

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**APROVECHAMIENTO DEL AGUA LLUVIA COMO FUENTE DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CANTON "EL
PROGRESO", DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD**

PRESENTADO POR:

RUDY HIDALGO OCHOA ARANIVA
RONAL ERNESTO PADILLA CAMBARA
OSCAR EDUARDO SANCHEZ HERNANDEZ

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 2003

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :
Dra. María Isabel Rodríguez

SECRETARIA GENERAL :
Licda. Lidia Margarita Muñoz Vela

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :
Ing. Alvaro Antonio Aguilar Orantes

SECRETARIO :
Ing. Saúl Alfonso Granados

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :
Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:
INGENIERO CIVIL

Titulo :
**APROVECHAMIENTO DEL AGUA LLUVIA COMO FUENTE DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CANTON “EL
PROGRESO”, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD**

Presentado por :
**RUDY HIDALGO OCHOA ARANIVA
RONAL ERNESTO PADILLA CAMBARA
OSCAR EDUARDO SANCHEZ HERNANDEZ**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docentes Directores :
**ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR
ING. MSC. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON
ING. JOAQUIN MARIANO SERRANO CHOTO**

San Salvador, Agosto de 2003

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docentes Directores :

ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR

ING. MSC. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON

ING. JOAQUIN MARIANO SERRANO CHOTO

AGRADECIMIENTOS

Queremos manifestar en forma especial nuestro agradecimiento:

- **A DIOS TODOPODEROSO**

Por habernos iluminado el camino a seguir hacia el triunfo profesional, por acompañarnos a lo largo de nuestras vidas y por darnos la fortaleza, sabiduría necesaria, paciencia y fe en el desarrollo de nuestro trabajo de graduación.

- **A NUESTRA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

Por ser el máximo centro de estudios, donde hemos adquirido los conocimientos que nos servirán en toda nuestra formación como profesionales.

- **A NUESTRO COORDINADOR Y ASESORES**

Ing. Edwin Escobar, Ing. Msc. Ricardo Herrera e Ing. Joaquín Choto, por la orientación oportuna que permitió terminar el presente trabajo de graduación.

- **A NUESTROS AMIGOS**

Especialmente a aquellos que no solo nos apoyaron para terminar este trabajo, sino que han participado incondicionalmente en el desarrollo del mismo. Gracias Tania Burgos y Francisco Marroquín (Chico).

RUDY HIDALGO, RONAL ERNESTO Y OSCAR EDUARDO

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO:

Por brindarme fuerzas, dedicación y fe en la realización de este trabajo.

A MIS PADRES:

Tina y Dimas ; por todos sus sacrificios ,apoyo e infinito amor a la largo de toda mi vida además de ser siempre un ejemplo para mi.

A MIS HERMANOS:

Rosa, Francisco, Cecilia,Sergio y Magdalena , por estar siempre a mi lado y apoyarme incondicionalmente.

A MI FAMILIA EN GENERAL:

A mis abuelas Delmira y Petronila (Q.E.P.D), a mis tíos
A mis sobrinos Roxana, Salvador, Mauricio, Glenda, Loris, Jackelin, Anahi,
Momito y a todos mis primos.

A UNA PERSONA MUY ESPECIAL:

Tania Burgos; por todo su amor, apoyo, desvelos y además por compartir su vida conmigo.

A MIS COMPAÑEROS:

Por su dedicación, amistad y sacrificios a lo largo del trabajo de graduación.

RUDY HIDALGO OCHOA ARANIVA.

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO:

Por darme fortaleza en los momentos más difíciles de nuestro trabajo.

A MIS PADRES:

ANA DELIA CÁMBARA (Q.E.P.D); Que con sus oraciones desde el cielo me dio fuerzas para lograr mi objetivo.

ANTONIO OSMÍN PADILLA: Por todo su sacrificio y amor a lo largo de toda mi vida.

JULITA: Por todo su cariño y dedicación.

A MIS TÍOS:

En especial a mi Tío Carlos Y Aracely, que con su apoyo pude culminar mi carrera "GRACIAS".

A MIS ABUELOS:

Papá Meme y Mamá Chita (Q.E.P.D) quienes me enseñaron a valorar la vida y la de los demás. Mamá Rosa, por todas sus oraciones.

A MIS HERMANOS:

Quienes en todo momento me han apoyado en este triunfo profesional.

A MIS AMIGOS:

Por su apoyo incondicional cuando solicite su ayuda.

RONAL ERNESTO PADILLA CAMBARA

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO:

Que me ha dado la fortaleza en los momentos difíciles, para poder obtener este triunfo académico.

A MIS PADRES:

Blanca Lidia y Oscar Armando, a quienes agradezco todos los sacrificios que han hecho para que pueda obtener este título.

A MI FAMILIA:

A mis abuelas, Ursula y Adriana, a mis tías y tíos, quienes siempre han estado pendientes y me apoyaron.

A MIS AMIGOS:

Con los que he compartido momentos que me han servido para recargar energía y continuar hasta finalizar esta etapa.

OSCAR EDUARDO

INDICE

CONTENIDO	PAGINA
CAPITULO I:	
GENERALIDADES	
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.3 OBJETIVOS	6
1.4 DELIMITACIONES	7
1.5 JUSTIFICACION	8
CAPITULO II:	
CONSIDERACIONES PRELIMINARES	
2.1 DEFINICIONES	12
2.1.1 CICLO HIDROLÓGICO	13
2.1.2 LA HIDROSFERA	15
2.2 CARACTERISTICAS ANTROPOLOGICAS Y SOCIOECONOMICOS DE LA ZONA	19

2.2.1	UBICACIÓN GEOGRAFICA	19
2.2.2	USO Y TENENCIA DE LA TIERRA	19
2.2.3	CARACTERISTICAS SOCIOECONOMICAS DE LOS HABITANTES DEL CANTON EL PROGRESO	20
2.3	CLIMATOLOGIA DE LA ZONA DE ESTUDIO	21
2.3.1	GENERALIDADES	21
2.3.2	REGISTROS DE PRECIPITACION	24
2.3.3	LLUVIA DE DISEÑO	32
2.3.4	EVAPOTRANSPIRACION	56
2.3.5	INFILTRACION	72
2.3.6	ALMACENAMIENTO SUPERFICIAL Y SUBTERRANEO	74

CAPITULO III:

SELECCIÓN DEL SITIO

3.1	GEOMORFOLOGIA DE LA CUENCA	76
3.1.1	TOPOGRAFIA DEL LUGAR	76
3.1.2	TIPOS DE SUELOS	77
3.1.3	VEGETACION EXISTENTE	79
3.2	CAPACIDAD DEL EMBALSE	79

3.3	CUENCA HIDROGRAFICA	80
3.3.1	CARACTERISTICAS FISICAS	80
3.3.2	CARACTERISTICAS DE COMPARACION	85

CAPITULO IV:

DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION, ALMACENAMIENTO Y DISTRIBUCION

4.1	DEMANDA DE AGUA	90
4.1.1	POBLACION FUTURA	91
4.1.2	ESTUDIO DE DEMANDAS	92
4.1.3	CALCULO DEL CAUDAL MEDIO DIARIO	95
4.2	CARACTERISTICAS DEL SISTEMA DE ALMACENAMIENTO	96
4.2.1	PRESAS	96
4.2.2	DISEÑO DE LA PRESA	100
4.2.3	CARACTERISTICAS FISICAS DEL EMBALSE	101
4.2.4	CONSTRUCCION DE DIQUES	103
4.2.5	TALUDES	105
4.2.6	MEMORIA DE CALCULO DEL DISEÑO DE LA PRESA	111
4.2.7	FLUJO DE AGUA A TRAVES DE LA PRESA DE TIERRA	115

4.3	CARACTERISTICAS DE LA RED DE DISTRIBUCION	123
4.3.1	CLASIFICACION DE LOS TANQUES	124
4.3.2	ELEMENTOS Y ACCESORIOS DE LOS TANQUES	128
4.3.3	UBICACIÓN DE LOS TANQUES	133
4.3.4	PILAS PUBLICAS	136
4.4	MATERIALES Y TECNOLOGIA A UTILIZAR	137

CAPITULO V:

METODOS DE POTABILIZACION

5.1	PROCESOS DE POTABILIZACION	147
5.1.1	PRESEDIMENTACION	149
5.1.2	COAGULACION	150
5.1.3	MEDIDOR PARSHALL	153
5.1.4	FLOCULACION	162
5.1.5	SEDIMENTACION	166
5.1.6	FILTRACION	179
5.2	CARACTERISTICAS BACTERIOLOGICAS, FISICAS Y QUIMICAS DEL AGUA	190
5.2.1	TRATAMIENTO FISICO	190

5.2.2	TRATAMIENTO QUIMICO	191
5.2.3	TRATAMIENTO BACTERIOLOGICO	192
5.2.4	DESINFECCION	192
5.3	SELECCIÓN DEL TRATAMIENTO DE POTABILIZACION	198
5.3.1	APLICACIÓN DE LOS DESINFECTANTES	200
5.3.2	CALCULO DEL VOLUMEN DEL HIPOCLORADOR	204

CAPITULO VI

MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS DISEÑADOS

6.1	CIRCUITO DE FLUJO DEL AGUA DENTRO DEL SISTEMA	208
6.2	GUIA DE MANTENIMIENTO	212
6.2.1	RECOMENDACIONES PARA LA PROTECCION, MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN DE UNA PRESA DE TIERRA	212
6.2.2	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PARA LA PLANTA DE POTABILIZACION	219
6.2.3	PERFIL DEL OPERADOR DEL SISTEMA DE RECOLECCION, POTABILIZACION Y DISTRIBUCION	228
6.3	PRESUPUESTO	229

CONCLUSIONES	233
RECOMENDACIONES	235
BIBLIOGRAFIA	238
ANEXOS		

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

La utilización del agua lluvia como fuente de abastecimiento no es un concepto moderno, pues indicios históricos revelan técnicas utilizadas por diversas culturas alrededor del mundo, como ejemplos podemos mencionar a Iraq, la India e Israel cuyos agricultores hace 4000 años, limpiaban las colinas para incrementar la escorrentía y llevar el agua a los campos de cultivos, ubicados en los valles. En ésta época el agua lluvia recolectada era utilizada casi en su totalidad para labores agrícolas.

Con el correr de los años estas técnicas fueron abandonadas o utilizadas en menor medida, dándole paso a sistemas de abastecimiento de agua basados en la explotación de pozos y manantiales, utilizando redes de tuberías que conducen el agua a puntos específicos dentro o cercanas a las poblaciones.

Estos sistemas son eficientes en poblaciones concentradas, pero dejan fuera del alcance zonas dispersas generalmente rurales.

Abrir un grifo y ver como corre el agua es un privilegio moderno, hace sólo cien años que esto ocurre, hasta entonces el agua para beber se iba a

buscar a las fuentes públicas, y se transportaban hasta las casas. El grifo no es sólo moderno sino que también es un privilegio, según datos de la Organización Mundial de la Salud (OMS), sólo un 20% de la población mundial tiene agua en casa. En muchos países la tarea de ir a buscar el agua cada día, realizada en su mayoría por las mujeres, es muy pesada y constituye uno de los principales problemas de subsistencia para la población.

El uso del agua lluvia como fuente de abastecimiento en nuestro país, ha sido utilizado en forma limitada, el método más común de captar el agua lluvia es el uso de techos y tanques metálicos. El único sistema de recolección construido por las Administración de Acueductos y Alcantarillados (A.N.D.A.) esta ubicado en el Caserío El Carmen en las faldas del volcán de San Salvador.

Existen, además, otros sistemas artesanales de recolección de aguas lluvias ubicadas en puntos del volcán de Santa Ana, donde se recolecta el agua lluvia que cae sobre los techos, almacenándola en recipientes metálicos (barriles) para ser utilizados para usos domésticos y eventualmente para consumo humano.

Existen también datos sobre la utilización de reservorios provenientes de la captación de aguas lluvias para satisfacer necesidades agropecuarias.

El Cantón El Progreso se encuentra ubicado en el Municipio de Nueva San Salvador, actualmente realiza la recolección de aguas lluvias en forma individual a partir de los techos para almacenarlos en barriles, sin un adecuado

tratamiento de potabilización, con lo que se exponen a enfermedades de origen hídrico.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los altos niveles de pobreza ecológica, definida como la falta de un recurso natural sano, que sea esencial para la supervivencia y el desarrollo de la sociedad, constituyen una causa clave de la pobreza económica en las zonas rurales del mundo. A la inversa la tierra y los ecosistemas sanos, usados en forma racional, pueden proveer toda la riqueza económica necesaria para una vida sana y digna.

Según el reporte “Estado de la pobreza del Medio Rural Mundial”, producido por el Fondo Institucional de Desarrollo Agrícola (I.F.A.D.) en 1992, más de 2500 millones de entre unos 4000 millones aproximadamente, tienen apenas el mínimo necesario para vivir. Todos estos pueblos tienen necesidades básicas tales como agua potable segura. Según el informe del I.F.A.D. declara que menos de la mitad de la población rural tiene acceso a agua potable segura.

En las zonas rurales la mayoría de la población obtiene el agua para su consumo de ríos, pozos, manantiales u otras fuentes de abastecimiento, las cuales se encuentran alejadas de las viviendas, lo que incurre en pérdida de

tiempo, el cual podría utilizarse en la realización de otras actividades remunerables, razón por la cual las familias optan por asignar la actividad de acarreo de agua a las mujeres o los niños que forman el núcleo familiar; esta actividad también genera problemas ya que por acarrear el agua desde lugares lejanos, los niños muchas veces dejan de asistir a la escuela y las mujeres el tiempo gastado en abastecerse del agua puede ser invertido en la realización de labores propias del hogar (cocinar, lavar, etc.).

El Cantón El Progreso es una comunidad en la que habitan 1536* personas, y se encuentra ubicada en el Municipio de Nueva San Salvador en el Departamento de La Libertad, dedicada principalmente a labores agrícolas, en las que se destacan los cultivos de hortalizas y café.

Por su ubicación geográfica este carece de los servicios de agua potable y Alcantarillado Sanitario. Debido a la carencia de un vital servicio como es el agua potable, la comunidad trata de subsanar su necesidad abasteciéndose a través de pipas privadas que les brindan el servicio a un costo de ¢ 20.00 por barril; además de la que logran almacenar en la época lluviosa por medio de cisternas, en la que cabe mencionar que es agua no tratada.

La comunidad del Cantón El Progreso presenta problemas en la obtención de agua potable para consumo, debido principalmente a los siguientes factores:

* Según censo efectuado por la Alcaldía de Nueva San Salvador en el 2001

1. La lejanía del Cantón El progreso, de las redes de distribución de agua potable de origen urbano (redes propiedad de la Administración de Acueductos y Alcantarillados).
2. La poca capacidad adquisitiva de los habitantes que permita la implementación de métodos tradicionales de captación y distribución del agua (explotación del agua subterránea por medio de pozos).
3. El alto grado de dispersión de los habitantes, como producto de sus costumbres, lo que incrementa los costos de los sistemas de distribución del agua potable.

Todos estos factores obligan a buscar métodos alternativos de solución, uno de los cuales es la utilización del agua lluvia como fuente de obtención de agua para potabilización, sustentado esto en gran medida por las condiciones climatológicas de nuestro país, además de la poca propensión de esta agua a ser portadora de parásitos y bacterias.

1.3 OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- ◆ Proporcionar el diseño de los sistemas de recolección, almacenamiento y distribución, además del método de potabilización del agua lluvia para El Cantón “El Progreso”, Departamento de La Libertad.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Investigar las características del clima, suelo, vegetación y geografía del cantón El Progreso para diseñar los sistemas de recolección, almacenamiento y distribución del agua lluvia.
- ◆ Definir el método para el tratamiento de potabilización del agua lluvia almacenada.
- ◆ Elaborar una guía de mantenimiento de los sistemas diseñados para su conservación y adecuado mantenimiento.

- ◆ Elaborar los planos de ubicación de todos los sistemas diseñados

- ◆ Elaborar el presupuesto estimado de los sistemas diseñados.

1.4 DELIMITACIONES

La dotación de agua proporcionada por el sistema de abastecimiento diseñado, cubrirá únicamente la demanda para consumo humano, dejando fuera el agua que se utiliza para lavado, riego, consumo de animales, etc., debido a que un sistema de abastecimiento que logre cubrir todas estas necesidades, tendría un costo demasiado elevado para ser cubierto por los habitantes del Cantón El Progreso.

El trabajo de investigación, además, tendrá como finalidad la obtención del diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el Cantón El progreso a partir de la recolección de datos de campo y bibliográficos, dejando de lado el proceso de ejecución del sistema, debido a que el tiempo preestablecido para la realización del trabajo de investigación no permite el desarrollo de éste, además de no contar con los recursos económicos necesarios.

1.5 JUSTIFICACION

En nuestro país un porcentaje significativo de la población reside en las zonas rurales, en la que la mayor parte de sus habitantes son afectados por la pobreza, lo que les genera innumerables necesidades.

Una de estas necesidades es la obtención de agua de calidad para el consumo humano, esto es debido a que estas comunidades en su mayoría se encuentran alejadas de las redes principales de distribución propiedad de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (A.N.D.A.), por lo que tienen que abastecerse de fuentes de agua que, además de encontrarse alejadas de las poblaciones, no poseen controles de calidad y son fácilmente alterables, siendo propensa a contaminarse con microorganismos causantes de enfermedades, por no encontrarse en sitios protegidos.

Estas enfermedades de origen infeccioso, se caracterizan por presentarse de forma endémico-epidémicas y se derivan de la integración dinámica entre el agente, un huésped susceptible y el ambiente, con sus complejidades físicas, biológicas y sociales.

Dentro de estas enfermedades las más comunes son:

- Infecciosas entéricas
- Enfermedades infecciosas intestinales
- Amibiasis
- Diarrea

- Disentería
- Fiebre Tifoidea
- Gastroenteritis
- Salmonelosis
- Shigelosis
- Enterovirus
- Cólera

Una forma de evaluar los efectos del saneamiento ambiental es el análisis de morbilidad de estas enfermedades. Las diferentes condiciones higiénicas del medio, en especial de los países en desarrollo, se reflejan y condicionan el cuadro de salud de la población, en el cual están presentes, como elementos destacados, aquellas enfermedades en que la calidad del agua de consumo desempeña un papel altamente significativo.

Las enfermedades de origen hídrico se ubican entre los primeros cinco lugares como causa de muerte en los países de América Latina (según registros de la Organización Panamericana de la Salud (O.P.S.)). Existe una relación directa entre estas cifras y los datos sobre cobertura y calidad del agua que consume. Esta situación se observa en aquellos países donde la temperatura ambiental es superior a 20° C, durante la mayor parte del año.

Según un estudio realizado por la Fundación Salvadoreña para el Desarrollo Económico y Social (FUSADES), en el año de 1997, se estimó que casi 12,000 niños mueren cada año como resultado de enfermedades diarreicas

evitables, ocasionadas por la conjugación de varios factores, entre los cuales están: ingerir aguas contaminadas, malas condiciones de higiene, consumo de alimentos contaminados, y la falta de un sistema de recolección y tratamiento de aguas negras y desechos sólidos, todo lo cual se conjuga con la mala nutrición y pobres cuidados de salud.

De este estudio podemos relacionar que la situación de la calidad del agua que consume la población, esta fuertemente vinculada con la tendencia creciente de casos de enfermedades de origen hídrico, lo cual obviamente tiene una relación mucho más directa, con la población que carece del servicio de agua potable.

Por todo lo anterior se hace necesario un sistema alternativo que cubra la necesidad de agua para consumo, que sea de fácil acceso y libre de organismos causantes de enfermedades de origen hídrico.

Un ejemplo claro de una comunidad que esta afectada por la falta de agua potable es la Comunidad del Cantón El Progreso, ubicado en el Municipio de Nueva San Salvador para la que esta dirigido el siguiente trabajo de investigación, beneficiando así a 236 familias, las cuales estarían mejorando su calidad de vida, ya que estarían menos propensas a adquirir enfermedades de origen hídrico, además de disponer de más tiempo para dedicarse a otras labores distintas a las de acarreo de agua que podrían generarles algún tipo de ingreso económico.

Además, con el desarrollo de este tipo de trabajos de graduación, la Universidad de El Salvador busca ser una Institución con proyección social, que trata de resolver problemas que afectan a comunidades, que por sus condiciones económicas, no podrían resolverlos por sus propios medios, motivando así la investigación académica, en función no solo de los alumnos que optan a un título universitario, sino también en función de sectores de la población para quienes esta es una o podría ser la única forma de ver resueltas o minimizadas parte de sus múltiples necesidades.

CAPITULO II

CONSIDERACIONES PRELIMINARES

2.1 DEFINICIONES

En la elaboración de cualquier tipo de estudio aparecen una serie de palabras y conceptos de carácter científico o técnicos, los cuales se hace necesario definir para lograr una mejor percepción por parte del lector. Logrando con ello tener una idea clara y objetiva de la razón del estudio y la finalidad de este.

En el presente trabajo se definen conceptos de mucha importancia en la realización de estudios hidrológicos dentro de los cuales podemos mencionar por ejemplo el ciclo hidrológico, el cual explica el comportamiento del agua que se evapora de los océanos y otros cuerpos (lagos, lagunas, ríos, etc.) convirtiéndose en agua lluvia después de una serie de transformaciones físicas de sus estados; además, dentro del ciclo hidrológico se involucran otra serie de conceptos como son: la evaporación, transpiración, precipitación entre otros .

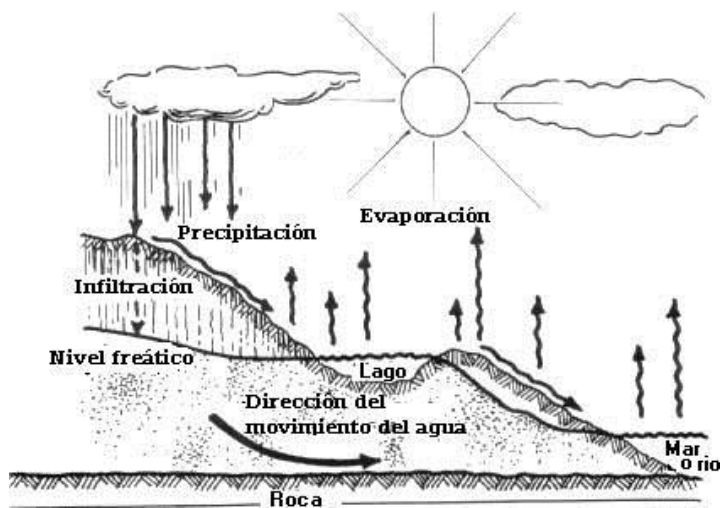
A continuación se definen los conceptos de mayor importancia dentro de un estudio hidrológico.

2.1.1 CICLO HIDROLÓGICO

El Ciclo Hidrológico es una serie de sucesivas transformaciones del estado físico del agua que se produce en la naturaleza. El agua no es un elemento estático, sino que sufre un continuo movimiento recíproco entre continentes y océanos dentro de la hidrosfera.

Es un movimiento continuo a través del cual el agua se evapora del océano y los demás cuerpos de agua, se condensa y cae en forma de precipitación sobre la tierra; después, esta última puede subir a la atmósfera por evaporación o transpiración, o bien regresar al océano a través de las aguas superficiales o subterráneas.

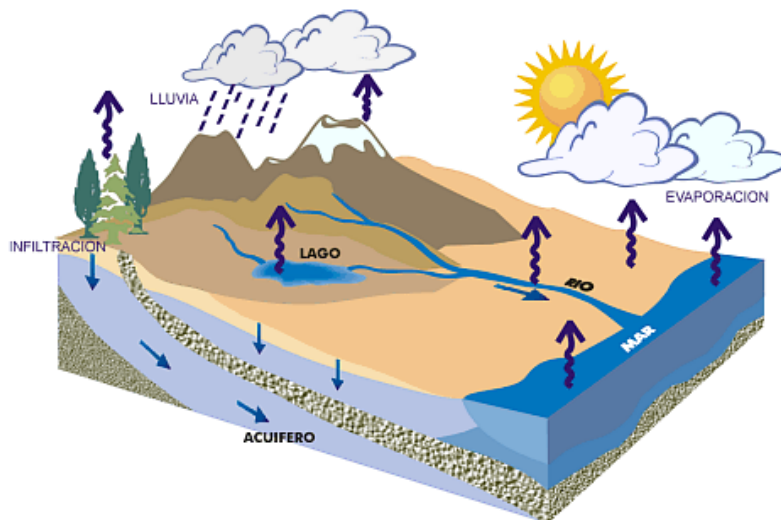
FIGURA 2.1 ESQUEMA DEL CICLO HIDROLOGICO



Del total de agua de las precipitaciones, una parte circula por la superficie, otra se evapora y una tercera se infiltra en la tierra para formar las aguas subterráneas, como se muestra en figura 2.1. También aportan al ciclo los ríos, lagos, aguas costeras, e incluso algunas erupciones volcánicas.

Las aguas que tienen su destino en las corrientes subterráneas procedentes de la lluvia, se infiltran por gravedad, moviéndose por huecos hasta una profundidad límite, en la cual los poros rocosos están tan anegados o saturados que el agua no puede penetrar más. En el subsuelo se forman entonces dos zonas; una profunda (saturada) y otra llamada de aireación o vadosa (no saturada) (figura 2.2).

FIGURA 2.2 ESQUEMA DE CORTE TRANSVERSAL



En la zona de aireación se producen fenómenos de transpiración, por un lado debido a las raíces de las plantas, y otro a causa del ascenso del agua por capilaridad desde la zona saturada hacia la superficie.

A la superficie que separa la zona saturada de la zona de aireación se le denomina nivel hidrostático o nivel freático. Dependiendo del volumen de precipitación y evacuación del agua, este nivel puede variar a lo largo del tiempo. Cuando ese nivel freático se aproxima a la superficie horizontal del terreno, origina zonas encharcadas o pantanosas, convirtiéndose en manantiales si aflora por un corte en el terreno.

El nivel freático puede permanecer permanentemente a gran profundidad, dependiendo de las características climatológicas de la región, por ejemplo en los desiertos, en los cuales solamente salen a la superficie cuando existe un desnivel topográfico formando los oasis.

Cuando las aguas consiguen asomar a la superficie, sea por capilaridad, presión, etc., pueden quedar bajo los efectos de la energía del sol, y por tanto seguirán de nuevo el ciclo hidrológico en otro estado físico.

2.1.2 LA HIDROSFERA

La hidrosfera es la capa discontinua de agua que cubre las tres cuartas partes de la superficie de la Tierra. El agua en la hidrósfera puede presentarse en los tres estados: sólida, líquida y gaseosa, y es en los océanos donde se

encuentra la mayor parte (alrededor del 97%); el resto (algo menos del 3%) se encuentra en los continentes formando ríos, lagos, aguas subterráneas, glaciares, y una mínima cantidad en forma de vapor de agua en la atmósfera y biosfera.

Precipitación

El término precipitación comprende todas las aguas meteóricas que descienden a la superficie de la tierra tanto en forma líquida como sólida. La precipitación en forma de lluvia es medida mediante el uso de los pluviómetros, que la registran en forma de lámina acumulada (El término precipitación se desarrolla en forma más amplia en sección 2.3.2).

Evapotranspiración

Evaporación es el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido en que se encuentra en los almacenamientos, conducciones y en el suelo, en las capas cercanas a la superficie, a estado gaseoso y se transfiere a la atmósfera.

Todas las superficies expuestas a la precipitación, tales como vegetación, edificios, calles pavimentadas, son superficies potenciales de evaporación.

Transpiración es el agua que se despiden en forma de vapor de las hojas de las plantas. Esta agua es tomada por las plantas, naturalmente del suelo.

La evapotranspiración es la combinación de evaporación y transpiración. Al estudiar el balance hídrico de una cuenca hidrográfica, es difícil separar los términos evaporación y transpiración, razón por la cual en ingeniería ambos factores se tratan como uno solo.

Retención Superficial

Recibe el nombre de retención superficial la parte de precipitación que se deposita en la superficie de la vegetación y en las depresiones del terreno, sin incluir la infiltración, ni la escorrentía, ni la evaporación posterior a la lluvia. En la retención se incluyen directamente:

1. La intercepción de los vegetales
2. El almacenamiento superficial en las depresiones del terreno
3. La evaporación durante la lluvia

Intercepción

Recibe el nombre de intercepción, el efecto de retención de la precipitación por la superficie de la vegetación. Generalmente queda satisfecha en la primera parte de una lluvia promedio y según investigaciones realizadas

por Harrington, en un bosque u otra cobertura vegetal densa, se retiene hasta un 25% de la precipitación anual.

Durante la lluvia, las gotas de agua que son retenidas por las hojas de las plantas, se van uniendo con otras, hasta formar una capa de agua que cubre toda la superficie foliar de esta vegetación, hasta que por la acción de la gravedad, las gotas caen al suelo; con el impacto debido a su caída en el suelo y las gotas que caen directamente en las hojas, se transforman en gotitas muy pequeñas, que favorecen la evaporación.

Al terminar la lluvia, todo el volumen de agua interceptada por la vegetación, vuelve a la atmósfera debido a la evaporación.

Escorrentía

Se le puede llamar escorrentía al producto final de la precipitación, o sea el agua que fluye en los canales principales de una cuenca; es una parte muy importante del ciclo hidrológico porque de él dependen en mayor grado las corrientes naturales o ríos cuyo estudio se debe hacer con mucha precisión.

2.2 CARACTERÍSTICAS ANTROPOLÓGICAS Y SOCIOECONÓMICAS DE LA ZONA

2.2.1 UBICACIÓN GEOGRAFICA

El Cantón El Progreso se encuentra ubicado en el Departamento de La Libertad, en el kilómetro 12 de la calle que conduce al boquerón, entre las coordenadas 13°43'30" - 13°44'24" latitud norte y 89°16'00" - 89°17'00" longitud oeste con una elevación aproximada de 1700 m.s.n.m., este se encuentra limitado al norte por el Cantón y Caserío San Jerónimo los Planes, al sur-oriente Cantón y Caserío San Isidro Los Planes, al sur por el Cantón y Caserío Álvarez, y al poniente por el cráter del volcán de San Salvador.

El Cantón El Progreso esta formado en su mayoría por fincas de café dentro de las cuales se pueden mencionar la Finca El Simborro, Finca La Gloria, Finca El Edén, Finca Margarita, Finca Santa Claudia, Finca Altamira, en las cuales se distribuye la población del lugar.

2.2.2 USO Y TENENCIA DE LA TIERRA

El área de la cuenca, donde se ubica el Cantón El Progreso, se encuentra cubierta en su parte alta por pequeñas zonas boscosas, las que han sido explotadas en algunos casos para producir madera y comercializarla, y en

otros casos para el consumo propio (leña), por parte de los habitantes de esta zona. En la zona baja el suelo es utilizado en su mayoría para la agricultura, plantaciones de maíz y algunos cereales.

La parte alta de la cuenca por el tipo de vegetación aumenta la capacidad de infiltración, contrario a la parte baja donde la infiltración disminuye y facilita la obtención de mayores caudales de la escorrentía superficial.

En cuanto a la tenencia de la tierra, de acuerdo al censo poblacional realizado por la alcaldía de Nueva San Salvador en el año de 2001, la mayoría de los pobladores es propietario de lugar que habita, además de existir algunos terrenos municipales y otros de propietarios que no habitan la zona.

2.2.3 CARACTERÍSTICAS SOCIOECONÓMICAS DE LOS HABITANTES DEL CANTON EL PROGRESO

De acuerdo a datos procedentes de la alcaldía municipal de Nueva San Salvador, al menos un 65% de la población del Cantón El Progreso se dedica a la agricultura, 25% a labores domesticas y el restante 10% a actividades comerciales u otra ocupación.

Existe, únicamente, un centro de estudios: la Escuela Rural del Cantón “El Progreso”, a la que asiste aproximadamente un 80% de la población infantil. El lugar no cuenta con un centro de salud adecuado, por lo que los habitantes

deben trasladarse hasta la Unidad de Salud de la Colonia Quezaltepeque, ubicada a 17 Km del lugar, para recibir atención medica especializada.

2.3 CLIMATOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO

2.3.1 GENERALIDADES

Etimológicamente la palabra “clima” proviene de un vocablo griego cuyo significado es “inclinación”, refiriéndose a la inclinación del eje de la Tierra respecto al plano imaginario sobre el que se realiza el movimiento de traslación.

Históricamente se conoce que las primeras clasificaciones climatológicas aparecieron con el descubrimiento de la inclinación de la Tierra, la más antigua de las cuales se atribuye a Ptolomeo, quien diferenció 24 zonas climatológicas en la Tierra. En tiempos más recientes las clasificaciones han sido establecidas por los geógrafos.

Las primeras definiciones conocidas del clima se refieren al estado medio de la atmósfera, como la proporcionada por Contreras Arias: “Clima es el conjunto de características que definen el estado mas frecuente de la atmósfera y la distribución de los fenómenos meteorológicos, a través del año”. En la actualidad se conoce como oficial la definición de clima proporcionada por la Organización Meteorológica Mundial: “Clima es el conjunto fluctuante de

condiciones atmosféricas, caracterizado por los estados y la evolución del tiempo en el curso de un periodo suficientemente largo en un dominio espacial determinado”.

Es importante al momento de estudiar el clima, considerar dos aspectos fundamentales que pueden considerarse en algunos casos como parámetros: factores climatológicos y elementos climatológicos. Factores son las condiciones físicas que condicionan el clima y los elementos son las variables climatológicas o meteorológicas que determinan el clima.

Algunos factores que se pueden mencionar son la Latitud que condiciona la radiación, la Altitud que hace variar la temperatura, la Continentalidad que se refiere a la mayor o menor distancia del mar, etc.

El estudio de otros factores nos llevan a clasificar de forma sistemática el clima en diferentes regiones, con el objeto de comparar los datos hidrológicos en regiones distintas.

EL CLIMA DE EL SALVADOR

El Salvador se encuentra ubicado en la parte exterior del cinturón climático de los Trópicos, en el cual durante la totalidad del año se mantienen en forma similar, las condiciones térmicas, con la característica de presentar mayores oscilaciones diurnas que las registradas anualmente.

Además, las precipitaciones atmosféricas registradas anualmente nos muestran cambios considerables, aun durante la época lluviosa, donde se presenta algunas veces, una segunda estación seca.

La estación seca en El Salvador se presenta principalmente en el semestre invernal, entre los meses de Noviembre y Abril, observándose las temperaturas máximas entre los meses de Marzo y Abril, al final de la estación seca, este tipo climático es denominado “Ganges de la India”.

Otro factor climático que condiciona el clima en El Salvador son los vientos alisios con rumbo NE, que transportan la brisa marina hasta la capital y algunos lugares mas al norte. Además, una característica especial en El Salvador y Centro América, es la presencia de vientos que movilizan masas de aire fresco desde el Ártico hacia el Trópico, lo que no sucede en otras regiones tropicales de la Tierra.

Según observaciones realizadas por el Servicio de Meteorología e Hidrología de El Salvador durante 50 años (1918-1967), se promediaron las siguientes fechas para inicio y finalización de estaciones (Tabla 2.1).

Tabla 2.1. Fechas de Inicio y Finalización de las Estaciones

EPOCA DEL AÑO	PROMEDIOS		DURACION	
	INICIO	FINAL	DIAS	SEMANAS
Estacion Seca	14 Nov.	19 Abr.	157	22.5
Estacion Seca-lluviosa	20 Abr.	20 May.	31	4.5
Estacion lluviosa	21 May.	16 Oct.	149	21
Estacion lluviosa-seca	17 Oct.	13 Nov.	28	4

Fuente: Servicio Nacional de Estudios Territoriales(S.N.E.T)

2.3.2 REGISTROS DE PRECIPITACIÓN

LA PRECIPITACIÓN

El término precipitación comprende todas las aguas meteóricas que descienden a la superficie de la tierra tanto en forma líquida como sólida. La precipitación en forma de lluvia es medida mediante el uso de los pluviómetros, que la registran en forma de lamina acumulada.

ESTUDIOS DE PRECIPITACIÓN

Estos comprenden la determinación de la precipitación media mensual y anual en la zona del proyecto. Deberá contarse con los registros pluviométricos y pluviográficos de estaciones en el área y cercanos al proyecto, que se obtienen en las Instituciones Meteorológicas, como el Servicio Nacional de Estudios Territoriales (S.N.E.T). Cuando existan planos de isoyetas, estas servirán como valores de referencia a los calculados.

Es importante obtener los valores de la precipitación con la mayor cantidad de años de registros, ya que la longitud de los registros influye en la confiabilidad de los valores de precipitación.

- a. Variación cronológica de la lluvia: se indica para los meses más lluviosos y más secos sus precipitaciones medias anuales en milímetros. Se indica

- la lamina de lluvia anual en la cuenca del proyecto y que porcentaje de ella cae en los meses lluviosos secos.
- b. Lluvia mensual y lluvia anual: Los servicios meteorológicos proporcionan los registros de precipitación mensual. Estos registros históricos dan la variación de la lluvia mensual en el año hidrológico para las estaciones hidrométricas en la cuenca en estudio y en las cuencas vecinas. De la misma forma pueden ser obtenidas las lluvias anuales para las estaciones hidrométricas en la cuenca del proyecto y en las vecinas.

La precipitación media anual se obtiene como el promedio de las precipitaciones medias mensuales de una estación pluviométrica.

CLASIFICACION DE LAS PRECIPITACIONES

Sobre la base de los fenómenos meteorológicos que les dan nacimientos o que las acompañan, se pueden dividir las precipitaciones en tres clases:

1. Precipitaciones por convección
2. Precipitaciones orográficas
3. Precipitaciones ciclónicas o de frente (frentes calientes o fríos, líneas de oclusión, etc.)

