de los codos y más la de fricción del tubo horizontal.

$$h_{TB} = h_{e_B} + h_{f_{B_1}} + h_{c_B} + h_{f_{B_2}}$$

$$h_{T_B} = 0.012 + 0.46 + 0.039 + 0.143 = 0.65 \text{ m}$$

De esta forma, el agua de lluvia que llega a la cámara de sedimentación por la B.A.P. del lado B, tiene una carga total de 2.28 m de columna de agua.

$$H_{DB} = 2.93 - 0.65 = 2.28 \text{ m.}$$

El tubo del lado B, se colocará perpendicular al tubo del lado A y será instalado al centro de la cámara de sedimentación, tal y como se muestra en las figuras 3.8 y 3.9

4. ELEMENTOS PARA DE-
PURACION, ALMACENA-
MIENTO Y DISTRIBU-
CION DEL AGUA.

4.1 CAMARA DE SEDIMENTACION

Esta cámara es un depósito que se coloca delante -- del filtro de arena lento, y tiene como objetivo principal almacenar el agua de lluvia para permitir que se sedimente antes de ser filtrada, y evitar así un mantenimiento constante del filtro de arena.

La cámara de sedimentación debe cumplir con dos requisitos antagónicos entre sí.

Por un lado, debe ser lo suficientemente grande para contener volúmenes elevados de agua durante tormentas intensas, con el objeto de almacenar toda el agua que haya sido captada.

Pero por otro lado, el volumen de la cisterna debe ser pequeño para que aún con una lluvia media, el agua vierta hacia el filtro y empiece a ser depurada lo más pronto posible.

Los dos requisitos anteriores deberán hacerse compatibles, en la medida de lo posible, dependiendo su capacidad, del aspecto económico, así como de la cantidad de agua que sea necesario captar.

4.1.1 Volumen de la Cámara de Sedimentación

En rigor, la cámara de sedimentación debería ser de un volumen tal que, en ella se pudiera almacenar todo el volumen de agua que fuera posible captar con la precipitación máxima en 24 horas que se haya observado en el lugar.

Si la cámara de sedimentación se diseña con este criterio, el volumen de almacenamiento disponible, generalmente será mayor al volumen de agua captado durante las tormentas medias. Resultando así, antieconómico el diseño.

El criterio más acertado, es el diseñar la capacidad de la cámara, para que almacene el volumen de agua que producen las precipitaciones medias, así de esta forma, si se utiliza todo el volumen que se haya dispuesto para este objeto.

Al mismo tiempo que se economiza, puesto que sus dimensiones serán menores que si se diseñara con el primer criterio expuesto.

Así pues, el volumen de la cisterna se diseña para albergar el volumen de agua que producen una lluvia de intensidad media.

En la tabla 3.1 del capítulo anterior, se observa -- que la precipitación media mensual en la ciudad de Teapa es de 311.22 mm., de donde se infiere que la precipitación media diaria tiene un valor de 10.37 mm.

Con este valor de lluvia medio diario y con el área de 100 m^2 , se puede aplicar la ecuación 3.2 para calcular el volumen de captación diario, el cual es:

$$V_{c_d} = \frac{2}{3} (10.37 \times 100) = 691.33 \text{ l/día}$$

$$V_{c_d} = 0.691 \text{ m}^3/\text{día}$$

Es recomendable dejar que el agua se sedimente uno o dos días para que cuando esta pase hacia el filtro de arena, contenga un mínimo de partículas sólidas.

Por lo que se propone que la Cámara de sedimentación pueda almacenar como máximo un volumen de 1.98 m^3 . Con esta capacidad de la cámara, si el promedio de lluvia diaria se mantiene constante, el agua de lluvia derramará al tercer día hacia el filtro de arena lento.

Este tiempo se considera suficiente para que la cámara cumpla con su función y logre aliviar en su trabajo al filtro.

Cabe mencionar que durante precipitaciones de intensidad elevada, el agua quizá empiece a derramarse hacia el filtro en menos de un día; pero aún así el agua de lluvia podrá tener una breve sedimentación.

4.1.2 Limpieza de la Cámara de Sedimentación

La cámara de sedimentación deberá limpiarse cuando se observe que la cantidad de arena acumulada en su fondo sea grande. Se recomienda que la limpieza se realice por lo menos cada 6 meses.

El lapso entre cada limpieza puede variar dependiendo principalmente, de la época del año, el lugar, y el material del área de captación. Por lo que serán los usuarios los que determinen el período de limpieza más adecuado para cada caso en particular.

Para tal efecto, a la losa inferior de la cámara de sedimentación se le dará una pendiente del 2% desde el muro -- del vertedor hacia el muro opuesto a éste; en donde se colocará una válvula de desagüe de 50.8 mm (2") \varnothing , la cual descarga en un dren de grava.

Con el objeto de facilitar la limpieza, se provee a este depósito de un registro de 80 cm. por lado, espacio suficiente para que baje una persona, así como de una escalera marina que facilite el ascenso y descenso al interior.

4.1.3 Características de la Cámara

La cámara de sedimentación se construirá enterrada a una profundidad de 2.50 m., desde el nivel natural del terreno, y su forma será la de un prisma recto con lados de 1.0 y - 1.10 m., respectivamente.

A una altura de 1.92 m., medida desde la losa inferior de la cámara, se colocará un tubo vertedor de demasías, con el objeto de desalojar los excedentes de agua captada durante tormentas intensas. Este tubo tendrá un diámetro de 50.8 mm. (2") y descargará en el mismo dren de grava que la válvula de desagüe.

Aplicando la ecuación general para orificios, se puede determinar el gasto que puede circular en este tubo vertedor de demasías; tal ecuación es la que sigue:

$$Q = Cd A \sqrt{2g H} \quad \text{ec. 4.1}$$

donde:

Q gasto descargado por el orificio, en m^3/s ;

C_d coeficiente de gasto, adimensional;

A área transversal del orificio, en m^2 ;

g aceleración de la gravedad, en m/s^2

($9.81 m/s^2$)

H carga hidráulica, medida desde la superficie libre del agua hasta el centroide del área transversal del orificio, en m.

Para el presente caso se tiene que $C_d = 0.78$, y $H = 7.5$ cm; con lo que aplicando la ecuación 4.1 se tiene:

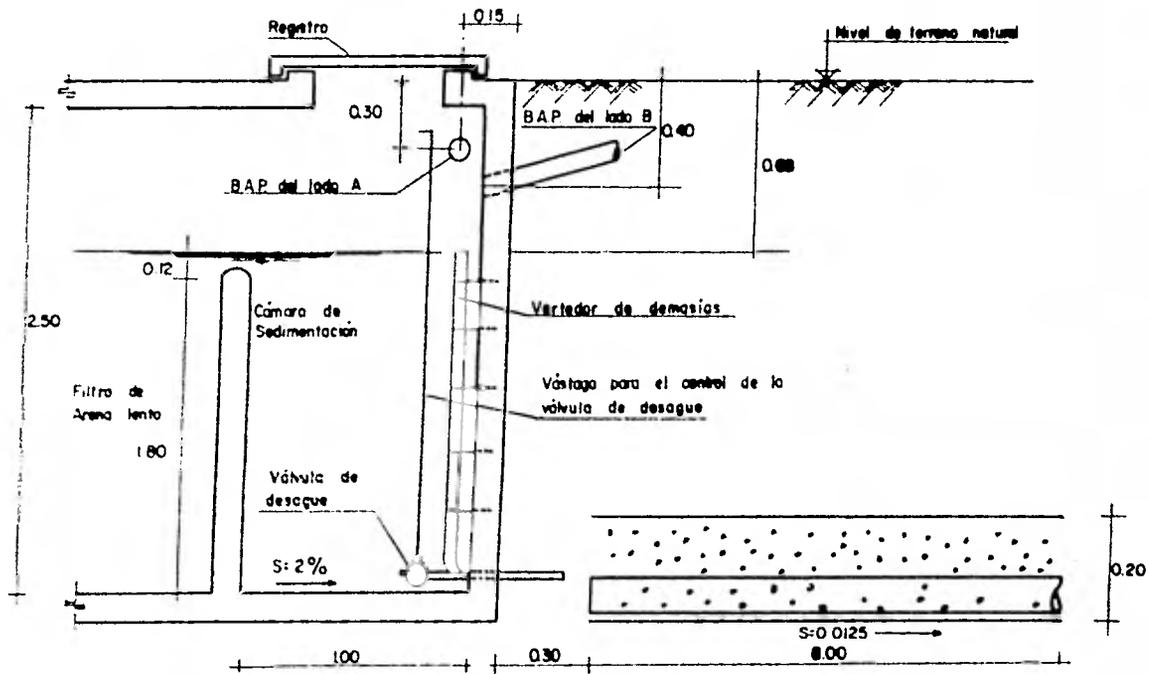
$$Q_d = 0.78 \frac{\pi (0.0508)^2}{4} \sqrt{2g \times 0.075} = 1.90 \times 10^{-3} \text{ m}^3/s$$

$$Q_d = 166 \text{ m}^3/\text{día}$$

Por lo que el tubo vertedor de excedencias es suficiente aún para la tormenta más intensa que se haya presentado en este lugar.

El dren de grava deberá tener una longitud que permita desalojar el agua más allá de los límites de la casa, con el objeto de no producirle humedad a ésta.

Para fines de este trabajo, las dimensiones adecuadas son las que se observan en la figura 4.1, como ahí puede observarse, el dren tiene en su parte más baja un tubo ranura



Anotaciones en m.

Fig. 4.1. Cámara de sedimentación y accesorios

do, con el objeto de facilitar el desalojo del agua vertida en él.

El tubo será de 76.2 mm (3") \emptyset , con una pendiente - de 12.5 milésimas.

Las perforaciones que llevará el tubo, serán hechas en la mitad inferior del tubo, a $22^{\circ} 30'$ y 45° a partir del - diámetro horizontal del tubo; el diámetro de estas perforaciones será de 6.35 mm (1/4").

La separación entre cada perforación deberá ser de - 10 cm., medida de centro a centro de los orificios y con una - disposición en tresbolillo, tal y como se muestra en la figura 4.2

Los orificios se colocan en la forma indicada, con - el objeto de que el peso de las partículas sólidas evite que - éstas sean arrastradas por el flujo del agua.

El tubo además deberá ser de asbesto cemento, clase A-5 para soportar las presiones del terreno.

4.2 VERTEADOR

El vertedor descargará el agua de la cámara de sedi - mentación al filtro de arena; será de tipo rectangular, de pa - red gruesa y de cresta circular, para lograr que el agua fluya con suavidad hacia el filtro.

El gasto que puede ser descargado por medio de este vertedor, está dado por la ecuación 4.2

$$Q = CLH^{3/2}$$

ec. 4.2

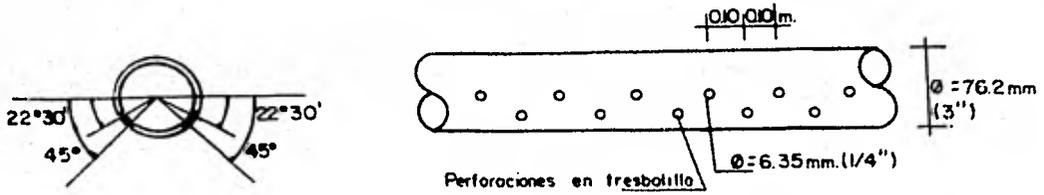


Fig. 4.2. Características del tubo del dren, para desalojo de demasías de la cámara de sedimentación

donde:

Q gasto vertido, en m^3/s ;

L ancho de la cresta vertedora, en m;

H altura del agua sobre la cresta vertedora, en m;

$$C \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu = 2.952 \mu, \quad \left[\frac{1}{2} T - 1 \right];$$

μ coeficiente que depende del radio de la cresta vertedora, del tirante del agua hasta la cresta vertedora y de H.

μ se calcula por medio de la ecuación 4.3

$$\mu = 1.02 - \frac{1.015}{H/r + 2.08} + 0.04 (H/r + 0.19)^2 + 0.0223 r/w \quad \text{cc. 4.3}$$

fórmula válida para $H/r \leq 4.2$

Los términos involucrados en esta ecuación, se definen en la figura 4.3

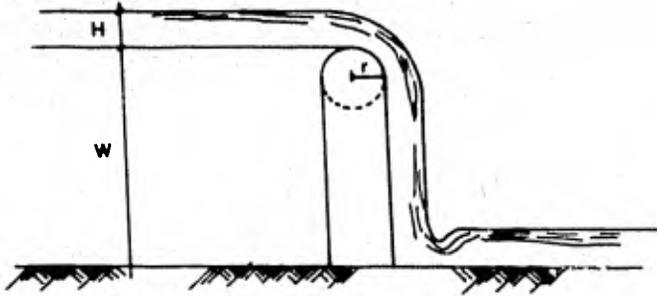


Fig. 4.3. Elementos para definir el coeficiente μ

Para este caso, de la figura 4.1; $w = 1.80$ m y $H = 0.12$ m. El muro tiene 10 cm de ancho, tal como se puede ver en el Apéndice A; con lo que $r = 0.05$ m.

Con los datos anteriores se tiene:

$$\frac{H}{r} = \frac{0.12}{0.05} = 2.4 < 4.2$$

por lo cual es aplicable la ecuación 4.3

$$\mu = 1.02 - \frac{1.015}{2.4 + 2.08} + \left[\frac{0.04 (2.4 + 0.19)^2}{+ 0.0223} \right] 0.05/1.80$$

$$\mu = 0.80$$

con lo que, ahora se puede calcular el valor de C

$$C = 2.952 \mu = 2.952 (0.80) = 2.36$$

Aplicando la ecuación 4.2 se determina el gasto que puede desalojar el vertedor; para este caso $L = 0.5$ m

$$Q \text{ vector} = C L H^{3/2} = 2,36 (0,5) (0,12)^{3/2} = 0,049 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con lo que el gasto máximo que podrá pasar de la cámara sedimentadora hacia el filtro es de 49 l/s .

