



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

---

---

FACULTAD DE INGENIERIA

ANTEPROYECTO PARA EL TRATAMIENTO Y REUSO DEL  
AGUA RESIDUAL, GENERADA AL ORIENTE DE LA  
DELEGACION MILPA ALTA, D. F.

**T E S I S**  
PARA OBTENER EL TITULO DE  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
P R E S E N T A  
**J O R G E R O B L E S L O P E Z**



DIRECTOR: M.I. HUMBERTO GARDEA VILLEGAS

MEXICO, D. F.

2004



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/017/04

Señor  
JORGE ROBLES LÓPEZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. HUMBERTO GARDEA VILLEGAS, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ANTEPROYECTO PARA EL TRATAMIENTO Y REUSO DEL AGUA RESIDUAL, GENERADA AL ORIENTE DE LA DELEGACIÓN MILPA ALTA, D.F."**

- INTRODUCCIÓN
- I. SITUACIÓN DEL AGUA EN MÉXICO
  - II. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO
  - III. DATOS BÁSICOS DE DISEÑO
  - IV. ANTEPROYECTO DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO Y REUSO DEL AGUA
  - V. ESTUDIO ECONÓMICO Y FINANCIERO
  - VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 1<sup>o</sup> de abril del 2004.  
EL DIRECTOR

~~M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
CFB/AJP/crc.~~

Vo. Bo.  
G. Moreno P.

Vo. Bo.  
H. Gardea V.

Vo. Bo.  
Alberto

Vo. Bo.  
Hain G.  
10/06/2004

31-05-04

---

A Dios por la maravillosa oportunidad de la vida.

A mis padres:

María Luisa y Carlos Jorge, con amor y respeto por los años de desvelo y trabajo, los momentos de apoyo y exigencia, el ánimo ante el infortunio, por la libertad de crecimiento personal y profesional; este logro y satisfacción es también de ustedes.

A mis hermanos:

Silvia y Miguel con su alegría, mi sobrina Vani; a Carlos y "Guelo", por tener el privilegio de contar con ustedes y compartir en familia los momentos de alegría y contrariedad, el trabajo y superación constante.

A mi abuelita Conchita (†):

Por tu enseñanza con el ejemplo de la honradez y el trabajo, y por tu enorme corazón tu principal tesoro.

A mi tío Daniel :

Por tu cariño y apoyo, que nunca dudaste en ofrecer.

A mis abuelitos Apolonia y Hermenegildo(†):

Por heredar la dignidad del trabajo de la tierra, el esfuerzo como elemento principal de superación y el respeto a las personas.

A mi tío Fernando:

Por el valiosísimo apoyo brindado.

---

A las maravillosas personas que en el correr de los años, en los destellos de la vida he tenido la oportunidad y el privilegio de conocer, compartir, y sobre todo por su gran amistad.

A los amores, soplo del viento, fusión de tiempo y espacio para tocar el cielo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México a través de la Facultad de Ingeniería, que me abrió sus puertas al manantial del conocimiento, la universalidad de ideas, el crecimiento y madurez personal, la formación profesional, el arraigo en mi pecho del orgullo universitario y el compromiso con la sociedad.

A la Subgerencia de Estudios y proyectos de la Comisión Nacional del Agua, en especial a los Ingenieros y entrañables amigos:

José Antonio Hernández, Leopoldo Rodríguez, Rosi, Caro, Laura la chica de ojos cautivadores.

A la Dirección de Proyectos de la DGO y C de la UNAM, por el constante aprendizaje con las magnificas personas y grandes amigos, en especial a la Coordinación de Ingeniería.

Por la revolución que represento la recopilación de información para esta empresa, quiero agradecer a la Ex DGCOH en especial al área Tratamiento y Alcantarillado; la CORENA regional; la Delegación política de Milpa Alta y la Junta Local de Sanidad Vegetal Milpa Alta.

## CONTENIDO

<b>Introducción</b>	1
<b>Capítulo 1</b>	
<b>Situación del agua en México</b>	5
1.1    Características físicas del territorio nacional	6
1.1.1    Localización geográfica	6
1.1.2    Clima y precipitación	6
1.2    Características socioeconómicas de la población	8
1.3    Recursos hídricos	9
1.3.1    Agua Superficial	9
1.3.2    Agua Subterránea	9
1.3.3    Usos del agua	10
1.3.4    Disponibilidad	11
1.4    Contaminación	13
1.5    Aguas residuales	15
1.5.1    Tratamiento	16
1.5.2    Reutilización	16
1.6.    Marco jurídico e institucional	17
<b>Capítulo 2</b>	
<b>Descripción de la zona de estudio</b>	19
2.1    Aspectos físicos	20
2.1.1    Localización Geográfica	20
2.1.2    Clima y precipitación	21
2.1.3    Orografía e Hidrografía	21
2.1.4    Geología y Edafología	22

---

2.2	Aspectos Socioeconómicos	23
2.2.1	Crecimiento demográfico	23
2.2.2	Actividades Económicas	24
2.3	Infraestructura Hidráulica	27
2.3.1	Agua potable	27
2.3.2	Alcantarillado	28
2.3.3	Tratamiento	31
2.4	Marco Jurídico	32

### **Capítulo 3**

<b>Datos básicos de diseño</b>	<b>33</b>	
3.1	Horizonte de planeación	34
3.1.1	Vida útil	
3.1.2	Periodo de diseño	35
3.2	Población de proyecto	36
3.2.1	Población histórica	36
3.2.2	Población actual	37
3.2.3	Proyección de población	38
3.2.3.1	Ajuste lineal	39
3.2.3.2	Ajuste exponencial	39
3.2.3.3	Ajuste logarítmico	40
3.2.3.4	Ajuste potencial	40
3.2.3.5	Interés compuesto tasa de CONAPO	42
3.2.3.6	Interés compuesto tasa de INEGI	42
3.2.3.7	Interés compuesto tasa tendencia de CONAPO	44
3.3	Gastos de diseño para el tratamiento y sistema de riego	45
3.3.1	Gasto medio	45
3.3.2	Gasto mínimo	46
3.3.3	Gasto máximo	46
3.3.4.	Gasto máximo extraordinario	47
3.4	Caracterización del agua residual	49

---

## Capítulo 4

<b>Anteproyecto de los sistemas de tratamiento y reúso del agua</b>	<b>51</b>
4.1    Descripción general del anteproyecto	52
4.2    Tratamiento	54
4.2.1    Calidad de agua necesaria para riego	57
4.2.2    Nivel de tratamiento	59
4.2.3    Modulación de la planta de tratamiento	60
4.2.4    Sistema de tratamiento	62
4.2.5    Caja derivadora	64
4.2.6    Pretratamiento	66
4.2.7    Sistema de Bombeo	78
4.2.8    Sedimentador primario	81
4.2.9    Tanque de Aireación	83
4.2.10    Sedimentador secundario	86
4.2.11    Filtración	89
4.2.12    Tanque de contacto de cloro	91
4.2.13    Tratamiento de lodos	93
4.2.14    Tanque de distribución	94
4.2.15    Planos	95
4.3    Sistema de riego localizado	103
4.3.1    Métodos de riego	103
4.3.2    Generalidades para el desarrollo de un sistema de riego	105
4.3.3    Planteamiento geométrico de las unidades y subunidades de riego	107
4.3.4    Cultivos a implementar	108
4.3.5    Selección del método de riego	109
4.3.6    Elementos del sistema de riego por goteo	110
4.3.7    Diseño agronómico	112
4.3.8    Diseño hidráulico	117
4.3.9    Operación del sistema	133

---

## **Capítulo 5**

<b>Estudio económico y financiero</b>	<b>137</b>
5.1    Costos de inversión	138
5.1.1    Planta de Tratamiento	138
5.1.2    Sistema de riego	139
5.2    Costos de operación y mantenimiento	140
5.2.1    Planta de Tratamiento	140
5.2.2    Sistema de riego	141
5.3    Cuantificación de beneficios	142
5.3.1    Escenario actual	142
5.3.2    Escenario posible	143
5.3.3    Beneficios netos del proyecto	145
5.4    Evaluación económica	146
5.5    Evaluación financiera	149
5.6    Análisis de sensibilidad	156

## **Capítulo 6**

<b>Conclusiones</b>	<b>159</b>
---------------------	------------

<b>Anexos</b>	<b>165</b>
---------------	------------

<b>Bibliografía</b>	<b>187</b>
---------------------	------------

---

---

# INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso natural importante para el funcionamiento de los ecosistemas, sin ella se rompe el ciclo, el agua es la llama que enciende y mantiene el fuego de la vida.

Las actividades del ser humano se hacen inimaginables sin el agua; la agricultura, la industria y el comercio hacen de este recurso pieza clave para su desarrollo. El agua es un recurso renovable, sin embargo en el devenir histórico ha disminuido la disponibilidad para consumo humano, ocasionando su escasez en algunos sitios; también provocando la degradación de la calidad de la misma, consecuencia de la interacción del ser humano con el agua, muchas veces soslayada.

El acelerado crecimiento en la población mundial en las últimas décadas, ha sido fundamental para el incremento de la demanda de agua, así como para la afectación de su calidad. En la actualidad, el agua se ha constituido como un tema de seguridad internacional.

La Organización de las Naciones Unidas (ONU), a partir de la Tercera sesión extraordinaria de la Asamblea General en 1997 ha dado seguimiento y emitido directrices generales en las políticas de desarrollo que deben seguir los países, abordando como una sola cuestión el medio ambiente y el crecimiento económico, buscando siempre el ansiado desarrollo sustentable.

México no es ajeno a la problemática mundial en torno al agua a pesar de su rica variedad climática, orográfica y geológica; el contraste entre disponibilidad de agua y desarrollo es evidente. La población cercana a 100 millones de habitantes, se encuentra concentrada en las principales urbes, como la Ciudad de México, Guadalajara y Monterrey ocasionando que en estas ciudades se tenga la mayor demanda de servicios entre ellos el agua, así como un gran impacto sobre la misma, requiriendo de tratamiento para mejorar la calidad del agua, evitar daños a los ecosistemas y sobre todo reutilizarla, liberando o propiciando su intercambio con agua de primer uso.

---

## INTRODUCCIÓN

---

En México el tratamiento del agua residual constituye sólo el 20% del agua colectada en los sistemas de saneamiento, aproximadamente el 60 % tiene reuso en actividades agrícolas e industriales. Asimismo parte de la gran cantidad de agua sin tratamiento también se reutiliza, primordialmente en el sector agrícola, teniendo la problemática de ser un factor de riesgo para la salud y presentar bajos ingresos por cultivos no rentables al regarse con aguas negras.

En la Ciudad de México contrariamente con lo acontecido en la época de la Gran Tenochtitlan por su gran disponibilidad de agua, presenta en la actualidad serios problemas relacionados con los servicios de agua potable y saneamiento; en el primero se demanda más agua de la disponible, misma que se extrae primordialmente de los mantos acuíferos provocando su sobreexplotación, trayendo consigo hundimientos diferenciales en la zona lacustre de la ciudad. Es importante notar que también se ha recurrido a traer el agua de fuentes superficiales más lejanas, que representan grandes inversiones para tratar de solventar la demanda.

La problemática principal para el abastecimiento de agua es la gran pérdida del líquido por fugas en los sistemas de conducción y distribución; el alcantarillado por su parte presenta dificultades, consecuencia del hundimiento de la ciudad, mientras tanto el tratamiento del agua residual por los elevados costos de operación y mantenimiento y la situación económica del país hacen inviable el funcionamiento de las plantas de tratamiento sólo por cumplimiento de la norma, llegando al extremo en muchos casos a ser proyectos dormidos.

El crecimiento de la ciudad de México ha sido desordenado, reflejo de lo que sucede en el país, debido al incumplimiento del artículo 27 constitucional, en relación con las facultades que tiene el estado para ordenar el crecimiento de la población con el fin de garantizar el suministro de servicios básicos. Con la expansión de la zona urbana, en las últimas dos décadas han desapareciendo zonas naturales importantes; por lo que despiertos del letargo normativo el Ordenamiento Ecológico pretende conservar las zonas vitales para la ciudad de México.

La zona Sur de la Ciudad contribuye en la recarga de los mantos acuíferos, también es fuente de aire para la capital del país, particularmente las delegaciones Tláhuac, Xochimilco, Tlalpan y Milpa Alta que presentan grandes extensiones de zonas boscosas, pastizales, agrícolas y una porción de superficie urbana.

Lejos de lo que podría imaginarse al pensar en la ciudad de México, en el Distrito Federal existe agricultura, sin embargo comparte rezagos con el campo a nivel nacional, dentro de los que

---

---

destacan la baja productividad consecuencia de la falta de riego, la escasa tecnificación en sistemas de riego, así como los cultivos poco rentables.

Pero cómo pensar en sistemas de riego, donde la demanda de agua potable es muy grande y la disponibilidad escasa. Aquí la importancia del tema de la presente tesis, que pretende generar un proyecto integral para el Tratamiento de las aguas residuales generadas en la zona oriente de la delegación Milpa Alta y aprovecharlas para riego agrícola en la planicie de Tecómitl y Tetelco, este último perteneciente a la delegación Tlahuac.

El trabajo, "Anteproyecto para el tratamiento y reúso del agua residual, generada al oriente de la Delegación Milpa Alta, D.F." integra diversas áreas de la Ingeniería civil, primordialmente el área sanitaria con la planta de tratamiento; la hidráulica, aplicada en el riego agrícola; y sistemas, engarzando a las mismas mediante la evaluación del proyecto en beneficio de la población.

Este proyecto vislumbra más allá, además que puede ampliar sus horizontes a todas las áreas de Ingeniería civil y otras profesiones; puede constituirse como una alternativa ecológica y económicamente sustentable para mantener algunas zonas de conservación ecológica en el sureste del D.F.; éste es el verdadero valor del presente proyecto de ingeniería. Vale la pena recordar que la ingeniería parte del ingenio, de una idea para resolver un problema específico, y en su desarrollo atiende sus fundamentos para tener proyectos funcionales, garantizando su seguridad y economía, y acorde con el medio ambiente. Además, ante el sistema económico imperante que es una realidad, se buscan proyectos rentables para sufragar los costos de inversión, operación y mantenimiento y generar utilidades; equiparable a lo anterior el presente proyecto busca su autosuficiencia, sobre todo en operación, mantenimiento y futuras obras de ampliación, que permitan garantizar su funcionamiento dentro de los próximos 20 años. La propuesta tratamiento, sistema de riego y cultivos interactúan con el entorno económico no olvidando que en el centro de este trébol esta la población beneficiada directa e indirectamente.

El trabajo se conforma por 6 capítulos, al inicio de cada uno se da un matiz del mismo y su estructura. El primer capítulo inicia con un panorama general de la situación hidráulica del país, tratando aspectos importantes como los recursos hídricos; usos, disponibilidad y contaminación del agua; tratamiento de las aguas residuales y su reutilización; finalmente la legislación nacional en la materia. El segundo capítulo describe la zona en estudio, atendiendo aspectos físicos, socioeconómicos, y de infraestructura hidráulica, sin olvidar el marco jurídico local. En el capítulo tercero se generan los datos básicos de diseño, con especial énfasis en la población de proyecto, pues de ella se derivan los gastos con los que habrán de dimensionarse las obras; también se

---

muestra la caracterización del agua residual a tratar, parte fundamental para el sistema de tratamiento que se propone. En el cuarto capítulo se desarrolla el sistema de tratamiento y su aprovechamiento en el Sistema de riego, ambos función uno de otro para su elección y diseño; cabe mencionar que para el diseño del sistema de riego se determinó la demanda de agua de los cultivos, a partir de los conceptos básicos de agronomía sin pretender ahondar en esta importante disciplina. El capítulo quinto por su parte muestra la evaluación económica y financiera, la primera para cuantificar la rentabilidad del proyecto con el objetivo de su realización o no a nivel proyecto ejecutivo, y la última para determinar si es o no atractiva para los productores. El capítulo sexto presenta las conclusiones del trabajo desarrollado.

Con el objeto de coadyuvar en el desarrollo y comprensión de los temas expuestos, se presentan los anexos. Asimismo, se citan las referencias que en la bibliografía se detallan, para que el lector que así lo desee, pueda ampliar sus conocimientos en los temas que por su extensión, se discuten sucintamente en el presente trabajo.

Sin duda el anteproyecto plasmado en esta tesis, es la fusión de conocimientos, imaginación, discusión, experiencia y voluntad de diversas personas sin las cuales el autor hubiera sido incapaz de realizarlo. Pidiendo ser disculpado por las omisiones involuntarias, debo mencionar a quien en forma importante colaboraron conmigo.

En primer lugar agradezco al Ing. José Antonio Hernández Gonzáles, Especialista en Hidráulica de la Subgerencia de Estudios y Proyectos, Región Noreste y Valle de México de la CNA, por sus valiosas aportaciones, quien con gran interés, siempre estuvo pendiente durante el crecimiento y madures de esta tesis, además de compartir una pequeña parte de sus conocimiento y experiencias profesionales en la Comisión Nacional del Agua.

Además debo mencionar al M.I. Humberto Gardea Villegas, distinguido profesor de la Facultad de Ingeniería de UNAM, quien ante mi solicitud, aceptó gentilmente dirigir y revisarme esta tesis, siempre escuche y consideré sus importantísimas observaciones, por la libertad del desarrollo de la presente, mi infinita gratitud.

---

## Capítulo 1

# SITUACIÓN DEL AGUA EN MÉXICO

La situación del agua en México puede comprenderse solamente si se conocen los factores naturales, sociales y la relación entre los mismos. Dentro de los factores naturales, la localización enmarca al clima y la precipitación, elementos que dan origen a los recursos hidráulicos. Los factores sociales como el crecimiento demográfico y las actividades socioeconómicas juegan un papel importante, este último da pauta a el uso que tiene el agua y los volúmenes empleados. Al interactuar éstas variables surgen la disponibilidad y contaminación del agua. Para controlar éstas variables se crea el marco jurídico que tiene la finalidad de garantizar un desarrollo sostenible, dada la importancia que tiene el agua para la vida humana.

## 1.1 Características físicas del territorio nacional

### 1.1.1 Localización geográfica.

México tierra montañosa por excelencia, región poseedora de una gran variedad de flora y fauna, cuenta con una superficie aproximada de 2 millones de km<sup>2</sup> y se localiza dentro de los límites de las siguientes coordenadas; Sur 14°32'27" latitud norte, Norte 32°43'06" latitud norte, Este 86°42'36" longitud oeste, Oeste 118°27'24" longitud oeste.

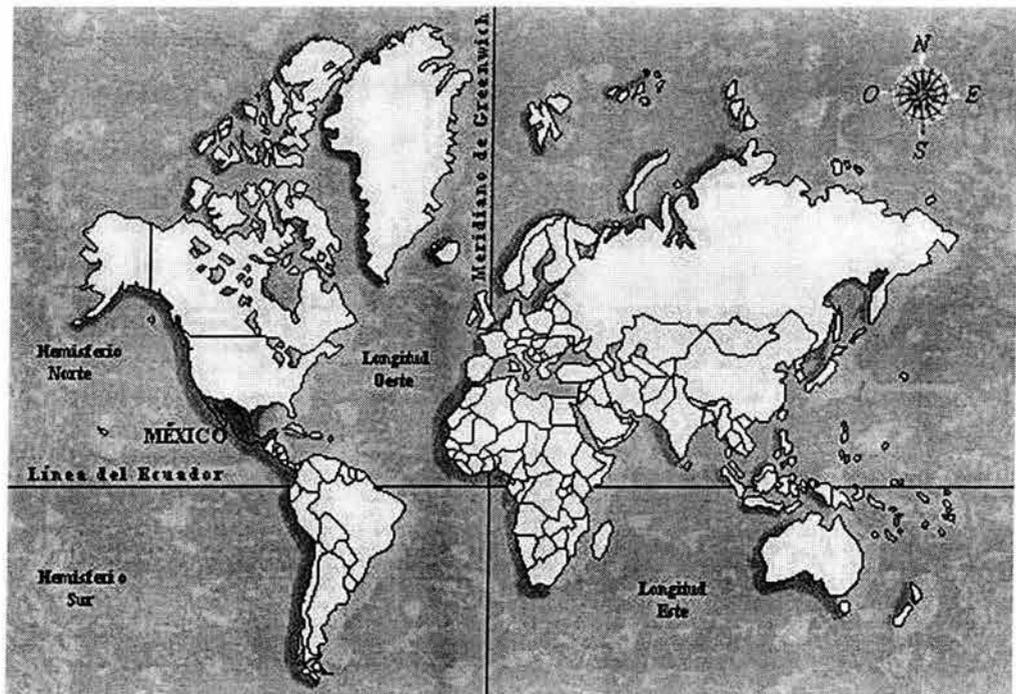


Figura 1.1 Localización de México en el mundo

### 1.1.2 Clima y precipitación.

Considerando el nivel de humedad, casi la mitad del territorio hacia el norte y noroeste tiene un clima de seco a muy seco. En las mesetas del centro predomina un clima subhúmedo templado en un 20% de la superficie; en ellas se encuentran la mayoría de los grandes núcleos de población y una parte sustancial de la infraestructura. En el 30% remanente el clima es húmedo, cálido y templado.



Fig. 1.2 Distribución de climas en el país

La lámina de lluvia promedio anual es de 772 mm, ésta acontece en un 67% entre los meses de junio a septiembre, mientras que el 23 restante entre octubre y mayo. De la lluvia precipitada, el 73% se evapora, mientras que la demás escurre, proporcionando un volumen aprovechable de 397 km<sup>3</sup>, de éstos se infiltran para constituir la recarga de acuíferos un volumen de 75 km<sup>3</sup>.

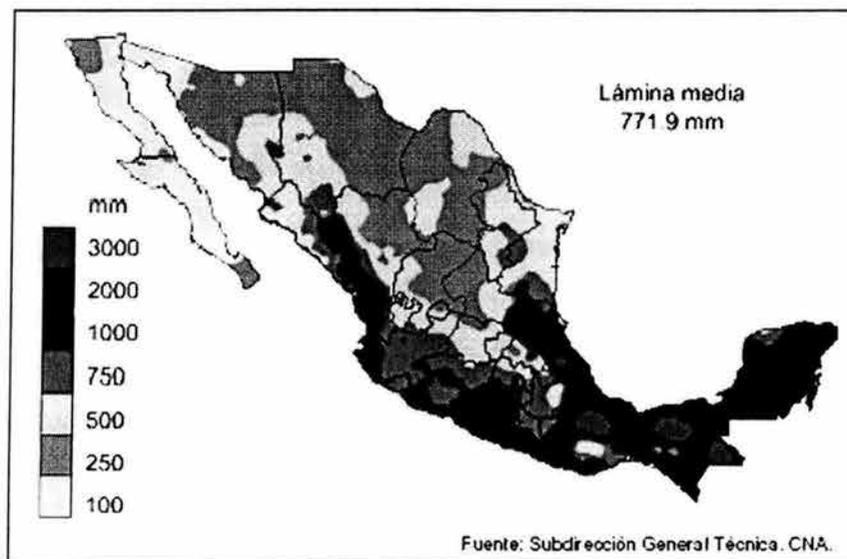


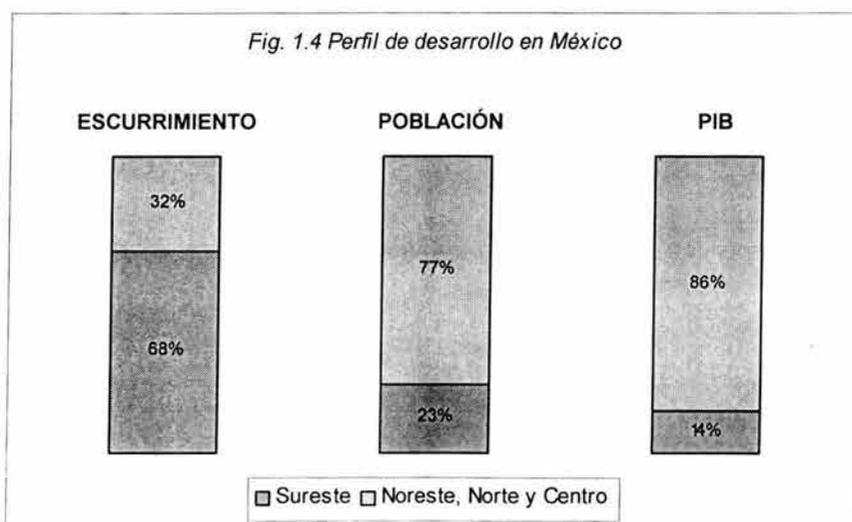
Fig. 1.3 Precipitación media anual promedio, periodo 1941-2000

## 1.2 Características socioeconómicas de la población

De acuerdo a los resultados del XII Censo General de Población y Vivienda del año 2000, México cuenta con 97.4 millones de habitantes con una tasa de crecimiento de la población de 1.4% que ha presentado una disminución en comparación con el año de 1995 que era de 1.7%. Acorde a esta tendencia se ha proyectado que para el año 2025 se contará con 26 millones de personas adicionales.

En el país se presentan rezagos en el bienestar social y rezagos en el ámbito económico debido a la inestabilidad en la estructura natural, social y económica como se muestra en la figura 1.4. El crecimiento de las actividades en las ciudades producto de la industrialización en la segunda mitad del siglo pasado propiciaron un cambio en el perfil de desarrollo, pasando éste de ser rural a uno predominantemente urbano. Actualmente el 75% de los mexicanos habitan en el medio urbano, que son las localidades con poblaciones mayores a 2500 habitantes, las principales urbes de atracción para las personas son las ciudades de México, Guadalajara y Tijuana de acuerdo al Consejo Nacional de Población (CONAPO).

La zona metropolitana de la Cd. de México concentra un 22% de la población del medio urbano es decir aproximadamente 16 millones de habitantes, esto trae consigo diversos problemas en la cobertura de servicios básicos.



### **1.3 Recursos hídricos**

#### **1.3.1 Agua superficial.**

El escurrimiento promedio anual es de 397 Km<sup>3</sup> proporcionado por los ríos localizados dentro del territorio nacional, destacan los más caudalosos que son el Usumacinta, Grijalva, Papaloapan, Balsas y Lerma Santiago localizados en la región Sur y Sureste del país donde el clima y la precipitación brindan esta condición. La infraestructura hidráulica existente tiene capacidad de almacenamiento aproximada de 150 km<sup>3</sup>, las de mayor envergadura se localiza en los cauces de los ríos mencionados.

El territorio cuenta con 11 600 kilómetros de litoral, 1.5 millones de hectáreas de lagunas costeras y 2.9 millones de hectáreas de cuerpos de agua interiores.

#### **1.3.2 Agua subterránea.**

La geología de la corteza presenta características para la existencia de depósitos subterráneos de agua y mecanismos de recarga sobre todo en el eje volcánico Transmexicano donde se localizan los acuíferos mas importantes del país. La recarga de los acuíferos se estima en 75 km<sup>3</sup>/año, de los que se aprovechan aproximadamente 28 km<sup>3</sup>/año. El agua subterránea presenta cualidades importantes como son su calidad, seguridad en cualquier temporada del año y flexibilidad de uso.

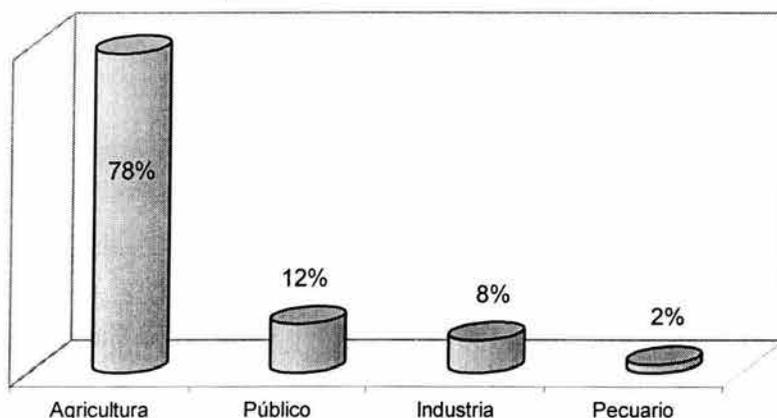
El 70% del volumen de agua que consumen las ciudades proviene de acuíferos, que abastecen aproximadamente a 75 millones de personas (55 millones en las principales ciudades y 20 millones en el medio rural).

A nivel nacional la extracción equivale a 37 % de la recarga, sin embargo en diversas zonas del país la extracción es mayor que la recarga por factores asociados, destacan la pérdida de zonas de recarga producto de la deforestación y los cambios de uso de suelo. La sobreexplotación de fuentes subterráneas trae consigo problemas de hundimientos, agrietamientos del suelo, pérdida de humedad en tierras de cultivo por el abatimiento de niveles freáticos, etc.

### 1.3.3 Usos del Agua

Los principales usos consuntivos en el país emplean 72 km<sup>3</sup>, lo que representa el 15 % de la disponibilidad media nacional (año 2000). El uso agrícola consume el 78%, el uso público el 12%, mientras que el industrial y el pecuario utilizan la menor cantidad de agua con 8% y 2% respectivamente.

Figura 1.5 USOS CONSUNTIVOS BRUTOS



La superficie empleada en labores agrícolas oscila entre 20 y 25 millones de hectáreas, ocupa el 22% de la población económicamente activa y sólo genera el 5.1% del Producto Interno Bruto(PIB). Es importante mencionar que en los campos de riego, la productividad es en promedio 3.6 veces mayor que en las tierras de temporal. La superficie con infraestructura para riego es de 6.3 millones de hectáreas, lo que sitúa al país como el séptimo lugar mundial en esta área. El 54% de esa superficie corresponde a 82 Distritos de riego y el porcentaje restante a unidades de riego. Los métodos empleados en el riego son los tradicionales en más del 80% de la superficie y la eficiencia promedio estimada es de 46%.

En el uso público, se presentan rezagos en la cobertura de agua potable, enfatizada en zonas rurales donde sólo el 68% de la población tiene el servicio, mientras que en las zonas urbanas en promedio la cobertura es del 94.6% de acuerdo a el XII Censo de Población y Vivienda 2000. Asimismo las coberturas de alcantarillado presentan la misma tendencia, en las que en zonas urbanas la cobertura asciende a 89.6% y 36.7% corresponde a zonas rurales.

Derivado de factores económicos, administrativos, operativos y legales, los sistemas hidráulicos presentan serias pérdidas de agua; en el sector agrícola la eficiencia física oscila entre el 35 y 50 %; producto de la falta de modernización de la infraestructura; mientras en el sector urbano las pérdidas de agua por fugas y agua no contabilizada varía entre el 30 y 50%, debido al deteriorado sistema y la falta de un catastro de la red de agua potable, producto del crecimiento desordenado de la población y la falta de regulación por parte de las autoridades y los organismos operadores encargados de proporcionar el servicio.

Además de ineficiencias físicas se tienen bajas eficiencias en la recaudación, en promedio se tiene una eficiencia física del 50%, de este porcentaje solo se cobra el 60%, dando en total una eficiencia del 30%, tal como se muestra en la figura 1.6 , además es importante mencionar que las tarifas no reflejan el costo real del vital líquido, ya que en muchos casos no cubren el costo de producción (operación y mantenimiento), menos aún generan recursos para nueva infraestructura, recurriendo al subsidio y recursos financieros por parte del gobierno federal y local, dependiendo así de la política y la situación económica nacional como internacional.

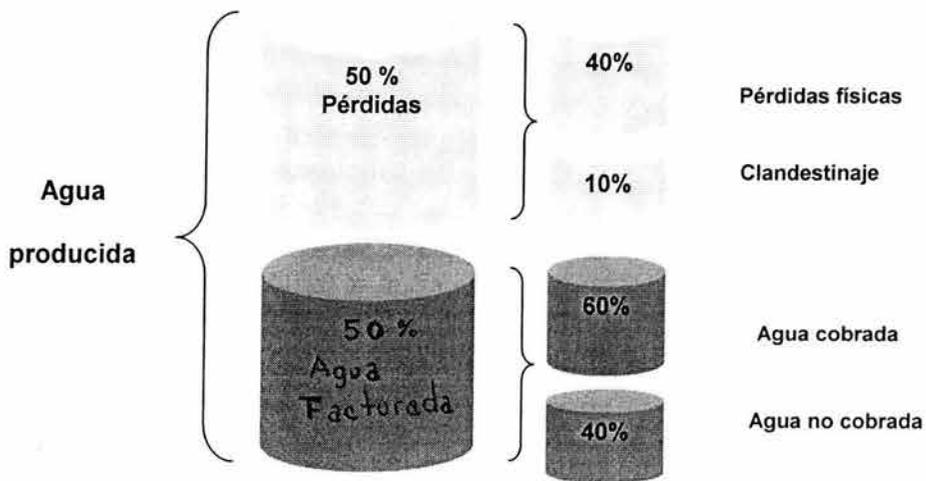


Figura 1.6 Eficiencia operativa de los sistemas

### 1.3.4 Disponibilidad de agua.

El agua aprovechable per-cápita es el volumen teórico que cada persona dispone en un periodo de un año, se obtiene determinando el volumen de escurrimiento e infiltración anual en una determinada región o cuenca entre su número de habitantes. La disponibilidad es producto de diversos factores dentro de los que se encuentran las condiciones naturales primordialmente el clima y la precipitación; también de condiciones socioeconómicas como son la población, íntimamente ligadas con las condiciones de desarrollo económico de la zona.

México presenta en promedio una disponibilidad anual de 4841 m<sup>3</sup>/ hab./año<sup>1</sup> colocándose en un rango de disponibilidad baja, situación que pondría en peligro el desarrollo industrial o la posibilidad de alimentar a la población. Los rangos muy bajos, representan que las reservas no serían suficientes para abastecer a la población en caso de sequía extrema, véase la tabla 1.1 en la que se presentan los rangos de disponibilidad de agua así como su condición; tiene como objeto tomar las acciones necesarias para garantizar un desarrollo sostenible de la región o de los países.

Disponibilidad m <sup>3</sup> /hab./año	Condición
< 1000	Catastróficamente bajo.
1,100 a 2,000	Muy bajo
2,100 a 5,000	Bajo
5,100 a 10, 000	Medio
10, 100 a 20,000	Elevado
> 20, 000	Muy elevado

Tabla 1.1 Parámetros de disponibilidad de agua en el mundo<sup>2</sup>

En el país la disponibilidad de agua presenta un contraste con el desarrollo, mientras de la región central hacia el norte el aprovechamiento de agua se estima en 2044 m<sup>3</sup>/hab./año, en la parte sur del país la disponibilidad es de 14, 291 m<sup>3</sup>/hab./año. Trayendo problemáticas socioeconómicas en ambos casos, acentuadas en las zonas de menor disponibilidad.

<sup>1</sup> Fuente: Comisión Nacional del Agua

<sup>2</sup> UNESCO

#### 1.4 Contaminación

Un alto porcentaje de los cuerpos de agua superficial del país presentan una calidad inadecuada, que limita el uso directo del agua, consecuencia de la contaminación generada por las descargas de aguas residuales sin tratamiento, primordialmente las de tipo doméstico e industrial.

En tanto la calidad del agua subterránea en general presenta menor grado de contaminación, debido a sus condiciones inherentes, implicando que su uso para consumo humano sea generalizado en las zonas donde las condiciones así lo permiten.

El índice de calidad de agua (ICA) es un valor que se obtiene a partir de un promedio ponderado de los índices de calidad individuales de 18 parámetros dentro de los que se encuentran el pH, la DBO<sub>5</sub> y los sólidos suspendidos. Éste índice permite diagnosticar el grado de contaminación de un cuerpo de agua en una escala de 0% a 100%, un alto ICA determina una mejor calidad del agua.

De acuerdo a información de ICA del año 2000, muestra que las aguas superficiales presentan calidad satisfactoria en el 27% de los casos, lo que permite su uso para cualquier actividad; el 49 % se encuentra poco contaminado lo que restringe su utilización en ciertas actividades, mientras que el 24% se encuentra contaminado o altamente contaminado, dificultando su uso directo en casi cualquier actividad; sólo el 5% de los cuerpos de agua presentan excelente calidad lo que hace factible su empleo para cualquier actividad, sin embargo para el consumo humano requiere un proceso de desinfección para garantizar la seguridad bacteriológica y el cumplimiento de la normatividad.

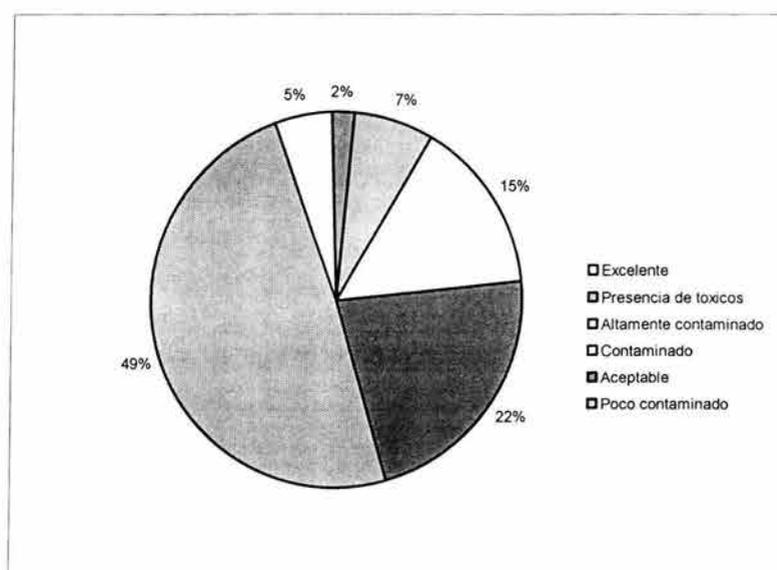


Figura 1.8 Calidad de las Aguas Superficiales

Acorde a su calidad, se le pueden dar diversos usos, teniendo en cuenta que con el mejoramiento mediante tratamiento, los usos pueden cambiar, tal como se muestra en la tabla 1.2, en la que se muestra la calidad del agua y sus diferentes usos. Es importante señalar que los principales contaminantes presentes en las aguas de los cuerpos receptores son: Coliformes fecales, grasas y aceites, ortofosfatos, sólidos disueltos y detergentes.

Rango de ICA	Calidad del agua	% de cuerpos de agua	Usos	
			A. Potable	Otro
100-85	Excelente	5	Todo uso	
84-70	Aceptable	22	Con tratamiento convencional	Cualquier uso
69-50	Poco contaminado	49	Tratamiento avanzado	Uso recreativo (Sin contacto directo) Acuicultura (Condicionada) Usos industriales Riego (Excepto hortalizas)
49-30	Contaminado	15	Prácticamente ningún uso	
29-0	Altamente contaminado	7		
No aplica	Presencia de tóxicos	2		

Tabla 1.2 Calidad del agua y sus diferentes usos

La calidad del agua subterránea está determinada a partir de los principales elementos físico-químicos y bacteriológicos. De acuerdo con la base de datos generada por los organismos de todos los niveles de gobierno, municipal, estatal y federal, la distribución de calidad del agua muestra que más del 80% de los acuíferos contienen agua de buena calidad natural, con concentraciones inferiores a los 1000mg/l de sólidos disueltos totales.

La salinidad en el agua presenta un contraste, mientras que en las zonas áridas la concentración es grande debido a factores como la escasa precipitación y la gran evaporación potencial; en tanto en las zonas tropicales y de mayor lluvia, la concentraciones de sal son menores.

Se ha encontrado que a nivel nacional alrededor de 40 acuíferos presentan cierta degradación de la calidad del agua por actividades antropogénicas o por causas naturales, además se ha detectado en otros acuíferos altas concentraciones de fluoruro y arsénico que ponen en riesgo la salud al consumir el agua, éstos acuíferos requieren tratamientos avanzados para su potabilización.

### 1.5 Aguas Residuales

El agua residual generada en México producto de las descargas de los diferentes sectores, asciende a  $13.25 \text{ km}^3$  equivalente a un gasto de  $420 \text{ m}^3/\text{s}$ ; se colecta en el sistema de alcantarillado alrededor de  $370 \text{ m}^3/\text{s}$  los cuales en mayor porcentaje no tienen reuso antes de su disposición final en cuerpos receptores, sin embargo el 12% aproximadamente tiene tratamiento. El agua residual colectada en menor proporción tiene un reuso ya sea con tratamiento o sin él, principalmente en el sector agrícola e industrial. En la figura 1.9 se muestra un esquema de la situación del agua residual en México.

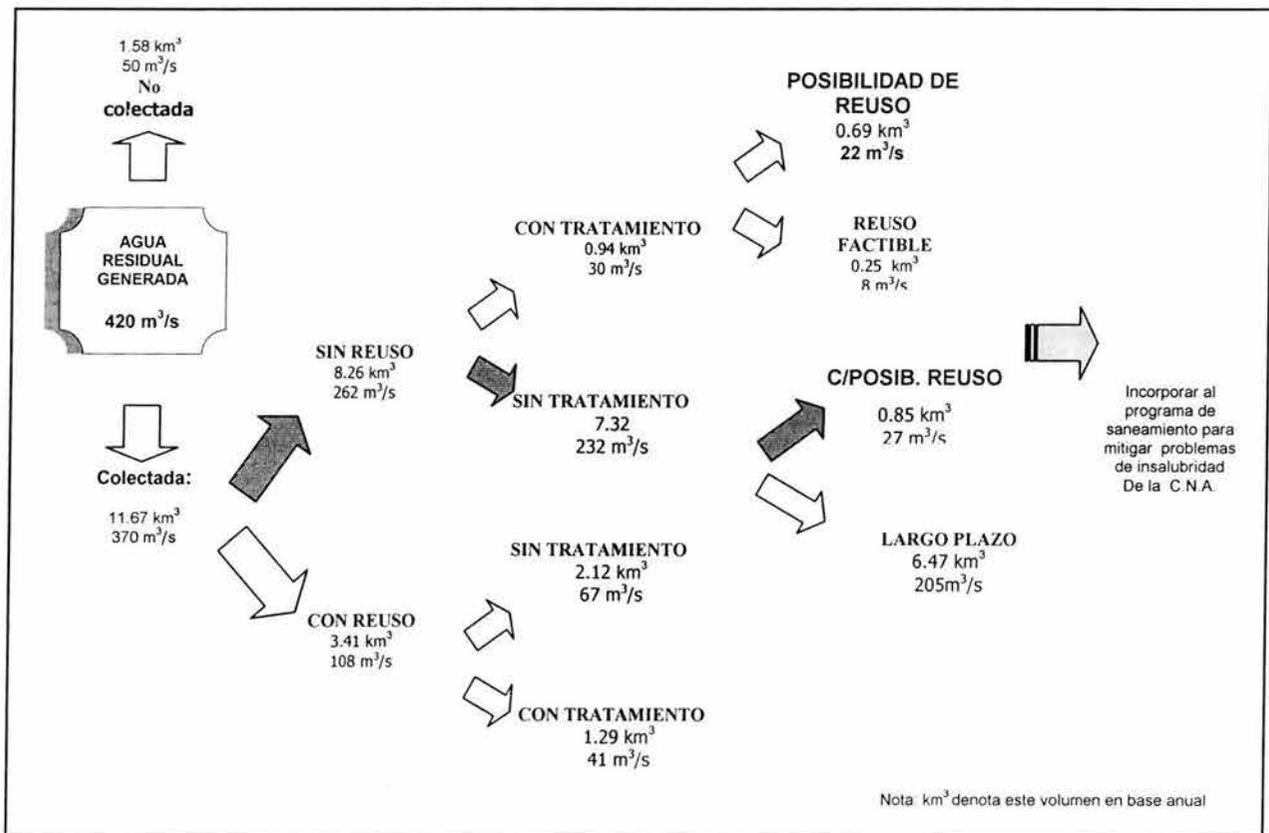


Fig. 1.9 Situación del agua residual en México

**1.5.1 Tratamiento.** En el rubro de tratamiento de aguas residuales se cuentan con 1018 sistemas municipales de tratamiento (a diciembre de 2000) teniendo una capacidad instalada de 75.8 m<sup>3</sup>/s; los sistemas en operación son 793 que tratan un gasto de 45.9 m<sup>3</sup>/s.

De las aguas residuales urbanas solo se trata el 23 % del gasto generado, lo que muestra una importante área por implementar. Los procesos de tratamiento en los sistemas municipales son primordialmente por lagunas de estabilización y lodos activados.

Se tienen registradas 1479 plantas de tratamiento industriales con una capacidad instalada de 41.5 m<sup>3</sup>/s, de las cuales sólo operan 1399, tratando un gasto de 25.3 m<sup>3</sup>/s lo que representa el 15% de las descargas generadas.

**1.5.2 Reutilización de las aguas residuales.** El reúso de las aguas residuales representa una alternativa importante en las zonas áridas y semiáridas del país, donde la escasez de aguas es imperante. Actualmente son aprovechadas en el riego agrícola las aguas crudas de origen municipal en los Valles del Yaqui, Mayo y Guaymas en Sonora, Chiconautla en el Estado de México, Tula, Alfajayucan y Tulancingo en Hidalgo, Valle de Juárez en Chihuahua y Valsequillo en Puebla, entre otros.

Asimismo la reutilización de aguas residuales tratadas es importante porque puede permitir liberar volúmenes importantes de agua que se emplean en el riego como en otras actividades, proporcionando una calidad adecuada que hace segura su utilización en éstas actividades.

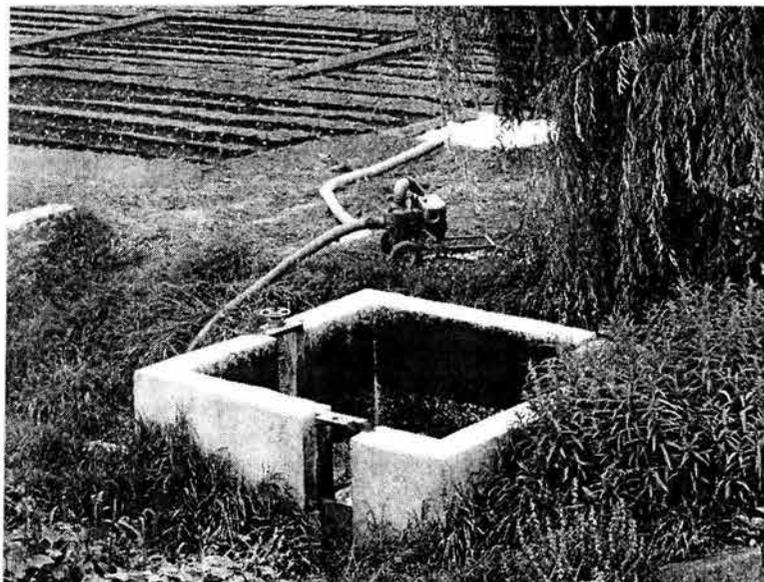


Fig. 1.10 Reutilización de aguas crudas para el riego

## 1.6 Marco jurídico e institucional

El sustento legal en materia del agua lo establece el artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, que entre otros ordenamientos estipula la propiedad de las aguas comprendidas dentro de los límites del territorio nacional corresponden originariamente a la Nación, y es ésta quien tiene la facultad de transmitir el derecho de ellas a los particulares de acuerdo a los lineamientos establecidos por la legislación en particular el artículo 28. Así mismo tiene el derecho de regular, en beneficio social, el aprovechamiento del agua con objeto de hacer una distribución de la riqueza pública, preservarla para lograr el desarrollo equilibrado del país. Estos preceptos desprenden, la Ley Federal de Derechos en materia del agua (1982), la Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente "LGEEPA" (1987), así como la Ley de Aguas Nacionales (1992), que a la fecha han sufrido una serie de modificaciones y surgimiento de normas, tal es el caso de las 3 Normas Oficiales Mexicanas Ecológicas para prevención y control de contaminantes en el agua:

La NOM-001-ECOL-1996, establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.