1. Precipitaciones por convección

Cuando en tiempo tranquilo el aire, saturado o no, en la vecindad del suelo es calentado por la radiación solar, se dilatan y elevan en el centro numerosas células de convección que se forman poco a poco. En el curso de su ascenso, se enfrían según el gradiente adiabático seco o saturado según el caso considerado y alcanza su punto de condensación a una altura llamada "nivel de condensación". Hay entonces, a partir de ese nivel, formación de nubes y si la corriente de convección vertical es intensa y puede continuar suficiente tiempo, se concibe que el sistema nuboso así formado puede alcanzar una zona donde reina una temperatura bastante baja o un grado de turbulencia bastante fuerte y puede desatar la lluvia. Esas precipitaciones, llamadas por convección, resultan, pues, de un tiempo cálido, pueden estar acompañados de relámpagos, de truenos y vientos locales; consisten enteramente en lluvia y ocasionalmente granizo.

Esas precipitaciones son características de las regiones ecuatoriales donde, a consecuencia de la debilidad habitual de los vientos, los movimientos del aire son esencialmente verticales; en esas regiones las nubes se forman en el curso de la mañana bajo la acción de la insolación intensa, y dan por la tarde o al anochecer violentos aguaceros acompañados de relámpagos y truenos; más tarde, en la noche, las nubes se disuelven en la atmósfera y, al salir el sol, el cielo esta generalmente claro; este proceso produce la mayor parte de los

2500 mm. de lluvia que caen anualmente, en promedio, en la vecindad del ecuador.

Precipitaciones de convección tienen lugar igualmente en la zona templada en los periodos calientes, casi únicamente bajo la forma de tempestades de verano locales y violentas. Pero todas las tempestades no provienen de mecanismos convectivos.

2. Precipitaciones orograficas

Esas precipitaciones, llamadas orografiías se presentan bajo la forma de la lluvia o de nieve en las vertientes a sotavento de la barrera montañosa; son muy irregulares en importancia y localización, y dependen de las grandes perturbaciones ciclónicas.

Así como la intersección de un flujo luminoso por un cuerpo opaco da una sombra, la Cuando los vientos cargados de humedad encuentran una barrera montañosa o pasan de la zona de influencia de un mar relativamente caliente a la de vastas extensiones de suelo mas frío, las masas de aire húmedo tienen tendencia a elevarse y el estado de calma relativa que de ello resulta, produce un enfriamiento que puede alimentar la formación de una cobertura nubosa y de sacar precipitaciones.obstrucción producida en el trayecto de las masas de aire húmedo por un macizo montañoso, engendra sobre la vertiente a barlovento de esta, una zona de pluviosidad relativamente

débil. El aire que desciende sobre esa vertiente se calienta por compresión y su humedad relativa disminuye; puede aun resultar de ello un régimen de vientos secos y caliente que dan nacimiento a zonas semiáridas.

3. Precipitaciones ciclónicas o de frentes (caliente o frío)

Estas precipitaciones están asociadas a las superficies de contacto entre masas de aire de temperatura y humedad diferentes. Sin entrar en el detalle de la teoría de las ondas y de las masas de aire atmosféricas desarrollada por los meteorologistas modernos, se pueden representar los grandes ciclones extratropicales como gigantes torbellinos que se producen en el seno de la atmósfera en las regiones llamadas de convergencia donde se encuentran dos o muchas masas de aire. Cualquiera que sea el origen profundo de esos fenómenos, es que en esas zonas de convergencia donde las masas de aire mas calientes y las más húmedas son enérgicamente empujadas hacia las grandes alturas. Resulta de ello un enfriamiento y una condensación activos que pueden ser suficientes para producir precipitaciones.

APARATOS UTILIZADOS PARA MEDIR LA PRECIPITACIÓN

Pluviómetros

Los pluviómetros son aparatos que sirven para medir la altura del agua lluvia durante cierto periodo de tiempo. Cualquier recipiente abierto podría, en principio servir de pluviómetro, pero para permitir observaciones precisas y, sobre todo, comparables entre sí, es indispensable utilizar pluviómetros normalizados (estándar).

Pluviógrafos

A menudo es importante conocer, no solamente la altura de las precipitaciones correspondientes a un periodo bastante largo (un día, por ejemplo), sino también la intensidad (o el caudal) de esas precipitaciones expresadas en mm/h o por minuto, en cada instante en el curso de un aguacero.

Se utilizan a ese efecto pluviógrafos cuya plumilla traza, sobre un diagrama, la curva de las alturas de las precipitaciones acumuladas en función del tiempo (o un grafico que permite calcular estas fácilmente)

Redes Pluviométricas

Cada país dispone de una red de pluviómetros y estos datos los que se utilizan para cualquier estudio; raramente se instalan algunos para una investigación concreta. Una red de pluviómetros debe estar adecuadamente diseñada, dependiendo del relieve, de la densidad de población, del interés para obras hidráulicas, previsión de avenidas, etc. Como primera aproximación, en zonas llanas puede bastar con un pluviómetro cada 250 km², pero en zonas de montaña la densidad debe ser mayor.

Representaciones Graficas

Un hietograma (o yetograma, del griego Hietos, lluvia) es un histograma (gráfico de barras) que expresa P (precipitación) en función del tiempo. La variación de la P (precipitación) a lo largo del año también sería un hietograma anual (en el eje de las Abscisas los 12 meses), pero en este caso es más usual un gráfico de línea.

Normalmente un hietograma se refiere a un día o a una tormenta concreta (en el eje de las abscisas, las horas que duro la tormenta). A partir del pluviograma, se lee P caída en el intervalo elegido, por ejemplo, 10 minutos. En ordenadas puede figurar la P caída en los sucesivos intervalos de 10 minutos, o

bien la intensidad de precipitación (mm/minuto) en cada intervalo de 10 minutos.

Estudio de un Aguacero: Curva Intensidad-Duración-Frecuencia

El aguacero de diseño es el evento que genera la creciente. Su valor es un estimativo basado en estudios de probabilidad y está definido por Frecuencia, Duración, Intensidad y patrón temporal.

La Frecuencia es una medida de la probabilidad de que el aguacero de diseño sea igualado o excedido por lo menos una vez en un año cualquiera. Así, el aguacero de 100 años tiene una probabilidad del 1% de ser igualado o excedido por lo menos una vez cada año.

La Duración se refiere al tiempo que dura el aguacero de diseño. En cuencas pequeñas este tiempo es aproximadamente igual al tiempo de concentración de la cuenca.

La Intensidad media es la relación que existe entre el total de la precipitación del aguacero de diseño y la duración del mismo. Si la duración se divide en intervalos, cada intervalo tiene una intensidad propia.

El Patrón Temporal es el hietograma del aguacero de diseño. En cuencas pequeñas se acepta que la intensidad es constante a lo largo del aguacero.

La determinación numérica de la intensidad se realiza utilizando curvas regionales de intensidad – duración – frecuencia, o curvas IDF. Para este efecto se fijan las frecuencias según el nivel de probabilidad de falla admitido, y la duración del aguacero, y se aplica la curva IDF.

Cuando la cuenca esta bien instrumentada las curvas IDF se obtienen de análisis de frecuencias de lluvias máximas registradas, pero en cuencas con información escasa es necesario aplicar métodos empíricos con base en registros de lluvias máximas diarias, que se obtienen de estudios regionales o mediante transposición de lluvias de cuencas con características generales

Esto es importante para relacionar posteriormente las precipitaciones con los caudales generados en los cauces superficiales, por ejemplo para el diseño de obras públicas relacionadas con la escorrentía superficial. En lugar de representar el aguacero cronológicamente, como en el hietograma, se busca en los datos pluviograficos los 5 minutos de máxima precipitación, los 10 minutos, etc...

2.3.3 LLUVIA DE DISEÑO

CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA EN ESTUDIO

El análisis de la lluvia esta obligatoriamente basado en observaciones de lluvia efectuadas a estaciones existentes en la zona considerada, para el caso

tres estaciones: Estación Santa Tecla, Estación El Boquerón y Estación San Salvador ITIC.

Este análisis se apoya en la hipótesis de que la lluvia observada en cada una de las estaciones de registro sea representativa de la lluvia localizada en la zona de estudio, aunque esta hipótesis esta sujeta a la topografía del lugar y a las características meteorológicas de la lluvia.

Área de la Cuenca:

Se define; como la superficie en proyección horizontal delimitada por el parte aguas.

El área de la cuenca es: **24028.29 m²** (calculada en el plano "1/2")

Perímetro de la Cuenca:

El perímetro de la cuenca es la longitud total del parte aguas.

Perímetro = **960.64 m** (calculada en el plano "1/2")

Elevación media de la Cuenca (Em):

La elevación media tiene una influencia en diversos fenómenos meteorológicos como la precipitación y la temperatura, etc.; por eso la elevación media tiene una gran importancia en comparación de las cuencas.

Para encontrar la elevación media de la cuenca se puede utilizar tres métodos, los cuales son:

1. Puntos de Intersección
2. Área entre curvas
3. Curva hipsométrica

En nuestro caso utilizaremos el método de la **Curva Hipsométrica**

MÉTODO DE LA CURVA HIPSONOMÉTRICA

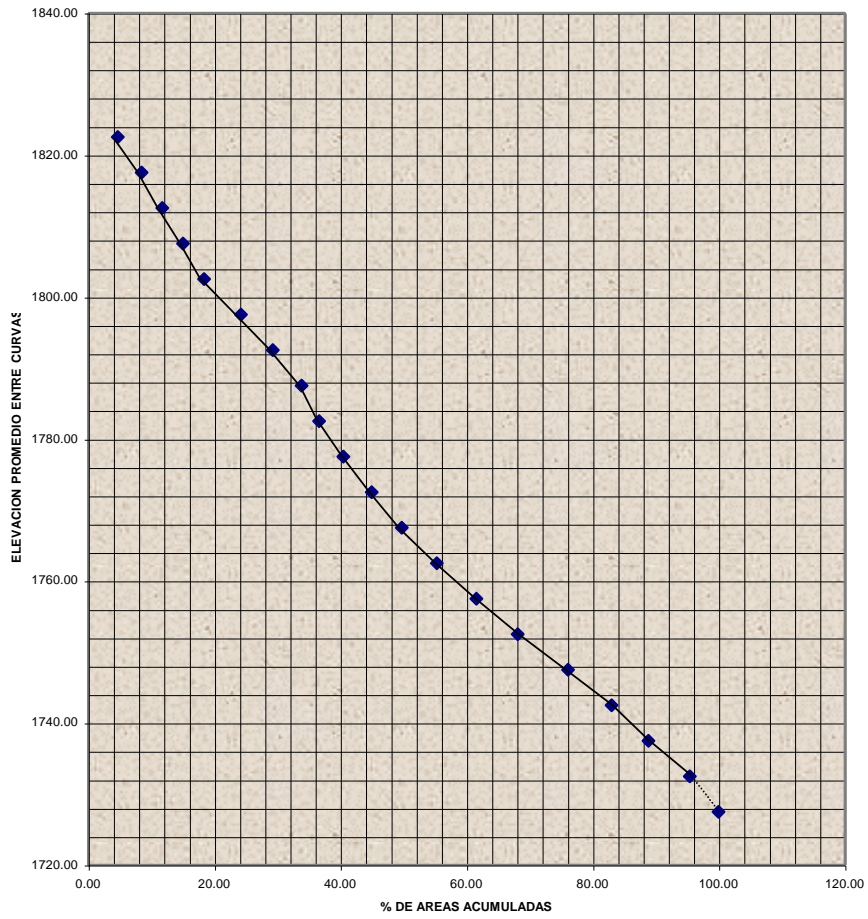
Para calcular la elevación media (Em) (ver tabla 2.2), se toma como intervalo de las curvas de nivel a cada 100 mts., por lo pequeño de nuestra cuenca la tomaremos a cada 5 mts; se calcula el área entre dichas curvas, las cuales darán un porcentaje del área total (columna 4); estos porcentajes serán acumulados (columna 5), para luego graficarlo teniendo en el eje de las abscisas los porcentajes de áreas acumuladas y en el eje de las ordenadas la

elevación media entre curvas de nivel (columna 2). La elevación media es la que corresponde al 50% del área. (VER GRAFICO 2.1)

TABLA 2.2

ELEVACION m.s.n.m.	ELEVACION PROMEDIO	AREA ENTRE CURVAS M2	AREA %	AREAS ACUMULADAS %
1825				
	1822.50	1127.23	4.69	4.69
1820				
	1817.50	902.68	3.76	8.45
1815				
	1812.50	802.37	3.34	11.79
1810				
	1807.50	773.62	3.22	15.01
1805				
	1802.50	804.26	3.35	18.36
1800				
	1797.50	1403.17	5.84	24.20
1795				
	1792.50	1217.77	5.07	29.27
1790				
	1787.50	1106.82	4.60	33.88
1785				
	1782.50	661.11	2.75	36.63
1780				
	1777.50	916.52	3.81	40.44
1775				
	1772.50	1091.35	4.54	44.98
1770				
	1767.50	1146.45	4.77	49.75
1765				
	1762.50	1310.82	5.45	55.29
1760				
	1757.50	1511.38	6.29	61.58
1755				
	1757.50	1578.48	6.57	68.15
1750				
	1747.50	1908.58	7.94	76.09
1745				
	1742.50	1670.76	6.95	83.04
1740				
	1737.50	1395.49	5.81	88.85
1735				
	1732.50	1579.65	6.57	95.42
1730				
	1727.50	1099.79	4.58	100.00
1725				
		24028.29	100.00	

GRAFICO 2.1 CURVA HIPSOMETRICA



El valor de la E_m (50% del área acumulada) es: **1767.5 m.s.n.m.**

Tiempo de Concentración (t_c)

Se define como el tiempo que tarda el agua precipitada en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca.

En función de varias características de la cuenca, se determina el tiempo de concentración (t_c) utilizando la ecuación de Giandotti modificada:

$$t_c = \frac{4 \sqrt{A_c + 1.5 L_c}}{0.85 \sqrt{E_m}}$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración (hr)

A_c : Area de la cuenca (km^2) = 0.024028 km^2

L_c : Longitud del cauce mas largo (km) = 0.455 km.

E_m : Elevación media (m.s.n.m.) = 1767.28 m.s.n.m.

Entonces:

$$t_c = \frac{4 \sqrt{0.024028 + 1.50 (0.455)}}{0.85 \sqrt{0.024028 + 1.50 (0.455)}}$$

$$t_c = 2.32 \text{ min.}$$

ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN

Se deben analizar todos los registros que de la cuenca se dispongan, de preferencia aquellos en que se tengan registros de más larga duración, considerando una o más estaciones en las que se crea existen los registros más confiables.

Las estaciones se ubican en los cuadrantes cartográficos mediante las coordenadas geográficas proporcionadas para tal efecto, luego se definen las áreas de influencia para cada estación mediante el método de los Polígonos de Thiessen.

Dichas áreas de estudio deben encontrarse dentro o cerca del área de estudio, para nuestro caso se utilizaron las estaciones de El Boquerón y San Salvador ITIC.

DATOS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES REGISTRADAS POR EL SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL.

Utilizando la información obtenida en el Servicio Meteorológico Nacional, refiriéndose estrictamente a los datos de intensidad de precipitación máximas

anuales, es necesario ordenar los valores de forma descendente y así asignarles el valor de plotéo en la gráfica de probabilidades (Tabla 2.3).

FRECUENCIA EMPÍRICA

El calculo de la frecuencia empírica esta dado por la siguiente expresión:

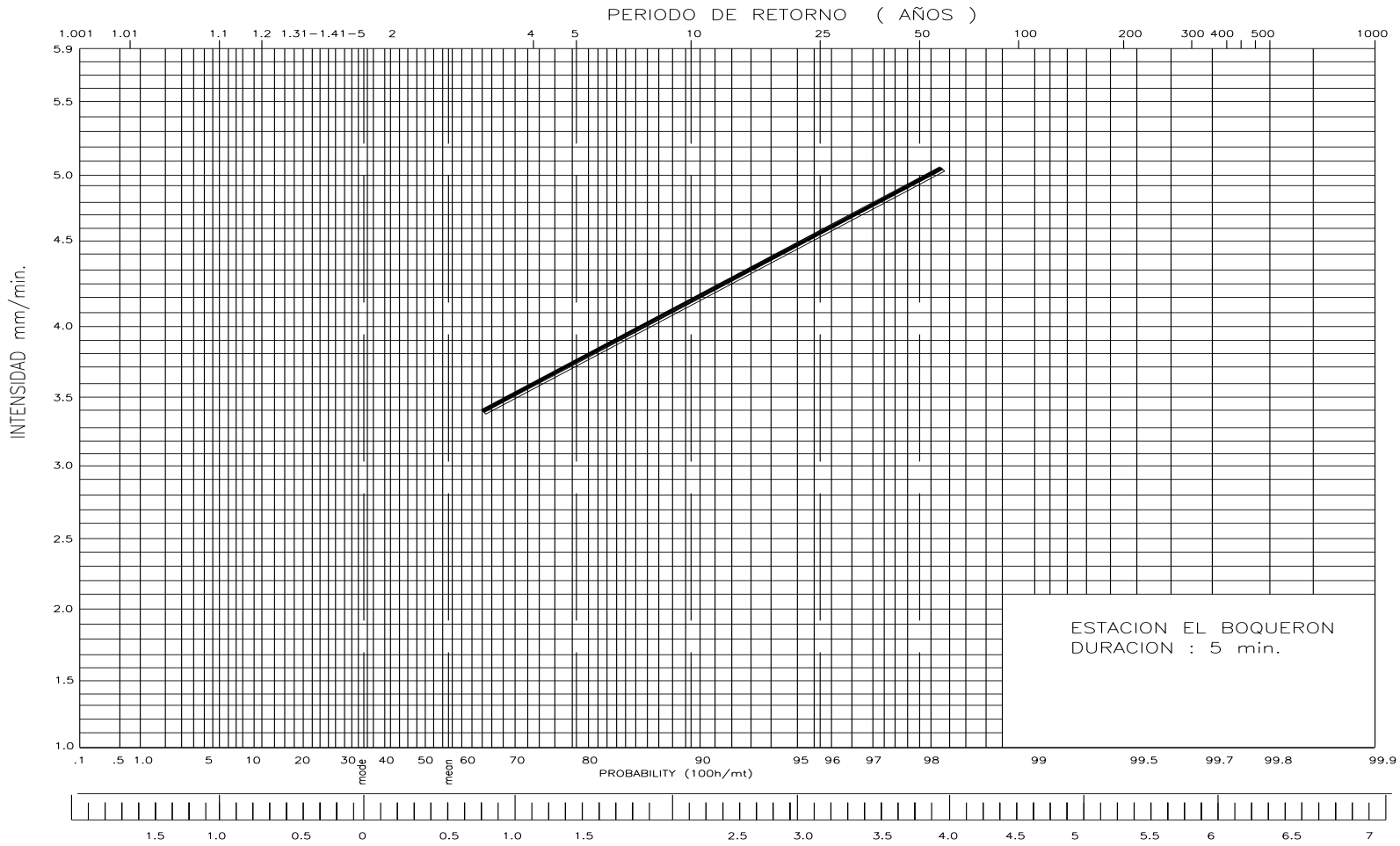
$$F (R) =m*100/(n+1)$$

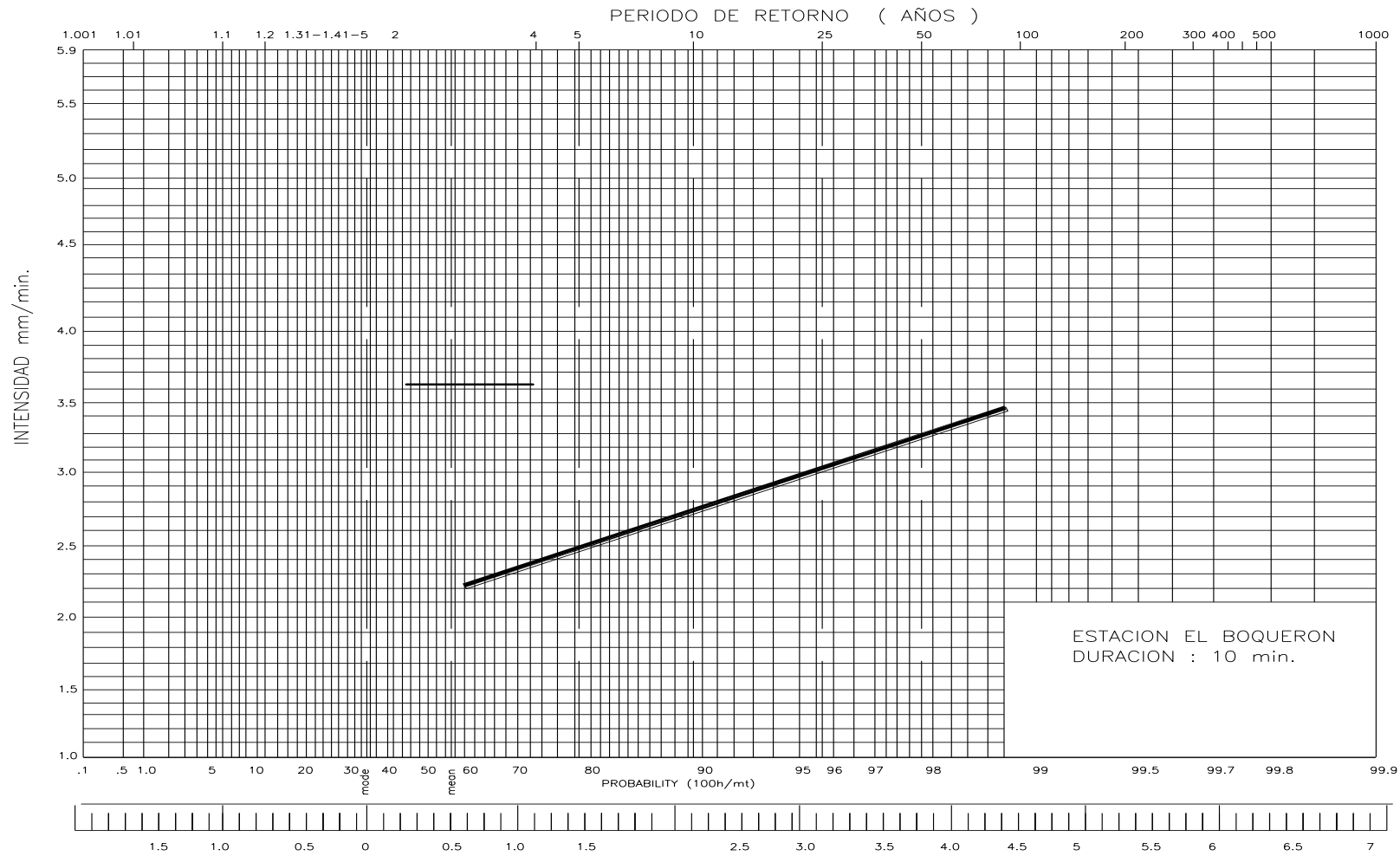
Esta frecuencia proporciona la probabilidad en la cual pueda ocurrir una precipitación de igual magnitud.

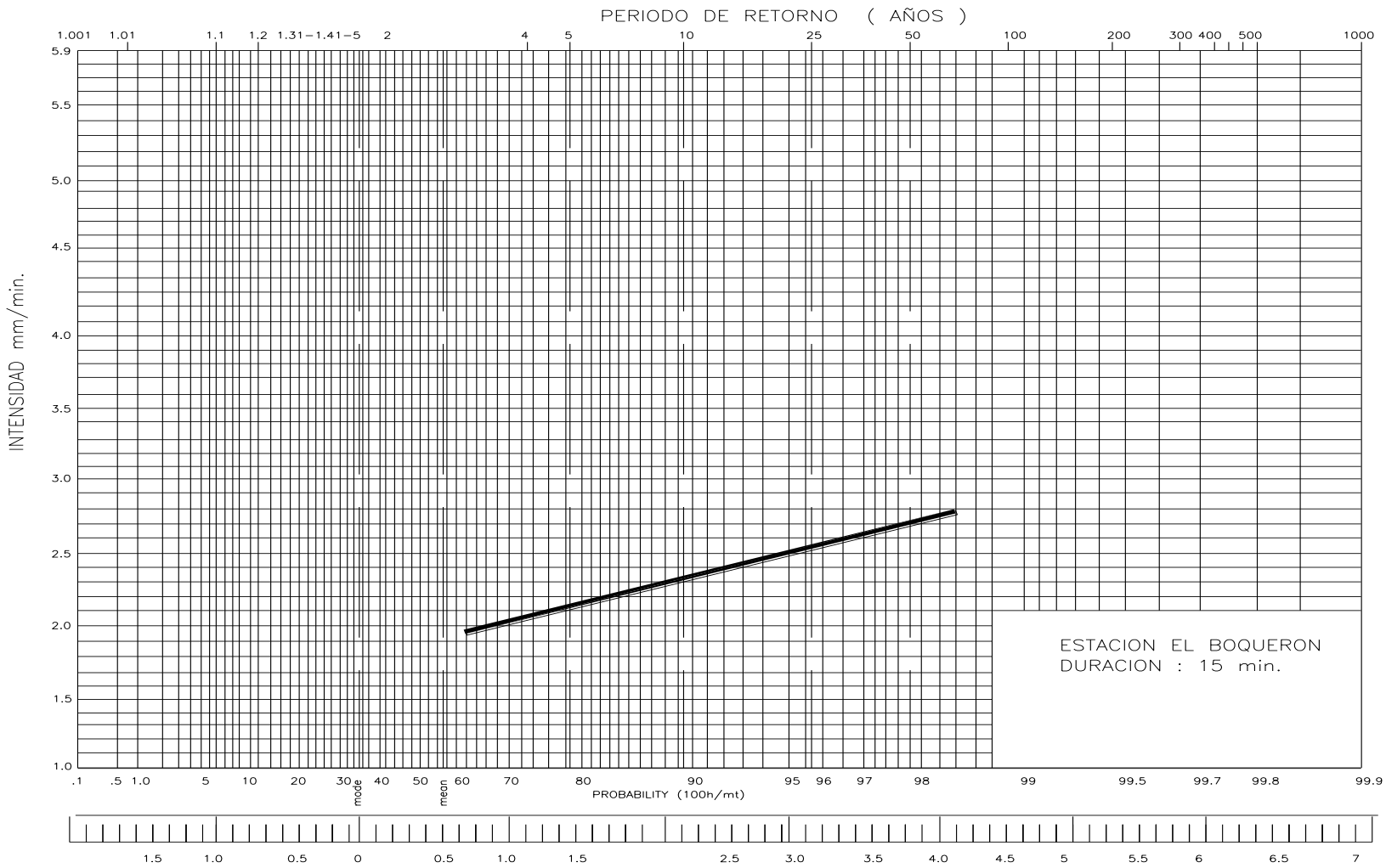
**CALCULO DE PROBABILIDADES DE LOS REGISTROS DE LA
ESTACION EL “BOQUERON”**

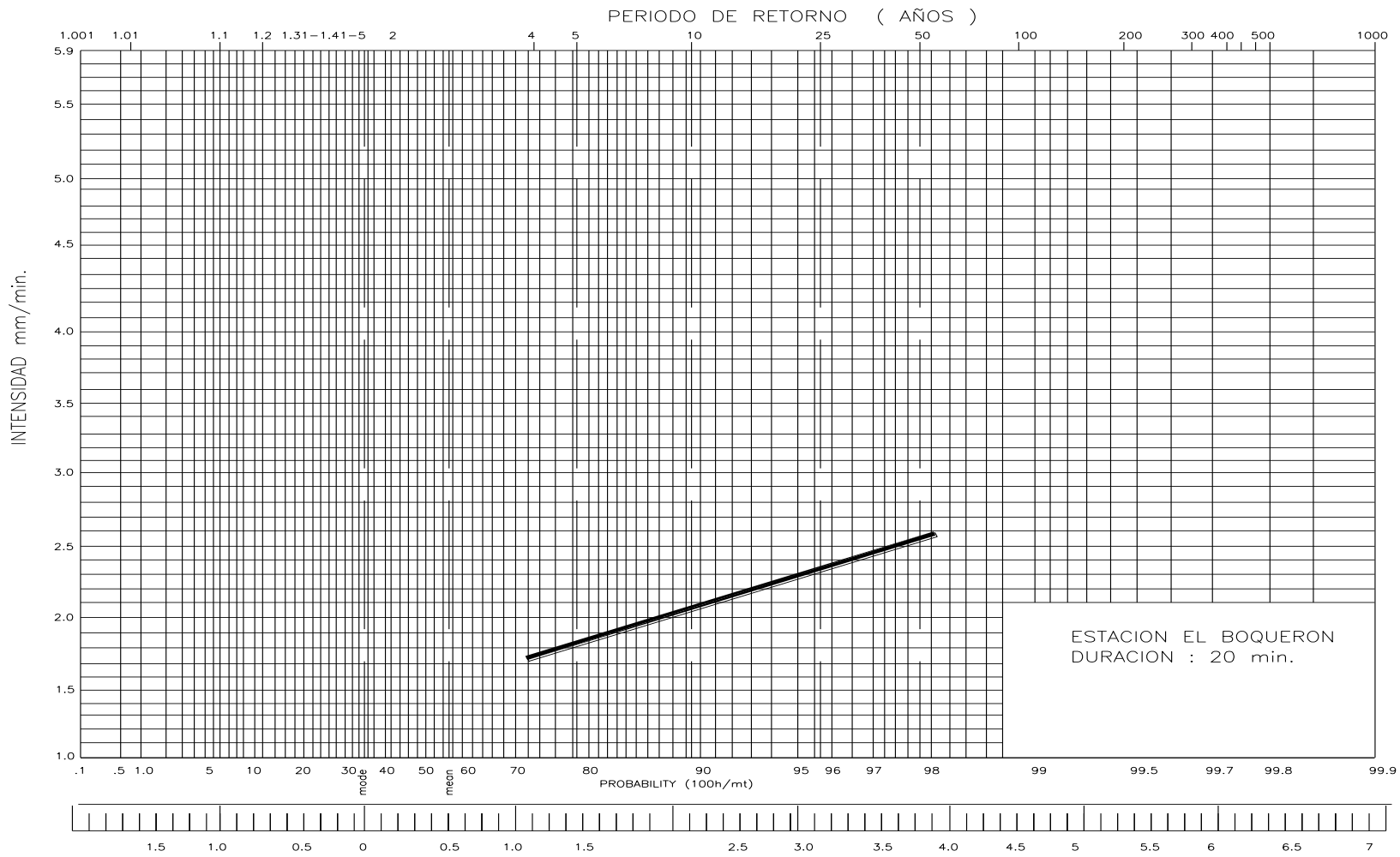
TABLA 2.3

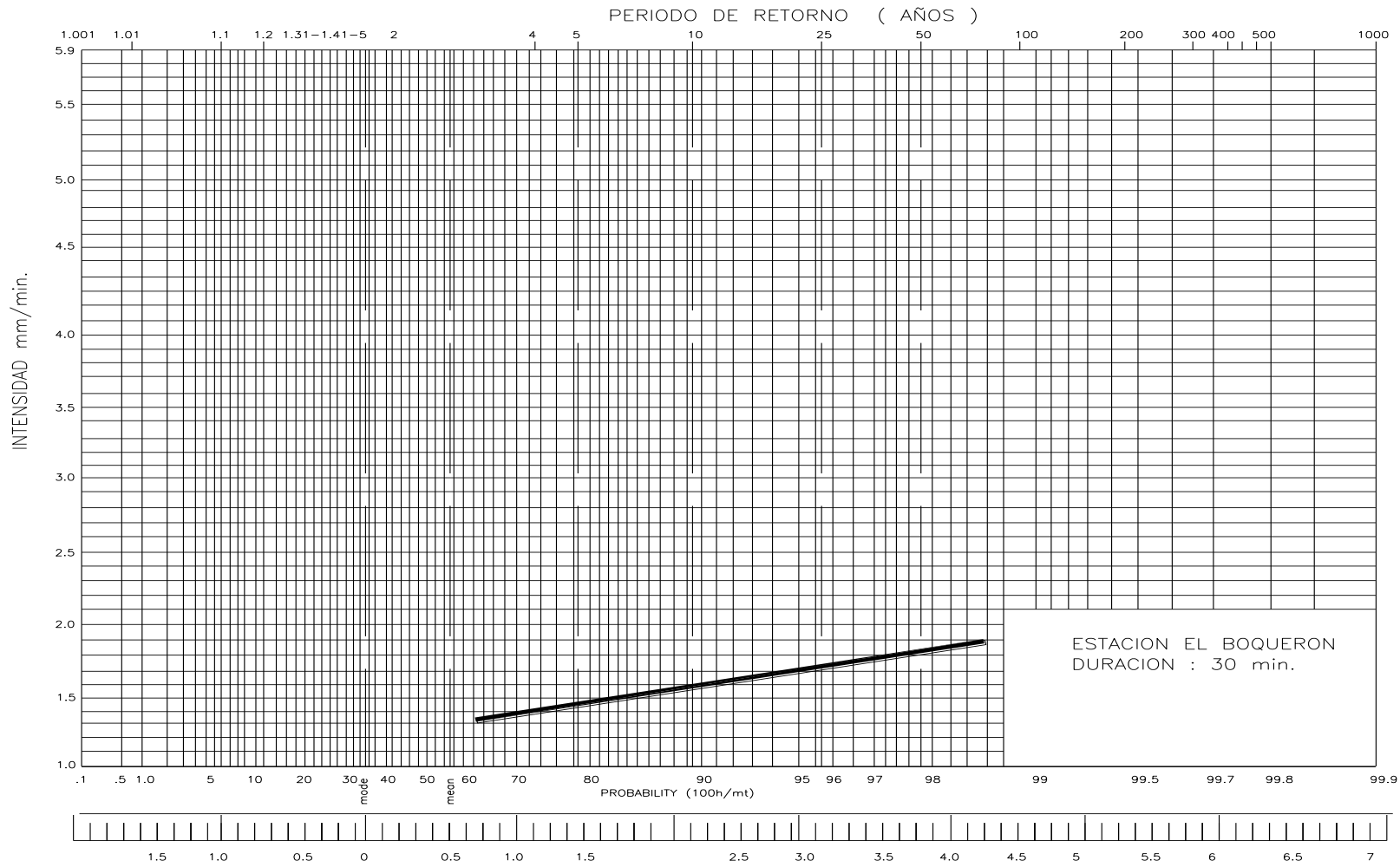
AÑO	POSICION	TIEMPO							PROBABILIDAD DE OCURRENCIA	PROBABILIDAD DE NO OCURRENCIA
		5	10	15	20	30	45	60	$f = m / (n+1)$	$F = (1 - f) \times 100$ (%)
1981	1	4.20	2.94	2.47	2.08	1.79	1.32	1.00	0.06	94.00
1978	2	3.92	2.81	2.21	1.92	1.58	1.17	0.99	0.11	89.00
1977	3	3.76	2.50	2.07	1.91	1.46	1.16	0.95	0.17	83.00
1982	4	3.58	2.50	2.06	1.90	1.45	1.14	0.93	0.22	78.00
1983	5	3.54	2.49	2.05	1.81	1.42	1.14	0.92	0.28	72.00
1973	6	3.40	2.47	2.01	1.66	1.37	1.12	0.91	0.33	67.00
1976	7	3.40	2.36	1.97	1.65	1.31	1.07	0.89	0.39	61.00
1975	8	3.30	2.36	1.87	1.63	1.30	1.07	0.86	0.44	56.00
1974	9	3.10	2.32	1.83	1.58	1.27	1.02	0.84	0.50	50.00
1980	10	2.84	2.09	1.81	1.57	1.26	1.01	0.79	0.55	45.00
1979	11	2.74	2.04	1.78	1.48	1.24	0.99	0.78	0.61	39.00
1972	12	2.67	2.01	1.65	1.44	1.22	0.97	0.76	0.67	33.00
1969	13	2.60	1.99	1.63	1.43	1.20	0.94	0.75	0.72	28.00
1970	14	2.27	1.88	1.61	1.35	1.07	0.88	0.73	0.78	22.00
1968	15	2.20	1.75	1.57	1.34	1.06	0.87	0.68	0.83	17.00
1967	16	2.06	1.74	1.47	1.24	1.01	0.85	0.57	0.89	11.00
1971	17	1.94	1.47	1.28	1.03	0.84	0.68	0.50	0.94	6.00