4.3 FILTRO DE ARENA LENTO

El propósito primario de un filtro de arena lento, es eliminar prácticamente todas las partículas suspendidas, bacterias y otros organismos nocivos. Su uso es recomendado en zonas rurales, donde es fácil de adaptarse.

Un filtro lento de flujo descendente consiste, en una caja rectangular o circular a la cual se le coloca de 0.60 a 1.20 m. de, arena fina sobre 0.25 a 0.45 m. de grava gruesa. Encima del lecho filtrante se deja un tirante de agua de 1.0 a 1.5 m., y debajo de la grava se coloca un sistema de drenes apropiados.

El gasto que debe circular a través del filtro varía de 2.0 a 14.0 m³/m²/día.

Es recomendable aunque no indispensable, la colocación de una cámara de sedimentación delante del filtro de arena, con el objeto de hacer más prolongados los períodos de limpieza del filtro.

La arena está constituida por un lecho de 0.60 a 1.20 m. de granos finos de 0.3 a 0.35 mm. de tamaño efectivo y 2.0 a 3.0 de coeficiente de uniformidad, más frecuentemente de 1.8 a 2.0. La arena se coloca sobre la grava por capas.

Bajo la arena fina, se coloca una capa de arena de 3 mm (1/8") Ø a gruesa; bajo ésta se pone otra capa de grava de 3 mm (1/8") a 10 mm. (3/8") de diámetro, y finalmente -- otra capa de grava de 19 mm (3/4") a 32 mm (1 1/4") de diámetro. Estas tres capas, como ya se dijo anteriormente miden - en conjunto de 0.25 a 0.45 m.

Los sistemas de drenaje del filtro lento pueden ser de diferente tipo, principalmente:

1.- Ladrillos tendidos de canto, con ladrillos encima tendidos de plano, dejando un espaciamiento de 1.0 cm. entre los lados. El conjunto drena hacia un canal colector central que recolecta todo el flujo del filtro.

2.- Bloques de concreto poroso en forma de puente - que confluyen también a un canal central.

3.- Tuberías de drenaje perforadas con orificios no mayores de 2.54 cm (1")

Con una buena operación, el filtro elimina del 98 - al 99.5% de las bacterias, sin embargo, cuando sea posible es recomendable clorar el agua después de filtrarla.

Las ventajas que brinda la filtración lenta son -- las siguientes:

- a) Evitan el empleo de productos químicos
- b) Normalmente, no requieren de energía eléctrica
- c) Se obtiene agua de características poco corrosivas

- d) El equipamiento e instrumentación de estos filtros es sencillo
- e) Su operación es simple

4.4 DISEÑO DEL FILTRO DE ARENA LENTO.

Datos de Proyecto:

Población de proyecto	5 hab.
Dotación	100 l/hab/día
fuelle	Captación agua de lluvia
Tasa de filtración	$2 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$

4.4.1 Dimensionamiento de las Unidades

En función de los elementos anteriores, se tiene:

Gasto Medio Anual

$$Q_{ma} = 5 \times 100 \times 365 = 182\,500 \text{ l/año} = 182.50 \text{ m}^3/\text{año}$$

Gasto Medio Diario:

$$Q_{md} = 5 \times 100 = 500 \text{ l/día} = 0.50 \text{ m}^3/\text{día}$$

Area de filtración

$$A_f = \frac{0.50}{2.0} = 0.25 \text{ m}^2$$

Es recomendable que sean cuando menos dos filtros los que se construyan, cada uno de los cuales deberá proporcionar el gasto requerido.

Lo anterior se hace para tener un filtro de reserva, mientras el otro se limpia.

Cierta práctica inglesa recomienda que el largo del filtro sea el doble del ancho;

Por razones constructivas, el área del filtro no será de 0.25 m^2 , sino de 0.5 m^2 , con lo cual sus dimensiones serán las siguientes:

$$A_f = 0.5 \text{ m}^2$$

$$b = 1/2$$

$$l = \sqrt{2 A_f}$$

$$l = \sqrt{2 (0.5)} = 1.0 \text{ m} \Rightarrow b = 0.5 \text{ m}$$

$$A_f = b \times l$$

$$A_f = 1/2 \times l = \frac{l^2}{2}$$

Con lo que cada filtro tendrá un metro de largo y 0.5 m. de ancho. Los lados largos serán perpendiculares al vertedor de la cámara sedimentadora.

4.4.2 Sistema de Drenaje

El sistema de drenaje deberá ser tal que colecte toda el agua que pasa a través de la arena, en la forma más uniforme posible. Este sistema estará constituido por un dren principal, pasando por el centro del lecho filtrante, y en caso de ser necesarios, recibiendo perpendicularmente drenes laterales.

El dren principal así como los laterales, podrán estar constituidos por tubos de concreto o de asbesto cemento. Es conveniente que los tubos de los drenes laterales, sean perforados con orificios no mayores de 25.4 mm (1") \emptyset ; cuando esto no sea posible, se recomienda dar un espaciamiento entre los tubos de 2 cm. aproximadamente. La pendiente del dren principal deberá ser al menos del 1.0 al 2.0%.

En el libro "Técnica de Abastecimiento y Tratamiento de Agua", Vol. II del Prof. José M. de Azevedo Netto; presenta los cuadros, 4.1 y 4.2 de Hazen para el diseño del sistema de drenaje.

Con la tasa de filtración de $2.0 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, se entra al cuadro 4.1, extrapolando a partir de los valores dados para la tasa de $2.8 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, para obtener los datos de diseño.

Con lo cual, se tiene:

.	Pérdida de carga en la arena	0.02 m/día
.	Pérdida de carga permisible para el sistema de drenaje (incluyendo pérdida de velocidad)	0.006 m/día
.	Relación aproximada entre el área del filtro y la sección del dren principal	6 000
.	Velocidad aproximada en el dren principal	0.18 m/s
.	Velocidad aproximada en los drenes laterales	0.10 m/s

4.4.3 Diámetro del Dren Principal

El área de la sección del dren principal será la siguiente:

$$A_{\text{dren}} = \frac{Af}{6\ 000} = \frac{0.5}{6\ 000} = 0.000083 \text{ m}^2$$

Como la sección es circular, se tiene:

$$A_{\text{dren}} = \frac{\pi D^2}{4} = 0.000083$$

CUADRO 4,1

CARACTERISTICAS DEL SISTEMA DRENAJE DEL FILTRO DE ARENA LENTO

Tasa de filtración (m ³ /m ² /día)	2.8	3.75	4.70	5.60	7.50	9.35	14.00
Pérdida de carga en la arena (m)	0.028	0.037	0.048	0.055	0.073	0.091	0.137
Pérdida de carga permisible para el sistema de drenaje (incluyendo pérdida de velocidad) (m)	0.007	0.009	0.011	0.014	0.018	0.023	0.034
Relación aproximada entre el área del filtro y la sección del dren principal	6 300	5 600	5 100	4 700	4 200	3 800	3 200
Velocidad aproximada en el dren principal (m/s)	0.20	0.24	0.27	0.30	0.36	0.41	0.51
Velocidad aproximada en los drenes laterales (m/s)	0.12	0.15	0.17	0.19	0.22	0.25	0.32

C U A D R O 4.2

AREA MAXIMA DRENADA EN m². EN FUNCION DE LA TASA DE FILTRACION Y LOS DIAMETROS DE LOS DRENES

Tasa Filtración (m ² /m ² /día)		2,80	3,75	4,70	5,60	7,50	9,35	14,00
Lateral de	2"	7,4	6,5	6,0	5,5	4,9	4,5	3,7
	3"	16,8	14,9	13,7	12,8	11,4	10,6	8,7
	4"	30,1	26,8	24,6	22,8	20,3	18,6	15,6
	5"	48,2	42,8	39,1	36,3	32,0	29,4	24,8
	6"	69,7	62,3	56,8	53,0	46,5	42,8	36,2
	8"	112,0	112,0	102,0	94,0	84,0	76,0	64,0
Principal de	10"	320	280	250	230	205	185	160
	12"	455	400	360	335	300	270	220
	15"	720	640	575	540	475	430	360
	18"	1040	930	840	770	690	620	520
	21"	1420	1260	1145	1060	930	850	710
	24"	1860	1650	1500	1390	1230	1120	930
	27"	2360	2080	1890	1750	1540	1105	1120
	30"	2930	2580	2355	2180	1925	1750	1460

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot (0.000083)}{\pi}} = 0.010 \text{ m}$$

Comprobación:

la velocidad en el dren principal es de 0.18 m/s

$$V_{\text{dren}} = 0.18 \text{ m/s} = 15\,552 \text{ m/día}$$

el gasto que pasa por el filtro es:

$$Q_{\text{filtro}} = v \times A = 2.0 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día} \times 0.5 \text{ m}^2 = 1.0 \text{ m}^3/\text{día}$$

por lo que el área del dren principal deberá ser la siguiente:

$$A_{\text{dren}} = \frac{Q_{\text{filtro}}}{V_{\text{dren}}} = \frac{1.0 \text{ m}^3/\text{día}}{15\,552 \text{ m/día}} = 0.000064 \text{ m}^2$$

Esta área es un poco menor que la especificada, por lo cual el área calculada a través de las tablas de Hazen es adecuada.

Para este caso, con un tubo de 25 mm (1") \emptyset se cumple con el área requerida, pero podría romperse al hacerse las perforaciones, así que se instalará un tubo de asbesto cemento de 51 mm. (2") \emptyset .

En el cuadro número 4.2 se puede observar que un tubo de 51 mm (2") de diámetro es suficiente para drenar un área de 7.4 m².

Por lo que para este caso no se requieren drenes laterales; el dren principal de 51 mm. (2") de diámetro es suficiente.

4.4.4. Clase de tubería para el Dren Principal

Se empleará la fórmula de Anson Marston para determinar la carga muerta.

$$W_c = C_t B^2 \gamma \quad \text{ec. 4.4}$$

Donde:

W_c carga muerta sobre el tubo, en Kg/m;

C_t Coeficiente para el cálculo de carga, en función de la relación entre la altura del relleno y el ancho de la zanja; y el coeficiente de fricción entre el relleno y los lados de la zanja;

B Ancho de la zanja a la altura de la cresta -- del tubo, en m;

γ Peso volumétrico del material que soportará el en Kg/m³.

El coeficiente C_t , se determina mediante la relación:

$$\frac{H}{B}$$

donde:

H altura del relleno sobre la cresta del tubo, en m.

Para este caso, H mide 1.05 m según se puede observar en la figura 4.4

$$H = 1.05 \text{ m. y } B = 0.5 \text{ m}$$

Con lo que:

$$\frac{H}{B} = \frac{1.05}{0.5} = 2.10$$

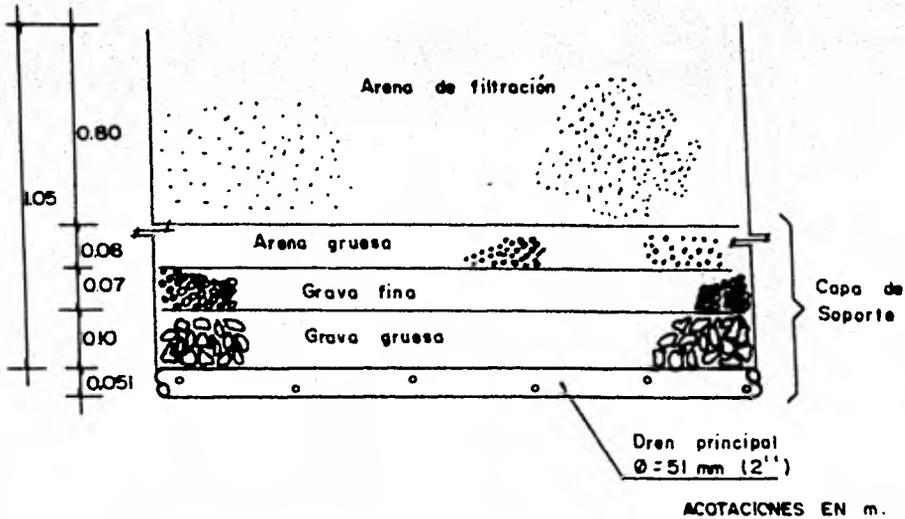


Fig. 4.4. Corte transversal del lecho filtrante

Entrando a las curvas de Marston $\frac{6}{1}$ las que aparecen en la gráfica 4.1, con el valor de 2.10 y usando la curva -- "D", para la condición de arena saturada; resulta que el valor de C_t es 1.60.

Por otro lado, si se considera que el material del medio filtrante tiene un peso volumétrico de $2,600 \text{ kg/m}^3$ y aplicando la ecuación 4.4 se obtiene un valor por la carga muerta de $1,040 \text{ kg/m}$.

La carga total sobre el tubo, está dada por la carga muerta más la carga viva.