La NOM-002-ECOL-1996, establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

La NOM-003-ECOL-1997, establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reutilicen en los servicios al público.

La primera de éstas normas presentaba fechas de cumplimiento de acuerdo al rango de población del Censo de 1990, sin embargo dada la problemática que presentan los organismos operadores, mencionadas fechas han sido rebasadas. Para dar cumplimiento a éstas disposiciones han surgido dos Decretos de Condonación de Derechos en materia del agua (2002), tanto en la explotación de agua, como en el uso de cuerpos de agua como receptores de aguas residuales.

El artículo 115 constitucional establece entre otros ordenamientos la responsabilidad de los estados, Municipios y del Distrito Federal a prestar los servicios de agua potable, alcantarillado, tratamiento y disposición de aguas residuales.

De esta forma queda representado el marco jurídico en materia del agua, importante para garantizar la disponibilidad y calidad suficiente del vital líquido para el equilibrio ecológico y el desarrollo sustentable.

El marco institucional tiene su espíritu en el artículo 27, así como los elementos para la administración del agua, que en el devenir histórico ha evolucionado y actualmente es la Comisión Nacional del Agua (CNA). La CNA, es un órgano desconcentrado de la SEMARNAT, y es la autoridad federal responsable de definir la política hidráulica del país y administrar las aguas nacionales, conjuntamente con lineamientos internacionales debido a la importancia del recurso y el fenómeno de la globalización en el que se desenvuelven los países persiguiendo el ansiado desarrollo sustentable de las regiones. Para el seguimiento y la administración del recurso la CNA esta organizada en trece regiones administrativas.

Es importante mencionar que existe un órgano desconcentrado del gobierno encargado de la investigación en materia del agua que es el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

---

## **Capítulo 2**

# **DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO**

Debido a la topografía, el área en estudio comprende la zona oriente de la Delegación Milpa Alta, siendo el aprovechamiento potencial los terrenos de siembra de San Antonio Tecómitl y Tetelco. En el presente capítulo se enmarcan las características físicas y socioeconómicas, así como la infraestructura hidráulica enfatizada en la zona descrita. La agricultura ha tenido gran importancia y puede tener aún mayor relevancia en el desarrollo sustentable de la región sur del Distrito Federal. Para coadyuvar, la legislación da un seguimiento a las disposiciones federales y a las necesidades locales constituyendo así las bases jurídicas para el desarrollo del Distrito Federal.

## 2.1 Aspectos Físicos

### 2.1.1 Localización geográfica.

Situada al sur del Distrito Federal, la delegación Milpa Alta tiene una superficie de 283.75 km<sup>2</sup>, una de las más extensas del D.F., se ubica en un lugar denominado Malacatepec Momoxco, que por su origen prehispánico significa "Lugar rodeado de cerros". Región privilegiada por sus características naturales, así como su posición con la Ciudad de México para tener un matiz semiurbano y rural. Se localiza dentro de los límites de las siguientes coordenadas extremas: Al norte 19° 13', sur 19° 03' de latitud norte; al este 98° 57', oeste 99° 10' de longitud oeste. Colinda del oeste al noreste en el siguiente orden con las Delegaciones de Tlalpan, Xochimilco y Tláhuac; al este con el Estado de México y al sur con el Estado de Morelos. La delegación comprende 12 poblados, 8 situados al oriente de la demarcación objeto de la presente descripción, estos son: Tlacoyucan, Tlacotenco, Tepenahuac, Miacatlán, Tecoxpa, Ohtenco, Tecómitl y Villa Milpa Alta.

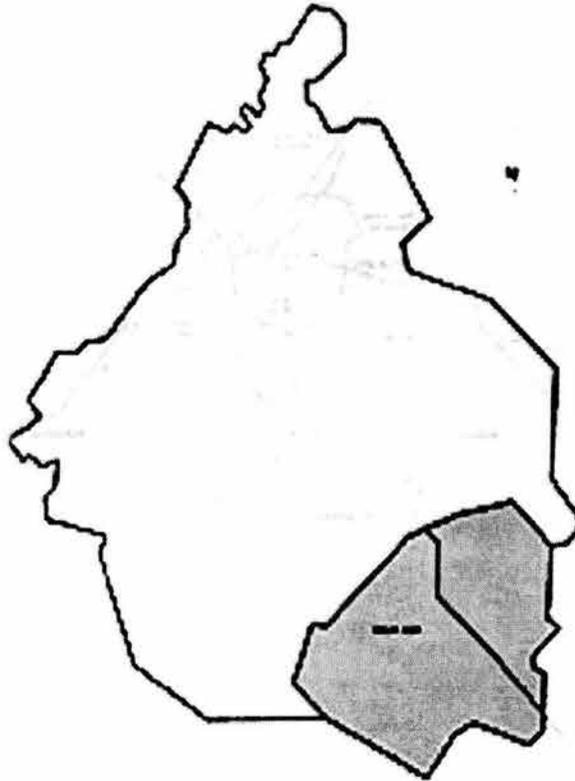


Fig. 2.1 Localización de Milpa Alta en el D.F.

### 2.1.2 *Clima y precipitación.*

La región presenta 4 tipos de clima, el clima templado subhúmedo con lluvias en verano (C(w)) en 2 de sus 3 modalidades; humedad media (C(w<sub>1</sub>)) y mayor humedad (C(w<sub>2</sub>)), estos envuelven a la mayor parte de los poblados; asimismo encontramos los climas semifrío húmedo con abundantes lluvias en verano (C(E)(m)) y el semifrío subhúmedo con lluvias en verano de mayor humedad (C(E)(w<sub>2</sub>)), manifestándose en el 70% de la superficie, abarcando la zona boscosa.

Las lluvias más intensas se presentan en verano, siendo la precipitación promedio anual de 730mm, en tanto la temperatura media anual asciende a 16.5 °C.

**2.1.3 Orografía e Hidrografía.** El relieve de la región, da pauta a la existencia de 8 volcanes de alturas considerables, al sur destacan los volcanes Tláloc 3690 msnm, Cuautzin 3510 msnm y Chichinautzin 3470 msnm. Así mismo es pertinente mencionar que el volcán Tehutli con una altura de 2710 msnm. y una cadena de cerros cierran el parteaguas, en la parte norte y central, para formar la microcuenca Tláloc que encausa las aguas pluviales y residuales de la zona oriente por declives suaves hasta el estrecho valle de Tecómitl, a una altura de 2250 msnm.

Con base en su orografía e hidrografía la delegación comprende 2 regiones hidrológicas (RH), la RH 18 Balsas, cuenca río grande de Amacuzac, subcuenca del río Yautepec, cubriendo 40% del territorio y la RH 26 Pánuco, cuenca del río Moctezuma, subcuenca Lago de Texcoco-Zumpango a la que pertenece el 60% del territorio. Las corrientes de agua subterránea Cuautzin y Tlatixhualanca abastecen a los poblados de la delegación y son fuente importante para la recarga de los mantos acuíferos de la cuenca en el sur de la Ciudad de México.

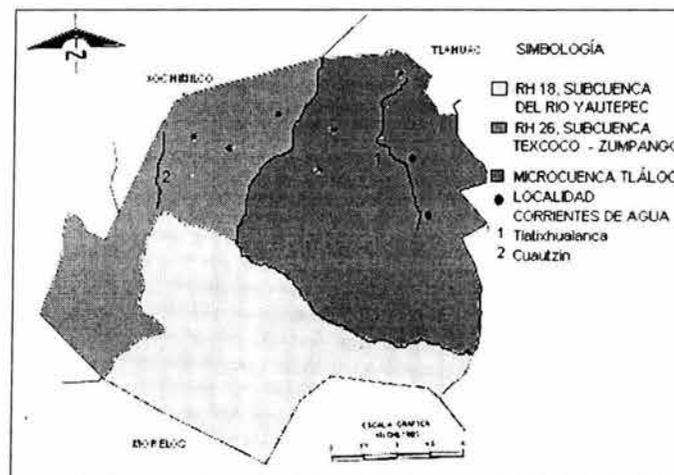


Fig. 2.2 Cuencas hidrológicas y corrientes de agua

**2.1.4 Geología y Edafología**

Milpa Alta se encuentra localizada en un área sometida a procesos tectónicos y volcánicos, enclavada en la sierra del Chichinautzin, el suelo esta formado básicamente por depósitos del cuaternario y en menor proporción cuenta con depósitos creados por efectos climatológicos de diversos periodos como son: lavas escoraseas, aglomerados, piroclásticos gruesos y finos, estos materiales presentan alta permeabilidad conformando una de las principales zonas de recarga de los acuíferos de la cuenca. Además existen depósitos aluviales, arenas y limos arcillosos formando capas angostas al pie de las elevaciones, como es el caso de San Antonio Tecómitl, que debida a las características mencionadas se ha aprovechado para extraer agua del acuífero mediante pozos. La región entera está clasificada como suelo de conservación, aproximadamente el 9.16% tiene aprovechamiento urbano, mientras el 90.84% del territorio esta cubierto por vegetación constituida por: bosque, cubre el 49.31%; el pastizal aprovecha el 18%; mientras la agricultura representa el 23.53%.

El suelo aledaño a Tecómitl, tiene afinidad eminentemente agrícola, sólo una porción está cubierta por pastizal.

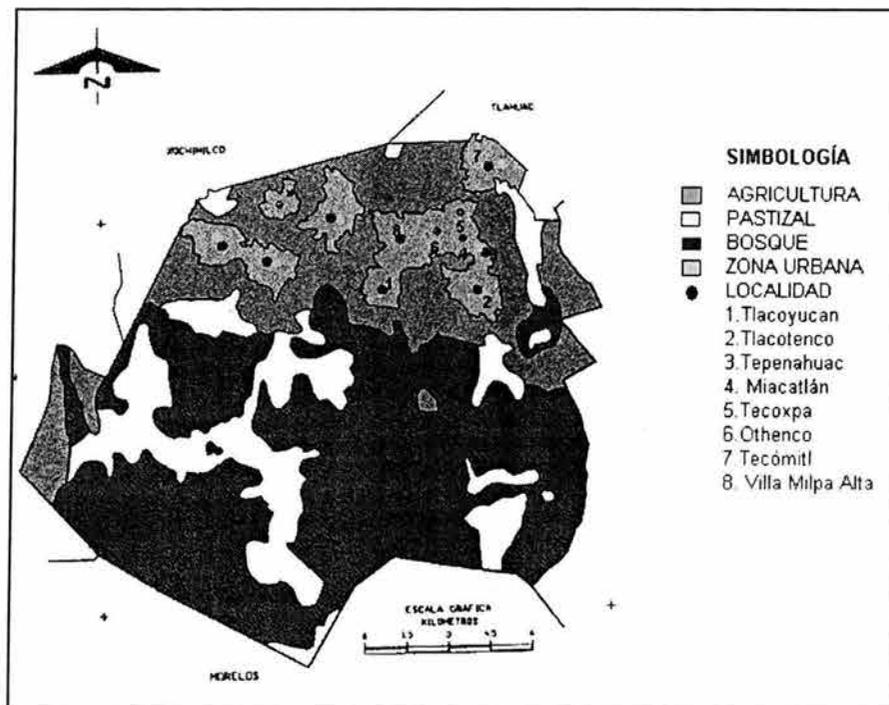
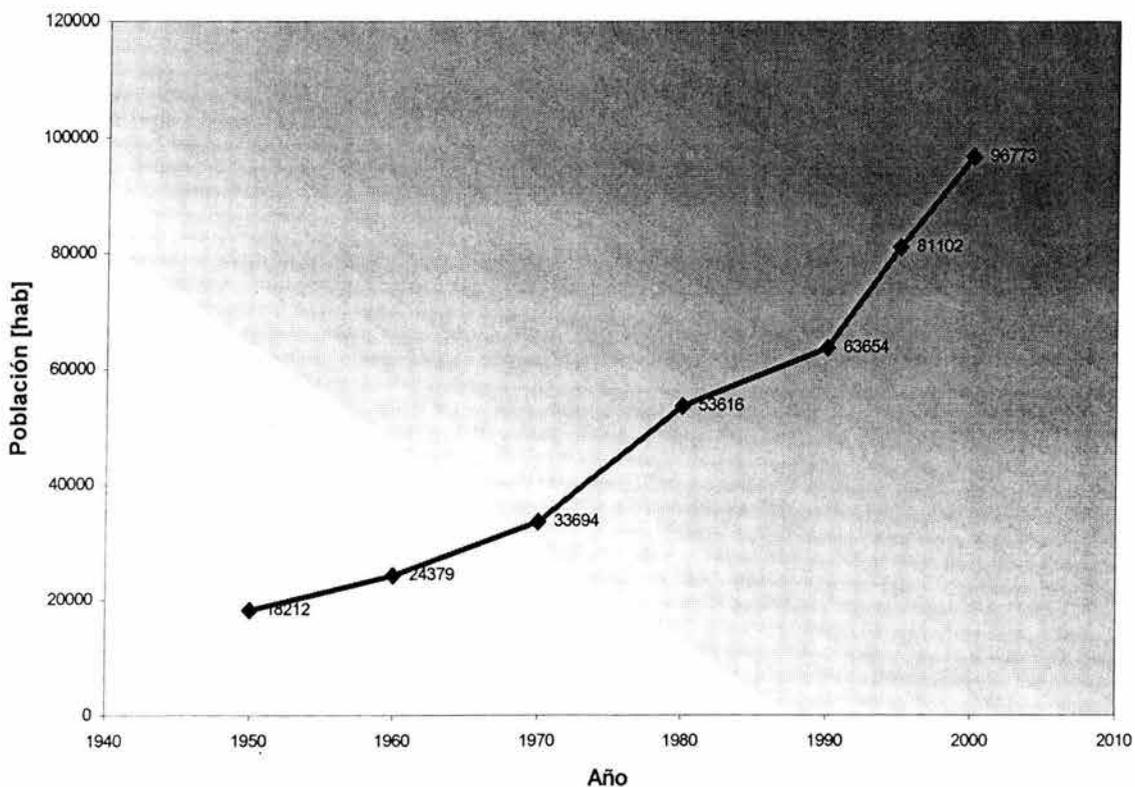


Fig. 2.3 Usos de suelo

## 2.2 Aspectos Socioeconómicos

**2.2.1 Crecimiento demográfico.** De acuerdo a los resultados del XII Censo General de Población y Vivienda 2000, Milpa Alta tiene una población de 96, 773 habitantes, y una tasa de crecimiento media anual en la última década de 4.28 %, ésta tasa de crecimiento es la más alta en el Distrito Federal, triplicando la media nacional. En tanto el Programa de Desarrollo Urbano del D.F., plantea la política demográfica de alcanzar en 12 años una tasa de crecimiento anual de 1.08%, con una densidad bruta de 125 hab/ha, con base en ello se pretende que la Delegación Milpa Alta alcance una población de 181 268 hab en el año 2015.

La tendencia histórica muestra que el desarrollo urbano se ha efectuado de manera anárquica, y de continuar así seguirá causando problemas de asentamientos humanos en las zonas destinadas a usos exclusivos de tipo ecológico y agrícola. Por ello, el desarrollo de la Delegación debe efectuarse de forma equilibrada y de manera controlada de acuerdo con los Planes de Desarrollo Urbano y con proyectos integrales. En materia agrícola dichos proyectos deben garantizar e impulsar la productividad del campo.



Gráfica 2.1 Crecimiento de la población de Milpa Alta

Con relación en las comunidades de nuestro interés al año 2003, los poblados con mayor número de habitantes son Tlacotenco, Villa Milpa Alta y Tecómitl, tal como se muestra en la tabla 2.1

POBLADO	HABITANTES
Miacaltlán	2438
Ohtenco	1001
Tlacotenco	10893
Tlacooyucan	3943
Tecómitl	22052
Tecoxpa	3788
Tepenahuac	1103
Villa Milpa Alta	20526
TOTAL	65744

Tabla 2.1 Población Zona Oriente de Milpa Alta

**2.2.2 Actividades Económicas.** Milpa Alta presenta un alto índice de población ocupada en diversos sectores productivos, representa aproximadamente el 97% de la Población Económicamente Activa, la Población Económicamente Activa Ocupada (PEAO) ascendió a 14,632 personas en el año 2000. El sector primario relacionado con las actividades agrícolas y pecuarias emplea al 19.2% de la PEAO, lo que se traduce en 2803 personas; el sector secundario enfocado en la transformación ocupa al 17.5% y el terciario relacionado con el comercio y servicios beneficia al 59.8%.

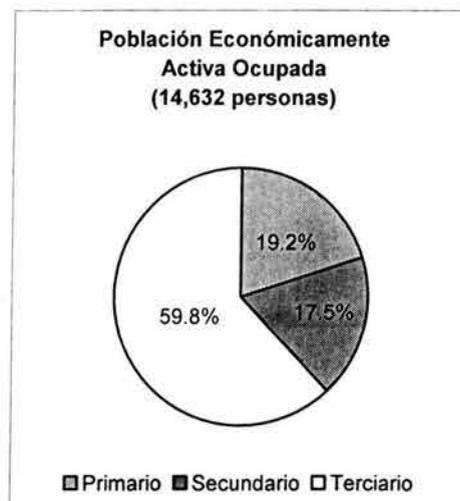


Fig. 2.4 Sectores Productivos

La agricultura es fundamental en la zona, conjuntamente con Xochimilco y Tláhuac son las delegaciones de mayor productividad agrícola en el Distrito Federal, sin embargo los volúmenes de producción decrecen de manera paulatina, debido en gran parte a los cambios de uso de suelo y la insuficiente inversión, que repercute en el deterioro de la calidad ambiental, el equilibrio ecológico y el desarrollo sustentable.

Existen 5250 Unidades de Producción Rural (UPR), en la demarcación, de las cuales 4581 son agropecuarias. Las UPR dedicadas a la agricultura, se pueden clasificar como de riego, temporal y en ocasiones combinada. En función de sus características encontramos cultivos cíclicos y perennes, en los primeros encontramos predominantemente el Maíz grano, Avena forrajera, Haba, Frijol y Amaranto. En los permanentes se sitúa el nopal que por sus volúmenes de producción de 259 miles de toneladas anuales y 4159 hectáreas cultivadas es el mayor productor nacional. También se cultiva alfalfa, árboles frutales como el Ciruelo, Higo, Durazno, Capulín y Chabacano. En nuestra área de aprovechamiento potencial de las aguas residuales tratadas, también se encuentran los poblados aledaños San Nicolás Tetelco y San Andrés Mixquic pertenecientes a la Delegación Tláhuac, de acuerdo al Distrito de Desarrollo Rural SAGAR para el año 2000, en los 3 poblados se tenía una superficie total de 606 ha. de cultivo para riego y 1812 ha. de temporal. Tecómiltl tiene una superficie de riego de 14 hectáreas en tanto la de temporal asciende a 646 hectáreas.

<b>SUPERFICIE CULTIVADA POR RIEGO [ha]</b>			
<b>CULTIVO</b>	<b>TETELCO</b>	<b>MIXQUIC</b>	<b>TECÓMITL</b>
Acelga	18	55	0
Apio	10	38	0
Betabel	9	16	0
Brocoli	15	82	0
Calabacita	12	17	0
Col	0	28	0
Coliflor	1	53	8
Lechuga	0	0	6
Espinacas	18	100	0
Hortalizas	0	5	0
Lechuga	0	27	0
Rabanitos	0	35	0
Chile	0	24	0
Romerito	18	11	0
<b>TOTAL</b>	<b>101</b>	<b>491</b>	<b>14</b>

Tabla 2.2 Cultivos en superficie de riego<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Fuente: Distrito y Desarrollo Rural SAGAR D.F. (2000)

Destaca la lechuga y la coliflor por ser los únicos cultivos de riego; en tanto en la superficie de temporal predomina el maíz con 564 hectáreas aunado a otros cultivos comprenden un área total de 646 hectáreas.

<b>SUPERFICIE CULTIVADA POR TEMPORAL [ha]</b>			
<b>CULTIVO</b>	<b>TETELCO</b>	<b>MIXQUIC</b>	<b>TECOMITL</b>
Amaranto	53	0	15
Avena	40	0	40
Frijol	37	0	10
Maíz	267	726	564
Haba	8	0	11
Ebo	10	0	6
Remolacha	5	15	0
Col	5	0	0
<b>TOTAL</b>	<b>425</b>	<b>741</b>	<b>646</b>

Tabla 2.3 Cultivos en superficie de Temporal<sup>1</sup>

Las actividades pecuarias esta encaminada a la cría de aves, ganado bovino, porcino, caprino y ovino; algunos destinados para el autoconsumo.

El comercio y los servicios están asociados principalmente a las actividades agropecuarias y sus productos, encontramos a Milpa Alta como el principal abastecedor de Barbacoa del Distrito Federal. Mención especial merece la comercialización del mole en San Pedro Atocpan, que es fuente importante de ingresos y generador de empleo.

---

<sup>1</sup> Fuente: Distrito y Desarrollo Rural SAGAR D.F. (2000)

## 2.3 Infraestructura Hidráulica

### 2.3.1 Agua potable

Se tiene una cobertura del 96.4% y se abastece principalmente a través de los sistemas de pozos profundos denominados Milpa Alta y Tecoxpa, el primero se localiza en las inmediaciones de San Antonio Tecómitl y el segundo sobre la carretera que comunica a los poblados de San. Francisco Tecoxpa y San Antonio Tecómitl, ambos abastecidos por la corriente Tlatixhualanca.

Son 21 los pozos instalados en la delegación, 20 en la zona oriente de los cuales sólo 17 se encuentran en operación con un gasto de 786 lps, 9 abastecen a las localidades de la delegación con un gasto de 363 lps, el resto del caudal es exportado hacia los tanques la Caldera, Cerro de la Estrella y la planta de bombeo Xotepingo, por medio del acueducto Chalco – Xochimilco.

En general, el agua extraída para consumo es conducida a través de los acueductos impulsada por bombas hacia los tanques de agua potable situadas en las partes altas de los poblados, donde es regulada y distribuida por gravedad a través de las redes para tal fin hacia los hogares de los mismos.

Es importante mencionar que existen pozos, empleados para el riego en la zona, sin embargo el área de riego es casi nula, representa el 2.16% del área total cultivable de Tecómitl.

INFRAESTRUCTURA A.P.		CANTIDAD
1	Pozos operados por la DGCOH	21
2	Acueductos	18.9 km
3	Tanques de agua potable	22
4	Plantas de bombeo	9
5	Red primaria de Agua Potable 50cm<d<183cm	6.4 km
6	Red Secundaria 8cm<D<30cm	90.6 km
7	Tomas domiciliarias domésticas	17 638
8	Tomas no domésticas	3472
9	Garzas de A. P.	1

Tabla 2.4 Infraestructura de Agua Potable

### 2.3.2 Alcantarillado

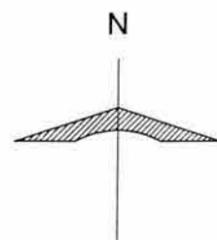
La delegación Milpa Alta cuenta con un sistema de drenaje de tipo combinado, siendo su nivel actual de cobertura del 53.7%, el restante 46.3 % carece de este servicio y se ubica en la zona periférica de los poblados descargando sus aguas residuales en zanjas a cielo abierto siendo una fuente de contaminación que pone en peligro la salud, existen redes primarias, secundarias y colectores marginales alojados éstos en las márgenes de las barrancas; principalmente con estos colectores se desalojan las aguas negras generadas evitando la contaminación del acuífero.

El sistema de colectores puede subdividirse en dos, al poniente el subsistema Atocpan, descarga al colector marginal Sn. Gregorio en la delegación Xochimilco y el subsistema Milpa Alta en el oriente que aprovecha las condiciones topográficas de la microcuenca con pendientes de 15 % en promedio y de esta forma descargar las aguas residuales generadas al Río Ameca en la delegación Tlahúac a través del colector Milpa Alta alojado sobre el cuerpo receptor Barranca Seca. A través de este subsistema se descargan las aguas residuales generadas en los poblados de Santa Ana Tlacotenco, San. Lorenzo Tlacoyucan, San Jerónimo Miacatlán, San Agustín Othenco, San Francisco Tecoxpa y los barrios de Villa Milpa Alta. (ver plano 1)

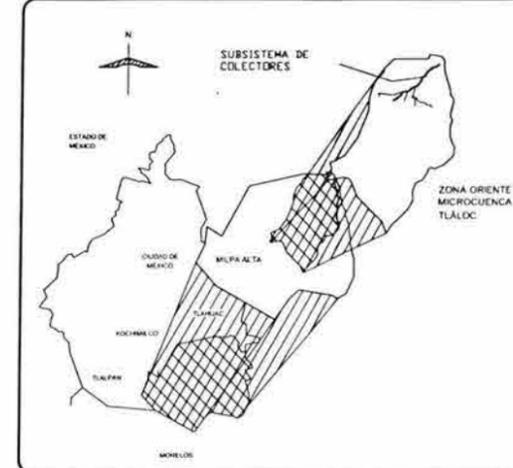
La mayor parte de los poblados cuenta con infraestructura de la red primaria para cubrir sus necesidades, a excepción del poblado de San Juan Tepenahuac, el cual descarga totalmente sus aguas residuales a cielo abierto.

INFRAESTRUCTURA DE DRENAJE	Diámetros	Longitud
	[cm]	[m]
Red primaria	61<d<244 o más	14100
Colectores marginales		46 000
Red secundaria	15<d<45	184500

Tabla 2.5 Infraestructura de Drenaje



LOCALIZACIÓN



SIMBOLOGÍA

----- COLECTOR



FACULTAD DE INGENIERÍA  
División de Ingeniería Civil,  
Topográfica y Geodesta

ANTEPROYECTO PARA EL TRATAMIENTO Y REÚSO DEL AGUA RESIDUAL,  
GENERADA AL ORIENTE DE LA DELEGACIÓN MILPA ALTA, D.F.

SUBSISTEMA DE COLECTORES  
ZONA ORIENTE DE MILPA ALTA

Jorge Robles López

ESCALA: S/E	ACOTACIONES:	FECHA: 2003	PLANO 1
----------------	--------------	----------------	------------

### 2.3.3 Tratamiento

En la delegación sólo existe una planta de tratamiento de aguas residuales que recibe aguas del subsistema Atocpan y lleva el mismo nombre enfocada para el riego, y de acuerdo a la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, esta planta no está dando la calidad adecuada para el mismo y el gasto es insuficiente por lo que se encuentra fuera de operación.

En la zona aledaña a Tecómiltl, existen 3 plantas de tratamiento de aguas residuales proyectadas para irrigación en sus respectivas áreas de influencia (ver plano 1), forman parte de la Delegación Tláhuac, estas son las Plantas de Tratamiento San Nicolás Tetelco, San Andrés Mixquic y El Llano que en su conjunto tienen una capacidad instalada de 310 lps, tratando sólo 17 lps.

NOMBRE Nivel de tratamiento	GASTO INSTALADO (LPS)	GASTO TRATADO [LPS]	RECIBE AGUA DE:	ENVIA AGUA A:	OBSERVACIONES
San Nicolás Tetelco Nivel secundario	30	2	San Nicolás Tetelco	Zona agrícola de San Nicolás Tetelco	
San Andrés Mixquic Nivel primario	30	15	Canal Ameca	Riego de hortalizas	
El Llano Nivel secundario	250	0	San Juan Ixtayopan Torres Bodet	Riego de productos agrícolas en estiaje y recarga de acuíferos en época de lluvias	En revisión

Tabla 2.6 Plantas de Tratamiento en la zona

Es válido notar que las plantas de la zona carecen de un programa integral para la productividad del campo y de esta forma poder cobrar el agua tratada producida, este motivo las hace poco rentables para sufragar sus costos de operación y mantenimiento, por ende tienen que estar esperanzados en el financiamiento del gobierno, origen por el cual las plantas de tratamiento en general dejan de operar por ser una carga importante de recursos para el gobierno local.

## 2.4 Marco Jurídico

Convergen hacia el marco legal las disposiciones ambientales establecidas en la Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente (LGEEPA), así como los ordenamientos en materia de agua de la propia Constitución, por tanto la gestión ambiental está orientada a dar concordancia y enriquecer éstos lineamientos, así como a garantizar un desarrollo sustentable en el Distrito Federal.

1. Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal, publicada el 7 de Febrero de 1996, tiene entre otros objetivos planear, programar y regular el ordenamiento territorial y el desarrollo; el mejoramiento, conservación y crecimiento urbano del Distrito Federal; determinar usos y reservas del suelo; establecer normas y principios para efectuar el desarrollo urbano. Esta ley da pauta para clasificar al suelo del D.F. en Suelo Urbano y Suelo de Conservación, éste abarca toda la zona de estudio y está enfocado en el rescate, prevención así como dar énfasis en producción rural y agroindustrial.

2. Ley Ambiental del Distrito Federal, publicada el 13 de enero de 2000, esta normatividad está encaminada a regular la política ambiental, conservar el medio ambiente, así como proteger y restaurar la ecología para tener un desarrollo sostenible

3. Ordenamiento Ecológico. El 1° de agosto del 2000 es decretado el Programa General del Ordenamiento Ecológico en el Distrito Federal, que es un ordenamiento específico para el Suelo de Conservación, tiene como objeto el adecuado uso del territorio, la conservación y el manejo sustentable de los recursos naturales, orientada al desarrollo de actividades para tal fin. La zona en estudio es agroecológica aunada a programas de desarrollo urbano.

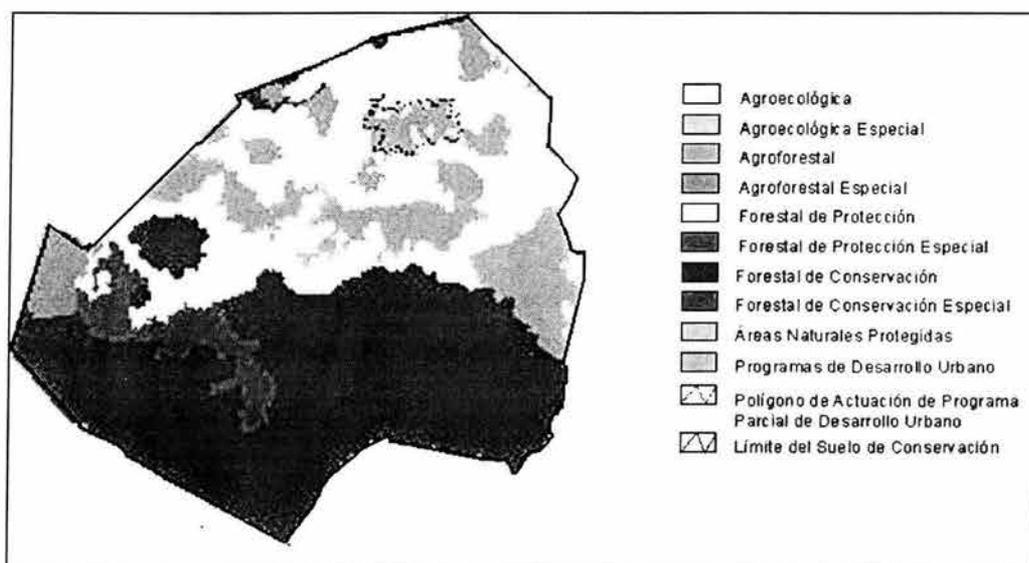


Fig. 2.5 Ordenamiento Ecológico Delegacional.

---

## Capítulo 3

# DATOS BÁSICOS DE DISEÑO

La determinación de los datos básicos es importante para generar el anteproyecto del Sistema de Riego que emplea Agua Residual Tratada en un horizonte de planeación definido y al cual convergen diversos factores. Estos datos inician con el cálculo de la población de proyecto, beneficiaria del agua residual, elemento indispensable para establecer los gastos de diseño en el tren de tratamiento y consiguientemente el sistema de riego.

Asimismo es fundamenta la caracterización del agua residual, ya que permite conocer el alcance y los procesos de tratamiento necesarios para proporcionar una calidad adecuada para el desarrollo de la agricultura por irrigación.

### 3.1 Horizonte de planeación

#### 3.1.1 *Vida útil del sistema*

Es el número de años durante el cual los elementos que componen el sistema son serviciales para la finalidad para la que fueron diseñados, la vida útil depende de los siguientes factores:

- Calidad de la construcción y de los materiales utilizados
- Calidad de los equipos
- Diseño del sistema
- Calidad del agua
- Operación y mantenimiento

En la selección de la vida útil, es conveniente considerar que generalmente la obra civil tiene una duración superior a la obra electromecánica y de control. La vida útil de algunos elementos se presentan en la tabla A.3.1

### 3.1.2 Período de diseño

Es el número de años durante el cual la planta de tratamiento y el sistema de riego, será adecuado para satisfacer las necesidades de la región sin presentar gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que requieran ser eliminado por insuficiencia. El período de diseño se determina considerando dos factores, evaluando que éste sea menor que la vida útil de los elementos que lo componen, así como la consideración del establecimiento de un plan de mantenimiento o sustitución de algún elemento, antes que pensar en la ampliación, mejoramiento o sustitución de todo el sistema (ver tabla A.3.2 de los anexos). Debido a la variabilidad de ésta determinación, se suele fijar el período de diseño con un criterio estándar que depende de la población (Tabla 3.1), por tal motivo y considerando la población de la zona oriente de Milpa Alta al año 2023 que se determinará en el siguiente punto y cercana a 70,000 habitantes, se considera un período de diseño de 20 años.

Localidades	Período de Diseño
1. Hasta 4000 habitantes	5 años
2. De 4000 a 15000 habitantes	10 años
3. De 15000 a 70000 habitantes	15 años
4. Mayores de 70000 habitantes	20 años

Tabla 3.1 Período de diseño para diferentes poblaciones<sup>1</sup>

<sup>1</sup> César Valdez Enrique. Abastecimiento de agua potable V. I, p. 34

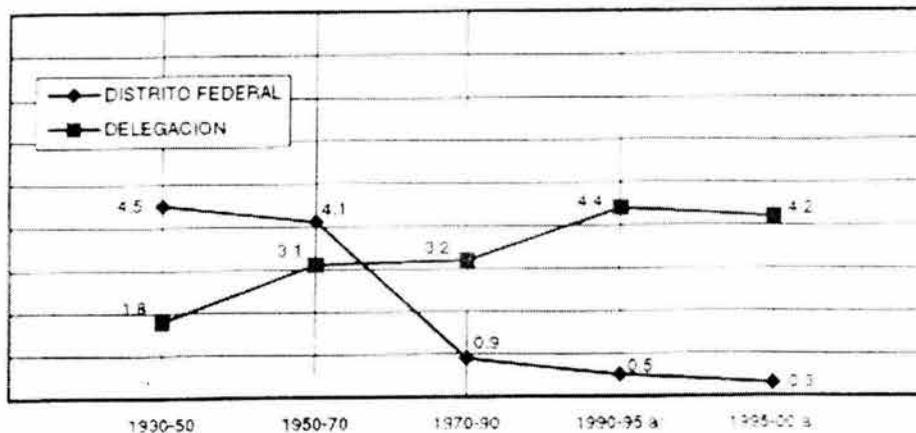
### 3.2 Población de proyecto.

En la zona oriente de la delegación se determinó el crecimiento histórico y su población actual; calculando las tasas de crecimiento entre los Censos de Población y Vivienda de INEGI para toda la delegación y apoyados por el Sistema para la Consulta de Información Censal por Colonias (SCINCE), generado del Censo de Población y Vivienda 1995 de INEGI se determinó la población del año 1995 (tabla A.3.3) ascendiendo a 31,405 habitantes. A partir de ésta se proyectó en retrospectiva para determinar los habitantes para los censos 1990 y anteriores con la fórmula de interés compuesto y considerando las tasas de crecimiento calculadas (tabla A.3.4).

#### 3.2.1 Población histórica

La población histórica muestra un comportamiento interesante de efecto colateral retardado respecto al Distrito Federal, debido a su localización y relieve. Partiendo de una tasa de 1.8% presente en 1930-1950, las tasas de crecimiento en los años de 1950-1970 y 1970-1990 presentan un incremento creciente, 3.1% y 3.2% respectivamente, debido principalmente a la constante inmigración hacia la ciudad en busca de mejores condiciones de vida. En tanto el centro de la ciudad de México a partir de 1950 ha presentado una tasa de crecimiento en disminución debido a múltiples factores como saturación de espacios en donde habitar, servicios, etc.

En el primer lustro de la última década, se presentó la máxima tasa de crecimiento de 4.38% para iniciar su descenso a 4.22% en el último lustro, tendencia que se mantendrá debido a las limitantes de crecimiento de la zona. Esencialmente las altas tasas de crecimiento en la delegación, (las más altas del D. F.) han sido consecuencia de acciones u omisiones gubernamentales permitiendo así los asentamientos humanos irregulares, repercutido en la pérdida de áreas agrícolas y forestales.

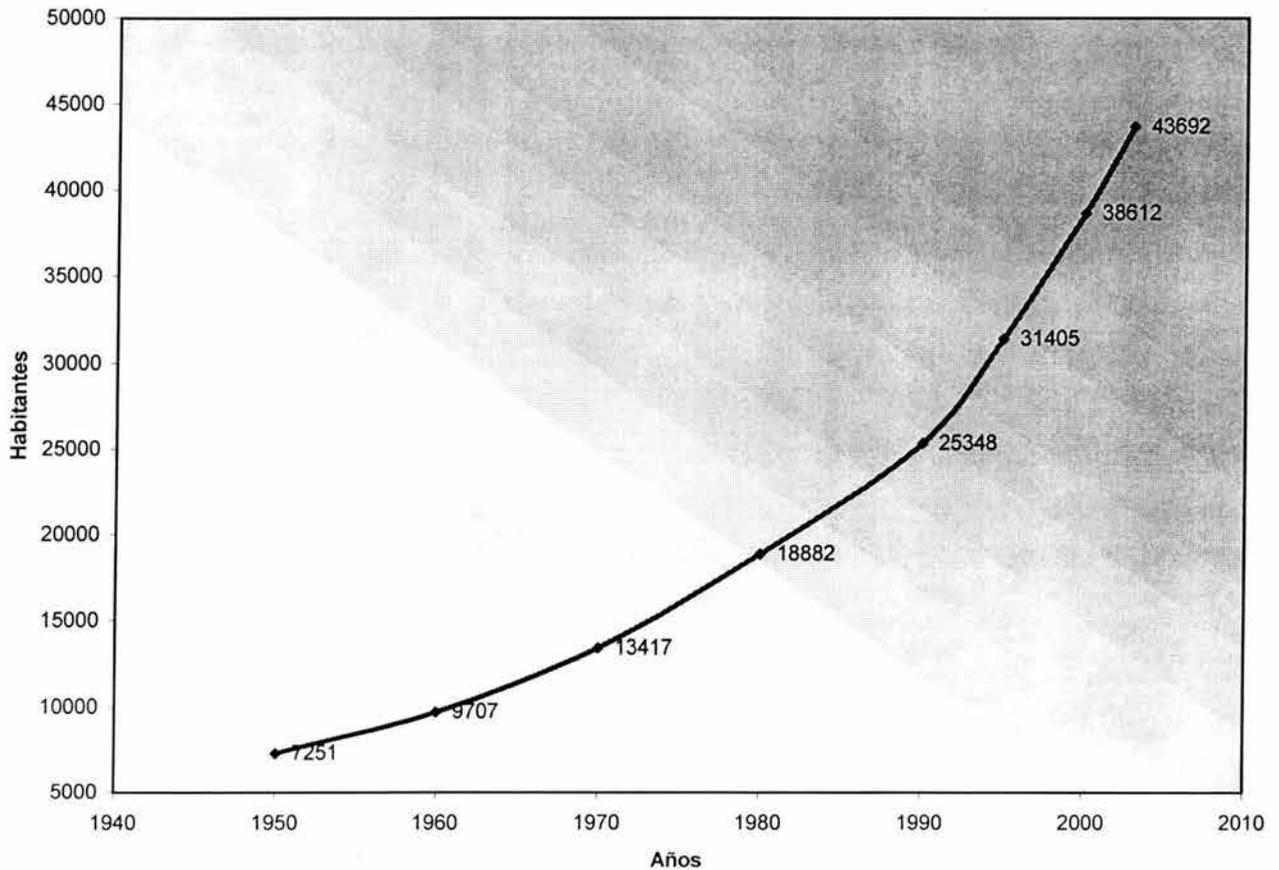


Gráfica 3.1 Tasas de crecimiento media anual intercensal INEGI 1930-2000

### 3.2.2 Población actual

Asimismo a partir de el número de habitantes en 1995 se estimo la población actual que asciende a 43 692 habitantes como se determina en la tabla A.3.4 y observa en la gráfica 3.2. Es importante mencionar que la población de la localidad de Tecómitl, se exceptúa por no constituir parte del escurrimiento de agua residual por ser la parte baja de la zona en estudio, sin embargo la planicie aprovechará éstas aguas ya que esencialmente será la zona de riego beneficiada.

Gráfica 3.2 Crecimiento Histórico Zona Oriente de Milpa Alta



### 3.2.3 Proyección de población

Para la proyección de población, de acuerdo a la Norma Técnica 011 emitida por la CNA en el 2001, no existe un método único; su elección depende de múltiples factores, como: horizonte de planeación; información disponible, nivel de saturación inicial; estructura social y cultural e índice de marginalidad; programas, políticas y leyes demográficas y migratorias; programas de salud pública; y las etapas de las acciones y obras a emprender para las cuales se realiza el estudio de población.

Los métodos de pronóstico de población no deben considerar sólo el crecimiento histórico y las tendencias naturales, sino que además deben considerar las limitantes de los recursos naturales, las políticas demográficas y las tendencias socioculturales actuales y factibles de ocurrir en el porvenir. "Es importante señalar que la proyección de población debe equivaler a un compromiso y negociación entre un simple pronóstico de lo que podría ocurrir si no se actúa, y una planeación de lo que se quiere corregir y lograr en el futuro"<sup>2</sup>.

Los métodos de proyección considerados para este trabajo son: el método de mínimos cuadrados que ajusta los resultados de los censos de años anteriores, evaluando el modelo lineal, exponencial, logarítmico y potencial, éstos tres últimos ajustes no lineales, de esta forma determinamos la proyección, la determinación el coeficiente de correlación respectivo es útil para saber cual es el modelo más adecuado; el método de interés compuesto considera las tasas de crecimiento del método de las componentes demográficas que emplea CONAPO para la delegación (Tabla A.3.4), ésta considera los factores sociales, culturales, índices de marginalidad, así como características de migración; también se consideró el método de interés compuesto tomando en cuenta la última tasa intercensal de crecimiento, además se propone un método compuesto y finalmente se elige el método más adecuado.

---

<sup>2</sup>NT-011-CNA-2001, Métodos de Proyección de Población, p. 1

Método de Mínimos cuadrados

### 3.2.3.1 Ajuste lineal

Se obtiene el modelo más simple, la recta y así determinar la población para cualquier año "t".

$$P = a + b \cdot t \dots (3.1)$$

Para determinar los coeficientes de regresión se emplean las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{\sum P_i - b \sum t_i}{N} \dots (3.2)$$

$$b = \frac{N \sum t_i \cdot P_i - \sum t_i \cdot \sum P_i}{N \cdot \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2} \dots (3.3)$$

$$r = \frac{N \sum t_i P_i - \sum t_i \sum P_i}{\sqrt{[N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2][N \sum P_i^2 - (\sum P_i)^2]}} \dots (3.4)$$

Donde:

N= Número total de datos

t<sub>i</sub>= Año i

P<sub>i</sub>= Número de habitantes en el año i

### 3.2.3.2 Ajuste exponencial

El modelo exponencial, se genera a partir de:

$$P = a e^{bt} \dots (3.5)$$

Las constantes están determinadas a partir de:

$$a = e^{\left[ \frac{\sum \ln P_i - b \sum t_i}{N} \right]} \dots (3.6)$$

$$b = \frac{N \sum t_i P_i - \sum t_i \sum \ln P_i}{N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2} \dots (3.7)$$

$$r = \frac{N \sum t_i (\ln P_i) - \sum t_i \sum \ln P_i}{\sqrt{[N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2][N \sum (\ln P_i)^2 - (\sum \ln P_i)^2]}} \dots (3.8)$$

### 3.2.3.3 Ajuste Logarítmico

Éste modelo tiene la siguiente expresión:

$$P = a + b (\ln t) \dots (3.9)$$

donde:

$$a = \frac{\sum P_i - b \sum \ln t_i}{N} \dots (3.10)$$

$$b = \frac{N \sum \ln t_i P_i - \sum \ln t_i \sum P_i}{N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2} \dots (3.11)$$

$$r = \frac{N \sum (\ln t_i) P_i - \sum \ln t_i \cdot \sum P_i}{\sqrt{[N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2] [N \sum P_i^2 - (\sum P_i)^2]}} \dots (3.12)$$

### 3.2.3.4 Ajuste Potencial

La expresión general está dada por:

$$P = a \cdot t^b \dots (3.13)$$

Siendo las constantes determinadas a partir de:

$$a = e^{\frac{[\sum \ln P_i - b \sum \ln t_i]}{N}} \dots (3.14)$$

$$b = \frac{[N \sum (\ln t_i)(\ln P_i) - \sum \ln t_i \sum \ln P_i]}{N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2} \dots (3.15)$$

$$r = \frac{N \sum (\ln t_i)(\ln P_i) - \sum \ln t_i \sum \ln P_i}{\sqrt{[N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2] \cdot [N \sum (\ln P_i)^2 - (\sum \ln P_i)^2]}} \dots (3.16)$$


---

El resultado de la evaluación de las ecuaciones anteriores para generar los modelos mencionados, se presentan en la tabla 3.2, en la que se menciona el tipo de ajuste, el valor de los coeficientes de regresión, el factor de correlación, así como la ecuación de ajuste; las variables y sumatorias para generar esta tabla se encuentran en los anexos (tabla A.3.6)

Con base en el valor absoluto de su coeficiente de correlación, el modelo que mejor se ajusta a la serie de datos de los censos, es el modelo exponencial.

Éstos modelos no consideran factores naturales y sociales para la perspectivas de crecimiento, sólo toma en cuenta los datos de los Censos de INEGI.

Tabla 3.2				
ECUACIONES DE PROYECCIÓN DE POBLACIÓN				
<i>Ajuste</i>	<i>Coefficiente a</i>	<i>Coefficiente b</i>	<i>Factor de correlación r</i>	<i>Ecuación de ajuste</i>
Lineal	-1294465.46	668.01	0.9607	$P = -1294465 + 668 t$
Exponencial	1.9372E-25	0.0337	0.9986	$P = 1.94 E-25 * e^{0.0337 t}$
Logarítmico	-9988012.16	1319506.39	0.9598	$P = -9988012 + 1319506 (\ln t)$
Potencial	3.37E-216	66.66	0.9984	$P = 3.37 E-216 * t^{66.66}$

### 3.2.3.5 *Interés Compuesto* TASA CONAPO.

El método de interés compuesto para obtener la proyección se calcula con la siguiente fórmula que considera la población presente, la tasa de crecimiento y el número de años para proyectar como se muestra:

$$P_F = P_A (1 + i)^n \dots (3.17)$$

Donde:

PF = Población futura

PA = Población actual

i = Tasa de crecimiento anual

n = Número de períodos

Despejando la tasa de crecimiento de la ecuación anterior y considerando las proyecciones de CONAPO al año 2030, obtenemos las tasas de crecimiento; de esta forma se estima la proyección de la población a partir del año 2003 al período de diseño, es decir al año 2023.