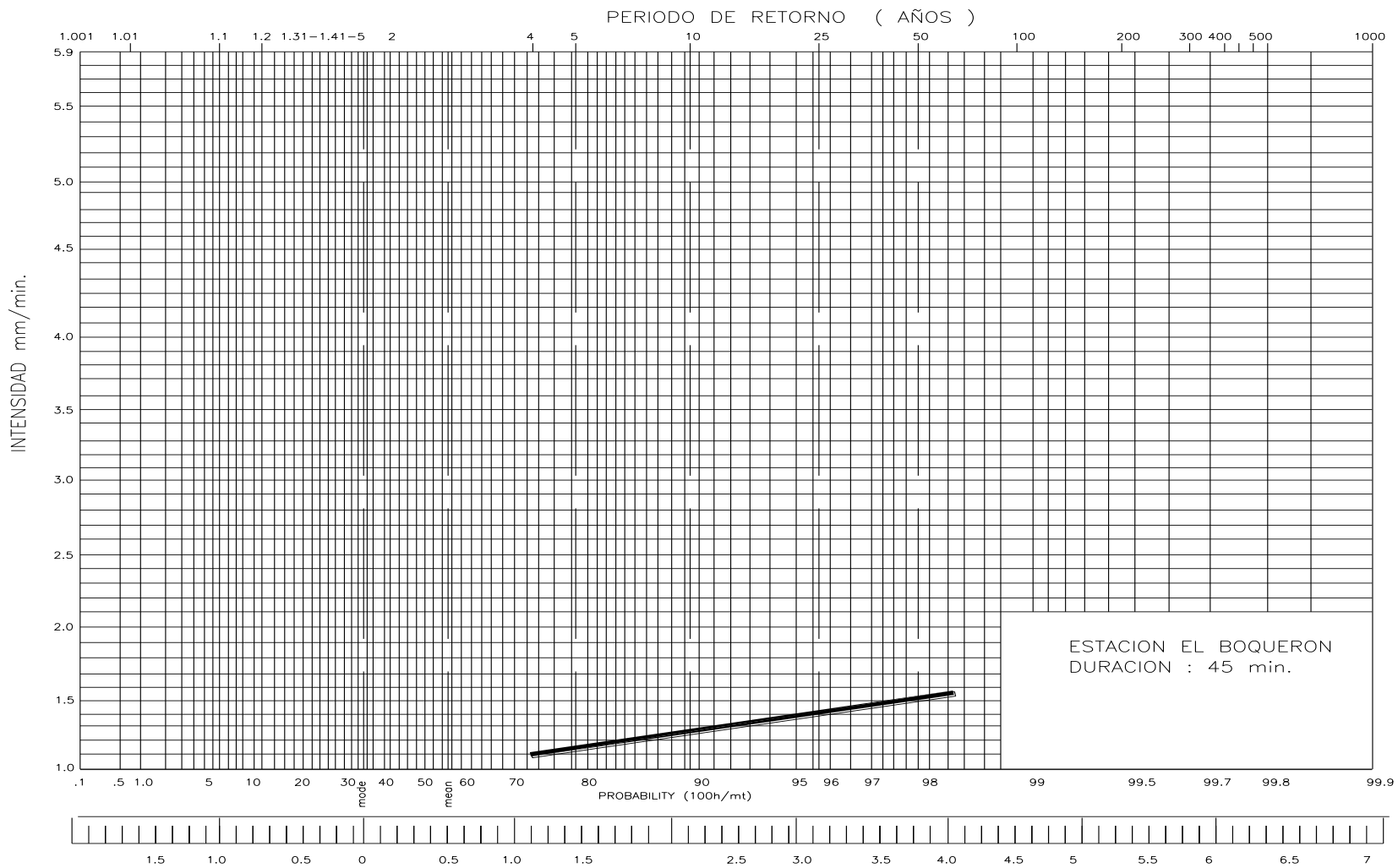


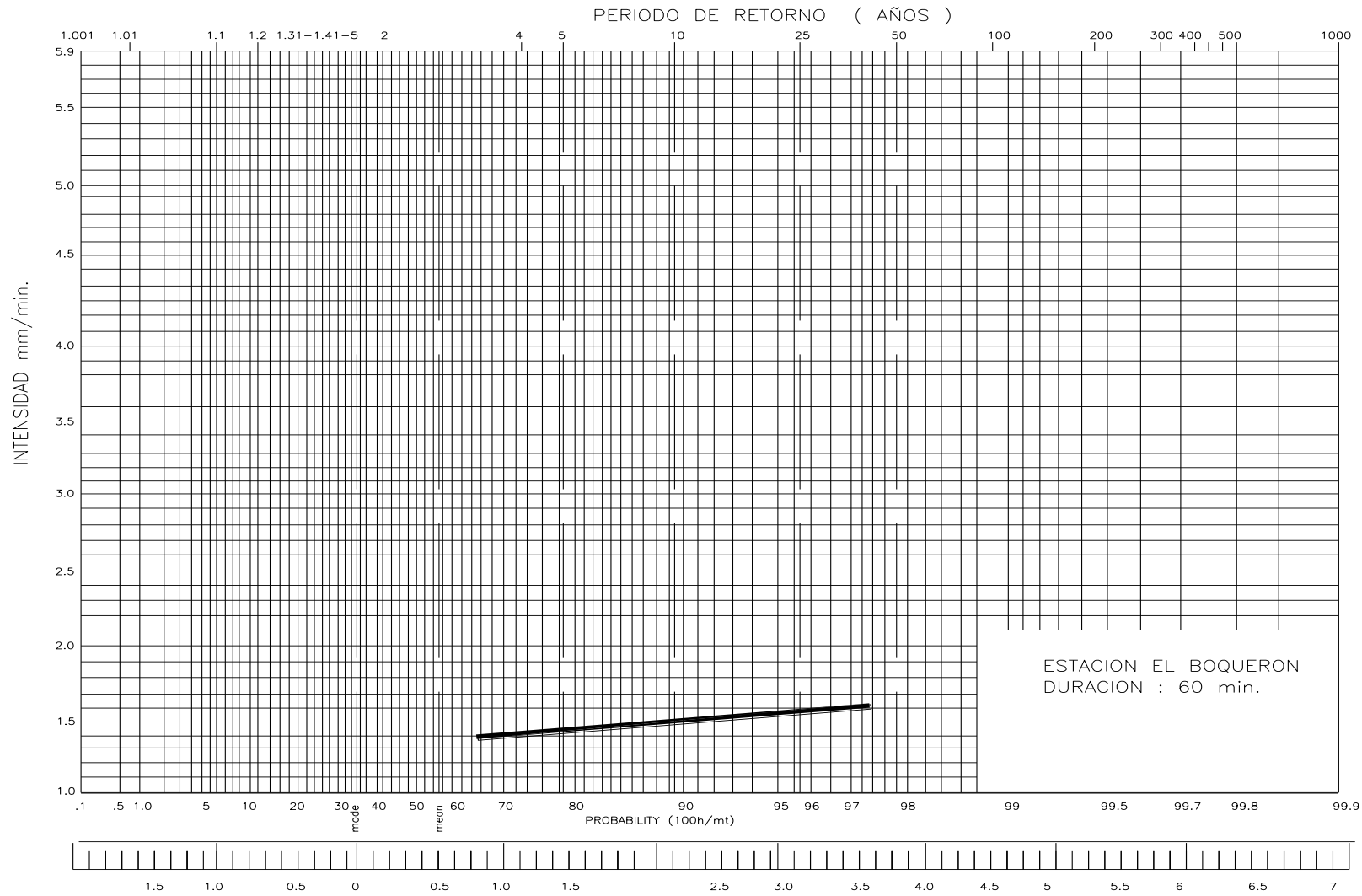












CALCULO DE INTENSIDAD DE LLUVIA DE DISEÑO
DATOS DE INTENSIDADES DE DISEÑO PARA DIFERENTES PERIODOS DE
DISEÑO

TABLA 2.4

Duración (min) \ Periodo de retorno (años)	5	10	25
5	3.59	4.15	4.75
10	2.52	2.82	3.18
15	2.11	2.32	2.55
20	1.76	2.08	2.34
30	1.46	1.6	1.77
45	1.17	1.28	1.41

Debido a que el tiempo de concentración calculado es de 2.32 min, menor que el mínimo registro conocido (5 min), entonces se tomara el valor de intensidad para 5 min. Y un periodo de retorno de 10 años, presentados en la tabla 2.4.

$I_{\text{diseño}} = 4.15 \text{ mm/min}$ para un periodo de retorno de 10 años.

Periodo de retorno:

Definido como el tiempo que tarda un evento en repetirse.

Luego, se utiliza el método racional, el cual se recomienda en cuencas con un área menor de 1 km^2 , esto debido a que en este método se sobreestiman los caudales de crecientes.

$$Q = 16.67 C I A$$

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía

I : Intensidad de diseño (10 años) = 4.15 mm/min

A: Área de la cuenca en = 0.024028 Km²

Las principales dificultades que se encuentran para el uso correcto de la fórmula son dos: la asignación de valores apropiados al coeficiente de escorrentía y la determinación de la intensidad del aguacero.

Coeficiente de Escorrentia

La selección del coeficiente de escorrentía es subjetiva porque, aún cuando existen tablas y recomendaciones generales, su determinación depende del criterio del ingeniero, por su parte la intensidad del aguacero se deduce de análisis de intensidad, duración y frecuencia.

Ya que no conocemos el valor de "C", se procederá a calcular un coeficiente "Cp" (coeficiente ponderado), debido a que existen diferentes coberturas vegetales (Tabla 2.5).

TABLA 2.5

COBERTURA VEGETAL	PERMEABILIDAD	PENDIENTE				
		FUERTE	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE.
SIN VEGETACION			50%	20%	5%	1%
	IMPERMEABLE	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	SEMI-PERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	PERMEABLE	0.60	0.45	0.40	0.35	0.30
CULTIVOS						0.50
	IMPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.40
	SEMI-PERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.20
	PERMEABLE	0.40	0.35	0.30	0.25	
HIERVA, GRAMA CORTA	IMPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	SEMI-PERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	PERMEABLE	0.30	0.25	0.20	0.12	0.20
VEGETACION DENSA Y BOSQUES	IMPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	SEMI-PERMEABLE	0.45	0.40	0.35	0.30	0.20
	PERMEABLE	0.25	0.20	0.15	0.10	0.00

FUENTE: CURSO DE HIDROLÓGICA IMPARTIDO EN ASIA. AÑO 1992.

CALCULANDO EN EL PLANO LAS PENDIENTES DEPENDIENDO LA COBERTURA VEGETAL

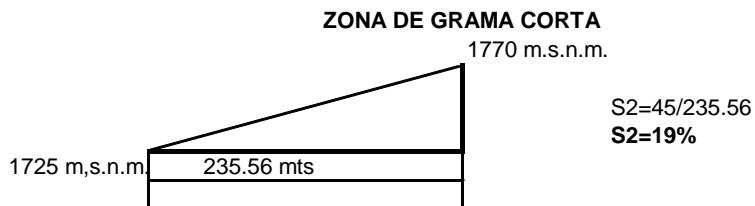
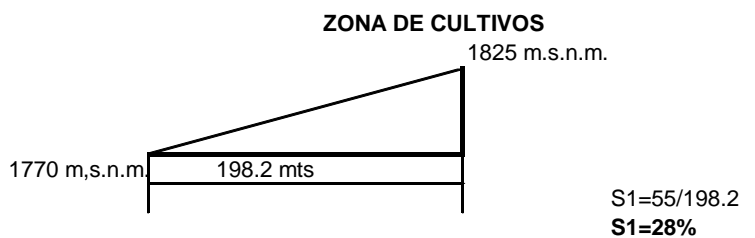


TABLA 2.6

ZONA	AREA(Km)	PENDENTE	TIPO DE SUELO	"C"	AREA*C
CULTIVOS	0.0124	MEDIA	S. PERMEABLE	0.5	0.0062
GRAMA CORTA	0.0116	MEDIA	S. PERMEABLE	0.4	0.00464

$$C_p = \frac{\sum (A_i * C_i)}{\sum A_i}$$

$$C_p = 0.0108 / 0.024$$

$$C_p = 0.45$$

Obtenido el valor de "C", se calculara el valor de "Q"

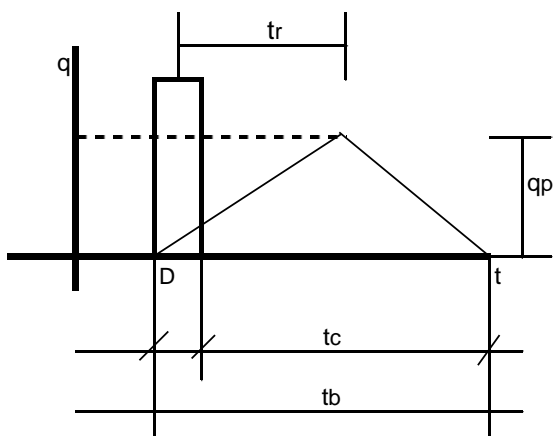
$$Q = 16.67 C I A$$

$$Q = 16.67 (0.45) (4.15) (0.026661)$$

$$Q = 0.83 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

CALCULO DE AVENIDA MÁXIMA PARA DIFERENTES DURACIONES Y PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS

Para el calculo de la avenida máxima utilizaremos el **MÉTODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR**, este método representa el escurrimiento directo de la precipitación en la forma de lluvia sobre una cuenca que no ha sido aforada. Tal como lo indica su nombre considera la respuesta de la cuenca ante la lluvia como un triángulo. Este diagrama esta en función de los tiempos de duración de la tormenta efectiva y el tiempo de concentración.



TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (t_c)

Definido anteriormente.

DURACIÓN DE LA TORMENTA (D)

En este tipo de cuencas por ser de pequeño tamaño se seleccionan las tormentas que produzca el caudal máximo (q_p).

Los periodos de retorno considerados son los de 5,10,25 años las mayores avenidas son de corta duración y de alta intensidad de lluvia, en tal sentido se utilizan las lluvias de varias duraciones tales como 5,10,15,20,25,30,35,40,45,60 minutos.

TIEMPO BASE (tb)

En la generación del hidrograma triangular, el tiempo base es el resultado de sumar la duración de la tormenta y el tiempo de concentración.

$$t_b = D + t_c$$

TIEMPO DE RETRASO (tr)

El tiempo de retraso se puede estimar mediante el tiempo de concentración:

$$t_r = 0.60 t_c$$

VOLUMEN DE ESCORRENTÍA (v)

Es la parte de la precipitación que llega a la red hidrográfica dando lugar a la generación de avenidas.

El volumen de escorrentía viene dado por:

$$V = A * Llef$$

Donde : V = Volumen de Escorrentía

A = Área de la Cuenca

Llef = Lluvia Efectiva,

Pero: $L_{ef} = D * I * C$

Donde :

D = Duración de la tormenta (min)

I = Intensidad de lluvia (mm/min)

C = Coeficiente de escorrentía

CAUDAL MÁXIMO (q_p)

Del hidrograma triangular se tiene que:

$$V = 1/2 q_p t_b$$

Por lo que:

$$q_p = 2V / t_b$$

TABLA 2.7 CAUDAL DE AVENIDA MAXIMA, PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS

DURACION DE LA LLUVIA EN MINUTOS	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	INTENSIDAD DE LA LLUVIA	LAMINA DE LLUVIA (mm)	C	LLUVIA EFECTIVA (m3)	AREA DE CUENCA (m2)	VOLUMEN DE ESCORRENTIA DIRECTA (m3)	TIEMPO BASE (SEG)	CAUDAL MAXIMO (m3)
5	10	4.15	20.75	0.45	9.34	24028.29	224.36	439.2	1.02
10	10	2.82	28.2	0.45	12.69	24028.29	304.92	739.2	0.82
15	10	2.32	34.8	0.45	15.66	24028.29	376.28	1039.2	0.72
20	10	2.08	41.6	0.45	18.72	24028.29	449.81	1339.2	0.67
25	10	1.8	45	0.45	20.25	24028.29	486.57	1639.2	0.59
30	10	1.6	48	0.45	21.6	24028.29	519.01	1939.2	0.54
35	10	1.47	51.45	0.45	23.15	24028.29	556.31	2239.2	0.5
40	10	1.36	54.4	0.45	24.48	24028.29	588.21	2539.2	0.46
45	10	1.28	57.6	0.45	25.92	24028.29	622.81	2839.2	0.44
50	10	1.17	58.5	0.45	26.33	24028.29	632.54	3139.2	0.4
55	10	1.07	58.85	0.45	26.48	24028.29	636.33	3439.2	0.37
60	10	1.01	60.6	0.45	27.27	24028.29	655.25	3739.2	0.35

2.3.4 EVAPOTRANSPIRACION

EVAPORACIÓN

Es el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido en que se encuentra en los almacenamientos, conducciones y en el suelo, en las capas cercanas a la superficie, a estado gaseoso y se transfiere a la atmósfera.

Todas las superficies expuestas a la precipitación, tales como vegetación, edificios, calles pavimentadas, son superficies potenciales de evaporación.

La evaporación depende de algunos factores, entre ellos:

- La radiación solar
- La temperatura
- La velocidad del viento
- Tipo y cantidad de la superficie húmeda

TRANSPIRACIÓN

Es el agua que se despiden en forma de vapor de las hojas de las plantas. Esta agua es tomada por las plantas, naturalmente del suelo.

Al estudiar el balance hídrico de una cuenca hidrográfica, es difícil separar los términos evaporación y transpiración, razón por la cual en ingeniería ambos factores se tratan como uno solo.

La tasa de transpiración es en general independiente del tipo de planta, siempre y cuando existan cantidades adecuadas en el suelo y que la superficie este cubierta totalmente por vegetación.

Como no es posible medir las pérdidas por transpiración para un área apreciable en condiciones naturales, la determinación de la transpiración esta restringida a estudios de muestras pequeñas en condiciones de laboratorio.

EVAPOTRANSPIRACION

La evapotranspiración es la combinación de evaporación y transpiración. El conocimiento de la evapotranspiración o uso consuntivo (combinación de la evapotranspiración y el agua que las plantas retienen para su nutrición) es un factor determinante en el diseño de sistemas de riego, lo que incluye obras de almacenamiento.

Existen muchos métodos para el cálculo de la evapotranspiración, de los cuales los siguientes son los más adecuados académicamente:

1. Método de Thornthwaite
2. Método de Blaney – Criddle

El primero por tomar en cuenta solo la temperatura media mensual, arroja resultados estimativos que pueden usarse únicamente en estudios preliminares o de gran visión, mientras el segundo, es aplicable a casos más específicos.

Método de Thornwaite

Este método calcula la evapotranspiración como una función de la temperatura media mensual mediante la fórmula:

$$U_j = 1.6 K_a (10 T_j / I)^a$$

Donde:

U_j: Uso consuntivo del mes j en cms.

T_j : Temperatura media en el mes j , en °C

I, a : Constantes

K_a : constante que depende de la latitud y el mes del año.

La constante “ I ” (índice de eficiencia de temperatura) y “ a ” se calculan de la siguiente manera:

$$I = \sum_{i=1}^{12} ij$$

donde:

$$ij = (T_j / 5)^{1.514}$$

j = numero de mes

$$a = 675 \times 10^{-9} I^3 - 771 \times 10^{-7} I^2 + 179 \times 10^{-4} I + 0.492$$

Calculo de evapotranspiración

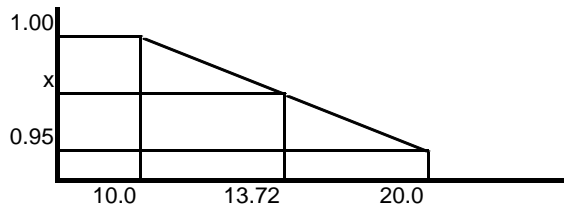
Calculo de evapotranspiración para la cuenca a la que pertenece el Cantón El Progreso, utilizando método de Thornwaite:

El Cantón El Progreso se encuentra ubicado en la latitud 13°43'30" norte, que es equivalente a 13.72°.

- Calculo de K_a , utilizando latitud y tabla 2.8:

Comentario [EARA1]:

Mes de Enero:



Interpolando:

$$\frac{1 - 0.95}{10 - 20} = \frac{x - 0.95}{13.72 - 20}$$

$$x = 0.9814$$

Tabla 2.8

Latitud Norte	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0	1.04	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.01	1.01	1.01
10	1	0.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
20	0.95	0.9	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1	0.93	0.91
30	0.9	0.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.2	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
35	0.87	0.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	0.97	0.86	0.85
40	0.84	0.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	0.96	0.83	0.81
45	0.8	0.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	0.94	0.79	0.75
50	0.74	0.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	0.92	0.76	0.7

De la misma forma se encontraron los valores de x, de tabla 2.8, para los demás meses:

Mes del año	Valor de "X"
Enero	0.9814
Febrero	0.9063
Marzo	1.03
Abril	1.0374
Mayo	1.0986
Junio	1.0786
Julio	1.1023
Agosto	1.0849
Septiembre	1.02
Octubre	1.0126
Noviembre	0.9614
Diciembre	0.9602

Fuente : Mapas climatológicos propiedad del SNET

- Cálculo de I (Temperatura media en mes de estudio)

$$I = \sum_{i=1}^{12} ij$$

Mes del año	Temperaturas medias
Enero	23.2 °C
Febrero	24.8 °C
Marzo	24.4 °C
Abril	24.0 °C
Mayo	22.0 °C
Junio	22.1 °C
Julio	22.0 °C
Agosto	23.2 °C
Septiembre	22.2 °C
Octubre	22.8 °C
Noviembre	21.0 °C
Diciembre	18.2 °C

Fuente : Mapas climatológicos propiedad del SNET

Mes de Enero:

$$ij = (23.2 / 5)^{1.514} = 10.2119$$

Mes del año	Valor de "ij"
Enero	10.2119
Febrero	11.2969
Marzo	11.0200
Abril	10.7498
Mayo	9.4200
Junio	9.4800
Julio	9.4230
Agosto	10.2119
Septiembre	9.5530
Octubre	9.9466
Noviembre	8.7821
Diciembre	7.0479

Luego:

$$I = 117.1431$$

- Calculo de "a":

$$a = 675 \times 10^{-9} I^3 - 771 \times 10^{-7} I^2 + 179 \times 10^{-4} I + 0.492$$

$$a = 675 \times 10^{-9} (117.14)^3 - 771 \times 10^{-7} (117.14)^2 + 179 \times 10^{-4} (117.14) + 0.492$$

$$a = 2.616$$

Calculando el uso consuntivo para Enero:

$$U_j = 1.6 K_a (10 T_j / I)^a$$

$$U_j = 1.6 (0.9814)(2.616) (10(23.2)/(117.14))^{2.616}$$

$$U_j = 9.38 \text{ cm.}$$

Mes del año	Uso consuntivo (cm)
Enero	9.38
Febrero	10.25
Marzo	11.23
Abril	10.84
Mayo	9.07
Junio	9.08
Julio	9.17
Agosto	10.37
Septiembre	8.69
Octubre	9.25
Noviembre	7.08
Diciembre	4.73

El uso consuntivo anual es :

$$U = 9.38+10.25+11.23+10.84+9.07+9.08+9.17+10.37+8.69+9.25+7.08+4.73$$

$$U = 109.14 \text{ cm}$$

Método de Blaney Criddle

Calculo de evapotranspiración para la cuenca a la que pertenece el Cantón El Progreso, utilizando método de Blaney Criddle:

En este método se toma en cuenta además de la temperatura y las horas de sol diarias, el tipo de cultivo, la duración de su ciclo vegetativo, la temporada de siembra y la zona.

El ciclo vegetativo de un cultivo, es el tiempo que transcurre entre la siembra y la cosecha. La formula es la siguiente:

$$Et = Kg * F$$

Donde:

Et : Evapotranspiración en cm.

F : Factor de temperatura y luminosidad

Kg : Coeficiente global de desarrollo

El factor de temperatura y luminosidad se calcula como sigue:

$$F = \sum_{i=1}^n f_i$$

donde:

n : numero de meses que dura el ciclo vegetativo

$$f_i = P_i ((T_i + 17.8) / 21.8)$$

P_i : Porcentaje en horas de sol del mes i con respecto al año

T_i : Temperatura media del mes i en °C

Para nuestra zona de estudio el tipo de vegetación se considera como Pastos de Gramíneas perennes, cuyo valor de Kg, según tabla 2.9, es 0.75.

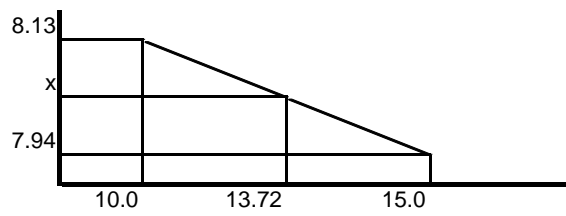
Tabla 2.9. Coeficiente global Kg

Cultivo	Ciclo Vegetativo	Coeficiente Global en Kg
Aguacate	Peregne	0.50 - 0.55
Ajonjoli	3-4 meses	0.80
alfalfa	Heladas	0.80 - 0.85
	Invierno	
Algodón	6-7 meses	0.60 - 0.65
Arroz	3-5 meses	1.00 - 1.20
Cacahuete	5 meses	0.60 - 0.65
Cacao	Peregne	0.75 - 0.80
Café	Peregne	0.75 - 0.80
Camote	5-6 meses	0.60
Caña Azucar	Peregne	0.75 - 0.90
Cartamo	5-8 meses	0.55 - 0.65
Cereales	3-6 meses	0.75 - 0.85
Citricos	7-8 meses	0.50 - 0.65
Chile	3-4 meses	0.60
Esparragos	6-7 meses	0.60
Fresa	Peregne	0.45 - 0.60
Frijol	3-4 meses	0.60 - 0.70
Frutales de		
Hueso	Heladas	0.60 - 0.70
Garbanzo	4-5 meses	0.60 - 0.70
Gladiola	3-4 meses	0.50 - 0.65
Haba	4-5 meses	0.60
Hortalisas	2-4 meses	0.60
Jitomate	4 meses	0.70
Maiz	4-7 meses	0.75 - 0.85
Mango	Peregne	0.75 - 0.80
Melon	3-4 meses	0.60
Papa	3-5 meses	0.65 - 0.75
Pastos		
gramineas	peregne	0.75
Sandia	3-4 meses	0.60
Sorgo	3-5 meses	0.70
Soya	3-5 meses	0.60 - 0.70
Tabaco	4-5 meses	0.70 - 0.80
Tomate	4-5 meses	0.70 - 0.80
Zanahoria	2-4 meses	0.60

- Calculo de Pi

De tabla Xi = Pi

Mes de Enero:



$$\frac{8.13 - 7.94}{10 - 15} = \frac{x - 7.94}{13.72 - 15}$$

$$x = 7.988$$

Mes del año	Valores de Xi = Pi
Enero	7.988
Febrero	7.38
Marzo	8.44
Abril	8.42
Mayo	8.94
Junio	8.75
Julio	9.00
Agosto	8.80
Septiembre	8.27
Octubre	8.24
Noviembre	7.79
Diciembre	7.94

- Calculo fi

Mes de Enero:

$$fi = 7.988 \ ((23.2 + 17.8) / 21.8)$$

$$fi = 15.02$$

Mes del año	Valores de fi
Enero	15.02
Febrero	14.42
Marzo	16.32
Abril	16.14
Mayo	16.31
Junio	16.01
Julio	16.43
Agosto	16.55
Septiembre	15.18
Octubre	15.34
Noviembre	13.87
Diciembre	13.03

Calculo de F

$$F = \sum_{i=1}^n f_i$$

$$F = 184.6213$$

Calculando el uso consuntivo mensual se tiene:

Mes del año	Valores de fi	E = Kg F	E (cm)
Enero	15.02	15.02*0.75	11.27
Febrero	14.42	14.42*0.75	10.82
Marzo	16.32	16.32*0.75	12.24
Abril	16.14	16.14*0.75	12.11
Mayo	16.31	16.31*0.75	12.23
Junio	16.01	16.01*0.75	12.01
Julio	16.43	16.43*0.75	12.32
Agosto	16.55	16.55*0.75	12.41
Septiembre	15.18	15.18*0.75	11.38
Octubre	15.34	15.34*0.75	11.51
Noviembre	13.87	13.87*0.75	10.40
Diciembre	13.03	13.03*0.75	9.77

$\Sigma E = 138.47 \text{ cm}$

- Calculo de E anual Utilizando la Formula :

$$E = \text{Kg F}$$

$$E = 0.75 (184.62)$$

$$E = 138.47 \text{ cm.}$$

2.3.5 INFILTRACIÓN

Cuando el agua penetra al subsuelo es gradualmente conducida a capas mas profundas y puede penetrar a través de los mantos rocosos subterráneos, pasando entre sus pequeñas grietas. A este fenómeno se le llama infiltración.

Capacidad de Infiltración

Se define la capacidad de infiltración, como la máxima razón con que un suelo en condiciones dadas, puede absorber la lluvia a medida que cae; la capacidad de infiltración es igual a la infiltración siempre que la intensidad de lluvia sea igual o mayor a la capacidad de infiltración. Los valores de la capacidad de infiltración varían de un máximo al principio de la lluvia, disminuyendo hasta llegar a un valor aproximadamente constante.

Características y textura del suelo

La permeabilidad, que en términos generales, es la habilidad de un suelo para permitir el flujo del agua en su interior, depende de las partículas que lo componen, de su forma y arreglo, las cuales determinan el tamaño de sus poros; así se puede decir que la infiltración varía de acuerdo a la textura del

suelo, el cual esta compuesto de mezclas en distintas proporciones de grava, arena, limo, arcilla y materia orgánica.

Condiciones de la Superficie

Según sea el arreglo de las partículas en la superficie del suelo, pueden permitir un alto grado de infiltración o disminuirlo considerablemente, pudiendo ser variadas estas condiciones por la mano del hombre o por la naturaleza misma, como sucede por la preparación de las tierras para los cultivos agrícolas los cuales se vuelven mas sueltas favorecen la infiltración o en caso contrario la compactación debido a los animales en terrenos sujetos a un pastoreo excesivo.

Cobertura

La infiltración también esta regulada por la protección superficial del suelo, en un terreno cubierto por una vegetación densa, disminuye la compactación debido a la lluvia, además, prevé al suelo de una capa de material orgánico en donde viven infinidad de insectos que fabrican galerías por donde el agua se infiltra; en los terrenos agrícolas la protección contra el impacto de la lluvia es mayor cuando los cultivos están en máximo crecimiento

que cuando están recién sembrados, siendo importante el tipo de cultivo, debido a que unos dan mejor protección que otros.

Humedad del Suelo

La humedad contenida en el suelo afecta grandemente las propiedades físicas del mismo y por lo tanto la infiltración, si la lluvia cae en un suelo seco, la capacidad de infiltración es mayor al principio y disminuye con relación a la saturación, como se explico antes, otro efecto importante es debido a la absorción de líquidos por los coloides, resultando fenómenos muy complejos que varían con la clase y cantidad de bases presentes en los coloides y con los diferentes suelos.

2.3.6 ALMACENAMIENTO SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEO

Almacenamiento Superficial

Durante la lluvia, el agua se deposita en las concavidades del terreno, cuyas dimensiones varían desde tamaños del orden de las partículas del suelo hasta grandes extensiones de terrenos sin drenaje, las depresiones pueden ser naturales o artificiales, siendo estas ultimas debido generalmente a trabajos agrícolas.

Detención Superficial

Cuando durante la lluvia se llenan completamente las depresiones del terreno, el agua forma una lamina en toda la superficie de la cuenca afectada por la lluvia que se escurre hacia los canales naturales, pero en su recorrido el agua sufre detenciones momentáneas que afectan su movimiento, como son: el tiempo que tarda en formarse la lamina de agua mencionada, vencer la tensión superficial, vencer obstáculos que encuentra a su paso, etc. recibiendo este retraso el nombre de detención superficial.

CAPITULO III

SELECCIÓN DEL SITIO

3.1 GEOMORFOLOGÍA DE LA CUENCA

Las características geomorfológicas de la cuenca se clasifican según la manera en que controlan los fenómenos que ocurren dentro de ella en dos tipos:

1. Las que condicionan el volumen de escurrimiento como:
 - a. El área de la cuenca
 - b. Tipo de suelo

2. Las que condicionan la velocidad de respuesta:
 - a) El orden de las corrientes
 - b) Pendiente de la cuenca y los cauces

3.1.1 TOPOGRAFÍA DEL LUGAR

La topografía del Cantón El Progreso es pronunciada debido a su ubicación cerca del boquerón del volcán de San Salvador. Esta se encuentra entre las curvas de nivel 1600 y 1800 m.s.n.m.. La curva 1600 se encuentran en la parte baja del Cantón, y la curva 1800 se encuentra en la parte alta del

volcán, esta es la mayor altura y esta limitada por el cráter del volcán: a partir de esta empieza a decrecer en la parte interior del cráter hasta llegar a una altura de 1335 m.s.n.m.

La parte donde se desarrolla el trabajo de investigación cuenta con una topografía levemente quebrada con alturas sobre el nivel del mar entre 1700 y 1800 m.s.n.m., sobre estas elevaciones se encuentra la cuenca hidrográfica que se utilizara para obtener diferentes datos, dentro de esta cuenca se encuentra el terreno Municipal con que se cuenta para el desarrollo del trabajo, este terreno presenta una topografía levemente quebrada, este terreno esta dividido por una especie de quebrada que viene desde la parte alta del volcán de San Salvador y finaliza en la parte baja del terreno, drenando en la calle; la parte izquierda y derecha del terreno tienen pendientes poco pronunciadas (VER PLANO ANEXO 1 / 2).

3.1.2 TIPOS DE SUELO

Geomorfológicamente el territorio de El Salvador se encuentra dividido en seis unidades estructurales geológica-tectónicas: La planicie Costera, La Cadena Costera, La Fosa Central, La Cadena Interior, La Fosa Interior y la Montaña Frontera.

Particularmente sobre la geología del área Metropolitana de San Salvador y especialmente los departamentos de San Salvador y La Libertad, se

han efectuado estudios como los de Schmitd y Thome de la Misión Geológica Alemana (1969), Willian y Meyer Abich (1953 y 1955), Dengo (1965), entre otros.

El Área metropolitana de San Salvador se encuentra casi en su totalidad sobre la formación de San Salvador, caracterizado por la presencia de Aluviones (incluyendo material redepositado por medios naturales y artificiales), Piroclásticos ácidos y depósitos volcánicos epiclásticos (Tierra Blanca), Piroclásticos ácidos (Tobas Color Café), y Rocas efusivas andesíticas y basálticas: cuyo límite inferior está constituido por una serie de corrientes de lava, considerado como estrato rocoso y de cuyo nivel se desconoce información, debido a sus variaciones como resultado de su origen volcánico.

El tipo de suelo presente en el área de estudio, Cantón El Progreso localizado en la parte alta del volcán de San Salvador, presenta características propias de suelos de baja permeabilidad, arcillas limosas y arenas arcillosas. Estos suelos se han formado debido al arrastre de los materiales intemperizados de las zonas altas, donde la meteorización es mayor debido a sus condiciones climáticas, estos suelos se constituyeron en la formación de Bálsamo que representa la Cadena Costera, límite Sur del Área Metropolitana de San Salvador.

Las erupciones sucesivas del volcán de San Salvador han dado como resultado flujos de lava y materiales piroclásticos de grano grande (mayores de

4.0 m) al Oeste de San Salvador, pudiéndose clasificar según el S.U.C.S. como GP, GC, SP y SC principalmente.

3.1.3 VEGETACION EXISTENTE

El área de la cuenca en estudio, como en la mayoría de los suelos de las zonas altas de El Salvador, se encuentran cubierta por escasa vegetación arbórea, principalmente por la implementación de cultivos de subsistencia.

En las zonas bajas de la cuenca la vegetación es casi exclusivamente de tipo pastizal con la presencia de pequeños arbustos, la parte media y algunas zonas de la parte alta esta cubierto por cultivos de temporada: maíz, caña de azúcar y algunas hortalizas, la parte alta presenta la mayor cantidad de vegetación de tipo arbórea de moderada densidad.

3.2 CAPACIDAD DEL EMBALSE

Para la determinación de la capacidad del embalse se calcula la población futura para 10 años luego se procede probando para diferentes dotaciones y revisando la capacidad del embalse esto con el objeto de no dimensionar un embalse demasiado grande.

Se considera un tiempo de 210 días porque es lo que dura aproximadamente la época de estiaje en el país.

Con la cantidad de habitantes y diferentes dotaciones se pueden obtener dimensiones de depósitos para almacenamientos de agua.

3.3 CUENCA HIDROGRAFICA

Se da el nombre de cuenca hidrográfica al área determinada en la cual la precipitación es drenada al punto de menor elevación topográfica.

El estudio de las cuencas es de una importancia tal, que se puede decir es la base de la ciencia hidrográfica, pues no se puede conocer el comportamiento del agua en la superficie terrestre, sin antes conocer las características inherentes de esta superficie.

3.3.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Área de la Cuenca:

Definida en la sección 2.3.3

Perímetro de la Cuenca:

Definida en la sección 2.3.3

Elevación media de la Cuenca:

Definida en la sección 2.3.3

Pendiente media:

La pendiente media tiene gran importancia, pues de ella depende en gran parte, la infiltración, el escurrimiento, la humedad del suelo, etc., sirviendo para conocer el tiempo de concentración del agua, que permite encontrar el valor de las crecidas de las corrientes con distintas densidades.

Orientación:

La orientación de las cuencas es de mucha importancia para el comportamiento, de las mismas, igualmente se puede decir de la dirección e inclinación de la pendiente. En cuanto a la dirección u orientación de la cuenca, tiene una gran influencia en la evaporación y transpiración, las cuencas orientadas de Este-Oeste reciben mayor cantidad de calor Solar.

Cuando una tormenta comienza a caer en la salida de la cuenca y avanza hacia su parte mas alejada, el agua se desliza en forma rápida, sin ocurrir grandes avenidas en el caso contrario, el agua se acumula y las avenidas son máximas.

Drenaje y sus características:

Se le da el nombre de drenaje a todos los cursos que desalojan la escorrentía de una cuenca. Es interesante conocer cada curso en especial para deducir conclusiones, en cuanto al sistema de drenaje en conjunto, así se obtienen datos de cantidades de tributarios, longitud, orden de los mismos, densidad de cursos, densidad de drenaje, etc.

Orden de Cursos

El sistema más conveniente de clasificar los cursos es el que comienza con los tributarios superiores como de primer orden y así sucesivamente como se detalla a continuación:

1. Todos los tributarios no ramificados que llegan al principal o a sus brazos, son de primer orden.
2. La unión de dos tributarios de primer orden forman uno de segundo orden.

3. Los de tercer orden se forman por la unión de dos de segundo orden.
4. De la misma forma se clasifican hasta llegar al curso principal.

Longitud de Tributario

La longitud de los tributarios en cuenca, da una idea de la inclinación y grado de drenaje de la misma; así se puede ver que una cuenca de fuerte pendiente. La cantidad de tributarios de primer orden es numerosa. Al hacer comparación de cuencas es preferible verificarlas con el promedio de longitud de los tributarios del mismo orden, especialmente cuando se trata de ríos de primer orden y nunca deben hacerse comparaciones con los promedios de todas las longitudes de un sistema, pues conduce a grandes errores.