Para este caso, se considera que la carga viva está representada por el volumen de agua por filtrar el tirante -

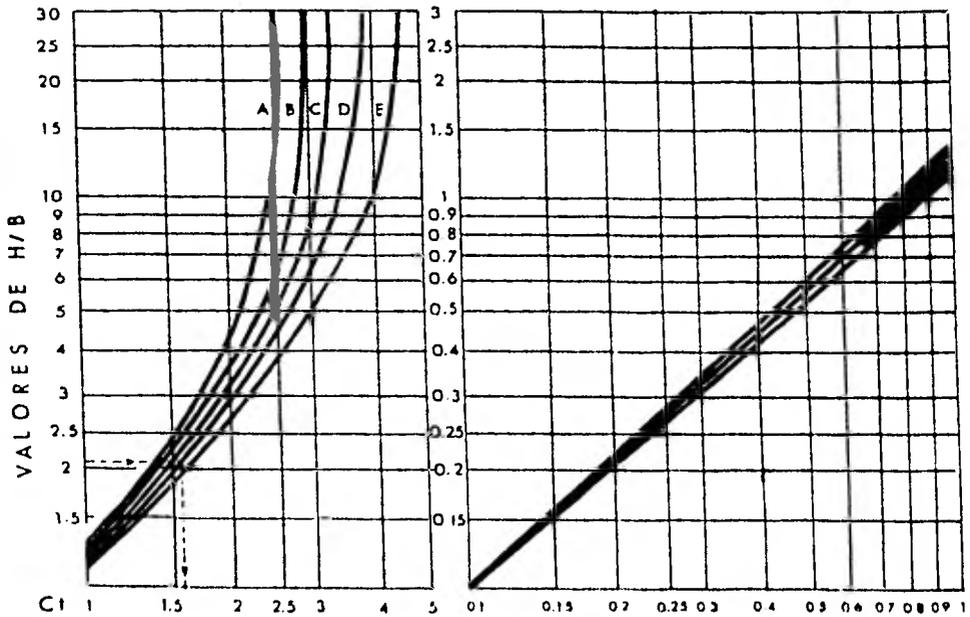
—Propiedades del material de relleno para calcular el coeficiente de carga

No.	Descripción del relleno	Angulo de fricción interna (β)	Peso unitario Kgf/m^3
1	Arcilla húmeda	12°	2000
2	Suelos orgánicos (Humus)	12°	1700
3	Arena húmeda	14°	1500
4	Arena saturada	15°	1600
5	Barro	18°	2100
6	Terrenos de aluvión húmeda	20°	2000
7	Barro Húmedo	22°	2100
8	Aluvión-Roca pulverizada	25°	1800
9	Arena suelta	31°	1700
10	Grava y arena suelta	33°	2000
11	Terreno granular compacto	37°	1900

GRAFICA 4.1

CURVA A para material No. 11
 CURVA B para materiales No. 10, 9 y 8
 CURVA C para materiales No. 7 y 6
 CURVA D para materiales No. 5 y 4
 CURVA E para materiales No. 3, 2 y 1

H = Altura (fig. 2 pág. 18) del relleno desde la cresta del tubo, hasta el terreno natural.
 B = Ancho de la zanja a la altura de la cresta del tubo



COEFICIENTE C1 - Tubos en zanja - Fórmula (2)

GRAFICA 4.1

de agua sobre el medio filtrante es de 0.80 m y el largo del filtro es de 1.0 m, por lo que el valor de la carga viva es:

$$\text{Carga viva: } 1,000 \times 0.8 \times 1.0 = 800 \text{ Kg/m}$$

y la carga total será:

$$\text{Carga total} = 1,040 + 800 = 1,840 \text{ Kg/m}$$

Suponiendo que la presión máxima que puede presentarse dentro del tubo, es de 6 Kg/cm^2 , se consulta la gráfica 4.2, para la selección de tuberías sometidas a esfuerzos combinados.

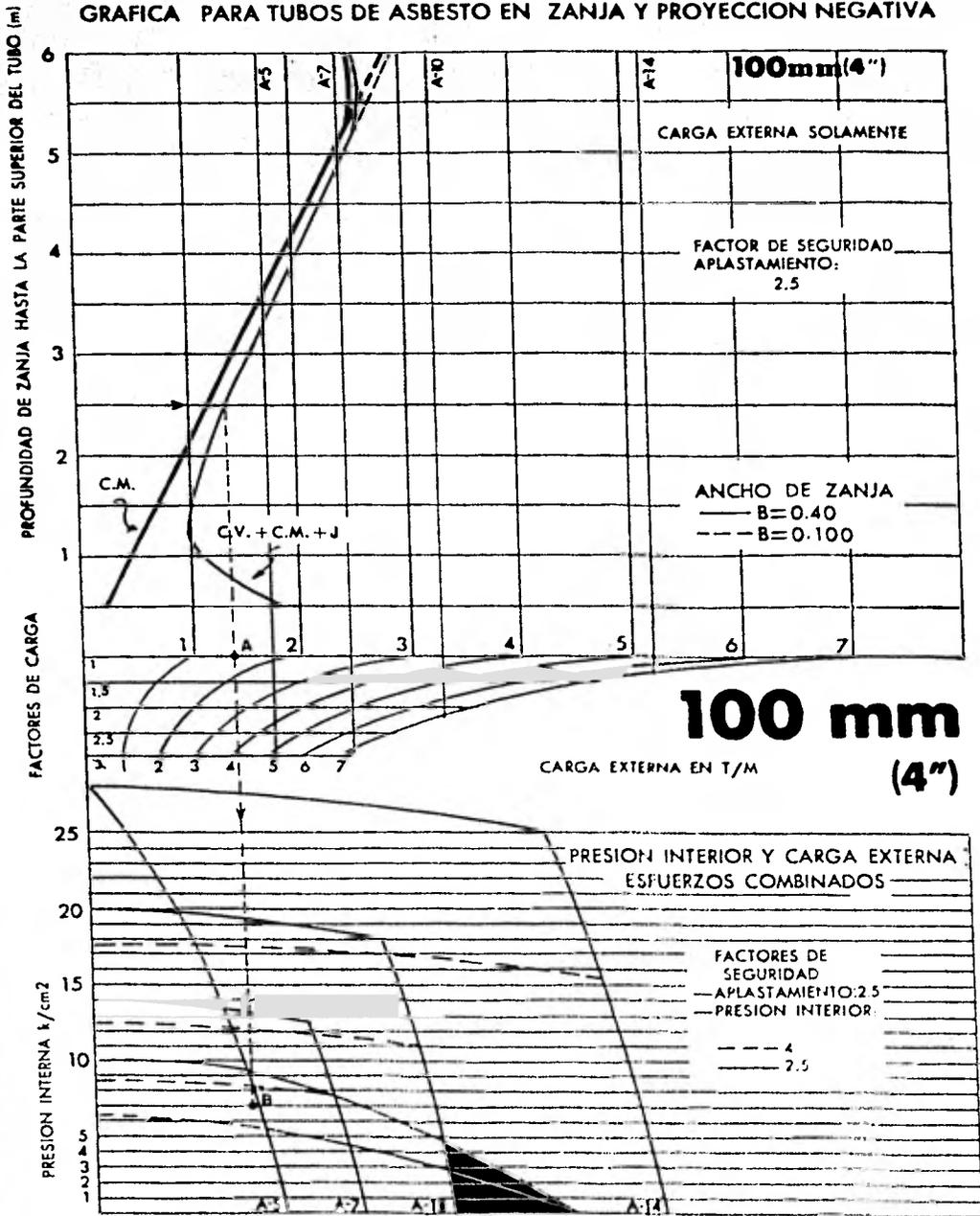
La gráfica corresponde a la instalación de la tubería en condición de zanja. La parte superior, corresponde a tuberías sin presión interior y la inferior a esfuerzos combinados. Entre una y otra gráfica, se determina el factor de carga, con valores de 1 a 3 y que depende de las condiciones de apoyo que se adopten.

Además como estas gráficas vienen para tubos desde 100 mm (4") \emptyset , se infiere que el diseño es válido para un tubo de 50 mm. (2") \emptyset .

Para obtener la clase de tubería que debe usarse, se procede de la siguiente manera:

-
- (6) Gráfica obtenida del catálogo: Información Técnica Sobre Tuberías de Asbesto Cemento para Abastecimiento de Agua. MEXALIT.

GRAFICA PARA TUBOS DE ASBESTO EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA



GRAFICA 4.2.

A partir de la ordenada que indica 2.50 m de profundidad, se traza una horizontal hasta encontrar la curva correspondiente (línea C.V. + C.M. + J.); en seguida se baja una perpendicular hasta el eje de las abscisas y se obtiene el valor de la carga que actúa sobre el tubo, la cual en este caso, se encuentra dentro del área de uso de la clase A-5, con un factor de carga de 1.0 (Punto A).

De este punto, se sigue bajando la línea hasta encontrar la horizontal correspondiente al valor de $7.0 \text{ Kg}_f/\text{cm}^2$ marcado en el eje de las ordenadas en la gráfica inferior, así se obtiene el punto B, el cual indica que deberá usarse tubería de asbesto cemento, clase A-5 y para este caso se infiere que el diseño es válido también para una tubería de 50 mm. (2") \varnothing .

4.4.5 Número de Perforaciones en el Dren

El gasto que conducirá el dren es de $1.0 \text{ m}^3/\text{día}$, que es el gasto que circula a través del lecho filtrante.

Suponiendo una velocidad de paso, a través de los orificios, de 0.020 m/s , se tiene:

$$V_{\text{paso}} = 0.020 \text{ m/s} = 1,728 \text{ m/día}$$

$$\text{Área Orificio} = \frac{1.0 \text{ m}^3/\text{día}}{1,728 \text{ m/día}} = 0.000578 \text{ m}^2 \approx 0.0006 \text{ m}^2$$

el área por metro lineal es:

$$a_{m,l} = \frac{0.0006}{1.0} = 0.0006 \text{ m}^2/\text{m}$$

El área correspondiente a una perforación de 6.35 mm (1/4") de diámetro, es:

$$a_{\text{orificio}} = 0.0000316 \text{ m}^2 \doteq 0.000032 \text{ m}^2$$

Por lo que el número de perforaciones por metro lineal es el siguiente:

$$\text{Num.perf. m.l.} = \frac{0.0006}{0.000032} = 18.75 \approx 20 \text{ perforaciones}$$

Colocando las perforaciones en cuatro líneas, se tiene:

$$\frac{20}{4} = 5 \text{ perforaciones por línea}$$

La longitud ocupada por 5 perforaciones, en un metro es la siguiente:

$$5 \times 0.635 = 3.175 \text{ cm} \doteq 3.2 \text{ cm}$$

La longitud sin perforar en un metro es:

$$100 - 3.2 = 96.8 \text{ cm}$$

Por lo que la separación entre perforaciones es:

$$96.8/5 = 19.36 \doteq 19 \text{ cm}$$

Las perforaciones se harán en la mitad inferior del tubo, en cuatro líneas, dos de las cuales irán a 22°30' medidos a partir de la horizontal y las otras dos a 45° medidos a partir de la misma línea; además dichas perforaciones se harán en posición de tresbolillo, tal como se muestra en la figura 4.5

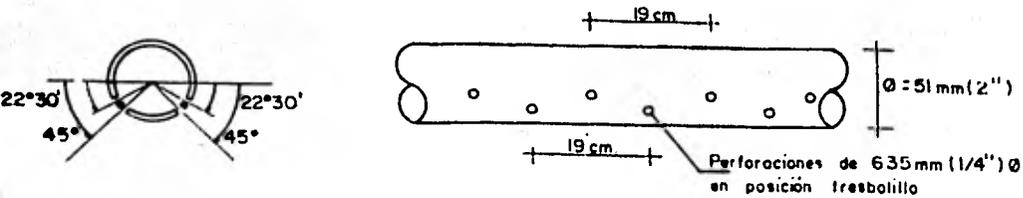


Fig. 4.5. Disposición de las perforaciones del dren.

4.4.6 Material de Soporte del Medio Filtrante

Inmediatamente encima del dren son colocadas tres capas de material con diámetro especificado; cuya función es prevenir la obstrucción del sistema drenante por penetración de arena fina.

El tipo de material empleado para el soporte del medio filtrante, debe ser resistente a la acción de las cargas a que estarán sujetas cuando entre en funciones el filtro. -- Los materiales que cumplen satisfactoriamente la función de soporte del medio filtrante, son entre otros: granito, granate, sílice y grava; tanto por su costo como por su abundancia en nuestro medio, para el caso presente, se recomienda usar grava como material de soporte.

4.4.7 Espesor de la Capa de Soporte

Como se dijo anteriormente la profundidad de esta capa oscila entre 0.25 a 0.45 m., la graduación de los tres mantos que forman esta capa debe ser adecuada, así como su colocación cuidadosa.

Como se puede ver en la figura 4.4, el espesor de la capa de soporte a partir del piso del filtro es de 30.1 cm, mientras que a partir de la clave del dren es de 25 cm.

4.4.8 Granulometría del Material de Soporte

Debe procurarse una buena graduación del material de soporte, la cual deberá ser de tal manera que las partículas individuales de una camada sean más grandes que la otra, con el objeto de que las partículas pequeñas penetren en los huecos que dejan las partículas mayores.

Una distribución que brinda buenos resultados es la presentada a continuación en la tabla 4.1

ESPESOR DE LA CAPA (cm)	VARIACION DEL DIAMETRO (Pulgadas)	DIAMETRO EFECTIVO (mm)
8.0	Arena gruesa o pedrisco 1/8" a gruesa	2 a 3
7.0	Grava fina 3/8"-3/4"	8
10.0	Grava gruesa 3/4" - 2"	20

Tabla 4.1 Características de las tres camadas de la capa de soporte

4.4.9 Especificaciones del Material para filtro

La arena empleada como material filtrante, deberá estar compuesta casi exclusivamente por cuarzo o silicatos de alta resistencia; además de estar exenta de finos, raíces u otras impurezas.

La arena para filtros lentos deberá cumplir también con la siguiente especificación:

a) 100 gr. de arena lavada, agitada en un litro de agua limpia no deberá causar una turbidez superior a 200 p.p.m

Por lo que antes de colocar la arena, se recomienda lavarla con agua para eliminar cualquier impureza que pudiera contener.

4.4.10 Granulometría y Espesor del Lecho de Arena

El espesor del lecho de arena, no debe ser mayor que aquel que, haga factible una buena filtración del tipo de agua en cuestión.

La práctica común ha demostrado que los espesores de material filtrante, que mejores resultados han dado, oscilan entre 0.60 y 1.20 m.

En relación a su granulometría, se recomienda emplear material cuyo diámetro efectivo, varíe entre 0.30 y 0.35 mm; -- con un coeficiente de uniformidad entre 2 y 3.