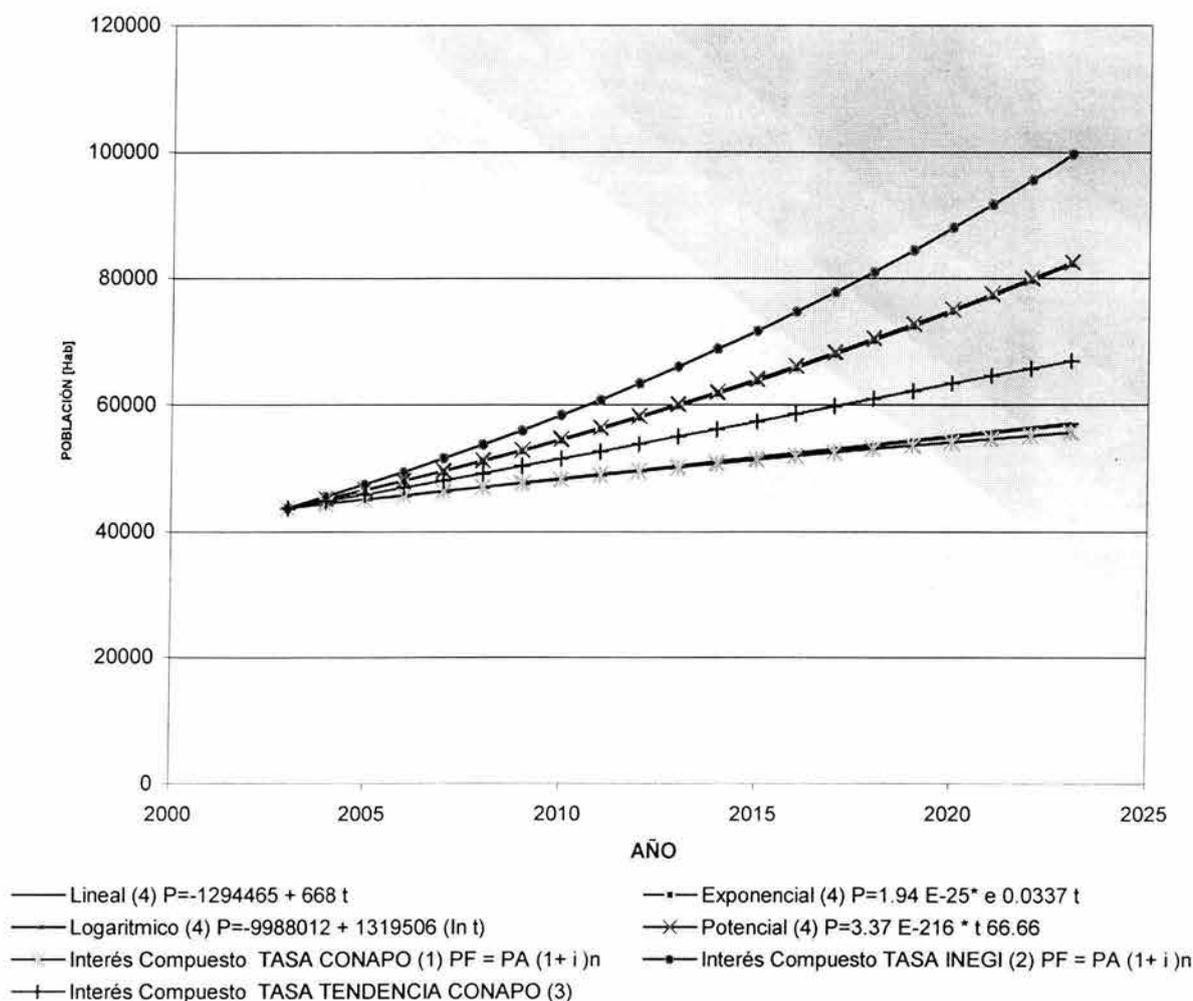
Implícitamente ésta proyección considera características como: población inicial por edad y sexo, fecundidad, nacimientos, mortalidad y migración valoradas en el método de las Componentes Demográficas empleado por el Consejo Nacional de Población. Las tasas de crecimiento de CONAPO está fuera de la realidad, ya que parten de una tasa de crecimiento de 1.56% en el año 2000 a 0.88% en el año 2023, cuando la última tasa de crecimiento media anual es de 4.22%, entre el Censo de Población y Vivienda 1995 y el Censo de Población y Vivienda del año 2000. Es importante mencionar que ésta tendencia de crecimiento muestra una analogía con el crecimiento de la delegación en los últimos 10 años.

### 3.2.3.6 *Interés Compuesto* TASA INEGI.

Este método, es el representado en la ecuación 3.17 con la tasa de crecimiento del último lustro, esta tendencia va en contra de los patrones de crecimiento, debido a que la población no puede crecer indefinidamente en éstos tiempos debido a las limitantes naturales como los alimentos, agua, así como servicios públicos, espacios en dónde habitar, entre otros.

En la gráfica siguiente se muestran los diversos métodos valorados, observamos que los métodos lineal, logarítmico y CONAPO, se encuentran en el extremo inferior del rango de habitantes proyectados; en tanto el extremo superior esta regido por el método de interés compuesto considerando constante la última tasa de crecimiento INEGI intercensal; en el rango intermedio se encuentra el método potencial y exponencial. Hasta el momento ningún modelo puede considerarse como adecuado.

Grafica 3.3 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN ZONA ORIENTE DE MILPA ALTA



**3.2.3.7 Interés Compuesto TASA TENDENCIA DE CONAPO**

Dada la situación de los métodos anteriores, se valoró determinar la población de proyecto como una mezcla que considera la tendencia de crecimiento de las tasas de crecimiento de CONAPO, la tasa migratoria de 1.72%, así como la última tasa intercensal de INEGI (1990-2000) (Tabla A.3.3). Se procede a superponer a la última tasa la tendencia de crecimiento en descenso de CONAPO, a la cual se le resta la tasa migratoria.

La tendencia de decrecimiento en el índice de crecimiento de la población y el empleo de este método compuesto se justifica gracias a los datos sobre el crecimiento de la población en décadas anteriores, las variaciones observadas en las tasas de crecimiento, las perspectivas de desarrollo económico, las políticas de crecimiento y protección en la zona plasmada en la Ley del Desarrollo Urbano del Distrito Federal, la Ley ambiental del Distrito Federal y el Ordenamiento Ecológico. De esta manera se estima que para el año 2023 se tendrá una población de proyecto de 66,852 habitantes (gráfica 3.3)

La predicción de la población para el período 2003 –2023, se presentan en la siguiente tabla.

Año	Interés Compuesto TASA TENDENCIA CONAPO
	$P_F = P_A (1 + i)^n$
2003	43692
2004	44762
2005	45846
2006	46944
2007	48056
2008	49180
2009	50315
2010	51460
2011	52614
2012	53776
2013	54946
2014	56123
2015	57305
2016	58493
2017	59684
2018	60879
2019	62075
2020	63271
2021	64467
2022	65661
2023	66852

Tabla 3.3 Proyección de población

### 3.3 Gastos de diseño para el tratamiento y sistema de riego

Los gastos de aguas residuales que se consideran en el proyecto son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario, los tres últimos determinados a partir del primero.

#### 3.3.1 Gasto medio.

Es el valor de aguas residuales en un día de aportación promedio al año, es función de la población de proyecto y la aportación íntimamente ligada con la cobertura del sistema de drenaje de la localidad. La aportación de aguas residuales es el volumen diario de agua residual entregado a la red de alcantarillado, que representa un porcentaje del valor de la dotación; se adopta como aportación de aguas negras el 75% de la dotación de agua potable, considerando que el 25 % restante se consume antes de llegar a las atajeas.

El gasto medio se calcula de la siguiente manera:

$$Q_m = \frac{A_p \cdot P}{86400} \dots (3.18)$$

Donde:

- Q<sub>m</sub> = Gasto medio de aguas negras, en l/s.
- A<sub>p</sub> = Aportación de aguas negras en l/hab/día.
- P = Población, en número de habitantes.
- 86400 = segundos/día.

La dotación teóricamente es función del clima templado y el consumo la clase socioeconómica, sin embargo la dotación considerada se obtiene a partir del caudal proporcionado por los pozos que abastecen a la Delegación (año 2000), éste gasto es de 363 l/s (ver inciso 2.3.1), multiplicando este valor por 86,400 para convertir este gasto en l/día y dividiendo entre el número de habitantes en el año correspondiente se obtiene una dotación de 324 l/hab/día, que paulatinamente se tendrá que ir reduciendo, derivada de las políticas implementadas por la DGCOH para la reducción de pérdidas en la ZMCM; afectada por el coeficiente de aportación del 75% y la cobertura del sistema de drenaje y empleando la ecuación 3.18 da como resultado el gasto medio actual y su proyección en el horizonte de planeación.

Para valorar el gasto medio, se parte de 55% de cobertura tomando en cuenta que en el año 2000 la cobertura era de 53.7%, además se propone un mejoramiento de cobertura del 5% cada 3 años tomando en cuenta las acciones que debe hacer la delegación en su periodo de gestión hasta alcanzar una cobertura del 90% en el periodo de diseño . Por tanto para el inicio del periodo tenemos un gasto medio de 67.6 l/s en tanto para el periodo de diseño con una dotación de 250 l/hab./día, se tendrán 130.6 l/s (ver tabla 3.4)

### 3.3.2 Gasto mínimo.

Es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en un conducto. Se acepta que ese valor es igual a la mitad del gasto medio.

$$Q_{\min} = 0.5 \cdot Q_{\text{med}} \dots (3.19)$$

Donde:

$Q_{\min}$  = Gasto mínimo, en l/s

Por tanto en nuestro caso tenemos un gasto mínimo de 33.8 l/s y 65.3 l/s correspondientes al inicio y final del período de diseño.

**3.3.3 Gasto máximo instantáneo** . Es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Para evaluar este gasto se consideran criterios ajenos a las condiciones socioeconómicas de cada lugar. Esta dado por la siguiente expresión.

$$Q_{\text{Mins}} = M \cdot Q_{\text{med}} \dots (3.20)$$

Donde:

$Q_{\text{Mins}}$  =Gasto máximo instantáneo, en l/s

M =Coeficiente de Harmon o de variación máxima instantánea.

El gasto máximo instantáneo se obtiene a partir del coeficiente de variación conocido como coeficiente de Harmon (M)

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \dots (3.21)$$

Donde P es la población servida acumulada hasta el punto final (aguas abajo) del sistema de colectores considerado, plasmada en miles de habitantes.

El coeficiente de Harmon tiene un rango de aplicabilidad entre los 1,000 y 63,454 habitantes. Las consideraciones en las otras situaciones son:

- ♦ En tramos con una población acumulada menor de 1000 habitantes, el coeficiente M es constante e igual a 3.8
- ♦ Para una población acumulada mayor que 63,454, el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17

Para obtener el coeficiente de Harmon, se consideró la población proyectada para cada año en el horizonte de planeación, en los primeros diecisiete años aplica la variación obtenida por Harmon y después de que la población es mayor a 63, 454, se consideran un valor constante de 2.17, tal como se muestra tabla 3.4.

Para obtener el gasto máximo instantáneo, se aplicó la ecuación 3.20, para los diferentes años comprendidos en el horizonte de planeación, para el periodo de diseño se estimó 283.3 l/s.

### 3.3.4 Gasto máximo extraordinario.

Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como bajadas de aguas pluviales de las azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado.

La expresión para el cálculo es:

$$Q_{Mext} = CS \cdot Q_{Mnst} \dots (3.22)$$

Donde:

$Q_{mext}$  = Gasto máximo extraordinario, en l/s

CS = Coeficiente de seguridad.

Para el sistema consideramos un factor de seguridad de 1.5, por ser la red de alcantarillado de tipo combinado previendo las aportaciones extraordinarias de origen pluvial y al evaluar el gasto máximo extraordinario empleando la ecuación 3.22, obtenemos un gasto de 425 l/s al año 2023.

La estimación de los gastos, en función de su población y la cobertura del sistema de drenaje de la zona oriente de la delegación, se presenta en la tabla 3.4, así como su proyección para cada uno de los años comprendidos dentro del periodo de diseño que permitirán modular el anteproyecto de la Planta de Tratamiento, así como la operación del sistema de riego. Se considera además el programa de disminución de pérdidas de la DGCOH, que entre sus metas es reducir las pérdidas hasta un 40% en promedio o 250 l/hab/día en la dotación, sabiendo que el consumo es del orden de 150 l/hab./día se obtienen dotaciones en decrecimiento como se ve en la tabla 3.4.

Los valores sustantivos son los evaluados a 20 años que es el periodo de diseño y con el cual se generará el anteproyecto de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, pilar fundamental para el sistema de riego.

Tabla 3.4 GASTOS DE DISEÑO									
AÑO	POBLACIÓN [habitantes]	Cobertura	Perdidas	Dotación	Q <sub>MEDIO</sub> [l/s]	Q <sub>min</sub> [ l/s ]	M	Q <sub>max inst</sub> [ l/s]	Q <sub>máx ext.</sub> [l/s]
2003	43692	55%	54%	324.0	67.6	33.8	1.54	104.2	156.3
2004	44762	60%	53%	321.2	74.9	37.4	1.53	114.6	171.9
2005	45846	60%	53%	316.5	75.6	37.8	1.52	114.9	172.3
2006	46944	60%	52%	311.9	76.2	38.1	1.51	115.1	172.7
2007	48056	60%	51%	307.4	76.9	38.5	1.50	115.4	173.0
2008	49180	65%	51%	303.0	84.1	42.0	1.49	125.3	187.9
2009	50315	65%	50%	298.8	84.8	42.4	1.48	125.6	188.3
2010	51460	65%	49%	294.7	85.6	42.8	1.47	125.9	188.8
2011	52614	70%	48%	290.7	92.9	46.5	1.46	135.9	203.8
2012	53776	70%	48%	286.8	93.7	46.9	1.45	136.2	204.3
2013	54946	70%	47%	283.0	94.5	47.2	1.44	136.5	204.8
2014	56123	75%	46%	279.3	102.1	51.0	1.44	146.6	219.9
2015	57305	75%	46%	275.7	102.9	51.4	1.43	147.0	220.5
2016	58493	75%	45%	272.2	103.7	51.8	1.42	147.3	221.0
2017	59684	80%	44%	268.8	111.4	55.7	1.41	157.5	236.3
2018	60879	80%	44%	265.5	112.2	56.1	1.41	157.9	236.8
2019	62075	80%	43%	262.2	113.0	56.5	1.40	158.2	237.3
2020	63271	85%	42%	259.1	120.9	60.5	1.39	168.5	252.7
2021	64467	85%	41%	256.0	121.8	60.9	2.17	264.2	396.3
2022	65661	85%	41%	253.0	122.5	61.3	2.17	265.9	398.9
2023	66852	90%	40%	250.0	130.6	65.3	2.17	283.3	425.0

Nota: La dotación se determina a partir del gasto proporcionado a la delegación por los pozos que lo abastecen, considerado en el capítulo 2, siguiendo la siguiente fórmula  $Dot = Q \cdot 86400 / \text{habitantes}$ , el número de habitantes para el año 2000, la dotación  $D = 324 \text{ l/hab/día}$

### **3.4 Caracterización de Agua Residual.**

El conocimiento de las características físicas, químicas y biológicas, son fundamentales para saber la situación en la que se encuentra el agua residual y pilar indispensable para seleccionar el proceso adecuado de tratamiento con la finalidad de satisfacer las condiciones particulares de descarga que marcan las normas aplicables. En este caso, el agua residual tratada producida será la materia prima en el sistema de riego agrícola para su reúso.

Gracias al monitoreo mensual del agua, implementado por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, en el punto final del colector Milpa Alta, conocido también como Barranca Seca, y a su intersección con el río Ameca, se obtuvo la caracterización del agua cruda generada en la zona oriente representativa del año 2002, misma que se presenta en la tabla 3.5.

GRUPO	PRÁMETROS	UNIDAD	
FISICOS	pH		7.11
	Color	Upt/co	75
	Turbiedad	UTN	99.83
MINERALES	Alc. Total	mg/l	256.55
	Alc. Fenolf.	mg/l	
	Dureza Total	mg/l	123.5
	Carbonatos	mg/l	
	Bicarbonatos	mg/l	256.65
	Cond. Eléctrica	umhos/cm	76.25
	Cloruros	mg/l	43.35
	Boro	mg/l	0.32
SOLIDOS	Solidos Totales	mg/l	688.5
	Solidos Totales fijos	mg/l	364.5
	Solidos Totales Volatiles	mg/l	324
	Solidos Disueltos Totales	mg/l	519.5
	Sol. Disueltos Fijos	mg/l	309.5
	Sol. Disueltos Volátiles	mg/l	210
	Solidos Suspendidos Totales	mg/l	169
	Sol. Suspendidos Fijos	mg/l	55
	Sol. Suspendidos Volátiles	mg/l	114
	Solidos Sedimentables	mg/l	4.25
NUTRIENTES	Nitrato Amoniacal	mg/l	34.29
	Nitrato Total	mg/l	53.42
	Nitratos	mg/l	0.16
	Fósforo Total	mg/l	9.07
	Fosfatos Totales	mg/l	27.81
	Ortofosfatos	mg/l	18.84
METALES ALCALINOS Y ALCALINOTERREOS	Nitratos Nitritos	mg/l	0.05
	Calcio Total	mg/l	31.65
	Magnesio Total	mg/l	10.8
	Sodio Total	mg/l	60.6
METALES PESADOS	Potasio Total	mg/l	21080
	Fierro Total	mg/l	1.523
	Manganeso Total	mg/l	0.046
	Plomo Total	mg/l	0.069
	Cadmio Total	mg/l	0.009
	Mercurio Total	mg/l	0.0008
	Arsénico Total	mg/l	0.0006
	Cromo Total	mg/l	0.056
	Zinc Total	mg/l	0.093
	Cobre Total	mg/l	0.026
BIOLÓGICOS	Coliformes Totales	Col/100ml	7.50E+07
	Coliformes Fecales	Col/100ml	1.89E+07
MATERIA ORGÁNICA	D.B.O Total	mg/l	234.25
	D.B.O Soluble	mg/l	126.25
	D.Q.O. Total	mg/l	560
	D.Q.O. Soluble	mg/l	266.5
GRASAS, ACEITES Y DETERGENTES	Grasas y Aceites	mg/l	13.74
	S.A.A.M.	mg/l	8.47

Tabla 3.5 Caracterización del Agua Residual.

---

## Capítulo 4

# ANTEPROYECTO DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO Y REÚSO DEL AGUA

La situación de la zona agrícola de temporal en la planicie de Tecómitl, considerando los factores económicos y sociales que inciden en la tendencia de cambio del uso del suelo, hacen indispensable con sustento en el ordenamiento ecológico para el D.F. , la tecnificación de 86.25 ha con riego por goteo, con el objeto de hacerlas más productivas de lo que hasta el momento han sido. Asimismo debido la presión social en demanda de agua y la baja disponibilidad de la misma, se pretende aprovechar las aguas residuales de la zona oriente de la Delegación Milpa Alta con tratamiento previo.

El desarrollo del presente capítulo inicia con la descripción general del anteproyecto que vincula el tratamiento y el riego. El tratamiento que tiene el objetivo de reducir los contaminantes contenidos en el agua residual y así cumplir con las condiciones particulares de descarga para su reúso en el riego de verduras, principalmente hortalizas. En tanto el sistema de riego aprovecha las aguas tratadas de la Planta de Tratamiento, mediante la captación, conducción y distribución mediante riego localizado en las parcelas.

El alcance del presente capítulo es el predimensionamiento de los elementos necesarios para el tratamiento y riego, así como el planteamiento del funcionamiento integral de ambos, indispensable uno de otro, conformando un sistema integral.

#### **4.1 Descripción general del Anteproyecto.**

El anteproyecto consiste en interceptar y captar el agua residual generada en la zona oriente de la Delegación Milpa Alta (figura 4.1) del colector del mismo nombre en el cadenamiento 2+603.69 y cota 2286 msnm de acuerdo al plano 2, asimismo conducir y aprovisionar el caudal de la planta de tratamiento de agua residual proyectada, ésta deberá estar situada en un lugar idóneo para su desarrollo y operatividad atendiendo sus requerimientos de espacio, cercanía respecto del colector, servicios entre los que destaca la energía eléctrica y vías de comunicación.

El tratamiento dará las condiciones particulares de descarga que satisfagan los parámetros para su reúso en el riego agrícola.

Se aprovechan las condiciones topográficas de la zona que dan un perfil hidráulico bondadoso de la planta de tratamiento hacia la zona de riego. Se utiliza el derecho de vía del cuerpo receptor Barranca Seca para conducir la línea principal de agua renovada hacia las unidades de riego, situadas a una distancia media de 3.5 km., y cota de 2250 msnm. La diferencia de alturas entre la cota de la Planta de Tratamiento y la zona de riego permite tener 36 metros de carga hidráulica disponible.

El sistema de riego por goteo (localizado), por sus peculiaridades aprovecha al máximo el gasto generado por la planta de tratamiento, satisfaciendo los requerimientos de agua que demandan los cultivos planteados. Además éste sistema debido a sus bajas presiones de operación permite aprovechar la carga hidráulica disponible, suprimiendo las necesidades de bombeo y por ende abatiendo los costos de operación del sistema.

El complemento con los cultivos, hace que los tres factores interactúen íntimamente para su buen funcionamiento.

Figura. 4.1 Ubicación del anteproyecto de Tratamiento y Sistema de riego

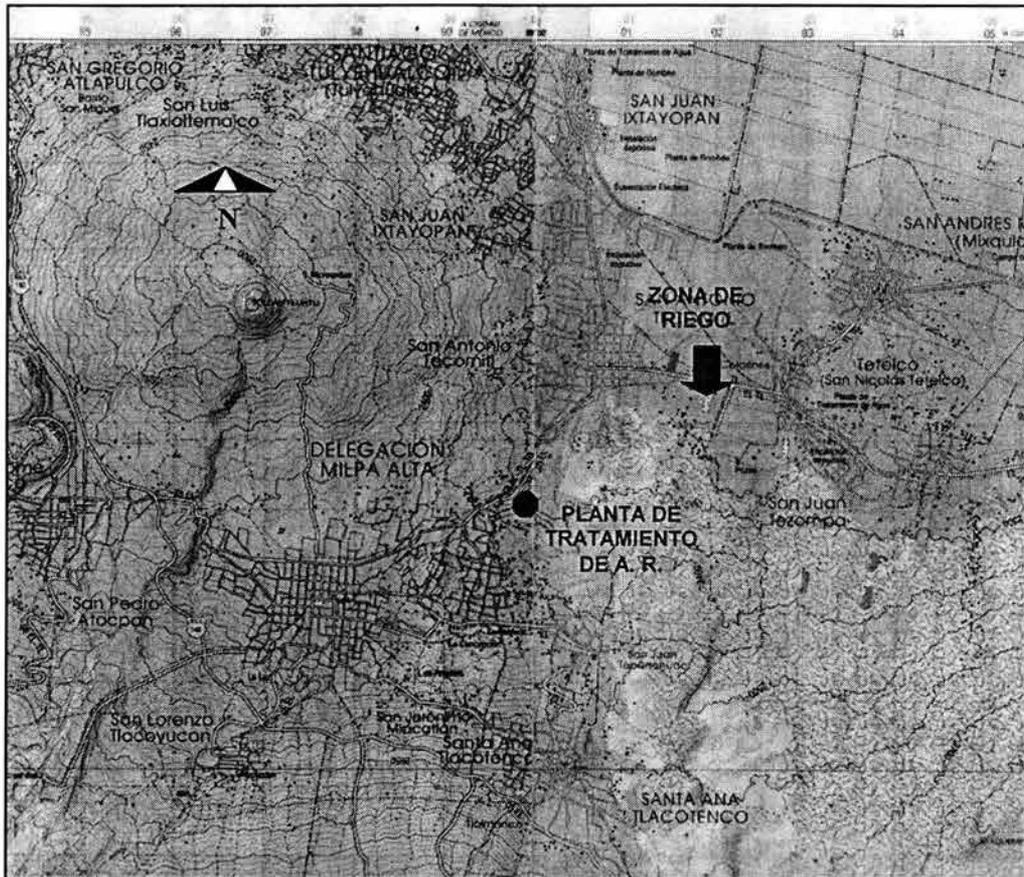


Tabla 4.1 Coordenadas de Localización		
Planta de Tratamiento	19°12'12.97"	Latitud norte
	99°00'00"	Longitud oeste
	2286	msnm
Zona de riego	19°12'37.29"	Latitud norte
	98°58'51.4"	Longitud oeste
	2250	msnm

## 4.2 Tratamiento

En general para el tratamiento de las aguas residuales es indispensable conocer 3 aspectos importantes; la caracterización del agua residual, el gasto a tratar, y la calidad deseada, ésta función de las diversas opciones de reúso que puede tener el agua tratada.

El nivel de tratamiento atiende los aspectos anteriores, pudiendo ser Primario, Secundario, Terciario y Avanzado.

El nivel de tratamiento primario, esta constituido por operaciones unitarias, es decir basada en fenómenos físicos para la remoción de contaminantes.

El nivel de tratamiento secundario constituido por operaciones y procesos unitarios, no olvidando que un proceso unitario es una acción de naturaleza química y/o biológica para la remoción de contaminantes.

El nivel de tratamiento terciario, esta conformado por procesos unitarios normales y avanzados.

La combinación de operaciones y procesos y/o niveles de tratamiento constituyen un sistema de tratamiento. Existe una gran cantidad de sistemas de tratamiento, función principal del desarrollado tecnológico.

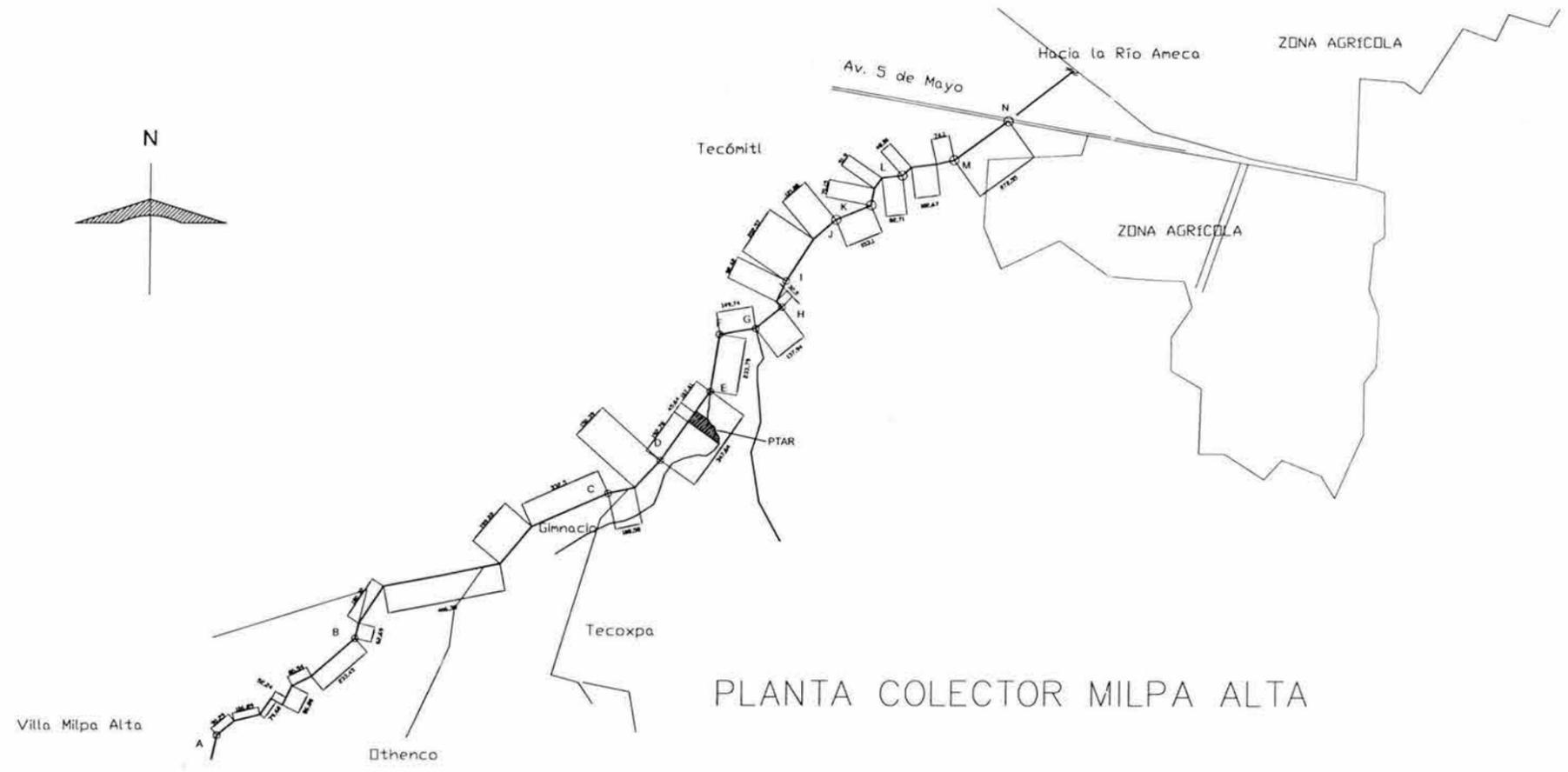
Para la selección y evaluación de un sistema de tratamiento es necesario conocer factores como:

- ✓ Experiencias previas
- ✓ Disponibilidad de equipos para métodos específicos de tratamiento
- ✓ Costos de inversión, operación y mantenimiento.

Para el anteproyecto, la calidad del agua captada en el colector Milpa Alta, plasmado en la sección 3.4 de los Datos básicos, matiza una caracterización típica de un agua residual municipal, debido a su alta concentración de Demanda Bioquímica de Oxígeno, y escasa presencia de elementos tóxicos, debido a que en la zona hasta el momento no se presentan industrias que pudieren alterar la caracterización promedio municipal (Tabla A.4.1).

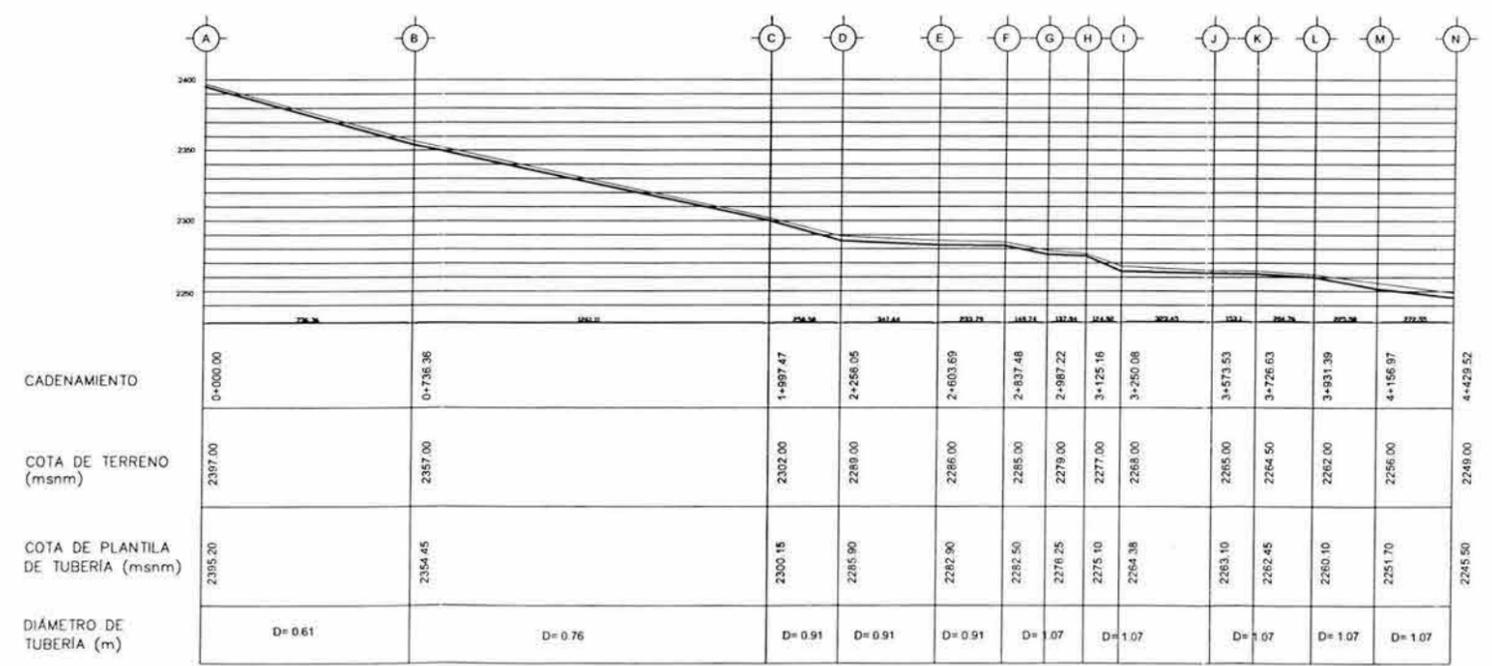
El gasto medio de agua, producido en la zona oriente de Milpa Alta, de acuerdo a los datos básicos al año 2003 es de 67.6 l/s, mientras para el año 2023 asciende a 130.6 l/s (3.3), en tanto el gasto máximo extraordinario es de 156.3 l/s y 425 l/s respectivamente.

La calidad de agua debe cumplir los parámetros para su reúso en la agricultura, que es la finalidad del presente proyecto, para la reutilización en el riego agrícola.



SIMBOLOGÍA

PLANTA COLECTOR MILPA ALTA



PERFIL COLECTOR MILPA ALTA



FACULTAD DE INGENIERÍA  
División de Ingeniería Civil,  
Topográfica y Geodesta

ANTEPROYECTO PARA EL TRATAMIENTO Y REÚSO DEL AGUA RESIDUAL,  
GENERADA AL ORIENTE DE LA DELEGACIÓN MILPA ALTA, D.F.

**PLANTA Y PERFIL DEL COLECTOR MILPA ALTA**

Jorge Robles López

ESCALA: S/E	ACOTACIONES: METROS	FECHA: 2003	PLANO 2
----------------	------------------------	----------------	------------

#### 4.2.1 Calidad de agua para riego.

En México como en la mayor parte del mundo el uso de aguas residuales en la agricultura es el más grande de los reúsos que tiene (tratada o cruda).

Por tal motivo es importante tener criterios de calidad para evitar el peligro en la salud humana, en México se han hecho intentos serios por reglamentar los límites de calidad para el reuso agrícola, sin llegar a definir claramente una norma oficial para cada tipo de cultivo en específico.

Existe suficiente evidencia en diversas partes del mundo de factores que intervienen en la aplicación de agua renovada en el riego agrícola como: salinidad, tipo de suelo, pH, toxicidad, entre otros.

La Comisión Nacional de Agua (Referencia Digital 2) producto de resultado de análisis de criterios internacionales que dividen en dos usos potenciales las aguas renovadas para fines agrícolas presenta dos criterios.

Aguas de riego para aquellos productos agrícolas que siendo para consumo humano, se consumen crudos (Tabla A.4.2) y , aguas de riego para los productos alimenticios que se consumen cocidos o procesados (Tabla A.4.3).

En general son prácticamente los mismos en ambos casos, con excepción de lo relativo a los criterios de DBO, coliformes fecales y turbiedad; resultan más restrictivos en el primero que en el segundo; esto es lógico debido a que coliformes fecales en los productos que se consumen cocidos o procesados tienen un tratamiento previo antes de consumirse como la desinfección, la cocción, por tanto son menos restrictivos, lo que no sucede en el caso de los productos que se consumen crudos.

La Norma Oficial Mexicana con carácter de emergencia NOM-EM-034-FITO-2000. "Requisitos y especificaciones para la aplicación y certificación de buenas prácticas agrícolas en los procesos de producción de frutas y hortalizas frescas", con sustento en las NOM-001-ECOL-1996 Y NOM-003-ECOL 1997, especifica la calidad de agua para riego, ésta no debe rebasar el nivel máximo permisibles de contaminantes básicos, metales pesados, coliformes fecales y huevos de helminto, especificados en la tabla 4.2, así como reducir al mínimo las siguientes condiciones:

a) El contacto de la parte comestible con agua de riego en fechas próximas a la cosecha.

b) El riego que facilite la acumulación o retención de agua en hojas o superficies rugosas de las frutas y hortalizas.

PARAMETROS	LIM. PERMISIBLES PM*
Grasas y aceites	15 mg/l
Materia Flotante	Ausente
Arsénico	0.2 mg/l
Cadmio	0.5 mg/l
Cianuro	2.0 mg/l
Cobre	4 mg/l
Cromo	0.5 mg/l
Mercurio	0.005 mg/l
Níquel	2 mg/l
Plomo	5 mg/l
Zinc	10 mg/l
Coliformes fecales	2,000 NMP
Huevos de Helminto	1 - 5

Tabla 4.2 Límites de Parámetros de agua para riego

\*NMP = Número más probable por cada 100 ml

\*PM = Promedio mensual

El complemento del Criterio de calidad de agua para productos que se consumen crudos y la NOM-EM-FITO-2000 son importantes para el desarrollo de la planta de tratamiento en el presente trabajo.

### 4.2.2 Nivel de tratamiento

El nivel de tratamiento una vez teniendo la calidad presente en el agua residual y los parámetros para su reutilización se determina como un nivel de tratamiento secundario (figura 4.2), además se atiende la recomendación de la Organización Mundial de Salud, la cual señala que para el riego de productos alimenticios necesariamente se suministre, al agua residual, un tratamiento secundario seguido de filtración y desinfección.

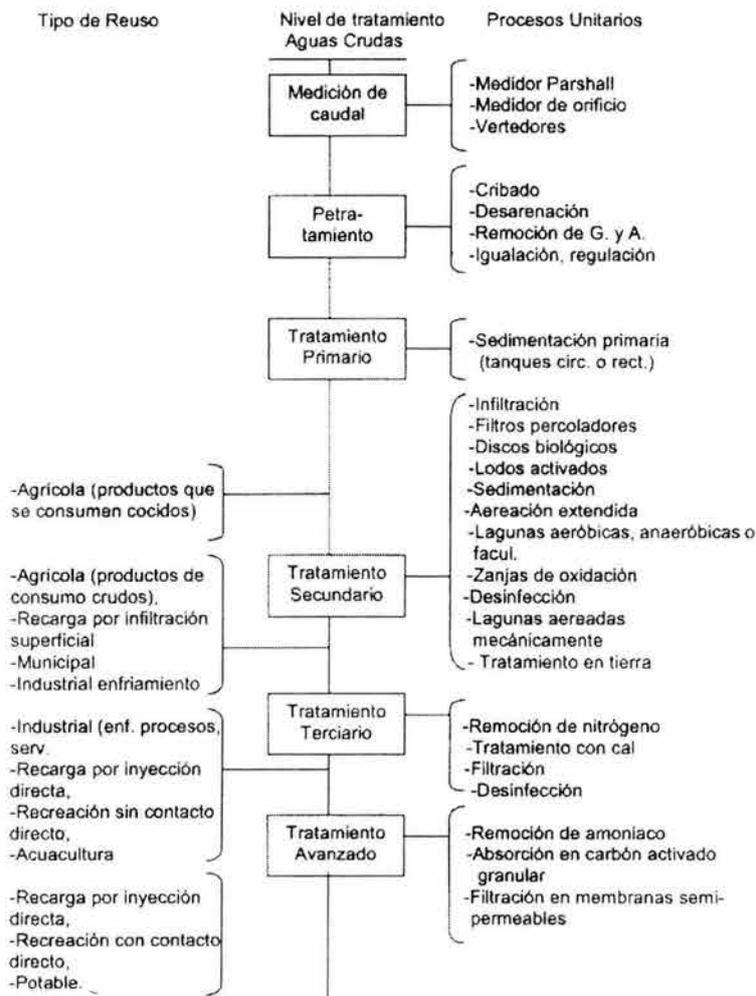


Fig. 4.2 Niveles de tratamiento para diferentes reusos

### 4.2.3 Modulación de la planta de tratamiento

La planta de tratamiento se diseñará en forma modular, de manera que se construya en etapas de acuerdo al crecimiento de las aportaciones de agua residual en la zona oriente de la Delegación Milpa Alta, consecuencia del crecimiento de la población, los programas de cobertura de drenaje, así como el programa de reducción de pérdidas. De ésta forma se difieren las inversiones y se evita infraestructura ociosa.

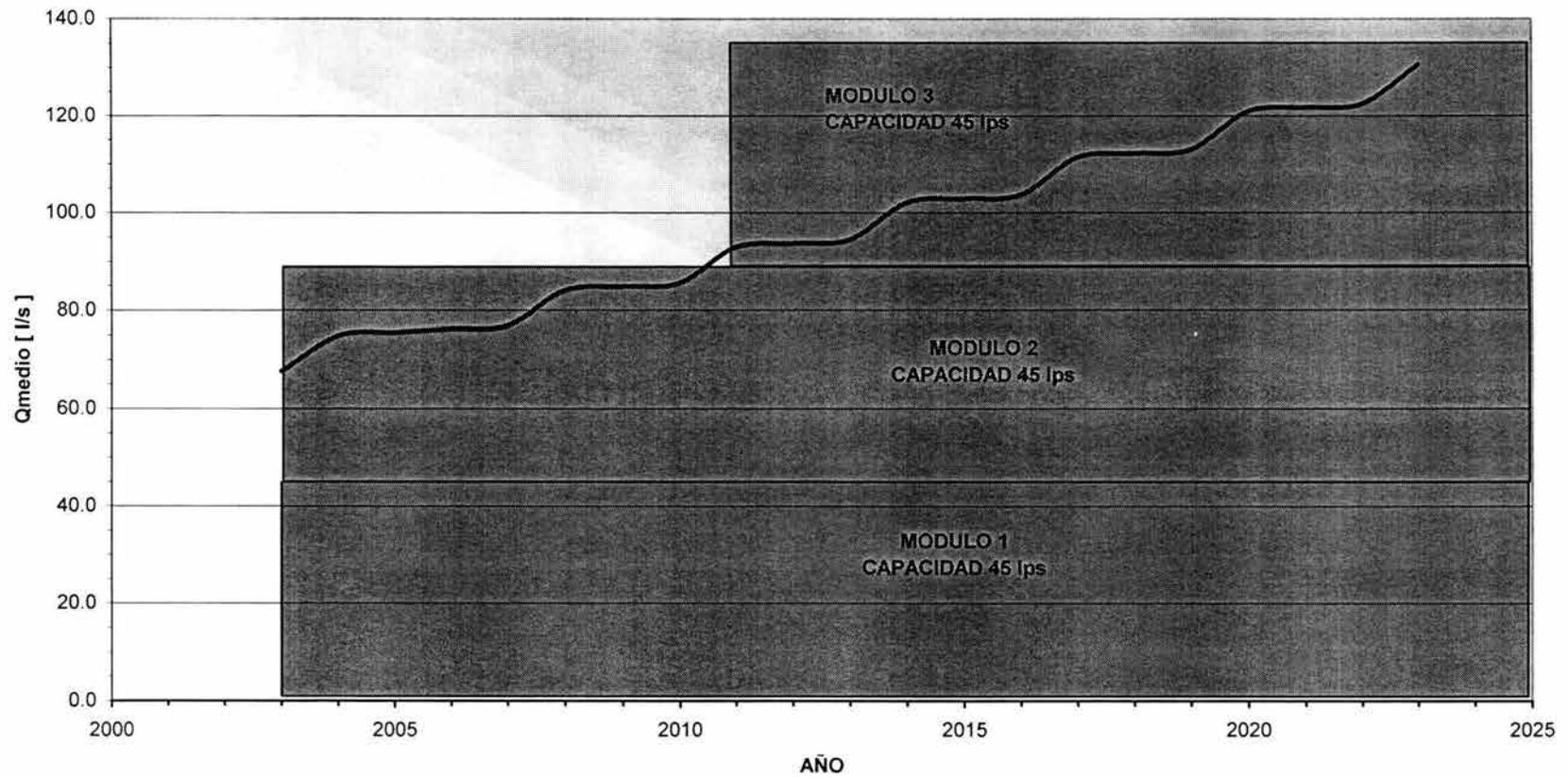
Considerando una población de 66,852 habitantes al año 2023, cobertura en drenaje del 90%, pérdidas físicas en el suministro de agua potable del 40% que proporciona una dotación de 250 l/hab/día; obtenemos que el gasto medio de diseño a 20 años es de 130.6 l/s. Se considera que el diseño se realizará con tres módulos de 45 l/s, dando un total de 135 l/s; dos de los cuales se construirán en una primera etapa, teniendo una capacidad instalada de 90 l/s (año 2003), rebasada ésta, el tercer módulo se realiza en la segunda etapa (año 2011) debido al crecimiento de las aportaciones, como puede observarse en la gráfica 4.1 de gasto medio vs horizonte de planeación.

Los gastos máximo instantáneo y máximo extraordinario para la capacidad instalada en el periodo de diseño es de 292.95 l/s y 439.42 l/s, mientras por cada módulo es de 97.65 y 146.50 l/s

En el año 2003, se tiene un gasto medio de 67.6 l/s, por lo que en la primera etapa ambos módulos estarán operando a un 75% de su capacidad, hasta alcanzar su saturación en el año 2011, donde entrará la segunda etapa de la modulación.

Esta modulación permite tener una homogeneidad de dimensiones de los tanques y simplificación en los cálculos, así como flexibilidad en la operación.

Gráfico 4.1 Modulación de la planta de Tratamiento



---

#### 4.2.4 Sistema de tratamiento

Las características que muestra el agua residual (3.4), dan pauta a utilizar un tratamiento de tipo biológico, debido a que los principales contaminantes están asociados a la presencia de materia orgánica, y a que no se detectaron elementos o compuestos que resulten tóxicos a los microorganismos encargados de biodegradar la materia orgánica.

Para elegir el tren de tratamiento se requiere analizar su factibilidad técnica y económica, es necesario recabar información sobre la Topografía, Geología, Hidrología, Uso del suelo, régimen de propiedad, áreas disponibles así como costos de inversión, costos de operación y mantenimiento, experiencia operativa, sin olvidar el reúso que pretende dársele, entre otros.

El terreno disponible se encuentra localizado en las siguientes coordenadas 19°12'12.97" de latitud norte y 99°00'00" de longitud oeste a una altura de 2286 msnm (Figura 4.1), el uso de suelo es de Conservación ecológica, caracterizado en esta zona en particular como agroecológico (2.4), el tipo de tenencia es propiedad privada, en donde se práctica ocasionalmente la agricultura de temporal, cuenta con una superficie aproximada de 1 hectárea. El terreno esta situado a un costado de la carretera Milpa Alta – Tecómitl, sobre ésta vía va alojado el colector Milpa Alta (cadenamiento 2+256.05) para posteriormente estar inmerso a un costado del cuerpo receptor Barranca Seca( cadenamiento 2+603.70). El terreno colinda en la parte oriente con el cuerpo receptor Barranca Seca, cuenta con el servicio de energía eléctrica.