Las longitudes de los tributarios aumentan directamente con su orden y es aproximadamente una progresión geométrica.

Densidad de drenaje

Es la longitud de las corrientes totales por unidad de área:

$$Dd = Ls / At$$

Donde :

Ls: longitud de corrientes

At: área total de la cuenca.

Densidad de corriente:

Es una característica comparativa pues en dos cuencas que tengan igual densidad de corriente y en condiciones similares, de otras características su comportamiento será semejante aunque sus áreas diferentes, su valor se encuentra por él numero de corrientes perennes e intermitentes por unidad de área:

$$D = Ns / At$$

Donde:

Ns: numero de corrientes

At: área total de cuenca

Elevación máxima de la cuenca (m.s.n.m.):

Es el punto de la cuenca que tiene mayor nivel topográfico.

Para nuestra cuenca es de **1825 m.s.n.m.**

Elevación mínima de la cuenca (m.s.n.m.):

Es el punto dentro de la cuenca que posee el menor nivel topográfico, generalmente corresponde al punto de interés de la cuenca.

Para nuestra cuenca es de **1725 m.s.n.m.**

3.3.2 CARACTERÍSTICAS DE COMPARACIÓN

FORMA DE LA CUENCA

Sirve para comparar una cuenca con otra. De la observación de la forma de la cuenca y de su sistema de drenaje se tiene una idea del rendimiento de las corrientes tributarias, así como de los estratos subterráneos.

Las formas más comunes de las cuencas son las ovoidales, pero también pueden aparecer en forma rectangular, redonda, alargada o con forma de abanico.

De la comparación de la forma no se puede tener una idea bien clara de funcionamiento del sistema por lo que se hace necesario la utilización de formulas matemáticas a las cuales muchos llaman “números índices” que sirven para representar la forma de la cuenca dentro de los más importantes tenemos:

Factor de forma de Graveliuss

Expresa la relación del ancho promedio a la longitud axial midiéndose esta ultima desde el punto más lejano hasta su salida. El ancho promedio se obtiene dividiendo el área entre la longitud axial:

$$Ffg = Bm / La = \frac{A / La}{La}$$

De donde:

Bm: Ancho promedio de la cuenca en "Km"

A : Área de la cuenca en "km²" = 0.024 Km²

La : Longitud axial de la cuenca en "Km." = 0.4337 K m

$$Ffg = \frac{0.0240 \text{ km}^2 / 0.433756 \text{ km}}{0.433756 \text{ km}}$$

$$Ffg = 0.1276$$

Coefficiente de compacidad

Indica el grado de redondez o alargamiento de la cuenca, ya que si "Kc" tiende a 1, la cuenca tiende a ser redonda y por el contrario si "Kc" tiende a ser mayor que 1 la cuenca tiende a ser alargada. La formula matemática es la siguiente:

$$Kc = 0.28 \frac{Pe}{\sqrt{A}}$$

Donde:

Pe: perímetro de la cuenca en "Km." = 0.960636 km.

A : Área de la cuenca en "Km²" = 0.0240 km²

$$K_c = \frac{(0.28) 0.960636 \text{ Km}}{\sqrt{0.024028 \text{ Km}^2}} = 1.7352$$

Como $K_c > 1$, se clasifica como **alargada**.

Rectángulo equivalente

Esta es una transformación puramente geométrica en virtud de la cual la cuenca se asemeja o transforma a un rectángulo del mismo perímetro y área; de esta forma las curvas de nivel se convierten en líneas paralelas al lado mas corto del rectángulo. Pudiendo expresarse el perímetro y el área de la cuenca así:

$$Pe = 2 (L + l)$$

Donde:

Pe: perímetro

L : lado mas largo del rectángulo

I : lado mas corto del rectángulo

$$A = L * I$$

$$L = \frac{Kc \sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left[\frac{1.12}{Kc} \right]^2} \right]$$

Sustituyendo:

$$Kc = 1.735$$

$$A = 0.024 \text{ km}^2$$

Entonces: L = 0.4233 km.

$$1.13 \quad \left[\quad \right] \quad \left[\quad \right]$$

Sustituyendo:

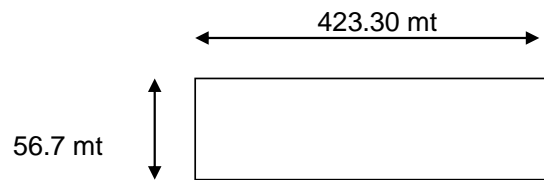
Luego : I = 0.0567 km

$$A = 0.4233 \text{ km} \times 0.0567 \text{ km}$$

$$A = 0.024 \text{ km}^2$$

$$L = 0.42330 \text{ Km} = 423.3 \text{ mt}$$

$$l = 0.0567 \text{ Km} = 56.7 \text{ mt}$$



CAPITULO IV
DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION,
ALMACENAMIENTO Y DISTRIBUCIÓN

4.1 DEMANDA DE AGUA

Un sistema de recolección de aguas lluvias debe de almacenar la cantidad de agua necesaria para los usuarios en la época de estiaje. El agua necesitada por la población es influenciada por los siguientes factores: el clima, nivel de vida, facilidades de alcantarillado, tipo de actividad (mercantil, comercial e industrial), el costo del agua, tamaño de la población, aspectos socioculturales, calidad del agua, conservación y mantenimiento de los sistemas.

Los climas cálidos aumentan la demanda de agua, porque se aumenta el consumo de agua para beber, aseo personal (por ejemplo la utilizada para bañarse), el uso de aire acondicionado (sistemas de enfriamiento que utilizan pequeñas gotas de agua fría para bajar la temperatura del entorno), consumo de agua para irrigación; en los climas extremadamente fríos (otros países) también se aumenta el consumo, de tal forma que el agua se descarga a través de los grifos, para evitar que las tuberías de servicio y los sistemas de

distribución se congelen, además, se consumen mayores volúmenes de agua en el verano que en el invierno.

El agua suministrada para servicio público deberá ser limpia, de buen gusto y segura para fines culinarios y potables, ser blanda para fines de lavado, fría para efectos de condensación, y satisfacer las necesidades de calidad para la industria.

El consumo comercial e industrial depende de las condiciones locales, del tipo de industria y de los procesos de producción. En la tabla 4.1, se muestra el consumo doméstico en lt/persona/día, para el área metropolitana de San Salvador:

Tabla 4.1. Consumo doméstico de agua en El Salvador

ACTIVIDAD	L / P / D	PROMEDIO	%
Bebida	2	2	1
Higiene Corporal	20 - 50	30	18
Higiene General	30 - 40	35	18
Evacuación de Excremento	100 - 120	115	56
Riego	0 - 20	10	5
Perdidas 2%	3 - 5	4	2
TOTAL	155 - 237	196	100

4.1.1 POBLACIÓN FUTURA

Para el diseño de sistemas de abastecimientos de agua potable, recolección de aguas negras o lluvias, es necesario estimar el tiempo en que la construcción de dicho sistema servirá a la población antes de ampliarse o

abandonarse por resultar inadecuada. Este periodo se denomina periodo de diseño y depende en gran escala del periodo de amortización del servicio y de la posible vida útil de las instalaciones.

La vida útil de dichas obras se puede predecir con facilidad, teniendo en cuenta el crecimiento poblacional de la zona en que se ubicará la obra. Un crecimiento desproporcional o no estimado hará que el sistema resulte incapaz de satisfacer dicha demanda, lo que convertirá el sistema en obsoleto en un corto tiempo, teniendo que hacerse nuevas inversiones o reemplazarlo totalmente.

Para estimar el crecimiento de la población existen varios métodos, de los cuales se tienen por ejemplo el método aritmético, el método geométrico y el logístico (de verhulst), por mencionar algunos. El método más utilizado en nuestro país es el método geométrico, el cual se describe en el literal 2 de la primera parte de las normas de ANDA (Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados), por lo tanto será el método que se utilizará en el presente estudio.

4.1.2 ESTUDIO DE DEMANDAS

En el diseño de un sistema de abastecimiento de agua, luego de realizar un estimado de la población que se va a servir, se debe establecer el consumo diario por habitante, llamado también dotación. La combinación de estos datos

se utiliza para calcular en forma acertada el consumo medio diario, este y las variaciones que experimentan son los parámetros esenciales de diseño.

La dotación esta compuesta por el consumo domestico, comercial, industrial, publica, perdida y derroches.

1. Consumo Domestico: Comprende el agua que se utiliza en aseo personal, usos sanitarios, limpieza, uso culinario, bebida, riego de patios y jardines.
2. Consumo Comercial: es el agua que se utiliza con fines sanitarios en oficinas y casas comerciales.
3. Consumo Industrial: Comprende el agua utilizada en procesos industriales y necesidades sanitarias de los obreros.
4. Consumo Publico: el agua así clasificada es la que se suministra en los servicios públicos, cárceles, escuelas, cuarteles, riego, y limpieza de calles, protección contra incendios.
5. Perdidas y Derroches: Comprende las fugas en la red de distribución, agua derrochada por los consumidores, agua de conexiones piratas y el agua no computable debido a fugas en contadores y bombas.

La magnitud de la dotación depende de varios factores dentro de los cuales los más importantes son el clima, nivel de vida, calidad del agua, clase de industrias, numero de artefactos sanitarios, servicio de alcantarillado,

existencia de medidores domiciliarios, precio del agua, etc.; consecuentemente la dotación dependerá del tipo de población y variara de una a otra.

Para el Cantón El Progreso, la dotación que se tendrá será solo para consumo humano, ya que se carece de sistema de alcantarillado; no posee centros comerciales, ni industriales, no se cuenta con medidores domiciliarios, además, por tratarse de un método de abastecimiento, el cual dependerá de la cantidad de lluvia recolectada durante los meses lluviosos, no se puede asignar una dotación para otros usos que no sean el consumo humano; tomar en cuenta otros usos elevaría las dimensiones de los sistemas de recolección y almacenamiento, encareciendo la obra.

Para este caso la dotación con que se proveerá a la población del Cantón El Progreso, será de 11 lt/persona/día., la cual comparada con el consumo de agua para beber (2 lt/persona/día) de la tabla 4.1, para los habitantes del área metropolitana de San Salvador es mayor, supliéndose esa necesidad con esta dotación.

Para satisfacer a los habitantes con esa dotación se hace necesario la concientización de ellos, para que se abastezcan de agua sólo para beber, además de asignar a un habitante del lugar para que se encargue de distribuir el agua entre las personas del lugar evitándose los desperdicios y abusos en la dotación.

Se pueden implementar horarios de distribución (mañana o tarde) y el volumen de agua por familias puede distribuirse con un recipiente con volumen

conocido de tal forma que la cantidad de agua sea igual para todos los habitantes.

La población futura se calcula utilizando el método geométrico, con la fórmula:

$$Pf = Po (1 + i)^n$$

La cual esta considerada en las normas técnicas de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados.

Donde:

Po: Población Inicial

i : Tasa de crecimiento

n : Periodo de Diseño

La población actual del Cantón El Progreso es de 1536 habitantes, la tasa de crecimiento es de 2.5%.

$$\begin{aligned} Pf &= Po (1 + i)^n \\ &= 1536 (1 + 0.025)^{10} \\ &= 1967 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

4.1.3 CALCULO DEL CAUDAL MEDIO DIARIO

$$Qmd = (\text{Dotación} * \text{Población futura}) / (86400 \text{ seg/dia})$$

$$Qmd = 11 \text{ lt/per/dia} * 1967 \text{ hab} / (86400 \text{ seg/dia})$$

$$Qmd = 0.25 \text{ lt/seg}$$

4.2 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE ALMACENAMIENTO

DISEÑO DEL EMBALSE PARA RECOLECCION DE AGUAS LLUVIAS

Como parte del proceso de diseño del embalse recolector de aguas lluvias, es necesario definir el sistema de retención de las aguas producto de la esorrentía de la cuenca, así como los elementos constituyentes del sistema.

El sistema principalmente esta formado por una presa de tierra. Antes de conocer los criterios de diseño de esta presa de tierra, es necesario hacer una introducción teórica de los tipos de presa y las partes que la conforman.

4.2.1 PRESAS

Una presa es toda estructura que se construye, convenientemente ubicada, para producir un embalse o para elevar el nivel del agua.

Su construcción no debe enfocarse como una obra de carácter aislado, sino más bien como un elemento integrante de un proyecto hidráulico, es decir, que para su mayor utilización debe contar con las instalaciones necesarias que hagan factible su máximo aprovechamiento.

Las presas se pueden clasificar en diferentes categorías, para el presente trabajo se consideran tres amplias clasificaciones, de acuerdo con:

- El uso;
- El proyecto hidráulico
- Los materiales que forman la estructura.

CLASIFICACIÓN SEGÚN EL USO

Las presas se pueden clasificar de acuerdo con la función más general que van a desempeñar, como de almacenamiento, de derivación o regulación.

- a) Presas de Almacenamiento: se construyen para embalsar el agua en los períodos en que sobra; para utilizarla cuando escasea, estos períodos pueden ser estacionales, anuales o más largos. Las presas de almacenamiento se pueden a su vez clasificar de acuerdo con el objeto del almacenamiento, como para abastecimiento del agua, para recreo, para la generación de energía hidroeléctrica e irrigación.
- b) Presas de Derivación: estas se construyen ordinariamente para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia zanjas, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se van a usar, se utilizan en los sistemas de riego para la derivación, de una corriente natural hacia un vaso de almacenamiento fuera del cauce natural de la corriente, para usos múltiples o industriales, o para una combinación de los mismos.

- c) Las Presas Reguladoras: se construyen para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos, en uno de ellos, el agua se almacena temporalmente, y se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda de la capacidad del cauce de aguas abajo. En el otro tipo, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle o por los estratos de grava de la cimentación. A este último tipo se le llama algunas veces de distribución o dique, porque su principal objetivo es recargar los acuíferos para detener los sedimentos. A menudo a éstas se les llama presas de arrastre.

CLASIFICACIÓN SEGÚN EL PROYECTO HIDRÁULICO

- a) Las presas vertedoras: se proyectan para descargar sobre sus coronas. Deben estar hechas de materiales que no se erosionen con tales descargas. Es necesario emplear concreto, mampostería, acero y madera, excepto en las estructuras vertedoras muy bajas de unos cuantos pies de altura.
- b) Las presas no vertedoras: son las que se proyectan para que no rebase el agua por su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales incluyendo las presas de tierra y las de enrocamiento.

CLASIFICACIÓN SEGÚN LOS MATERIALES

Los tipos más comunes de presas pequeñas que se construyen son las de enrocamiento, las de tierra y las de gravedad o de concreto.

- a) Presas de enrocamiento: En las presas de enrocamiento se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable. La membrana puede ser una capa de material impermeable. Colocada en el lado del talud mojado, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero, o cualquier otro dispositivo semejante, o puede ser un núcleo interior delgado de tierra impermeable.
- b) Presas de concreto del tipo de gravedad: Las presas de gravedad, de concreto se adaptan a los lugares en los que se dispone de una cimentación de rocas razonables sanas, aunque las estructuras bajas se pueden establecer sobre cimentaciones aluviales si se construyen las bases adecuadas. Se adaptan bien para usarse como cresta vertedera y, debido a esta ventaja, a menudo se usan formando la parte
- c) vertedera de las presas de tierra y de enrocamiento o de una presa derivadora. Las presas de gravedad pueden tener planta curva o recta. La planta curva puede proporcionar algunas ventajas en lo que respecta al costo y a la seguridad, además ocasionalmente la curvatura hacia

- aguas arriba puede situar esa parte de la presa en una cimentación más elevada de roca.
- d) Presas de tierra: Las presas de tierra constituyen el tipo de presas más común, principalmente porque en su estructura intervienen materiales en su estado natural que requieren el mínimo tratamiento. Además, los requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes que para los otros tipos. La principal desventaja de una presa de tierra, es que si no se tiene suficiente capacidad, el vertedor de demasías puede dañarse y aún destruirse por el efecto erosivo del agua que llegue a rebasarla.
 - e) También están sujetas a sufrir serios daños y aún fallar debido a las perforaciones hechas por animales cavadores, a menos que se tomen precauciones especiales.

Este último tipo de presa es el que se ha implementado en el desarrollo del diseño del embalse de recolección de aguas lluvias.

4.2.2 DISEÑO DE LA PRESA

Esencialmente el problema de proyectar una presa de tierra es determinar la sección transversal, usando de alguna forma los materiales existentes en el lugar, y que cumpla con las funciones para las cuales se proyecta con la debida seguridad y abajo costo.

Inicialmente, en el proceso de diseño de una presa, se determina su capacidad para resistir los esfuerzos cortantes, es decir, determinar su estabilidad. Estos esfuerzos son producidos por cargas externas aplicadas, como las del vaso y las producidas por sismos, y por las fuerzas internas producidas por el peso del suelo y de los taludes del terraplén.

Esencialmente para estabilizar la presa es exigible que los taludes brinden el mayor grado de seguridad para las condiciones de construcción y de la operación del vaso, para evitar esfuerzos excesivos en la cimentación y evitar, además, las filtraciones excesivas a través de la presa.

4.2.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL EMBALSE

FORMA

No hay una forma estándar para la superficie del embalse. Sin embargo, existen algunos criterios básicos para su construcción, como son:

- a) Minimización del desperdicio de material.
- b) Factibilidad de construcción.
- c) Bajos costos,
- d) Sistemas de protección a usar
- e) Maximización del área de escurrimiento

Para minimizar el desperdicio de material en los bordes, las cuencas con forma rectangular o cuadradas, son frecuentemente utilizadas usando como protección de recubrimientos grava, cubiertas plásticas, hule artificial, etc. Algunos materiales tales como la parafina, son fácilmente instaladas en áreas de forma irregular. La flexibilidad en la forma del embalse permite la utilización de superficies topográficas naturales para minimizar el trabajo de construcción. Algunos tratamientos, o protecciones del embalse, no son recomendados donde este tenga pendiente longitudinal que sea mayor de 100 pies. Para prevenir que el agua colectada se concentre y ocasione pérdidas, se hacen canales en la superficie del embalse (de lo contrario se destruyen los tratamientos. El delantal del embalse debe tener una forma abanicada para minimizar el flujo superficial, tuberías con zanjas recolectoras se pueden utilizar para interceptar el flujo superficial.

Los materiales más utilizados para el forro de las cunetas son mortero de concreto, forros de hule, o membranas de tela geotextiles, estas conducen el agua lluvia colectada a la salida principal del embalse.

Generalmente, la primera forma que se busca es la topográfica y solamente se hacen unas modificaciones para simplificar la instalación.

PENDIENTE

La pendiente de la superficie del embalse, solamente debe tener la inclinación necesaria para causar la escorrentía, idealmente la pendiente del embalse oscila entre 3 y 5%. Algunas membranas de protección pueden ser instaladas hasta en pendientes del 10%.

Los embalses con pendientes superficiales menores del 3% pueden causar el retenimiento del agua en pequeñas depresiones del tratamiento, lo cual ocasiona problemas de erosión a tratamientos tales como: parafina, cubiertas de grava y plástico, las cuales tampoco pueden usarse en pendientes menores del 5%.

4.2.4 CONSTRUCCIÓN DE DIQUES

Estos pueden ser:

- a) Perimetrales
- b) De protección

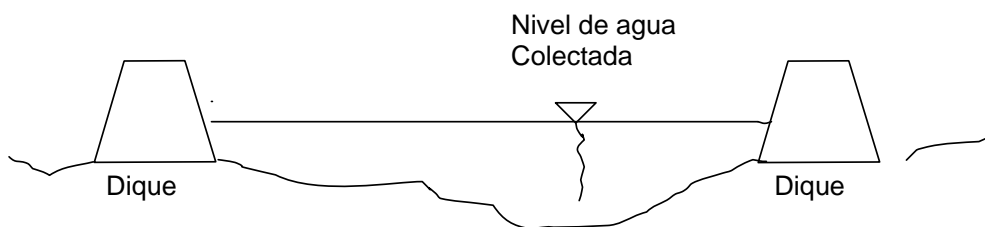


Fig 4.1 a. Diques perimetrales del delantal.

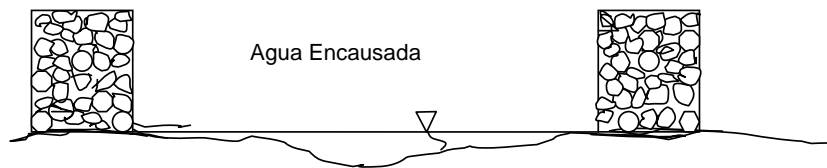


Fig 4.1 a. Diques perimetrales del delantal

Los diques perimetrales del delantal (fig. 4.1 a.) son necesarios para contener el agua colectada y que pueda entrar directamente al embalse, estos se usan para evitar la escorrentía aguas abajo de la superficie del embalse. Un dique protector, aguas arriba del embalse debe ser construido si existen peligros incontrolables de escorrentía, y pueda dañar el embalse.

Estos deben de construirse con materiales selectos y homogéneos que permitan su compactación, estando libres de rocas, madera u otro cualquier material, que sea peligroso para el recubrimiento y se compacte firmemente. En el presente trabajo se utilizara como dique protector un muro gavionado, (fig 4.1.b) de 25 x 1 mt en ambos lados de la entrada, para encausar el ingreso del agua al embalse y protegerlo de la escorrentia aguas arriba.

En los embalses cubiertos con membranas flexibles, tales como hule artificial. Los diques deben ser de forma y tamaño adecuados para que estos reduzcan la posibilidad de levantamiento por el viento. Los desastres que el viento puede causar cuando los diques no son adecuados en las formas y

tamaños adecuados, son alarmantes, ya que estos pueden causar presiones negativas por abajo del tratamiento, con suficiente fuerza para levantar el recubrimiento de la superficie del embalse.

4.2.5 TALUDES

DISPONIBILIDAD DE MATERIA ADECUADA PARA RELLENO

El material para relleno que constituirá el cuerpo de la presa, deberá estar disponible en cantidades suficientes y deberá localizarse lo más cerca posible del sitio donde se construirá, para que los costos de colocación del material no sean excesivos. El material se deberá obtener en los bancos de préstamo previamente estudiados, de tal forma de asegurar la existencia de las cantidades necesitadas y las calidades requeridas.

Los materiales seleccionados para la construcción de la presa deberán ser suficientemente resistentes para que permanezcan estables y que tengan baja permeabilidad cuando se compacten, para prevenir daños provocados por filtración de agua a través de la presa.

El proyecto de los taludes puede variar mucho, según el carácter de los materiales disponibles para la construcción, las condiciones de la cimentación y la altura de la estructura. Los taludes de las presas son los necesarios para dar estabilidad a la presa sobre una cimentación estable. Las cimentaciones

permeables pueden requerir la adición de colchones del lado aguas arriba para reducir las filtraciones, o colchones de drenajes horizontales aguas abajo, para dar estabilidad contra las fuerzas de filtración.

El talud aguas arriba puede variar de 2:1 a uno tan tendido como de 4:1 por estabilidad; generalmente es de 2½:1 o 3:1. Se usan a veces taludes aguas arriba tendidos para eliminar protecciones costosas en los taludes.

Una presa de almacenamiento sujeta a un rápido vaciado del vaso debe tener una zona de aguas arriba con permeabilidad suficiente para disipar las presiones intersticiales ejercidas hacia fuera en la parte aguas arriba de la presa. La rapidez con que descienda el nivel en el vaso es un factor importante que afecta la estabilidad de la parte aguas arriba de la presa. Cuando solo se dispone de material fino de poca permeabilidad, como son los que predominan en las arcillas, es necesario que los taludes sean tendidos si es un requisito de proyecto hacer vaciado rápido. Inversamente si se dispone de materiales que drenen con facilidad y que se puedan utilizar como lastre para confinar en la parte baja el material fino de poca permeabilidad, se puede usar un talud más inclinado.

El peligro de inundaciones debido a la falla del talud de aguas arriba es muy remoto. La falla se puede producir solamente durante la construcción o después de un vaciado rápido; con ambos casos, el vaso debe estar prácticamente vacío. El peso y las fuerzas de filtración actúan como un agente estabilizador en el paramento mojado cuando el vaso está lleno.

Los taludes ordinarios del lado de aguas debajo de las presas de tierra pequeñas son de 2:1, cuando la presa lleva una zona impermeable en ese lado, y de 2½ : 1 cuando la presa es permeable.

Los taludes en una presa de tierra dependen del tipo de presa, y de la naturaleza de los materiales de construcción.

PROTECCIÓN DEL PARAMENTO AGUAS ARRIBA

Los taludes de aguas arriba de la presa de tierra deben protegerse contra el efecto destructivo de las olas. En algunos casos, se deberán tomar medidas contra los animales que hacen galerías. Los tipos usuales de protección de la superficie para el talud de aguas arriba son el enrocamiento, colocado a volteo o a mano, y el pavimento de concreto. Otros tipos de protección que se han usado son el pavimento asfáltico, colchones de mimbre y concreto en sacos. La protección del paramento de aguas arriba debe extenderse de la corona de la presa, a una distancia segura por debajo del nivel mínimo del agua.

PROTECCIÓN DEL TALUD AGUAS ABAJO

Si la zona en contacto con el paramento de aguas abajo en una presa consiste de rellenos de roca o de cantos rodados, no es necesario dar ningún tratamiento de talud. Los taludes de aguas abajo de las presas homogéneas o en las que tienen zonas exteriores de grava y de arena, deben protegerse

contra la erosión por el viento y el escurrimiento pluvial con una capa de roca, cantos o pasto.

Mientras mayor sea la estabilidad del material de relleno, los taludes pueden ser más inclinados. Los materiales más inestables requieren taludes más planos. La tabla 4.2, presenta los taludes mínimos recomendados para las caras, aguas arriba y aguas debajo de la presa, construidos con arcilla, arcilla limosa y arcilla arenosa.

Tabla 4.2. Taludes recomendados para presas de tierra

ALTURA DE LA PRESA	TALUDES	
	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO
2.00	1:2	1:1½
2.50	1:2½	1:2
3.00	1:3	1:2½
4.00	1:3½	1:3
5.00	1:4	1:3½

Fuente Tesis :Diseño de presas de tierra para reservorios de agua lluvia en zonas rurales

Los taludes anteriores fueron calculados en base a experiencias que se han obtenido con los suelos antes mencionados en Presas de Tierra, para reservorios construidas en Guatemala. Con las siguientes características: la máquina que se utilizó para compactar fue un bulldozer D-6. Se compacto en capas de 0.30 mt de espesor máximo, con 4 pasos de máquina como mínimo. No se agregó humedad al suelo, sino se empleo la que este tenía en forma natural un mes después de cesar las lluvias. La humedad estimada fue del 90% de la óptima.

A continuación se presenta la tabla 4.3, que corresponde a los taludes recomendados, aplicando el equipo específico de compactación y con humedades muy cercanas a la óptima, para distintos materiales y con alturas hasta de 5 metros.

Tabla 4.3. Taludes recomendados

MATERIAL DE RELLENO	TALUDES	
	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO
Arcilla	3:1	3:1
Arcilla Arenosa	2½ : 1	2½ : 1
Limo Arcilloso	3:1	3:1

Fuente Tesis :Diseño de presas de tierra para reservorios de agua lluvia en zonas rurales

CORONA

Anchura de la Corona

La anchura de la corona de una presa de tierra debe ser suficiente para mantener dentro de la presa la línea freática o superficie de filtración, cuando el vaso este lleno. La anchura de la corona también debe ser suficiente para resistir el choque de temblores y la acción del oleaje. Las anchuras de corona de las presas bajas pueden estar regidas por requisitos secundarios, tales como una anchura mínima de camino de 3 metros para conservación.

La anchura de la corona depende de consideraciones como las siguientes:

1. De la naturaleza de los materiales para la estructura.
2. De la altura y de la importancia de la estructura.
3. De la posible necesidad de utilizarla como tramo de un camino.
4. De la factibilidad de su construcción.

El ancho mínimo de la cresta debe ser aquel con el que se obtenga una pendiente segura de filtración a través del terraplén cuando el vaso se encuentra lleno. Debido a las dificultades prácticas para determinar este factor, la anchura de la corona, como regla general, se determina principalmente en forma empírica y en la mayor parte de los casos, por precedentes. Se sugiere la siguiente fórmula para la determinación de la anchura de la corona para presas pequeñas de tierra:

$$W = (Z / 5) + 3.0$$

En la que:

W = Anchura de la corona en metros.

Z = Altura de la presa en metros arriba del punto más bajo en el cauce de la corriente. Para facilitar la construcción con el equipo mecánico, la anchura mínima no debe ser menor de 3.60 metros. En algunos casos, la anchura mínima la determina la necesidad de pasar un camino por la corona.

La corona se debe de cubrir con algún tipo de protección contra los daños por el escurrimiento de las lluvias y el viento, y el desgaste y destrucción

por el tránsito, cuando la corona se usa como camino. El tratamiento usual consiste en colocar una capa de roca fina seleccionada o de material gravoso con un espesor mínimo de 4 pulgadas. En el caso de que la corona sea un tramo de camino, el ancho de esta y la clase de pavimento debe ajustarse a las de la carretera que conecta.

Generalmente, se le da contraflecha a las presas de tierra a lo largo de la corona para, asegurarse de que no disminuirá el bordo libre por los asentamientos de la cimentación o por la consolidación de la presa. La selección de la magnitud de la contraflecha es necesariamente arbitraria; se basa en la magnitud del asentamiento de la cimentación y la consolidación de la presa esperada, con la idea de que después del asentamiento y la consolidación todavía queda una contraflecha residual.

Para las presas sobre cimentaciones relativamente incompresibles, se acostumbra dar de contraflecha el 1% de altura. Pueden ser necesarias contraflechas de varios metros en las presas construidas sobre cimentaciones que se supone que se van a asentar.

4.2.6 MEMORIA DE CALCULO DE DISEÑO DE LA PRESA

Para nuestro caso se tienen arcillas, por lo cual tomaremos la altura de la presa igual a 2.5 mt.

La altura total será la necesaria para proveer el volumen demandado, más el borde libre, que para embalses con una longitud de 200 mt. no debe ser menor de 30 cms.

$$Z = h_i + b_l$$

Donde:

Z : altura de la presa

Bl : borde libre

hi : altura de volumen demandado

$$Z = 2.5 + 0.5 \text{ (mt)}$$

$$Z = 3.0 \text{ mt}$$

ANCHO DE LA CORONA

$$W = Z / 5 + 3.0$$

Donde:

W : ancho de la corona

Z : altura de la presa

$$W = 3.0 / 5 + 3.0$$

$$W = 3.6 \text{ mt}$$

A continuación se presenta, en la tabla 4.4, los taludes recomendados para presas de tierra, de la cual obtendremos el indicado para nuestra presa en particular.

TABLA 4.4. TALUDES RECOMENDADOS PARA PRESAS DE TIERRA

ALTURA DE LA PRESA (mt)	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO
2.0	1:2	1:1½
2.5	1:2½	1:2
3.0	1:3	1:2½
4.0	1:3½	1:3
5.0	1:4	1:3½

Fuente Tesis : Diseño de presas de tierra para reservorios de agua lluvia en zonas rurales

En conclusión:

Suelo existente: Arcilla

Altura de presa: 3.0 mt

Taludes recomendados:

Aguas arriba: 1 : 3

Aguas Abajo: 1 : 3 ; se utilizará esta relación (en lugar de 1:2½) de la tabla 4.4, para lograr mas estabilidad y darle la misma pendiente al talud aguas arriba y aguas abajo.

ANCHO DE LA BASE

Para diseñar el ancho de una sección transversal de la presa, se tomará en cuenta la inclinación de los taludes, en la figura 4.2 se esquematizan las partes de una presa de tierra.

$$B = W + (Z / \tan \alpha_{der}) + (Z / \tan \alpha_{izq})$$

Donde:

B : base

Z: altura de la presa

W : ancho de la corona

θ_{izq} : ángulo de talud izquierdo

θ_{der} : ángulo de talud derecho

$$B = 3.6 + (3.0 / \tan 18.26) + (3.0 / \tan 18.26)$$

$$B = 21.78 \text{ mt.}$$

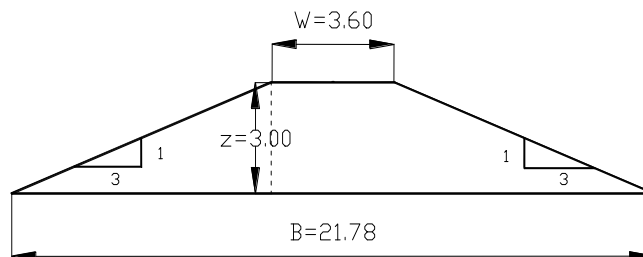


Fig.4.2: Partes de una presa de tierra.

OBRA DE TOMA

La obra de toma del embalse consta de un caja de 1mt x 1mt, mampostería de piedra protegido con una rejilla de ángulo de hierro de 2"x 2"x 1/4" para la retención de basura. La tubería de entrada es de hierro fundido 1¼", conectada en la salida a un canal de conducción que lleva el agua cruda hacia el sedimentador, en la figura 4.8 se detalla la obra de toma de la presa.

4.2.7 FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LA PRESA DE TIERRA

Considerando las trayectorias del flujo de agua a través de los suelos reales y las correspondientes presiones de poro son extremadamente complejas, debido a la manera errática en la que es probable que varíe de punto a punto y en diferentes direcciones la permeabilidad. Sin embargo, a pesar de las complejidades de los problemas reales se puede estudiar la filtración y sus efectos, estudiando el flujo en condiciones sencillas esquematizadas.

La cimentación geológica existente bajo una presa, además de ser muy fuerte para resistir las cargas, a de ser también lo bastante compacta para formar una barrera lo suficiente impermeable para evitar la fuga del vaso. Esto no solo es necesario para conservar el volumen del agua, sino para evitar que

cualquier corriente pase a través del suelo y ejerza una acción de erosión gradual, que intensifique las condiciones desfavorables.

La línea de corriente superior es una curva, que se aproxima a una parábola supeditada a las condiciones de entrada y salida de flujo, a través de las fronteras que lo definen.

SOLUCIÓN DE SCHAFFERNAK Y VAN ITTERSON PARA UN $\alpha < 30^\circ$

Se supondrá en primer lugar, que se conoce un punto de la línea de corriente superior; este punto será el PUNTO M, de coordenadas (d, h) consideradas conocidas.

La posición del PUNTO M puede fijarse siguiendo una regla propuesta por A. Casagrande, según la cual el PUNTO M está en el nivel del agua tras la presa y a una distancia de la proyección horizontal del punto 2 (figura 4.3) igual a 0.3 m, donde "m" es la dimensión que se señala en la figura 4.3.

La línea de corriente superior debe salir tangente al talud aguas abajo en el punto 4 (figura 4.3). Se denominará "a" a la distancia 3-4, medida sobre dicho talud. Entonces, para la sección vertical por 4 se tiene:

$$x = a \cos \alpha , y = a \operatorname{sen} \alpha$$

Para obtener el valor de "a" se utiliza la fórmula:

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} \right) - \left(\frac{h^2}{\operatorname{sen}^2 \alpha} \right)}$$

Esta ecuación permite calcular el valor de “a” y situar, por lo tanto, al punto 4 de salida de la línea de corriente superior.

Conocidos el PUNTO M y el PUNTO 4 puede trazarse la parábola para tener así dibujada la línea de corriente superior. La parábola así trazada pasa bajo el PUNTO 2, que indiscutiblemente tiene que ser el punto de entrada de la línea de corriente superior.

Calculo de “m”

$$m = 2.5 / \tan 18.26$$

$$m = 7.58 \text{ mt}$$

$$0.3 \text{ m} = 2.27$$

Calculo de “d”:

$$d = B - 0.7 \text{ m}$$

$$d = 21.78 - 0.7 (7.58)$$

$$d = 16.47 \text{ mt}$$

**Solución de L. A. Casagrande para la línea de corriente superior
en presas con $\alpha < 60^\circ$**

El cual supone conocido el PUNTO M (d,h) y supone conocido la distancia “s”, sobre la línea de corriente superior correspondiente a ese punto.

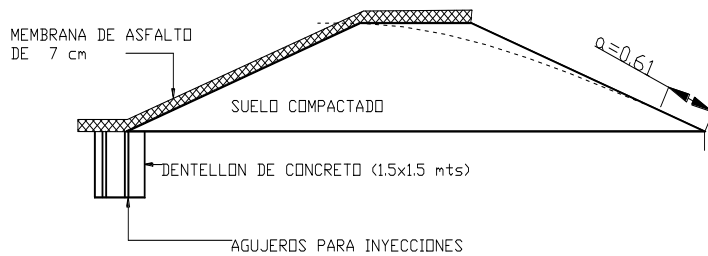


FIG.4. 4. Detalle de presa

DISEÑO DEL VERTEDERO DE ALIVIADERO

Se utilizara la fórmula del vertedero con contracciones: $Q = K L H^{3/2}$

Como el vertedero se hará en la presa, este será con contracciones la formula utilizada es:

$$Q = K L' H^{3/2}$$

Donde : $L' = L - n H$

n = Numero de contracciones /10.

$$L' = L - 0.2 H$$

Donde: $K = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g}$

C_d : Coeficiente de descarga, del cual puede tomarse el promedio 0.62

$$K = 2/3 \times 0.62 \times \sqrt{2 \times 9.8} = 1.838$$

Tomando: $H = L / 4$

Luego:

$$Q = 1.838 \times L' \times (H)^{3/2}$$

Sustituyendo L' , se tiene:

$$Q = 1.838 \times (L - 0.2 H) \times (H)^{3/2}$$

$$Q = 0.83 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$0.83 = 1.838 \times (4H - 0.2 H) \times (H)^{3/2}$$

$$0.83 = 1.838 \times (3.8 H)^{5/2}$$

$$(0.12)^{2/5} = (H^{5/2})^{2/5}$$

$$H = 0.43 \text{ m}$$

Sustituyendo para encontrar L tenemos que:

$$L = 1.71 \text{ m.}$$

Dándole 0.15 mt de borde libre (b).