De acuerdo con estas especificaciones y para el presente estudio, la arena del lecho filtrante tendrá las siguientes características:

espesor del lecho filtrante	80 cm
diámetro efectivo	0.30-0.35mm.
coeficiente de uniformidad	2 - 3

En la figura 4.6 se puede observar el filtro en conjunto y sus características.

4.4.11 Tirante de Agua Sobre el Lecho Filtrante

La altura del tirante de agua, cuya carga hidráulica permita el paso de ésta a través del lecho filtrante hasta el sistema de drenaje, varía normalmente, para el abastecimiento de poblaciones grandes, entre 0.90 y 1.50 m., medida a partir de la parte superior de la arena del lecho filtrante.

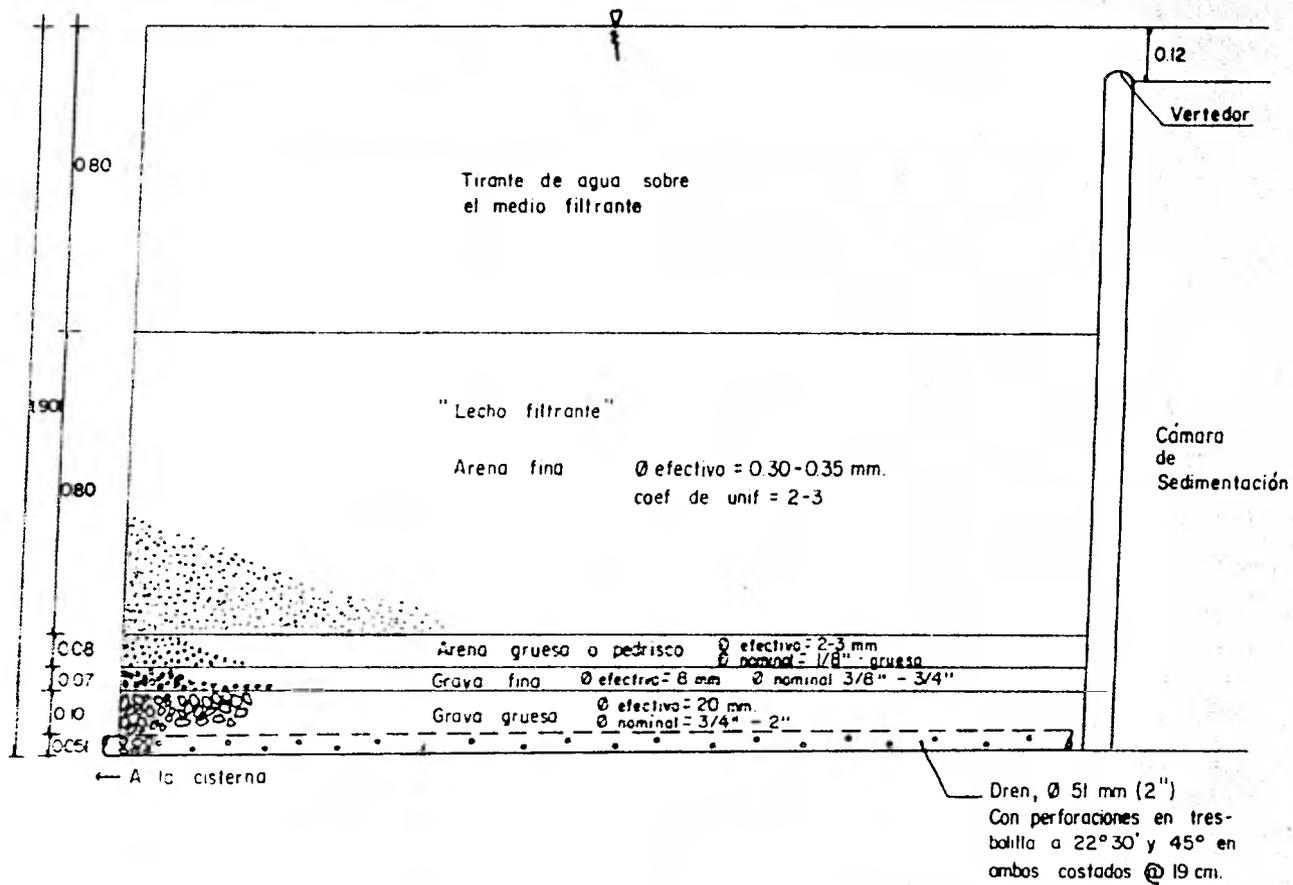
Sin embargo el tirante máximo recomendado, es de 1.20 m, ya que alturas mayores tornan difícil el control del filtro.

En este caso por ser un filtro doméstico, que servirá a una población relativamente pequeña, se recomienda un tirante de 80 cm., como se puede ver en la figura 4.6.

4.4.12 Pérdida de Carga en la Filtración

La resistencia ofrecida al paso del agua a través del lecho filtrante, varía gradualmente; siendo pequeño cuando la arena esta limpia y aumentando poco a poco conforme aumenta el material depositado sobre la arena, formando en la parte superior, la película denominada "schuntzdecke" o capa sucia, que es la responsable de la eliminación de prácticamente todas las bacterias que pueda contener el agua, que circula a través del filtro.

Se sabe por experiencia, que un aumento en la pérdida de carga de un filtro de arena lento, por encima de valores límites, provoca una reducción en la calidad del agua filtrada.



Acolaciones en m.

Fig. 4.6 Elementos del filtro de arena lento y sus características

La relación entre la pérdida de carga y las características del agua filtrada no son constantes.

Depende de una serie de factores, tales como: los elementos que deben ser eliminados de las aguas, tasa de filtración, variación de la tasa de filtración, granulometría, espesor de la capa de arena, la turbulencia en el medio filtrante en las cercanías de la superficie, etc.

Para este caso, en condiciones normales, se puede considerar que las pérdidas indicadas en el cuadro 4.1, son las que se presentan en la práctica.

4.4.13 Lavado de la Arena del Filtro

Cuando la pérdida de carga a través del filtro sobrepasa los límites especificados, se debe proceder a limpiar el filtro.

El intervalo medio entre limpiezas consecutivas es de aproximadamente 30 días, pudiendo variar desde 7 hasta 90 días. Para el filtro que se propone en este trabajo, se recomienda que el intervalo entre limpiezas de la arena sea de 30 a 60 días; ajustando este intervalo durante la operación del filtro, dependiendo de la pérdida de carga que se presente.

El proceso utilizado para el lavado de la arena, consiste en drenar toda el agua del filtro y raspar aproximadamente 2.5 cm de arena en toda la superficie del filtro, que es donde se forma precisamente la película llamada "schumtz-

decke" o capa sucia, que es la que produce la mayor pérdida de carga.

La arena raspada se debe amontonar sobre el lecho filtrante, siendo retirada inmediatamente después, mediante cualquier proceso manual o mecánico.

Hecho lo anterior, el lecho estará en condiciones para reiniciar su función filtrante.

El proceso de raspado se repetirá periódicamente, hasta que el espesor del lecho filtrante no sea menor de 50 cm.

Mejor aún, en el caso que se pongan los dos filtros; mientras en uno se lava la arena para volverla a colar, el otro se pone a funcionar y viceversa.

De esta manera nunca se suspenderá el filtrado de agua, y por tanto el suministro de ella, así como tampoco se reducirá el espesor del lecho de arena.

Lo anterior es importante, ya que si se logra un buen filtrado, la calidad del agua será buena para el consumo humano.

Recién iniciada la operación, la eficiencia bacteriológica del filtro es baja y va aumentando a medida que pasa el tiempo, lo que se suele llamar "proceso de maduración del lecho", como lo muestra la figura 4.7. Se deduce de aquí que el raspado frecuente del medio filtrante es inconveniente.

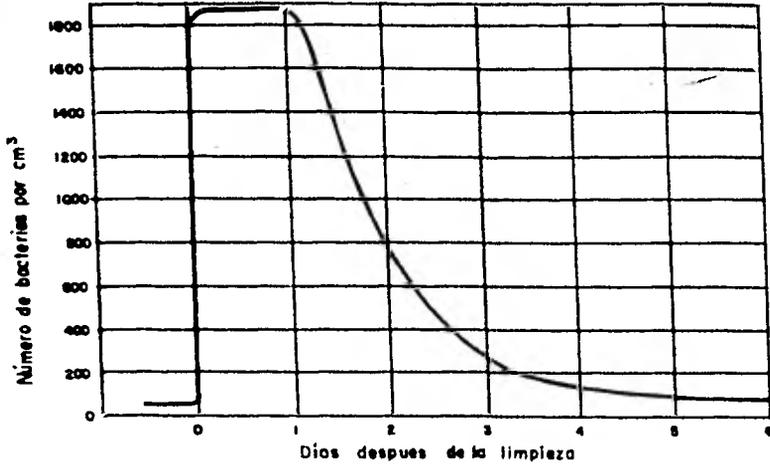


Fig. 4.7 Número de bacterias totales existentes en el efluente de un filtro lento (según Marshall)

Para impedir el paso del agua hacia uno de los dos filtros, bastará con bajar una de las compuertas de madera.- Las cuales deslizarán en forma vertical por las hendiduras - hechas expresamente en los muros que separan las cámaras de sedimentación y filtración, tal y como se observa en la figura 4.9.

4.5 CISTERNA

"El almacenamiento transforma la recepción intermitente del agua de lluvia en una fuente de suministro continuo."

La cisterna es el depósito en el cual se almacena el agua de lluvia captada después de ser sedimentada y filtrada.

La capacidad de la cisterna está en función del consumo de agua per cápita, el número de personas que habiten la vivienda, la precipitación media anual y de la duración del período de estiaje.

El agua que llega hasta la cisterna, será agua de buena calidad para el consumo humano, pero es recomendable que se clore para mayor seguridad; lo cual puede hacerse con algún compuesto de cloro, para dar una dosificación de por lo menos 5 mg/l.

4.5.1 Capacidad de la Cisterna

La cisterna deberá tener capacidad suficiente para almacenar el volumen de agua que permita resolver la carencia del líquido durante la época de secas.

El volumen de agua que debe almacenar la cisterna se obtiene de restar al volumen total de captación anual acumulado, el consumo total anual acumulado.

Para este estudio estos datos se obtienen de la tabla 4.1, la cual a su vez se basa en los datos de la tabla 3.1, del capítulo anterior.

De la columna 7 se obtiene que el volumen de agua que deberá almacenar la cisterna es de 66,553.33 lt. En esta forma, toda el agua que es captada pero no es consumida, es almacenada para su uso posterior, de tal suerte, que se convierte el suministro intermitente de agua, en un suministro continuo.

El dibujo de las columnas 3 y 5 permite identificar las épocas en que el consumo es mayor que la captación y viceversa; esta comparación se muestra en la figura 4.8

En esta misma figura, también se puede apreciar que en el transcurso de los meses de abril a junio, se puede producir un déficit de agua; a menos de que se procure un almacenamiento previo durante los meses de julio a marzo, época durante la cual se produce un superávit de agua.

De lo anterior se desprende que la época más adecuada del año para empezar a operar este sistema de captación de lluvia, en la Ciudad de Teapa, va de julio a marzo, o para mayor seguridad del suministro durante la época de secas, el inicio de la operación del sistema deberá hacerse entre julio y diciembre.

El volumen de 66,553.33 lt. que se obtiene en la columna 7 de la tabla 4.1, implícitamente está en función del consumo de agua per cápita, el número de personas que habitan la vivienda, la precipitación media anual y de la duración del período de estiaje en la Ciudad de Teapa, Tabasco.

Para asegurar el suministro y poder almacenar alguna lluvia extraordinaria que pudiera presentarse, se ajusta el volumen de la cisterna a 70.0 m^3 de capacidad.

Como puede observarse en el plano 4.1, la altura útil de la cisterna es de 2.42 m; con lo que dividiendo el valor del volumen entre la altura útil se obtiene el área que ocupará la cisterna.