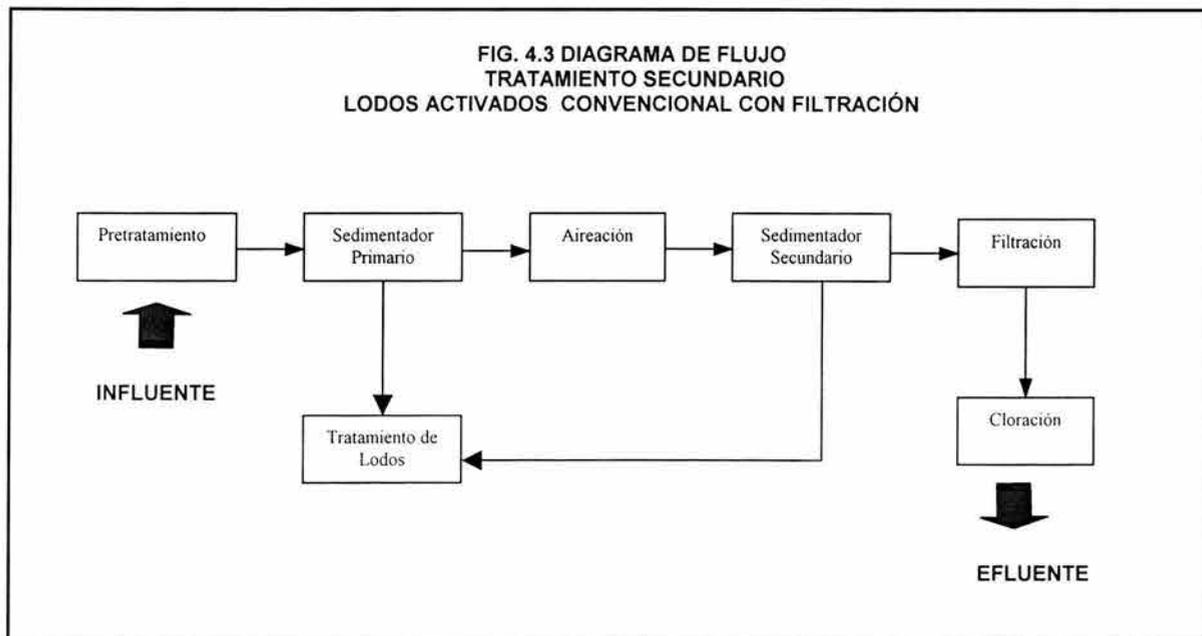
La localización del terreno para la planta de tratamiento siempre busca aprovechar las condiciones topográficas respecto de la zona de riego (2250 msnm) para reusar las aguas renovadas en éste lugar.

El sistema de tratamiento desarrollado es el de lodos activados de tipo convencional, principalmente por las siguientes razones:

- ✓ Presenta eficiencias adecuadas de remoción (90%)
- ✓ Experiencia en cuanto al manejo de este tipo de plantas por parte de la DGCOH
- ✓ Área de terreno adecuada para el sembrado de las unidades
- ✓ Costos de inversión operación y mantenimiento menores que sistemas biológicos como filtros percoladores y aireación extendida (ref. 16) .

Los lodos activados son un proceso biológico en el cual la materia orgánica se utiliza como alimento por los microorganismos. Este proceso se logra mediante la agitación y aireación de una mezcla de aguas residuales y lodos biológicos (microorganismos). Los sólidos son posteriormente separados en tanques de sedimentación; una porción es retornada con fines de sembrado al tanque de aireación, la otra porción de lodos es tratada para su disposición final.

Al tratamiento de lodos de tipo convencional, se adiciona un proceso unitario de filtración, de suma importancia para el tipo de riego por goteo a implementarse, y de esta manera evitar obturaciones en las líneas regantes, la figura 4.3 muestra el diagrama de flujo de la planta de tratamiento a desarrollar.



### 4.2.5 Caja derivadora

La caja derivadora es una estructura que permite interceptar al colector, desviando el agua residual hacia la planta de Tratamiento, teniendo también la función de regular el gasto mediante un vertedor de excedencias, el agua vertida sigue su trayecto sobre el mismo colector; de esta manera se garantiza el tratamiento del caudal que entra a la planta.

Para el dimensionamiento en primera instancia se revisa el gasto máximo extraordinario sea menor que el gasto a tubo lleno. Garantizando el funcionamiento a superficie libre, se procede, para diferentes tirantes a calcular las propiedades geométricas del canal circular (Perímetro mojado, Área hidráulica y Radio hidráulico) para obtener así la velocidad mediante la fórmula de Manning y posteriormente el gasto con la ecuación de continuidad. El proceso es iterativo hasta igualar el gasto máximo extraordinario. El tirante para esta condición es la altura que tendrá el vertedor de excedencias. Para el proyecto se tienen dos gastos por la modulación por ende dos alturas, entonces el vertedor se tendrá que adecuar para su crecimiento.

Datos	Consideraciones	
Q <sub>1 max ext</sub> = 292.95 l/s (Primera etapa)	Min.	Max.
Q <sub>2 max ext</sub> = 439.43 l/s (Segunda etapa)	Pendiente (milésimas)	0.5      11
s = 0.001	Velocidad ( m/s )	0.6      3.5
D = 0.91 m ( se considera el del colector)	Formulas	$v = \frac{1}{n} \cdot s^{1/2} \cdot R^{2/3}$
n = 0.013		$Q = A \cdot v$

Radio hidráulico a tubo lleno:

$$R_h = \frac{D}{4} = \frac{0.91}{4} = 0.228 \text{ m}$$

la velocidad es:

$$v = \frac{1}{0.013} \cdot (0.001)^{1/2} \cdot (0.2275)^{2/3} = 0.907 \text{ m/s}$$

por tanto el gasto a tubo lleno:

$$Q_{T \text{ lleno}} = \frac{(\pi \cdot (0.91)^2)}{4} \cdot (0.907) = 0.59 \text{ m}^3/\text{s}$$

se cumple la siguiente condición garantizando que la estructura trabajará como canal:

$$Q_{1 \text{ max. ext.}} \cdot Q_{2 \text{ max. ext.}} < Q_{T \text{ lleno}}$$

El área hidráulica para una sección circular para diferentes tirantes es:

$$A_h = \left[ \frac{\theta}{4} - \frac{1}{4} \text{Sen}\theta \cdot \text{Cos}\theta \right] \cdot D^2$$

donde:

$$\text{Sen } \theta = 2 \sqrt{\frac{y}{D} - \left(\frac{y}{D}\right)^2} \qquad \text{Cos } \theta = 1 - \frac{2y}{D} \qquad \theta = \text{Cos}^{-1}\left(1 - \frac{2y}{D}\right)$$

siendo  $y$  el tirante:

El proceso es iterativo y los cálculos de muestran en la tabla A.4.0 del anexo; aquí se presentan sólo los resultados.

La altura del vertedor para un gasto máximo extraordinario de la primera etapa es de 45.3 cm, en tanto para la segunda etapa es de 58.6 cm. El esquema de la caja derivadora se presenta en el plano 3 al final del subcapítulo de tratamiento.

### 4.2.6 Pretratamiento

El pretratamiento tiene como objetivo retirar los sólidos gruesos que conduzca el agua tales como: objetos de plástico, tela, madera, etc., así como gravas y arenas, evitando así daño a los equipos de bombeo. Para tal fin el pretratamiento consta de canal de acceso, rejilla, medidor parshall, canal desarenador y vertedor sutor.

#### 1. Diseño del canal de acceso

Datos de diseño:

Gasto mínimo =	67.5 l/s
Gasto medio =	135 l/s
Gasto máximo instantáneo =	293 l/s
Gasto máximo extraordinario =	439 l/s
Velocidad en el canal	0.4 – 0.65 m/s
Coefficiente de rugosidad	n = 0.013 (considerando concreto)

Fórmula de Manning

$$v = \frac{1}{n} \cdot s^{\frac{1}{2}} \cdot r^{\frac{2}{3}}$$

Considerando una velocidad de flujo de 0.4 m/s con el gasto mínimo para evitar depósitos de arena en el canal.

Calculando el área transversal

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0.0653}{0.4} = 0.163 \text{ m}^2$$

Se propone un canal de sección rectangular con ancho ( a ) de 1 m.

El tirante mínimo ( $t_1$ ) es:

$$t_1 = \frac{A}{a} = \frac{0.163}{1} = 0.163 \text{ m}$$

Obteniendo la pendiente necesaria a partir de la fórmula de Manning tenemos:

$$s = \left( \frac{v \cdot n}{r^{2/3}} \right)^2$$

donde el radio hidráulico

$$r = \frac{A}{p} = \frac{0.169}{1 + 2(0.169)} = 0.126m$$

por lo tanto sustituyendo valores

$$s = \left( \frac{0.4 \times 0.013}{0.126^{2/3}} \right)^2 = 0.00043$$

Revisando las condiciones hidráulicas para el gasto medio ( $Q_{med}$ ), de la ecuación de continuidad y la fórmula de Manning, tenemos la siguiente relación para el cálculo de los tirantes.

$$\frac{Q_{med}}{A} = \frac{1}{n} \cdot s^{1/2} \cdot r^{2/3}$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{0.135}{1 \times t_2} = \frac{1}{0.013} \times 0.0004^{1/2} \times \left( \frac{1 \times t_2}{1 + 2 \times t_2} \right)^{2/3}$$

La igualdad se satisface para  $t_2 = 0.277$  m

La velocidad para este caso es de:

$$v = \frac{0.135}{1 \times 0.277} = 0.487 \frac{m}{s}$$

que resulta mayor que la considerada

Revisando para las condiciones del gasto máximo instantáneo

---

$$\frac{0.293}{1 \times t_3} = \frac{1}{0.013} \times 0.0004^{1/2} \times \left( \frac{1 \times t_3}{1 + 2 \times t_3} \right)^{2/3}$$

La igualdad se satisface para  $t_3 = 0.474$  m

La velocidad para este caso es de:

$$v = \frac{0.293}{1 \times 0.474} = 0.618 \text{ m/s}$$

que resulta mayor que la considerada

Revisando para el gasto máximo extraordinario

$$\frac{0.439}{1 \times t_4} = \frac{1}{0.013} \times 0.0004^{1/2} \times \left( \frac{1 \times t_4}{1 + 2 \times t_4} \right)^{2/3}$$

La igualdad se satisface para  $t_4 = 0.645$  m

La velocidad para este caso es de:

$$v = \frac{0.439}{1 \times 0.645} = 0.681 \text{ m/s}$$

En todos los casos las velocidades calculadas resultan mayores que la propuesta.

Revisando el tirante crítico:

$$t_c = 3 \sqrt{\frac{q^2}{g}} \quad \text{donde:} \quad q = \frac{Q}{b}$$

Gastos [m <sup>3</sup> /s]	q=Q/b [m <sup>2</sup> /s]	tc=(q <sup>2</sup> /g) <sup>1/3</sup> [m]	t [m]
Minimo	0.0675	0.0675	0.169
Medio	0.135	0.135	0.277
Máx. instantáneo	0.293	0.293	0.474
Máx. Extraordinario	0.439	0.439	0.645

Tabla 4.3 Comparación de tirantes calculados contra tirantes críticos

El tirante crítico es menor que los tirantes que se tienen para cada condición de gasto, por lo que el funcionamiento hidráulico se considera adecuado por operar en régimen subcrítico (laminar).

## 2. Diseño de la rejilla

Se proponen las siguientes condiciones de la rejilla.

Ancho de las barras	12.7 mm (1/2")
Profundidad de las barras	38.10 mm (1 1/2")
Separación entre las barras	38.10 mm (1 1/2")
Pérdida de energía permisible	0.15 m (obtenida de la ecuación de Kirshmer)
Inclinación	45° respecto de la horizontal

Calculando el área transversal para condiciones de gasto máximo extraordinario

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0.439}{0.681} = 0.645 \text{ m}^2$$

Considerando una  $h = 1.25$  m obtenemos la longitud de la rejilla

$$l = \frac{h}{\text{sen } \theta} = \frac{1.25}{\text{sen } 45^\circ} = 1.77 \text{ m}$$

Obtenemos la velocidad a través de la rejilla que aumenta, respecto la del canal por reducir el área transversal

$$V_r = \frac{0.439 \times (0.0381 + 0.0127)}{0.645 \times (0.0381 \text{ m})} = 0.908 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga en la rejilla

$$h = \frac{V_r^2 - V^2}{2g} \times \frac{1}{0.7} = \frac{(0.908)^2 - (0.681)^2}{2(9.81)(0.7)} = 0.026 \text{ m}$$

Esta perdida es menor que la permisible obtenida mediante la ecuación de Kirshmer de 0.15 m por lo tanto es adecuado y se aceptan las dimensiones propuestas.

Número de barras requeridas ( n ).

Ancho (b)	1m
Espesor de barras (e)	0.0127 m
Separación de barras (s)	0.0381 m

$$n = \frac{b + s}{e + s} = \frac{1 + 0.0381}{0.0127 + 0.038} \approx 20 \text{ barras}$$

por lo tanto se consideran

- 20 barras de 12.7 mm (1/2")
- 19 espacios de 38.1 mm (1 1/2")
- 2 espacios laterales de 8.29 mm

### 3. Canal Parshall

Para medir los gastos en el influente se utilizará un medidor Parshall, éste se colocará después del canal de acceso y antes de los canales desarenadores.

Las dimensiones se toman del libro Apuntes de hidráulica II del autor Gilberto Sotelo Ávila, página 295, se elige el modelo de rangos de 12.1 a 937 l/s que cubre perfectamente el gasto máximo extraordinario que nos ocupa.

El gasto obedece la siguiente expresión función del tirante

$$Q = 1.428 \cdot h^{1.55}$$

h1 [ m ]	Q=1.428 h <sub>1</sub> <sup>(1.55)</sup> [ m <sup>3</sup> /s ]	h1 [ m ]	Q=1.428 h <sub>1</sub> <sup>(1.55)</sup> [ m <sup>3</sup> /s ]
0	0.00	0.42	0.37
0.05	0.01	0.44	0.40
0.1	0.04	0.46	0.43
0.12	0.05	0.48	0.46
0.14	0.07	0.5	0.49
0.16	0.08	0.52	0.52
0.18	0.10	0.54	0.55
0.2	0.12	0.56	0.58
0.22	0.14	0.58	0.61
0.24	0.16	0.6	0.65
0.26	0.18	0.62	0.68
0.28	0.20	0.64	0.72
0.3	0.22	0.66	0.75
0.32	0.24	0.68	0.79
0.34	0.27	0.7	0.82
0.36	0.29	0.72	0.86
0.38	0.32	0.74	0.90
0.4	0.35	0.76	0.93

Tabla 4.4 Relaciones Tirante- Gasto

#### 4. Canal desarenador

Se consideran tres unidades desarenadoras, dos de los cuales estarán en operación constante y un tercero en limpieza. Los canales se operarán alternadamente para ser limpiados cada semana. El diseño de cada canal se realizará considerando que el gasto se reparte en los dos canales de operación por lo tanto:

Datos:

Gasto máximo extraordinario por unidad	0.220 m <sup>3</sup> /s
Gasto mínimo por unidad	0.034 m <sup>3</sup> /s
Velocidad máxima	0.3 m/s
Carga superficial	1890 [ m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d]
Coefficiente de rugosidad ( n )	0.013

##### A. *Análisis para el gasto máximo extraordinario*

Obteniendo el área superficial

$$A_s = \frac{Q}{C.S} = \frac{0.220 \times 86400}{1890} = 10.044 \text{ m}^2$$

Para el área transversal (At) se considera una velocidad máxima de 0.30 m/s para propiciar la sedimentación.

$$A_t = \frac{Q}{v} = \frac{0.220}{0.3} = 0.732 \text{ m}^2$$

Se propone un canal de sección rectangular con ancho ( b ) de 0.8 m.

El tirante mínimo (t<sub>4</sub>) es:

$$t_4 = \frac{A}{a} = \frac{0.732}{0.8} = 0.915 \text{ m}$$

Obteniendo la pendiente necesaria a partir de la fórmula de Manning, obtenemos en primera instancia el radio hidráulico

$$r = \frac{A}{p} = \frac{0.732}{0.8 + 2(0.915)} = 0.278 \text{ m}$$

por lo tanto sustituyendo valores

$$s = \left( \frac{0.3 \times 0.013}{0.278^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0.00008$$

#### B. Revisión para el gasto mínimo

$$\frac{Q_{\min}}{A} = \frac{1}{n} \cdot s^{\frac{1}{2}} \cdot r^{\frac{2}{3}}$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{0.034}{0.8 \times t_1} = \frac{1}{0.013} \times 0.00008^{\frac{1}{2}} \times \left( \frac{1 \times t_1}{1 + 2 \times t_1} \right)^{\frac{2}{3}}$$

La igualdad se satisface para  $t_1 = 0.217 \text{ m}$

La velocidad para este caso es de:

$$v = \frac{0.034}{0.8 \times 0.217} = 0.194 \text{ m/s}$$

que resulta menor que la máxima permisible de 0.3 m/s.

Longitud del canal

$$L = \frac{As}{b} = \frac{10.04}{0.8} = 12.55 \text{ m}$$

Resumiendo

Ancho del canal	b = 0.8 m
Longitud	L = 12.55 m

C. Tiempo de retención

Para el gasto máximo extraordinario.

Obteniendo el volumen que proporciona el área con el tirante para el gasto máximo extraordinario y a partir de él se calcula el tiempo de retención.

$$V = L \cdot b \cdot t_4 = 12.55 \times 0.8 \times 0.915 = 9.187 \text{ m}^3$$

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{9.187}{0.220} = 41.9 \text{ s}$$

Para el gasto mínimo

$$V = L \cdot b \cdot t_1 = 12.55 \times 0.8 \times 0.217 = 2.17 \text{ m}^3$$

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{2.17}{0.034} = 64.7 \text{ s}$$

Los tiempos de retención se consideran adecuados por estar dentro de un rango aceptable para propiciar la sedimentación.

5. Vertedor proporcional

Se diseñará el vertedor proporcional (Sutro) para mantener sustancialmente constante la velocidad menor que 0.3 m/s en cada desarenador por lo tanto los gastos considerados son los que se emplean para cada canal desarenador.

Datos:

Gasto máximo extraordinario	0.220 m <sup>3</sup> /s
Gasto medio	0.0675 m <sup>3</sup> /s
Gasto mínimo	0.034 m <sup>3</sup> /s

Para el diseño del canal se consideran las siguientes ecuaciones<sup>1</sup>:

$$x = b \cdot \left( 1 - \left( \frac{2}{\Pi} \right) \cdot \tan^{-1} \left( \frac{h}{a} - 1 \right)^{1/2} \right)$$

y

$$Q = \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot a \cdot g} \cdot \left( h - \frac{a}{3} \right)$$

donde:

x= Ancho del vertedor proporcional [m], f (h)

Q= Gasto en el vertedor en m<sup>3</sup>/s

μ =Coeficiente de descarga (0.62)

b = ancho del vertedor proporcional en [ m. ]

a = Altura de la sección rectangular del vertedor [m]

h = Profundidad de el agua hasta la cresta del vertedor [m]

g = Constante de aceleración gravitacional 9.81 m/s<sup>2</sup>

---

<sup>1</sup> Droste, Ronald L. *Theory and practice of water and wastewater treatment*, p. 334.

Para las dimensiones del vertedor las distancias se manejarán en centímetros. Se tiene un ancho de canal de 80 cm, y para fines de sujeción se dará de tolerancia 10 cm por tanto el ancho de vertedor  $b = 60$  cm.

La altura mínima de la sección rectangular del vertedor recomendable es  $a = 2.5$  cm para partículas sólidas flotantes que no fueron retenidas en la cámara desarenadora.

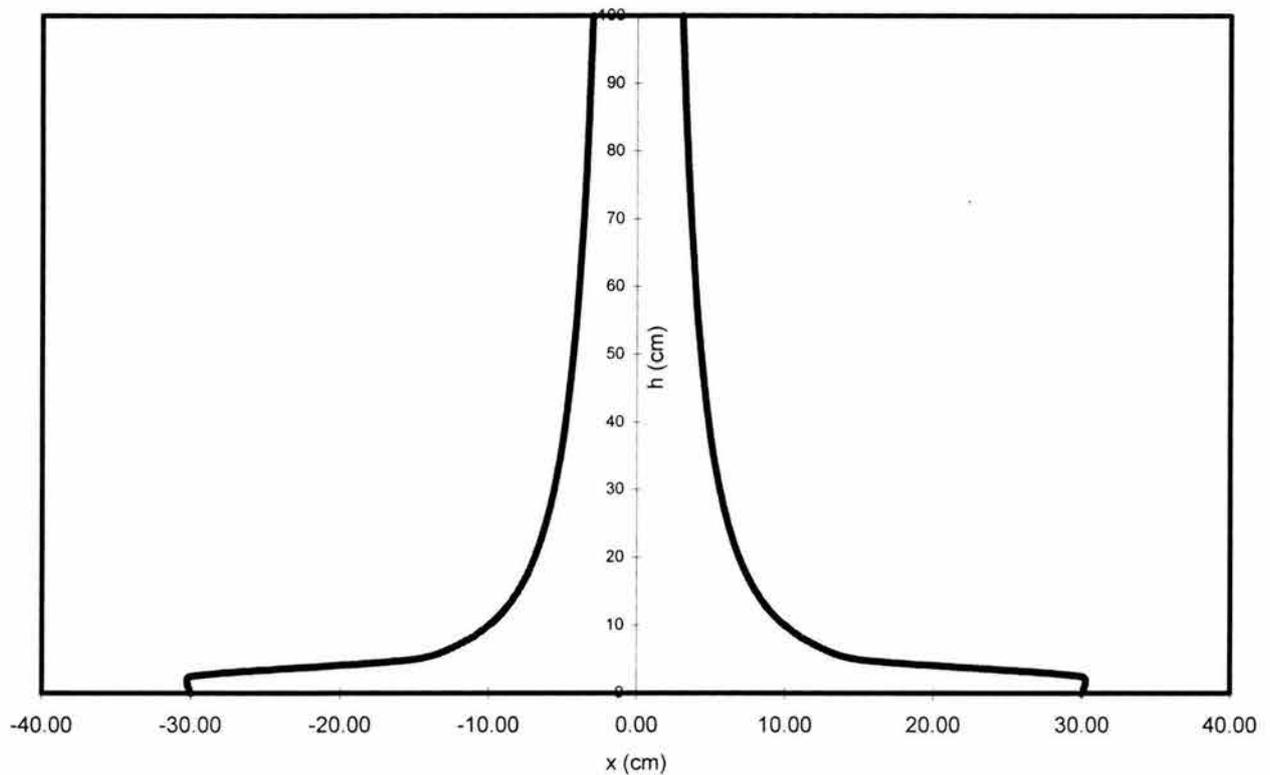
Para el dimensionamiento, se emplea la ecuación del ancho del vertedor proponiendo diversos tirantes ( $h$ ), asimismo con la ecuación del gasto se determinan los diferentes caudales para las mismas profundidades, realizando los cálculos se obtiene la siguiente tabla.

$h$ [cm]	$x$ [cm]	$Q$ [l/s]
0	60.00	0.00
2.5	60.00	4.34
5	30.00	10.86
7.5	23.51	17.37
10	20.00	23.88
12.5	17.71	30.40
15	16.06	36.91
17.5	14.81	43.42
20	13.80	49.94
22.5	12.98	56.45
25	12.29	62.96
27.5	11.70	69.48
30	11.19	75.99
32.5	10.73	82.50
35	10.33	89.02
37.5	9.98	95.53
40	9.65	102.04
45	9.09	115.07
50	8.61	128.10
55	8.21	141.12
60	7.85	154.15
65	7.54	167.18
70	7.26	180.20
75	7.01	193.23
80	6.79	206.26
85	6.58	219.28
90	6.40	232.31
95	6.22	245.34
100	6.06	258.36

Tabla 4.5 Dimensionamiento del vertedor Sutro

Como se observa en la tabla, para el rango de valores que se pueden presentar, el tirante  $h = 85$  cm cubre perfectamente el gasto máximo extraordinario, sin embargo se deja una tolerancia de 15 cm adicionales por tanto las dimensiones para la altura es de 1 metro, en tanto para los anchos del vertedor se muestran en la misma tabla. El vertedor queda dimensionado como se muestra en la figura 4.4. El nivel de la cresta inferior del vertedor se colocará a la altura del fondo teórico del canal.

Fig. 4.4 Vertedor Proporcional (Sutro)



En resumen las dimensiones son:

Ancho del vertedor proporcional:	60 cm
Ancho de la placa	80 cm
Alto del vertedor	100cm
Alto de la placa	110 cm

A éstas dimensiones se adicionan tolerancias para la sujeción al final del canal desarenador.

#### 4.2.7 Sistema de bombeo

Una vez concluido el pretratamiento, el sistema de bombeo tienen la finalidad de elevar el agua (carga de posición), hacia el sedimentador primario y así continuar su tratamiento en las demás unidades por gravedad. Para el diseño se proponen los gastos de los equipos y la combinación de los mismos, y de esta forma satisfacer la gama de gastos que llegarán al cárcamo de bombeo donde se almacena momentáneamente el volumen excedente de agua. El análisis parte del principio de continuidad, considerando al cárcamo como un sistema con sus entradas y salidas y por supuesto el almacenamiento que es de interés para determinar el volumen mínimo y por tanto las dimensiones del cárcamo. Los gastos considerados son los extremos (envolventes) gasto mínimo y máximo instantáneo para el inicio del proyecto y el de la capacidad instalada. El gasto máximo extraordinario se excluye por considerar que cuando se presente es absorbido por las instalaciones del pretratamiento, lo que implica en lo posterior, revisión con el gasto máximo instantáneo (sedimentador primario, secundario, etc.)

##### 1.-Cárcamo de bombeo

Es conveniente diseñar el cárcamo de bombeo, cuyo volumen sea el mínimo posible por cuestiones económicas, pero compatible con las condiciones de operación, por tanto existe una estrecha relación entre volumen, gastos (de entrada y salida), tiempo de retención, equipos de bombeo y proyección de operación (tiempos de arranque y parada).

En agua residual se considera un tiempo mínimo de ciclo de bombeo, también denominado tiempo entre arranques sucesivos entre 15 y 60 minutos, sin embargo por condiciones de septicidad, el tiempo máximo de retención es de 30 minutos

A partir del principio de continuidad se determina el volumen de regulación o almacenamiento, considerando los gastos de entrada ( $Q_{min}$ ), y salida (gasto del equipo(s) de bombeo), a partir de la siguiente expresión:

$$V=tr(Q_b-Q_{ent})$$

donde:

$tr$ : tiempo de funcionamiento (propuesto)

$V_r$ : volumen de regulación o almacenamiento

$Q_b$ : gasto del equipo(s) de bombeo

$Q_{ent}$ : gasto de entrada

Posteriormente se obtiene el gasto mínimo a partir de la siguiente expresión:

$$V_{\min} = \frac{tr \cdot q}{4}$$

donde:

V = volumen requerido, m<sup>3</sup>

tr = Tiempo mínimo de un ciclo de bombeo

q = Gasto del equipo de bombeo , m<sup>3</sup>/min

Se debe cumplir la condición  $V_{\min} < V_r$

Posteriormente se determina el tiempo del ciclo de la bomba que es la suma de el tiempo de operación y el tiempo de llenado del volumen de almacenamiento determinado, mismo que debe ser menor que tiempo de retención máximo. Además se determina el tiempo disponible para el siguiente ciclo de bombeo (td), a partir del  $t_{\max.\text{inst}} - t_{ll}$ . Una vez concluido se revisa el tiempo del ciclo de bombeo para el periodo de diseño.

El proceso es iterativo y análogo para el gasto máximo instantáneo del año 2003 y 2023, el análisis para el gasto para el año 2011, se realiza para conocer la capacidad requerida de bombeo.

Una vez determinado el volumen, se propone un cárcamo cilíndrico de 7 metros de diámetro con un área de 38.48 m<sup>2</sup> y se obtienen los tirantes. La siguiente tabla presenta el análisis efectuado.

Tabla 4.6

**DIMENSIONAMIENTO DEL CÁRCAMO DE BOMBEO**

Año	Gasto de entrada	Gasto del sistema de bombeo	tiempo de bombeo [tr]	Vr	Vmin	Vdif	Tiempo de llenado t <sub>ll</sub>	Tiempo del ciclo de bombeo (tr+t <sub>ll</sub> )	Tiempo máx. de retención	td	Tirante	
	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	min	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	min.	min.	min.	min.	m	
2003	Qmin	33.80	50	20	19.44	15.00	-	9.59	29.59	30	20.41	0.51
	Q máx. inst.	104.20	150	17	46.72	38.25	27.28	4.36	21.36	30	25.64	0.71
2011	Q máx. inst.	135.90	200	15	57.69	45.00	38.25	4.69	19.69	30	25.31	0.99
2023	Qmin	65.30	100	9.61	-	-	-	4.96	14.57	30	25.04	
	Q máx. inst.	293	400	15	96.30	90.00	76.86	4.37	19.37	30	26.63	2.00

Considerando una tolerancia de 50 cm adicionales al tirante útil a partir del nivel inferior del vertedor sutro, y 50 cm para el tirante en la campana de succión (Instituto de hidráulica de los EUA) así como la distancia hacia el nivel de terreno (3 metros), y 50 cm de coronamiento, se tiene entonces una profundidad del cárcamo de 6.5 m.

*2.-Equipos de bombeo.*

Se desprende del análisis anterior, la capacidad de las bombas requeridas así como la combinación de las mismas para tener un sistema flexible en la operación, por tanto se proponen en la primera etapa 3 bombas, 2 de 50 l/s (una en funcionamiento y otra de reserva) y otra de 100 l/s. Para la segunda etapa se incrementan 3 bombas de 50 l/s y una más de 100 l/s.

La potencia de las bombas se determina a partir de la carga dinámica total, conformada por la carga estática, perdidas por fricción y pérdidas locales. La carga estática considerada es de 9 metros, en tanto las pérdidas por fricción y locales se consideran como el 10% de la carga estática, hipótesis que debe verificarse y en su caso ajustarla una vez realizado el proyecto ejecutivo. Los resultados se muestran en la siguiente tabla, a partir de estos parámetros se pueden seleccionar las bombas en catálogos comerciales.

Tabla 4.7 Potencia de las Bombas

Q bomba	Hest.	Hf+Hl=0.1 Hest.	C.D.T	Potencia	
				KW	hp
l/s	m	m	m		
50	9	0.9	10	6.94	9.31
100	9	0.9	10	13.87	18.62

### 4.2.8 Sedimentador primario

La sedimentación primaria es una operación unitaria que tiene el objetivo de concentrar y remover sólidos suspendidos orgánicos del agua residuales ya sean sedimentables o flotantes.

Consideraciones de diseño:

Se considera un sedimentador tipo circular además de los siguientes parámetros para los gastos medio y máximo extraordinario:

Datos de diseño

Gastos	Carga Superficial (C.S.)		Carga sobre el vertedor		Tiempo de retención	
	[m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d]		[m <sup>3</sup> /m d]		h	
Q <sub>med</sub>	32	48	125	500	1.5	2.5
Q <sub>max. Ext</sub>	80	120				

Carga superficial

- Para Q<sub>med</sub> = 3888 m<sup>3</sup>/día (45 l/s), la carga superficial típica de 40 [m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> d]
- Para Q<sub>max.inst</sub> = 8467 m<sup>3</sup>/día, (98 l/s) la carga superficial típica es 100 [m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> d]

Los cálculos se realizarán para el gasto medio y se revisará para el gasto máximo instantáneo.

Área superficial

$$A = \frac{Q}{C.S} = \frac{3888}{40} = 97.2 \text{ m}^2$$

Diámetro:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 97.2}{\Pi}} = 11.12 \text{ m}$$

Proponiendo un diámetro comercial de 11.00 metros, por tanto

$$A = 95.03 \text{ m}^2$$

Calculando el volumen con una profundidad de h = 2.5 m.

$$V = 2.5 \times 95.03 = 237.6 \text{ m}^3$$

Obteniendo el tiempo de retención:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{237.6 \times 24}{3888} = 1.48 \text{ h}$$

Es adecuado este tiempo de retención de acuerdo a las consideraciones de diseño.

$$C.V. = \frac{Q}{\Pi \cdot D} = \frac{3888}{\Pi \times 11.0} = 112.51 \text{ m}^3/\text{m d} < 125$$

Revisión para Q máx. inst.

$$C.S = \frac{Q}{A} = \frac{8437}{95.03} = 89 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$$

Tiempo de retención

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{237.6 \times 24}{8437} = 0.67 \text{ h} < 1.5 \text{ h.}$$

Éste tiempo de retención es menor que 1.5 h, sin embargo se acepta, por considerar que este gasto se presentará en un tiempo reducido y con el objeto de no tener estructuras demasiado grandes.

Revisión de la carga sobre el vertedor

$$C.V. = \frac{Q}{\Pi \cdot D} = \frac{8437}{\Pi \times 11} = 244 \text{ m}^3/\text{m d} < 500$$

Las dimensiones del sedimentador primario son:

Diámetro D=11 m

Profundidad h= 2.5 m

### 4.2.9 Tanque de aireación

En el tanque de aireación se induce la oxigenación para el desarrollo de los microorganismos y éstos se alimenten de la materia orgánica presente en el agua.

#### CONSIDERACIONES DE DISEÑO

		Tiempo de retención [ hr ]	
		4	8
		Relación F/M	
		0.2	0.4
		Carga Volumétrica[kgDBO/día]	
		0.32	0.64
Tipo de proceso:	Lodos activados de tipo convencional		
Tipo de reactor:	Flujo continuo completamente mezclado		
Tanque:	Rectangular por unidad		
Aireación:	Aireadores mecánicos superficiales		

DATOS DE DISEÑO					
Qmed	0.045	m <sup>3</sup> /s	Qmax. inst	0.098	m <sup>3</sup> /s
DBO5 inf (So)	234.25	mg/l	KD	0.083	d <sup>-1</sup>
DBO5 ef (S)	20	mg/l	Y	0.53	mgSSV/mgDBO
MLSS	3215	mg/l	Oc	10	días

Desarrollo:

- a. Determinación del volumen del tanque

$$V = \frac{\theta \cdot Y \cdot Q \cdot (S_o - S)}{x(1 + Kd\theta)} = \frac{10 \times 0.53 \times 3888 \times (234.25 - 20)}{3215(1 + 0.083 \times 10)} = 750.4 \text{ m}^3$$

- b. Área superficial, considerando una altura del tanque h= 3.5 m

$$A = \frac{750.4}{3.5} = 214.4 \text{ m}^2$$

c. Determinación del tiempo de retención

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{750 \times 24}{3888} = 4.63 \text{ h} \therefore \text{Cumple}$$

d. Determinación de la relación F/M

Donde:

$$F = \frac{45 \times 234.25 \times 86400}{10^6} = 910.76 \text{ kg / día}$$

y

$$M = \frac{3215 \times 750.4 \times 1000}{10^6} = 2412.53 \text{ kg / día}$$

por lo tanto,

$$\frac{F}{M} = \frac{910.76}{2412.53} = 0.378 \therefore \text{Cumple}$$

e. Carga volumétrica

$$c.v. = \frac{910.76}{750.4} = 1.2 \text{ kgDBO/día} \therefore \text{No cumple}$$

Al no estar dentro del rango recomendado en las consideraciones de diseño, es necesario determinar una carga volumétrica que este dentro del rango:

Por lo tanto  $c.v.=0.64 \text{ kgDBO/día}$

f. Determinación de la nueva capacidad para no sobrecargar el tanque.

$$V = \frac{910.76}{0.64} = 1423 \text{ m}^3$$

g. Revisión de los parámetros modificados por el cambio de volumen

Tiempo de retención para el gasto medio

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{1423 \times 24}{3888} = 8.7 \text{ h} \therefore \text{Se considera adecuada}$$

para el Qmax.inst.

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{1423 \times 24}{8437} = 4.08 \text{ h} \therefore \text{Se considera adecuada}$$

h. Relación

$$\frac{F}{M} = \frac{910.76}{3215 \times 1423 \times 1000 (1/10^6)} = 0.2 \therefore \text{Cumple}$$

Por tanto las dimensiones finales del tanque:

h = 3.5 m

$$A = \frac{1423}{3.5} = 406.59 \text{ m}^2$$

si el largo es el doble del ancho del tanque tenemos, L= 2 a

por tanto el ancho del tanque es:

$$a = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{406.59}{2}} = 14.26 \approx 14 \text{ m}$$

En tanto el largo es de 28 metros.

#### 4.2.10 Sedimentador secundario

El sedimentador secundario tiene la finalidad de separar los sólidos producto de la mezcla de agua residual con los lodos biológicos (microorganismos) generados en el tanque de aireación.

Consideraciones de diseño:

Se considera un sedimentador tipo circular además de los siguientes parámetros para los gastos medio y máximo instantáneo:

Datos de diseño

Gastos	Carga Superficial (C.S.)		Carga sobre el vertedor		Tiempo de retención	
	[m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d]		[m <sup>3</sup> /m d]		h	
Q <sub>med</sub>	16	24	72	120	>1.5	4.0
Q <sub>max. Ext</sub>	40	48	192			

Carga superficial

- c. Para Q<sub>med</sub> = 3888 m<sup>3</sup>/día, la carga superficial típica de 20 [m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> d]
- d. Para Q<sub>max.inst</sub> = 8437 m<sup>3</sup>/día, la carga superficial típica es 100 [m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> d]

Los cálculos se realizarán para el gasto medio y se revisará para el gasto máximo extraordinario.

Área superficial

$$A = \frac{Q}{C.S} = \frac{3888}{20} = 194.4 \text{ m}^2$$

Diámetro:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 194.4}{\Pi}} = 15.73 \text{ m.}$$

Proponiendo un diámetro comercial de 15.5 metros, por tanto

$$A = 188.7 \text{ m}^2$$

Calculando el volumen con una profundidad de h = 3 m.

$$V = 3 \times 188.7 = 566 \text{ m}^3$$

Obteniendo el tiempo de retención:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{566 \times 24}{3888} = 3.5 \text{ h}$$

Se considera adecuado este tiempo de retención..

Cálculo de la carga sobre el vertedor

$$c.v. = \frac{Q}{\Pi \cdot D} = \frac{3888}{\Pi \times 15.5} = 79.8 \text{ m}^3/\text{m d} \therefore \text{es adecuado}$$

Cálculo de la carga de sólidos:

La cantidad de sólidos por día es:

$$Sol = \frac{3215 \times 45 \times 86400}{10^6} = 12499.9 \text{ kg/día}$$

$$C.Sol = \frac{Sol}{A} = \frac{12499.9}{188.7} = 66.25 \text{ kg/m}^2 \text{ día}$$

Revisión para Q máx

$$C.S = \frac{Q}{A} = \frac{8437}{188.7} = 44.71 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$$

Tiempo de retención

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{566 \times 24}{8437} = 1.67 \therefore \text{correcto}$$

Cálculo de la carga sobre el vertedor

$$c.v. = \frac{Q}{\Pi \cdot D} = \frac{8437}{\Pi \times 15.5} = 173.3 \text{ m}^3/\text{m d}$$

Cálculo de la carga de sólidos:

La cantidad de sólidos por día es:

$$Sol = \frac{3215 \times 98 \times 86400}{10^6} = 27125 \text{ kg/día}$$

$$C.Sol = \frac{Sol}{A} = \frac{27125}{188.7} = 143.8 \text{ kg/m}^2 \text{ día}$$

Las dimensiones del sedimentador secundario son:

Diámetro D=15.5 m

Profundidad h= 3 m

#### 4.2.11 Filtración

Con el fin de garantizar el funcionamiento del proyecto propuesto, considerando el reuso agrícola del agua tratada, aunado al sistema de riego elegido como se verá en la sección 4.3.5 y 4.3.6 y evitar el riesgo de obturación de los emisores (Tabla A.4.4), la filtración es fundamental, además de paso se cumple con la recomendación de la OMS (sección 4.2.2), por lo tanto se tiene un efluente de calidad superior al de un efluente secundario convencional.

La filtración consiste en pasar agua a través de uno o más lechos filtrantes, los más comunes son arena, arena y antracita, arena y carbón activado, lechos de resina y arena, lechos de resina y antracita, entre otros, donde se detienen las partículas indeseables sobre todo sólidos suspendidos, mediante diversos mecanismos físicos, químicos y biológicos.

Existe una gran variedad de filtros, se pueden clasificar como se muestra en la tabla 4.8.

Característica	Nombre del filtro
Dirección del flujo	Descendente
	Ascendente
	Mixto
Medio filtrante	Medio simple, arena
	Medio dual, arena y antracita
	Medio mezclado, arena, antracita y granate
Fuerza impulsora	Gravedad
	De presión
Tasa de filtración	Lentos
	Rápidos
Control de la tasa de filtración	Tasa constante (pérdida de carga constante)
	Nivel constante (pérdida de carga variable)
	Tasa constante sin controlador de gasto
	Tasa declinante (pérdida de carga variable)

Tabla 4.8 Clasificación de los filtros<sup>2</sup>

Se determina que la filtración, será de flujo descendente por su rendimiento y facilidad de lavado; con medio filtrante simple de arena, debido a su economía; a gravedad y con una tasa de filtración rápida debido a la poca disponibilidad de terreno.

Otros criterio para la selección del sistema de filtración basado en la calidad del agua, se muestra en la Tabla A.4.5, de los anexos.

<sup>2</sup> Ortiz Oviedo, Raúl, *Filtración rápida en la planta potabilizadora de la ciudad de Coatepec, Veracruz*, p.III.28

El dimensionamiento de los filtros sólo se realizará en planta, considerando que su determinación está relacionada con la tasa media de filtración elegida, no obstante es importante saber que la profundidad de la caja de filtración depende de los siguientes factores:

- Altura del bajo dren
- Profundidad del soporte de grava
- Profundidad del lecho filtrante
- Porcentaje de expansión del lecho durante el retrolavado
- Altura de la canaleta de lavado
- Pérdidas de carga en el filtro limpio
- Carga disponible para pérdidas por atascamiento
- Pérdidas de carga durante el lavado con el agua de los otros filtros
- Bordo libre

#### Dimensionamiento

Considerando el gasto medio de un módulo correspondiente a 45 l/s, el mínimo de filtros que constituirá una batería será de acuerdo al criterio de Morri y Wallace:

$$N = 0.044 \cdot \sqrt{Q} \quad \text{donde: } Q, \text{ gasto en m}^3/\text{d}$$

el número de filtros debe ser 2.7, equivalente a 3 filtros, por lo tanto cada filtro tendrá un gasto medio de 15 l/s.

La tasa de filtración para filtros rápidos de arena oscila entre 100 y 475 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> d ( Fair, Geyer, y Okum), se elige una de 150 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> d.

Determinando el área requerida por filtro

$$A = \frac{Q}{V_m} = \frac{15}{1.736} = 8.64 \text{ m}^2 \quad (Q, \text{ en l/s y la tasa de filtración } V_m, \text{ en l/s.m}^2)$$

Considerando:

$$L = 1.5 \cdot b$$

$$\text{entonces, } b = \sqrt{\frac{A}{1.5}} = \sqrt{\frac{8.64}{1.5}} = 2.4 \text{ m} \quad \therefore L = 3.6 \text{ m}$$

Se tiene entonces que la batería para un módulo las dimensiones son 7.2 m X 3.6 m.

Para el gasto de proyector por tanto requerimos 3 baterías de éstas dimensiones.

---

#### 4.2.12 Tanque de contacto de cloro.

Tiene la finalidad de agregar gas cloro para la desinfección del agua generada en la planta de tratamiento.

#### DATOS DE DISEÑO

			Tiempo de contacto de cloro
Qmed	0.135	m <sup>3</sup> /s	>20 min
Qmax. Ext	0.293	m <sup>3</sup> /s	>10 min.
Dosis	8	mg/l	
Cap. Tanque	908	kg	

Estimando el volumen necesario del tanque con Q<sub>máx.</sub> inst. y considerando un tiempo de contacto de 15 minutos

$$V = Q \cdot t = 0.293 \times 15 \times 60 = 263.6 \text{ m}^3$$

Calculando las el área, considerando una profundidad de 2 m.

$$A = \frac{263.6}{2} = 131.83 \text{ m}^2$$

si por condiciones de diseño el largo es el triple del ancho del tanque tenemos, L= 3 a por tanto el ancho del tanque es:

$$a = \sqrt{\frac{A}{3}} = \sqrt{\frac{131.83}{3}} = 6.63 \approx 6 \text{ m}$$

En tanto el largo es:

$$L = 3 \cdot a = 3 \times 6 = 18 \text{ m}$$

Revisando el tiempo de retención

Para Qmed

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{216}{0.135 * 60} = 26.7 \text{ min.}$$

Para Qmáx. inst.

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{216}{0.293(60)} = 12.29 \text{ min.}$$

Calculo del número de tanques en la primera etapa (Qmed=90 l/s).

La cantidad de cloro se cuantifica por día, considerando Qmed. Y una dosis de 8 mg/l

$$C = 90 \frac{l}{s} \times 8 \frac{mg}{l} \times 86400 \frac{s}{día} \times \frac{kg}{10^6 mg} = 62.2 \text{ kg / día} = 1866.24 \text{ kg / mes}$$

Con tanques de 908 kg, de capacidad se determina el número de tanques

$$N = \frac{1866.24}{908} = 2.05$$

Por tanto se emplearan 2 tanques en servicio y 2 de reserva para el llenado, de manera análoga se realiza para el periodo de diseño.

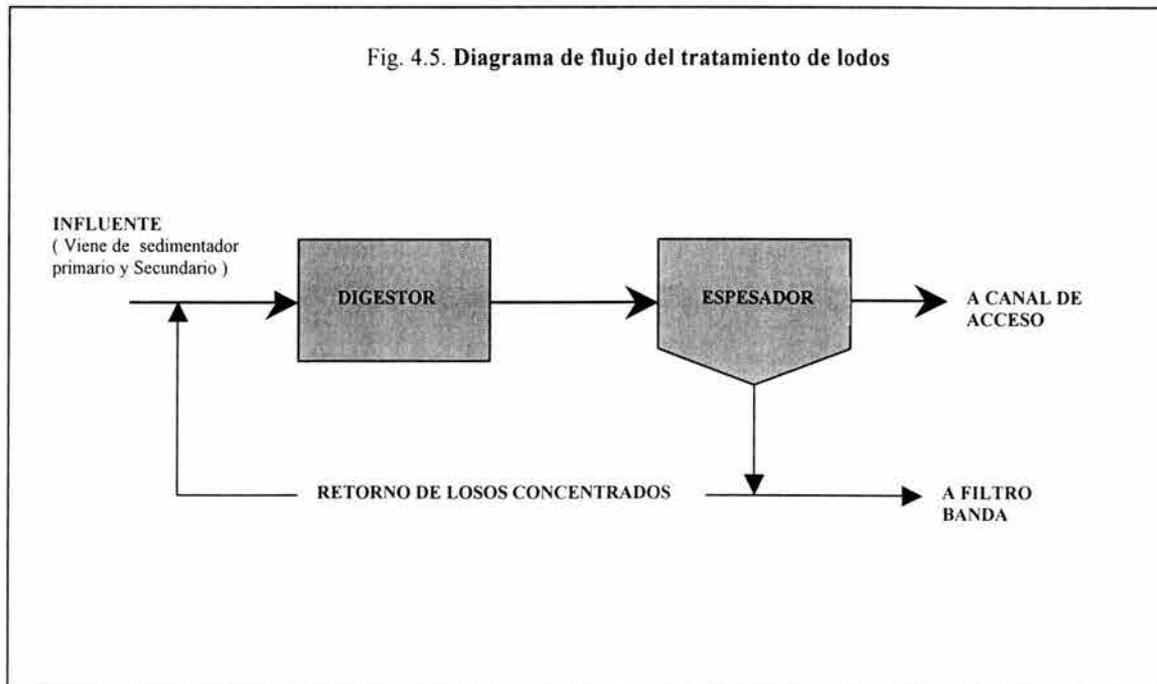
Para lograr un mezclado adecuado se construirán mamparas longitudinales intermedias.