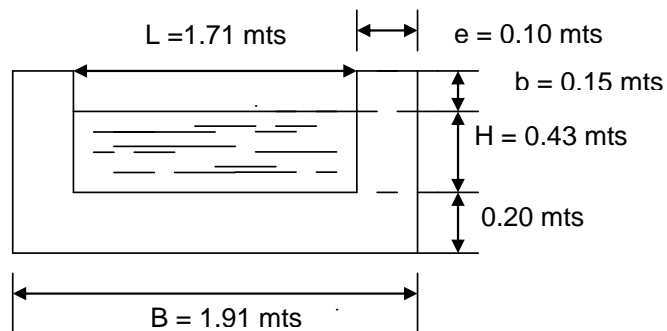


Fig.4.5 Sección de Vertedero de concreto con contracciones laterales

CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL EMBALSE

Calculo de agua para abastecer a la población 7 meses, en los que la lluvia no va a caer en la zona.

Dotación = 11 lt/hab/día

Población = 1967 hab

Tiempo = 7 meses = 210 días

Volumen necesario para abastecer a la población "v":

$V = \text{Dotación} * \text{Población} * \text{Tiempo}$

$V = 11 \text{ lt/hab/día} * 1967 \text{ hab} * 210 \text{ días}$

$V = 4543.77 \text{ m}^3$ (volumen demandado)

VOLUMEN DEL EMBALSE "Ve"

$Ve = ((60 \times 50) - (15 \times 15)) \times 2.5 - (((6.31 \times 2.5) / 2) \times 202.42)$

$Ve = 6937.50 - 1596.58$

$Ve = 5340.92 \text{ m}^3$

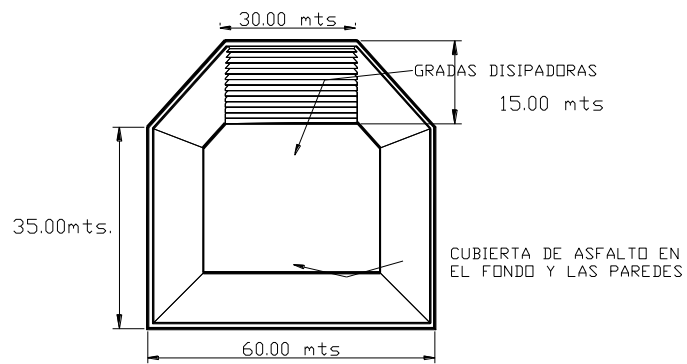


FIG. 4.6. Vista en planta de embalse recolector

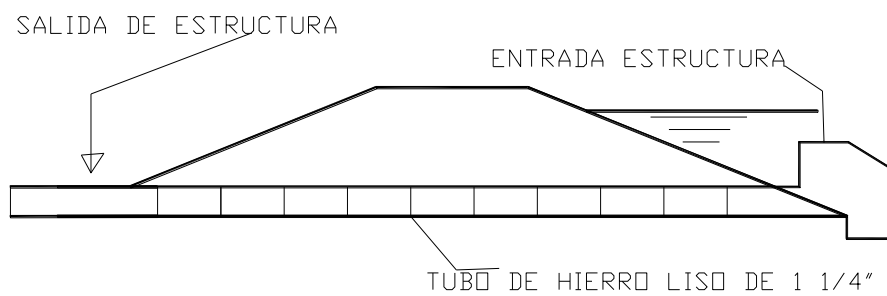


FIG. 4.7. Sección transversal y detalle de la presa

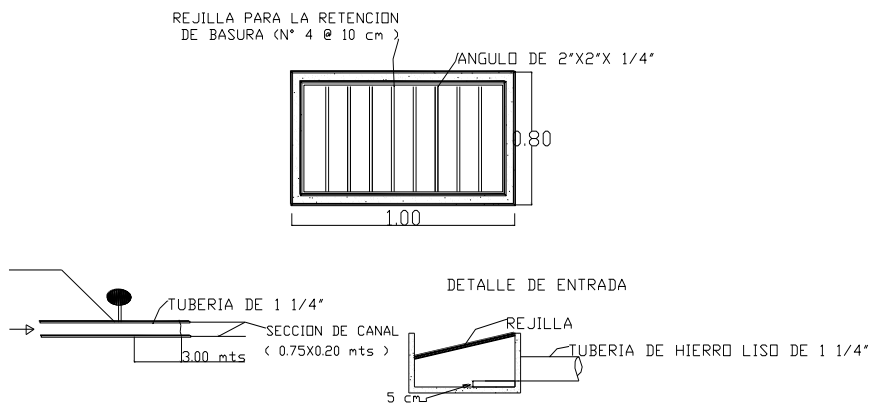


FIG. 4.8 Detalles de la obra de toma

4.3 CARACTERÍSTICAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Todo proyecto de abastecimiento de agua potable necesita la construcción de tanques de almacenamiento, en los cuales se deposita el agua, ya sea enviada a él, por un equipo de bombeo o directamente desde la fuente, para luego distribuirla a la red de tuberías que complementan el sistema.

4.3.1 CLASIFICACIÓN DE LOS TANQUES

La clasificación de los tanques se ha hecho de la manera siguiente: por su posición, su forma y su tipo de material.

- Por su posición: existen tanques construidos a nivel del terreno o superficiales, de fondo o subterráneos y elevados(figura 4.9).

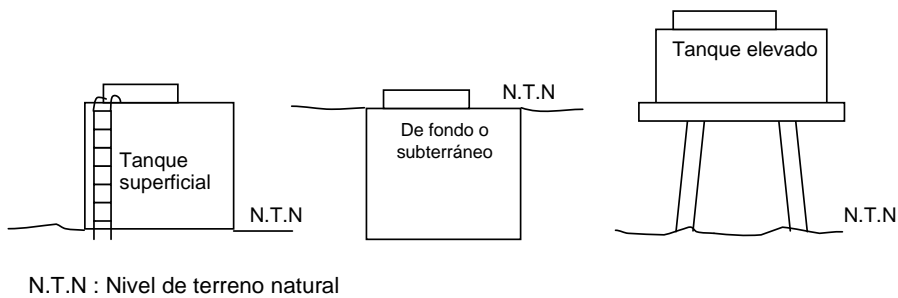


Figura 4.9. Clasificación de los tanques por su posición

- Atendiendo su forma estos se han clasificado como: cilíndrica o circulares (fig.4. 10), cuadrados y rectangulares(figura 4.11).

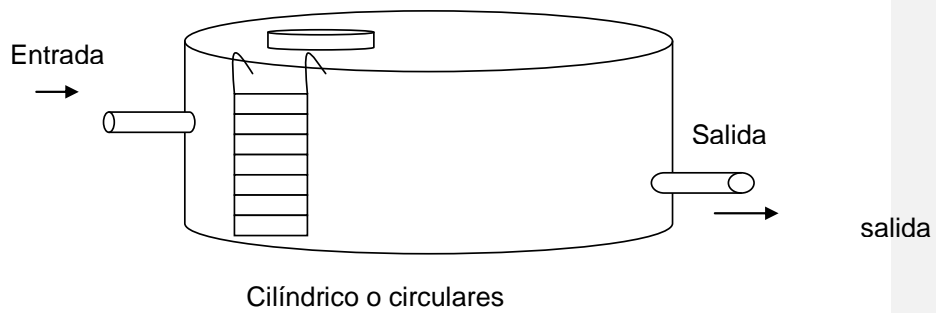


Figura 4.10. Tanques cilíndricos circulares.

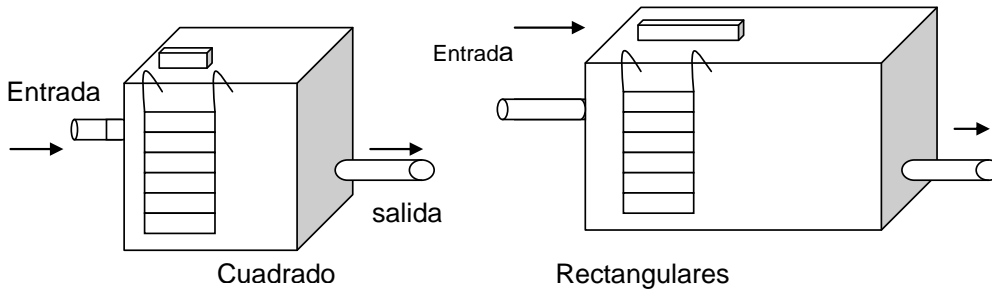


Figura 4.11. Tanques rectangulares o cuadrados.

En la selección de la forma debe de tomarse en cuenta el perímetro de dichos tanques, siendo el óptimo el de forma circular.

- Por el tipo de material: estos depósitos de almacenamiento se han construido con una diversidad de materiales tales como: lámina de

hierro para los tanques metálicos, concreto reforzado, concreto postensado y mampostería armada.

El uso de uno u otro material ha dependido de la capacidad del tanque.

GENERALIDADES DE LOS TANQUES.

LOSA DE FONDO

Generalmente se construyen las losas planas de concreto armado con un espesor tal, que nos garantice su impermeabilidad.

Analíticamente estas losas no necesitan armadura, pero en la práctica se hacen armadas cuando son apoyadas en el suelo, ya que pueden originarse asentamientos desiguales, que generan grietas. En las zonas inmediatas a paredes y columnas se aumenta el peralte.

También se pueden apoyar sobre elementos sustentantes de paredes y columnas. En este caso la losa se aísla de los apoyos, mediante juntas que se rellenan para su impermeabilización, además, se colocan drenes para encauzar el agua que se infiltra en las juntas. La salida de los drenes debe ser visible para apreciar la magnitud de la infiltración.

Las tuberías del tanque de entrada, salida y limpieza no deben atravesar la losa, pues una falla de ellas puede originar hundimientos no previstos,

agrietamiento en la losa de fondo, techo, y paredes, hasta llegar al colapso total del tanque.

A esta losa se le da una pendiente del 2% para facilitar la limpieza de los sedimentos.

CUBIERTAS DE TECHO

Las cubiertas de los depósitos se han hecho con losas planas armadas en dos sentidos. Las cúpulas no son usadas por lo caro del encofrado y la necesidad de mano de obra especializada.

PAREDES

Los materiales más utilizados en la construcción de paredes son concreto reforzado, concreto postensado y mampostería de ladrillo armado.

Estos tipos de paredes se han usado cuando el volumen de los tanques no sobrepasa los 2000 m³ y 350 m³ respectivamente.

PARED DE LADRILLO ARMADO

Este tipo de pared se usa en depósitos cuyo volumen no sobrepasa de 350 m³.

La pared se construye con ladrillo de obra colocado en doble hilera, con un espesor de 28 cm.

En esta clase de tanque la presión hidrostática se absorbe completamente por medio de anillos horizontales distribuidos entre hiladas o múltiplo de ellas, calculadas para absorber la fatiga especificada.

En este caso la fatiga del hierro se considera igual a la usada en (paredes) tanques de concreto armado y no serán mayores de 1000 kilogramos por m².

Las armaduras verticales sirven para dar la forma de anillos a las horizontales, como también para resistir fatiga de tensión eventuales que se producen durante los sismos.

4.3.2 ELEMENTOS Y ACCESORIOS DE LOS TANQUES

Los tanques deberán equiparse de los siguientes depósitos:

- 1) Tubo de entrada al tanque.
- 2) Tubo de salida, colocado respecto al de entrada de tal manera que haya circulación de agua en el tanque.
- 3) Un tubo de rebose de capacidad igual a la máxima entrada.
- 4) Un tubo de desagüe con su correspondiente llave de paso y de diámetro tal que permita vaciar el tanque.
- 5) Tapadera sanitaria o de inspección con diámetro o dimensión mínimo no menor de 70 cm para los efectos de inspección y reparación. Dicha tapa debe ser hermética y tener cierre de seguridad.

- 6) Dispositivo para ventilación convenientemente protegido contra la entrada de agentes extraños.
- 7) Escaleras interiores y exteriores en caso de que la altura exceda 1.20 mt.
- 8) Para facilitar la manipulación de las llaves que operan el tanque, éstas deberán ubicarse, en lo posible, en una caja común o en una sala de llaves.
- 9) Las tuberías de rebose y desagüe no se conectarán directamente a las alcantarillas y deberá tener una descarga libre de 15 cm como mínimo.

En la figura 4.12, se ilustran tanque con todos sus elementos y accesorios.

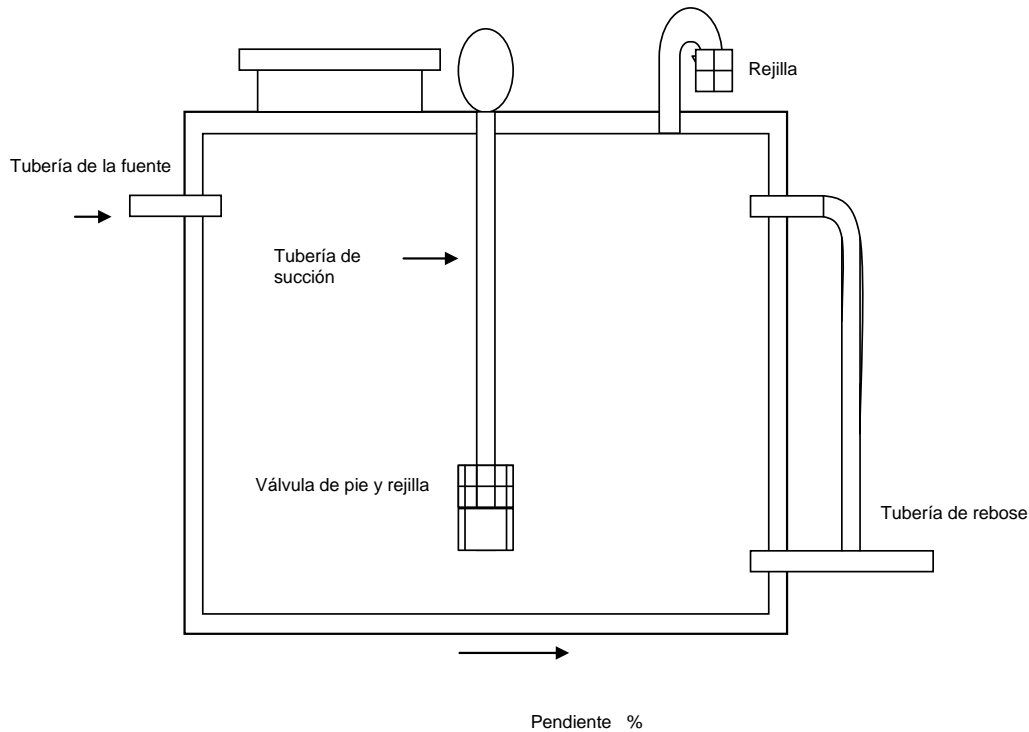


Fig. 4.12. Elementos y accesorios de un tanque tipo

TAPADERA SANITARIA O DE INSPECCIÓN

Se dejará en la losa de cubierta y tendrá dimensiones adecuadas para permitir un acceso fácil al interior del depósito. Una dimensión mínima aceptable es 70 x 70 cm.

Para evitar el acceso de personas extrañas, alimañas, etc., al interior del depósito se instalará una compuerta metálica o de concreto, provista con candado y construida de una forma tal que no permita el paso de la lluvia al interior del depósito.

RESPIRADERO

Con el transcurso diario, el nivel de agua de un depósito recorre varias veces el espacio comprendido entre la altura máxima y mínima, por lo cual es necesario evitar que durante estos movimientos la losa de cubierta esté sometida a cargas adicionales (presión de adentro hacia fuera en el ascenso y presión de afuera hacia dentro en el descenso). Colocar respiradero que expulsen y aspiren aire, según el nivel del agua dentro del depósito.

Comúnmente los respiraderos son metálicos, construyéndose en forma de bastón o de tapadera para evitar la entrada de aguas lluvias. Sus extremos se protegen con espesas mallas de cobre, que impiden la entrada de alimañas, cuerpos extraños, etc., al interior del depósito.

ESCALERAS

Todo depósito debe estar dotado de escaleras externa e interna de acuerdo a la capacidad de éste y se construyen de acero liso, metálicas en forma de U empotradas en las paredes.

REBOSE

El rebose sirve para fijar la capacidad máxima del depósito y evitar que el agua durante las horas de consumo mínimo, alcance la cubierta y ejerza sobre ella un empuje hacia arriba, el cual provoca que se derrame al exterior.

Generalmente el rebose se coloca a 15 cm. como mínimo, debajo de la cubierta y se protege con un sifón para evitar la entrada de bichos al interior del depósito.

Muchas veces con el objeto de reducir la altura de carga que produce la salida de agua, se adopta a la entrada del rebose una pieza en forma de embudo de boca ancha.

La tubería de rebose cuando sea posible debe conectarse a la de limpieza, delante de su válvula.

TUBERÍA DE ENTRADA Y SALIDA

Las tuberías de entrada y de salida son las mismas en los tanques de equilibrio, siendo en cambio, diferentes a los de distribución. En estos últimos es necesario comunicar por medio de una derivación la tubería de entrada a la de salida para evitar interrupciones durante la limpieza o reparación del tanque.

Para mantener la tubería de salida libre de basuras y obstrucciones, se instala en la boca una granada (colador), la cual sirve para que no cause excesivas pérdidas de carga y deberá tener un área total de agujeros igual a vez y media el área de la tubería de salida.

La granada se coloca como mínimo a 10 cm. (libres) sobre el fondo. Esto se hace para dar lugar a que los cuerpos en suspensión sedimenten sin causar obstrucción en ella. Cuando el tanque es de equilibrio no se acostumbra instalar granada.

TUBERÍA DE LIMPIEZA

Sirve para dar salida al agua ocupada en el aseo de los tanques, el diámetro de estas tuberías será el adecuado para que el depósito sea vaciado en corto tiempo y removida toda la suciedad producto de la limpieza.

4.3.3 UBICACIÓN DE LOS TANQUES

En su gran mayoría y por facilidades de uso los tanques de almacenamiento son superficiales o parcialmente enterrados. La clase de almacenamiento depende de la topografía, de las características del suelo del lugar, así como de la mano de obra y materiales disponibles para su construcción.

Los tanques muy altos y superficiales son inconvenientes para un sistema recolector de aguas lluvias, cuando la pendiente del terreno es muy suave, para acortar la distancia entre el embalse y el tanque de almacenamiento en sitios con pendientes suaves, el tanque de almacenamiento debe hacerse parcialmente enterrado.

La distancia entre el embalse y el almacenamiento también puede reducirse seleccionando sitios que tengan un incremento en la pendiente, abajo del área de recolección. Los tanques no deben ser localizados en terraplenes no consolidados o en suelos que puedan compactarse y asentarse con el tiempo.

Para la ubicación del tanque, deben evaluarse los sitios disponibles y la eficiencia del funcionamiento.

El tanque se coloca, si es posible, en el centro de consumo o cercano a él, a una altura que garantice presiones adecuadas en los puntos más desfavorables de la zona a servir y la máxima uniformidad de presiones en la zona abastecida. Las presiones normales de servicio en un acueducto rural están comprendidas entre 10 mt. y 50 mt. según normas técnicas de ANDA.

Actualmente existen 2 tanques de almacenamiento cercanos al lugar donde se proyecta el embalse. Estos están contruidos de concreto reforzado, con unas dimensiones de 11.0 m x 11.0 m x 3 metros de altura, estos se encuentran enterrados a nivel de terreno natural como se muestra en la siguiente figura 4.13.

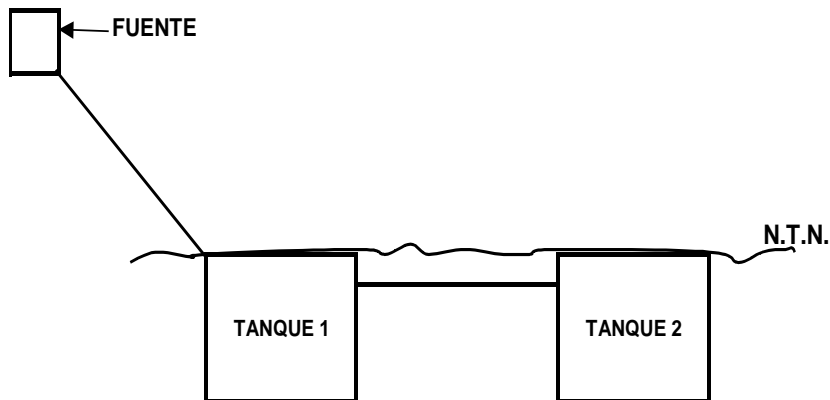


Fig. 4.13. Ubicación de tanques existentes en el sitio de interés respecto a nivel de terreno natural

Este sistema presenta un problema, la fuente ha dejado de producir el caudal suficiente para llenar los dos tanques, el tanque uno está conectado directamente a la fuente y el tanque dos está conectado en serie con el tanque uno. Con el caudal actual únicamente se llena el tanque 1, sin lograr llenar el tanque dos, por lo cual el tanque 2 está fuera de funcionamiento, manteniéndose vacío y sucio.

Debido a las características físicas de los dos tanques, estos pueden ser reutilizados en el actual sistema de abastecimiento que se propone en este trabajo de investigación.

Los tanques tienen un volumen de almacenamiento de:

$$\text{Vol} = 11.0 \text{ m} \times 11.0 \text{ m} \times 3.0 \text{ m} = 363 \text{ m}^3$$

$$\text{Vtotal} = 363 \times 2 \text{ tanques} = 726 \text{ m}^3$$

Esto equivale a un periodo de almacenamiento de:

Dotación = 11 lt/hab/dia

Población futura = 1967 hab.

Volumen diario:

$$\text{Vol} = 1967 \text{ hab} \times 11 \text{ lt/hab/dia}$$

$$\text{Vol} = 21637 \text{ lt/dia} = 21.637 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Teniendo un volumen total de los tanques de 726 m^3

$$\text{Periodo} = 726 \text{ m}^3 / 21.637 \text{ m}^3/\text{dia} = 33.55 \text{ dias.}$$

Lo cual indica que estando llenos, estos darían mas de un mes de dotación.

4.3.4 PILAS PUBLICAS

Las pilas públicas son parte de la red de distribución, las cuales permiten distribuir el agua en forma comunitaria a una zona del área suministrada de acuerdo a un consumo determinado; estas pilas son de mampostería de ladrillo de barro repelladas y afinadas.

La ubicación de la pila pública es determinada por la concentración de población y en otros casos por el plano de diseño; lo que hay que tomar en

cuenta es que siempre debe haber un responsable de esta pila pública el cual debe ser definido antes de construirla.

En la actualidad, el cantón el progreso se abastece de agua; por medio de una pila pública, la cual se encuentra a unos 30 mts de los tanques. Razón por la cual se piensa utilizar esta pila en la red de distribución, ya que esta se encuentra en buen estado, cercana al proyecto y accesible para los habitantes del cantón el progreso.

4.4 MATERIALES Y TECNOLOGÍA A UTILIZAR

TRATAMIENTOS SUPERFICIALES PARA EMBALSES

Un aspecto importante en la construcción de embalses es el control de la infiltración razón por la cual es necesario darles un tratamiento superficial con el objetivo de reducirlo o eliminarlo, el desarrollo de nuevas tecnologías y materiales se han llegado a desarrollar tratamientos superficiales efectivos para tal efecto, dentro de estos materiales podemos mencionar:

- a) Telas geotextiles
- b) Parafina
- c) Cubiertas de grava y cubiertas de plástico
- d) Tratamientos misceláneos

El uso de uno o de otro material depende en gran medida de las características del embalse de la facilidad de aplicación y de sus costos económicos.

a) TELAS GEOTEXTILES

Para este tipo de cobertura, los materiales utilizados son los siguientes:

- Tela geotextil
- Asfalto diluido o emulsión

TELAS GEOTEXTILES

El desarrollo de nuevos polímeros ha dado como resultado materiales capaces de soportar las condiciones extremas del ambiente y mantener su efectividad por mucho tiempo razón por la cual tienen gran aceptación dentro del campo de la ingeniería.

La utilización que estas telas geotextiles pueden tener, van desde el control de la infiltración (hasta en un 98-100%) por ejemplo en rellenos sanitarios, en donde evitan el paso de los lixiviados y cualquier otro material, hasta el control de la erosión en taludes o terrenos con pendientes muy pronunciadas.

Las características propias de las telas geotextiles permiten su uso desde climas tropicales y áridos hasta climas montañosos por lo general fríos,

en suelos con grandes contenidos rocosos, suelos arcillosos y suelos arenosos.

Los principales y más conocidos materiales geotextiles son:

- El propileno.
- El poliéster.
- La poliamida (nylon) y
- El polietileno.

Las principales propiedades que se buscan en estos materiales son:

- a) Resistencia a la rotura.
- b) resistencia al corte.
- c) Resistencia a los rayos ultravioleta y
- e) Resistencia a los procesos de intemperismo.

ASFALTO DILUIDO O EMULSION

Cualquier cemento asfáltico, ya sea diluido en una emulsión puede aplicarse por riego con escobas o pulverizadores. El cemento asfáltico es un sólido no diluido, el cual debe ser calentado a aproximadamente 300 °F (134 °C) antes de ser aplicado. Equipos de calentamiento y pulverizadores son necesarios. El asfalto diluido, es un asfalto disuelto en un solvente de petróleo. El uso de asfalto diluido, ha sido reducido, debido a la evaporación del solvente y, además, es una fuente de polución del aire. Las emulsiones asfálticas consisten en pequeñas partículas de asfalto, químicamente dispersos en agua.

Tanto los asfaltos diluidos, como las emulsiones, deben tener como mínimo un 48% de sólidos. Las emulsiones asfálticas fraguan o solidifican rápidamente con el frío; en cambio los asfaltos diluidos necesitan que el solvente se evapore para solidificarse o fragua. El tipo de solvente utilizado en la preparación del asfalto diluido y la temperatura del aire, son los factores primarios que determinan la tasa de evaporación y fraguado. Las emulsiones asfálticas por lo regular, no necesitan de calentamiento para su aplicación y fraguan por evaporación del agua que contienen. La tasa de fraguado de la emulsión asfáltica, depende de la temperatura, humedad, movimiento del aire y el espesor del revestimiento.

Algunas emulsiones asfálticas sufren separación y coagulación cuando son almacenadas por períodos de 2 ó 3 meses. La mayoría de emulsiones asfálticas son dañadas irreversiblemente si se almacenan a temperaturas debajo de 40 °F (4 °C). Para lograr una máxima garantía de las propiedades de sellado, deben comprarse 30 días antes de ser usados.

Todos los asfaltos fallan por procesos de oxidación, pero algunos se les puede agregar compuestos lubricantes inertes o retardadores químicos de la oxidación. A Algunas emulsiones asfálticas se les incorpora agentes químicos, para lograr remulsificación de la capa de asfalto (revestimiento). Los asfaltos son comúnmente usados en operaciones de embalse con una emulsión de arcilla.

b) PARAFINA

Este tratamiento consiste en la aplicación de parafina derretida (fundida), usualmente rociada sobre la superficie del embalse previamente preparada y moldeada. La parafina permanece superficialmente, pero en los días más calurosos ésta penetra hasta una cierta profundidad del suelo ($\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{2}$ de pulgada), por lo cual, cada partícula del suelo con una película de parafina agregada, creará una superficie repelente de agua muy eficiente.

Las áreas climáticamente disponibles para este tipo de tratamiento no son del todo conocidas. Hasta ahora solamente se recomienda para áreas donde la temperatura del suelo alcance o exceda del punto de fundición de la parafina durante las estaciones más cálidas del año.

Este tratamiento está restringido para superficies bien alisadas, libres de grava y rocas mayores de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro y con pendientes entre 3% y 5%.

También es efectivo en suelos arenosos con humus y que contienen un 20% menos de arcilla (partículas con tamaño menor de 2μ). Este tratamiento no ha tenido éxito en suelos con alto contenido de arcilla expansivas. Hasta ahora, las propiedades físicas y químicas del suelo para este tipo de tratamiento no son conocidas. El muestreo representativo del suelo en el sitio del embalse, debe chequearse para que la impermeabilización sea efectiva al trabajo con parafina, o se escoge otro tratamiento.

Es muy resistente a deteriorarse por la radiación solar. Inicialmente, la capa de suelo tratada es muy delgada, ya que la mayoría de parafina se encuentra en la superficie. Se han encontrado algunos problemas cuando el viento levanta la parafina derretida del embalse, lo cual deja áreas inadecuadamente tratadas. Este no es ningún problema cuando se hace la instalación durante el tiempo cálido o cuando al menos se tienen de 2 a 3 horas de sol, lo cual calentará suficientemente el suelo y la parafina se derretirá en el suelo.

c) CUBIERTAS DE GRAVA Y CUBIERTAS DE PLASTICO

FORROS CUBIERTOS DE GRAVA

Este tratamiento consiste en una membrana impermeable tal como polietileno o papel alquitranado para techos y colocado en la superficie preparada del embalse y cubierta con una capa de grava de poco espesor y tamaño uniforme. La membrana prevee la superficie impermeable para coleccionar el agua lluvia, mientras que la cubierta de grava (forro) protege a la membrana de la intemperie, la luz solar, así como darle alguna resistencia al daño mecánico.

Los forros cubiertos de grava, se usan en un número limitado de operaciones de abastecimiento de agua, en varios lugares del mundo. El tratamiento no requiere un suelo específico pero sí necesita que sea firme y

muy alisado, y además, que la superficie del embalse esté libre de rocas y grava. Se restringe a pendientes menores del 5% para reducir el peligro de que la grava se deslice aguas abajo y atasque la salida y deje descubiertas las zonas de aguas arriba.

Una parte de la lluvia que cae es absorbida por la grava (aproximadamente 0.10 pulg.) y esta, pérdida regresa a la atmósfera por evaporación. Entre más gruesa es la capa de grava, mayor es la cantidad de agua retenida y perdida. El porcentaje de eficiencia es del orden del 85% al 90%.

Un forro cubierto de grava, propiamente instalada y mantenida es muy resistente a deteriorarse por los procesos de intemperie. Si la cubierta de grava es desarreglada (desorden), la membrana fundamental será susceptible a los daños que pueda causarle la luz solar y el viento y ésta fallará. Se debe evitar el tráfico de animales y personas, así como los roedores y que puedan causarle daño a la membrana. Con un buen mantenimiento se espera una vida de 15 a 20 años.

d) TRATAMIENTOS MISCELÁNEOS

Numerosos materiales están potencialmente disponibles o han sido usados para cubrir y sellar la superficie del embalse. Algunos de estos materiales no son muy conocidos o sus costos son elevados o pueden usarse

por su durabilidad limitada, o porque sea necesario un equipo sofisticado para su instalación, mantenimiento excesivo o deficiencia de datos del área (suelo y clima). La siguiente, es una breve discusión de algunos métodos y materiales que pueden ser utilizados en embalses como alternativas de tratamiento.

Las membranas de hule artificial (butyl) fueron usadas como revestimiento de delantales de embalses en la década del 50 al 60. Estas membranas fueron relativamente fáciles de instalar y sus resultados se basaron en pruebas de intemperismo y tuvieron una vida que excedió los 20 años.

Las primeras membranas se hicieron de capas de butyl vulcanizado no reforzado, de 30 a 60 milímetros de espesor, las que se arruinaron fácilmente cuando se instalaban en superficies irregulares, ya que esto lo inducía a un esfuerzo de tensión. La incorporación de tejido de refuerzo de nylon o algodón los mejoró, pero no se resolvió completamente el problema de arruinarse por fatiga.

Las telas de hule artificial son membranas flexibles y susceptible a ser dañadas por el viento. Los huecos causados por los roedores y pájaros, hacen vibrar la instalación y el aire penetra abajo del recubrimiento y pueden levantarlo. Una instalación inadecuada ha contribuido a muchas fallas.

Las membranas de hule artificial bien instaladas y mantenidas son muy efectivas y tienen un 90 – 100% de probabilidad de escorrentía, con una vida de 10 – 20 años. Las membranas deben ser instaladas esparcidas sobre una superficie alisada y protegida del viento para que éste no las levante.

EMBALSES DE CUBIERTAS METÁLICAS

Estos embalses consisten en una estructura metálica o de madera, empotrada en el suelo y colocada sobre estos pliegos de lamina galvanizada en forma invertida. Estos son muy durables y muy efectivos, pero los costos del material así como la construcción de la estructura, los hacen de limitada aceptación.

Son relativamente durables tienen una eficiencia de escurrimiento del 95 – 100%. Con una sub-base de grava o de una estructura metálica pueden ser usadas en cualquier tipo de suelo. Deben ser pintados para evitar la oxidación. El mantenimiento se enfoca a que las hojas están firmemente sostenibles, ya que el viento puede causar serios problemas si logra penetrar por debajo de la cubierta.

CONCRETO

Este material ha sido usado muy poco, debido a los costos del material y la mano de obra necesaria para la instalación. La eficiencia de escurrimiento de 60 – 85%. Las grietas debido a la contracción del concreto reducen su eficiencia. Es muy durable y resistente a los daños mecánicos, y probablemente no necesiten de ser cercados, las grietas deben rellenarse con un buen tipo de sellador de grietas.

Un concreto de alta calidad y bien proporcionado y curado se debe usar. Su vida útil excede los 25 años.

SALES DE SODIO

Una alta tasa de sales de sodio, mezclando con el suelo superficial es una forma potencial de bajar los costos de tratamiento. Ha sido usado en un número muy limitado de instalaciones.

Las sales, cloruro de sodio (NaCl), o carbonato de sodio, ($\text{Na}^2 \text{CO}^3$) se mezclan en la parte superior con 2 o 3 pulgadas de suelo a una tasa de 5 ton/acre, se humedecen y compactan. El sodio de las sales dispersa la arcilla, ésta sella los poros del suelo y reducen la infiltración.

Su eficiencia oscila entre 50 a 75%. Actualmente mayores eficiencias y propiedades químicas y físicas del suelo, no son conocidas.

Para la protección del embalse, el talud aguas arriba y la corona de la presa se utilizara una emulsión de asfalto la cual se aplicara en una capa de 7 cm de espesor. Se empleará este tratamiento por su facilidad de aplicación y durabilidad.

CAPITULO V

METODOS DE POTABILIZACION

5.1 PROCESOS DE POTABILIZACION

El agua lluvia es raramente la fuente inmediata de abastecimiento, aún cuando ésta, con un adecuado proceso de recolección, conducción y almacenamiento, así como un buen control, mantenimiento y un tratamiento de potabilización, podrían aliviar las grandes necesidades básicas en las cuales el agua sea necesaria.

El agua lluvia a su paso a través de la atmósfera, arrastra polvo, microorganismos que hay en suspensión y disuelve gases, tales como: anhídrido carbónico, oxígeno y otros que la hacen corrosiva, pero no se contamina prácticamente por bacterias y parásitos, cuando se colecta.

Siendo el agua lluvia de buena calidad para el consumo, no constituye una fuente de aprovechamiento constante y, por consiguiente, hay que almacenarla en épocas de lluvia para tener agua disponible durante la sequía. Además de desecharse las primeras aguas lluvias, hay que tener presente que un proceso de recolectarla y almacenarla, puede sufrir contaminación y, por consiguiente, hay que extremar las precauciones en este sentido.

El tratamiento del agua tiene por objeto fundamental, mejorar la calidad física, química y bacteriológica del agua, que proviene de diferentes fuentes

naturales, con contaminación o sin ella, a fin de integrarla al consumo apta, inocua y aprovechable para el hombre, animales, agricultura e industrias, y cuyo tratamiento debe incidir en tres aspectos básicos.

- Higiene: Eliminar o reducir del agua las bacterias, protozoos, quistes, huevos de parásitos y en especial, aquellos organismos capaces de producir enfermedades.
- Estética: Hay factores físicos característicos del agua, tales como el calor, olor, turbiedad y sabor, que son los que más impresionan al público consumidor.
- Económico: El efecto corrosivo o incrustante del agua, hace que las cañerías metálicas tengan menor duración útil.

Una planta potabilizadora puede operar con la combinación de uno o más procesos de potabilización, según sea el tipo de desinfección que se quiera realizar.

Las plantas de tratamiento se diseñan conforme las características propias del agua a tratar, para nuestro caso, agua procedente de la lluvia, la cual es calificada como de moderada calidad para consumo, por lo que el proceso de potabilización no es muy complicado.

A continuación se presentan los procesos de tratamiento que se aplicarán al agua colectada para los habitantes del cantón El Progreso, en el Departamento de La Libertad.

5.1.1 PRESEDIMENTACION

SEDIMENTACIÓN SIMPLE

Se entiende por sedimentación a aquellos fenómenos mediante los cuales los sólidos en suspensión en un fluido son separados del mismo, debido al efecto de la gravedad.

Se distinguen dos tipos de materias separables por sedimentación.

- 1) Las partículas granulares o discretas, que sedimentan independientemente una de las otras con una velocidad de caída constante, y que no cambian de densidad, tamaño o forma al descender en el líquido.
- 2) Las partículas mas o menos floculadas, que resultan de una aglomeración natural o provocada de las partículas coloidales en suspensión. Al descender en el líquido se adhieren o aglutinan entre si, cambiando de tamaño, forma y peso especificado durante la caída.

Según sea el tipo de partículas a separar y la concentración de las mismas en suspensión, se pueden diferenciar los siguientes modelos del proceso de sedimentación (Tabla 5.1).