(1) MES	(2) VOLUMEN DE CAPTACION MENSUAL	(3) VOLUMEN DE CAPTACION MEN SUAL ACUMULADO	(4) CONSUMO MENSUAL (8)	(5) CONSUMO MENSUAL ACUMULADO	(6) DIFERENCIA (2) - (4)	(7) DIFERENCIA ACUMULADA
Enero	20,813.33	20,813.33	15,500.00	15,500.00	5,313.33	5,313.33
Febrero	12,733.33	33,546.66	14,000.00	29,500.00	- 1,266.67	4,046.66
Marzo	10,846.67	44,393.33	15,500.00	45,000.00	- 4,653.33	- 606.67
Abril	9,273.33	53,666.66	15,000.00	60,000.00	- 5,726.67	- 6,333.34
Mayo	14,246.67	67,913.33	15,500.00	75,500.00	- 1,253.33	- 7,586.67
Junio	20,666.67	88,580.00	15,000.00	90,500.00	5,666.67	- 1,920.00
Julio	22,493.33	111,073.33	15,500.00	106,000.00	6,993.33	5,073.33
Agosto	26,253.33	137,326.66	15,500.00	121,500.00	10,753.33	15,826.66
Septiembre	39,700.00	177,026.66	15,000.00	136,500.00	24,700.00	40,526.66
Octubre	32,146.67	209,173.33	15,500.00	152,000.00	16,646.67	57,173.33
Noviembre	20,013.33	229,186.66	15,000.00	167,000.00	5,013.33	62,186.66
Diciembre	19,866.67	249,053.33	15,500.00	182,500.00	4,366.67	66,553.33
Media	20,754.44		15,208.33			

97

(8) Consumo mensual = núm. de personas x dotación x núm. días del mes

$$= 5 \times 100 \times n = 500 \times n$$

Todas las cantidades están expresadas en litros

TABLA 4.1 Captaciones, consumos y su relación

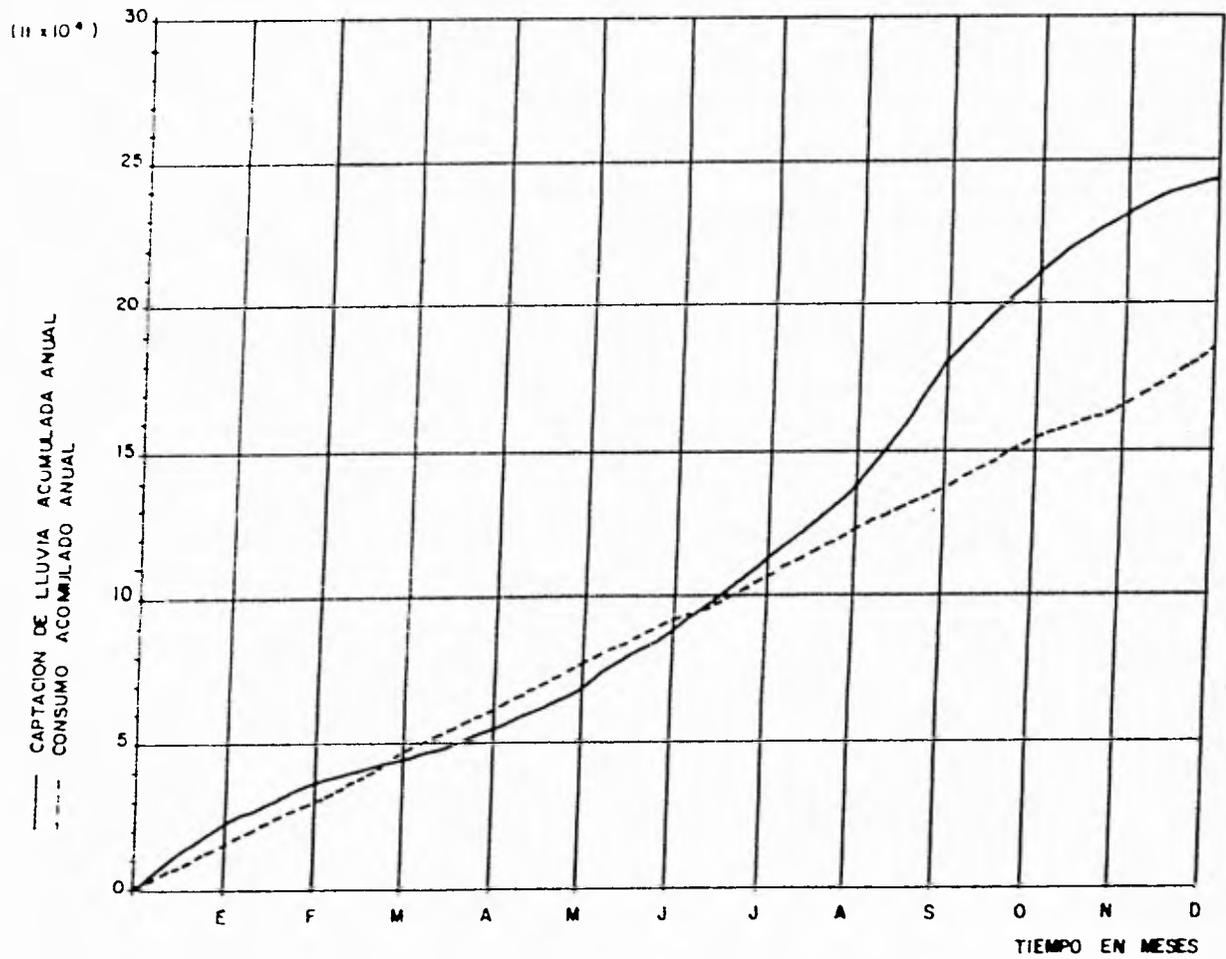


Fig. 4.8. Comparación mensual entre consumo y captaciones acumuladas.

$$A_{\text{cist.}} = \frac{V_{\text{cist}}}{h_{\text{cist}}} = \frac{70.0}{2.42} = 28.93 \text{ m}^2 \doteq 30.0 \text{ m}^2$$

Se considera que el área tendrá una forma rectangular con lados de 5.0 y 6.0 m. respectivamente.

Con lo que la cisterna tendrá la forma de un prisma rectangular de 3.0 m. de altura total y lados de 5.0 y 6.0 m. respectivamente, tal y como puede observarse en el plano 4.1

4.5.2 Controles de la Cisterna

Se deberá instalar una válvula de paso a la salida de cada uno de los dos drenes provenientes del filtro de arena, con el objeto de permitir las operaciones de mantenimiento y reparaciones que sean necesarias.

Además, como también ya se dijo anteriormente en este mismo capítulo, se instalarán dos compuertas deslizantes de madera para controlar el paso del agua de la cámara de sedimentación hacia cada uno de los filtros.

Así mismo se colocará una válvula de desagüe en la parte baja de la cisterna, que al igual que la válvula de la cámara de sedimentación, será de 50.8 mm (2") \emptyset y descargará también en un dren de grava, con características similares al dren de cámara de sedimentación, lo anterior, se muestra con claridad en el plano 4.1.

Con los controles anteriores y la válvula de desagüe de la cisterna, es posible aislar cada una de las tres unida--

des de que consta el sistema de depuración del agua de lluvia.-

4.5.3 Control de las Válvulas

Tanto las válvulas de paso, que van colocadas a la salida de los dos drenes, como las válvulas de desagüe colocadas en la cisterna y la cámara de sedimentación, serán controladas por medio de vástagos, las cuales serán soldadas a las llaves respectivas.

Los vástagos se implementan con el objeto de abrir o cerrar las válvulas sin tener que bajar a alguno de los compartimientos del sistema de depuración, que por lo general estarán llenos de agua.

En la parte superior, es decir al nivel del terreno natural, en el sitio donde se ubique cada vástago, se colocará un registro, que permita la operación de las válvulas a través de los vástagos. La forma como se instalan los vástagos para el control de las válvulas se puede observar en el plano 4.1

4.5.4 Compuertas

Las compuertas se colocarán, cuando sea necesario, -- sobre uno o ambos vertedores, es decir entre el filtro de arena lento y la cámara de sedimentación.

Cada compuerta consiste en un tablón de madera de --- 55 cm. de ancho, 85 cm de alto y 2.54 cm. (1") de espesor.

Estas compuertas, cuando sea necesario, serán colocadas manualmente, deslizándolas de arriba abajo, a través de las hendiduras, que para este efecto serán realizadas en la losa superior, justamente en el sitio donde estarán colocados los vertedores, entre la cámara de sedimentación y el filtro de arena.

La manera como se colocan las compuertas, así como -- sus características se muestran en la figura 4.9 y el plano 4.1

4.5.5 Vertedor de Demasías.

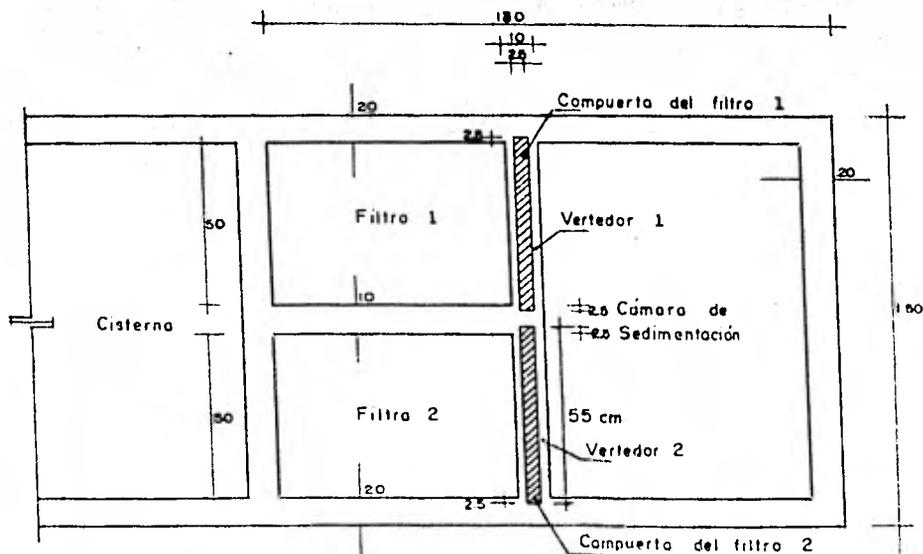
En la cisterna, el vertedor de demasías se coloca a una altura de 2.42 m de altura, medida desde la losa interior.

Este vertedor consiste en un tubo de 50.8 mm. (2") de diámetro, colocado como se muestra en el plano 4.1 el cual descargará en un dren similar al de la cámara de sedimentación. -- Los detalles de su colocación se pueden observar en el plano -- 4.1

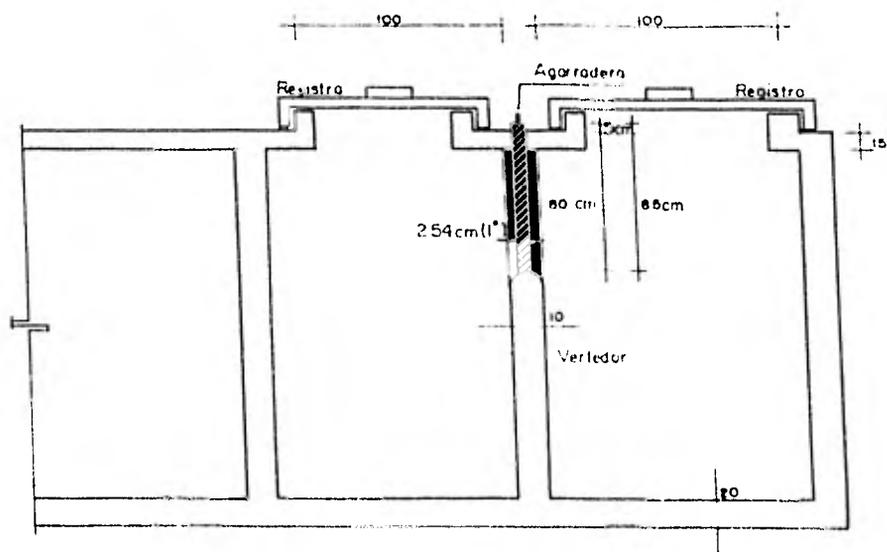
4.5.6 Ventilación

La ventilación de la cisterna, así como del filtro y la cámara de sedimentación, será proporcionada por tubos que se colocarán en la losa superior de la cisterna.

Estas ventilas consisten en un tubo de fierro fundido unido a una tee, de la cual sale, en ambos lados, un codo de 90°; la boca destapada de los codos se cubre con tela de alambre fina, con el objeto de evitar la entrada de insectos.



PLANTA



PERFIL

Fig. 49 Colocación y medidas de las compuertas de madera

El tubo deberá tener una altura mínima de 10 cm, y su diámetro será de 50.8 mm (2"). El dibujo de las ventilas se muestra en la figura 4.10

La distribución de las ventilas se puede observar en el plano 4.1

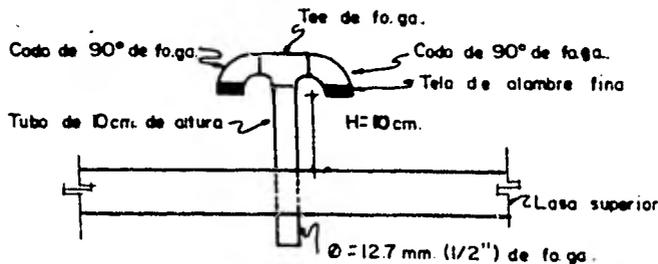


Fig. 4.10. Características de las ventilas.

4.5.7 Impermeabilización

Los tres compartimientos para depuración del agua de lluvia deberán tener un terminado con cemento pulido para evitar las filtraciones; aunado a esto se deberá poner en las tres cámaras algún compuesto químico que permita la completa impermeabilización de éstos depósitos.

4.5.8 Mantenimiento

Se recomienda limpiar la cisterna cuando menos una vez al año, preferentemente durante la época de secas.

Para tal efecto, la losa inferior de la cisterna tendrá una pendiente del 2%, desde el muro que la separa del fil-

tro, hasta el muro exterior opuesto, donde se encuentra colocada la válvula de desagüe de 50.8 mm. (2") \emptyset , la cual descargará en un dren de grava como se muestra en el plano 4.1.

Así mismo, al igual que el filtro y la cámara de sedimentación, la cisterna tendrá una escalera marina para que una persona pueda bajar a inspeccionar el interior de cada depósito.