#### 4.2.13 Tratamiento de lodos

Este tratamiento es indispensable para reducir el contenido de agua y la estabilización de la materia orgánica de los lodos generados en los sedimentadores primarios y secundarios del proceso de lodos activados. Debido a que en los lodos existen altas concentraciones de contaminantes químicos y sobre todo de materia orgánica que no se encuentran totalmente estable, lo que produce olores desagradables además de los microorganismos que son patógenos.

La estabilización de lodos generados en los sedimentadores primarios y secundarios se realizará mediante un digestor aerobio, una vez estabilizados en espesadores para obtener concentración de los mismos. Finalmente se deshidratan para reducir su volumen y hacerlos manejable para su transportación a su disposición final pudiendo ser esta un relleno sanitario o emplearlos como fertilizante.

El esquema básico de operación se muestra en la siguiente figura



#### 4.2.14 Tanque de distribución

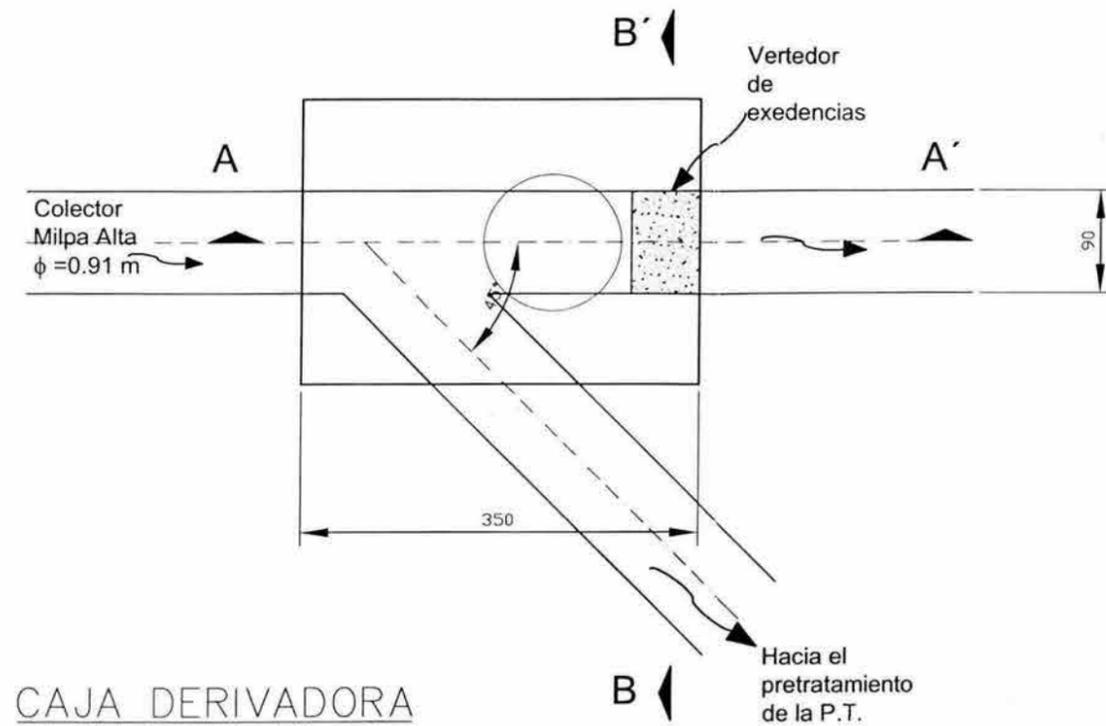
Es necesario un tanque como punto de enlace entre el efluente de la planta de tratamiento y la línea principal del sistema de riego. Con el fin de garantizar el caudal requerido en el horario de riego para el sistema, se conformaron y analizaron las curvas de oferta y demanda. Este análisis permite definir el tipo de tanque, pudiendo ser de almacenamiento o distribución.

La curva de oferta, teniendo como premisa que el alcantarillado es el reflejo del agua potable, se genera a partir de la curva típica de demandas de agua potable.

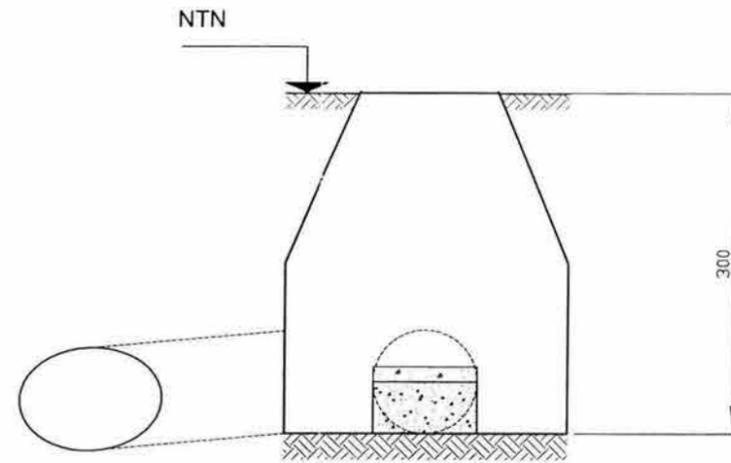
La curva de demanda son las necesidades de agua para los cultivos, se genera a partir del horario de operación y demandas del sistema de riego (sección 4.3.9), particularmente de las unidades y subunidades de riego.

Al analizar estas curvas (Grafica A.4.1) se concluye que no es necesario un tanque de almacenamiento sólo un tanque de distribución, para estabilizar el flujo y garantizar que la línea de conducción del sistema de riego trabaje a presión.

El tanque de distribución contendrá un vertedor para derramar el excedente que no requiera el sistema de riego, siendo una buena alternativa verterlo en el canal a cielo abierto Barranca Seca, situado a un costado de la planta de tratamiento.



CAJA DERIVADORA



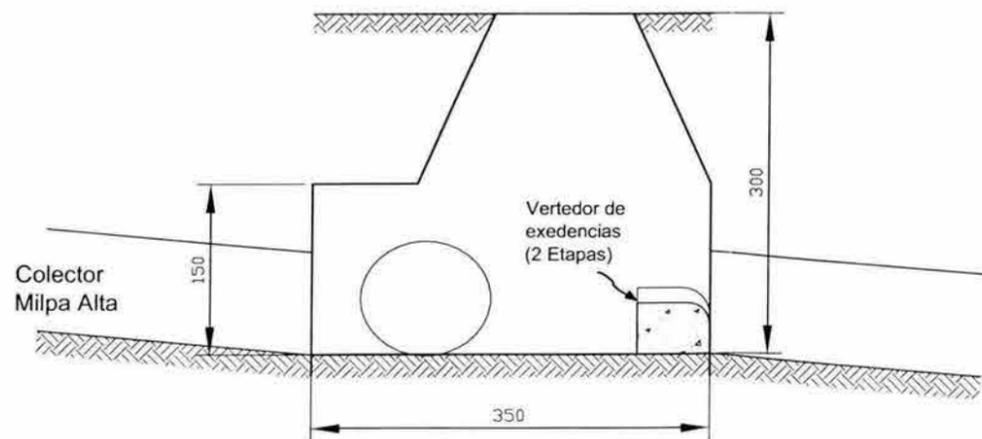
CORTE B-B?



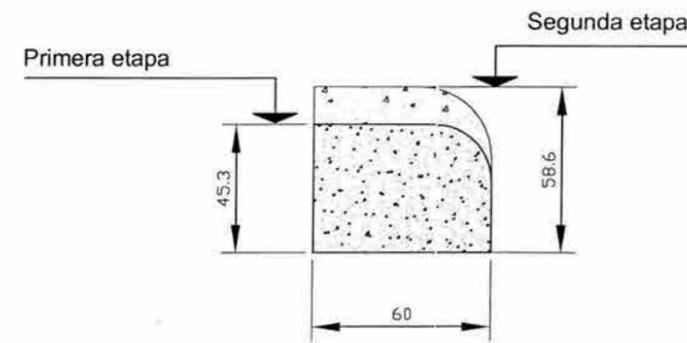
**DATOS DE CAJA DERIVADORA**

GASTOS DE PROYECTO	Módulo	CAPACIDAD INSTALADA	
		Primera Etapa	Segunda Etapa
Q <sub>máx. ext.</sub>	l/s	146.48	439.43
Altura del vertedor "y"	cm	45.3	58.6

**SIMBOLOGÍA**  
 NTN.- Nivel de terreno natural



CORTE A-A?



VERTEDOR DE EXEDENCIAS



FACULTAD DE INGENIERÍA  
 División de Ingeniería Civil,  
 Topográfica y Geodesta

ANTEPROYECTO PARA EL TRATAMIENTO Y REÚSO DEL AGUA RESIDUAL,  
 GENERADA AL ORIENTE DE LA DELEGACIÓN MILPA ALTA, D.F.

**CAJA DERIVADORA**

Jorge Robles López

ESCALA: S/E	ACOTACIONES: CENTIMETROS	FECHA: 2003	PLANO 3
----------------	-----------------------------	----------------	------------

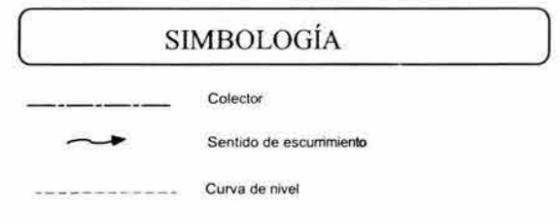


SEMBRADO DE UNIDADES DE TRATAMIENTO



### DATOS DEL ANTEPROYECTO

GASTOS DE PROYECTO	Módulo	CAPACIDAD INSTALADA		APORTACIONES		
		Primera Etapa	Segunda Etapa	2003	2011	2023
Q <sub>med</sub>	45	90	135	67.6	92.9	130.6
Q <sub>min</sub>	22.5	45	67.5	33.8	46.5	65.3
Q <sub>máx. inst</sub>	97.65	195.3	292.95	104.2	135.9	283.3
Q <sub>máx. ext.</sub>	146.48	292.95	439.43	156.3	203.8	425




FACULTAD DE INGENIERÍA  
División de Ingeniería Civil,  
Topográfica y Geodesta

ANTEPROYECTO PARA EL TRATAMIENTO Y REÚSO DEL AGUA RESIDUAL,  
GENERADA AL ORIENTE DE LA DELEGACIÓN MILPA ALTA, D.F.

**DISTRIBUCIÓN DE UNIDADES DE TRATAMIENTO**

Jorge Robles López

ESCALA: S/E	ACOTACIONES: METROS	FECHA: 2003	PLANO 4
----------------	------------------------	----------------	------------

SP 1, SP 2, SP 3  
Sedimentador primario  
de forma circular

Diametro: 11.0 m.  
Profundidad: 2.5 m.  
Cantidad:  
2 unidades (primera etapa)  
1 unidad (segunda etapa)

TA 1, TA 2, TA 3  
Tanque de aireación

Ancho: 14.0 m  
Largo: 28.0 m  
Profundidad: 3.5 m  
Cantidad:  
2 unidades (primera etapa)  
1 unidad (segunda etapa)

SS 1, SS 2, SS 3  
Sedimentador Secundario  
de forma circular

Diametro: 15.5 m.  
Profundidad: 3.0 m.  
Cantidad:  
2 unidades (primera etapa)  
1 unidad (segunda etapa)

TD 1, TD 2, TD 3  
Tanque digestor de lodos

Ancho: -  
Largo: -  
Profundidad: -  
Cantidad:  
2 unidades (primera etapa)  
1 unidad (segunda etapa)

TE 1, TE 2, TE 3  
Tanque espesador de lodos

Diametro: -  
Profundidad: -  
Bordo libre: -  
Cantidad:  
2 unidades (primera etapa)  
1 unidad (segunda etapa)

CDS  
Canal desarenador

Ancho: 0.8 m.  
Profundidad: 1 m.  
Cantidad: 3 unidades  
desarenadoras

CP  
Canal Parshall

Gasto: 12.1 a 937 lps  
Ancho: 0.8 m.  
Cantidad: 1 unidad

EMISOR  
Tipo: Gravedad  
Diametro: 0.91 m

CACC  
Canal de acceso

Ancho: 1 m.  
Profundidad: 1 m.  
Cantidad: 1 unidad  
Con rejilla

CB  
Cárcamo de Bombeo

Diametro: 7 m  
H= 6.5 m  
Cantidad: 1 unidad

CGC  
Cilindro de Gas Cloro

Capacidad: 908 kg. (2000lb)  
Cantidad:  
PRIMERA ETAPA 2 Tanques en operación,  
2 Tanques de reserva  
SEGUNDA ETAPA 3 Tanques en operación  
3 Tanques de reserva

A ZONA  
DE  
RIEGO

DC  
Dosificador de Cloro

TD  
Tanque de distribución

TCC  
Tanque de contacto de cloro

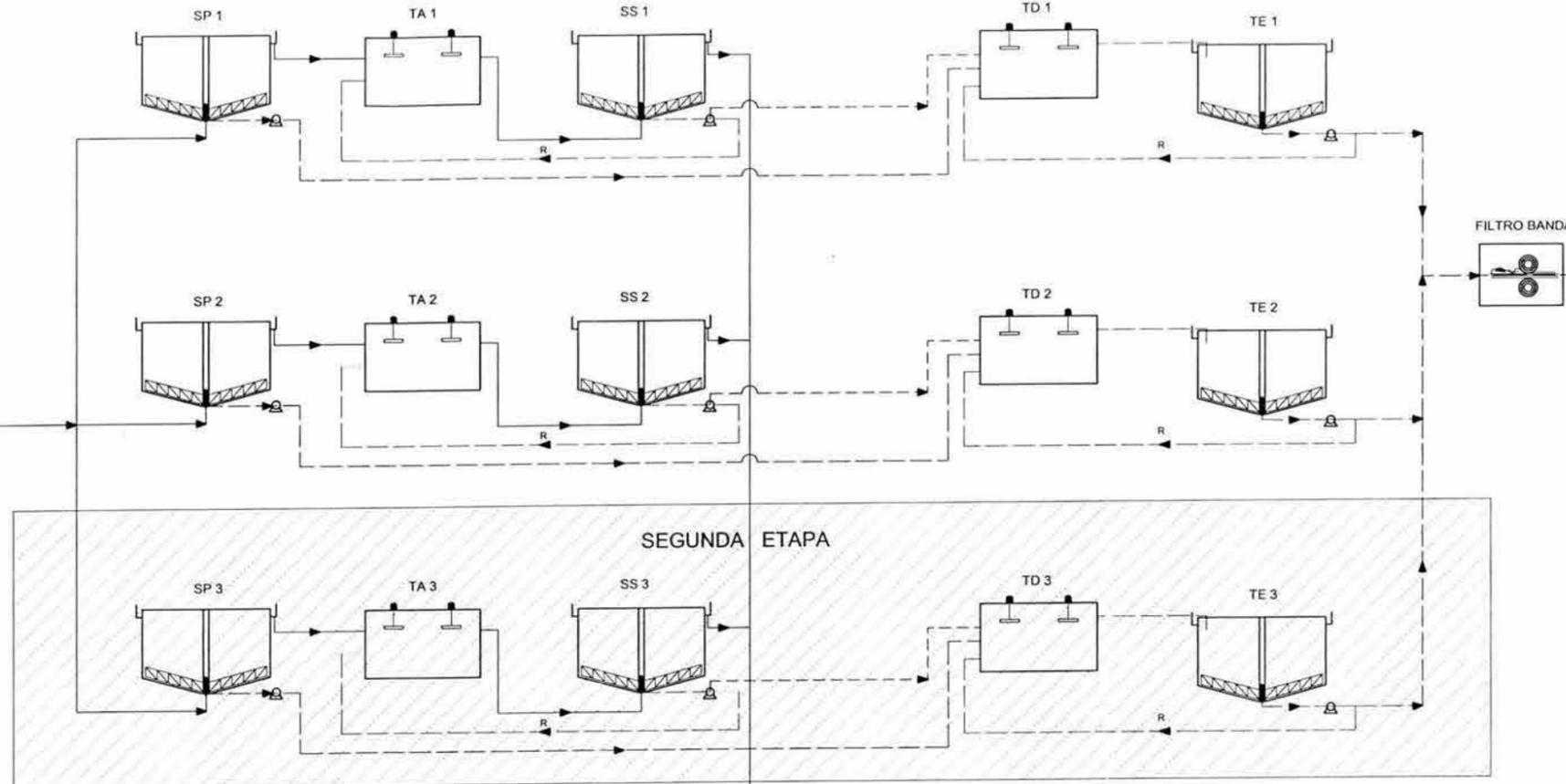
Ancho: 6.0 m  
Largo: 18.0 m  
Profundidad: 2 m  
Cantidad: 1 unidad

F  
Filtro

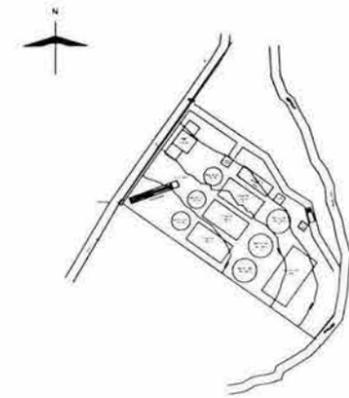
Dirección de flujo: Descendente  
Medio filtrante: Arena  
Fuerza impulsora: A gravedad  
Tasa de filtración: Rápida

Batería  
Área: 7.2m X 3.6 m  
Cantidad:  
2 Baterías (primera etapa)  
1 Batería (segunda etapa)

A RELLENO  
SANITARIO



## LOCALIZACIÓN



## DATOS DEL ANTEPROYECTO

GASTOS DE PROYECTO	Módulo	CAPACIDAD INSTALADA		APORTACIONES		
		Primera Etapa	Segunda Etapa	2003	2011	2023
Q <sub>med</sub>	45	90	135	67.6	92.9	130.6
Q <sub>min</sub>	22.5	45	67.5	33.8	46.5	65.3
Q <sub>máx. inst</sub>	97.65	195.3	292.95	104.2	135.9	283.3
Q <sub>máx. ext.</sub>	146.48	292.95	439.43	156.3	203.8	425

## SIMBOLOGÍA

- Flujo de agua en Tratamiento
- Flujo de lodos
- Sentido de flujos
- Recirculación



FACULTAD DE INGENIERÍA

División de Ingeniería Civil,  
Topográfica y Geodesta

ANTEPROYECTO PARA EL TRATAMIENTO Y REÚSO DEL AGUA RESIDUAL,  
GENERADA AL ORIENTE DE LA DELEGACIÓN MILPA ALTA, D.F.

## ESQUEMA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Jorge Robles López

ESCALA:	ACOTACIONES	FECHA: 2003	PLANO 5
---------	-------------	----------------	------------

**PRETRATAMIENTO**

CACC: Canal de acceso  
 Ancho: 1 m.  
 Profundidad: 1 m.  
 Cantidad: 1 unidad

Rejilla  
 Largo: 1.77 m  
 Ancho: 1 m  
 No. de barras: 20 de 12.7 mm ( 1/2")  
 Espacios centrales: 19 de 38.1mm (1 1/2")  
 Espacios laterales: 2 de 8.29 mm

CP: Canal Parshall  
 Ancho: 0.8 m.  
 Cantidad: 1 unidad

CDS: Canal desarenador  
 Ancho: 0.8 m.  
 Profundidad: 1 m.  
 Cantidad: 3 unidades

VP: Vertedor proporcional  
 Ancho: 0.8 m.  
 Profundidad: 1 m.  
 Cantidad: 3 unidades

SP 1, SP 2, SP 3  
 Sedimentador primario  
 de forma circular

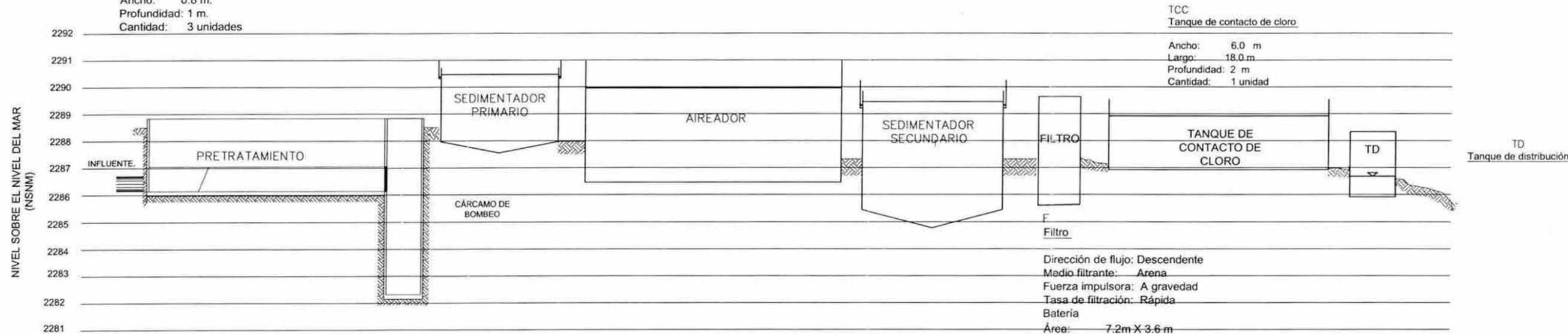
Diametro: 11.0 m.  
 Profundidad: 2.5 m.  
 Cantidad:  
 2 unidades (primera etapa)  
 1 unidad (segunda etapa)

TA 1, TA 2, TA 3  
 Tanque de aireación

Ancho: 14.0 m  
 Largo: 28.0 m  
 Profundidad: 3.5 m  
 Cantidad:  
 2 unidades (primera etapa)  
 1 unidad (segunda etapa)

SS 1, SS 2, SS 3  
 Sedimentador Secundario  
 de forma circular

Diametro: 15.5 m.  
 Profundidad: 3.0 m.  
 Cantidad:  
 2 unidades (primera etapa)  
 1 unidad (segunda etapa)



TCC  
 Tanque de contacto de cloro  
 Ancho: 6.0 m  
 Largo: 18.0 m  
 Profundidad: 2 m  
 Cantidad: 1 unidad

Dirección de flujo: Descendente  
 Medio filtrante: Arena  
 Fuerza impulsora: A gravedad  
 Tasa de filtración: Rápida  
 Bateria  
 Área: 7.2m X 3.6 m  
 Cantidad:  
 2 Baterias (primera etapa)  
 1 Bateria (segunda etapa)

CB  
 Cárcamo de Bombeo  
 Diámetro: 7 m  
 H= 6.5 m  
 Cantidad: 1 unidad



FACULTAD DE INGENIERÍA  
 División de Ingeniería Civil,  
 Topográfica y Geodesta

ANTEPROYECTO PARA EL TRATAMIENTO Y REÚSO DEL AGUA RESIDUAL,  
 GENERADA AL ORIENTE DE LA DELEGACIÓN MILPA ALTA, D.F.

**PERFIL HIDRÁULICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO**

Jorge Robles López

ESCALA: S/E	ACOTACIONES:	FECHA: 2003	PLANO 6
----------------	--------------	----------------	------------

### 4.3 Sistema de riego localizado

#### 4.3.1 Métodos de riego

El riego se define como un medio de aplicar agua artificialmente a los cultivos para complementar el agua de lluvia, sin embargo el estudio de los parámetros que intervienen en el riego y relaciones entre suelo, planta y agua condujeron a la redefinición como un “medio artificial de aplicar agua a la zona radicular de los cultivos de forma que ésta pudiera ser utilizada al máximo.”<sup>1</sup>

Los métodos de riego se han desarrollado en el devenir histórico, y han aparecido en función de las necesidades así como el desarrollo tecnológico, teniendo presente los principios agronómicos e hidráulicos.

Los métodos de riego los podemos clasificar en cuatro tipos fundamentales: superficial, aéreo, subterráneo y mixto (figura 4.6); cada uno de los cuales tiene su campo de aplicación en el que presenta sus ventajas así como sus inconvenientes principalmente en la relación suelo-agua –planta sin olvidar los factores ambientales y económicos.

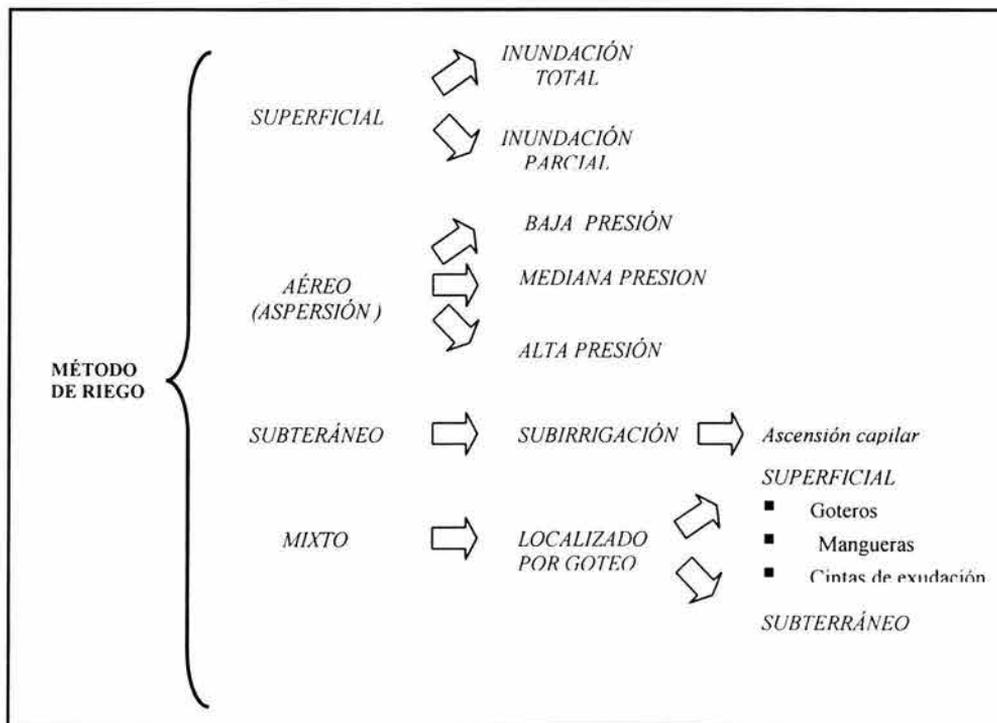


Figura 4.6 Métodos de riego

<sup>1</sup>Medina San Juan J. A. , Riego por goteo, p. 13

El riego superficial puede subdividirse en inundación total o parcial y las características del sistema es que requiere gran cantidad de agua por las pérdidas por evaporación ya que al inundarse la zona de riego existe una gran superficie de lámina de agua expuesta al sol, lo que aumenta éste fenómeno, este sistema trabaja hidráulicamente a superficie libre es decir como canal. Las inversiones iniciales son altas, sin embargo los costos de operación y mantenimiento son muy bajos.

El riego aéreo también conocido como riego por aspersión, consiste en imitar el riego de la lluvia con emisores principalmente aspersores, las peculiaridades de este sistema es que necesita un volumen medio de agua, menor al riego superficial; El sistema de conducción y distribución trabaja a presión; éstas oscilan entre 20 a 70 metros de columna de agua (mca) en los emisores para su funcionamiento, un factor que influye al atomizar el agua por el aspersor es la velocidad del viento. Este tipo de sistemas requieren una inversión inicial alta, y los costos de operación y mantenimiento son muy altos principalmente por los requerimientos de energía eléctrica para los equipos de bombeo por las cargas requeridas.

El riego subterráneo es denominado subirrigación y tiene el principio del ascenso capilar.

El riego mixto comprende el riego por goteo, éste puede ser superficial o subterráneo; el volumen de agua requerido es el mínimo, ya que al ser localizado el riego en la zona radicular del cultivo disminuyen enormemente las pérdidas por evaporación, las presiones de operación de los sistemas de riego por goteo requieren presiones en los emisores entre 2 a 10 metros de columna de agua (mca.); una singularidad de este sistema es la fertilización puede hacerse a través del mismo denominado fertirrigación. Las inversiones iniciales para la implementación son muy altas, sin embargo los costos de operación y mantenimiento son bajos debido al poco caudal y carga necesaria para el sistema y por ende poco consumo de energía eléctrica.

### 4.3.2 Generalidades para el desarrollo de un sistema de riego

En el diseño de cualquier sistema de riego es necesario conocer diversas características para un adecuada proyección del sistema, dentro de estas características encontramos:

- ✓ *Topografía*, ésta permite conocer la localización y la superficie de terreno a tecnificar, las curvas de nivel, el relieve del suelo así como la altura sobre el nivel del mar. Es indispensable para el planteamiento geométrico o sembrado de la red de riego.
- ✓ *Edafología*, de la zona a implementar el riego proporciona información sobre el tipo de suelo, textura; la estratificación es importante para conocer la permeabilidad, así como los nutrientes presentes en el suelo.
- ✓ *Cultivo*, su elección se desprende de la gama de cultivos recomendados, proporcionada por las características edafológicas, topográficas así como la adaptabilidad al clima y rentabilidad del cultivo.
- ✓ *Determinación del Método de riego*, la selección del sistema de riego considera aspectos sociales, económicos, topográficos, edafológicos o agrológicos y agronómicos, como se muestra en la figura 4.7.
- ✓ *Diseño*. Una vez considerados los aspectos anteriores se realiza el diseño propiamente dicho tanto en el sentido agronómico como en el sentido hidráulico. El diseño agronómico determina las necesidades totales punta de agua para el o los cultivos así como su dosis, frecuencia y tiempo de riego función del emisor elegido. Posteriormente se procede al diseño hidráulico, en el que se definen diámetros de las líneas regantes, secundarias, etc.

✓ Operación. Finalmente se dan las directrices de operación en función del diseño y así garantizar el buen *funcionamiento del sistema*.

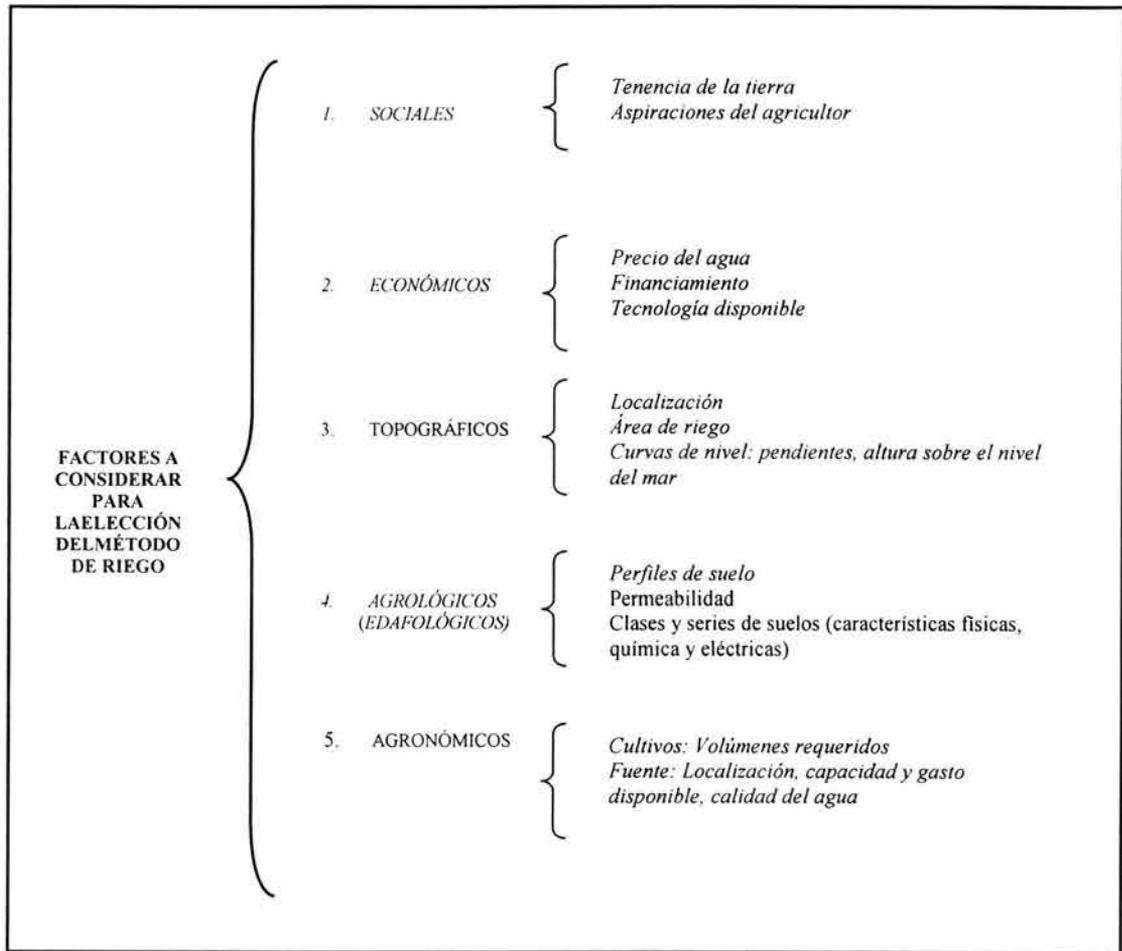


Figura 4.7 Criterios para selecciona el sistema de riego

#### 4.4.3 Planteamiento geométrico de las unidades y subunidades de riego

A partir del plano topográfico de INEGI, Escala 1:50,000 se obtiene una superficie de 86.25 ha. (fig. 4.1) en la planicie agrícola; Tecómitl cuenta con 67.5 ha. así como 18.75 ha. contiguas pertenecientes a Tetelco delegación de Tlahúac ambas conforman la zona de riego (actualmente de temporal), localizadas a una altura de 2250 msnm y con un desnivel máximo aproximado en la planicie de 50 cm.; para el presente planteamiento se considera una superficie horizontal como se muestra en el plano 7.



*Figura 4.8 Terrenos de temporal que conforman la zona de Riego*

Las características físicas del suelo suponen un suelo limo arcilloso, con textura media y un grado de estratificación homogéneo. Las características químicas y eléctricas (conductividad eléctrica) no se consideran en el presente trabajo.

#### 4.3.4 Cultivos a implementar.

Se proponen cultivos que se presentan en la tabla 4.9, atendiendo aspectos como:

- ✓ Adaptabilidad al clima
- ✓ Alta rentabilidad y rendimiento.
- ✓ Rotación para un óptimo aprovechamiento de los nutrientes del suelo
- ✓ Experiencia y preferencia de los agricultores
- ✓ Fenología

Los cultivos de cebolla y ajo son idóneos para el subciclo octubre-enero, especialmente su desarrollo en invierno teniendo poco impacto por heladas que pudieran presentarse en la zona y por ende afectar el rendimiento, se considera cultivar 40 ha. para cada uno de estos cultivos.

En tanto en los subciclos febrero-mayo y junio-septiembre se proponen hortalizas; Brócoli, Coliflor, Chile y Espinacas con 20 ha, cada uno de estos cultivos de hortalizas.

Se tiene presente el cultivo de alfalfa con 6.25 ha., este forraje es perenne con 3 cortes anuales y un alto rendimiento.

Tabla 4.9 VOLUMEN DE AGUA REQUERIDO PARA LOS CULTIVOS PROPUESTOS

Sub-Ciclo		Lamina de riego <sup>(1)</sup> [cm]	Lamina de riego Bruta <sup>(1)</sup> [cm]	% de Superficie Cultivada [Ha]	Superficie Cultivada [Ha]	%superficie regada o humedecida	Volumen Requerido [m <sup>3</sup> ]
Octubre-Enero	Ajo	52	92.44	50%	40.00	40%	147911.11
	Cebolla	45	80.00	50%	40.00	40%	128000.00
Febrero - Mayo	Brocoli	25.32	45.01	25%	20.00	40%	36010.67
	Coliflor	26.38	46.90	25%	20.00	40%	37518.22
	Chile	29.51	52.46	25%	20.00	40%	41969.78
	Espinacas	20.9	37.16	25%	20.00	40%	29724.44
Junio- Septiembre	Brocoli	25.32	45.01	25%	20.00	40%	36010.67
	Coliflor	26.38	46.90	25%	20.00	40%	37518.22
	Chile	29.51	52.46	25%	20.00	40%	41969.78
	Espinacas	20.9	37.16	25%	20.00	40%	29724.44
Perenne	Alfalfa	56.53	100.50	100%	6.25	40%	25124.44

Volumen Total Anual 591,481.78

El volumen requerido de agua en forma global se determina partiendo de sus laminas netas de riego, afectadas por las eficiencias de conducción y parcelaria ambas del 75%, esta última considera fenómenos como la evapotranspiración y filtración. Una vez determinada la lamina bruta se considera el área cultivada para obtener el volumen requerido por cultivo, afectando éste por un porcentaje promedio de área humedecida del 40% que se presenta en el riego localizado. Para toda la zona de riego tenemos un volumen anual de 0.59 hm<sup>3</sup> (Tabla 4.9)

#### 4.3.5 Selección del método de riego.

La determinación del tipo de riego considera el gasto disponible, la calidad del agua, además factores sociales; como tenencia de la tierra, aspiraciones del agricultor; aspectos económicos como el precio del agua, el financiamiento y la tecnología disponible; condiciones topográficas; agrológicas y agronómicas como se observa en la figura 4.7.

El gasto disponible en el año 2003, es el caudal medio generado en la planta de tratamiento de 67.6 l/s, cuyo incremento será paulatino hasta el periodo de diseño donde se tendrán 130.6 l/s (capítulo 3); considerando un valor índice de gasto por hectárea para riego tecnificado de 1 l/s/ha se puede pronosticar que este gasto cubre 67.6 ha. de 86.25 ha. cultivables.

En cuanto a la calidad el efluente de la planta de tratamiento cumple y debe cumplir siempre con las condiciones particulares de descarga para el reuso agrícola, sin embargo la NOM-EM-034-FITO-2000 restringe el contacto del agua con las hojas o partes comestibles de los cultivos (4.2.1).

Los dos factores anteriores son determinantes para la selección del tipo de riego, conduciendo a la selección del riego por goteo. así como el gasto disponible mencionado.

Aspectos como precio del agua y financiamiento no se consideran, éstos se desprenden del desarrollo del proyecto y detallan en el capítulo 5.



*Figura 4.9. Parcela con riego por goteo*

#### 4.3.6 Elementos del sistema de riego por goteo

Un sistema de riego por goteo consta, en esencia, de los siguientes elementos

- Cabezal de riego
- Tuberías que conducen el agua desde el cabezal hasta las proximidades de la planta
- Emisores (goteros, cintas de exudación, mangueras)
- Accesorios.
- Dispositivos de regulación
- Dispositivos de control

El cabezal de riego es el conjunto de elementos que permiten el tratamiento físico del agua de riego, su filtrado y medición, el control de la presión y la aplicación de fertilizantes; junto con el emisor es la parte mas importante del sistema, ya de su calidad dependerá el buen funcionamiento. Para el proyecto se omite el cabezal por quedar cubierta la filtración en la planta de tratamiento, que debe cubrir las exigencias de los emisores en relación con los sólidos suspendidos para evitar la obstrucción de los mismos. En tanto el equipo de fertirrigación no es considerado.

Las red de tuberías se denominan primarias, secundarias, etc., según su orden:

Lateral: Es la tubería de último orden, en las que se conectan los emisores de riego. En el caso de mangueras o cintas extendidas éstas son los propios laterales.

Terciaria: es la tubería que alimenta directamente a los laterales. Generalmente al principio de cada terciaria se coloca un regulador de presión ( automático ó válvula de compuerta o bola) seguida de un manómetro. A la superficie dominada por un regulador de presión se denomina *subunidad de riego*.

Al conjunto de subunidades de riego que riegan simultáneamente desde un mismo punto se denomina *unidad de riego* (generalmente al principio de una línea secundaria), en tanto al conjunto de unidades de riego que riegan simultáneamente desde un mismo cabezal de riego se denomina unidad operacional de riego.

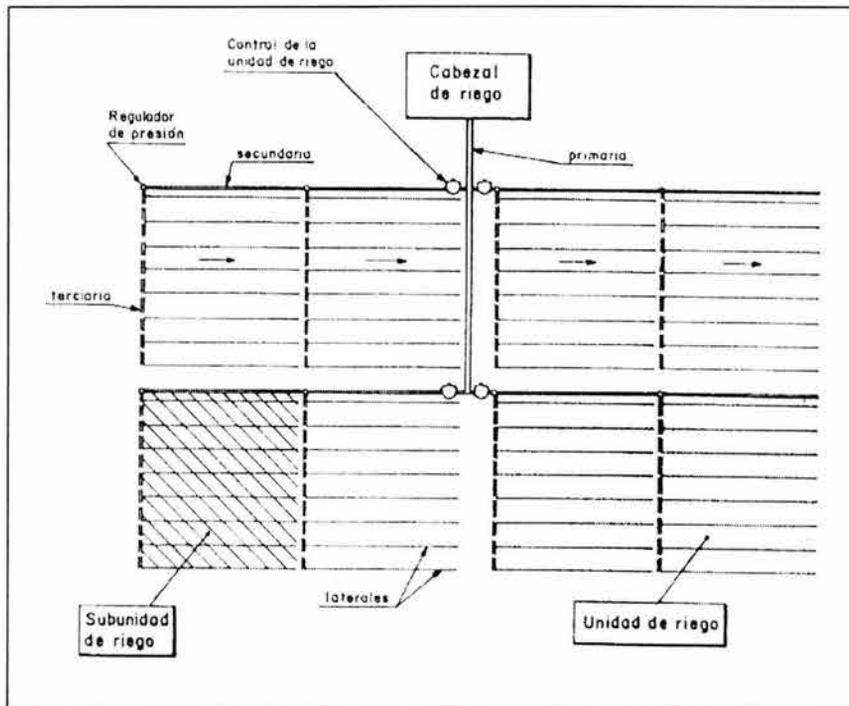


Figura 4.8 Esquema de una instalación de riego localizado de alta frecuencia (RLAF)

### 4.3.7 Diseño agronómico

Para el diseño del sistema de riego se parte determinando las necesidades de agua de punta de los cultivos, así como la determinación de la dosis, frecuencia y tiempo de riego (Diseño agronómico) y seleccionando el tipo de emisor para posteriormente pasar al diseño hidráulico de las subunidades y unidades de riego.

El conocimiento de las necesidades totales de agua (NT), parte de las necesidades netas del cultivo (Nn) afectada por la eficiencia de aplicación (Ea), el coeficiente de uniformidad (CU) y las necesidades de lavado (R) y éste a su vez de la evapotranspiración (ETo) y diversos coeficientes de desarrollo y localización, así como coeficientes de corrección por condiciones locales como la climática, y variación por advección como puede observarse en la siguiente figura.

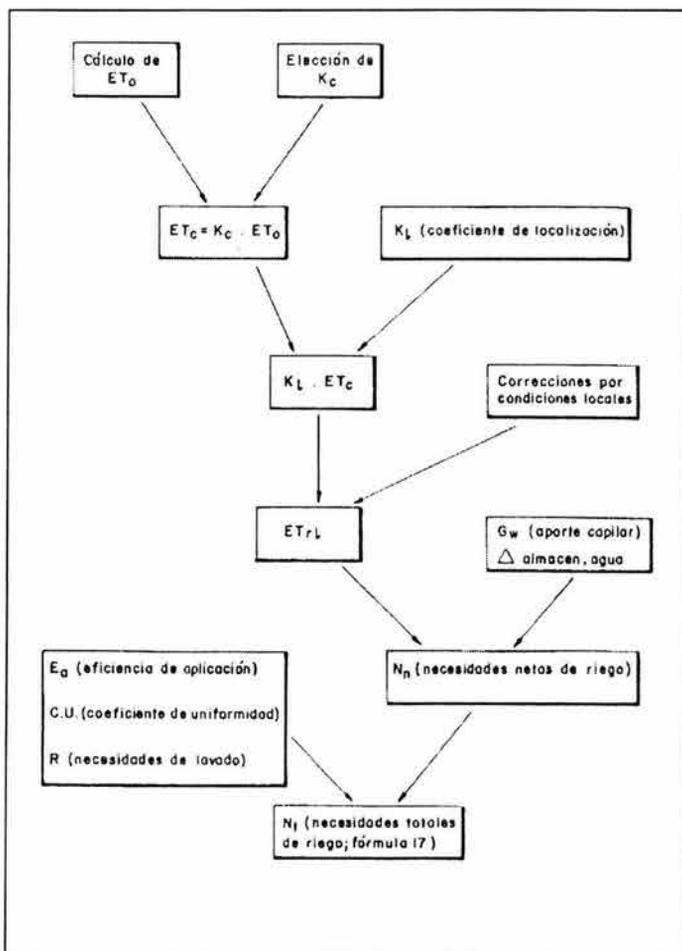


Figura 4.9 Esquema del cálculo de las necesidades punta de agua en riegos localizados

Evapotranspiración del cultivo (ETc)

Se considera la evapotranspiración potencial ETo del brócoli como para todos los cultivos propuestos ETo= 5.80 mm/día, con un coeficiente del cultivo recomendado de 0.55 por tanto:

$$ETc = Kc \cdot ETo$$

$$ETc = 0.55 \cdot (5.8)$$

$$ETc = 3.19 \text{ mm/día}$$

*Efecto de localización:*

Se debe tener presente el marco de plantación del cultivo ( $A_{MP}$ ), así como la superficie de influencia de las raíces del cultivo, ésta se toma como la superficie que proyecta la sombra del follaje de la misma estando el sol en el cenit, teniendo ésta superficie y el área del marco de plantación se determina la porción de área en la que debe influir el riego.

Marco de plantación (MP)	Largo	0.3	m
	Ancho	0.3	m
Diam. proy. de cubierta vegetal ( $D_{PCV}$ )		0.2	m

La fracción del área sombreada es:

$$A = A_{CV} / A_{MP}$$

Por tanto  $A = 0.35$

El coeficiente de localización se KI se calcula según las siguientes fórmulas:

- |             |                       |
|-------------|-----------------------|
| 1. Aljiburi | $KI = 1.34 A$         |
| 2. Decroix  | $KI = 0.1 + A$        |
| 3. Hoare    | $KI = A + 0.5 (1-A)$  |
| 4. Keller   | $KI = A + 0.15 (1-A)$ |

Se eliminan los extremos y se hace un promedio de los intermedios por tanto  $KI = 0.448$ .

$$KI \cdot ETc = 0.448 \times 3.19 \text{ mm/día} = 1.429 \text{ mm/día}$$

Los coeficientes por condiciones locales

Coeficiente de variación climática: 1.15 sugerida por el criterio de Abreu (ref. 26)

Coeficiente por advección: función del tamaño de la superficie del terreno donde ha de implementarse el riego, se obtiene de la figura 6.3, referencia 25. Para una superficie de 86.25 [ha]

Este valor es de 0.8

$$E_{Trl} = 0.8 * 1.15 * 1.429 = 1.314 \text{ mm/día}$$

Necesidades netas:  $N_n$

No se considera ningún aporte capilar, ni lluvia efectiva, ni variación en el almacenamiento de agua;

$$N_n = E_{Trl} = 1.314 \text{ mm/día}$$

Necesidades totales:  $N_t$

Se calculan según la expresión siguiente;

$$N_t = \frac{N_n}{(1 - K) \cdot CU} \text{ [mm/día]}$$

Donde:

$$K = 1 - E_a \text{ ó}$$

$K = LR$ , Coeficiente de necesidades de lavado, función la conductividad eléctrica del suelo y el agua de riego, datos no disponibles por lo que no se considera.