Tabla 5.1. Modelos del proceso de sedimentación

Clarificación por sedimentación Tipo	Características de los sólidos en suspensión	Descripción del proceso	Ejemplos
1	Partículas discretas y aisladas en soluciones diluidas	No hay interacción entre las partículas y entre las partículas y el resto del fluido	Movimiento de sedimentación de partículas en desarenadores y presedimentadores
2	partículas aglomerables en soluciones relativamente diluidas	Las partículas se aglomeran agrupándose en partículas de mayor tamaño	Sedimentación de floculos en decantadores horizontales o de placas
3	Soluciones de concentración intermedia	Las partículas interfieren entre si en descenso manteniendo posiciones estables	Deposición de Lodos en decantadores de flujo ascendente
4	Soluciones de alta concentración	Se forma una estructura entre las partículas que van modificándose con el tiempo	Compactación de depósitos de lodos

Fuente : Libro Potabilización del Agua de Jairo Alberto Romero, 3ª Edición

5.1.2 COAGULACION

Cuando el agua a tratar contiene partículas muy finas ó en estado coloidal, el empleo de la sedimentación simple resulta antieconómico ó imposible. (permanencias mayores de 6 horas no son económicas). Como ejemplo podemos mencionar que una partícula de arcilla de diámetro 0.0001 m

sedimenta con una velocidad de 0.000154 mm/seg y tardaría 2 años en sedimentar 1 m.

En estos casos para la eliminación de la turbiedad se recurre al agregado de un producto químico, dando lugar a un proceso que se llama coagulación-floculación por el cual las partículas coloidales se aglutinan en pequeños flóculos, de mayor peso que puedan sedimentar con mayor facilidad. Este proceso se usa para:

- Remoción de turbiedad orgánica o inorgánica que no puede sedimentar con rapidez
- Remoción de color
- Eliminación de bacterias, virus y organismos patógenos susceptibles de ser separados por coagulación
- Eliminación de sustancias productoras de sabor y olor

Los términos coagulación y floculación son frecuentemente usados como sinónimos, significando ambos el proceso de aglomeración de partículas. En realidad, ambos términos tienen distinto significado. Se denomina coagulación al proceso de adicionar los productos químicos al agua (coagulantes) para reducir ó anular las fuerzas que tienden a mantener separadas las partículas en suspensión.

Los coagulantes que pueden emplearse son los coagulantes metálicos y los polímeros orgánicos e inorgánicos.

- Coagulantes metálicos. Pueden ser de tres tipos: sales de aluminio, sales de hierro y compuestos varios, como el carbonato de magnesio.
- Los coagulantes con sales de aluminio son el sulfato de aluminio, sulfato de aluminio amoniacal y aluminato de sodio. Los coagulantes con sales de hierro son el cloruro férrico, el sulfato férrico y el sulfato ferroso.
- Los polímeros inorgánicos. Se pueden emplear los polímeros de hierro (III) y aluminio como coagulantes. Se recomienda el uso de policloruros de aluminio para el tratamiento de aguas blandas y turbias. Entre los polímeros orgánicos o polielectrolitos que se pueden emplear están los derivados del almidón y la celulosa, materiales proteicos. Para la aplicación de los coagulantes sintéticos debe solicitarse la aprobación del Ministerio de Salud o constatarse que haya sido aprobado su uso en el tratamiento del agua potable por la Comunidad Europea, por Estados Unidos o por Canadá.

SELECCIÓN DEL COAGULANTE Y PRODUCTOS AUXILIARES

En la selección del coagulante, debe tenerse en cuenta su facilidad de adquisición, almacenamiento, manejo, seguridad y dosificación. No deben

usarse aquellos productos fácilmente deteriorables o que requieran condiciones muy específicas para su manejo y conservación.

Dentro de la amplia gama de coagulantes, debe escogerse aquel que no vaya a tener efectos nocivos sobre la calidad física, química o biológica del agua tratada y que represente un efecto favorable sobre el tamaño del flóculo y sobre la velocidad del asentamiento.

5.1.3 MEDIDOR PARSHALL

En la actualidad existen una gran cantidad de dispositivos para la medición de caudales o gastos en conductos libres y particularmente en los canales abiertos. Uno de éstos dispositivos es el medidor Parshall que puede ser utilizado, como en nuestro caso, para conocer con cierto grado de certeza el caudal que sé esta extrayendo del embalse para su potabilización.

El medidor Parshall es un dispositivo para la medición de régimen crítico, siendo idealizado por R. L. Parshall, ingeniero del servicio de irrigación del departamento de agricultura de los Estados Unidos. Este consiste en una sección convergente, una sección de paredes verticales paralelas llamadas garganta y una sección divergente. Los medidores Parshall son indicados nominalmente por el ancho de la garganta; así un parshall de 9 pulgadas mide 9 pulgadas en la menor sección transversal.

El fondo tiene el mismo nivel en la primera sección, en la garganta es inclinado con un declive de 9 vertical: 24 horizontal, cualquiera que sea su tamaño; y en la sección divergente el fondo es ascendente a razón de 1 vertical: 6 horizontal. Tiene, además, dos pozos amortiguadores que sirven para medir con precisión las cargas H_a y H_b antes y después de la cresta, donde la cresta es la arista que se forma por la unión del fondo de la entrada y el de la garganta.

Los medidores parshall vienen siendo utilizados para el control de la velocidad, en los desarenadores de las estaciones de tratamiento de aguas.

FUNCIONAMIENTO DEL AFORADOR PARSHALL

Al entrar el agua en el medidor, debido a que la sección va reduciéndose, su velocidad va en continuo aumento, pues al llegar a la cresta del medidor se precipita siguiendo el piso descendente de la garganta, hasta que al salir de ella empieza a perder velocidad y como ésta es menor en el canal aguas abajo, resulta que debe producirse un salto hidráulico cerca del extremo inferior de la garganta. La localización de este salto es variable con el caudal que pasa el medidor, pues para un caudal muy grande o muy pequeño, el salto se localizará más lejos o más cerca de la garganta, consecuentemente con lo cual la carga (o altura) H_b variará haciéndose más pequeña o aumentando tendiendo a ser igual a H_a . La localización del salto es afectada igualmente por la elevación de

la cresta sobre la plantilla del canal así como también por la diferencia de elevación de la plantilla en los canales aguas arriba y aguas abajo de la estructura.

Cuando la carga (o altura) H_b es considerablemente menor que la carga (o altura) H_a , se dice que el medidor trabaja con Descarga Libre y en estas condiciones el caudal es función únicamente de la carga (altura) H_a de la entrada; pero cuando la carga (altura) H_b difiere poco de la carga (altura) H_a se dice que el medidor trabaja con Sumersión y entonces el caudal es función de las dos cargas (altura) H_a y H_b .

Medidor con descarga libre

Es recomendable que el medidor trabaje con descarga libre porque entonces para calcular el caudal será suficiente conocer solamente la lectura de la carga H_a para sustituirla en la expresión general:

$$Q = m (H_a)^n$$

En donde los valores de m y n varían con el tamaño del medidor (específicamente W). Parshall creó un tabla con los valores de m y n obtenidos a través de experimentos (tabla 5.2), de tal forma que para obtener el caudal únicamente es necesario conocer el valor de H_a y sustituirlo en la f.

Tabla 5.2 Valores de m y n para la formula general, en unidades metricas

w	m	n	w	m	n
0.15	0.381	1.580	4.50	10.790	1.600
0.30	0.680	1.522	5.00	11.937	1.600
0.50	1.161	1.542	6.00	14.229	1.600
0.75	1.774	1.558	7.00	16.522	1.600
1.00	2.400	1.570	8.00	18.815	1.600
1.25	3.033	1.579	9.00	21.107	1.600
1.50	3.673	1.588	10.00	23.400	1.600
1.75	4.316	1.593	11.00	25.692	1.600
2.00	4.698	1.599	12.00	27.985	1.600
2.50	6.277	1.608	13.00	30.278	1.600
3.00	7.352	1.600	14.00	32.570	1.600
3.50	8.498	1.600	15.00	34.863	1.600
4.00	9.644	1.600			

Medidor que trabaja con sumersión

Cuando un medidor trabaja con sumersión, las fórmulas correspondientes a descarga libre dan un caudal mayor que el real, por lo tanto es necesario aplicar una corrección sustractiva a la fórmula quedando como expresión general para el caudal:

$$Q = m (Ha)^n - C$$

En la cual, C es un valor de corrección que esta en función de W, Ha y Hb. Después de numerosos experimentos Parshall obtuvo la fórmula para el cálculo de C:

$$C = \frac{0.0285 Ha^{2.22}}{\left[\frac{Ha + 3.05}{3.05} - S \right]^{1.44}} -- \frac{Ha - 0.056}{87.94}$$

Los valores de m y n siempre son tomados de la la tabla 5.2, por lo que únicamente queda despejar en la formula general los valores de m , n y C .

En la práctica deberá de revisarse el medidor Parshall al momento de ponerse en servicio, para conocer su comportamiento y definir bajo que condición opera, con descarga libre o bajo sumersión, y de esta forma aplicar la fórmula adecuada.

VENTAJAS DE LOS MEDIDORES PARSHALL

- a) Gran facilidad de construcción.
- b) Bajo costo de ejecución.
- c) No hay sobreelevación del fondo
- d) No hay peligros de formación de depósitos debido a materiales en suspensión, siendo por ello de gran utilidad en el caso de alcantarillas o de aguas que llevan sólidos en suspensión.
- e) Pueden funcionar como un dispositivo en que una sola medición de H es suficiente.
- f) Gran habilidad en soportar sumergencias elevadas, sin alteración de caudal.
- g) Medidores parshall de los mas variados tamaños, ya fueron ensayados hidráulicamente, lo que permite su empleo en condiciones semejantes, sin necesidad de muchos ensayos o aforos.

h) En su ejecución pueden ser empleados diversos materiales, seleccionándose los mas conveniente para las condiciones locales. Ya fueron empleados: Concreto mampostería, madera, metal (medidores portátiles de tamaño de hasta 10 pies), asbesto cemento, etc.

DISEÑO DEL MEDIDOR PARSHALL

Caudal de diseño = 0.25 lt/seg

La tabla 5.3 (Tomado de Manual de Hidráulica de Azevedo Netto), muestra los límites de aplicación para los medidores considerando el funcionamiento en régimen de descarga libre, con el valor del caudal se entra en la tabla 5.3; $W = 1''$ con este valor se entra en la tabla 5.4 y se obtienen las dimensiones del Parshall.

Tabla 5.3. Límites de aplicación de los medidores Parshall

W (pulg/cm)		CAPACIDAD Lt/seg	
		minima	maxima
1	2.5		< 0.85
3	7.6	0.85	53.8
6	19.2	1.52	110.4
9	22.9	2.55	251.9
1	30.5	3.11	455.6
1½	45.7	4.25	696.2
2	61.0	11.89	936.7
3	91.5	17.26	1426.3
4	122.0	36.79	1921.5
5	152.5	62.80	2422
6	183.0	74.40	2929
7	213.5	115.40	3440
8	244.0	130.70	3950
9	305.0	200.00	5660

Al seleccionar un medidor de condiciones y caudales determinados, se verifica que para los valores menores de W, corresponden mayores pérdidas de carga considerados siempre las sumergencias máximas.

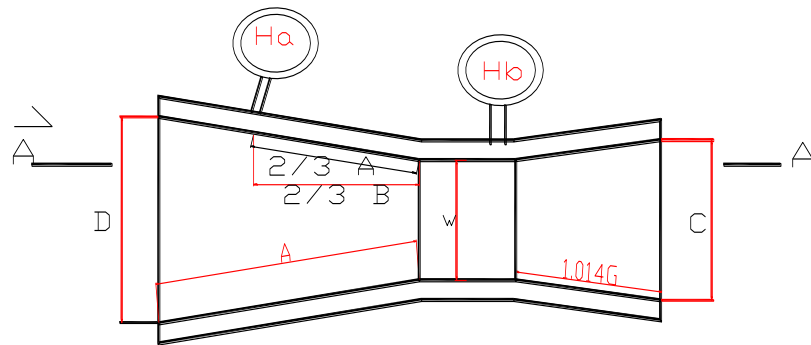
A continuación, en la tabla 5.4 se muestran las dimensiones más utilizadas en la fabricación de medidores Parshall, lo que no indica que no puedan fabricarse en otras dimensiones.

Tabla 5.4 Dimensiones típicas de medidores Parshall

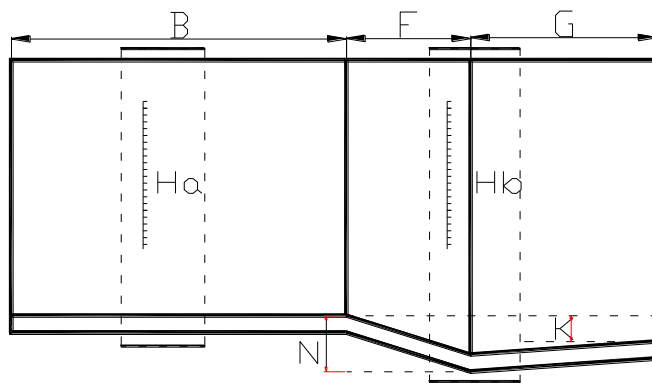
W	(cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	61.0	45.7	7.6	22.9
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1½'	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Fuente: Manual de Hidráulica Azevedo Netto

FIG. 5.1 MEDIDOR PARSHALL



VISTA SUPERIOR



CORTE A-A

DIMENSIONES DEL MEDIDOR PARSHALL

A = 36.3 cm.

B = 35.6 cm.

C = 9.3 cm.

D = 16.8 cm.

E = 22.9 cm.

F = 7.6 cm.

G = 20.3 cm.

K = 1.9 cm.

N = 2.9 cm.

5.1.4 FLOCULACION

Floculación es la aglomeración de las partículas por efecto de un movimiento lento del agua, de formar partículas de mayor tamaño (flóculos) que puedan sedimentar por gravedad.

El proceso de coagulación floculación se realizan en la planta de potabilización en tres procesos separados:

1. Adición de los coagulantes

2. Dispersión de los coagulantes
3. Aglutinación o aglomeración de partículas

Los coagulantes metálicos sulfato de aluminio o sulfato ferroso deben aplicarse en solución. La solución puede prepararse en dos formas:

- a) Dosificando el polvo en forma continua en un tanque de hidratación desde donde la solución se lleva al punto de aplicación, se denomina dosificación en seco.
- b) Preparando la solución previamente y dosificándola por gravedad o por bombeo en su punto de aplicación, lo que se suele llamar dosificación húmeda.

Para la determinación de la dosis óptima, de coagulante a utilizar en la planta de potabilización, se puede realizar el método de la prueba de jarras. El objetivo de estos ensayos es poder determinar la dosis que produce la más rápida desestabilización de las partículas coloidales y la que hace que se forme un floculo pesado y compacto que sedimente fácilmente.

Clasificación de los floculadores:

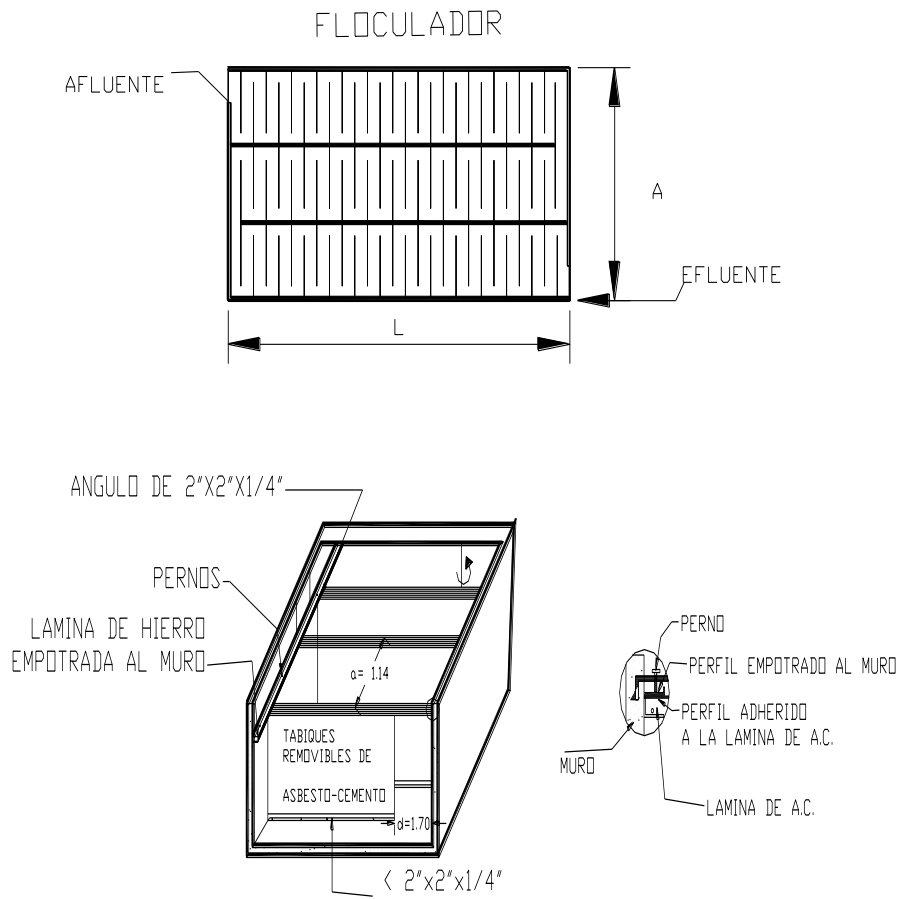
Según el tipo de energía usada para producir la agitación, los floculadores pueden clasificarse en hidráulicos y mecánicos.

Los primeros, según el sentido del flujo se clasifican en: flujo horizontal y de flujo vertical. Los mecánicos son generalmente rotatorios de paletas, tanto en el eje horizontal como de eje vertical.

Floculadores Hidráulicos: derivan su energía para la agitación de la masa líquida, de la carga de velocidad que el flujo adquiere al escurrir por un conducto. Consisten en tanques provistos de pantallas entre los cuales el agua circula con una velocidad fija, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección del flujo.

Generalmente, los procesos de tratamiento que incluyen el uso de sustancias químicas no son muy adecuados para abastecimientos de agua para pequeñas comunidades. Se les debería evitar en lo posible. Se debería utilizar la coagulación química y la floculación sólo cuando no se pueda lograr el resultado necesario de tratamiento con otro proceso que no utilice sustancias químicas. Si la turbiedad y el color del agua cruda no son mucho mayores de lo permisible para el agua potable, podría evitarse la coagulación química en el tratamiento de agua. Un proceso como la filtración lenta en arena serviría tanto para reducir la turbiedad y el color a niveles aceptables, como para mejorar las otras características de la calidad del agua en una sola unidad. Si fuera necesario, un filtro preliminar puede servir para reducir la carga de turbiedad en el filtro lento de arena.

FIG. 5.2. VISTA EN PLANTA Y SECCION DE FLOCULADOR



En la práctica, los floculadores de canal con mamparas, están limitados a plantas de tratamiento relativamente grandes, con capacidades de más de 10000 m³/día (según el Manual de Tratamiento de Aguas Superficiales para Países en Desarrollo, México 1990), lo que no es nuestro caso. Por lo cual únicamente utilizaremos como procesos de potabilización: un sedimentador y un filtro rápido de arena.

5.1.5 SEDIMENTACIÓN

Una vez floculada el agua el problema radica en reparar los sólidos del líquido, o sea, las partículas coaguladas del medio en el cual están suspendidas. Esto se puede conseguir dejando sedimentar el agua, filtrándola o ejecutando ambos procesos a la vez. La sedimentación y la filtración, por lo tanto, deben considerarse como procesos complementarios. La sedimentación realiza la separación de los sólidos mas densos que el agua y que tienen una velocidad de caída tal que pueden llegar al fondo del tanque sedimentador en el tiempo económicamente aceptable. La filtración en cambio separa aquellos sólidos que tienen una densidad muy cercana a la del agua, o que han sido resuspendidos por cualquier causa y que por lo tanto no quedan removidos en el proceso anterior.

El modelo desarrollado por Hazen en 1904 y luego continuado por Camp en 1946 quien lo definió como el decantador hipotético en el cual la sedimentación se realiza de la misma manera que en un recipiente de igual profundidad con un líquido en reposo. El modelo responde a las siguientes características:

1. Hay una distribución uniforme de partículas en la entrada
2. En la zona de sedimentación la dirección de flujo es horizontal y velocidad es la misma en todos sus puntos.
3. Toda partícula que entra en la zona de lodos queda atrapada y se considera removida.

Para el diseño de sedimentadores reales, vamos a ver las consideraciones que deben tenerse para cada una de las 4 zonas en que fue dividido el sedimentador:

- I. Zona de sedimentación: factores que deben considerarse
 - a. Carga superficial.
 - b. Periodo de retención o permanencia y profundidad
 - c. Forma del sedimentador
 - d. Velocidad horizontal y relación largo – profundidad

a. Carga superficial: es la velocidad mínima de sedimentación Q/A_h , que se espera que en promedio tenga un cierto porcentaje (70-98%) de partículas de la suspensión. La determinación de la carga superficial puede hacerse experimentalmente efectuando un ensayo de sedimentación.

La Tabla 5.5 sugiere los siguientes valores:

Tabla 5.5. Valores de la carga superficial dependiendo del tipo de instalación

Tipo de instalación	Carga superficial (m³/m² día)
Instalaciones pequeñas	20-30
Instalaciones proyectadas con nueva tecnología con operación razonable	30-40
Instalaciones proyectadas con nueva tecnología con buena operación	35-45
Instalaciones grandes con nueva tecnología, excelente operación y con auxiliar de coagulación cuando se necesite	40-60

Fuente : (Libro Potabilización del Agua de Jairo Alberto Romero, 3ª Edición)

b) Período de detención y profundidad.

El período de detención o permanencia es el tiempo máximo que la partícula con la mínima velocidad de sedimentación elegida, tarda en llegar al fondo. Por lo tanto, cuanto menor sea la profundidad, menor será el periodo de detención. Este concepto es aplicable a los sedimentadores de alta velocidad (régimen laminar). En los sedimentadores horizontales no pueden construirse

con profundidades pequeñas debido a que la velocidad horizontal no puede hacerse muy alta. Las profundidades varían entre 3 y 4.5 m.

c) Forma de los sedimentadores.

Los más comunes son los rectangulares. La relación largo-ancho (L/A) varía entre 3 y 5.

d) Velocidad horizontal y relación largo profundidad.

En los sedimentadores horizontales es conveniente que la velocidad sea la más alta posible para estimular la floculación, pero sin que perjudique la eficiencia. Si Q es el caudal; Vsc la velocidad de sedimentación crítica (carga superficial) y Vh es la velocidad horizontal, será

$$Q = V_{sc} \cdot A_h ; Q = V_h \cdot A_v$$

$$\text{Como } A_h = A \cdot L ; A_v = A \cdot h$$

$$\text{Resulta que } L / h = V_h / V_{sc}$$

ZONA DE LODOS

Los lodos se depositan en el fondo del sedimentador de manera no uniforme. Entre el 60 y 90% queda retenido en la primera mitad. La cantidad de

lodos varía con la turbiedad del agua y la cantidad de productos químicos usados para la coagulación.

Por otra parte, la remoción del lodo puede hacerse en forma continua o de forma intermitente. Cuando se hace en forma continua, se usan cadenas barredoras de barros que van empujando a estos lentamente por medio de zapatos a un concentrador. Cuando se remueven en forma intermitente, hay que vaciar el decantador cada cierto tiempo para que durante el vaciado se arrastre los barros hidráulicamente. Se completa la limpieza del fondo en forma manual.

La tabla 5.6, es una guía para la selección del tratamiento de los lodos de acuerdo a los datos promedio del porcentaje de concentración de sólidos en diferentes tipos de lodos.

Tabla 5.6. Concentración de lodos en el tratamiento del agua

Tipo de lodo	Concentración de sólidos (%)
Proceso de sedimentación	0.5 - 2
Agua de lavado de filtro	50 - 1000*
Proceso de ablandamiento con soda y cal	2 - 15
Espesado gravitacional	
Sedimentos de coagulación y lavado	2 - 20 (típico: 2 - 4)
Agua de lavado de filtro	Mayor a 4
Lodos de cal	15 - 30
Filtración al vacío	
Lodos de coagulación	10 - 20
Ablandamiento con cal (>85% de contenido de CaCO ₃)	50 - 70
Ablandamiento con cal (alto contenido de Mg(OH) ₂)	20 - 25
Filtración a presión	
Lodos de coagulación	30 - 45
Lodos de cal	55 - 70
Centrífugas	
Lodos de coagulación	10 - 20
Lodos de cal y aluminio	15 - 40
Lodos de cal	30 - 70
Camas de secado	
Lodos de coagulación	15 - 30
Lodos de cal	50 - 70
Lagunas	
Lodos de coagulación	7 - 15
Lodos de cal	50 - 60

*Concentración dada en mg/l

Fuente : Tratado sistemas de potabilización 2000

DISEÑO DEL SEDIMENTADOR

Para nuestro caso diseñaremos las características principales de un sedimentador de flujo horizontal.

CAUDAL DE DISEÑO

Caudal de diseño = $0.25 \text{ lt/seg} = 0.00025 \text{ m}^3/\text{seg} * 86400 \text{ seg} / 1 \text{ dia}$

$$Q = 21.6 \text{ m}^3/\text{dia}$$

CARGA SUPERFICIAL

La sedimentación es función del área superficial del tanque e independiente de la profundidad. El valor recomendable de la carga superficial para instalaciones con operación razonable y tipo de agua superficial es de 14 - 22 $\text{m}^3/\text{dia} * \text{m}^2$ provenientes de un proceso de floculación.

(tabla 5.7).

Tabla 5.7. Cargas superficiales típicas en sedimentadores convencionales

TIPO DE AGUA	TRATAMIENTO	CARGA SUPERFICIAL m ³ /d*m ² C255
Superficial	Sin Floculo	2.4-24
	Floculo de alumbre	14-22 (1)
	Floculo de polímero	18-27 (1)
superficial o subterránea	Ablandamiento con cal	22-44 (1)
		82 (1)
		37 (1)
	Unidades de flujo ascensional	< 58 (1)
		108 (1)
		58-88 (1)
Ablandamiento en unidades de flujo ascensional	22-58 (1) Agua fría	
	58-88 (1) Agua cálida	
	147 (1)	
		22-88 (1)
		88-132 (1)
		73 (1)
		106 (1)

Fuente : (Libro Potabilización del Agua de Jairo Alberto Romero, 3ª Edición)

TIEMPO DE RETENCION

El tiempo de retención teórico es directamente proporcional a la profundidad; por ello, la eficiencia de remoción de partículas floculentas dependerá de la profundidad del tanque. Sin embargo, la eficiencia de remoción no está relacionada linealmente con el tiempo de retención; así por ejemplo, si el 80% de los sólidos suspendidos son removidos con un tiempo de retención de dos horas, es posible que con 3 horas de retención solo se remuevan 90%. Además, como los tanques profundos son más costosos, no es deseable tenerlos excesivamente profundos.

En tanques convencionales usados para sedimentación de los sólidos provenientes de coagulación o ablandamiento de aguas, un tiempo de retención de 2 a 4 horas es generalmente suficiente como preparación del agua para su filtración subsecuente.

Como tiempo de retención de diseño se utilizará el valor de 4 horas, para aguas que posteriormente serán filtradas:

$$t = 4 \text{ horas} * 1 \text{ día} / 24 \text{ horas}$$

$$t = 0.167 \text{ días}$$

VOLUMEN DEL SEDIMENTADOR

$$V = Q t = 21.6 \text{ m}^3 / \text{día} * 0.167 \text{ día}$$

$$V = 3.61 \text{ m}^3 \approx 3.75 \text{ m}^3$$

AREA SUPERFICIAL

$$A = Q / (Cs)$$

Donde:

Cs: carga superficial

$$A = 21.6 \text{ m}^3 / \text{día} / 2.4 \text{ m}^3 / \text{d} * \text{m}^2$$

Utilizando el valor más de bajo de la carga superficial para aguas superficiales.

$$A = 9.0 \text{ m}^2$$

En tanques rectangulares se usa comúnmente una relación longitud/ancho entre 3/1 y 5/1.

Se adoptara la relación 3/1:

$$A = \text{ancho} * \text{longitud} = a * l ; l = 3 a$$

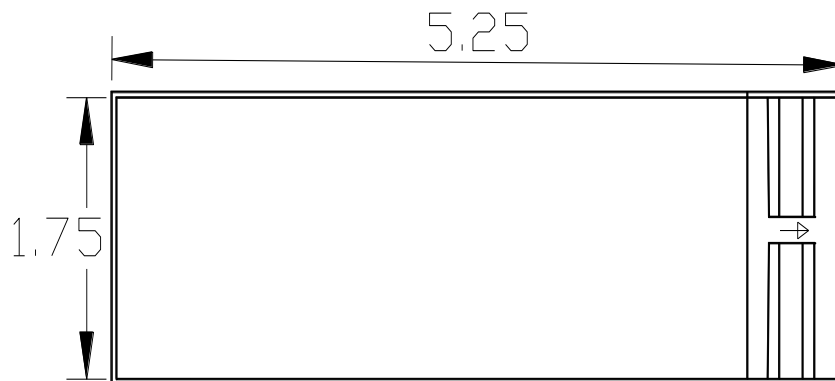
$$A = a * 3 a = 3 a^2$$

$$9.0 \text{ m}^2 = 3 a^2 \longrightarrow a = 1.73 \text{ m} \approx 1.75 \text{ m}$$

$$\text{Luego: } l = 3 a = 3 * 1.75 \text{ m}$$

$$l = 5.25 \text{ m}$$

FIGURA 5.3. DIMENSIONES DE SEDIMENTADOR



VISTA EN PLANTA

CALCULO DE PROFUNDIDAD (h)

$$h = \text{Volumen} / \text{Area} = 3.75 \text{ m}^3 / (1.75 * 5.25) \text{ m}^2$$

$$h = 0.41 \text{ m} \approx 0.50 \text{ m}$$

PROFUNDIDAD TOTAL

$$H_t = h + \text{bordo libre} + \text{profundidad de lodos}$$

Donde tomaremos:

$$\text{Bordo libre} = 0.3 \text{ m}$$

Lodos = 0.5 m (altura destinada para el depósito de lodos dentro del sedimentador)

$$H_t = 0.5 + 0.3 + 0.5$$

$$H_t = 1.3 \text{ m}$$

PERIODO DE LIMPIEZA DEL SEDIMENTADOR

De la tabla 5.6, tomamos el valor de concentración de lodos igual al 1% (para aguas procedentes de un proceso de sedimentación, en nuestro caso el embalse de recolección es un proceso presedimentador).

El valor de 0.50 m para la profundidad de lodos, es un valor asumido para el cual se calcula el período de limpieza. Si el período de limpieza es adecuado, se tomará como el de diseño.

$$V_{\text{lodos}} = A \times h = 9.1875 \text{ m}^2 \times 0.5 \text{ m}$$

$$V_{\text{lodos}} = 4.6 \text{ m}^3$$

Luego: $Q = 21.6 \text{ m}^3 / \text{d} \times 1 / 100 = 0.216 \text{ m}^3 / \text{d}$ (cantidad de lodos)

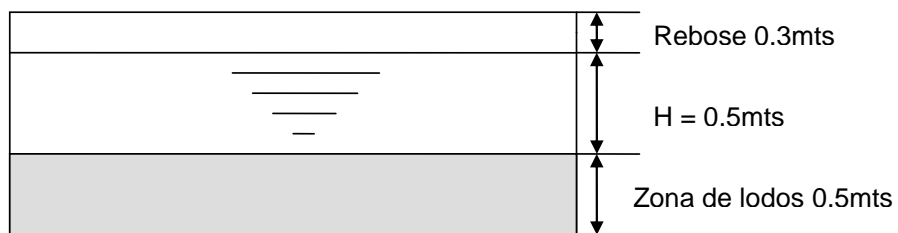
Tiempo que tarde en llenarse el tanque de lodos:

$$T = 4.6 \text{ m}^3 / 0.216 \text{ m}^3 / \text{d}$$

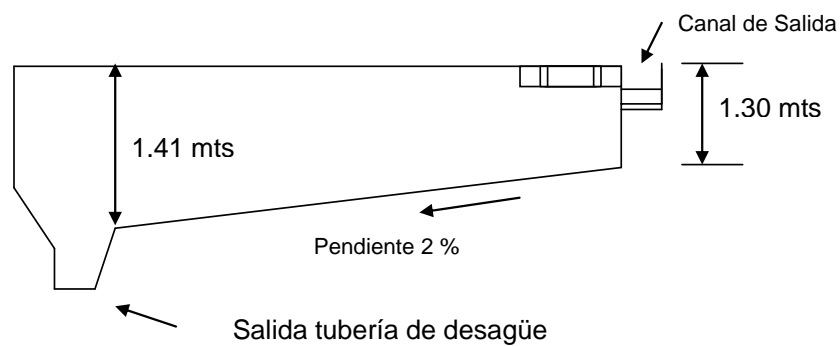
$T = 21.29 \text{ dias} \approx 21 \text{ dias}$ (tiempo adecuado para limpieza, por lo que tomamos 0.5 m como profundidad de lodos)

FIG .5.4 DETALLES DE SEDIMENTADOR. VISTA FRONTAL

Vista frontal del sedimentador



Vista Lateral del Sedimentador



VELOCIDAD DE FLUJO

$$v = Q / (a * h) = 21.6 \text{ m}^3/\text{dia} / (1.75 \text{ m} * 5.25 \text{ m})$$

$$v = 2.35 \text{ m}/\text{dia} * 1 \text{ dia} / 86400 \text{ seg}$$

$$v = 2.721 \times 10^{-5} \text{ m}/\text{seg} * 100 \text{ cm} / 1 \text{ m}$$

$$v = 0.003 \text{ cm}/\text{seg}$$

TUBERÍA DE DESAGÜE

Los lodos pueden recogerse en una, dos o tres tolvas de lodo; en cada caso, cada tolva debe equiparse con tubería separada de drenaje. Se debe poder desocupar el tanque en un tiempo de 30-60 minutos. Para calcular la tubería de desagüe se puede usar la fórmula siguiente:

$$S = \left(\frac{A}{4850 t} \right) \sqrt{d}$$

Donde: S : sección de desagüe, m²

A : área superficial del sedimentador, m²

t : tiempo de vaciado en horas, tomado como 0.25 horas

d : altura del agua sobre la boca del desagüe.

Calculo de d:

$$d = \left(\frac{A}{4850 t} \right)^2 * S$$

$$d = 5.25 * 0.02 + 1.3 = 1.405 \text{ m}$$

Luego:

$$S = \left(\left(1.75 * 5.25 \right) / 4850 \left(0.25 \right) \right) \sqrt{3.1}$$

$$S = 0.009 \text{ m}^2$$

$$\text{Luego: } S = \pi D^2 / 4 \longrightarrow D = \sqrt{4 S / \pi} = \sqrt{4 * 0.009 / \pi}$$

$$D = 0.107 \text{ m} \approx 10.7 \text{ cm}$$

$$D = 10.7 \text{ cm} * 1 \text{ pulg} / 2.54 \text{ cm}$$

$$D = 4.21 \text{ pulg} \approx 4.25 \text{ pulg} \approx 4 \frac{1}{4} \text{ pulg.}$$

5.1.6 FILTRACION

Consiste en pasar el flujo de agua a través de un medio poroso normalmente de arena, en el cual actúan una serie de mecanismos de remoción cuya eficiencia depende de las características de la suspensión (agua más partículas), y del medio poroso.

Este proceso se utiliza como único tratamiento cuando las aguas son muy claras, o como proceso final de pulimento en el caso de aguas muy turbias.

Los medios porosos utilizados además de la arena que es el más común, son la antracita, granate, magnetita, carbón activado, cáscara de arroz, cáscara de coco quemada y molida, y también el pelo del coco en el caso de los filtros

rápidos. En los filtros lentos, lo más efectivo es usar exclusivamente arena; no es recomendable el uso de materiales putrescibles.

PLANTAS DE FILTRACIÓN RAPIDA

Se denomina así, porque los filtros funcionan con velocidades altas, pero como consecuencia de esto se colman también muy rápidamente. Los filtros rápidos denominados como “filtros americanos”, se lavan aplicando un flujo ascensional de agua para expandir el lecho filtrante, método denominado de “retrolavado” y que toma de 8 a 15 minutos como máximo, por lo que esta operación se puede ejecutar muy frecuentemente (cada 50 a 70 horas). Debido a esta ventaja, es que los filtros rápidos se pueden operar normalmente en un rango de velocidades de 80 a 300 m³/m²/d (3.5 – 12.5 m/h), dependiendo la tasa óptima de las características del lecho filtrante y de la suspensión, requiriendo de áreas muy pequeñas en relación al filtro lento. La figura 5.5 muestra el detalle de un filtro rápido de arena.

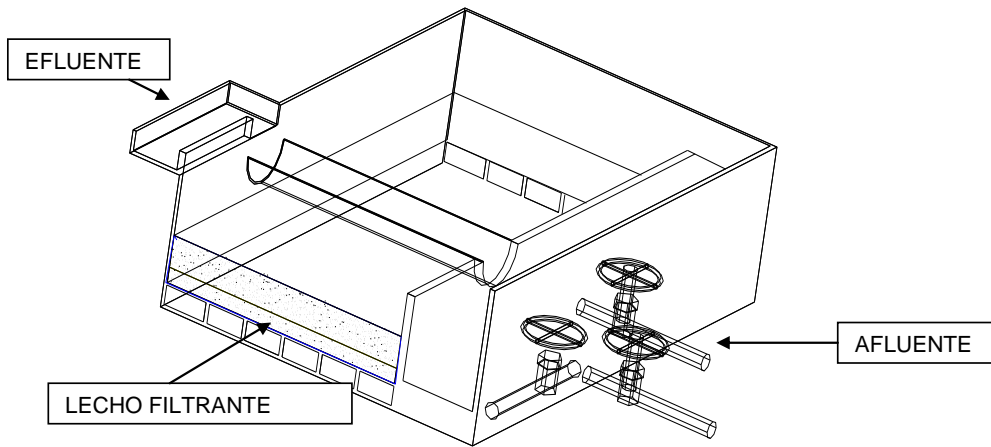


FIG. 5.5 Detalle de filtro rápido

FILTRACIÓN LENTA EN ARENA

La filtración es el proceso mediante el cual se purifica el agua haciéndola pasar a través de un material poroso (o “medio”). En la filtración lenta en arena se usa un lecho de arena fina a través del cual el agua se cuela lentamente hacia abajo.