La escalera marina será construída con varillas de -- 9.53 mm (3/8 ") \emptyset , empotradas en una de las paredes, como se muestra en el plano 4.1

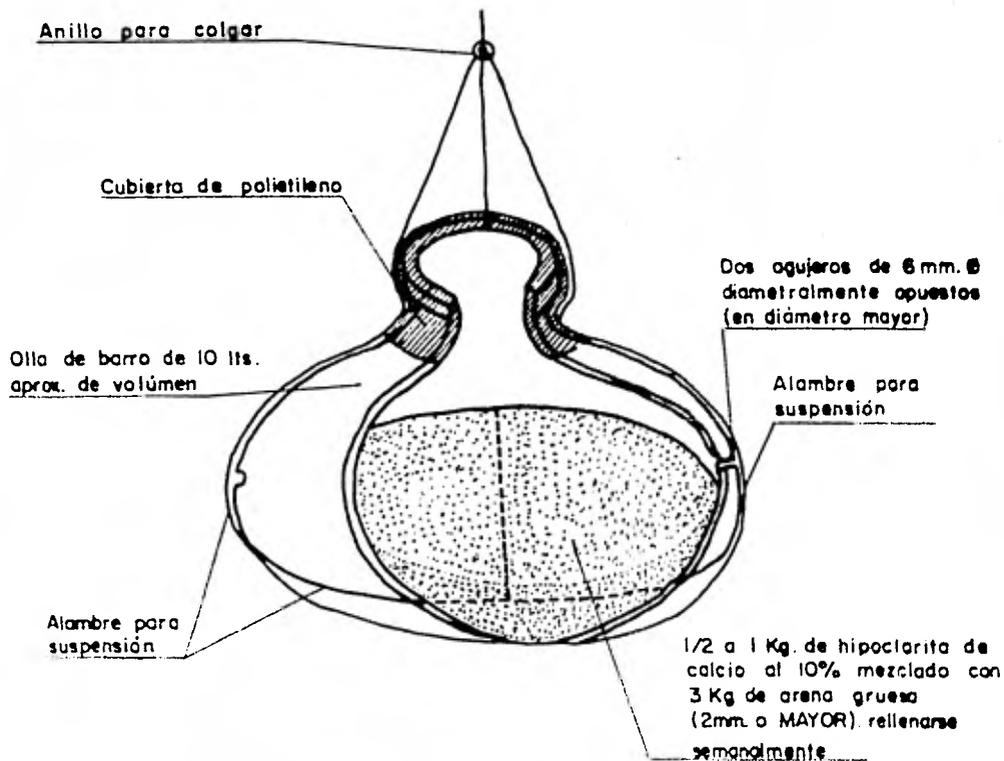
4.6 POTABILIZACION

El agua de lluvia, en una zona que no sea industrial, las únicas impurezas que contiene es el polvo que recoge a su paso por la atmósfera y las basuras que pudiera arrastrar en el contacto con la superficie de captación. Impurezas que prácticamente son eliminadas en la sedimentación y el filtrado.

No obstante, se recomienda, cuando sea necesario y posible, darle una desinfección al agua de lluvia después de ser filtrada.

La desinfección unifamiliar más sencilla y fácil es la de hervir el agua durante 15 o 20 minutos, eliminándose con ello las bacterias esporuladas.

Otro método sencillo que se puede usar es el sugerido por el Instituto Nacional de Investigación de Ingeniería Ambienu



NOTA

- o El nivel de la mezcla (hipoclorito arena) deberá quedar 2 cm abajo de los orificios



Fig 4 II Dispositivo elemental de desinfección

tal, de Nagpur, India, que consiste en un dispositivo muy elemental, a base de una olla de barro con agujeros en su parte media, como se observa en la fig. 4.11

Esta unidad puede clorar pozos someros o tanques con volumen de 10,000 a 20,000 litros y teniendo una tasa de extracción de 1,200 a 1,500 litros/día (servicio para 50 a 100 personas por día).

La olla se llena con 0.5 a 1.0 kg de hipoclorito de calcio al 10%, mezclado con 3 kg de arena gruesa (2 mm o mayor). Cubierta y suspendida la unidad un metro mínimo abajo del nivel del agua, necesita rellenarse cada semana.

Para el presente estudio, se buscará proporcionar una dosificación de 5 mg/l por lo que la mezcla de arena e hipoclorito de calcio variará dependiendo del volumen de agua que contenga la cisterna, pero el relleno del depósito seguirá siendo semanal.

Con esta consideración cuando la cisterna esté completamente llena, será necesario mezclar con la arena 350 gr. de hipoclorito de calcio, como mínimo, para proporcionar la dosis indicada.

Para saber que volumen de agua contiene la cisterna, se pintará sobre una de las paredes una escala, en la cual podrá leerse la cantidad de agua almacenada.

Finalmente, otra forma para desinfectar el agua es -
agregando algún compuesto químico directamente al agua, el --
cual también deberá proporcionar una dosis mínima de 5 mg/l.

4.7 DISTRIBUCION DEL AGUA

Si en la casa donde se implementa el sistema de cap-
tación de lluvia no es posible la instalación de un tinaco, -
el agua se extraerá de la cisterna para su uso, mediante una__
bomba impelente colocada en la losa superior de la cámara de__
la cisterna.

En el caso que sea posible instalar un tinaco, se de-
berá contar con una bomba eléctrica o de gasolina para subir__
el agua.

Para determinar la potencia del motor de la bomba se
debe determinar la altura a la cual se debe subir el agua, --
así como el gasto por conducir.

Para el presente caso se supone que la altura es de__
8.5 m y que el tinaco que se instala es de 1000.0 l; con lo -
cual:

$$Q \text{ diario} = 1000^1 / 86,400 \text{ S} = 0.0116 \text{ l/s}$$

La potencia se determina con la siguiente ecuación:

$$\text{Pot.} = \frac{\gamma Q H}{76 \eta}$$

oc. 4.5

donde:

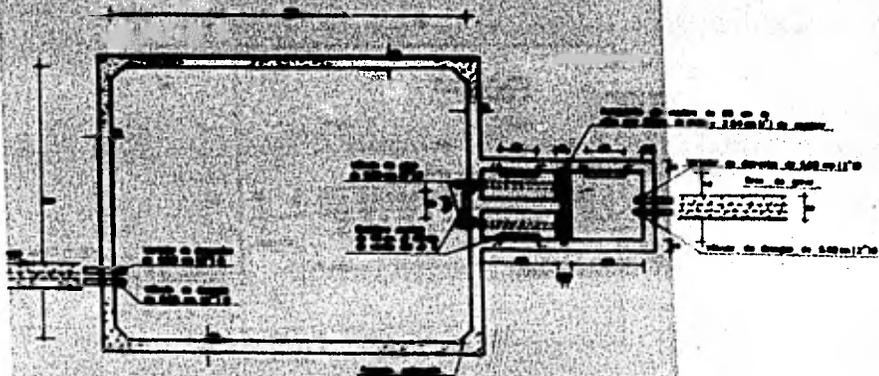
- Pot Potencia de la bomba, en HP;
 γ Peso específico del fluido por conducir, en
 Kg/m³;
 Q Gasto por conducir, en m³/s;
 76 Factor para convertir a H.P.;
 η Eficiencia del motor

Aplicando la fórmula 4.5 se tiene

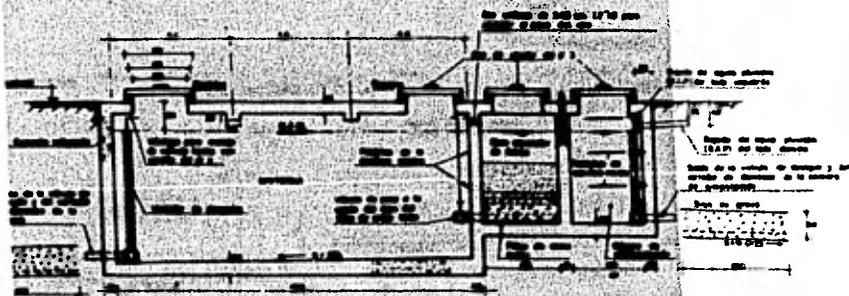
$$\text{Pot.} = \frac{1000 \times 116 \times 10^{-7} \times 8.5}{76 \times 0.7} = 0.0019 \text{ H.P.}$$

Con lo que con la bomba más pequeña que exista en el mercado queda solucionado el problema de subir el agua al tinaco.

Del tinaco se distribuye el agua por la red interna hacia toda la casa.



CORTE A-A



CORTE B-B

Tubo de 152 mm (1 1/2")
con perforaciones de 6 mm
en 6 mm (1/4" x 1/4")

NOTA:
Las dimensiones están dadas en milímetros
a menos que se indique lo contrario.

Fig. No. 1000. 02.1

Escala de 1:100
0. 02. 0. 14. 18.

LIVELA DE OBREROS
VIA SU OBRERA.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO		
FACULTAD DE INGENIERIA		
Tesis Profesional		
SISTEMA DE CAPTACION DE LLUVIA PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		
PLANO DE OBRERA DE LA CAMARA DE SEDIMENTACION, FILTRO Y CISTERNA		
INGEN. CARLOS CARBIDO RIVERA GARCIA		
ALD DE 80	EN IVA A	PLANO 01

5. CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El sistema en general es aplicable a cualquier región de clima templado; sólo debiéndose ajustar el área de captación y las dimensiones de los elementos de purificación a las necesidades requeridas.

Además, deberá realizarse un estudio económico para determinar si el sistema es factible de aplicarse en cada región en particular.

En lugares donde no se cuenta con el servicio de agua potable o sea deficiente, el sistema que aquí se propuso proporciona la solución a dicho problema.

Este sistema, también puede ser utilizado como complemento del abastecimiento municipal; lo cual ayuda a disminuir la dotación, y ésto a su vez implica un ahorro económico.

El agua de lluvia captada en lugares lejanos a las ciudades; con un tratamiento como el que aquí se propuso, es suficiente para hacerla potable.

Sin embargo, en las ciudades habrá que determinarse el tratamiento adicional que deberá dársele al agua para eliminar todos los elementos contaminantes que pudiera contener.

En lugares donde la captación de agua de lluvia sea escasa, se puede ahorrar agua aplicando cualquiera de estas recomendaciones:

- a) Reutilizar las aguas grises para el desalojo - del W.C.

Entendiéndose por aguas grises, las que provienen del lavado de manos y de la ducha.

- b) Aumentar la carga hidráulica de la caja receptora del W.C.; con el objeto de disminuir la cantidad de agua necesaria para el desalojo de los desechos.

- c) Utilizar el nuevo tipo de W.C. que actualmente se está provando, con éxito, en la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal.

El cual, a diferencia de los W.C. instalados - actualmente, que utilizan 18 litros de agua -- para el desalojo de los desechos, éste sólo -- utiliza 6 litros de agua Únicamente.

Es importante mencionar, que el almacenamiento de agua de lluvia no está sancionado como lo está el almacenamiento del agua que proviene del servicio municipal de agua potable.

En las ciudades se puede aprovechar también la cinta asfáltica para la captación de agua de lluvia y conducirla por tuberías separadas del drenaje sanitario, hacia algún depósito para su depuración.

Que si bien ésto implica un gasto inicial fuerte, -
ello se recompensa con el sencillo tratamiento que necesita -
el agua de lluvia para hacerla potable.

APENDICE A.

CALCULO ESTRUCTURAL

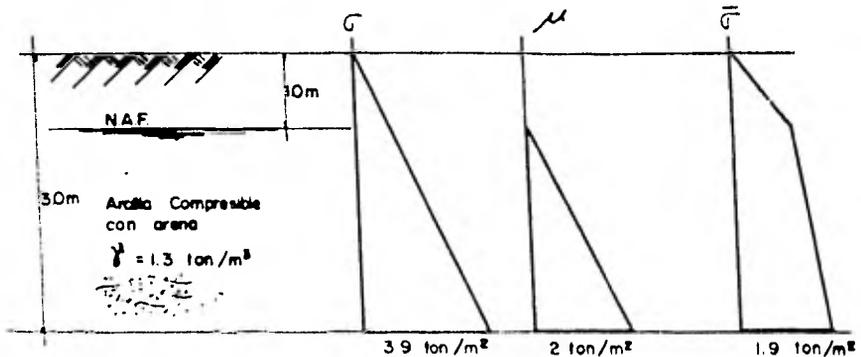
A.1 DISEÑO DE MUROS

En este y todos los análisis que aquí se presentan, se diseñan los elementos estructurales para el caso más desfavorable, y de ellos se infieren los resultados para dar solución a la estructuración de los elementos similares restantes.

Para este caso, se considera que los muros se cuelean monóticamente con las losas inferior y superior, al igual que con los muros adyacentes; por lo que se asume para el análisis, que los muros están empotrados.

El análisis de los muros se realiza como si estos fueran losas, ya que en realidad trabajarán de esta forma.

Análisis de Mecánica de Suelos



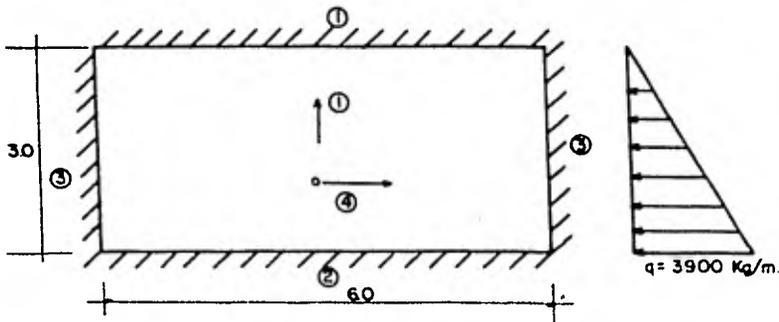
Para facilitar el análisis, y realizar el cálculo para el caso más desfavorable, se considera que el esfuerzo que transmite el suelo al muro es el que transmite el suelo

sin considerar el nivel de aguas freáticas (NAF).

Este empuje provoca una carga triangular con valor máximo $q = 3,900 \text{ Kg/m}$

Para realizar el cálculo se utiliza la tabla 40 -- del libro "Reinforced Concrete Designer's Handbook" de Reynolds

Relación de claros . $K = \frac{LH}{LV} = \frac{\text{Long. Horiz.}}{\text{Long. Vert.}} = \frac{6.0}{3.0} = 2.0$



Con la relación de claros, se entra a la tabla 40 mencionada anteriormente y se obtienen los coeficientes necesarios para calcular los momentos actuantes en la losa.