De ambos valores se considera el mayor.

$E_a$  = Eficiencia de aplicación

Se impone un coeficiente de uniformidad de riego  $CU = 0.8$  y se elige el mayor de los dos valores de  $K$ , y una eficiencia de aplicación  $E_a = 0.9$ . Sustituyendo las necesidades totales son:

$$N_t = \frac{1.314}{(0.9) \cdot 0.8} = 1.83 \text{ [mm/día]}$$

En la siguiente tabla se muestra la síntesis de cálculo de las necesidades netas de agua y los factores considerados.

Tabla 4.10 **CALCULO DE LAS NECESIDADES DE AGUA (DE PUNTA) DE LOS CULTIVOS**

Datos						
Cultivo:	Brócoli			Diam. proy. de cubierta vegetal ( $D_{PCV}$ )	0.2	m
Evapotranspiración ( $ET_o$ )	5.8	[mm/día]		Coefficiente por variación climática	1.15	[ ]
Coefficiente ( $K_c$ )	0.55	[ ]		Coefficiente por advección	0.8	[ ]
Marco de plantación (MP)	Largo	0.3	m	Eficiencia de aplicación ( $E_a$ )	0.9	[ ]
	Ancho	0.3	m	Coefficiente de uniformidad (CU)	0.8	[ ]

$ET_c = ET_o * K_c$ [mm/día]	$A = A_{PCV} / A_{MP}$	Coefficiente de localización $K_l$				$ET_c * K_l$ [mm/día]	$ET_{rl} = C_{vc} * C_{va} * ET_c * K_l$ [mm/día]	Necesidades netas de riego $N_n = ET_{rl}$	Necesidades totales de riego $NT = N_n / (E_a * CU)$ [mm/día]
3.190	0.349	0.468	0.449	0.675	0.447	2.598	2.390	2.390	3.32

Cálculo de la Dosis, frecuencia y tiempo de riego

Tipo de emisor, caudal

En el riego de cultivos de alta densidad, como es el brócoli, chile, coliflor, espinacas, cebolla, ajo, es preferible realizar los cálculos por m<sup>2</sup>, en vez de por planta. El proceso es iterativo y solo se presentara el resultado final de éstas iteraciones.

Se establece un porcentaje mínimo de superficie mojada, que para hortalizas se recomienda P= 70%.

Es en esta parte del donde se debe discernir sobre el tipo de emisor, para el caso de cultivos en línea son recomendables cintas de exudación o mangueras por sus características de proporcionar una franja húmeda, así como sus ventajas económicas.

Se elige la *cinta de Tenso Tape* . Para una presión de trabajo de 3 m.c.a, el caudal medio de este emisor por cada metro de cinta es q<sub>a</sub>=3.0 l/h. Considerando una separación entre líneas SI= 1.25 m (recomendado para hortalizas), cada metro de cinta cubre una superficie de 1.25 m<sup>2</sup>. La intensidad de riego es el intervalo de tiempo entre riegos, es función de la textura del suelo, para el proyecto se considera una textura media, y la intensidad máxima recomendada es de 4 días, aquí se considera I= 2 días

Para un riego diario, el volumen de agua por metro de cinta debe ser:

$$V_e = I * S I * NT \quad [1]$$

$$V_e = 2 X 1.25 X 1.83 = 4.564 \text{ l}$$

El tiempo de riego:

$$t = V_e / q_a \text{ [h]}$$

$$t = 4.564 / 3.0 = 1.52 \text{ [ h ]}$$

### 4.3.8 Diseño hidráulico

Para el diseño de un Riego localizado de alta Frecuencia (RLAF), los cálculos hidráulicos se realizan después del diseño agronómico, basándose además en otras características como emisor elegido, topografía de la finca, etc. Para el desarrollo del diseño hidráulico en este subcapítulo, se hace simultáneamente la explicación de los conceptos teóricos con los cálculos necesarios.

La secuencia general del diseño hidráulico en riegos localizados se muestra en la figura 4.12.

Para determinar la tolerancia de caudales en primer lugar se determina el tipo y número de emisores (e), hecho lo anterior se obtiene del catálogo del fabricante el gasto medio del emisor ( $q_a$ ), así como el coeficiente de variación de fabricación (CV).

Con la tolerancia de caudales obtenemos el gasto mínimo del emisor en toda la subunidad de riego ( $q_{ns}$ ), cumpliendo así su uniformidad definida en el diseño agronómico a partir de la siguiente expresión:

$$CU = \left( 1 - \frac{1.27 \cdot CV}{\sqrt{e}} \right) \cdot \frac{q_{ns}}{q_a}$$

Calculada la tolerancia de caudales y conocida la ecuación del emisor (relación gasto- carga hidráulica), se calcula la tolerancia de presión.

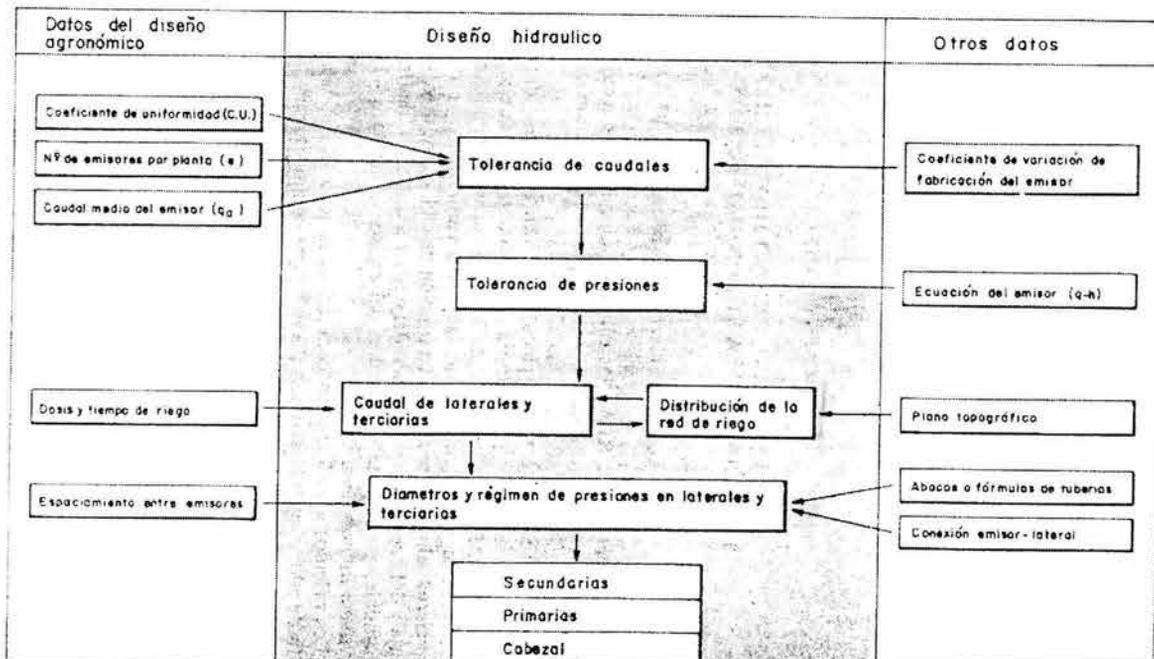


Fig. 4.12 Secuencia de diseño hidráulico de un Riego Localizado de Alta Frecuencia

Los cálculos anteriores son comunes para toda la instalación de riego. A partir de ellos el cálculo se desarrolla independientemente para cada subunidad.

Para el diseño de la subunidad de riego hay que combinar lo que es puro cálculo hidráulico (determinación de caudales, diámetros y presiones de laterales y terciarias) con la distribución en planta de la red. Cualquiera que sea el procedimiento de dibujo de la red de riego, los cálculos hidráulicos consisten en primer lugar en determinar los caudales en laterales y terciarias y a continuación, teniendo en cuenta la tolerancia de presiones, calcular para las mismas tuberías los diámetros y el régimen de presiones. Ésta es la fase más complicada del cálculo hidráulico y con ella se termina el diseño de la subunidad. El resto del diseño (líneas secundarias y primarias y en su caso el cabezal de riego) es más parecido al de cualquier red abierta, con sus peculiaridades para cada sistema de riego.

La figura 4.13 muestra una subunidad, con las presiones ( $H$ ) y caudales ( $q$ ) de los distintos elementos que la componen. Las mayúsculas se reservan para la terciaria y las minúsculas para los laterales.

Los subíndices significan:

$m$ : valor inicial

$a$  : valor medio

$n$ : Valor mínimo en la terciaria o en la lateral

$n_s$ : Valor mínimo en toda la subunidad

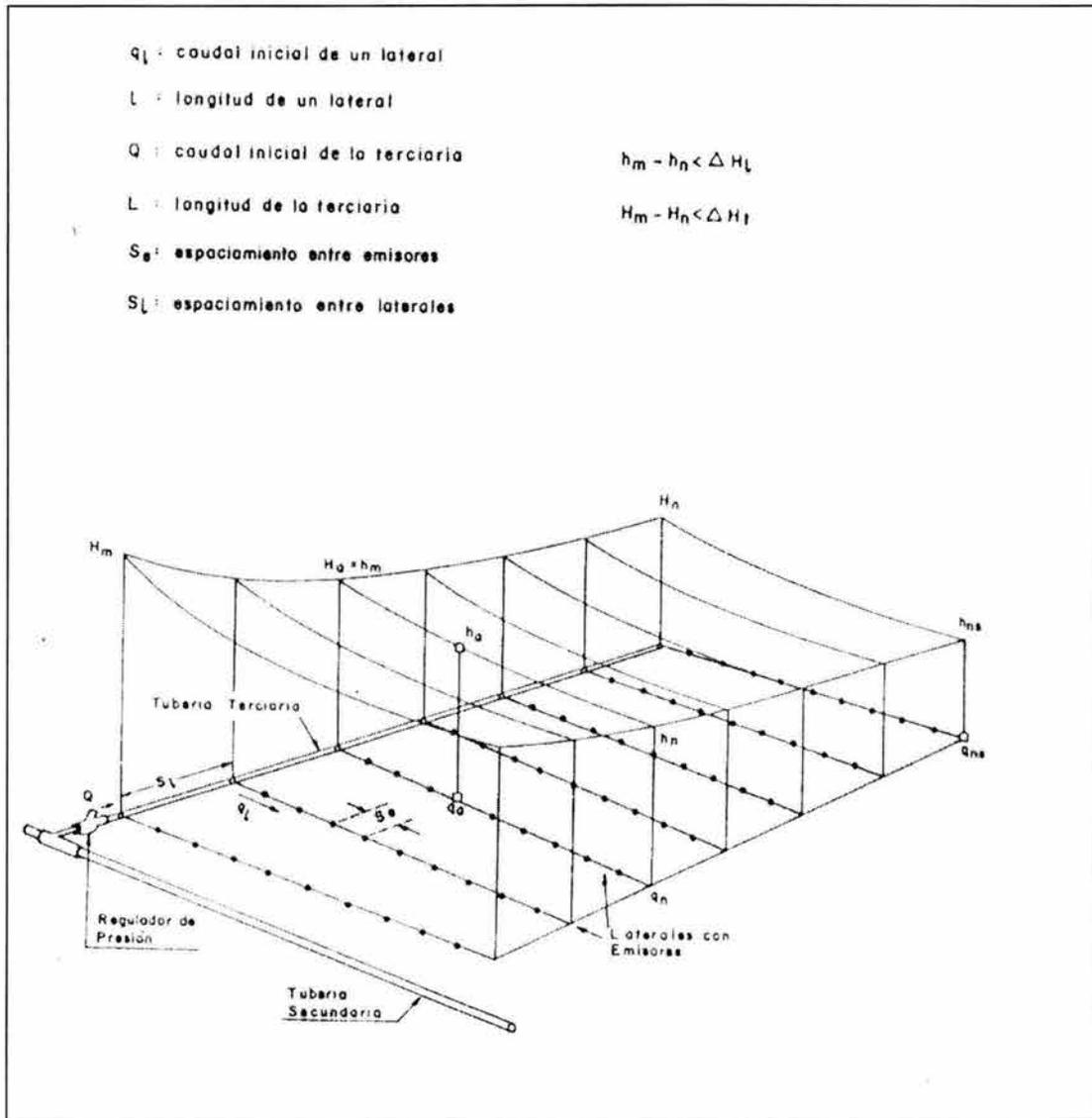


Fig. 4.13 Presiones y caudales en una subunidad de riego

Emisor

De la amplia gama de emisores se elige la manguera o cinta para riego conocida comercialmente como Drip Tape, donde el agua circula por la cinta de goteo (tubería emisora) y a través de un filtro in-interrumpido pasa a una cámara sin discontinuidades dispuesta longitudinalmente. Después recorre un laberinto de flujo turbulento y sale al exterior en forma de gota a través de pequeños orificios. Estos se repiten a intervalos regulares que pueden ser diferentes según el tipo de cultivo. El resultado es una excelente uniformidad en la distribución del agua sobre el terreno.

La clasificación de la cinta Drip Tape es **RD 5 – 06 12 24 – 60**,

- dónde:
- RD 5, diámetro nominal de 5/8 de pulgada ( 1.58 cm)
  - 06, espesor de la pared (0.15 mm)
  - 12, separación entre salidas en pulgadas (30.48 cm)
  - 24, gasto en gal/h, por cada 100 ft a 8 psi.
  - 60, longitud del rollo de cinta 6000 ft (1830 m)



Fig. 4.14 Esquema de la manguera Drip Tape

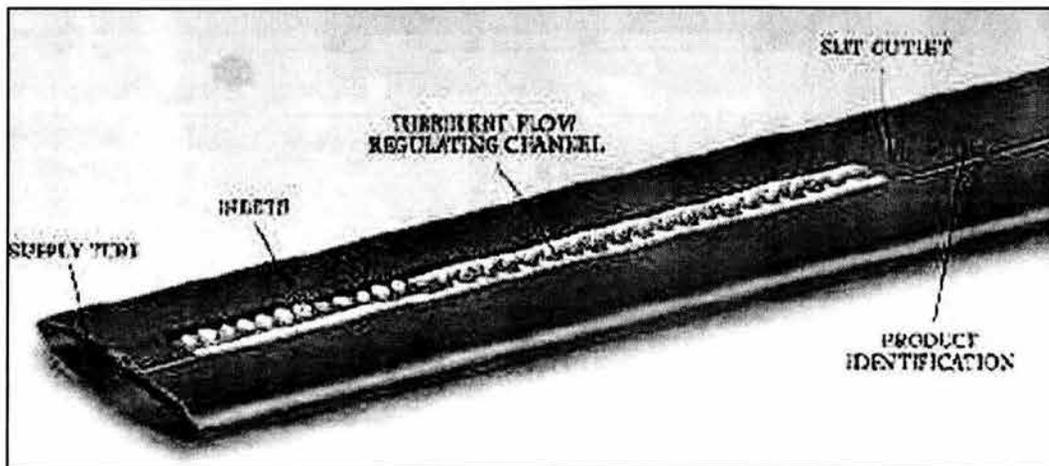


Fig. 4.15. Manguera Drip Tape

Tolerancia de caudales

A partir de la fórmula que relaciona el coeficiente de uniformidad de riego (CU) con los caudales medio ( $q_a$ ) y mínimo ( $q_{ns}$ ) de la subunidad:

$$CU = \left(1 - \frac{1.27 \cdot CV}{e}\right) \cdot \frac{q_{ns}}{q_a}$$

CV = Coeficiente de variación de fabricación del emisor

e= número de emisores que suministran agua (para este caso orificios).

$q_a = 3.0$  l/h (gasto medio para la cinta por cada metro lineal)

CU= 0.8 (Sección anterior 4.3.7)

CV = coeficiente de variación de fabricación

Es importante hacer notar que este tipo de cintas, para los cultivos propuesto presenta orificios (goteros) a cada 30.5 cm, entonces:

$$e \rightarrow \infty \therefore \left(\frac{1.27 \cdot CV}{e}\right) \rightarrow 0$$

Obteniendo el gasto mínimo de la subunidad  $q_{ns}$ :

$$q_{ns} = q_a \cdot CU$$

$$q_{ns} = 3.0 (0.8) = 2.4 \text{ l/h.}$$

Tolerancia de presiones

Conocidos  $q_a$  y  $q_{ns}$ , así como la ecuación del emisor ( $q=K h^x$ ), se calculan las presiones media ( $h_a$ ) y mínima ( $h_{ns}$ )

$$h = \left( \frac{q}{K} \right)^{\frac{1}{x}}$$

$K$  = Coeficiente de descarga = 1.38 (proporcionada por el fabricante)

$X$  = exponente de descarga = 0.541 (para flujo turbulento)

$$h_a = \left( \frac{3.0}{1.38} \right)^{\frac{1}{0.541}} = 4.212 \text{ m}$$

$$h_{ns} = \left( \frac{2.4}{1.38} \right)^{\frac{1}{0.541}} = 2.787 \text{ m}$$

La diferencia de presión en el conjunto de la subunidad,  $\Delta H$ , es proporcional a ( $h_a - h_{ns}$ ):

$$\Delta H = M(h_a - h_{ns})$$

donde:

$M$  = Factor que depende del número de diámetros que se vayan a emplear en una misma tubería, ya sea terciaria o lateral. Keller recomienda (Ref. 25, p. 415)

	M
Diámetro constante.....	4.3
2 diámetros.....	2.7
3 diámetros.....	2.0

$$\Delta H = 4.3 (4.212 - 2.787) = 6.131 \text{ m}$$

La diferencia de presión admisible en la subunidad, que se reparte entre terciarias y laterales:

$$\Delta H = \Delta H_t + \Delta H_l$$

donde:

$\Delta H_t$ = variación de presión admisible en la terciaria

$\Delta H_l$ = variación de presión admisible en la lateral

Es importante señalar que éstas variaciones de presión incluyen no sólo las pérdidas de carga en las tuberías, sino también los desniveles topográficos

En terrenos de poca pendiente se suele hacer:

$$\Delta H_t = \Delta H_l = \Delta H/2$$

Por tanto

$$\Delta H_t = \Delta H_l = 6.131/2 = 3.066 \text{ m}$$

Esta tolerancia es la máxima que debe presentarse entre la diferencia de cargas al inicio de la línea y la mínima. (hm-hn)

Diseño de la subunidad de riego

*Línea lateral*

De el plano topográfico se obtiene una distribución de la red de riego para conformar las subunidades, atendiendo las recomendaciones de hacer la distribución geométrica para la un buen funcionamiento hidráulico (Ref.24). La distribución geométrica de las subunidades queda plasmada en el plano 7, todas las subunidades son de 150 m x 250 m, (3.75 ha), ésta distribución facilita el cálculo.

La longitud de la línea lateral

$$L= 150 \text{ m}$$

Diámetro comercial de la línea regante  $D=15.87 \text{ mm}$

Caudal del lateral

$$q_l = q_a \times L$$

$$q_l = 3.0 \times 150 = 450 \text{ l/h}$$

$$q_l = 0.125 \text{ l/s}$$

Para obtener el gradiente de presión a lo largo de toda la línea, se consideran las pérdidas por fricción, así como las pérdidas locales, éstas consideran dos aspectos:

1. Efectos de conexión emisor – lateral
2. Efecto de la disminución progresiva del caudal.

Las pérdidas por fricción se obtienen empleando la ecuación de Darcy –Weisbach, debido a que es aplicable a cualquier régimen (laminar, transición y turbulento)

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

la pérdida de fricción por cada metro lineal de cinta es:

$$J = \frac{hf}{L} = f \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Determinando el coeficiente de fricción " f " a partir del Número de Reynolds, función a su vez de la viscosidad cinemática del agua (0.000001145 m<sup>2</sup>/s) y la rugosidad relativa.

$$R = \frac{v \cdot D}{\nu} = \frac{0.63 \times 0.0159}{1.145E^{-6}} = 8756$$

El coeficiente de fricción, se obtiene de la ecuación explícita de Swamme –Jane, aplicable para régimen turbulento:

$$f = \frac{0.25}{\left( \log \left( \frac{\varepsilon}{3.71 D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right)^2}$$

$$f = 0.0323$$

$$J = 0.0323 \times \frac{1}{0.0159} \times \frac{0.63^2}{2g} = 0.041$$

Efectos de conexión emisor – lateral

La conexión de un emisor a la tubería lateral ocasiona una pérdida de carga cuyo valor depende de las características de la conexión y el diámetro del lateral. A efectos de calculo, las conexiones se pueden sustituir por una longitud equivalente de tubería, a la que se representa por  $f_e$ . La pérdida de carga unitaria incluido el efecto de las conexiones ( $J'$ ) se obtiene incrementando la pérdida reducida de no haber conexiones ( $J$ ) de acuerdo a:

$$J' = J \cdot \frac{Se + f_e}{Se}$$

El valor de  $f_e$ , depende del tipo de conexión, ver figura la siguiente figura:

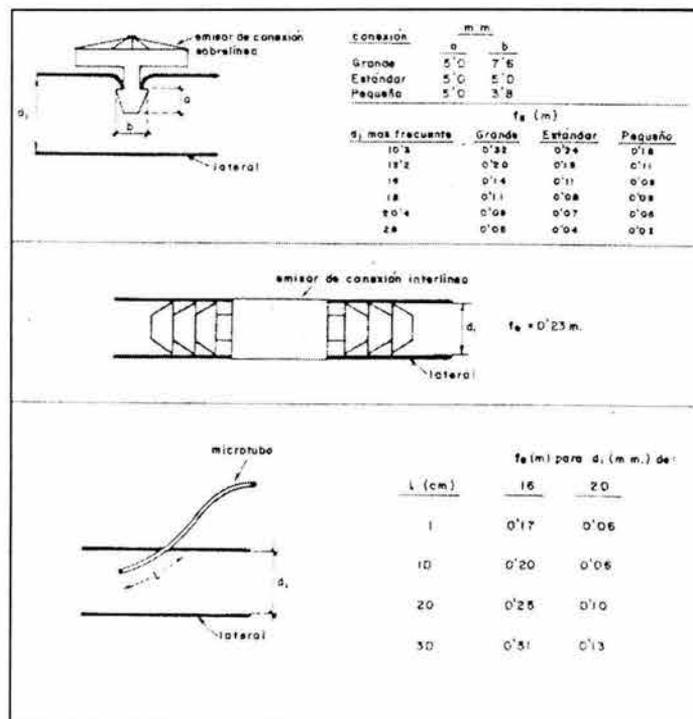


Figura 4.16 Longitud equivalente de la conexión de un emisor

Para la cinta empleada este efecto no se presenta por tanto no se toman en cuenta los efectos de conexión.

Efecto de la disminución progresiva del caudal.

En los laterales de riego el caudal va disminuyendo a lo largo de la tubería a medida que los emisores van extrayendo agua. En consecuencia, la pérdida de carga unitaria ( J ) es asimismo decreciente, de manera que si la pérdida total se calculase según  $H = J \times L$ , siendo J el valor correspondiente al caudal de entrada en la tubería, el valor obtenido de H, sería superior al real. Este hecho se tiene en cuenta introduciendo el coeficiente de Christiansen, que es menor que la unidad.

$$H = F \times J \times L$$

El coeficiente F, es función del número de emisores (n) y del régimen hidráulico ( $\beta$ )

$$F = \frac{1}{1+\beta} + \frac{1}{2n} + \frac{\sqrt{\beta-1}}{6n^2}$$

En RLAF, normalmente  $\beta = 1.75$ .

Algunos elementos de riego, como las cintas de exudación al igual que las mangueras, producen una distribución continua de agua.

$$n \rightarrow \infty \therefore \left( \frac{1}{2n} \right) \rightarrow 0, \quad \frac{\sqrt{\beta-1}}{6n^2} \rightarrow 0$$

En este caso el coeficiente de Christiansen vale:

$$F = \frac{1}{1+\beta}$$

Normalmente  $\beta = 1.75$  por lo tanto  $F = 0.3636$

---

$$h_f = 0.364 \times 0.041 \times 150 = 2.258 \text{ m}$$

Carga al inicio de la línea regante ( $h_m$ ) (ver fórmula en anexos fig. A.4.5), por tanto tenemos:

$$h_m = h_a + 0.733 \cdot h_f + z/2$$

En tanto la carga al final de la línea lateral es:

$$h_n = h_m - h_f = h_a - 0.267 \cdot h_f$$

Considerando una pendiente  $i=0$

Por lo tanto

$$z = L \cdot i$$

$$z = 0$$

Obteniendo la diferencia de presiones entre el inicio de la lateral y la carga mínima

$$h_m - h_n = hf = 2.258 \text{ m}$$

Este resultado significa que la pérdida total por fricción y pérdidas locales es de 2.258 m, valor menor que la variación máxima permitida  $\Delta H_l = 3.066 \text{ m}$ , por tanto es adecuado el diámetro y la longitud del lateral.

LÍNEA TERCIARIA

El procedimiento es similar al del lateral, por tanto

La longitud de la línea terciaria

$$L_t = 250 \text{ m}$$

$$D = 0.1016 \text{ m (4")}$$

Caudal terciaria

$$q_t = q_l \times n_l$$

$q_l$  = caudal del lateral

$n_l$  = número de laterales ( $L_l/S_l$ )

$$q_l = 3.0 \times 150/3600 = 0.125 \text{ l/s}$$

$$q_t = 0.125 \times 200 = 25 \text{ l/s}$$

Determinando el coeficiente de fricción " f " a partir del Número de Reynolds , función a su vez de la viscosidad cinemática del agua ( $0.000001145 \text{ m}^2/\text{s}$ ) y la rugosidad relativa, se obtiene:

$$R = \frac{v \cdot D}{\nu} = \frac{0.86 \times 0.102}{1.145E^{-6}} = 76000$$

El coeficiente de fricción

$$f = \frac{0.25}{\left( \log \left( \frac{\epsilon}{3.71 D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right)^2}$$

$$f = 0.019$$

$$J = 0.019 \cdot \frac{1}{0.102} \cdot \frac{0.86^2}{2g} = 0.0071$$

Efectos de conexión emisor – lateral

No se presentan

Efecto de la disminución progresiva del caudal.

$$\beta = 1.75$$

$$F = \frac{1}{1+1.75} = 0.3636$$

$$H_f = 0.3636 \times 0.0071 \times 250 = 0.637 \text{ m,}$$

Carga al inicio de la línea regante (  $H_m$  ), (anexos fig. A.4.5)

Carga a la entrada de

$$H_m = H_a + 0.733 \cdot H_f + Z/2$$

$$H_n = H_m - H_f = H_a - 0.267 \cdot H_f$$

Considerando:

En el cálculo de terciarias se iguala  $H_a=H_m$

$$H_a=5.867 \text{ m}$$

Considerando una pendiente  $i=0$

Por lo tanto la carga a la entrada de la subunidad de riego es:

$$H_m = 5.867 + 0.733 \cdot (0.637) + 0 = 6.334 \text{ m}$$

Obteniendo la diferencia de presiones entre el inicio de la terciaria y la carga mínima al final.

$$H_m - H_n = H_f = 0.637 \text{ m}$$

$$0.637 \text{ m} \ll \Delta H_t = 3.066 \text{ m}$$

Por lo tanto el diámetro y la longitud de la terciaria es adecuado.

### LÍNEAS PRINCIPALES

La operación de sistema de riego requiere al menos 25 l/s que requiere una subunidad de acuerdo con el diseño y múltiplos de este que no sobrepasen la capacidad generada al momento, en la planta; es decir 50,75,100 l/s para dos, tres y cuatro subunidades respectivamente; las dos primeras se garantizan al inicio de la operación del sistema.

La línea principal esta concebida desde el efluente de la planta de tratamiento hasta las unidades de riego a la intersección de las líneas secundarias, en tanto éstas a la intersección de las líneas secundarias como se observa en el plano 7.

Para el diseño de la línea principal se analizan los gastos de 50 y 75 l/s, en donde se intuye que la Unidad A regirá el diseño, por estar más alejada de la fuente y por tanto presentar mayores pérdidas por fricción.

En los cálculos hidráulicos se determina el diámetro económico en forma iterativa para línea principal y secundaria, considerando las velocidades que se presentan en la tubería que afectan directamente a las pérdidas por fricción, por ser directamente proporcionales; se emplea la fórmula de Darcy-Weisbach. Asimismo se considera la carga o presión requerida a la entrada de la subunidad que de acuerdo al diseño es de  $H_m = 6.334 \text{ m}$  ( $0.63 \text{ kg/cm}^2$ )

Para el cálculo de las pérdidas se determina el coeficiente de fricción con la fórmula de Swamme – Jane, considerando el material de la línea principal de Polietileno de alta densidad (PAD) con rugosidad de 0.0015 mm y una Viscosidad cinemática del agua ( $\nu$ )  $1.145E-06 \text{ m}^2/\text{s}$ .

Se considera una carga hidráulica disponible de 30 metros, las presiones a la entrada de cada subunidad de riego se obtiene con la diferencia de la carga hidráulica disponible menos la perdida total por fricción y pérdidas locales (15% de  $H_f$ ).

El resultado final de los diámetros elegidos para la línea principal con sus respectivas cargas disponibles se muestran la tabla 4.7. Obtenemos el diámetro para la línea principal de 30.48 cm (12 pulgadas), en tanto para los tramos cortos de la líneas secundarias es de 20.32 cm (8 pulgadas).

La carga disponible en la Subunidad más desfavorable presenta 9.78 mca para un gasto de 75 l/s mayor que la carga requerida, por tanto se necesitará de válvulas como reguladoras de presión (reductoras de presión), una al inicio de cada subunidad y así el sistema opere de forma adecuada.

Se desprende del diseño de las líneas, la clase de la tubería, será RD-41 con una presión de trabajo de  $3.7 \text{ kg/cm}^2$ .

Tabla 4.11 CÁLCULO LINEA PRINCIPAL

UNIDAD	Longitud	Q	Diametro		v	Re=v*D/ v	f	Hf	H <sub>loc</sub> =0.15*Hf	H <sub>T</sub>	Σ H <sub>T</sub>	Carga disponible
	[m]		[l/s]	[in]								
Unidad C	2485	50	12	304.8	0.685	1.824E+05	0.0159	3.09	0.46	3.56	6.58	23.42
	300	50	8	203.2	1.542	2.736E+05	0.0147	2.63	0.39	3.03		
	2485	75	12	304.8	1.028	2.736E+05	0.0147	6.44	0.97	7.41	13.74	16.26
	300	75	8	203.2	2.313	4.104E+05	0.0137	5.50	0.83	6.33		
Unidad B	3140	50	12	304.8	0.685	1.824E+05	0.0159	3.91	0.59	4.50	9.03	20.97
	450	50	8	203.2	1.542	2.736E+05	0.0147	3.95	0.59	4.54		
	3140	75	12	304.8	1.028	2.736E+05	0.0147	8.14	1.22	9.37	18.86	11.14
	450	75	8	203.2	2.313	4.104E+05	0.0137	8.25	1.24	9.49		
Unidad A	3950	50	12	304.8	0.685	1.824E+05	0.0159	4.92	0.74	5.66	9.69	20.31
	400	50	8	203.2	1.542	2.736E+05	0.0147	3.51	0.53	4.03		
	3950	75	12	304.8	1.028	2.736E+05	0.0147	10.24	1.54	11.78	20.22	9.78
	400	75	8	203.2	2.313	4.104E+05	0.0137	7.34	1.10	8.44		

#### 4.3.9 Operación del sistema

Para programar la operación del sistema de riego en las 86.25 hectáreas proyectadas, se parte del elemento principal que es la subunidad de riego, debido a que todas las subunidades son de las mismas dimensiones.

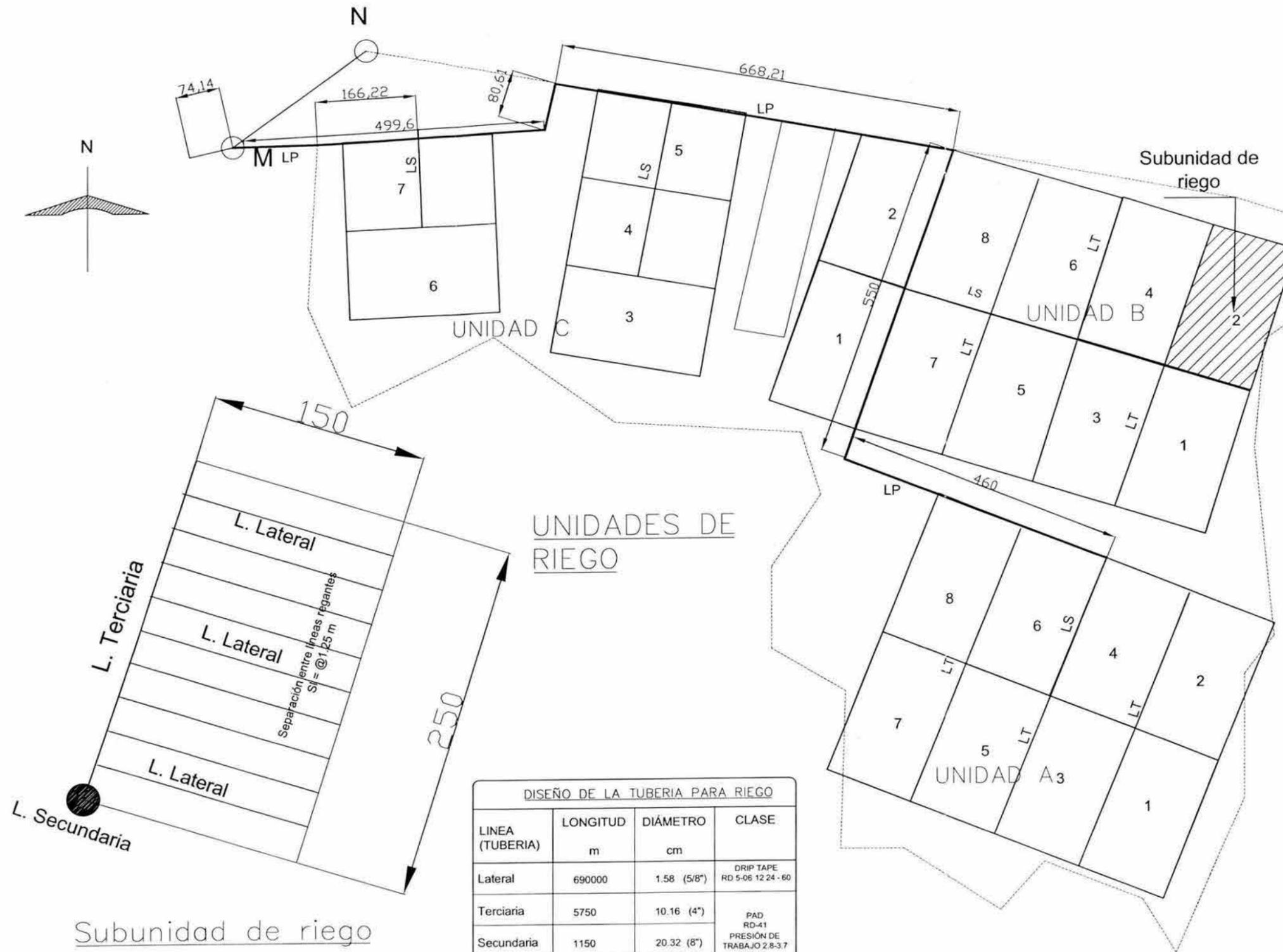
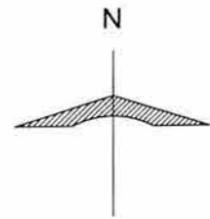
Una subunidad de riego emplea 25 l/s (gasto de línea terciaria ) de agua residual tratada y cubre una superficie de 3.75 hectáreas en un tiempo de 1 hora 36 minutos (1.52 hrs). El intervalo entre riegos es de 2 días de acuerdo al Diseño agronómico (Sec. 4.3.2.3).

Al disponer actualmente un gasto medio en la planta de tratamiento de 67.6 l/s, se plantea emplear 2 subunidades simultáneamente con un gasto de 50 l/s, cubriendo así una superficie de 7.5 hectáreas. Considerando los resultados anteriores, el sistema de riego generalmente operará 2 subunidades diariamente en un lapso de 1 hora 36 minutos, posteriormente cancela su operación e inician otras 2 subunidades, para esta función por tanto se requieren válvulas de seccionamiento de 10.16 cm (4 ").

Es importante señalar que la operación del sistema puede ser en múltiplos de 25 l/s, según el gasto disponible. Para la situación actual de gasto, operando 9 horas diarias efectivas, se cubren perfectamente las 86.25 hectáreas programadas en dos días. La operación del sistema se muestra en la tabla 4.12

En caso de la operación de 3 subunidades cuando el gasto disponible así lo permita, tendrá que re-programarse la operación. Asimismo la operación no considera puntualmente las áreas para cada cultivo propuesto, en este caso tendrán que ajustarse los parámetros por las demandas de agua inherentes a cada cultivo.

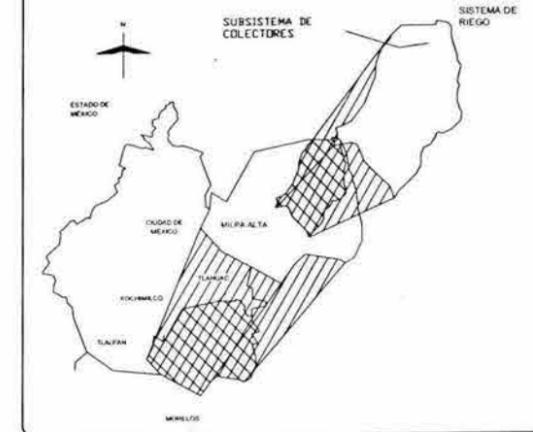
Tabla 4.12 OPERACIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO							
Unidad de riego	Dia	Subunidad	Cultivo	Superficie	Operación		
				[ ha ]	Inicio	Fin	
A	1	1		3.75	06:30	08:00	
		2		3.75			
		3		3.75	8:30	10:00	
		4		3.75			
		5		3.75	10:30	12:00	
		6		3.75			
		7		3.75	12:30	14:00	
		8		3.75			
B	2	1		3.75	14:30	16:00	
		2		3.75			
		3		3.75	16:30	18:00	
		4		3.75			
C		2	5		3.75	06:30	08:00
			6		3.75		
			7		3.75	8:30	10:00
			8		3.75		
	1			3.75	10:30	12:00	
	2			3.75			
	3			3.75	12:30	14:00	
4		3.75					
5		3.75	14:30	16:00			
6		3.75					
		7		3.75	16:30	18:00	



**DISEÑO DE LA TUBERIA PARA RIEGO**

LINEA (TUBERIA)	LONGITUD m	DIÁMETRO cm	CLASE
Lateral	690000	1.58 (5/8")	DRIP TAPE RD 5-06 12 24 - 60
Terciaria	5750	10.16 (4")	PAD RD-41 PRESIÓN DE TRABAJO 2.8-3.7 Kg/cm <sup>2</sup>
Secundaria	1150	20.32 (8")	
Primaria (1)	3950	30.48 (10")	

**LOCALIZACIÓN**



**SIMBOLOGÍA**

- Perímetro de área cultivable
- LP Línea principal
- LS Línea secundaria
- LT Línea terciaria

**NOTAS:**

1.- La longitud de la tubería principal, incluye la distancia de la Planta de Tratamiento a la zona de riego



FACULTAD DE INGENIERÍA  
División de Ingeniería Civil,  
Topográfica y Geodesta

ANTEPROYECTO PARA EL TRATAMIENTO Y REÚSO DEL AGUA RESIDUAL,  
GENERADA AL ORIENTE DE LA DELEGACIÓN MILPA ALTA, D.F.

**PLANTEAMIENTO GEOMÉTRICO Y  
DISEÑO DE LAS UNIDADES Y  
SUBUNIDADES DE RIEGO**

Jorge Robles López

ESCALA: S/E	ACOTACIONES: METROS	FECHA: 2003	PLANO 7
----------------	------------------------	----------------	------------

---

## Capítulo 5

# ESTUDIO ECONÓMICO Y FINANCIERO

El análisis económico y financiero del Anteproyecto para el tratamiento y reúso del agua residual es fundamental, porque permite tomar decisiones para el desarrollo posterior del proyecto. La evaluación económica considera la perspectiva integral (planta de tratamiento, sistema de riego y cultivos producidos); mientras tanto, la situación particular del productor para determinar la viabilidad de emprender la tecnificación de su parcela es proporcionada por la evaluación financiera.

El estudio económico determina los gastos por inversión, operación y mantenimiento, así como los ingresos por venta de los cultivos, para evaluar el proyecto en términos económicos y financieros, considerando además para este último el esquema de financiamiento. Es importante mencionar que este tipo de evaluaciones tienen la característica de temporalidad.

La finalidad del presente capítulo es determinar la viabilidad del anteproyecto propuesto al año 2003, y contar con parámetros iniciativos sobre la oportunidad de su ejecución y de comparación respecto a proyectos alternativos para el productor. El análisis de sensibilidad determina hasta que grado pueden incidir los precios de los cultivos propuestos en la evaluación económica para la realización del proyecto.

**5.1 Costos de inversión**

**5.1.1 Planta de tratamiento**

Los costos de inversión para la planta de tratamiento agrupa los más sustantivos, como los conceptos de terreno y trenes de tratamiento. El valor de terreno para el desarrollo de la planta de en la zona es de \$100.00 /m<sup>2</sup>, la superficie requerida para el sembrado de las unidades es de 1 hectárea, lo que representa un millón de pesos.

Los costos para el tratamiento se obtienen del Manual de agua potable y saneamiento (MAPAS) de la Comisión Nacional del Agua los cuales fueron determinados por el programa CAPDET (Computer Assisted Procedure for the Design of Wasterwater Treatment Facilities ), desarrollada por la EPA y el U.S. Corps of Engineers para el gasto de diseño de 135 l/s, considerando plantas similares en tecnología.

El costo de inversión se determina considerando los 3 módulos proyectados, la inversión inmediata será de 2 módulos más el costo del terreno, adicionando las obras comunes del tercer módulo por concepto de obra civil, lo que representa una inversión inicial de \$20,087,639.94 pesos; en tanto la inversión para la segunda etapa en el año 2011 será de \$6,940,959.98 pesos.

Tabla 5.1. Costos de inversión para la Planta de Tratamiento de Agua Residual

Concepto	Cantidad	P.U	Importe
Terreno	10000.00 m2	\$100.00 /m2	\$ 1,000,000.00

Tratamiento	PROCESO		
		135	135
		Dólares EUA	Pesos Mex.
Primario	Pretratamiento	90,720.00	989,755.20
	Sedimentación primaria	175,281.30	1,912,318.98
Secundario	Tanque de aireación	408,099.60	4,452,366.64
	Sedimentación secundaria	250,712.28	2,735,270.97
	Recirculación de lodos	94,552.38	1,031,566.47
	Sopladores	168,308.28	1,836,243.33
de Lodos	Espesamiento de lodos	107,541.54	1,173,278.20
	Filtros prensa	695,660.40	7,589,654.96
	Filtración	343,144.62	3,743,707.80
	Cloración	51,735.78	564,437.36
<b>TOTAL</b>		<b>2,385,756.18</b>	<b>26,028,599.92</b>

<b>Modulo de Tratamiento de 45 l/s</b>	<b>\$8,676,199.97</b>
<b>Inversión Primera Etapa (2 módulos+ Costo del terreno)</b>	<b>\$ 20,087,639.94</b>
<b>Inversión Segunda Etapa (1 módulo)</b>	<b>\$ 6,940,959.98</b>

### 5.1.2 Sistema de riego

Los costos de inversión más representativos del sistema de riego son por los conceptos de líneas principales y subunidades de riego de acuerdo al desarrollo del anteproyecto, las subunidades se desglosan en líneas terciarias y líneas regantes, la durabilidad de las tuberías laterales obligan a remplazar y por tanto a invertir cada 5 años en las mismas.

Los costos considerados son obtenidos a partir del Catalogo 2003, de la CNA; en tanto las cantidades de obra se determinan a partir del anteproyecto desarrollado en el capítulo 4, mismos que se muestran en el anexo A.5.1 y A.5.2

La inversión inicial para el sistema de riego es de \$2,434,508.56 pesos, con el siguiente desglose:

Tabla 5.2 COSTOS DE INVERSIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO

Part.	CONCEPTO	Importe
1	LINEA PRINCIPAL	1,157,621.46
2	SUBUNIDADES DE RIEGO	
	LINEA TERCIARIA	717,356.89
	LINEA REGANTE (LATERAL)	559,530.20
	<b>TOTAL</b>	<b>\$2,434,508.56</b>



### 5.2.2 Sistema de riego

Para la operación del sistema de riego se propone el personal, conformado por un ingeniero agrónomo y 2 fontaneros, el primero con la función de asesorar al productor y coordinar los riegos en cada subunidad, tiempos de aplicación y periodo del mismo; mientras tanto los fontaneros efectuarán el cierre y apertura de válvulas para el cambio de riego de subunidades. La inversión estimada por operación es de \$190,223 pesos anuales.

Los gastos por mantenimiento se consideran como un 20% del equipamiento hidráulico, específicamente del costo de las válvulas entre el periodo de diseño, ascendiendo así a un costo de \$ 2,945 pesos anuales. Finalmente se adicionan cargos indirectos del 7% por conceptos como transporte y residencia; se obtiene el total anual que es de \$206,690 pesos.

Tabla 5.4 Costos de operación y mantenimiento para el sistema de riego

Concepto	Categoría	Cantidad	Salario mes	Salario real/mes	Total anual
OPERACIÓN	Ingeniero Agrónomo	1	5,890.00	9,253.49	111,041.87
	Fontanero	2	2,100.00	6,598.41	79,180.96
				<b>15,851.90</b>	<b>190,222.84</b>
Concepto		Unidad	Porcentaje	C. Equipamiento	Total
Mantenimiento (20% Equipamiento hidráulico)		%	20.00%	294,538.00	\$58,907.60

<b>Total anual</b>	<b>\$2,945.38</b>
Suma	\$193,168.22
Indirectos (7%)	\$13,521.78
<b>Total</b>	<b>\$206,689.99</b>

### 5.3 Cuantificación de beneficios

#### 5.3.1 Escenario actual

En las 86.25 hectáreas por tecnificar (de temporal), situados en la planicie y pertenecientes a los poblados de Tecomitl y Tetelco, se cultiva primordialmente Maíz, Frijol, Avena, Amaranto y Haba, siendo la productividad muy baja respecto a estados de gran tradición y desarrollo agrícola, apoyados en la ciencia y tecnología como Querétaro, Hidalgo y Guanajuato.

En época de lluvias la precipitación satisface las láminas de riego requeridas, comprende los meses de mayo, junio, julio, agosto y septiembre, de donde se obtiene un solo ciclo vegetativo. Producto del escaso rendimiento del cultivo en la superficie de temporal, así como el bajo precio de los cultivos en el mercado, ha ocasionado que la agricultura en la zona sea poco rentable, teniendo utilidades medias por hectáreas que oscilan entre \$398 para el maíz y \$6,715 pesos para el amaranto, como se observa en la Tabla 5.5, misma que se consideran para el año 2003.