El propósito principal de la filtración lenta en arena es la remoción de organismos patógenos del agua cruda, en particular las bacterias y los virus responsables de la transmisión de enfermedades relacionadas en el agua.

Un filtro lento de arena bien operado removerá los protozoos tales como esquistosoma hematobium y Ascaris lumbricoides. Cuando se procesa agua

cruda que esta ligeramente contaminada, los filtros lentos de arena producirán agua bacteriológicamente segura. Normalmente el E. Coli estará ausente en una muestra de 100 ml del agua filtrada.

Los filtros lentos de arena tienen ventajas para su uso en países en desarrollo. Producen agua clara, libre de impurezas suspendidas e higiénicamente segura. Se les puede construir con materiales locales usando conocimientos y labor local.

Los filtros lentos de arena no requieren para su operación, sustancias químicas coagulantes, cal o cloro que frecuentemente necesitan ser importadas.

El efecto más importante de purificación de un filtro lento de arena es la remoción de bacterias y virus. A través de la absorción u otros procesos, se remueve las bacterias del agua y se les retienen en la superficie de los granos del lecho de filtro. Para las bacterias intestinales, el lecho de filtro provee condiciones desfavorables debido a que por lo general el agua es más fría que su habitat natural y usualmente no contiene materia orgánica suficiente (de origen animal) para sus requerimientos vitales.

Básicamente un filtro lento de arena consiste en un tanque abierto en la parte superior y que contiene el lecho de arena. La profundidad del tanque es de aproximadamente 3 m y el área puede variar desde unas cuantas decenas a varios cientos metros cuadrados. En el fondo del tanque se coloca un sistema de desagüe inferior (el fondo del litro) para apoyar al lecho del filtro. El lecho

esta compuesto de arena fina libre de arcilla y greda, por lo general no graduada, y con la menor cantidad posible de materia orgánica. Normalmente el lecho de filtro tiene un espesor de 1.0 a 1.2 m y el agua que se va a tratar (el agua sobrenadante) se encuentra a una profundidad de 1.0 a 1.5 m sobre el lecho del filtro.

DISEÑO DE FILTRO LENTO

VELOCIDAD DE FILTRACIÓN

La velocidad de filtración más comúnmente utilizada para operación normal es de 0.1 m/h, aunque es posible producir agua segura a velocidades tan altas como 0.4 m/h.

La velocidad de filtración recomendada por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria (CEPIS), es de 0.12 a 0.15 m³/m²/hora, es decir, que en una hora, por cada m² de superficie pueden pasar 120 a 150 litros de agua. Para nuestro caso utilizaremos 0.12 m³/m²/hora.

DIMENSIONES DEL FILTRO LENTO DE ARENA

El filtro es de forma rectangular, con una relación Longitud / Anchura de 5:1, se debe construir un mínimo de 2 unidades, cada una diseñada para no menos del 65% de la capacidad requerida, de modo que una unidad se pueda retirar de operación sin sobrecargar excesivamente la unidad en operación.

Caudal del Filtro funcionando a un 65%:

$$Q = 0.25 \text{ lt/seg} * 65 / 100 = 0.16 \text{ lt/seg}$$

Calculo del area del filtro:

$$Q = v * A \longrightarrow A = Q / v$$

$$A = 0.16 \text{ lt/seg} * 3600 \text{ seg/h} * 1 \text{ m}^3/1000 \text{ lt} / 0.12 \text{ m/h}$$

$$A = 4 \text{ m}^2$$

Con la relación de 5:1 (Longitud / Ancho)

$$A = \text{Longitud} * \text{ancho} = \text{ancho} * (5 \text{ ancho})$$

$$A = 5 \text{ ancho}^2$$

$$4 \text{ m}^2 = 5 \text{ ancho}^2$$

$$\text{ancho} = 0.89 \text{ m} \approx 0.90 \text{ m}$$

Luego: Longitud = 5 (ancho) = 5 * 0.89 m

$$\text{Longitud} = 4.47 \text{ m} \approx 4.50 \text{ m}$$

PROFUNDIDAD DE LA CAMARA DE FILTRACIÓN

Tomando como referencia a Paramasivan y Mhaisalkar (1981), propone una profundidad mínima de la camara de filtración igual a:

Bordo Libre: 0.20 m

Agua Sobrenadante: 1.00 m

Medio Filtrante: 1.00 m

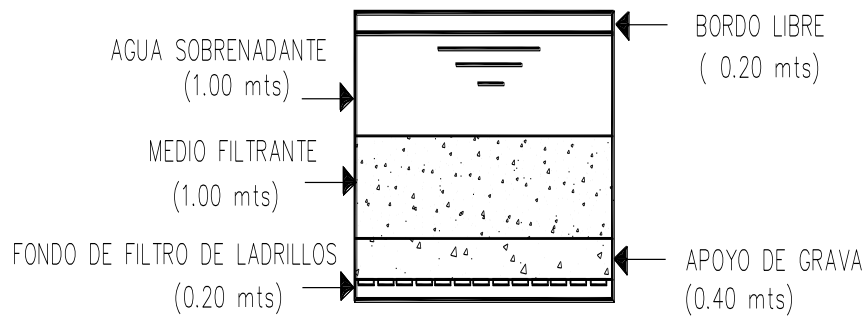
Apoyo de tres capas de grava: 0.40 m

Fondo de filtro de ladrillos: 0.20 m

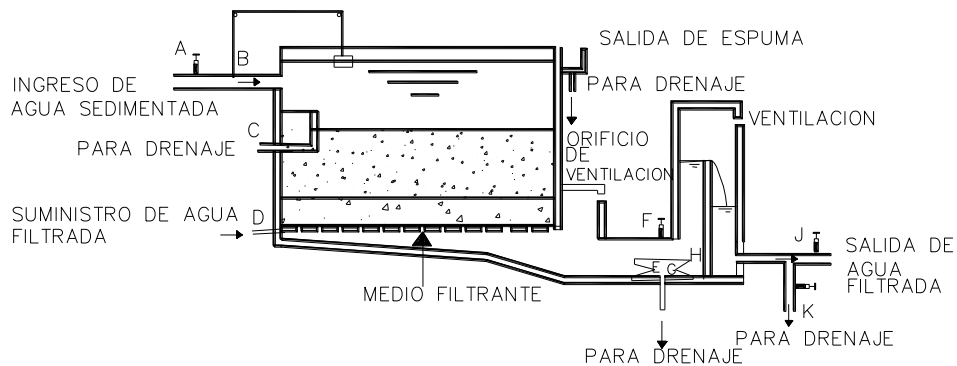
Profundidad total: 2.80 m

FIG. 5.6. DETALLE DE FILTRO LENTO DE ARENA

FILTRO LENTO DE ARENA



VISTA FRONTAL



VISTA LATERAL

CALCULO DE TUBERIAS DE CONDUCCIÓN ENTRE ELEMENTOS

Utilizaremos para el calculo la formula de Bazin, con canal de sección circular (tubería de hierro fundido).

$$v = \frac{87}{1 + \gamma / \sqrt{Rh}} \sqrt{Rh S}$$

Donde: Rh: Radio hidráulico, para tubería circular Rh = Diámetro / 4

S: Pendiente de la tubería

γ: Coeficiente que depende de las paredes, para nuestro caso igual a 0.16 (tabla 5.8)

Tabla 5.8 Valores del coeficiente γ

Categoría	Descripción	γ
1a	Canales y tubos extraordinariamente lisos	0.06
2a	Conductos comunes	0.16
3a	Mampostería de piedra bruta	0.46
4a	Paredes mixtas	0.85
5a	Canales de tierra	1.3
6a	Canales presentando gran resistencia al flujo	1.75

Tomado del Manual de Hidráulica de Azevedo Netto

TUBERIA ENTRE EMBALSE Y MEDIDOR PARSHALL

Asumiendo diámetro de 1" = 2.54 cm = 0.0254 m

$R_h = D / 4 = 0.0254 / 4 = 0.00635$ m (tubería de hierro fundido).

$$v = \frac{87}{1 + 0.16 / \sqrt{0.00635}} \sqrt{0.00635 * 0.187} = 1.0 \text{ m/s}$$

Luego: $Q = A / v = \pi / 4 (D^2) v = \pi / 4 (0.0254)^2 (1) = 0.00051 \text{ m}^3/\text{s}$

Con esta tubería podemos suponer que trabajará al 50% de su capacidad para trasladar el caudal de diseño.

Además, la norma técnica de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA), recomienda como velocidad mínima real para alcantarillados 0.60 m/s, la alcantarilla es el modelo que adoptaremos para explicar el comportamiento del agua en la tubería, valor que está por debajo al obtenido en los tres tramos de tuberías calculados.

TUBERÍA ENTRE SEDIMENTADOR Y FILTRO

Asumiendo diámetro de 1" = 2.54 cm = 0.0254 m

$R_h = D / 4 = 0.0254 / 4 = 0.00635$ m (tubería de hierro fundido).

$$v = \frac{87}{1 + 0.16 / \sqrt{0.00635}} \sqrt{0.00635 * 0.122} = 0.80 \text{ m/s}$$

Luego: $Q = A / v = \pi / 4 (D^2) v = \pi / 4 (0.0254)^2 (0.80) = 0.00041$
 m^3/s

Diámetro suficiente para traslado de caudal de diseño

TUBERÍA ENTRE FILTRO Y TANQUE

Asumiendo diámetro de 1" = 2.54 cm = 0.0254 m

$R_h = D / 4 = 0.0254 / 4 = 0.00635$ m (tubería de hierro fundido).

$$v = \frac{87}{1 + 0.16 / \sqrt{0.00635}} \sqrt{0.00635 * 0.187} = 1.0 \text{ m/s}$$

Luego: $Q = A / v = \pi / 4 (D^2) v = \pi / 4 (0.0254)^2 (1) = 0.00051$ m^3/s

TUBERÍA ENTRE TANQUE Y CANTARERAS

Considerando un tiempo de servicio de 4 horas, para abastecer a toda la comunidad se recomienda un horario de servicio entre las 6:00 y las 10:00 de la mañana.

Por lo anterior el caudal para poder atender esta demanda aumentará. Entonces:

Como 4 horas es igual a 0.17 días (1/6 día), el caudal encontrado para suplir la demanda diaria, aumentará 6 veces, para que en este horario pueda abastecerse a toda la población.

$$\text{Caudal demandado diario} = 0.25 \text{ lt/seg} \times 6 = 1.5 \text{ lt/seg} = 0.0015 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Asumiendo diámetro de } 1 \frac{1}{2}'' = 3.81 \text{ cm} = 0.0381 \text{ m}$$

$$R_h = D / 4 = 0.0381 / 4 = 0.0095 \text{ m} \text{ (tubería de hierro fundido).}$$

$$v = \frac{87}{1 + 0.16 / \sqrt{0.0095}} \sqrt{0.0095 * 0.294} = 1.74 \text{ m/s}$$

$$\begin{aligned} \text{Luego: } Q &= A / v = \pi / 4 (D^2) v = \pi / 4 (0.0381)^2 (1.74) \\ &= 0.002 \text{ m}^3/\text{s} > \text{Caudal demandado} \end{aligned}$$

5.2 CARACTERISTICAS BACTEREOLOGICAS, FÍSICAS Y QUIMICAS DEL AGUA.

Al tratar las distintas fuentes de abastecimiento, algunas aguas pueden ser naturalmente potables y otras pueden necesitar un tratamiento corrector previo a su entrega al consumo.

Las aguas provenientes de fuentes subterráneas profundas, galerías filtrantes o manantiales, pueden ser entregadas directamente al consumo, siempre que sean químicamente apropiadas y si se tiene en cuenta todas las previsiones necesarias a su captación para evitar su contaminación. Es decir, estas aguas son en general naturalmente potables. Solo se recomienda un tratamiento con cloro para resguardarla de cualquier contaminación accidental en la red de distribución.

Cuando el agua no es naturalmente potable habrá que hacer un tratamiento corrector, como sucede con las aguas superficiales. El tratamiento corrector o potabilizador puede ser físico, químico o microbiológico.

5.2.1 TRATAMIENTO FISICO

El tratamiento corrector para este fin consiste en:

1. Eliminación de la turbiedad y el color: Es decir, la eliminación de materias en suspensión, finamente divididas, que no asientan fácilmente,

- acompañadas muchas veces de materias orgánicas coloidales o disueltas, que no son retenidas por la simple filtración. Para ello es necesario un tratamiento previo con coagulante químico, seguido de decantación o clarificación y luego filtración, a través de un manto de arena u otro material inerte y finalmente un tratamiento de desinfección, más o menos intenso, según el grado de contaminación.
2. Eliminar o reducir la intensidad de los gustos u olores para lo cual se recomienda distintos procedimientos, que dependen de la naturaleza del problema, como: aireación, carbón activado, uso de cloro u otros oxidantes, como el ozono, etc. Y algunas veces combinando con tratamiento previo del agua natural con un alguicida.

5.2.2 TRATAMIENTO QUÍMICO

El tratamiento corrector químico se refiere a la corrección del pH del agua, a la reducción de la dureza, a la eliminación de los elementos nocivos o al agregado de ciertos productos químicos, buscando siempre mejorar la calidad del agua.

La corrección del pH puede hacerse agregando cal o carbonato de Sodio, antes o después de la filtración. La reducción de la dureza, puede hacerse por métodos simples (cal, soda, etc.) o métodos compuestos (cal-soda; cal zeolita, cal resinas). La eliminación de métodos nocivos puede referirse a

bajar los contenidos excesivos de hierro, manganeso, fluor, arsénico o vanadio. Por último con respecto al agregado de productos químicos, decimos que se refiere al agregado de fluor (prevenir caries).

5.2.3 TRATAMIENTO BACTERIOLÓGICO

El tratamiento bacteriológico se refiere casi exclusivamente a la desinfección con cloro, pudiéndose utilizar cloro puro, sales clorogenas o hipocloritos. Las dosis a utilizar generalmente se fijan en base al cloro residual, cuyo valor debe estar entre 0.05 mg/l y 0.1 mg/l para quedar cubierto de cualquier contaminación secundaria.

5.2.4 DESINFECCIÓN.

El agua químicamente pura, es un producto de laboratorio que no existe en la naturaleza, debido a que el agua en su ciclo hidrológico absorbe, arrastra y disuelve gases, minerales, compuestos minerales compuestos vegetales y microorganismos que le transfieren características muy variables. El agua lluvia, que mucho se aproxima al agua pura, contiene varias impurezas y gases que se encuentran en la atmósfera y son arrastrados o disueltos por la precipitación lluviosa.

Las impurezas contenidas en las aguas naturales se presentan en tres estados de carácter específico, que determinan el tipo de proceso de potabilización aplicable:

- a) En suspensión.
- b) En estado coloidal.
- c) En solución.

En el estado de suspensión, las impurezas son partículas de tamaño suficientemente grande para ser removidas por sedimentación simple o por filtración; en el estado de dispersión coloidal, las partículas son tan finas que no pueden ser eliminadas por medios físicos como la simple sedimentación o filtración, siendo necesaria la aplicación de procesos químicos como la coagulación.

En el estado de solución, las impurezas se encuentran en dispersión molecular o iónica y requieren procesos químicos para su tratamiento.

La desinfección del agua es el proceso que tiene por objetivo la destrucción de los organismos patógenos. Es conveniente distinguirla de la esterilización, mediante el cual se obtiene la destrucción total de todo organismo, presente en el agua, aunque los procesos de tratamiento son capaces de remover la mayor parte de los organismos causantes de enfermedades infecciosas como la fiebre tifoidea, las disenterías y el cólera, no pueden garantizar su total destrucción o eliminación. Se hace necesario

entonces un proceso específico, que garantice la calidad bacteriológica del agua de consumo.

Debido a que el agua puede estar contaminada en su lugar de origen o puede contaminarse en los conductos o unidades del sistema de distribución, es aconsejable entonces el uso de desinfectantes de gran acción residual, capaces de eliminar posibles contaminaciones subsiguientes dentro del sistema de distribución

Existen diferentes sustancias para la desinfección del agua, para consumo humano, dentro de las cuales se pueden mencionar el yodo, el bromo, radiación ultravioleta, la plata, el ozono y el cloro. Todos estos con una eficacia en la eliminación de virus y bacterias.

EL YODO

Es un eficaz virucida y bactericida, pero su alto costo económico (aproximadamente 10 veces la del cloro) es una de sus principales limitantes, además del estrecho margen de seguridad entre las dosificaciones, la forma más común es en tabletas, las cuales fueron desarrolladas por las fuerzas armadas de los Estados Unidos.

EL BROMO

Es un líquido oscuro pardo rojizo, a la presión atmosférica y a temperatura ambiente es más fácil de manejar que el cloro gaseoso. Es

necesario manejarse con gran precaución debido a su toxicidad y corrosividad, por lo cual se hace necesario la utilización de protección corporal.

Tiene propiedades químicas parecidas a las del cloro y yodo, y es utilizado principalmente para la desinfección de piscinas y sistemas de enfriamiento.

RADIACIÓN ULTRAVIOLETA

Utilizada especialmente en el tratamiento de agua para hospitales, hoteles, industrias de alimentos y bebidas, debido a que no se le agrega ninguna sustancia al agua, no produce cambios físicos o químicos importantes, además de no alterar el olor y sabor del agua.

Su efectividad es poca en ciertos tipos de protozoos, patógenos y quistes.

Se recomienda este tipo de desinfección cuando el contenido de materia orgánica y la turbiedad del agua son muy bajas.

LA PLATA

Utilizado muy poco como desinfectante de abastecimientos públicos, debido a su alto costo económico, casi 200 veces mas elevada que el cloro, por ejemplo. Además, es muy poco eficaz como virucida.

La toxicidad de esta hacia los seres humanos es baja. Esta se puede producirse a altas concentraciones.

EL OZONO

Utilizado en Francia, Holanda y Alemania, a comienzos del siglo XX. Por ser un gas altamente inestable, no se puede almacenar o envasar, por lo cual es necesario producirse en el lugar y utilizarse inmediatamente, por estas características de ser tan reactivo hay preocupaciones por efectos indirectos a la salud, aunque cada vez resulta más aceptable para el tratamiento del agua.

Se recomienda el uso del ozono (O_3) en los siguientes casos:

Para mejorar la calidad organoléptica (color, sabor, etc.)

Por su acción bactericida y virucida.

Para la oxidación de la materia orgánica.

Para la oxidación de micro-contaminantes.

Para el mejoramiento de la biodegradabilidad antes de un proceso de adsorción sobre el carbón activado granulado (CAG).

No puede emplearse el ozono en aguas que contienen hierro o amoniaco.

EL CLORO

Es el nombre que recibe el proceso más importante para la obtención de agua de calidad sanitaria adecuada, obtenida mediante la aplicación de cloro o de algunos de sus derivados, como los hipocloritos de calcio y sodio.

Indudablemente es el método de desinfección mas generalizado, por las múltiples ventajas que ofrece, entre las cuales se pueden mencionar: su efectividad económica y su fácil control. En la desinfección se eliminan los

organismos infecciosos, tales como bacterias, virus, etc. o se pueden entender también como la disminución de la población de bacterias hasta una concentración inocua, en contraste con la esterilización en la cual se efectúa una destrucción total de la población bacteriana.

Aunque se han ensayado otros desinfectantes, los mejores resultados se obtienen usando cloro, ya sea en forma de gas o de algunos de los diversos compuestos que lo contienen, tales como el cloruro de cal (cal clorada).

La cloración puede ser empleada en los siguientes casos:

Desinfección de las aguas.

Control de olores y sabores.

Prevención de crecimiento del crecimiento de algas y microorganismos

HIPOCLORACIÓN

Hipoclorito de Calcio ($\text{Ca}(\text{ClO})_2$)

Tiene la ventaja de ser más fácil su manipulación que el cloro gaseoso en pequeñas comunidades, tiene una alta solubilidad, de fácil transporte, no es tóxico a menos que sea ingerido, no requiere de equipos complejos para su dosificación. Este producto tiene un alto costo y sufre alteraciones una vez abierto el recipiente.

Hipoclorito de Sodio (NaClO)

Es de fácil manejo, no es tóxico a menos que sea ingerido, de fácil transporte, no requiere de equipos sofisticados para su aplicación. Tiene la desventaja de tener poca estabilidad, tiene una baja concentración de cloro activo (entre 2.5 y 15%, la concentración más común 10%).

5.3 SELECCIÓN DEL TRATAMIENTO DE POTABILIZACION

SELECCIÓN DEL DESINFECTANTE

En la selección del desinfectante deben satisfacerse los siguientes criterios:

Debe destruir o inactivar dentro de un tiempo dado, las clases y números de microorganismos patógenos que pueden estar presentes en el agua que se va a desinfectar.

El análisis para determinar la concentración de desinfectante en el agua debe ser exacto, sencillo, rápido y apropiado para hacerlo, tanto en el terreno como en el laboratorio. A continuación se mencionan algunas características que debe cumplir:

- El desinfectante debe ser confiable para usarse tanto dentro del rango de condiciones que puedan encontrarse en el abastecimiento del agua.

- Debe poder mantener una concentración residual adecuada en el sistema de distribución de agua para evitar la recontaminación o que los microorganismos se reproduzcan.
- De ser posible no debe introducir, ni producir sustancias tóxicas, o en caso contrario éstas deben mantenerse bajo los valores guía o los exigidos.
- Debe poder medirse la concentración del desinfectante en el agua con rapidez y facilidad.
- El desinfectante debe ser razonablemente seguro y conveniente de manejar y aplicar en las situaciones en las que se requiera su uso.
- El personal debe estar calificado para manejar el agente desinfectante o si se requiere debe tenerse en cuenta la capacitación que debe suministrarse al personal.
- El costo del equipo, su instalación, operación, mantenimiento y reparación, así como la adquisición y el manejo de los materiales requeridos para sustentar permanentemente una dosificación eficaz, debe ser razonable.

5.3.1 APLICACIÓN DE LOS DESINFECTANTES

Por considerarse que las plantas rurales están catalogadas entre abastecimientos pequeños o medianos, se tratará en especial la hipocloración, tanto en clasificación como en preparación.

El hipoclorito de sodio o de calcio, tiene también propiedades desinfectantes. Estos se agregan usualmente en forma de solución, al agua que se va a tratar, aunque también se puede usar para desinfectar pozos, cisternas, tanques, etc., agregando directamente al agua, la cantidad de polvo deseada.

La solución de hipoclorito de sodio se expende bajo diferentes denominaciones comerciales o marcas; estas soluciones varían en concentraciones, desde el 3% al 15% del cloro disponible en peso, y son razonablemente estables cuando se guardan en lugares frescos y oscuros.

El hipoclorito de calcio (cloruro de sal) es relativamente inestable, debe adquirirse en pequeñas cantidades, conforme se vaya necesitando. Por lo general, el producto comercial contiene del 25% al 37% de cloro, disponible en peso. Existen, además, otros productos disponibles de hipoclorito de calcio, tales como HTH, PERC, CCH, etc., que contienen de 65% a 75% de cloro en peso. Estos son más estables que el cloruro de cal y se deterioran más lentamente durante el almacenamiento, pero son más caros.

Determinación de Demanda de Cloro y Cloro Residual

La determinación aproximada de la cantidad de cloro que debe agregarse a un volumen determinado de agua, se le conoce como demanda de cloro (cantidad de cloro que consumen las sustancias reductoras y la materia orgánica). Cuantitativamente se define la demanda de cloro, como la cantidad que se agrega, menos la cantidad que hay después del período de reacción determinado, generalmente 10 minutos..

La cantidad de cloro que permanece después del período de reacción, se le conoce como cloro residual y se expresa en mg/lit o partes por millón (ppm). El cloro residual puede existir como compuestos clorados de materia orgánica y amoníaco, en cuyo caso se le conoce como cloro residual combinado, puede estar presente como cloro libre y se conoce residual libre; o puede estar al mismo tiempo como combinado y como cloro residual libre, y en este caso se le conoce como cloro residual total.

Determinación de la Demanda de Cloro en el Medio Rural

En el medio rural, la determinación de la demanda de cloro puede hacerse por el siguiente método:

Procedimiento:

Preparar un poco de solución que contenga 1 gr/lt (1 mg/ml) de cloro. Coloque en fila 10 botellas iguales, de capacidad conocida y transparentes. Las de refresco (que contienen la solución), deben contener aproximadamente 200 ml. Lléñense con agua a investigar, (las 10 botellas iguales) filtrándola antes si está turbia; dejando un pequeño espacio para añadir a cada una, la solución de cloro, en la forma siguiente:

10 gotas a la primera, 20 gotas a la segunda, 30 gotas a la tercera y así sucesivamente. (los goteros dan 1 ml por cada 20 gotas). Luego, agitar las botellas suavemente y dejarlas en reposo por $\frac{1}{2}$ hora.

Transcurrido este tiempo, a cada botella se le agregan 2 o 3 cristales de yoduro de potasio (se compra en las farmacias) y se agita hasta disolverlos. En seguida, colocar 4 gotas de Vinagre y un poco de solución de almidón, como la que se emplea en la ropa. Agítese nuevamente. Se notará que el agua toma el color azul, cuya intensidad está relacionada directamente con el cloro que contiene. La botella con cloración azul es más tenue, nos indica la demanda de cloro, la cual se calcula de la siguiente manera:

Supóngase que se emplearan botellas de 200 ml y la segunda fue la que representó la coloración más tenue. En esta se pusieron 20 gotas, o sea 1 ml de solución clorada. Como esta se prepara de manera que cada mililitro contenga 1 mg de cloro, entonces para saber la cantidad de cloro que debe agregarse a cada litro de agua, se hace la siguiente preparación:

1 mg de cloro: 200 ml de agua = X : 1000 ml de agua.

$$X = \frac{1 \text{ mg de cloro} \times 1000 \text{ ml de agua}}{200 \text{ ml de agua}}$$

$$X = 5 \text{ mg/lit}$$

Control de Cloro Residual en el Medio Rural, en Forma Práctica

Dado que en el medio rural no se dispone de equipo apropiado para el control de cloro residual, se puede hacer uso del siguiente método práctico para determinar si existe o no cloro residual en el agua.

En una taza de agua a la cual se trata de determinar el cloro residual.

Agréguense 3 cristales de yoduro de potasio, agitando la solución hasta que se disuelvan.

Añada 5 gotas de vinagre y agítese.

Póngase unas gotas de solución de almidón.

Se ve si aparece un color azul-morado, hay cloro residual, si no aparece, el agua no tiene cloro residual.

La intensidad del color es proporcional a la cantidad de cloro presente, mientras más intenso es el color azul-morado, más cloro tiene el agua.

5.3.2 CALCULO DEL VOLUMEN DEL HIPOCLORADOR

Para la desinfección se utilizará hipoclorito de calcio, en una concentración comercial (que se vende en las farmacias), del 70 %. Se la dará una dosificación de hipoclorito de calcio de 3 mg/lit (este valor se tomará como ejemplo, puesto que el valor verdadero es el obtenido de la prueba de las botellas, explicado en el tema anterior a este). El tiempo de contacto será de 24 horas, la solución madre a utilizar es el 1%.

Utilizaremos la fórmula:

$$V = \frac{V_{\text{agua}} * D}{C * 10}$$

Donde:

Vagua: Volumen de agua a desinfectar

D: Dosificación

C: Concentración de la solución madre.

$$\text{Entonces: } V = \frac{0.25 \text{ lt/seg} * 86400 \text{ seg/dia} * 3 \text{ mg/l}}{1 \% * 10}$$

$$V = 6480 \text{ cm}^3 = 6480 \text{ cm}^3 * 1 \text{ lt} / 1000 \text{ cm}^3$$

V = 6.48 lt de solución madre al 1% para desinfectar durante 24 horas.

A una dosificación de 3 mg/l en el tanque, para lograr 0.5 mg/l en el punto mas alejado de la red, se debe calcular el compuesto a utilizar:

$$V = \frac{6.480 \text{ lt} * 10000 \text{ mg/lt}}{70 \% * 10}$$

V = 92.571 gr de hipoclorito de calcio para preparar 6.480 lt de solución al 1%.

Dimensionando el tanque:

$$H = 0.15 \text{ mt (asumido)}$$

$$A = V / h \longrightarrow A = \text{ancho} * \text{largo}$$

$$\text{Tomando ancho} = \text{largo} \longrightarrow A = \text{Ancho}^2$$

$$a^2 = V / h = (6.48 \text{ lt} / 1000) / 0.15 \text{ m}$$

$$a = 0.21 \text{ mt} \approx 0.25 \text{ m}$$

Dimensiones: **Ancho = 0.25 mt**

Largo = 0.25 mt

Altura total (HT):

$$h = 0.25 \text{ m (para agitar y evitar el rebose)}$$

$$H = 0.15 \text{ mts}$$

$$HT = 0.25 + 0.15 \text{ mts} = 0.40 \text{ mts}$$

$$\mathbf{HT = 0.40 \text{ mt}}$$

El hipoclorador debe ser colocado en la parte superior de los tanques de almacenamiento, de tal forma que puedan estar dosificando el hipoclorito de calcio en todo el volumen del tanque.

El volumen del hipoclorador es de 6.18 litros, para evitar la operación de estar llenando el hipoclorador cada 24 horas se tomara el volumen de 12.36 litros; el cual corresponde a 48 horas y considerando que 20 gotas son iguales a 1 ml, el hipoclorador debe dosificar el goteo a razón de 3 gotas por cada 2 segundos durante 48 horas.

El hipoclorador debe contar con una válvula de control, la cual debe ser calibrada por el operador de la planta, de tal forma que cada 48 horas el hipoclorador deba ser vuelto a llenar con el volumen de 12.36 litros indicado anteriormente.

Por facilidad y para evitar un proceso constructivo dificultoso, construyendo un hipoclorador de bloques de cemento, ladrillo de barro u otro material, el recipiente utilizado como hipoclorador será de plástico, además con este material se evita el efecto corrosivo del hipoclorito, este debe tener un volumen mayor a 12.36 litros de capacidad, debe contar con su respectiva tapadera para mantenerse cerrado. Un recipiente ideal para esta operación es una cubeta debido a la facilidad para verter y mezclar la solución en ella, esta debe poseer tapadera y una capacidad de 5 galones. En el mercado se pueden encontrar una gran variedad de recipientes para este fin; lo cual facilita su adquisición.

En la figura 5.7 se presenta el detalle del hipoclorador.

Recipiente plástico con tapadera, de volumen mayor de 6.18 lts

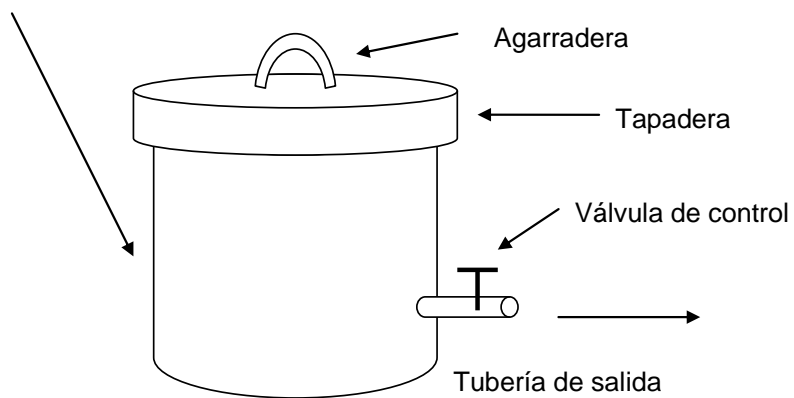


Fig 5.7 Detalle del hipoclorador

CAPITULO VI

MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS DISEÑADOS

6.1 CIRCUITO DEL FLUJO DEL AGUA DENTRO DEL SISTEMA

El agua lluvia precipitada sobre la cuenca donde se ubica el proyecto, pasará por una serie de elementos y tratamientos antes de ser distribuida entre los habitantes del cantón el Progreso, mejorando sus características para el consumo humano.

El recorrido del agua empieza en el **Punto 1** de la figura 6.1, desde el momento en que se precipita sobre la cuenca siendo encausada por la topografía del terreno y por un muro gavionado hacia el embalse.

Este muro gavionado consiste; en una estructura de 1mt x 1mt x 1mt, colocada a lo largo de la entrada al embalse (50 mt), está formada por una red en forma cuadrada de alambre de acero la cual es llenada con piedras de diferentes tamaños formando un elemento cuadrado y pesado capaz de encausar el agua y proteger el embalse de piedras, troncos y otros objetos que puedan ser arrastrados por la escorrentía y que puedan dañar el embalse. Al ser encausada esta pasará sobre unas gradas de mampostería de piedra las cuales tienen por objetivo, disipar parte de la energía cinética del agua al momento de entrar al embalse.

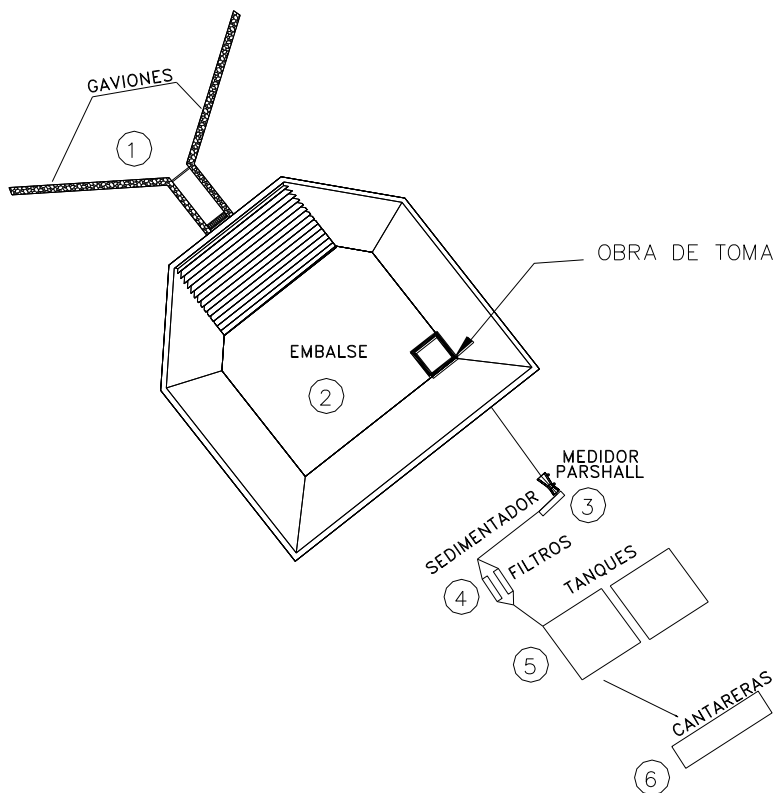


Fig 6.1. Diagrama del recorrido del agua a través del embalse

Punto 2. Una vez dentro del embalse estará siendo derivada por una obra de toma; el embalse esta constituido por una presa de tierra, un delantal (superficie del embalse) y los taludes perimetrales, toda la superficie de estos ha sido impermeabilizada con una emulsión de asfalto diluido de 7 cm de espesor para evitar perdidas por infiltración en el volumen de agua recolectada.

La obra de toma esta ubicada en la parte inferior izquierda de la presa y consiste de una caja de concreto de 1 x 0.8 mt, protegida con una rejilla de ángulo de 2" x 2" x ¼" y hierro corrugado de ½ " colocado a cada 10 cms, para proteger la tubería de salida de cualquier obstrucción producto de la basura u otro agente en el embalse, la tubería de salida es de hierro liso de 1 ¼ " de diámetro.

Punto 3. El agua que es evacuada por la obra de toma, a través de la tubería; llega hasta un medidor Parshall, el cual está construido de concreto, con dimensiones y forma detalladas anteriormente y cuyo objetivo es la medición del caudal que se está extrayendo del embalse y conocer si es el necesario para cubrir la dotación diaria por habitantes para el Cantón el Progreso.

Luego de pasar por el medidor Parshall el agua llega a un tanque sedimentador de 1.75 x 5.25 x 1.3 mts, el cual está formado por paredes de bloque de 15 x 20 x 40 cm repelladas con un impermeabilizante (sika 1) y afinadas para evitar filtraciones; en este tanque el agua que puede poseer partículas de pequeño tamaño se sedimentan, en un periodo de retención de 4 horas y son depositadas en la zona de lodos destinada dentro del sedimentador, para luego ser removidas de acuerdo al periodo de limpieza que se ha calculado para este. Las partículas de mayor tamaño han sido sedimentadas previamente en el embalse; el cual funciona en este caso como un enorme tanque presedimentador, de acuerdo con las características del

agua colectada, de poca turbiedad y arrastre de partículas de gran tamaño; características propias por la ubicación del embalse (en la parte alta del terreno) y la abundante vegetación existente.

Punto 4. El agua una vez pase por el sedimentador; por rebalse es enviada a los filtros lentos de arena los cuales están contruidos de paredes de bloques de 15 x 20 x 40 cm repelladas, afinadas con un impermeabilizante (sika 1), por dentro, en el interior posee un lecho filtrante el cual es el encargado de la remoción de las bacterias y otros contaminantes que pueda poseer el agua. Este lecho filtrante esta compuesto por un medio filtrante (arena) de 1mt de profundidad, y un apoyo de tres capas de grava de 0.4 mt de profundidad; en el fondo se encuentra un filtro de bloques de 15 x 20 x 40 cm.