1	_____	0.028
2	_____	0.04
3	_____	0.004
4	_____	0.0035

Cálculo de los momentos flexionantes:

Claro vertical: $M = \text{Coef. } q (Lv)^2$

Claro horizontal: $M = \text{coef. } q (Lh)^2$

Momento en el empotramiento superior:

$$M (1) (-) = 0.028 \times 3900 \times (3)^2 = 982.9 \text{ Kg-m}$$

Momento en el empotramiento inferior:

$$M (2) (-) = 0.04 \times 3900 \times (3)^2 = 1\,404.0 \text{ Kg-m}$$

Momento vertical en el centro de la losa:

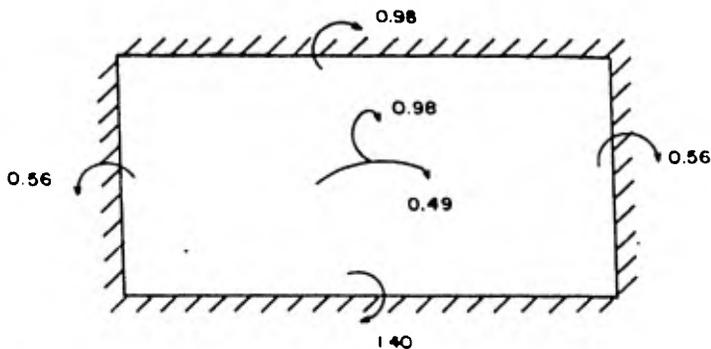
$$M (1) (+) = 0.028 \times 3900 \times (3)^2 = 982.8 \text{ Kg-m}$$

Momento en los empotramientos laterales:

$$M (3) (-) = 0.004 \times 3900 \times (6)^2 = 561.60 \text{ Kg-m}$$

Momento Horizontal en el centro de la losa:

$$M (4) (+) = 0.0035 \times 3900 \times (6)^2 = 491.40 \text{ Kg-m}$$



Momentos en ton.-m

Con lo que en la tabla 40 mencionada anteriormente se obtiene lo siguiente:

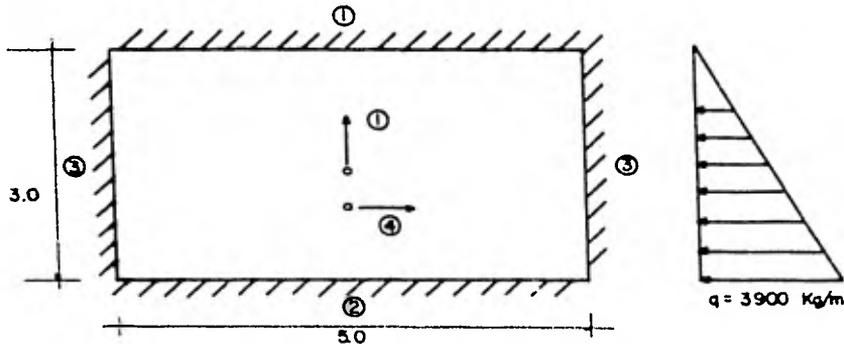
1 _____ 0.025

2 _____ 0.034

$$3 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 0.005$$

$$4 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 0.004$$

Análisis del Muro Adyacente



$$K = \frac{Ll}{Lv} = \frac{5.0}{3.0} = 1.67$$

Momentos flexionantes

Momento en el empotramiento Superior:

$$M (1) (-) = 0.025 \times 3900 \times (3)^2 = 877.5 \text{ Kg-m}$$

Momento en el empotramiento inferior:

$$M (2) (-) = 0.034 \times 3900 \times (3)^2 = 1\,193.4 \text{ Kg-m}$$

Momento vertical en el centro de la losa:

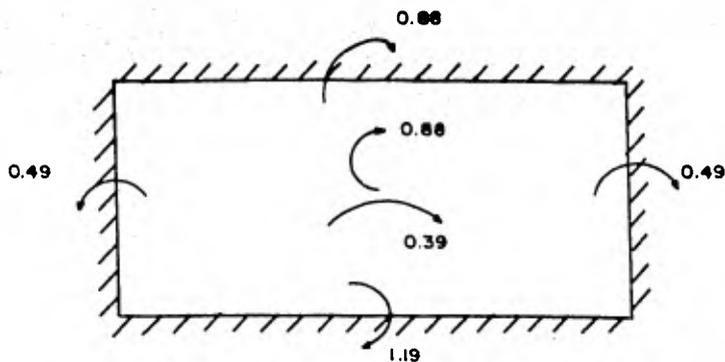
$$M (1) (+) = 0.025 \times 3900 \times (3)^2 = 877.5 \text{ Kg-m}$$

Momento en los empotramientos laterales:

$$M (3) (-) = 0.005 \times 3900 \times (5)^2 = 487.5 \text{ Kg-m}$$

Momento horizontal en el centro de la losa:

$$M (4) (+) = 0.004 \times 3900 \times (5)^2 = 390.0 \text{ Kg-m}$$



Momentos en ton.-m

Equilibrio de momentos

$$\frac{0.56 + 0.49}{2} = 0.53 \text{ Ton-m}$$

$$M_R = 1.5 \times 0.53 = 0.80 \text{ Ton-m}$$

Cálculo del espesor del muro

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{M}{1/2 f_c K j}}$$

f_c , K y j se obtienen de tablas

$$f'_c = 200$$

$$f_s = 2000$$

$$f_y = 4000$$

$$d = \sqrt{\frac{0.80 \times 10^5}{12.76 \times 100}} = 7.92 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 15 + 5 = 20 \text{ cm.}$$

Cálculo de Refuerzo

Refuerzo horizontal al centro del claro

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{98000}{2000 \times 0.90 \times 15} = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100 A_n}{A_s} \quad A \#4 = 1.27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{127}{A_s}$$

$$S = \frac{127}{3.63} = 35 \text{ cm}$$

Area por cambios volumétricos

$$A_s = 0.0040 \times bxd = 0.0040 \times 100 \times 12 = 4.8 \text{ cm}^2$$

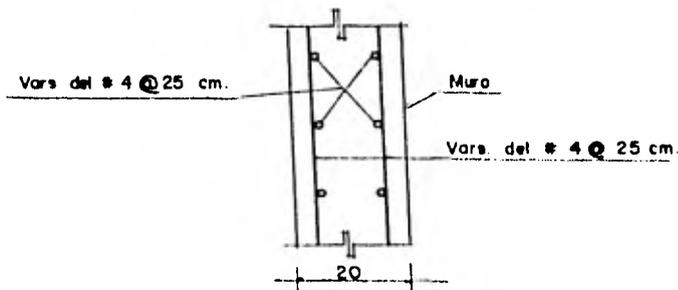
$$S = \frac{127}{4.8} = 25 \text{ cm}$$

Area mínima por flexión

$$A_s = 0.0024 \times bxd = 0.0024 \times 100 \times 12 = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{127}{2.88} = 45 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas del #4 @ 25 cm en ambos lechos y sentidos



Armado de los muros

A.2 CALCULO DE LA LOSA SUPERIOR

Cálculo del espesor de la losa

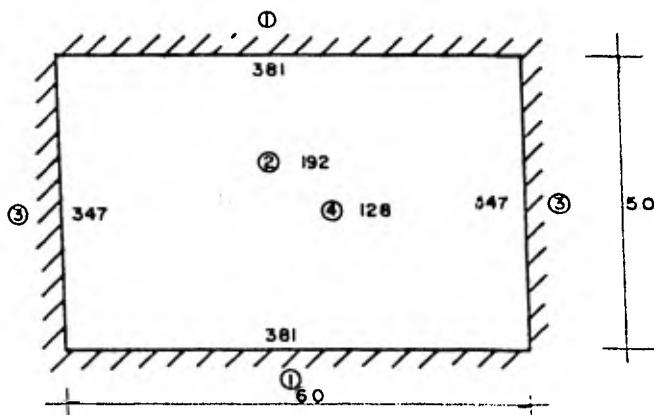
$$d = \frac{2(600 + 500)}{300} = 7.33 \text{ cm}$$

$$d \text{ mín} = 7.33 \times 0.034 \sqrt[4]{2520 \times 1000} = 9.93 \text{ cm}$$

$$h = d \text{ mín} + r = 10.0 + 2.0 = 12 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

Se determinan los momentos flexionantes haciendo uso de los coeficientes del reglamento del D.D.F.



$$m = \frac{5.0}{6.0} = 0.83$$

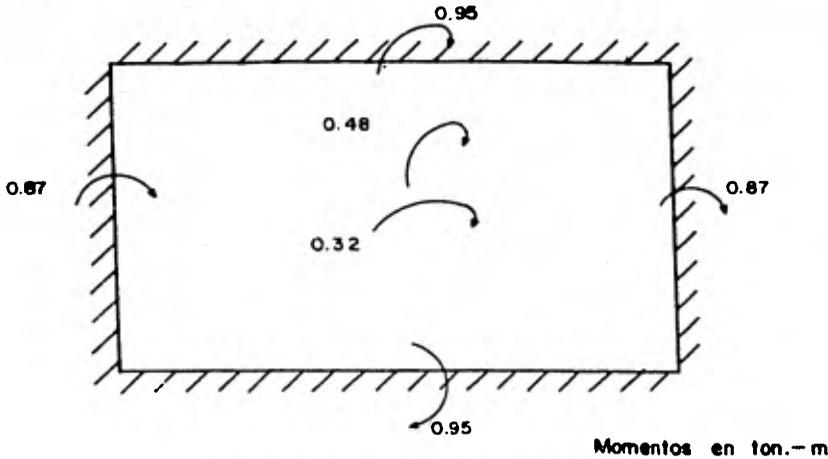
$$M = \alpha \times 10^{-4} \times 860 \times (a_1)^2$$

$$M (1) (-) = 381 \times 10^{-4} \times 1000 \times (5)^2 = 952.50 \text{ kg-m}$$

$$M (2) (+) = 192 \times 10^{-4} \times 1000 \times (5)^2 = 480.0 \text{ kg-m}$$

$$M (3) (-) = 347 \times 10^{-4} \times 1000 \times (5)^2 = 867.50 \text{ kg-m}$$

$$M(4)(+) = 128 \times 10^{-4} \times 1000 \times (5)^2 = 320.0 \text{ Kg-m}$$



Equilibrio de Momentos

$$\text{Rigidés de muro} = \frac{d^3}{a_1^2} = \frac{(15)^3}{(5)^2} = 135$$

$$\text{Rigidés de losa} = \frac{d^3}{a_1^2} = \frac{(13)^3}{(5)^2} = 88$$

$$\Rightarrow f_{\text{dmuro}} = 0.60; \quad f_{\text{dlosa}} = 0.40$$

$$0.98 + 0.95 = 1.93 \begin{cases} 0.60 = 1.16 \text{ ton-m muro} \\ 0.40 = 0.77 \text{ ton-m losa} \end{cases}$$

Cálculo del refuerzo en el centro del claro, que es el momento más desfavorable

$$A_s = \frac{48\,000}{2000 \times 0.9 \times 13} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Area por cambios volumétricos

$$A_s = 0.0040 \times b \times d = 0.0040 \times 100 \times 13 = 5.20 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{127}{5.20} \hat{=} 25 \text{ cm.}$$

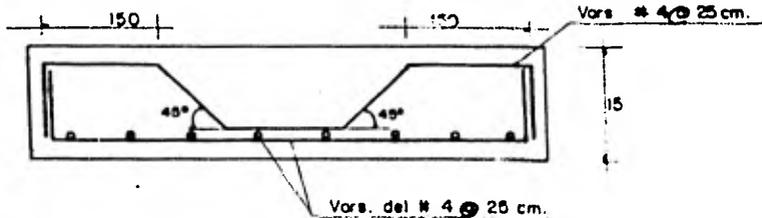
Area mínima por flexión

$$A_s = 0.0024 \times b \times d = 0.0024 \times 100 \times 13 = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{127}{3.12} \hat{=} 40 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas del #4 (a 25 cm en ambos sentidos en el lecho inferior .

En el lecho superior, se colocarán varillas del #4 (a 25 cm. de 1.50 m. de largo en ambos sentidos, tal como se muestra a continuación:



Armado de la losa superior

A.3 DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO

Peso de muros

Perímetro total de los muros = 22.0 m

Altura = 5.0 m ; espesor = 0.20 m

Peso muros = $22 \times 5 \times 0.20 \times 2.4 = 52.80$ Ton

Peso de la losa superior

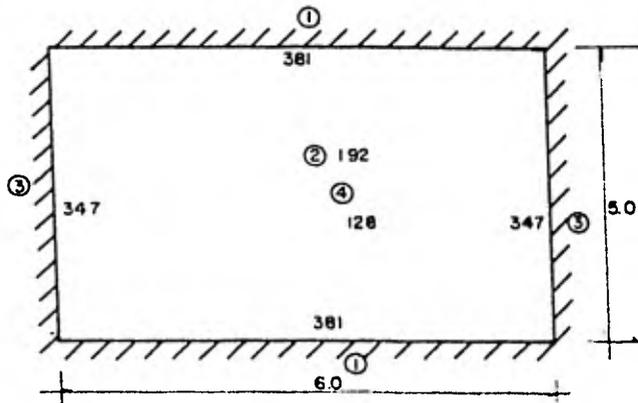
Peso losa sup. = $6 \times 5 \times 0.15 \times 2.4 = 10.8$ ton

Peso del agua

Peso del agua = $2.42 \times 6 \times 5 \times 1 = 72.6$ ton

$$\frac{\text{Peso Total}}{\text{Area}} = \frac{136.2}{6 \times 5} = 4.54 \text{ ton/m}^2 \approx 5 \text{ Ton/m}^2$$

Calculando los momentos flexionantes a través de los coeficientes del reglamento del D.D.F. se tiene lo siguiente:



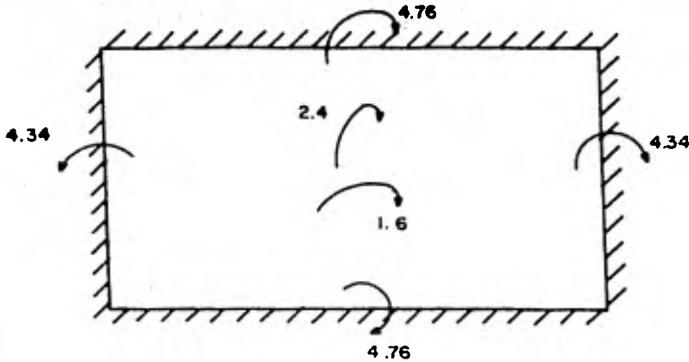
$$M = \alpha \times 10^{-4} \times 5000 \times (a_1)^2 =$$

$$M (1) (-) = 381 \times 10^{-4} \times 5000 \times (5)^2 = 4762.50 \text{ Kg-m}$$

$$M (2) (+) = 192 \times 10^{-4} \times 5000 \times (5)^2 = 2400.00 \text{ Kg-m}$$

$$M (3) (-) = 347 \times 10^{-4} \times 5000 \times (5)^2 = 4337.50 \text{ Kg-m}$$

$$M(4)(+) = 128 \times 10^{-4} \times 5000 \times (5)^2 = 1\,600.00 \text{ Kg-m}$$



Momentos en ton-m

Equilibrio de Momentos

$$\frac{1.40 + 4.76}{2} = 3.08 \text{ Ton-m}$$

Cálculo del refuerzo en el centro del claro

$$A_s = \frac{M_r}{f_s j d} = \frac{2.44 \times 10^5}{2000 \times 0.9 \times 17} = 7.97 \text{ cm}^2$$

Area de acero para momento positivo = 7.97 cm^2

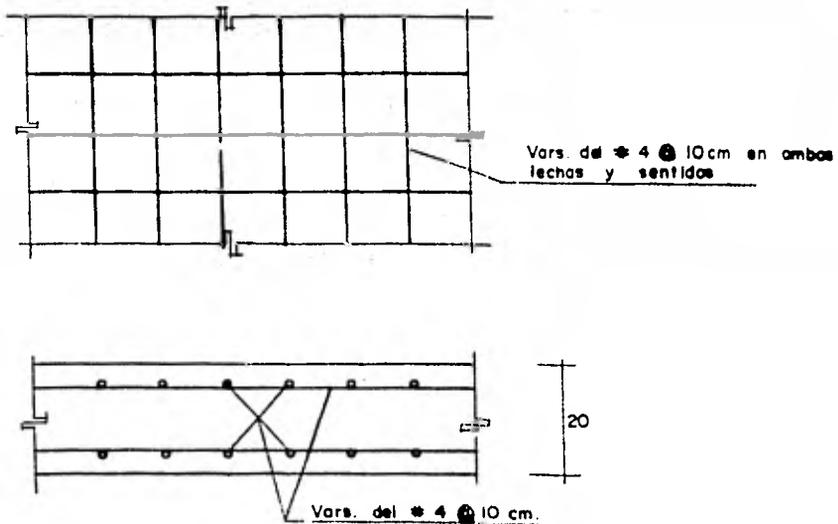
$$S = \frac{127}{7.97} \doteq 15 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_r}{f_s j d} = \frac{3.08 \times 10^5}{2000 \times 0.9 \times 17} = 10.06 \text{ cm}^2$$

Area de acero para momento negativo = 10.07 cm^2

$$S = \frac{127}{10.07} \doteq 10 \text{ cm}$$

Por lo que se colocarán varillas del #4 (Ø) 10 cm. en ambos lechos y sentidos.



Armado de la losa inferior

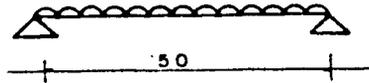
A.4 DISEÑO DE TRABES

Debido a que la losa superior tiene claros grandes, se recomienda poner dos trabes en el sentido corto de la losa.

Estas trabes tendrán 2.0 m de separación entre sí y de los muros.

Para el análisis, se considera que las trabes están simplemente apoyadas; por lo que su idealización es como sigue:

$$w = 600 \text{ Kg./m.}$$



$$M_{\text{máx}} = \frac{w l^2}{8} = \frac{0.6 \times (5)^2}{8} = 1.875 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 1.4 \times 1.875 = 2.63 \text{ Ton-m}$$

Suponiendo que $b = 20 \text{ cm}$ se tiene

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{R_b}} = \sqrt{\frac{2.63 \times 10^5}{12.76 \times 20}} = 32.10 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$$

por lo que:

$$h = 40 \text{ cm y } b = 20 \text{ cm}$$

Cálculo del Refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{2.63 \times 10^5}{2000 \times 0.90 \times 35} = 4.17 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 3 varillas del # 5 en el lecho inferior.

Revisión por cortante.

$$V_u = F_c x \frac{h l}{2} = 1.4 \times \frac{600 \times 5}{2} = 2100 \text{ Kg.}$$

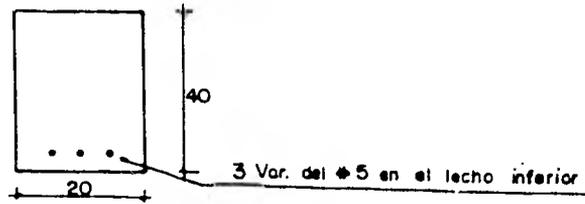
$$V_c = \phi_u b d = 6.36 \times 20 \times 35 = 4452 \text{ kg.}$$

$$V_u < V_c$$

Por lo que no es necesario colocar estribos en las

trabes para resistir la fuerza cortante.

Así el armado de las dos trabes es como sigue:



Armado de las trabes

Finalmente, el armado de los registros, del vertedor y del muro divisor de los filtros será con varillas del # 4

Ⓐ 25 cm.

APENDICE B.
PRESUPUESTO

PROYECTO: SISTEMA DE CAPTACION DE LLUVIA

LOCALIDAD: TEAPA

MUNICIPIO: TEAPA

PRESUPUESTO DE: ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE TARIFA: Q

PARTIDA	C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	Mano de Obra				
A 040 B	Excavación a mano para zanjás en material A, en agua, hasta 4.0 m - de profundidad	172.0	m ³	124.80	21,465.60
A 130 A	Plantilla apisonada -- con pizón de mano, en zanja, con material - A y/o B	0.5	m ³	151.68	75.84
A 131 A	Relleno de zanjás con - materiales A y/o B, a - volteo, con pala de ma- no	7.5	m ³	38.40	288.00
A 140 B	Bombeo de achique con bomba autocebante de - 76.2 mm (3") de diáme- tro y 12 H.P.	10.0	hr	163.17	1,631.70
B 000	Instalación, junteo y prueba de tuberías de asbeto cemento clase A-5, de:				
B 000 A	51 mm (2") de diáme- tro	8.0	m	32.45	259.60
B 000 B	76 mm (3") de diáme- tro	12.0	m	34.15	409.80

PARTIDA	C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
B 000 C	102 mm. (4'') de diámetro	1.0	m	37.60	37.60
B 000 D	152 mm (6'') de diámetro	9.5	m	41.64	395.58
B 130 A	Instalación de piezas - especiales de fierro -- fundido y G.P.B. hasta 12'' de diámetro	162.60	Kg	6.16	1,001.62
B 160 B	Instalación de válvulas de seccionamiento, de - 51 mm (2'') de diámetro	4.0	Pza	92.48	369.92
B 280 F	Instalación y prueba de tubería de fierro galva nizado de: 51 mm (2'') - de diámetro	1.50	m	36.24	54.36
B 281 A	Instalación de piezas - especiales de fierro -- galvanizado	88.0	kg	18.37	1,616.56
D 030 D	Fabricación y colado de concreto simple, vibra- do y curado, con membra na de f'c = 200 kg/cm ²	35.0	m ³	2,013.76	70,841.60
D 080	Cimbras de madera para acabados no aparentes en:				
D 080 3C	Trabes y columnas, con - altura de obra falsa has ta de 3.0 m. costo de -- pie tablón hasta de \$12.0	6.0	m ²	324.50	1,947.00
D 080 4C	Losas, con altura de obra falta hasta 3.60 m. Cos- to de pie tablón hasta - de \$12.0	35.0	m ²	219.60	7,860.00
D 080 6F	Muros hasta 5.0 m de al- tura, Costo de pie ta-- blón hasta de \$15.0	195.0	m ²	340.30	66,358.50

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
D 090 B	Suministro y colocación de fierro de refuerzo - (fs= 2000 kg/cm ²)	3,039.0	kg	26.05	79,165.95
D 110 F	Firme de concreto de f'c = 150 kg/cm ² , de 0.05 m de espesor	38.0	m ²	94.15	3,577.70
D 140 E	Impermeabilización superficial de tanques, - con mortero de cemento 1:3 y aditivo integral con un espesor de 2.0 cm.	98.0	m ²	157.03	15,388.94
E 000 A	Suministro e instalación de bajada de agua, de lámina galvanizada No. 24, de 0.10 m. de diámetro	6.0	m	148.50	891.00
s/c	Suministro, fabricación y colocación de canales de desagüe hecho de ferrocemento	2.0	lote	1,150.00	2,300.00
s/c	Suministro e instalación de codos de 45° de lámina galvanizada No. 24, de 0.10 m. de diámetro	4.0	pza.	63.00	252.00
	S U M A :				275,564.87
	MATERIALES				
H 000	Suministro de tuberías de asbesto cemento clase A-5, puesta almacen de:				
H 000 A	50 mm (2") de diámetro	8.0	m	83.50	668.00
H 000 B	75 mm (3") de diámetro	12.0	m	106.40	1,276.80
H 000 C	100 mm (4") de diámetro	1.00	m	116.35	116.35

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
H 000 D	150 mm (6") de diámetro	9.5	m	211.10	2,005.45
H 007 B	Suministro de piezas especiales de fierro fundido (excluyendo extremidades) puestas almacén - obra, de: 102 a 305 mm (4" a 12")	88.0	Kg	35.50	3,124.00
H 008 A	Suministro de extremidades de fierro fundido, - puestas almacén, de: 51 a 76 mm (2" a 3")	16.0	Kg	35.40	566.40
H 012 B	Suministro de tornillos con cabeza y tuerca hexagonal, puestos almacén - obra, de: 16 x 76 mm - - (5/8" x 3")	8.0	pza.	14.70	117.60
H 013 D	Suministro de empaques de plomo L.A.B. destino de: 102 mm (4") de diámetro	1.0	pza.	37.20	37.20
H 015	Suministro de juntas universales completas, puestas almacén obra, de:				
H 015 D	102 mm (4") de diámetro	3	pza.	358.00	1,074.00
H 015 E	152 mm (6") de diámetro	3	pza.	574.00	1,722.00
H 022 A	Suministro de válvulas tipo compuerta, 720 F completas, para 8.8 Kg/cm^2 - (200 lbs/pulg ²) de agua, de: 51 mm (2") de diámetro	4	pza.	5,585.00	22,340.00

PARTIDA	C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
H 029 E	Suministro de tuberfa de fierro galvanizado, cédula 40, tipo A, de: 51 mm (2") de diámetro	1.50	m	199.0	298.50
s/c	Suministro de codos de 90° de fierro galvani- zado de: 51 mm (2") de diámetro	8.0	pza.	168.52	1,348.16
s/c	Suministro de tees de - fierro galvanizado de: 51 mm (2") de diámetro	4.0	pza.	342.93	1,371.72
	S U M A:				36,066.18
	SUBTOTAL				309,169.05
				10% Imprevistos	30,916.91
	T O T A L:				\$ 340,085.96

El presente presupuesto importa la cantidad de - -
\$340,085.96 (TRESCIENTOS CUARENTA MIL OCHENTA Y CINCO PESOS -
96/100 M.N.)

Los costos fueron tomados del Catálogo de Precios -
Unitarios de la Dirección General de Construcción de Sistemas_
de Agua Potable y Alcantarillados de la Secretaría de Asenta--
mientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP) y de catálogos de pro_
veedores.

BIBLIOGRAFIA

- Fok Y.S., Murabayashi E.T., Fong R.
- . Rainwater Roof - Catchment Cistern Sistem for Residential Water Supply
- . Ponencia del Volumen IV de las memorias del III Congreso Mundial Sobre Aprovechamientos Hidráulicos. IWRA.
- . México, 1979.

- Vale Brenda, Vale Robert
- . La Casa Autónoma. Diseño y Planificación para la Autosuficiencia. 2a. edición
- . Editorial Gustavo Gili
- . Barcelona, España 1976

- Arias Chávez José - Dirección General de Ecología Urbana de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.
- . Sistema de Captación y Almacenamiento de Agua
- . Cartillas Ecotécnicas para la Vivienda Autosuficiente. Fascículo 2
- . México, 1979.

- Dirección General de Ecología Urbana y Dirección General de Aguas Salinas y Energía Solar de la Secretaría de Sentamientos Humanos y Obras Públicas
- . Sistemas para Purificar el Agua
- . Cartillas de Ecotécnicas para la Vivienda Autosuficiente. Fascículo 8
- . México, 1979

- Salvato Joseph A.
 - . Enviromental Sanitation. 2a. Edición
 - . John Wiley & Sons, Inc.
 - . New York, N.Y., 1958

- Dirección de Ingeniería Sanitaria de la Secretaría de -
Salubridad y Asistencia
 - . Manual de Saneamiento. Agua, Vivienda y Desechos. 1a. -
Edición
 - . Editorial Limusa
 - . México, 1978

- Fair Gordon M., Geyer John Charles, Okun Daniel A.
 - . Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales
 - 1a. Edición
 - . Editorial Limusa
 - . México, 1976

- Sotelo Avila Gilberto
 - . Hidráulica General, Volumen 1. fundamentos. 1a. Edición
 - . Editorial Limusa
 - . México, 1976

- Reynoldos Chas E.
 - . Reinforced Concrete Designer's Handbook. 6a. Edición
 - . Concrete Publications Limited
 - . London, England, 1961

- González Cuevas Oscar M., Robles F.V. Francisco, Casillas G. de L. Juan, Diaz de Cossio Roger
- . Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. 1a. Edición
- . Editorial Limusa
- . México, 1977.

TESIS EN UN DIA

Tesis por computadora

consultas sin compromiso
preguntas gratis

Odontología 57 Local 2 A
Tel. 548 33 44