La utilidad obtenida por los productores en la superficie cultivada es doscientos diez mil doscientos ochenta y seis pesos anuales (\$210, 286.00)

Tabla 5.5 BENEFICIOS GENERADOS EN LA SUPERFICIE DE TEMPORAL

Cultivos Año Agrícola 2000- 2001	Superficie [Ha]	Rendimiento [Ton/Ha]	Producción [Ton]	Costos de Producción		Precio Medio [\$/Ton]	Valor de la producción [\$]	Utilidad	
				[\$/Ha]	[\$]			[\$/Ha]	\$
Amaranto	12.9375	0.88	11.385	4,131.00	53,444.81	12,325.00	140,320.13	6,715.00	86,875.31
Avena	8.625	3.86	33.2925	3,000.00	25,875.00	1,157.00	38,519.42	1,466.02	12,644.42
Frijol	8.625	0.788	6.7965	1,645.00	14,188.13	5,909.00	40,160.52	3,011.29	25,972.39
Maíz	38.8125	2.5	97.03125	2,702.00	104,871.38	1,240.00	120,318.75	398.00	15,447.38
Haba	17.25	2.57	44.3325	2,500.00	43,125.00	2,537.00	112,471.55	4,020.09	69,346.55
<b>Total</b>	<b>86.25</b>				<b>241,504.31</b>		<b>451,790.37</b>		<b>210,286.06</b>

NOTAS:

- 1). La superficie de cultivo y producción agrícola es estimado con base los datos disponibles, por carecer de información puntual
- 2). Los rendimiento y costos de producción y precios se estiman de acuerdo al Anuario Estadístico Delegacional INEGI 2000-2001, así como de la página de Fideicomisos instituidos con relación a la agricultura, [www.fira.gob.mx](http://www.fira.gob.mx)

### 5.3.2 Escenario posible

El desarrollo del anteproyecto para el tratamiento y reuso del agua residual, mediante la planta de tratamiento y tecnificación de riego por goteo en las 86.25 hectáreas permite la diversificación en actividad agrícola de riego y mejora los niveles de rendimiento en el campo.

Teniendo presente que las zonas de riego tienen altas reservas potenciales por desarrollar en la mayor parte de los cultivos, en especial en la actividad hortícola, en donde la innovación tecnológica referida en particular a lograr el uso eficiente del agua y el suelo, puede impulsar el incremento vertical de la productividad actual, tal como se presenta en la sección 4.3.4, que esencialmente son hortalizas.

Con base en el caudal disponible que se tendrá de aguas residuales, las láminas requeridas por los cultivos y a la tecnología propuesta se consideran 3 subciclos anuales por las peculiaridades de los cultivos, esencialmente los ciclos vegetativos como se presenta en la tabla 5.6; se observa un alto rendimiento lo que propicia una elevada producción, aunada a los buenos precios se tienen utilidades por hectárea que oscilan entre \$18,400.00 pesos para coliflor y \$52,795.33 pesos en el caso de brócoli.

La utilidad obtenida por los productores en la superficie cultivada puede ser aproximadamente de 9 millones ochenta mil seiscientos treinta y cinco pesos anuales (\$9,080,635)



Figura 5.1 Cultivo de coliflor

Tabla 5.6 BENEFICIOS DE CULTIVOS ESPERADOS

Sub-Ciclo	Superficie Cultivada [Ha]	Rendimiento [Ton/Ha]	Producción [Ton]	Costos de Producción		Precio Medio [\$/Ton]	Valor de la producción [\\$]	Utilidad		
				[/Ha]	[\\$]			[/Ha]	[\\$]	
Octubre-Enero	Ajo	40.00	15	600	40,735.00	1,629,400.00	5,000.00	3,000,000.00	34,265.00	1,370,600.00
	Cebolla	40.00	24	960	23,469.00	938,760.00	2,151.00	2,064,960.00	28,155.00	1,126,200.00
Febrero-Mayo	Brocoli	20.00	14	280	19,262.67	385,253.40	5,147.00	1,441,160.00	52,795.33	1,055,906.60
	Coliflor	20.00	9	180	22,100.00	442,000.00	4,500.00	810,000.00	18,400.00	368,000.00
	Chile	20.00	11	220	32,106.00	642,120.00	4,980.00	1,095,600.00	22,674.00	453,480.00
	Espinacas	20.00	12	240	23,500.00	470,000.00	5,813.00	1,395,120.00	46,256.00	925,120.00
Junio-Septiembre	Brocoli	20.00	14	280	19,262.67	385,253.40	5,147.00	1,441,160.00	52,795.33	1,055,906.60
	Coliflor	20.00	9	180	22,100.00	442,000.00	4,500.00	810,000.00	18,400.00	368,000.00
	Chile	20.00	11	220	32,106.00	642,120.00	4,980.00	1,095,600.00	22,674.00	453,480.00
	Espinacas	20.00	12	240	23,500.00	470,000.00	5,813.00	1,395,120.00	46,256.00	925,120.00
Perenne	Alfalfa	6.25	86	535	19,351.00	120,943.75	2,053.00	1,099,766.44	156,611.63	978,822.69
<b>Total</b>					<b>\$6,567,850.55</b>		<b>\$ 15,648,486.44</b>		<b>\$9,080,635.89</b>	

Notas:

- 1). El rendimiento se obtuvo a partir del Anuario Estadístico, año agrícola 2000/01, y de la referencia 29.
- 2). Los costos de producción se obtuvieron de [www.fira.gob.mx](http://www.fira.gob.mx), y de la referencia 29
- 3) Los precios se determinaron a partir del sistema nacional de integración de mercados, [www.secofi-sniim.gob.mx](http://www.secofi-sniim.gob.mx)

---

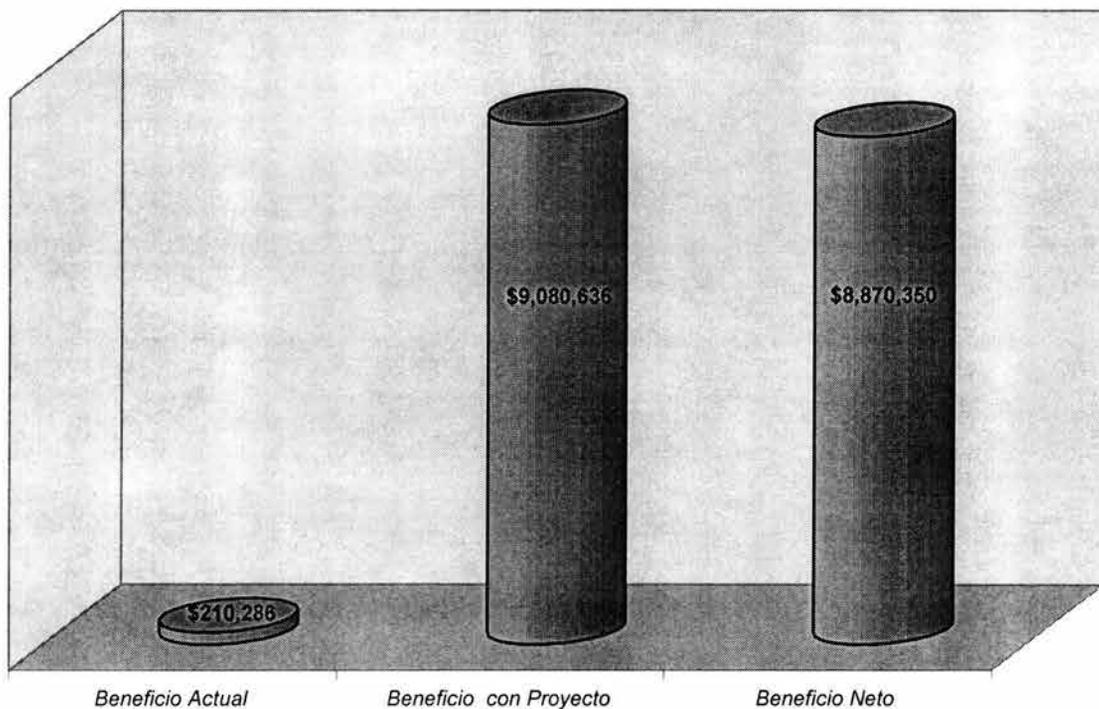
### 5.3.3 Beneficios netos del proyecto

Los beneficios netos que puede generar el proyecto pueden cuantificarse como la diferencia de utilidades entre la situación posible y la situación actual; la primera implementa la tecnificación haciendo del agua residual apta para riego y su reúso eficientemente en la zona impacta en el incremento de la productividad, esta posibilidad ha sido desarrollada en el presente trabajo.

La situación actual, es la tendencia como se ha desarrollado la agricultura en la zona, reflejo de las condiciones e inercias del país, la falta de atención y una verdadera ingeniería para estar a la vanguardia en la agricultura y hacer de ésta digna actividad más onerosa.

Los beneficios netos en un año es de \$ 8,870,349.89 pesos, lo que representa un aumento de 43 veces la utilidad actual.

Figura 5.2 BENEFICIOS NETOS DEL PROYECTO



### 5.4 Evaluación económica

La evaluación económica del anteproyecto determina su rentabilidad considerando los criterios de Valor Presente Neto (VPN) y Tasa Interna de Retorno (TIR), parámetros que ayudarán a tomar decisiones o cursos de acción para el proyecto.

La evaluación consiste en realizar el flujo anual de efectivo (egresos e ingresos) del sistema conformado por el tratamiento, el riego y los cultivos en el horizonte de planeación del proyecto, bajo la consideración de evaluación en pesos constantes; dicho flujo se realiza tomando en cuenta el valor del dinero a través del tiempo, empleando el concepto de valor presente que determina la equivalencia en el tiempo cero de los flujos de efectivo futuros con la siguiente expresión:

$$P = F \cdot \frac{1}{(1+i)^n}$$

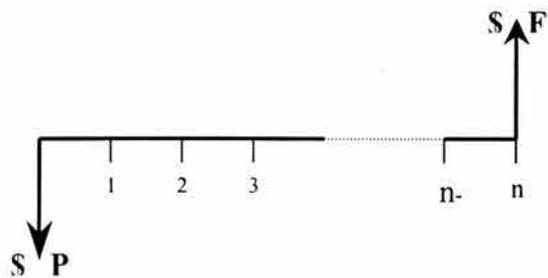
Donde:

P, cantidad presente

F, cantidad futura

i, tasa de interés

n, número de periodos



Las consideraciones para la evaluación económica para el anteproyecto son las siguientes:

- La inversión inicial y para la segunda etapa de la planta de Tratamiento, son presentadas en la sección 5.1.1 del presente trabajo. Por su parte la inversión del sistema de riego por goteo se desarrollan en la sección 5.1.2
- El costo de la ingeniería de proyecto es del 3% de la suma de los costos de inversión inicial de la Planta de Tratamiento y el Sistema de Riego.
- Los costos por operación y mantenimiento para la planta de tratamiento se presentan en la sección 5.2.1, tomando en cuenta que estos costos son función del gasto tratado; por su parte los costos por operación y mantenimiento del sistema de riego se muestran en la sección 5.2.2., estas erogaciones consideran el reemplazo de líneas regantes.
- La proyección de costos y precios de los cultivos, se realizan a precios constantes de 2003, con fuente en los Fideicomisos Instituidos con relación a la agricultura, del Banco de México ([www.fira.gob.mx](http://www.fira.gob.mx)) y el Sistema nacional de integración de mercados, de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial ([www.secofi.snim.gob.mx](http://www.secofi.snim.gob.mx)).
- La tasa de recuperación mínima aceptable (TREMA) es del 12%.

#### Resultados

Al efectuar el flujo de efectivos en el horizonte de planeación y trasladarlos a valor presente neto como lo muestra la evaluación económica en la tabla 5.7, El Valor Presente Neto es de \$24,938,000.00 y la tasa interna de retorno (TIR) resulta de 28.9%, superior a la tasa de recuperación mínima atractiva (TREMA)

Los parámetros anteriores indican que el anteproyecto es rentable y factible desde el punto de vista económico.

Tabla 5.7 EVALUACIÓN ECONÓMICA DEL PROYECTO

CONCEPTO	UNIDAD	AÑO																					
		2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
GASTO TRATADO	l/s		75	76	76	77	84	85	86	93	94	94	102	103	104	111	112	113	121	122	123	130.57	
	MILES m <sup>3</sup> /año		2,362	2,383	2,405	2,426	2,652	2,675	2,698	2,931	2,955	2,980	3,219	3,244	3,269	3,514	3,540	3,565	3,814	3,840	3,865	4,118	
<b>1.0 COSTOS DE INVERSIÓN</b>																							
1.1	PLANTA DE TRATAMIENTO	MILES \$	20,088								8,676												
1.2	SISTEMA DE RIEGO	MILES \$	2,435																				
1.3	INGENIERÍA (PROY)	MILES \$	676																				
<b>TOTAL</b>		<b>MILES \$</b>	<b>23,198</b>	<b>0</b>	<b>8,676</b>	<b>0</b>																	
<b>2.0 COSTOS DE O&amp;M</b>																							
2.1	PTAR	MILES \$		1,407	1,420	1,433	1,445	1,580	1,594	1,608	1,746	1,761	1,775	1,918	1,933	1,948	2,093	2,109	2,124	2,272	2,288	2,303	2,453
2.2	SISTEMA DE RIEGO	MILES \$		207	207	207	207	766	207	207	207	207	766	207	207	207	766	207	207	207	207	207	207
<b>TOTAL</b>		<b>MILES \$</b>		<b>1,614</b>	<b>1,626</b>	<b>1,639</b>	<b>1,652</b>	<b>2,346</b>	<b>1,801</b>	<b>1,814</b>	<b>1,953</b>	<b>1,968</b>	<b>2,542</b>	<b>2,124</b>	<b>2,139</b>	<b>2,154</b>	<b>2,300</b>	<b>2,875</b>	<b>2,331</b>	<b>2,479</b>	<b>2,494</b>	<b>2,509</b>	<b>2,660</b>
3.0	COSTOS DE PRODUCCION	MILES \$		6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	6,568	
4.0	VALOR DE LA PRODUCCIÓN	MILES \$		15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	15,648	
5.0	UTILIDAD APARENTE C/P	MILES \$		9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	9,081	
6.0	UTILIDAD APARENTE S/P	MILES \$		210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	
7.0	COSTOS TOTALES	MILES \$	23,198	1,614	1,626	1,639	1,652	2,346	1,801	1,814	10,629	1,968	2,542	2,124	2,139	2,154	2,300	2,875	2,331	2,479	2,494	2,509	2,660
8.0	UTILIDAD TOTAL NETA	MILES \$	0	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	8,870	
<b>FLUJO NETO</b>		<b>MILES \$</b>	<b>-23,198</b>	<b>7,257</b>	<b>7,244</b>	<b>7,231</b>	<b>7,218</b>	<b>6,524</b>	<b>7,070</b>	<b>7,058</b>	<b>-1,759</b>	<b>6,903</b>	<b>6,329</b>	<b>6,746</b>	<b>6,731</b>	<b>6,716</b>	<b>6,570</b>	<b>5,995</b>	<b>6,540</b>	<b>6,391</b>	<b>6,376</b>	<b>6,361</b>	<b>6,210</b>

Tasa de recuperación mínima  
atractiva TREMA 12%

Valor Presente Neto VPN MILES \$ 24,938

Tasa Interna de Rendimiento TIR 28.9%

### 5.5 Evaluación financiera

La evaluación financiera permite determinar la tarifa del agua tratada y la capacidad de pago de los productores susceptibles de incorporarse al desarrollo del anteproyecto, ya que el dinero provendrá de diversas fuentes considerando sea un proyecto auto-sustentable. En la evaluación financiera por tanto, a diferencia de la evaluación económica, distingue el origen de los recursos y su diferente costo para valorar su efecto en el flujo de efectivo.

Cuando los recursos provienen de un crédito, los pagos consideran el interés aplicable, la forma de amortización y el número de periodos para la realización del mismo. La anualidad que se recibiría (pagaría) al final de cada período durante  $n$  periodos, si el tiempo cero se invierte (recibe) una cantidad  $P$ .

$$A = F \cdot \frac{i \cdot (1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

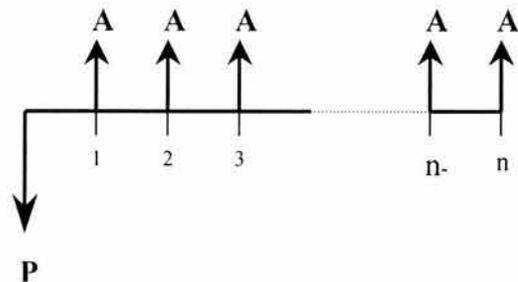
Donde:

A, anualidad en cada periodo  $n$

F, cantidad futura acumulada durante  $n$  periodos

$i$ , tasa de interés

$n$ , número de periodos



Como se mencionó la evaluación financiera se desarrolla para la planta de tratamiento, y para el productor. La primera con la finalidad de obtener la tarifa por cada metro cúbico de agua producida, mientras la evaluación financiera para el productor busca mostrara la viabilidad de tecnificar su parcela.

### Evaluación financiera de la Planta de Tratamiento

Con el objeto de determinar el costo de agua por cada metro cúbico que habrá de integrarse a la tarifa actual de agua potable, se realiza el análisis financiero para la planta de tratamiento, con las consideraciones siguientes:

- Las inversiones inicial y de la segunda etapa de la planta de Tratamiento, son las requeridas para la ejecución del anteproyecto desarrollado en este trabajo (sección 5.1.1).
- El costo de la ingeniería de proyecto es del 3% de inversión inicial de la Planta de Tratamiento.
- Los costos variables por operación y mantenimiento para la planta de tratamiento se presentan en la sección 5.2.1, tomando en cuenta que estos costos son función del gasto tratado.
- Los ingresos que tiene la planta de tratamiento es por el pago que harán los agricultores que se beneficiaran con el agua tratada para reúso, cubriendo el concepto de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento. (\$ 0.60 pesos/m<sup>3</sup>)
- Se plantea un esquema financiero con subsidio por parte del Gobierno Federal a través de la Comisión Nacional del Agua, y por supuesto del Gobierno del Distrito Federal. El Gobierno Federal aportará el 40% de la inversión de la Planta de tratamiento, y el 60 % restante provendrá de un crédito, que deberá pagarse con amortizaciones constantes a una tasa de interés real del 15 %, en un periodo de 15 años. La participación del gobierno local será con respecto al costo de la ingeniería de proyecto. Los recursos aportados por el gobiernos al considerarse subsidios, no existe recuperación de la inversión. El esquema aplica únicamente a la primera etapa, ya que para la segunda etapa no existe certeza del tipo de apoyo que se otorgará, por tanto se plantea que esta sea financiada por la propia tarifa del saneamiento.
- En el esquema sin subsidio, no presenta apoyos por parte del gobierno, (local o federal), y para la inversión inicial se pide un crédito del 100%, a una tasa de interés del 15% y con un periodo de pago de 15 años, en tanto para la segunda etapa es la misma consideración.

### Resultados

Al efectuar el flujo de efectivos en el horizonte de planeación, considerando los pagos de los préstamos y trasladarlos a valor presente neto como lo muestra la evaluación financiera en la tabla 5.8, tenemos:

Para el esquema de subsidios gubernamentales en la inversión el costo es de \$0.90 pesos por cada metro cúbico de agua tratada. Mientras el costo por metro cúbico para el esquema sin subsidios en la inversión, obviamente será mayor, y es de \$ 1.42 pesos.

El costo determinado se deberá integrar a la tarifa vigente de agua potable, por lo que el costo a considerar es el producto de la tarifa por el coeficiente de aportación (75%), de esta forma  $0.9 \times 0.75 = \$ 0.675$  pesos, la cual se aplicará únicamente a los usuarios con servicio de alcantarillado.

Para la situación en no recibir apoyos financieros del gobierno, la tarifa de agua potable se tendrá que incrementar en \$1.065 pesos.

Tabla 5.8

EVALUACIÓN FINANCIERA PLANTA DE TRATAMIENTO (SUBSIDIADA Y CON CRÉDITO)

CONCEPTO	UNIDAD	AÑO																					
		2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
GASTO	l/s		75	76	76	77	84	85	86	93	94	94	102	103	104	111	112	113	121	122	123	130.57	
	MILES m³/año		2,362	2,383	2,405	2,426	2,652	2,675	2,698	2,931	2,955	2,980	3,219	3,244	3,269	3,514	3,540	3,565	3,814	3,840	3,865	4,118	
<b>1.0 COSTOS DE INVERSIÓN</b>																							
1.1	PLANTA DE TRATAMIENTO	MILES \$	20,088							6,941													
1.3	INGENIERÍA (PROY)	MILES \$	603																				
<b>TOTAL</b>	<b>MILES \$</b>	<b>20,690</b>	<b>0</b>	<b>6,941</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>													
<b>2.0 EGRESO</b>																							
2.1	COSTOS DE O&M PTAR	MILES \$		1,407	1,420	1,433	1,445	1,580	1,594	1,608	1,746	1,761	1,775	1,918	1,933	1,948	2,093	2,109	2,124	2,272	2,288	2,303	2,453
2.2	PAGO CRÉDITO (15%)	MILES \$		2,061	2,061	2,061	2,061	2,061	2,061	2,061	2,061	2,061	2,061	2,061	2,061	2,061	2,061	2,061					
<b>TOTAL</b>	<b>MILES \$</b>	<b>3,468</b>	<b>3,481</b>	<b>3,494</b>	<b>3,507</b>	<b>3,641</b>	<b>3,655</b>	<b>3,669</b>	<b>3,807</b>	<b>3,822</b>	<b>3,837</b>	<b>3,979</b>	<b>3,994</b>	<b>4,009</b>	<b>4,155</b>	<b>4,170</b>	<b>2,124</b>	<b>2,272</b>	<b>2,288</b>	<b>2,303</b>	<b>2,453</b>		
<b>3.0 INGRESOS</b>																							
VOLUMEN DE AGUA REQUERIDA POR LOS AGRICULTORES			2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	
3.1	VOL. DE AGUA X CTO. O&M	MILES \$		1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	
3.2	APORTACIÓN CNA (40%)	MILES \$	8,035																				
3.3	APORTACIÓN GDF (proy)	MILES \$	603																				
3.4	CRÉDITO (60%)	MILES \$	12,053																				
<b>TOTAL</b>	<b>MILES \$</b>	<b>20,690</b>	<b>1,407</b>	<b>1,407</b>	<b>1,407</b>	<b>1,407</b>	<b>1,407</b>	<b>1,407</b>															
<b>TOTAL EGRESOS</b>	<b>MILES \$</b>	<b>20,690</b>	<b>3,468</b>	<b>3,481</b>	<b>3,494</b>	<b>3,507</b>	<b>3,641</b>	<b>3,655</b>	<b>3,669</b>	<b>10,748</b>	<b>3,822</b>	<b>3,837</b>	<b>3,979</b>	<b>3,994</b>	<b>4,009</b>	<b>4,155</b>	<b>4,170</b>	<b>2,124</b>	<b>2,272</b>	<b>2,288</b>	<b>2,303</b>	<b>2,453</b>	
<b>TOTAL INGRESOS (O&amp;M P T DEL VOL. REQ.)</b>	<b>MILES \$</b>	<b>20,690</b>	<b>1,407</b>	<b>1,407</b>	<b>1,407</b>	<b>1,407</b>	<b>1,407</b>	<b>1,407</b>															
<b>FLUJO NETO</b>	<b>MILES \$</b>	<b>0</b>	<b>-2,061</b>	<b>-2,074</b>	<b>-2,087</b>	<b>-2,100</b>	<b>-2,234</b>	<b>-2,248</b>	<b>-2,262</b>	<b>-9,341</b>	<b>-2,415</b>	<b>-2,430</b>	<b>-2,572</b>	<b>-2,587</b>	<b>-2,602</b>	<b>-2,748</b>	<b>-2,763</b>	<b>-717</b>	<b>-865</b>	<b>-881</b>	<b>-896</b>	<b>-1,046</b>	

Tasa de recuperación mínima atractiva TREMA		12%
Valor Presente EGRESO	MILES \$	50,005
Valor Presente INGRESO	MILES \$	31,199
Valor Presente NETO (I-E)	MILES \$	-18,806
Volumen tratado a Valor Presente	MILES m3	20,936
TARIFA		\$0.90/m3

Tabla 5.9

**EVALUACIÓN FINANCIERA PLANTA DE TRATAMIENTO (CON CRÉDITO)**

CONCEPTO	UNIDAD	AÑO																					
		2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
GASTO	l/s		75	76	76	77	84	85	86	93	94	94	102	103	104	111	112	113	121	122	123	130.57	
	MILES m <sup>3</sup> /año		2,362	2,383	2,405	2,426	2,652	2,675	2,698	2,931	2,955	2,980	3,219	3,244	3,269	3,514	3,540	3,565	3,814	3,840	3,865	4,118	
<b>1.0 COSTOS DE INVERSIÓN</b>																							
1.1	PLANTA DE TRATAMIENTO	MILES \$	20,088								6,941												
1.3	INGENIERÍA (PROY)	MILES \$	603																				
<b>TOTAL</b>		MILES \$	20,690	0	0	0	0	0	0	0	6,941	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
<b>2.0 EGRESO</b>																							
2.1	COSTOS DE O&M PTAR	MILES \$		1,407	1,420	1,433	1,445	1,580	1,594	1,608	1,746	1,761	1,775	1,918	1,933	1,948	2,093	2,109	2,124	2,272	2,288	2,303	2,453
2.2	PAGO CRÉDITO (15%)	MILES \$		3,538	3,538	3,538	3,538	3,538	3,538	3,538	3,538	3,538	3,538	3,538	3,538	3,538	3,538						
<b>TOTAL</b>		MILES \$		4,945	4,958	4,971	4,984	5,118	5,132	5,146	5,285	5,299	5,314	5,456	5,471	5,486	5,632	5,647	2,124	2,272	2,288	2,303	2,453
<b>3.0 INGRESOS</b>																							
VOLUMEN DE AGUA REQUERIDA POR LOS AGRICULTORES				2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362	2,362
3.1	VOL. DE AGUA X CTO O&M	MILES \$		1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407
3.4	CRÉDITO (100%)	MILES \$	20,690																				
<b>TOTAL</b>		MILES \$	20,690	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407
<b>TOTAL EGRESOS</b>		MILES \$	20,690	4,945	4,958	4,971	4,984	5,118	5,132	5,146	12,225	5,299	5,314	5,456	5,471	5,486	5,632	5,647	2,124	2,272	2,288	2,303	2,453
<b>TOTAL INGRESOS (O&amp;M P.T DEL VOLUM</b>		MILES \$	20,690	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407	1,407
<b>FLUJO NETO</b>		MILES \$	0	-3,538	-3,551	-3,564	-3,577	-3,711	-3,725	-3,739	-10,819	-3,892	-3,907	-4,049	-4,064	-4,079	-4,225	-4,240	-717	-865	-881	-896	-1,046

Tasa de recuperación mínima atractiva TREMA		15%
Valor Presente EGRESO	MILES \$	53,884
Valor Presente INGRESO	MILES \$	29,497
Valor Presente NETO (I-E)	MILES \$	-24,387
Volumen tratado a Valor Presente	MILES m <sup>3</sup>	17,178
TARIFA		\$1.42/m <sup>3</sup>

### Evaluación financiera del productor

Se considera crear un fideicomiso para financiar la implementación del sistema de riego al 100% por parte del gobierno federal y el gobierno local, ambas conjugadas en el programa Alianza para el campo, con el objeto de ser atractivo para el productor y éste comience a pagar el préstamo al levantar su primera cosecha.

Consideraciones:

- La evaluación se realiza considerando un análisis por hectárea, para tener un parámetro y poder escalarla hacia los productores con superficies de terrenos de mayor extensión
- Se realizan 5 posibles combinaciones en cuanto a los cultivos que pueden presentarse en la parcela, como sigue y el análisis se presenta en la tabla A.5.3:
  1. Modelo 1: Ajo-Brócoli-Coliflor
  2. Modelo 2: Cebolla-Espinaca-Chile
  3. Modelo 3: Cultivo perenne Alfalfa
  4. Modelo 4: Ajo-Brócoli-Espinaca
  5. Modelo 5: Cebolla-Coliflor-Chile
- La inversión para el sistema de riego por goteo se presenta en la sección 5.1.2
- Los costos por operación y mantenimiento del sistema de riego se muestran en la sección 5.2.2., estas erogaciones consideran el reemplazo de líneas regantes.
- Los egresos por el pago de agua que hará el agricultores por el concepto de operación y mantenimiento en la planta de tratamiento. (\$ 0.60 pesos/m<sup>3</sup>). Derivado del desarrollo y análisis del sistema de riego se requiere un gasto medio por hectárea es de 6.667 l/s, con un riego diario de 1.5 h; considerando 3 ciclos de 3 meses, son por tanto 270 días de riego y de esta forma determinamos el volumen anual requerido.
- La proyección de costos y precios de los cultivos, se realizan a precios constantes de 2003, con fuente en los Fideicomisos Instituidos con relación a la agricultura, del Banco de México ([www.fira.gob.mx](http://www.fira.gob.mx)) y el Sistema nacional de integración de mercados, de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial ([www.secofi.snim.gob.mx](http://www.secofi.snim.gob.mx)).
- En el esquema con subsidio se plantea provendrá del programa Alianza para el campo crédito, que deberá pagarse con amortizaciones constantes a una tasa de interés real del 5 % por ser un programa no lucrativo en un periodo de 4 años.
- La utilidad neta, se obtiene a partir de la utilidad con proyecto menos la utilidad sin proyecto del cultivo de mayor beneficio que es el amaranto.

### Resultados

Al efectuar el flujo de efectivos en el horizonte de planeación, realizando los pagos de los préstamos y trasladarlos a valor presente neto como lo muestra la evaluación financiera, como se muestra en las tablas A.5.4a- A.4.4e, tenemos:

En el horizonte de planeación los flujos siempre son positivos, lo que demuestra que el productor tiene solvencia económica para cumplir con los compromisos que adquiera por tecnificar su parcela (capacidad de pago).

El valor presente neto (VPN) son de \$ 344,000.00, \$ 309,000.00, \$ 554,000.00, \$ 458,000.00, y \$ 195,000.00 miles de pesos para cada modelo respectivamente, en tanto las TIR son muy altas de 311.3%, 282.4%, 487.3%, 407.1% y 186.2 %.

Se puede decir entonces que el proyecto es atractivo y viable desde el punto de vista económico para el productor.

## 5.6 Análisis de Sensibilidad.

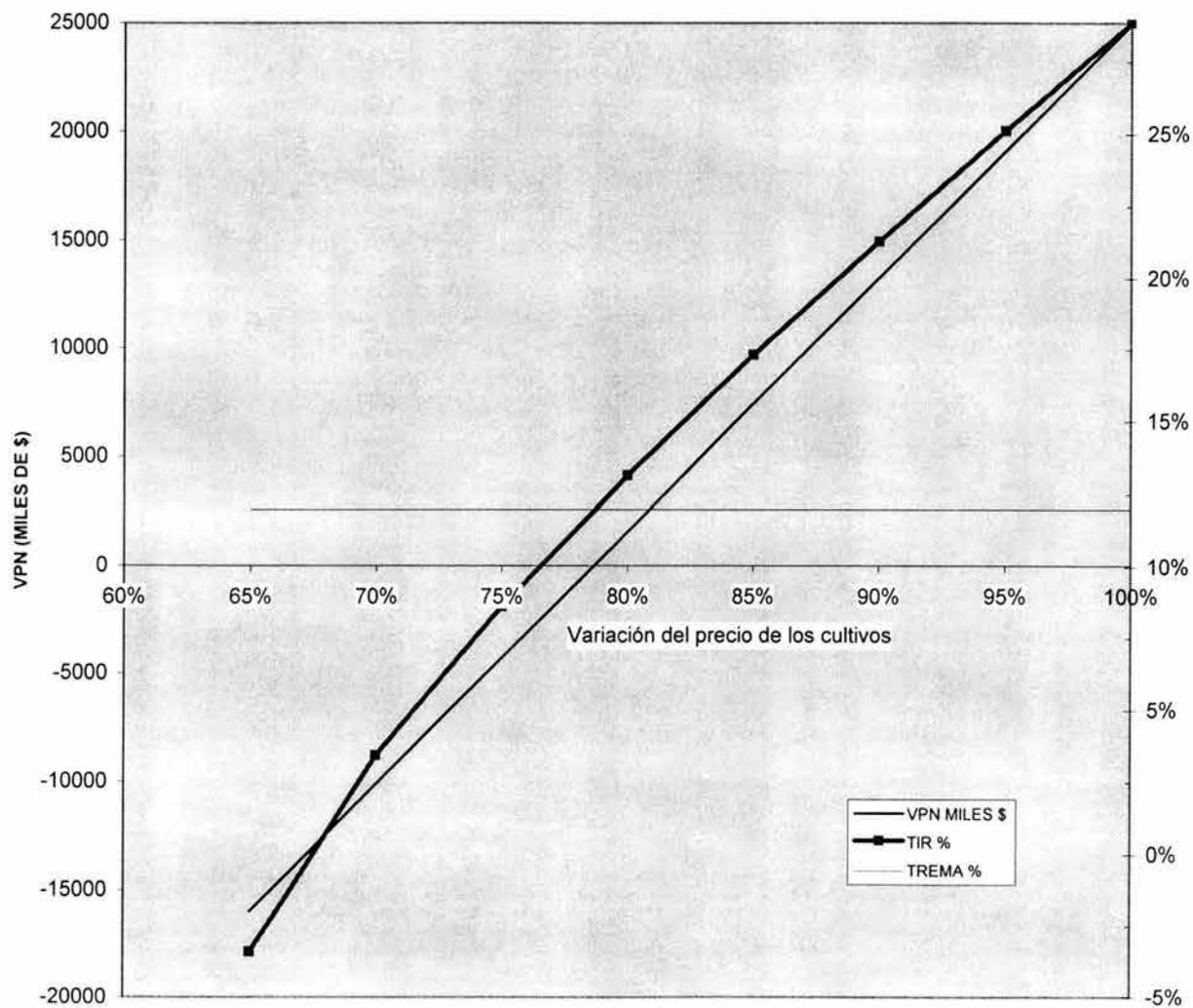
Los precios de los productos agrícolas son variables con el tiempo, producto de la ley de oferta y demanda en el mercado, siendo así el parámetro incierto que mas incide en el proyecto, por este motivo es necesario el análisis de sensibilidad, con el propósito de visualizar la susceptibilidad o impacto de éste parámetro en la viabilidad económica del anteproyecto, reflejada en el Valor Presente Neto (VPN) y la Tasa Interna de Rendimiento(TIR). En otras palabras, el análisis de sensibilidad muestra hasta que grado de variabilidad de precios de los productos agrícolas, el anteproyecto sigue siendo viable económicamente para su desarrollo.

Para el desarrollo del análisis de sensibilidad, se procedió a variar los precios de los cultivos en un porcentaje directo sobre todos los cultivos, como se muestra en la gráfica 5.1.

Al variar los precios, la TIR se va reduciendo paulatinamente, hasta llegar al punto que se iguala con la Tasa de recuperación mínima atractiva, en este punto el  $VPN=0$

El resultado del análisis para el anteproyecto es que los precios pueden variar hasta un 79% y el proyecto sigue siendo rentable (se iguala la TIR con la TREMA), es decir viable para su desarrollo desde el punto de vista económico y atractivo para el productor.

Gráfico 5.1 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD



---

## Capítulo 6

# CONCLUSIONES

✓ Sin lugar a dudas el punto de mayor controversia en los datos básicos de diseño, es la población de proyecto, pues a partir de ella, se determinan los gastos con los cuales habrán de dimensionarse las estructuras para el tratamiento de las aguas residuales, por lo que una determinación inadecuada de la población por servir, se corre el riesgo de crear infraestructura ociosa o insuficiente. Debido a que no existe un método único para realizarla, su elección depende de múltiples factores mencionados en el capítulo correspondiente, quedando más a juicio del ingeniero que a un procedimiento riguroso. La proyección de población esta determinada a partir de la integración del crecimiento histórico y la tendencia de crecimiento decreciente del CONAPO acorde con las políticas nacionales de crecimiento. El método implícitamente considera factores como población inicial por edad y sexo, fecundidad, nacimientos, mortalidad y migración valoradas en el método de las componentes demográficas. La tasa de crecimiento considerada para el proyecto se homologa a la tendencia histórica y suprime la tasa migratoria, por considerar que se frenará la inmigración debido a las políticas de desarrollo urbano y ordenamiento ecológico del Gobierno del Distrito Federal. La población de proyecto así obtenida para la zona oriente de la delegación Milpa Alta de 66,852 personas al año 2023. Se adhiere a la premisa que la proyección de población equivale a un compromiso y negociación entre un simple pronóstico de lo que podría ocurrir si no se actúa, y una planeación de lo que se quiere corregir y lograr en el futuro.

- ✓ Otro punto de discusión es referente a los gastos de diseño, pues su valoración depende del coeficiente de aportación, la dotación y la cobertura de drenaje, estos últimos en controversia por considerarlos en progresivo cambio, de acuerdo a las acciones planteadas sobre los mismos en los próximos 20 años respecto de la situación actual. La dotación parte de 324 l/hab/día y gradualmente disminuye hasta 250 l/hab/día, lo que implica ejecutar un programa de reducción de pérdidas de agua potable del 54% al 40%, acorde a las metas del organismo operador. Por su parte la cobertura actual es de 55%, cuyo incremento gradual se plantea del 5% cada tres años hasta lograr un 90%, función de las administraciones delegacionales. Bajo estos argumentos el gasto medio para los años 2003 y 2023 es y será de 67.5 l/s y 130.6 l/s respectivamente. Asimismo se recomienda efectuar el aforo correspondiente en el colector de interés y cotejar con los gastos teóricos del año 2003, si son similares se toman como gastos de diseño, de lo contrario se toman las medidas necesarias para su determinación.
- ✓ La integración de los sistemas de tratamiento, riego y los cultivos a desarrollarse es fundamental, primordialmente por su complementación técnica y económica.
- ✓ El sistema de tratamiento seleccionado se considera adecuado principalmente por :
  - o La calidad del agua residual no presenta elementos tóxicos perjudiciales para los microorganismos encargados de biodegradar la materia orgánica.
  - o Buena eficiencia de remoción principalmente en DBO y SST.
  - o Experiencia previa por parte del organismo operador (Ex DGCOH, ahora Comisión de Aguas del Valle de México)
  - o El área disponible para el sistema de tratamiento, es suficiente para el sembrado de las unidades requeridas por el tren de tratamiento.
  - o Menores costos de inversión, operación y mantenimiento que otros sistemas biológicos como filtros percoladores y aireación extendida.
  - o Compatibilidad en la calidad del agua del efluente después de la filtración, con la requerida para el sistema de riego por goteo.

- ✓ La selección del sistema de riego localizado por goteo, se estima conveniente por las siguientes razones:
    - o Baja disponibilidad de agua para uso agrícola en la zona.
    - o La calidad del agua que se dispondrá, asociada con los cultivos a implementar, está limitada al contacto con las hojas o partes comestibles por la NOM-EM-034-FITO-2000.
    - o Bajas presiones de funcionamiento ( 2-10 mca), que representan bajos costos de energía de bombeo.
    - o Aspiraciones del productor a ser más productivo y rentable.
    - o Terrenos contiguos de los productores y su relieve.
    - o Tipo de suelo con afinidad eminentemente agrícola, clasificada como zona agroecológica.
  - ✓ Dentro de los terrenos disponibles para alojar la Planta de Tratamiento, el sitio elegido presenta entre otras bondades, el que no se requiere adicionar carga alguna para satisfacer las condiciones de presión de las subunidades de riego, es decir la carga de posición es suficiente para garantizar las presiones de operación de las subunidades de riego, anulando los costos de energía por operación del bombeo. También, reduce la carga de bombeo a la llegada de la planta y permite desarrollar el tren de tratamiento por gravedad, es decir, no se requieren de bombeos intermedios.
  - ✓ La demanda de agua en las unidades y subunidades de riego actualmente es de 50 l/s y para dar mayor flexibilidad en su operación, el caudal deberá incrementarse a 75 l/s, gasto generado en la zona oriente a partir del 2006.
  - ✓ La capacidad instalada de tratamiento será de 90 y 135 l/s para la primera y segunda etapa, que comparada con los requerimientos de riego, generará excedentes de aguas tratadas, razón por lo cual deben buscarse alternativas de reúso para esta agua. A priori, se vislumbra la posibilidad de intercambiarla con agua de pozo empleada para riego por aspersión en la zona norte aledaña del Llano.
  - ✓ La demanda de agua en las unidades y subunidades de riego actualmente serían de 50 l/s y para su operación de forma flexible será de 75 l/s, cuando el gasto generado en la zona oriente así lo permita (2006); mientras tanto la capacidad instalada de tratamiento es de 90 y 135 l/s para la primera y segunda etapa. Por esta razón deben buscarse alternativas de reúso para el agua sin aprovechamiento, destaca intercambiarla con el de agua de pozo empleada para riego por aspersión en la zona aledaña del Llano.
-

✓ Los cultivos propuestos, además de atender las preferencias de los agricultores, buscan maximizar los rendimientos y rentabilidad. En estas circunstancias los cultivos seleccionados son el Brócoli, Coliflor, Espinaca y Chile, que podrán cultivarse en dos ciclos anuales; y en la época de invierno por su adaptabilidad, se optó por el ajo y la cebolla. Con la selección y rotación de los cultivos propuestos, permitirá disponer de 3 ciclos anuales, aprovechando al máximo la infraestructura de riego.

✓ En aspectos económicos, tradicionalmente el sector agrícola y el tratamiento de aguas residuales, se han concebido separados, cada uno con sus respectivas peculiaridades. La actividad agropecuaria a nivel nacional representa el 5.1 % del PIB y tiene una productividad muy baja reflejada en la Población Económicamente Activa del sector que es del 22%, situación que se manifiesta en la zona de estudio, con beneficios anuales en los cultivos de temporal de tan sólo \$210,286.00 pesos. Por su parte las plantas de tratamiento en muchos casos son insostenibles en su operación y mantenimiento por sus elevados costos, recurriendo a los subsidios vía tarifas de agua potable y saneamiento, convirtiéndose así en una carga financiera para los gobiernos y organismos operadores.

El sistema integral tratamiento–riego es rentable desde el punto de vista económico, ya que se obtiene un valor presente neto de \$24, 938,000 pesos, con una TIR del 28.9 % superior a la TREMA del 12%, permitiendo el tratamiento de las aguas residuales en beneficio del ecosistema e incrementando los beneficios netos de los productores agrícolas hasta 43 veces su utilidad actual.

✓ Las tarifas de agua potable en la zona de estudio es de \$1.87 pesos para un consumo base menor o igual a 30 m<sup>3</sup>, si se rebasa este consumo la tarifa es de \$3.32 pesos por cada metro cúbico, destacando que no se incluye la tarifa por saneamiento, que actualmente debería incluir sólo el servicio de alcantarillado. Las tarifas determinadas en la evaluación financiera, ascienden a \$0.90/m<sup>3</sup> en caso de recibir subsidio en la inversión inicial y de \$1.42/m<sup>3</sup> en caso contrario. Estas tarifas al integrarlas a las vigentes de agua potable, resultan:

Tarifa con subsidio, \$2.54 pesos para consumo base y \$ 4.00 pesos consumo adicional.

Tarifa sin subsidio, \$ 2.94 pesos para consumo base y \$ 4.38 pesos consumo adicional.

Estos costos son asequibles a los usuarios teniendo presente los beneficios que tiene el pagar el costo real del agua para hacer un uso eficiente de la misma y una cultura del pago indispensable en la situación actual para mejorar la infraestructura de agua potable y saneamiento.

- ✓ La evaluación financiera por hectárea para el productor considera apoyos por parte del gobierno, financiamiento y pago de los mismos, el pago del agua usada por sus cultivos y los ingresos al levantar su cosecha. Bajo estas circunstancias, el productor tiene solvencia económica para cumplir sus compromisos, es decir, tendrá siempre capacidad de pago para hacer frente a sus compromisos adquiridos.
- ✓ Al proponer un tratamiento eficiente y un sistema de riego funcional, se obtendrán productos cultivables sin problemas de contaminantes, si además estos cultivos son rentables garantizamos que se generarán los recursos necesarios para el pago del agua empleada de la Planta de Tratamiento, creando un sistema con mayor oportunidad de ser autosuficiente.
- ✓ Determinada la viabilidad técnica, económica y financiera del sistema propuesto para el tratamiento de las aguas residuales de la zona oriente de Milpa Alta y su reúso en el riego agrícola, el siguiente paso es la determinación de su factibilidad ambiental, siendo realizar el Estudio de Impacto Ambiental.
- ✓ Al determinar la factibilidad ambiental del "Anteproyecto para el tratamiento y reúso del agua residual, generada al oriente de la Delegación Milpa Alta, D.F." se recomienda llevarlo a nivel de proyecto ejecutivo, en el cual se realizará la ingeniería de detalle que permita su construcción y reditué los beneficios identificados.
- ✓ El proyecto propuesto, se constituye como una alternativa ecológica y económicamente sustentable para la zona oriente de la delegación Milpa Alta, ya que presenta atractivos beneficios económicos, ambientales y sociales de suma importancia para un proyecto integral, desde luego, sin olvidar el punto legal, particularmente la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal, la Ley Ambiental del Distrito Federal y el Ordenamiento Ecológico.