Punto 5. Cumpliéndose la filtración del agua esta es enviada hasta los tanques de almacenamiento los cuales tienen forma cuadrada, con dimensiones de 11 mts x 11 mts x 3 mts de profundidad, estos son de ladrillo de obra, repellados y afinados, se encuentran enterrados en el terreno y debido a su buen estado se utilizaran dentro del proyecto. Sobre estos se colocarán los tanques hipocloradores, con dimensiones de 0.25 x 0.25 x 0.40 mt, hechos de bloques de 15 x 20 x 40 cm; en los hipocloradores se colocará la solución de hipoclorito de calcio necesario para potabilizar el agua almacenada.

Punto 6. Una vez potabilizada el agua será distribuida a la población a través de una cantarera la cual se encuentra ubicada en un lugar cercano y accesible al proyecto, cuenta con 4 chorros en uso y sus paredes y piso (una

base elevada de mampostería de piedra repellada); se encuentran en buenas condiciones, esta cantarera será cuidada por una persona encargada de dar el mantenimiento necesario.

6.2 GUÍA DE MANTENIMIENTO

6.2.1 RECOMENDACIONES PARA LA PROTECCIÓN, MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN DE UNA PRESA DE TIERRA

PROTECCIÓN

A efecto de reducir al mínimo los arrastres al vaso, producidos por erosión, deben protegerse las laderas mediante obras de conservación consistentes en barreras vegetales o de piedra, construcción de terrazas o cultivos de especies forestales; además, se hace necesario la limpieza periódica de la cuenca para evitar un mayor arrastre de hojas, ramas de árboles, basura o cualquier otro objeto que pueda ser arrastrado por la escorrentía hacia el embalse. Para la protección de las laderas se puede utilizar zacate vetiver o barrenillo como una barrera vegetal; la siembra de estos es fácil y con buenos resultados en el combate de la erosión, para la siembra del zacate se pueden utilizar azadones, palas, machetes y para la limpieza de las laderas se utilizan rastrillos, palas, puntas, machetes y cumas.

REGISTRO DE MANTENIMIENTO Y REPARACIONES

Periódicamente, de acuerdo a un calendario de visitas previamente elaborado y, ocasionalmente, cuando las circunstancias lo exijan, deberán efectuarse inspecciones a la obra, para atender los pequeños detalles de mantenimiento, observando detenidamente el estado de las obras. Todas estas observaciones se deberán dejar por escrito en una bitácora elaborada específicamente, para llevar el control de los mantenimientos periódicos y reparaciones que se le han realizado; esta debe ser utilizada por la persona que sea destinada por parte de la comunidad.

Esta deberá contar con las siguientes partes: fecha, número de página, ubicación del proyecto, nombre y firma de la persona que realizó la inspección, y las observaciones que se han hecho a los diferentes elementos del sistema.

El modelo del contenido de la bitácora se muestra en la siguiente página.

MANTENIMIENTO

Muro Gavionado

El mantenimiento debe empezar con la limpieza de los muros, retirando toda la basura hojas, ramas y cualquier objeto que se haya acumulado en ellos; debe revisarse el alambrado de los gaviones que no tenga agujeros por donde se puedan salir las piedras de las celdas. La limpieza se puede hacer con rastrillos, escobas y palas removiendo todo el material que los pueda obstruir, la reparación del muro en caso de estar roto se puede hacer con malla ciclón galvanizada calibre # 9 o cualquier otro alambre de gran resistencia para esto se puede utilizar alicates y tenazas.

Rejilla de entrada al embalse

El mantenimiento de esta, consiste en la remoción de los materiales depositados en ella por la escorrentía, esta limpieza se puede hacer con palas y rastrillos teniendo el cuidado de dejarlas en su totalidad libres de cualquier objeto o material que pueda evitar el ingreso del agua al embalse; también es necesario revisar las condiciones del hierro que la conforma se debe evitar que se encuentre oxidado o falten varillas las cuales pueden permitir el ingreso de objetos de gran tamaño que obstruyan la obra de toma. El oxido se puede

eliminar con un cepillo de alambre y luego pintar la parte reparada con pintura anticorrosiva, las piezas que han sido desprendidas es necesario colocarlas inmediatamente, estas tendrían que ser del mismo diámetro de la varilla que se ha desprendido y ser soldado con aparato de soldadura eléctrica y electrodo de 1/8 de pulgada de resistencia 60-70.

Gradas Disipadoras

El mantenimiento de las gradas consiste en la limpieza de ellas y en el resane de grietas que puedan aparecer producto de la caída constante de agua y de objetos pesados sobre ellas, la limpieza se debe hacer con escobas, rastrillos y escobas, removiendo todos los sólidos que puedan tener, el resane de las gradas se hace con una mezcla de motero.

Embalse

Para el mantenimiento del embalse es necesario realizar visitas periódicas al embalse y observar los cambios o alteraciones que pueda presentar a continuaciones describe el procedimiento:

1. El terraplén, las laderas y las porciones visibles de la cimentación deben inspeccionarse a intervalos regulares para comprobar que no se han

presentado condiciones desfavorables, tales como grietas, deslizamientos, tramos licuados, desperfectos en la protección de taludes, filtraciones, etc.

Si se detectan grietas en el talud mojado, lo recomendable es sellarlas con una emulsión asfáltica (mezcla de asfalto y agua 50% - 50%), esta emulsión se vierte sobre la grieta hasta que rebalse de este modo se tiene la seguridad que ha ocupado todo el espacio dejado por la grieta. Si el problema son los deslizamientos de tierra, deberá retirarse el material que se ha deslizado y colocar material seco en su lugar, compactarse adecuadamente con equipo mecánico y colocarse otra capa de material asfáltico para sellar la zona dañada.

El talud mojado también debe inspeccionarse cuidadosamente después de períodos de vientos sostenidos de alta velocidad y después que se hace descender el nivel del embalse, a fin de descubrir grietas, derrumbes, etc.

Igual cuidado debe tenerse en las porciones expuestas en las laderas y el piso del vaso.

Durante los períodos en que se mantiene por largo tiempo el nivel del agua elevado en el vaso deben hacerse inspecciones mensuales del terraplén, con especial atención en la corona del dique, las porciones visibles del talud mojado, el talud seco, y las áreas aguas abajo. La frecuencia de las inspecciones puede reducirse después de varias estaciones de operación normal, en las que no se hayan observado fenómenos peligrosos.

Se recomienda como buena práctica, dejar constancia por escrito de los acontecimientos anormales observados, incluyendo croquis o planos indicativos de la ubicación y extensión del fenómeno, así como sus características, efectos en las estructuras vecinas, e información relacionada con los factores vinculados al fenómenos, tales como elevaciones del agua en el vaso y en la descarga, frecuencia e intensidad de aguaceros, y otros.

No debe permitirse el crecimiento de árboles en el dique, ni en la proximidad de canales y demás obras auxiliares, porque pueden ocasionar derrumbes, producir rupturas con sus raíces o al podrirse éstas dejan galerías que producen tubificación.

2. Las inspecciones al dique deberán ampliarse a las áreas vecinas en el cauce y las laderas para comprobar grados de erosión; apreciar volúmenes de azolve; condición del enrocamiento, barreras, diques y demás obras auxiliares de protección; presencia y condición de la vegetación acuática en las plantillas y taludes de los canales y efecto que se estime en los niveles del agua de descarga.
3. Las compuertas de entrada y de salida y las válvulas deben probarse si están en buenas condiciones de operación. Las rejillas deben limpiarse de basuras y sedimentos acumulados; las partes metálicas deben pintarse para preservarlos de la oxidación.

6.2.2 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PARA LA PLANTA DE POTABILIZACION

REJILLAS DE LA OBRA DE TOMA

El mantenimiento de las rejillas consiste principalmente en la limpieza y recolección de las basuras que se detienen en las rejillas, además de la disposición de estos desechos.

ACTIVIDADES A REALIZAR:

- Limpiarlas por lo menos dos veces al día con un rastrillo metálico especial, por la mañana y por la tarde, la forma más recomendada de hacerlo es comenzar a limpiar desde el fondo hacia arriba y dejar de escurrir estos desechos.
- Después de escurridos los desechos retirarlos y limpiar la rejilla con una escoba plástica para evitar que queden restos que puedan dar origen a malos olores.
- Colocar los sólidos escurridos en un depósito de basura en el caso de ser bolsas u otro objeto y en la zona de lodos, los lodos para su posterior secado.
- También deben eliminarse los depósitos de arena u otros desechos que se depositan aguas arriba de las rejillas.

Si existe daño en las rejillas deberá repararse inmediatamente. Si el problema son piezas desprendidas de la rejilla estas deberán soldarse otra vez al marco de acero.

Si las rejillas son deformadas por el golpe de algún sólido grande, deberá repararse enderezando las piezas deformadas con una grifa o con golpes de almádana.

MEDIDORES DE CAUDAL (MEDIDOR PARSHALL)

Este consiste en el aforo o medición diaria del caudal, la limpieza de las paredes y pisos del elemento. Las actividades a realizar serán las siguientes:

- Debe realizar dos mediciones del caudal instantáneo entrante, esto lo hará una vez por la mañana y la otra por tarde.
- Recuerde limpiar las paredes, piso y cinta de medición para evitar la acumulación de sedimentos y residuos así como también la proliferación de insectos en éstas, para esta actividad se podrá utilizar una escoba o un cepillo plástico de mango largo.
- Revisar el dispositivo en general por si presenta deterioro, y así poder tomar las medidas correctivas adecuadas.
- Debe verificarse que la estructura de control de entrada permita el acceso del agua a la canaleta Parshall.

TANQUE SEDIMENTADOR

Todos los sistemas de sedimentación deben tener escaleras permanentes o escalones en las paredes interiores sobre el nivel del agua, con el fin de tener acceso al fondo de la unidad. Deben incluirse barandas perimetrales en todas las zonas de paso.

El mantenimiento de este consiste en la limpieza constante del elemento. Se deben realizar las siguientes actividades:

- Limpiar con una escoba plástica el canal perimetral para evitar sedimentos y que éste se vuelva resbaloso.
- Revisar las paredes del sedimentador, que no presenten grietas que produzcan filtraciones del agua sedimentada, estas grietas se pueden reparar utilizando mezcla fina de mortero en una proporción de 1:3 además de un aditivo sellador (sika flex); las herramientas que se pueden utilizar para esta operación son cincel, almádana, cuchara para albañilería y esponjas para albañilearía.
- La limpieza de los lodos se debe hacer constantemente para esto se ha calculado un periodo de limpieza de 21 días, este periodo se puede disminuir de acuerdo a la inspección visual realizada por el operador; los lodos son removidos utilizando agua, escobas y palas hacia la tolva de limpieza y desalojados por medio de la tubería de limpieza la cual tiene la capacidad de desalojar todo el volumen del sedimentador en 15 minutos.

- Los lodos deben ser depositados en un lugar destinado para su secado, esta zona no debe ser de gran tamaño debido a que el volumen de lodos será pequeño, estos deben ser regados con una pala y removidos continuamente con un rastrillo para lograr un secado total. Una vez secos podrán ser enterrados en un lugar cercano, debido a que en esta condición ya no representan peligro de contaminación.

FILTRO LENTO DE ARENA

La mayoría de los problemas del filtro se originan en un lavado deficiente incapaz de desprender la película que recubre los granos del lecho, romper las grietas o cavidades en donde se acumulan al material que trae el agua y transportar el material desde el interior del lecho hasta las canaletas de lavado.

Limpieza del filtro

Para la realización de la limpieza del filtro se debe primeramente, drenar el filtro a un nivel de agua aproximado de 20 cm por debajo de la parte superior del lecho de arena, para empezar esta operación de limpieza la válvula “A” (figura 6.1), debe estar cerrada (hacerlo al final del día), mientras que el filtro continua descargando agua en la forma normal, a través de las válvulas “F” y “J”.

A la mañana siguiente, se deben cerrar las válvulas “E” y “J”, y el agua sobrenadante restante es drenada a través de la válvula “C”; el agua dentro de los poros en los 20 cm superiores del lecho es drenada, abriendo la válvula “E” por 20 minutos.

Cuando se ha completado la operación de limpieza se cierra la válvula “C” y se rellena lentamente el filtro con agua filtrada, a través de la válvula “D”, hasta un nivel de 10 cm por encima de la parte superior del lecho de arena. Después de esto se permite el ingreso de agua cruda abriendo la válvula “A”; después de 24 horas se cierra la válvula “K” y se abre la válvula “J”.

La mezcla raspada de arena (1.5 a 2 cm) o impurezas son apiladas en montones; estas arenas se pueden desechar o lavarlas inmediatamente para evitar la putrefacción.

Realizar esta limpieza con un máximo de 30 días o antes, si por inspección visual se hace necesario (cuando la calidad del efluente desmejore).

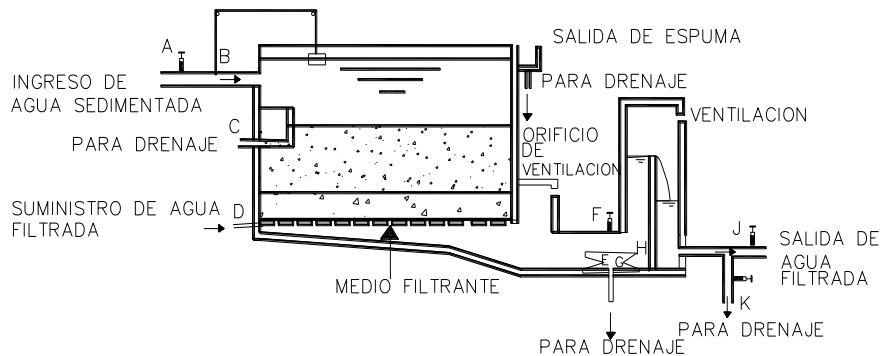


Figura 6.2 Detalle del filtro lento y localización de válvulas para limpieza

Mantenimiento del filtro

Los principales problemas que puede presentar el filtro pueden ser las grietas en sus paredes, las cuales deben ser reparadas con mortero fino, colocando inicialmente epóxico para la adherencia del mortero a las paredes.

Además, cuando la limpieza del filtro de arena se ha hecho muchas veces (se ha raspado demasiado la capa de arena), el material filtrante pierde espesor lo que puede derivar en una mala calidad del efluente. Se recomienda restituir el material filtrante cuando el espesor del filtro ha llegado a los 70 cm., cuando ha llegado a este límite debe colocarse más arena en el filtro hasta llegar al nivel de diseño.

TANQUES DE ALMACENAMIENTO

Mantenimiento

Los tanques de almacenamiento están localizados al final del sistema de potabilización. Estos tanques no serán construidos porque ya existen dos en el lugar. Estos tanques están enterrados, como se muestra en la figura 4.13 del capítulo IV.

El mantenimiento de los tanques consiste principalmente en la limpieza periódica de su interior, pudiendo realizarse en intervalos de 6 meses, en el inicio del invierno y en la finalización de este. Considerando que existen dos tanques, la limpieza debe hacerse alternándose los dos tanques, de forma que siempre se encuentre funcionando uno de ellos.

Las herramientas para la limpieza pueden ser escobas y cepillos, o cualquier otra herramienta que permita retirar los residuos orgánicos que se encuentren adheridos a las paredes interiores del tanque.

Además, deberá hacerse una inspección minuciosa de las paredes del tanque, buscando cualquier agrietamiento. En caso de encontrar alguna grieta, deberá repararse colocando una mezcla de cemento, arena fina y agua; antes de la mezcla deberá colocarse un aditivo epóxico en la zona de la grieta, para asegurar la adherencia entre el concreto viejo y el mortero nuevo.

Deberá, también, revisarse las válvulas de entrada y salida de los tanques, si existe daño en alguna de ellas deberá cambiarse por otra que se encuentre en buen estado de forma inmediata.

HIPOCLORADOR

El recipiente plástico utilizado como hipoclorador debe limpiarse cada vez que se vacíe y vuelva a llenarse, para evitar cualquier tipo de material adherido a las paredes de este, debe verificarse que no tenga fugas de hipoclorico y en este caso sustituir el recipiente cada vez que sea necesario.

Por las características del material utilizado para la desinfección, el hipoclorador debe estar fuera del alcance de personas ajenas al proyecto, además, debe mantenerse cerrado, para que sea manipulado por una sola persona en este caso el operador del proyecto.

Las herramientas utilizadas para la limpieza son una escoba y cepillos, o cualquier otra herramienta para retirar cualquier partícula adherida al fondo y a las paredes del hipoclorador.

MANTENIMIENTO GENERAL DEL SISTEMA

Como obras adicionales al mantenimiento de cada uno de los elementos, existen otros elementos que deben ser considerados como parte del

mantenimiento completo del sistema, algunos de los cuales detallamos a continuación:

- **Baranda de protección.** Deberá colocarse un cerco de púas alrededor del embalse recolector y alrededor del área donde se ubican los elementos del sistema de potabilización. Esta baranda debe colocarse con la finalidad de evitar el ingreso a la zona de personas ajenas al mantenimiento de la planta o de ganado vacuno que pueda contaminar el embalse de recolección.
- **Nomenclatura de cada elemento del sistema.** Para mejorar las actividades de mantenimiento del embalse y de la planta de potabilización, debe colocarse el nombre de cada elemento, con la finalidad de identificarlos rápidamente al momento de realizar las inspecciones periódicas.
- **Caseta para el encargado del mantenimiento de la planta.** Deberá construirse una caseta cerca de la planta de potabilización. Esta caseta servirá como oficina del encargado del mantenimiento, será el lugar donde realizará los informes sobre la condición de cada elemento del sistema. Además, servirá como bodega donde guardará las herramientas que necesitará al momento de realizar el mantenimiento de los elementos del sistema de potabilización y del embalse; también será utilizada para el almacenamiento de los materiales utilizados para la potabilización del agua (cloruros). Por las actividades que en ella deberá

realizar, esta caseta deberá ser dotada de una mesa (escritorio) y una silla.

6.2.3 PERFIL DEL OPERADOR DEL SISTEMA DE RECOLECCION, POTABILIZACION Y DISTRIBUCIÓN

El sistema de recolección, potabilización y distribución propuesto en los capítulos anteriores, puede realizar muy bien su trabajo, pero requiere de un mantenimiento permanente para que pueda operar en forma adecuada, el mantenimiento debe ser realizado por una o varias personas, las cuales deben cumplir con requisitos mínimos para que puedan desempeñar adecuadamente su labor.

A continuación presentamos un listado de los requisitos mínimos que debe tener la persona designada para el mantenimiento del sistema:

1. Un nivel mínimo de estudios de noveno grado. La bitácora descrita anteriormente en el capítulo 6.1.1, debe ser llenada de forma clara y concisa de tal forma que la persona encargada debe saber expresarse adecuadamente, por lo que no es suficiente que la persona sepa únicamente leer y escribir.
2. Con conocimientos generales sobre primeros auxilios. Por el tipo de tareas que desempeñará, limpiezas de taludes, gaviones, pilas de sedimentación, etc. puede sufrir accidentes o cortaduras, las cuales por

la lejanía del lugar con los caseríos más cercanos, deberá proveerse de primeros auxilios por su propia cuenta.

3. Responsabilidad. Deberá realizar sus actividades y observaciones en los períodos indicados, sin necesidad de requerir supervisión para que cumpla adecuadamente sus funciones.
4. Con iniciativa. La persona asignada deberá ser capaz de realizar reparaciones menores a los sistemas, sin necesitar de una orden superior.
5. Mayor de 18 años. Este requerimiento esta enfocado en la legislación laboral existente, donde no se permite la realización de estas labores por parte de menores de edad.
6. Habilidades y destrezas. El encargado debe tener la pericia necesaria al momento de realizar las actividades de limpieza y mantenimiento de cada elemento.

6.3 PRESUPUESTO

El desarrollo de los elementos de los sistemas diseñados, tiene como factor importante para su aplicación, los costos en los que se pueden incurrir al momento de tomar la decisión de construir cada elemento o la totalidad del sistema.

Puede suceder que el sistema que se ha diseñado sea viable, desde el punto de vista técnico, pero que por no conocerse el valor o costo económico aproximado de todo el sistema, no sea considerado por organismos de cooperación o por alguna entidad gubernamental o municipal para su puesta en marcha.

Por lo anterior, se detalla a continuación la tabla 6.1, en la que aparecen algunos elementos del sistema, los más importantes y los que por tener un valor mas alto, tienen mayor injerencia al momento de tomar la decisión de financiar el sistema. Dentro de esta tabla aparecen los precios de cada elemento, desglosados y algunos de ellos tomados como sumas globales, con los cuales se puede tener una idea bastante cercana a la real del valor total de todo el sistema de almacenamiento, potabilización y distribución de agua potable para el Cantón El Progreso.

TABLA 6.1. COSTO POR ELEMENTO

EMBALSE	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	TOTAL
Excavación en material blando	1700.20	m3	2.50	\$4,250.50
Compactación con material selecto 30 cm	4704.48	m3	17.90	\$84,210.19
Desalojo	700.00	m3	4.00	\$2,800.00
Gradas dissipadoras	675.00	m3	30.00	\$20,250.00
Dentellón de concreto	135.00	m3	70.00	\$9,450.00
Macadan asfáltico 7 cm de espesor	176.84	m3	17.00	\$3,006.28
Muro gavion de 1mx1mx1m	50.00	ml	50.00	\$2,500.00
TOTAL				\$126,466.97
SEDIMENTADOR				
Losa de concreto 1:2:2, hierro # 4 @ 15 cm. en ambos sentidos con h=15 cm	2.50	m3	484.10	\$1,210.24
Pared de bloque 15x20x40 hierro vertical #4 @ 40 cm, refuerzo horizontal #2 @ 40 cm grado 40	18.20	m2	26.98	\$491.11
Repello de paredes. Mortero 1:4 espesor 2 cm con impermeabilizante	36.40	m2	6.33	\$230.30
Afinado de paredes	36.40	m2	3.11	\$113.07
Pulido de losas	9.19	m2	2.81	\$25.84
Pintura en paredes interiores y losa de fundación (pintura para piscinas)	27.39	m2	5.29	\$144.67
Excavación a mano hasta 1.5 m (material semi-duro)	5.64	m3	6.44	\$36.31
Compactación con material selecto espesor 30 cm	3.76	m3	17.90	\$67.35
TOTAL				\$2,318.89
MEDIDOR PARSHALL				
Medidor Parshall paredes de concreto 1:2:2 con espesor 5 cm, hierro vertical #2 @ 15 cm, paredes desarrollados, espesor de 2 cm, impermeabilizados, pulidos y afinados	SG			\$144.80
			TOTAL \$	\$128,930.66

FILTRO LENTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Excavación a mano hasta 1.5 m (material semi-duro)	3.09	m3	\$6.44	\$19.90
Compactacion con material selecto, espesor de 30 cm	2.60	m3	\$19.82	\$51.53
Losa de concreto 1:2:2 hierro # 4 @ 15 cm ambos sentidos h = 15 cm	1.37	m3	\$484.10	\$663.21
Pared de bloque 15x20x40, hierro vertical # 4 @ 40 cm, refuerzo horizontal # 2 @ 40 cm	30.24	m2	\$26.98	\$816.00
Repello de paredes mortero 1:4, espesor 2 cm con impermeabilizante	60.48	m2	\$6.33	\$382.65
Afinado de paredes	60.48	m2	\$3.11	\$187.87
Pulido de losa	4.05	m2	\$2.81	\$11.38
Pintura en paredes interiores y losa de fundación	34.29	m2	\$5.29	\$181.39
Lecho filtrante				
Grava (tres capas de 40 cm)	1.62	m3	\$23.22	\$37.62
Arena capa de 1 m	4.05	m3	\$20.04	\$81.16
Fondo de bloque 10x20x40	3.14	m2	\$17.83	\$55.99
			TOTAL	\$2,488.70
COSTO TOTAL DE LAS 2 UNIDADES DE FILTRO LENTO			TOTAL	\$4,977.40
TUBERIA DE PVC DIAMETRO 1 1/4 INCLUYE ACCESORIOS	24.00	ML	\$6.00	\$144.00
TUBERIA DE PVC DIAMETRO 1 INCLUYE ACCESORIOS	38.84	ML	\$5.30	\$205.85
CAJA DE CONCRETO DE 1 X 0.8 X 0.6 CON REJILLA DIAMETRO ANGULO DE 1/4	1.00	UNIDAD		\$70.00
CAJA DE CONCRETO DE 0.40x0.40x0.60 BLOQUE DE CONCRETO	5.00	UNIDAD	\$60.00	\$300.00
			TOTAL	\$5,697.25
HIPOCLORADOR (2 UNIDADES)		SG		\$100.00
OBRAS ADICIONALES DE PROTECCION				
BARANDAL DE PROTECCION		SG		\$400.00
CASETA DE OPERADOR		SG		\$300.00
NOMENCLATURA DE LOS ELEMENTOS		SG		\$50.00
			TOTAL	\$750

MONTO DEL PROYECTO

TOTAL \$

\$142,351.51

CONCLUSIONES

1. El diseño para el aprovechamiento del agua lluvia de los habitantes del Cantón El Progreso, consiste básicamente de un embalse recolector de agua lluvias conectado a un sistema de potabilización que se basa en un sedimentador y un filtro lento de arena, estos a su vez se conectan a dos tanques existentes en el lugar, los cuales funcionan como almacenamiento y es donde se realiza la desinfección del agua. De estos tanques el agua es distribuida a toda la comunidad por medio de cantareras.
2. El sistema propuesto en este trabajo de investigación, se refiere al abastecimiento de agua potable para los habitantes del Cantón El Progreso, por lo cual se debe evitar en lo posible, que habitantes de otras comunidades se sirvan del mismo sistema. Si esta actividad no se evita, el sistema no permitirá abastecer demandas adicionales a las de diseño, por lo que algunos habitantes para los cuales esta enfocado esta solución no podrán hacer uso del sistema de distribución del agua potable.

3. El sistema propuesto, abastecerá a los habitantes del Cantón El Progreso, de forma eficiente, proporcionando la dotación de diseño por los siguientes 10 años, a partir de la fecha en la cual se ha realizado este trabajo de investigación.

4. La dotación con la cual se pretende satisfacer a los habitantes del Cantón El Progreso es de 11 litros/persona/día, cantidad que debe destinarse exclusivamente para el consumo humano.

5. Los costos del sistema propuestos en este documento, pueden sufrir algunas variaciones, que si bien no son significativas, pueden alterar el valor presentado en las tablas resúmenes de los costos. Estas variaciones pueden darse por aumento de los precios de los materiales o insumos utilizados en la construcción, al costo adicional que representa una dirección calificada de cada una de las etapas o secciones del proyecto y a las consideraciones al método constructivo que el profesional responsable haga durante el proceso de ejecución del proyecto.

RECOMENDACIONES

1. Desde el momento de poner en uso el sistema propuesto, cada uno de los elementos constitutivos del sistema, inician un proceso de deterioro, por lo cual deben ser objeto de observaciones periódicas, para conocer el estado en que se encuentran y proporcionarles el mantenimiento adecuado.
2. Se recomienda, a través de cabildeos la formación de una directiva comunal, la cual será la encargada de verificar que se le den los mantenimientos periódicos al sistema, fijar un cobro por el agua distribuida, y escoger a la o las personas responsables de operar el sistema, entre otras actividades de la directiva. Este cobro servirá para los gastos de operación y mantenimientos del sistema.
3. Deberá escogerse a una persona dentro del grupo de vecinos de la comunidad beneficiada, para que tome la responsabilidad de mantener en buenas condiciones de funcionamiento al embalse, la planta de potabilización y que, además, se encargue de las actividades de distribución del agua producida. Esta persona deberá ser capacitada

constantemente en el uso y funcionamiento del sistema diseñado, además, deberá instruir a otro u otros miembros de la comunidad, por si en alguna ocasión el no puede realizar las actividades encomendadas para el mantenimiento del sistema, otra persona pueda realizar las actividades provisionalmente.

4. El sistema propuesto esta diseñado para proporcionar la dotación de 11 lt/per/día, durante los siguientes 10 años a partir de la fecha de realización del trabajo de investigación, por lo que se debe tener claro que dentro de 10 años el sistema necesitará mejoras o revisiones al diseño para que pueda seguir prestando el mismo servicio.
5. Deberá concientizarse a la población que sea beneficiada con este proyecto, en el uso racional que se le de al agua producida por el sistema. Debe evitarse que el uso que se le de al agua sea diferente al que se refiere exclusivamente al consumo humano.
6. Durante la etapa de construcción del sistema propuesto, podrá utilizarse materiales del lugar para la construcción de algunos elementos, como por ejemplo suelo para formar el talud del embalse de recolección, y de esta forma reducir en alguna medida los costos del proyecto.

7. Mantener el agua almacenada dentro de las casas en lugares seguros (fuera del alcance de niños y animales), en condiciones higiénicas, en recipientes limpios, cerrados, y destinados solo para almacenamiento de agua.

8. Manipular los vasos o tazas en que se toma el agua, con las manos limpias, no utilizar para tomar o almacenar agua recipientes que hayan contenido venenos, pinturas u otros materiales con características tóxicas que puedan afectar la salud de las personas.

BIBLIOGRAFÍA

- Propuesta de Diseño para el Mejoramiento del Sistema de Drenaje Pluvial de la Zona Baja de la Colonia Santa Lucia, Jurisdicción del Municipio de Ilopango. Tesis UES Febrero 2000.

Autores:

Vidal Canales Velásquez

Gladis Concepción Guardado Beltrán

Samuel Antonio Martínez Mejía

José Henry Villeda Herrera

- Utilización del Agua Lluvia para Abastecimiento de Comunidades Rurales. Tesis UES 1984.

Autores:

Carlos Obdulio Gochez Ruiz

- Guía Básica para Realizar Estudios Hidrológicos en El Salvador. Tesis 1997 UES.

Autores:

Sandra Elizabeth Hernández Díaz

Marisol Montoya Alfaro

Oscar Adalberto Rodríguez López

- Tratado de Hidrología Aplicada. Editores Técnicos Asociados. 2ª Edición.
Barcelona España.
Autor: G. Remeneiras

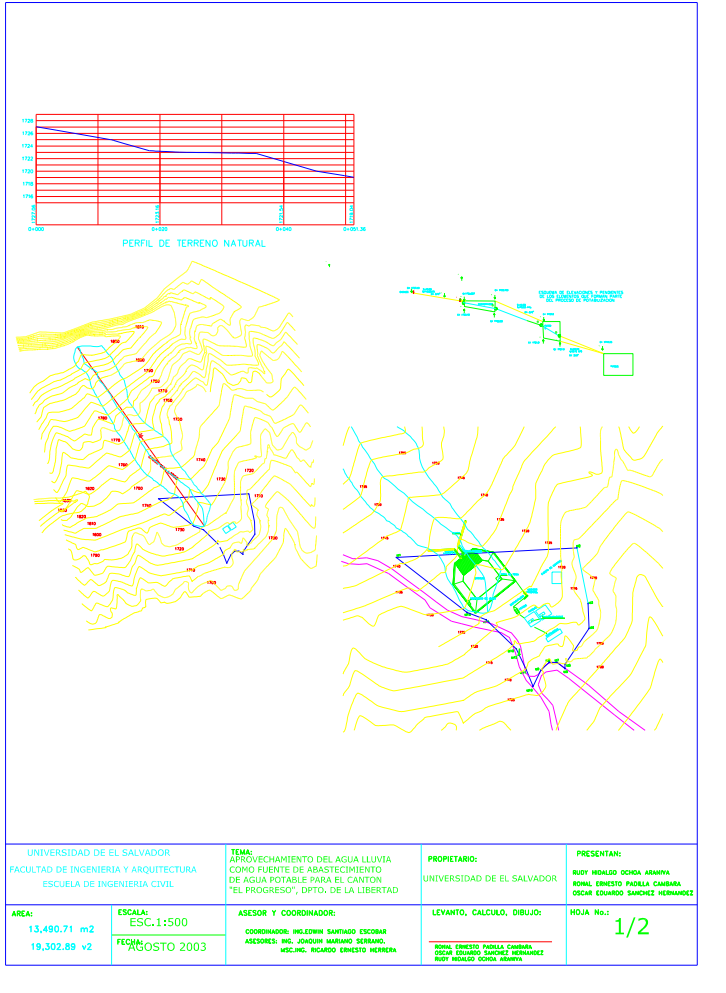
- Estudios Hidrogeológico de la Sub-Cuenca del Río Cacapa, Afluente al
Río Comalapa, La Paz. Tesis UES 1992.
Autores:
José Martín Meléndez
Ovidio Ricardo Menjivar Navarrete
Angela Pabón Flores

- Manual I . El Agua , Calidad y Tratamiento para el Consumo Humano .
Autor : Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del
Ambiente.
Junio de 1992.

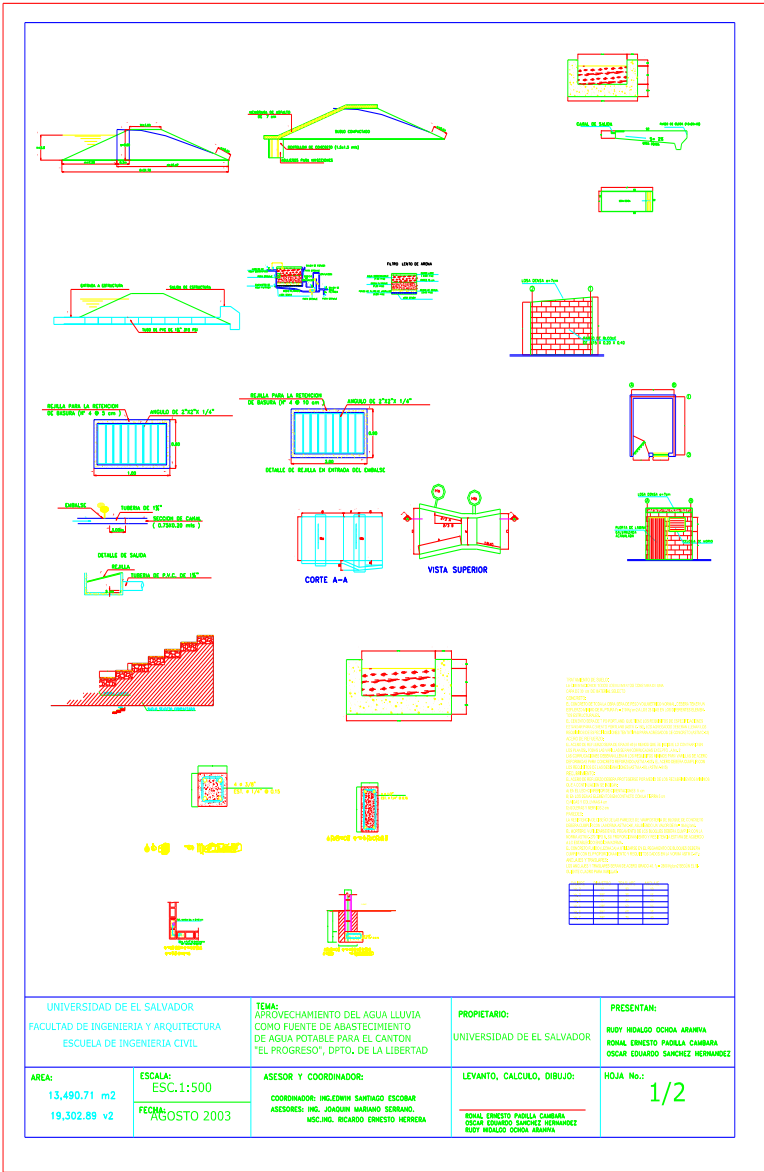
- Manual de Hidráulica.
Autor : J. M de Azevedo . editorial Harla México .1994

- Potabilizacion del Agua .
Autor: Jairo Romero . Escuela Colombiana de Ingenieros . 3º Edición.

ANEXOS



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL		TEMA: APROVECHAMIENTO DEL AGUA LLUVIA COMO FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CANTON "EL PROGRESO", DPTO. DE LA LIBERTAD	PROPIETARIO: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	PRESENTAN: RUBY HIDALGO OCHOA ABAYYA RONAL EBERTO PADILLA CAMBARA OSCAR EDUARDO SANCHEZ HERNANDEZ
AREA: 13,490.71 m ² 19,302.89 v2	ESCALA: ESC. 1:500 FECHA: AGOSTO 2003	ASESOR Y COORDINADOR: COORDINADOR: ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR ASESORES: ING. JOAQUIN MARIANO SERBANO, ING. RICARDO ERNESTO HERNANDEZ	LEVANTO, CALCULO, DIBUJO: RONAL EBERTO PADILLA CAMBARA OSCAR EDUARDO SANCHEZ HERNANDEZ RUBY HIDALGO OCHOA ABAYYA	HOJA No.: 1/2



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL		TEMA: ABASTECIMIENTO DEL AGUA LLUVIA COMO FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CANTON "EL PROGRESO", DFTO. DE LA LIBERTAD	PROPIETARIO: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	PRESENTAN: RUDY HIDALGO OCHOA ABARCA RONALD ERNESTO PADILLA CAMBARA OSCAR EDUARDO SANCHEZ HERNANDEZ
AREA: 13,490.71 m ² 19,302.89 v ²	ESCALA: ESC. 1:500 FECHA: AGOSTO 2003	ASESOR Y COORDINADOR: COORDINADOR: INGENIERO SANTIAGO ESCOBAR ASESORES: ING. JOAQUIN MARIANO SERRANO, ING. RICARDO ERNESTO HERRERA	LEVANTO, CALCULO, DIBUJO: RONALD ERNESTO PADILLA CAMBARA OSCAR EDUARDO SANCHEZ HERNANDEZ RUDY HIDALGO OCHOA ABARCA	HOJA No.: 1/2