## ANEXOS

Tabla A.3.1 Vida útil para elementos de sistemas de agua potable y alcantarillado<sup>1</sup>

ELEMENTO	VIDA ÚTIL (años)
Pozo:	
a. Obra Civil	de 10 a 30
b. Equipo Electromecánico	de 8 a 20
Líneas de conducción	de 20 a 40
Planta potabilizadora	
a. Obra Civil	40
b. Equipo Electromecánico	de 15 a 20
Estación de Bombeo	
a. Obra Civil	40
b. Equipo Electromecánico	de 8 a 20
Tanque	
a. Elevado	20
b. Superficial	40
Red de distribución primaria	de 20 a 40
Red de distribución Secundaria	de 15 a 30
Red de atarjeas	de 15 a 30
Colector y emisor	de 20 a 40
Planta de Tratamiento	
a. Obra Civil	40
b. Equipo Electromecánico	de 15 a 20

<sup>1</sup>CNA, Datos Básicos, Libro V 1ª sección, Tema 1, Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento p. 51

Tabla A.3.2 Períodos de diseño para elementos de sistemas de agua potable y alcantarillado<sup>2</sup>

ELEMENTO	PERIODO DE DISEÑO (años)
Fuente: a. Pozo b. Embalse (presa)	5 hasta 50
Líneas de conducción	De 5 a 20
Planta potabilizadora	De 5 a 10
Estación de Bombeo	De 5 a 10
Tanque	De 5 a 20
Distribución primaria	De 5 a 20
Distribución Secundaria	A saturación
Red de atarjeas	A saturación
Colector y emisor	De 5 a 20
Planta de Tratamiento	De 5 a 10

<sup>2</sup>CNA, Datos Básicos, Libro V 1ª sección, Tema 1. Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento p. 50

Tabla A.3.3 POBLACIÓN ACTUAL QUE CONSTITUYE EL APROVECHAMIENTO POTENCIAL DE AGUA RESIDUAL				
Poblado	1995 <sup>(1)</sup>	1995 <sup>(2)</sup>	2000 <sup>(3)</sup>	2003 <sup>(4)</sup>
Miacatlán	1753	1753	2155	2438
Othenco	720	720	885	1001
Tlacotenco	7829	7829	9626	10893
Tlacoyucan	2835	2835	3485	3943
Tecómitl	15848	0	0	0
Tecoxpa	2723	2723	3348	3788
Tepenahuac	793	793	975	1103
Villa Milpa Alta	14752	14752	18138	20526
<b>TOTAL</b>	<b>47253</b>	<b>31405</b>	<b>38612</b>	<b>43692</b>

- Notas:
- 1) SINCE, Censo de Población y Vivienda 1995 INEGI
  - 2) La población de Tecómitl se exceptúa por no constituir parte del aprovechamiento de A.R.
  - 3) Proyección de población empleando fórmula de interés compuesto  
 $P_f = P_A (1+i)^n$  con una Tasa de crecimiento 1995-2000  $i=4.22\%$
  - 4) Proyección de población empleando fórmula de interés compuesto  
 $P_f = P_A (1+i)^n$  con una Tasa de crecimiento 2000-2003,  $i=4.21\%$

Tabla A.3.4 CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN ZONA ORIENTE DE MILPA ALTA		
Año	Tasa de crecimiento media intercensal $i$	Habitantes $[VA = VF/(1+i)^n]$
1950		7251
1960	2.96%	9707
1970	3.29%	13417
1980	3.48%	18882
1990	2.99%	25348
1995	4.38%	31405
2000	4.22%	38612
2003	4.21%	43692

MILPA ALTA				
Año	Habitantes	i	i superpuesta último censo <sup>(1)</sup>	
			2000	99980
2001	101540	1.56%		2.50%
2002	103113	1.55%		2.49%
2003	104692	1.53%		2.47%
2004	106274	1.51%		2.45%
2005	107851	1.48%		2.42%
2006	109422	1.46%		2.40%
2007	110986	1.43%		2.37%
2008	112540	1.40%		2.34%
2009	114081	1.37%		2.31%
2010	115606	1.34%		2.28%
2011	117114	1.30%		2.24%
2012	118602	1.27%		2.21%
2013	120069	1.24%		2.18%
2014	121513	1.20%		2.14%
2015	122932	1.17%		2.11%
2016	124326	1.13%		2.07%
2017	125691	1.10%		2.04%
2018	127027	1.06%		2.00%
2019	128330	1.03%		1.97%
2020	129598	0.99%		1.93%
2021	130830	0.95%		1.89%
2022	132024	0.91%		1.85%
2023	133180	0.88%		1.82%
2024	134295	0.84%		1.78%
2025	135368	0.80%		1.74%
2026	136396	0.76%		1.70%
2027	137377	0.72%		1.66%
2028	138311	0.68%		1.62%
2029	139193	0.64%		1.58%
2030	140020	0.59%		1.53%

1) Superposición de la tendencia de crecimiento de CONAPO menos tasa migratoria (1.72%), a la última tasa de crecimiento de INEGI

Tabla A.3.6

**VARIABLES Y SUMATORIAS PARA USO DE ECUACIONES DE PROYECCIÓN DE POBLACIÓN**

<b>N</b>	<b>Año (t)</b>	<b>Habitantes (P)</b>	<b>t<sup>2</sup></b>	<b>P<sup>2</sup></b>	<b>t*P</b>	<b>Ln P</b>	<b>Ln t</b>	<b>t*LnP</b>	<b>P* Ln t</b>	<b>(Ln* t)<sup>2</sup></b>	<b>(Ln* P)<sup>2</sup></b>	<b>(Ln* t)*(Ln* P)</b>
1	1950	7251	3802500	52577001	14139450	8.89	7.58	17333.34	54930.56	57.39	79.01	67.34
2	1960	9707	3841600	94225849	19025720	9.18	7.58	17993.98	73585.85	57.47	84.28	69.60
3	1970	13417	3880900	180015889	26431490	9.50	7.59	18723.43	101778.53	57.54	90.33	72.10
4	1980	18882	3920400	356529924	37386360	9.85	7.59	19495.01	143330.47	57.62	96.94	74.74
5	1990	25348	3960100	642521104	50442520	10.14	7.60	20179.51	192540.62	57.70	102.83	77.03
6	1995	31405	3980025	986274025	62652975	10.35	7.60	20657.67	238627.73	57.74	107.22	78.68
7	2000	38612	4000000	1490886544	77224000	10.56	7.60	21122.64	293486.05	57.77	111.54	80.28
8	2003	43692	4012009	1908990864	87515076	10.68	7.60	21401.90	332164.12	57.80	114.17	81.23
<b>Σ</b>	<b>15848</b>	<b>188314</b>	<b>31397534</b>	<b>5712021200</b>	<b>374817591</b>	<b>79.16</b>	<b>60.73</b>	<b>156907.47</b>	<b>1430443.93</b>	<b>461.03</b>	<b>786.33</b>	<b>600.98</b>

Tabla A.3.7

**PROYECCIÓN DE POBLACIÓN**  
**ZONA ORIENTE DE MILPA ALTA**

AÑO	ECUACION						
	Lineal <sup>(4)</sup>	Exponencial <sup>(4)</sup>	Logarítmico <sup>(4)</sup>	Potencial <sup>(4)</sup>	Interés Compuesto TASA CONAPO <sup>(1)</sup>	Interés Compuesto TASA INEGI <sup>(2)</sup>	Interés Compuesto TASA TENDENCIA CONAPO <sup>(3)</sup>
	$P=-1294465 + 668 t$	$P=1.94 E-25^* e 0.0337 t$	$P=-9988012 + 1319506 (\ln t)$	$P=3.37 E-216 * t 66.66$	$P_F = P_A (1+i)^n$	$P_F = P_A (1+i)^n$	$P_F = P_A (1+i)^n$
2003	43692	43692	43692	43692	43692	43692	43692
2004	44360	45066	44350	45094	44352	45531	44762
2005	45028	46488	45009	46544	45010	47447	45846
2006	45696	47958	45666	48042	45665	49444	46944
2007	46364	49479	46324	49589	46317	51525	48056
2008	47032	51051	46981	51188	46965	53694	49180
2009	47700	52678	47638	52841	47608	55954	50315
2010	48368	54360	48295	54548	48244	58309	51460
2011	49036	56101	48951	56312	48873	60763	52614
2012	49704	57900	49607	58134	49493	63321	53776
2013	50372	59762	50263	60017	50105	65986	54946
2014	51040	61687	50918	61962	50707	68764	56123
2015	51708	63678	51573	63972	51299	71658	57305
2016	52376	65738	52228	66048	51880	74674	58493
2017	53044	67868	52882	68193	52449	77817	59684
2018	53712	70071	53536	70409	53006	81093	60879
2019	54380	72349	54190	72699	53549	84507	62075
2020	55048	74706	54843	75064	54078	88064	63271
2021	55716	77143	55496	77507	54592	91771	64467
2022	56384	79664	56149	80030	55090	95634	65661
2023	57052	82272	56802	82637	55572	99660	66852

NOTAS: 1) Las tasas anuales de crecimiento son obtenidas de las proyecciones de CONAPO para la Delegación Milpa Alta

2) Se considera una tasa de crecimiento intercensal INEGI, de la última década en la Delegación Milpa Alta

3) Se consideran tasas de crecimiento anual, generadas a partir de la superposición de la tendencia de crecimiento de las tasas de CONAPO menos la tasa migratoria del 1.72% debido a las políticas de crecimiento de la zona a la última tasa (1995-2000) de INEGI en la demarcación.

4) Se ajustó la ordenada al origen para partir del mismo punto de referencia a partir de la población actual

Tabla A.4.0. CALCULO PARA LOS TIRANTES DEL VERTEDEDOR DE LA CAJA DERIVADORA

y m	Sen $\theta$	Cos $\theta$	$\theta$ [rad]	Ah m <sup>2</sup>	Pm m	Rh m	v m/s	Q	
								m <sup>3</sup> /s	l/s
0.1	0.626	0.780	0.676	0.039	0.615	0.063	0.386	0.015	15.002
0.15	0.742	0.670	0.836	0.070	0.761	0.092	0.496	0.035	34.802
0.2	0.828	0.560	0.976	0.106	0.888	0.119	0.589	0.062	62.450
0.25	0.893	0.451	1.103	0.145	1.004	0.145	0.670	0.097	97.267
0.3	0.940	0.341	1.223	0.187	1.113	0.168	0.740	0.138	138.400
0.35	0.973	0.231	1.338	0.230	1.218	0.189	0.802	0.185	184.866
0.4	0.993	0.121	1.450	0.275	1.319	0.209	0.856	0.236	235.567
<b>0.453</b>	<b>1.000</b>	<b>0.004</b>	<b>1.566</b>	<b>0.323</b>	<b>1.425</b>	<b>0.227</b>	<b>0.905</b>	<b>0.293</b>	<b>292.597</b>
0.455	1.000	0.000	1.571	0.325	1.429	0.228	0.907	0.295	294.795
0.5	0.995	-0.099	1.670	0.366	1.520	0.241	0.942	0.345	344.771
0.55	0.978	-0.209	1.781	0.411	1.621	0.254	0.975	0.401	400.548
<b>0.586</b>	<b>0.958</b>	<b>-0.288</b>	<b>1.863</b>	<b>0.443</b>	<b>1.695</b>	<b>0.261</b>	<b>0.994</b>	<b>0.440</b>	<b>440.034</b>
0.65	0.904	-0.429	2.014	0.497	1.832	0.271	1.019	0.507	506.641
0.7	0.843	-0.538	2.139	0.537	1.947	0.276	1.031	0.553	553.242
0.75	0.761	-0.648	2.276	0.573	2.071	0.277	1.033	0.592	592.489
0.8	0.652	-0.758	2.431	0.606	2.213	0.274	1.026	0.621	621.193
0.85	0.496	-0.868	2.622	0.632	2.386	0.265	1.003	0.634	634.148
0.9	0.209	-0.978	2.932	0.649	2.668	0.243	0.948	0.615	615.422
0.91	0.000	-1.000	3.142	0.650	2.859	0.228	0.907	0.590	589.590

Tabla A.4.1

<b>CARACTERÍSTICAS PROMEDIO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES POR TAMAÑO DE POBLACIÓN</b>					
Parámetro	Tamaño de Población (No. De Habitantes)				
	2,500 a 10,000	10,000 a 20,000	20,000 a 50,000	50,000 a 100,000	Prom.
PH	7.4	6.9	6.9	7.3	7.1
Temperatura (°C)	25	20	23	22	23
DBO	264	299	254	301	280
DQO	698	719	609	430	614
SS (ml/l)	9	5	8	3	6
Grasas y aceites	56	44	65	96	65
N-NH <sub>3</sub>	24	28	14	12	20
N-Orgánico	18	23	23	9	18
N-Total	37	44	30	24	34
Fosfatos Totales	20	24	16	29	22
SAAM	14	11	17	17	15
Coli Tot. [NMP/100ml]	7	773	14	107	225
Sólidos:					
Totales	1552	1141	1391	932	1254
Totales Susp.	286	309	233	167	249
Totales Dis.	1266	832	1158	765	1005
Totales Vol.	737	871	449	349	602
Volátiles Susp.	223	192	151	139	176
Volátiles Dis.	514	379	298	210	350
Totales Fijos	815	570	942	583	728
Fijos Susp.	116	145	183	58	126
Fijos Dis.	699	425	759	525	602

Unidades en mg/l, excepto que se indique de otra forma

Referencia: SRH, Subsecretaría de Planeación, Dirección General de Usos del Agua y Prevención de la Contaminación. "Sistemas Económicos de Tratamientos de Aguas Residuales Adecuados a las Condiciones Nacionales, Segunda Etapa.

Tabla A.4.2

<b>CRITERIOS DE CALIDAD PARA AGUAS DE RIEGO AGRÍCOLA PRODUCTOS QUE SE CONSUMEN CRUDOS (en mg/l salvo que se indique de otra forma)</b>		
Parámetro	Criterio de Calidad	
	Uso continuo	Uso Ocasional
Aluminio En suelos ácidos reduce la productividad, en suelos con pH > 5.5 se precipita y se elimina la toxicidad.	5.00	20.00
Arsénico Su toxicidad varía de 0.05 mg/l para el arroz hasta 12mg/l para el pasto tipo Sudán.	.10	2.00
Coliformes Fecales	10 NMP/100ml	
Demanda Bioquímica de Oxígeno	20	
Sólidos Suspendedos Totales	20	
Turbiedad (UT)	10	
Berilio Su toxicidad varía desde 0.5 mg/l para ciertos tipos de frijol hasta 5 mg/l para ciertas cales.	.10	.50
Boro Esencial para el crecimiento de las plantas, dosis óptimas en un rango de décimas de mg/l, tóxicas a niveles de 1 mg/l para ciertas plantas como los cítricos.	1.00 (1)	2.00
Cadmio Tóxico para nabos, betabeles y frijoles en concentraciones hasta de 0.1 mg/l, se recomienda su control cuidadoso.	0.1	.05
Cromo Generalmente no se considera como elemento esencial para el crecimiento de las plantas; poca información sobre su toxicidad.	.10	1.00
Cobalto Tóxico para tomates en concentraciones de 0.1 mg/l. Tiende a ser inactivo en suelos neutros o alcalinos.	.20	5.00
Cobre Tóxico para numerosas plantas en concentraciones de 0.1 a 1.0 mg/l.	.20	5.00
Fluoruros Inactivo en suelos neutros y alcalinos.	2.00	15.00
Fierro No tóxico en suelos aerados, pero puede contribuir a la acidificación de los suelos y a la pérdida de fósforo y molibdeno esenciales para las plantas.	5.00	20.00
Plomo En concentraciones arriba de las recomendadas inhibe el crecimiento de las plantas.	5.00	10.00

Tabla A.4.2 (Continuación)

<b>CRITERIOS DE CALIDAD PARA AGUAS DE RIEGO AGRÍCOLA PRODUCTOS QUE SE CONSUMEN CRUDOS (en mg/l salvo que se indique de otra forma)</b>		
Parámetro	Criterio de Calidad	
	Uso continuo	Uso Ocasional
Litio Tolerado por la mayor parte de los cultivos hasta 5 mg/l, excepto cítricos para los cuales se recomienda concentraciones máximas de 0.075 mg/l; alta movilidad en el suelo.	2.5 (2)	2.50
Manganeso Tóxico para muchos cultivos en suelos ácidos, en concentraciones de unas décimas a unos mg/l.	.20	10.00
Molibdeno Sin ser tóxico a las plantas, en concentraciones excesivas puede ser tóxico para el ganado alimentado con forrajes con exceso de molibdeno.	0.1	.05
Niquel Tóxico para numerosos cultivos en concentraciones de 0.5 a 1.00 mg/l; su toxicidad se atenúa en suelos neutros o alcalinos.	.20	2.00
pH	6.0 – 9.0	
Fenoles	50.00	
Selenio Tóxico a las plantas y al ganado alimentado con forrajes con concentraciones altas de selenio.	.02	.02
RAS	< 18	
Sólidos Disueltos	(3)	
Sulfatos	200.00	
Vanadio Tóxico para numerosos cultivos en bajas concentraciones.	.10	1.00
Zinc Existe un amplio ámbito de concentraciones tóxicas para distintos cultivos; su toxicidad se atenúa en suelos neutros o alcalinos (pH > 6.0) o en suelos orgánicos o de textura fina.	2.00	10.00

Tabla A.4.3

<b>CRITERIOS DE CALIDAD PARA AGUAS DE RIEGO AGRÍCOLA -PRODUCTOS QUE SE CONSUMEN COCIDOS (en mg/l salvo que se indique de otra forma)</b>	
Parámetro	Criterio de Calidad
Aluminio	5.00
Arsénico	.10
Coliformes fecales	1000 NMP/100ml
Berilio	.10
Boro	1.00
Cadmio	.01
Cromo	.10
Cobalto	.05
Cobre	.20
Fluoruros	1.00
Fierro	5.00
Plomo	5.00
Litio	2.5 (1)
Manganeso	.20
Molibdeno	.01
Níquel	.20
pH	6.0 – 9.0
Fenoles	50
Selenio	.02
RAS	< 18
Sólidos Disueltos	(2)
Sulfatos	200
Vanadio	.10
Zinc	2

Figura A.4.1 **Curvas Oferta - Demanda**

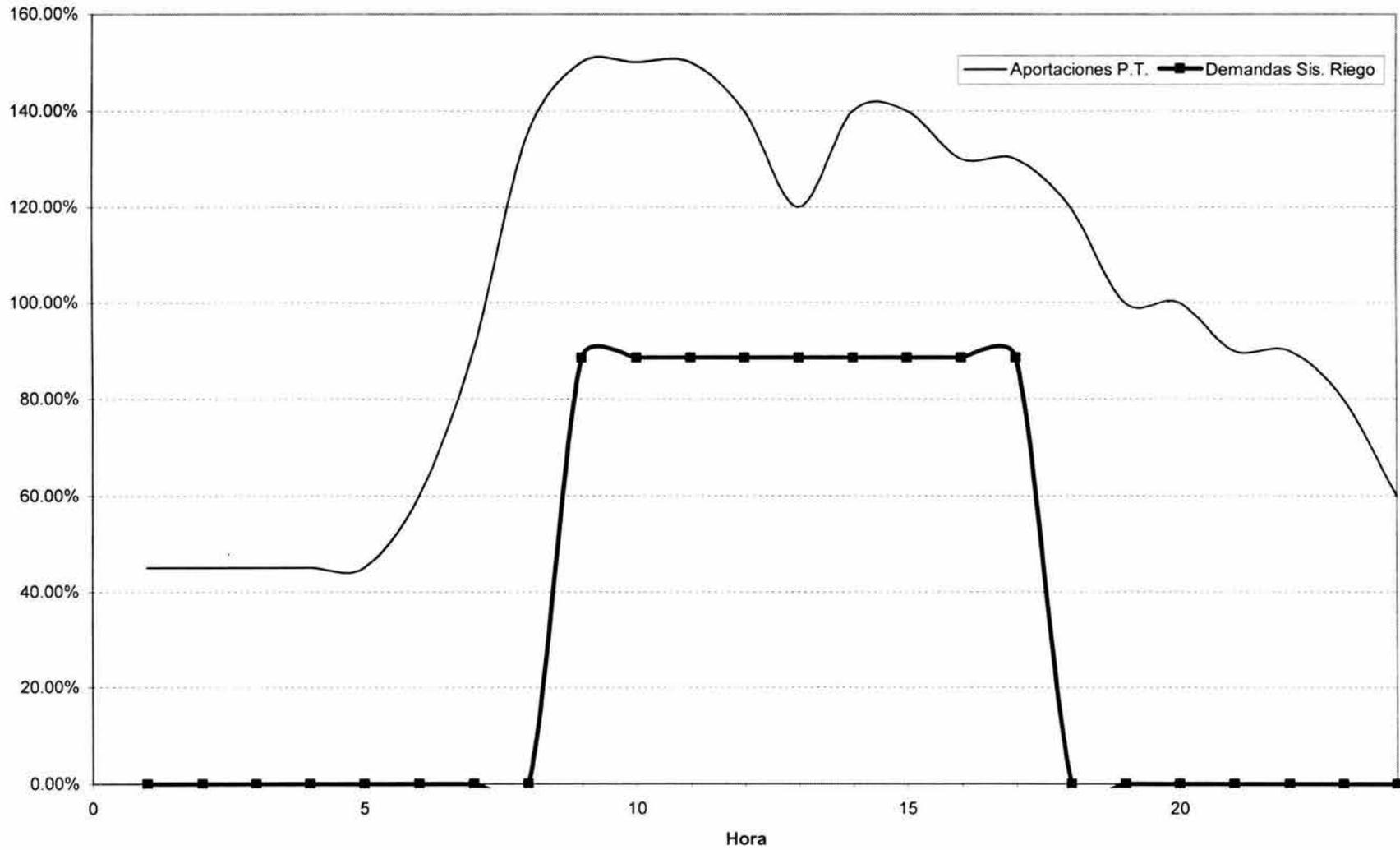


Tabla A.4.4 Criterios de riesgo de obturación de agua para riego en sistemas por goteo (Nakayama, et al, 1991)

Factor	Clogging Slight	Hazard Moderate	Severe
<i>Physical</i>			
Suspended solids (ppm)	< 50	50-100	> 100
<i>Chemical</i>			
pH	< 7.0	7.0-8.0	> 8.0
Dissolved solids	< 500	500-2000	> 2000
Manganese (ppm)	< 0.1	0.1-1.5	> 1.5
Iron (ppm)	< 0.2	0.2-1.5	> 1.5
Hydrogen sulphide (ppm)	< 0.2	0.2-2.0	> 2.0
Biological bacteria populations (max. number/ml.)	< 10000	10000-50000	> 50000

Tabla A.4.5 Selección de sistemas de filtración basado en la calidad del agua (Plastro Gvat, 1989)

Nature of problem	Degree of contamination	Quantitative criterion	Type of filter				Type of control filter
			Hydrocyclone filter	Granular filter	Disc filter	Automatic screen filter	
Soil particles	Low	≤ 50 mg/l	A	B	—	C	Screen
	High	> 50 mg/l	A	B	—	C	Screen
Suspended solids	Low	≤ 50 mg/l	—	A	B	C	Disc
	High	> 50 mg/l	—	A	B	—	Disc
Algae	Low		—	B	A	C	Disc
	High		—	A	B	C	Disc
Oxidized iron and magnesium	Low	≤ 0.5 mg/l	—	B	A	A	Disc
	High	> 0.5 mg/l	—	A	B	B	Disc

Tabla. A.4.6 Fórmulas hidráulicas aplicables al RLAF

Régimen	Re	Nombre de la fórmula	$d(m)$ $v(m^2/sg)$ $v(m/sg)$ $q(m^3/sg)$ $q(m^2/sg)$	$d(mm)$ $v(m^2/sg)$ $q(l/h)$ $v(m/sg)$
Todos	Todos	Darcy-Weisbach	$J = f \frac{1}{d} \frac{v^2}{2g}$	$J = 6.37 f \frac{q^2}{d^5}$
Laminar	< 2.000	Hagen-Poiseuille	$J = \frac{64}{Re} \frac{1}{d} \frac{v^2}{2g}$	$J = 1.153 \cdot 10^6 \frac{q^2}{d^4}$ $*J = 1.16 \frac{q^2}{d^4}$
Crítico y turbulento liso	2.000 - 10 <sup>5</sup>	Blasius	$J = 0.025 v^{0.25} d^{-4.75} q^{1.75}$ $*J = 0.00078 d^{-4.75} q^{1.75}$	$J = 14.94 v^{0.25} d^{-4.75} q^{1.75}$ $*J = 0.473 d^{-4.75} q^{1.75}$
Turbulento intermedio y turbulento rugoso	10 <sup>5</sup> - 10 <sup>6</sup>	Veronese-Datei	$*J = 0.000894 d^{-4.80} q^{1.80}$	$*J = 0.355 d^{-4.80} q^{1.80}$
* Para t = 20°C (v = 1.003 · 10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup> /sg).				$v = 0.354 \frac{q}{d^2}$ $Re = 3.537 \cdot 10^{-4} \frac{q}{d v}$ $*Re = 352.64 \frac{q}{d}$

Tabla A.4.7 Fórmulas de laterales alimentadas por un extremo

CASO 1	CASO 2	CASO 3	
		SUBCASO 3.1	SUBCASO 3.2
<p><math>l=0 \quad d=0 \quad \Delta h_n=0</math></p> <p><math>h_m = h_0 + 0,733 h_f</math></p> <p><math>h_n = h_u = h_m - h_f = h_0 - 0,267 h_f</math></p>	<p><math>l&gt;0 \quad d=L \quad l&gt;0</math></p> <p><math>h_m = h_0 + 0,733 h_f + d/2</math></p> <p><math>h_n = h_u = h_m - h_f - d = h_0 - 0,267 h_f - d/2</math></p>	<p><math>l&lt;0 \quad d=L \quad l&lt;0 \quad  l &lt;L</math></p> <p><math>h_m = h_0 + 0,733 h_f + d/2</math></p> <p><math>h_n = h_m - l' h_f</math></p> <p><math>l'</math> en Tabla 2</p> <p><math>\Delta h_n = L(l - F) l'^{0.87} (J')^{-0.87}</math></p>	<p><math>l&lt;0 \quad d=L \quad l&gt;0</math></p> <p><math>h_m = h_n + h_0 + 0,733 h_f + d/2</math></p> <p><math>h_u = h_m - h_f - d</math></p>

FORMULAS GENERALES

$$h_m = h_0 + 0,733 h_f + d/2$$

$$h_u = h_m - h_f - d$$

$$\Delta h_n = h_u - h_n$$

$$h_n = h_m - h_f - d - \Delta h_n$$

$$h_f = J \frac{S_0 + f_0}{S_0} F \cdot L$$

$$J' = J \frac{S_0 + f_0}{S_0}$$

$$h_f = J' F \cdot L$$

Tabla A.5.1 INVERSIÓN LINEAS PRINCIPALES

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. \$	IMPORTE \$
1.1	LIMPIEZA Y TRAZO EN EL AREA DE TRABAJO.	m <sup>2</sup>	5100	5.96	30,384.55
1.2	EXCAVACION CON EQUIPO PARA ZANJAS				<b>\$30,384.55</b>
1.2.1	EN MATERIAL TIPO III	m <sup>3</sup>	1754.48	126.30	221,599.07
1.2.2	EN MATERIAL COMUN	m <sup>3</sup>	3113.52	10.45	32,525.21
					<b>\$254,124.28</b>
1.3	PLANTILLA APISONADA AL 85% PROCTOR EN ZANJAS				
1.3.1	CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN	m <sup>3</sup>	408	51.23	20,903.84
1.4	SUMINISTRO, INSTALACIÓN Y PRUEBA DE TUBERIA POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD, CLASE RD 41				<b>\$20,903.84</b>
1.4.1	8" (20.3 cm) DE DIAMETRO.	m	1150	78.17	89,890.90
1.4.2	12" (30.48 cm) DE DIAMETRO.	m	3950	170.85	674,865.40
1.5	RELLENO EN ZANJAS.....				<b>\$764,756.30</b>
1.5.1	COMPACTADO AL 90% PROCTOR, CON MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION.	m <sup>3</sup>	674.8	43.86	29,596.73
1.5.2	A VOLTEO CON MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION.	m <sup>3</sup>	3626.24	5.41	19,617.96
					<b>\$49,214.69</b>
1.6	EXTENDIDO Y BANDEADO DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION.	m <sup>3</sup>	325	4.66	1,515.04
1.7	PIEZAS ESPECIALES ( 5% DEL COSTOS DE LA TUBERIA)	%	0.05	764,756.30	<b>\$38,237.82</b>

TOTAL \$1,157,621.46

Tabla A.5.2 INVERSIÓN DE LA SUBUNIDADES DE RIEGO

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. \$	IMPORTE \$
2.1	<b>LINEA TERCIARIA</b> EXCAVACION CON EQUIPO PARA ZANJAS EN MATERIAL COMÚN	m <sup>3</sup>	1437.5	10.45	15,021.88
2.2	SUMINISTRO, INSTALACIÓN Y PRUEBA DE TUBERIA DE PAD , CLASE RD 41 DE 4" (10.16 cm) DE DIAMETRO.	m	5750	51.65	296,958.75
2.3	RELLENO EN ZANJAS A VOLTEO CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN	m <sup>3</sup>	1356	5.41	7,338.27
2.4	SUMINISTRO, INSTALACIÓN Y PRUEBA DE VÁLVULA REDUCTORA DE PRESION DE 4 "	Pza.	23	11060	254,380.00
2.5	SUMINISTRO, INSTALACIÓN Y PRUEBA DE VÁLVULA DE SECCIONAMIENTO DE 4 "	Pza.	23	1746	40,158.00
2.6	CAJA PARA VALVULAS (0.8x1.20X0.8 PROF)	Pza.	23	4500	103,500.00
					<b>717,356.89</b>
	<b>LINEA LATERAL (REGANTE)</b>				
2.7	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CINTA DRIP-TAPE DE 5/8" (1.58 cm) DE DIAMETRO, SEPARACIÓN ENTRE SALIDAS @ 30 CM	m	690000	0.76	524,400.00
2.8	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CONECTORES PARA DERIVAR DE LA LINEA TERCIARIA A LA LINEA REGANTE (LATERAL)	Pza.	4600	7.637	35,130.20

559,530.20

TOTAL \$1,276,887.09

Tabla A.5.3 **MODELOS DE FINCA**

MODELO 1	Sub-Ciclo	Cultivo	Superficie Cultivada [Ha]	Rendimiento [Ton/Ha]	Producción [Ton]	Costos de Producción		Precio Medio [\$ /Ton]	Valor de la producción [\$]	Utilidad	
						[\$/Ha]	[\$]			[\$/Ha]	\$
	Octubre-Enero	Ajo	1	15	15	40735	40735	5000	75000	34265	34265
Febrero-Mayo	Brocoli	1	14	14	19263	19263	5147	72058	52795	52795	
Junio-Septiembre	Coliflor	1	9	9	22100	22100	4500	40500	18400	18400	
						<b>82098</b>		<b>187558</b>		<b>105460</b>	

MODELO 2	Sub-Ciclo	Cultivo	Superficie Cultivada [Ha]	Rendimiento [Ton/Ha]	Producción [Ton]	Costos de Producción		Precio Medio [\$ /Ton]	Valor de la producción [\$]	Utilidad	
						[\$/Ha]	[\$]			[\$/Ha]	\$
	Octubre-Enero	Cebolla	1	24	24	23469	23469	2151	51624	28155	28155
Febrero-Mayo	Espinaca	1	12	12	23500	23500	5813	69756	46256	46256	
Junio-Septiembre	Chile	1	11	11	32106	32106	4980	54780	22674	22674	
						<b>79075</b>		<b>176160</b>		<b>97085</b>	

MODELO 3	Sub-Ciclo	Cultivo	Superficie Cultivada [Ha]	Rendimiento [Ton/Ha]	Producción [Ton]	Costos de Producción		Precio Medio [\$ /Ton]	Valor de la producción [\$]	Utilidad	
						[\$/Ha]	[\$]			[\$/Ha]	\$
	Perenne	Alfalfa	1	85.71	85.71	19351	19351	2053	175963	156612	156612
						<b>19351</b>		<b>175963</b>		<b>156612</b>	

MODELO 4	Sub-Ciclo	Cultivo	Superficie Cultivada [Ha]	Rendimiento [Ton/Ha]	Producción [Ton]	Costos de Producción		Precio Medio [\$ /Ton]	Valor de la producción [\$]	Utilidad	
						[\$/Ha]	[\$]			[\$/Ha]	\$
	Octubre-Enero	Ajo	1	15	15	40735	40735	5000	75000	34265	34265
Febrero-Mayo	Brocoli	1	14	14	19263	19263	5147	72058	52795	52795	
Junio-Septiembre	Espinaca	1	12	12	23500	23500	5813	69756	46256	46256	
						<b>83498</b>		<b>216814</b>		<b>133316</b>	

MODELO 5	Sub-Ciclo	Cultivo	Superficie Cultivada [Ha]	Rendimiento [Ton/Ha]	Producción [Ton]	Costos de Producción		Precio Medio [\$ /Ton]	Valor de la producción [\$]	Utilidad	
						[\$/Ha]	[\$]			[\$/Ha]	\$
	Octubre-Enero	Cebolla	1	24	24	23469	23469	2151	51624	28155	28155
Febrero-Mayo	Coliflor	1	9	9	22100	22100	4500	40500	18400	18400	
Junio-Septiembre	Chile	1	11	11	32106	32106	4980	54780	22674	22674	
						<b>77675</b>		<b>146904</b>		<b>69229</b>	

## A.5.4a. EVALUACIÓN FINANCIERA PARA EL PRODUCTOR MODELO 1

CONCEPTO		2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
		0	1	2	3	4	5	6
1.0 COSTOS DE INVERSIÓN								
1.1	SISTEMA DE RIEGO	MILES \$ 28.23						
1.2	INGENIERÍA (PROY)	MILES \$ 0.85						
TOTAL		29.07	0	0	0	0	0	0
2.0	COSTOS DE O&M RIEGO	MILES \$	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
3.1	COSTOS DE PRODUCCION	MILES \$	82.10	82.10	82.10	82.10	82.10	82.10
3.2	VALOR DE LA PRODUCCIÓN	MILES \$	187.56	187.56	187.56	187.56	187.56	187.56
3.3	UTILIDAD APARENTE C/P	MILES \$	105.46	105.46	105.46	105.46	105.46	105.46
3.4	UTILIDAD APARENTE S/ P (AMARANTO)	MILES \$	6.715	6.715	6.715	6.715	6.715	6.715
3.5	UTILIDAD NETA		99	99	99	99	99	99
4.0	PRÉSTAMO	MILES \$ 29.07						
Interés		5%						
5.0	PAGO DE PRÉSTAMO	MILES \$	8.20	8.20	8.20	8.20		
6.0	REPOSICIÓN DE LÍNEAS	MILES \$					6.49	
7.0	COSTO AGUA TRATADA O&M	MILES \$	5.82	5.82	5.82	5.82	5.82	5.82
FLUJO NETO PRODUCTOR		MILES \$	0.00	82.33	82.33	82.33	82.33	84.04
FLUJO NETO PROYECTO		MILES \$	-29.07	90.53	90.53	90.53	90.53	84.04

	VPN	TIR
PRODUCTOR	344	#¡NUM!
PROYECTO	339	311.3%

NOTA:

Se considera la utilidad neta del productor

Utilidad neta = (Utilidad con proyecto - Utilidad sin proyecto)

Tasa de recuperación mínima atractiva TREMA

12%

## A.5.4b EVALUACIÓN FINANCIERA PARA EL PRODUCTOR MODELO 2

CONCEPTO		2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
		0	1	2	3	4	5	6
1.0	<b>COSTOS DE INVERSIÓN</b>							
1.2	SISTEMA DE RIEGO	MILES \$ 28.23						
1.3	INGENIERÍA (PROY)	MILES \$ 0.85						
	<b>TOTAL</b>	<b>29.07</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
2.0	<b>COSTOS DE O&amp;M RIEGO</b>	MILES \$	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
3.1	<b>COSTOS DE PRODUCCION</b>	MILES \$	79.08	79.08	79.08	79.08	79.08	79.08
3.2	<b>VALOR DE LA PRODUCCIÓN</b>	MILES \$	176.16	176.16	176.16	176.16	176.16	176.16
3.3	<b>UTILIDAD APARENTE C/P</b>	MILES \$	97.09	97.09	97.09	97.09	97.09	97.09
3.4	<b>UTILIDAD APARENTE S/ P (AMARANTO)</b>	MILES \$	6.715	6.715	6.715	6.715	6.715	6.715
3.5	<b>UTILIDAD NETA</b>		90	90	90	90	90	90
4.0	<b>PRÉSTAMO</b>	MILES \$ 29.07						
	Interés		5%					
5.0	<b>PAGO DE PRÉSTAMO</b>	MILES \$	8.20	8.20	8.20	8.20		
6.0	<b>REPOSICIÓN DE LÍNEAS</b>	MILES \$					6.49	
7.0	<b>COSTO AGUA TRATADA O&amp;M</b>	MILES \$	5.82	5.82	5.82	5.82	5.82	5.82
	<b>FLUJO NETO PRODUCTOR</b>	MILES \$	0.00	73.95	73.95	73.95	73.95	75.67
	<b>FLUJO NETO PROYECTO</b>	MILES \$	-29.07	82.15	82.15	82.15	82.15	82.15

	VPN	TIR
PRODUCTOR	309	# NUM
PROYECTO	305	282.4%

Tasa de recuperación mínima atractiva TREMA 12%

NOTA:

Se considera la utilidad neta del productor

Utilidad neta= (Utilidad con proyecto - Utilidad sin proyecto)

Tabla A.5.4c. **EVALUACIÓN FINANCIERA PARA EL PRODUCTOR MODELO 3**

CONCEPTO	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
	0	1	2	3	4	5	6
<b>1.0 COSTOS DE INVERSIÓN</b>							
1.2 SISTEMA DE RIEGO	MILES \$ 28.23						
1.3 INGENIERÍA (PROY)	MILES \$ 0.85						
<b>TOTAL</b>	<b>29.07</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>2.0 COSTOS DE O&amp;M RIEGO</b>	MILES \$	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>	<b>2.40</b>
<b>3.1 COSTOS DE PRODUCCION</b>	MILES \$	<b>19.35</b>	<b>19.35</b>	<b>19.35</b>	<b>19.35</b>	<b>19.35</b>	<b>19.35</b>
<b>3.2 VALOR DE LA PRODUCCIÓN</b>	MILES \$	<b>175.96</b>	<b>175.96</b>	<b>175.96</b>	<b>175.96</b>	<b>175.96</b>	<b>175.96</b>
<b>3.3 UTILIDAD APARENTE C/P</b>	MILES \$	<b>156.61</b>	<b>156.61</b>	<b>156.61</b>	<b>156.61</b>	<b>156.61</b>	<b>156.61</b>
<b>3.4 UTILIDAD APARENTE S/ P (AMARANTO)</b>	MILES \$	<b>6.715</b>	<b>6.715</b>	<b>6.715</b>	<b>6.715</b>	<b>6.715</b>	<b>6.715</b>
<b>3.5 UTILIDAD NETA</b>		<b>150</b>	<b>150</b>	<b>150</b>	<b>150</b>	<b>150</b>	<b>150</b>
<b>4.0 PRÉSTAMO</b>	MILES \$ 29.07						
Interés		5%					
<b>5.0 PAGO DE PRÉSTAMO</b>	MILES \$	<b>8.20</b>	<b>8.20</b>	<b>8.20</b>	<b>8.20</b>		
<b>6.0 REPOSICIÓN DE LÍNEAS</b>	MILES \$					<b>6.49</b>	
<b>7.0 COSTO AGUA TRATADA O&amp;M</b>	MILES \$	<b>5.82</b>	<b>5.82</b>	<b>5.82</b>	<b>5.82</b>	<b>5.82</b>	<b>5.82</b>
<b>FLUJO NETO PRODUCTOR</b>	MILES \$ 0.00	<b>133.48</b>	<b>133.48</b>	<b>133.48</b>	<b>133.48</b>	<b>135.19</b>	<b>141.68</b>
<b>FLUJO NETO PROYECTO</b>	MILES \$ -29.07	<b>141.68</b>	<b>141.68</b>	<b>141.68</b>	<b>141.68</b>	<b>135.19</b>	<b>141.68</b>

	VPN	TIR
PRODUCTOR	554	#jNUM!
PROYECTO	550	487.3%

NOTA:

Se considera la utilidad neta del productor

Utilidad neta= (Utilidad con proyecto - Utilidad sin proyecto)

Tasa de recuperación mínima atractiva TREMA 12%

## A.5.4d. EVALUACIÓN FINANCIERA PARA EL PRODUCTOR MODELO 4

CONCEPTO		2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
		0	1	2	3	4	5	6
<b>1.0 COSTOS DE INVERSIÓN</b>								
1.2	SISTEMA DE RIEGO	MILES \$	28.23					
1.3	INGENIERÍA (PROY)	MILES \$	0.85					
<b>TOTAL</b>			<b>29.07</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
2.0	COSTOS DE O&M RIEGO	MILES \$		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
3.1	COSTOS DE PRODUCCION	MILES \$		83.50	83.50	83.50	83.50	83.50
3.2	VALOR DE LA PRODUCCIÓN	MILES \$		216.81	216.81	216.81	216.81	216.81
3.3	UTILIDAD APARENTE C/P	MILES \$		133.32	133.32	133.32	133.32	133.32
3.4	UTILIDAD APARENTE S/P (AMARANTO)	MILES \$		6.715	6.715	6.715	6.715	6.715
3.5	UTILIDAD NETA			127	127	127	127	127
4.0	PRÉSTAMO	MILES \$	29.07					
Interés			8%					
5.0	PAGO DE PRÉSTAMO	MILES \$		8.78	8.78	8.78	8.78	
6.0	REPOSICIÓN DE LÍNEAS	MILES \$					6.49	
7.0	COSTO AGUA TRATADA O&M	MILES \$		5.82	5.82	5.82	5.82	5.82
<b>FLUJO NETO PRODUCTOR</b>		<b>MILES \$</b>	<b>0.00</b>	<b>109.61</b>	<b>109.61</b>	<b>109.61</b>	<b>109.61</b>	<b>111.90</b>
<b>FLUJO NETO PROYECTO</b>		<b>MILES \$</b>	<b>-29.07</b>	<b>118.38</b>	<b>118.38</b>	<b>118.38</b>	<b>118.38</b>	<b>118.38</b>

	VPN	TIR
PRODUCTOR	456	#¡NUM!
PROYECTO	454	407.1%

NOTA:

Se considera la utilidad neta del productor

Utilidad neta= (Utilidad con proyecto - Utilidad sin proyecto)

Tasa de recuperación mínima atractiva TREMA 12%

Tabla A.5.4e. **EVALUACIÓN FINANCIERA PARA EL PRODUCTOR MODELO 5**

CONCEPTO		2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
		0	1	2	3	4	5	6
<b>1.0 COSTOS DE INVERSIÓN</b>								
1.2	SISTEMA DE RIEGO	MILES \$	28.23					
1.3	INGENIERÍA (PROY)	MILES \$	0.85					
<b>TOTAL</b>			<b>29.07</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>2.0 COSTOS DE O&amp;M RIEGO</b>								
		MILES \$		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
<b>3.1 COSTOS DE PRODUCCION</b>								
		MILES \$		77.68	77.68	77.68	77.68	77.68
<b>3.2 VALOR DE LA PRODUCCIÓN</b>								
		MILES \$		146.90	146.90	146.90	146.90	146.90
<b>3.3 UTILIDAD APARENTE C/P</b>								
		MILES \$		69.23	69.23	69.23	69.23	69.23
<b>3.4 UTILIDAD APARENTE S/P (AMARANTO)</b>								
		MILES \$		6.715	6.715	6.715	6.715	6.715
<b>3.5 UTILIDAD NETA</b>								
				63	63	63	63	63
<b>4.0 PRÉSTAMO</b>								
		MILES \$	29.07					
Interés			5%					
<b>5.0 PAGO DE PRÉSTAMO</b>								
		MILES \$		8.20	8.20	8.20	8.20	
<b>6.0 REPOSICIÓN DE LÍNEAS</b>								
		MILES \$					6.49	
<b>7.0 COSTO AGUA TRATADA O&amp;M</b>								
		MILES \$		5.82	5.82	5.82	5.82	5.82
<b>FLUJO NETO PRODUCTOR</b>		MILES \$	0.00	46.10	46.10	46.10	46.10	47.81
<b>FLUJO NETO PROYECTO</b>		MILES \$	-29.07	54.30	54.30	54.30	54.30	47.81

	VPN	TIR
PRODUCTOR	195	#¡NUM!
PROYECTO	190	186.2%

Tasa de recuperación mínima atractiva TREMA 12%

NOTA:

Se considera la utilidad neta del productor

Utilidad neta= (Utilidad con proyecto - Utilidad sin proyecto)

---

## BIBLIOGRAFÍA

1. Comisión Nacional del Agua. **Programa Nacional Hidráulico 2001-2006**, México, CNA, 2001.
2. Poder legislativo de los EUM. **Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos**, México. Editorial Esfinge, 2002.
3. SEMARNAT. "*Decreto por el que se condonan los créditos fiscales generados por los adeudos en el pago de derechos por el uso, aprovechamiento o explotación de aguas nacionales ...de organismos responsables directos de la prestación de los servicio de agua potable, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales*".Diario Oficial de la Federación (segunda sección), México, 23 de Diciembre de 2002.
4. SEMARNAT. "*Decreto por el que se condonan y eximen contribuciones y accesorios en materia de derechos por el uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de las descargas de aguas residuales de ... los organismos responsables directos de la prestación de los servicio de agua potable, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales*".Diario Oficial de la Federación (segunda sección), México, 23 de Diciembre de 2002.
5. INEGI. **Milpa Alta, Distrito Federal, Cuaderno Estadístico Delegacional**, INEGI, Aguascalientes México, 2001
6. INEGI, GDF. **Estadísticas del Medio Ambiente del Distrito Federal y Zona Metropolitana**, INEGI, Aguascalientes México, 2001.
7. GDF, Secretaría de Obras y Servicios, DGCOH. **Plan de Acciones Hidráulicas 2001-2005 Milpa Alta** México: DGCOH, 2001.

8. GDF, Secretaría de Obras y Servicios, DGCOH. **Plan de Acciones Hidráulicas 2001-2005 Tláhuac** México: DGCOH, 2001
9. Consultores en Hidráulica S.A. de C. V. **Estudio de Factibilidad para determinar el cambio de uso de agua extraída del acuífero para riego por agua tratada para los pozos Tecómitl 3,4,5,16,18,19 y 20**, México D.F.: DGCOH, 2002.
10. Diversificación de Ingeniería y Construcción S.A. de C. V.. **Estudio para diagnosticar las necesidades de Agua Residual Tratada solicitadas por ejidatarios de Tláhuac, Milpa Alta y Xochimilco**, México D.F.: DGCOH, 1998.
11. César Valdez, Enrique. **Abastecimiento de agua potable**, México, UNAM,1990, 4ª. Edición,(volumen 1).
12. CNA, Gerencia de Normas Técnicas. **Datos Básicos, Libro V, 1ª Sección, Tema 1 del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento**, México: CNA, 1994.
13. CNA, Subdirección General Técnica, Gerencia de Ingeniería Básica y Normas Técnicas. **Métodos de Proyección de Población (NT-011-CNA-2001)**, México: CNA, 2001.
14. GDF. **Plan de desarrollo urbano Delegación Milpa Alta**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F. , 10 de abril de 1997.
15. Calidad Única de Análisis S.C.. **Caracterización de calidad del agua del influente y efluente de la Planta de Tratamiento "El Llano"**, México D.F.: DGCOH, 2001
16. DEMM, Consultores S.A. de C.V. **Proyecto ejecutivo: Ampliación de la red de alcantarillado, colectores e ingeniería básica, de la planta de tratamiento para la zona Jardín -Pie de la Cuesta, Pedregoso Mpio. De Acapulco Gro.** México, CNA,
17. López Ruiz, Rafael. **Apuntes de tratamiento de aguas residuales**, México, UNAM, 2000.
18. Droste, Ronald L. **Theory and practice of water and wastewater treatment**, E.U.A, John Wiley & Sons, Inc., 1997.

- 
19. Metcalf & Eddy. ***Water Resources and enviromental engineering***, E.U.A., Mc Grawn Hill, 1979.
  20. Sotelo Ávila Gilberto. ***Apuntes de Hidráulica II***, México, UNAM, 1998
  21. Ortiz Oviedo, Raúl, ***Filtración rápida en la planta potabilizadora de la ciudad de Coatepec, Veracruz***, México, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2003.
  22. Medina San Juan, J. A.. ***Riego por goteo***, España, Mundi-Prensa, 1997., 4ª. Edición.
  23. SARH. ***Prontuario de riego por gravedad***. Dirección general de obras y de ingeniería agrícola para el desarrollo rural, México 1982
  24. SARH. ***Planeación y Diseño de riego***. Dirección general de Distritos y unidades de riego, México, 1978.
  25. Talens Moya, Jesús Antonio. ***Riego Localizado y Fertirrigación***, España, Ed. Mundi-Prensa, 1998
  26. Pizarro Cabello Fernando. ***Riegos localizados de alta frecuencia (RLAF), goteo, microaspersión, exudación***, España, Mundi-Prensa, 1996.
  27. Sotelo Ávila Gilberto. ***Hidráulica General***, México, ed. Limusa, 1998
  28. Raine, et. Al. ***Drip irrigation in the Australian cotton industry: A scoping study, Australia, National Centre for Engineering in Agriculture University of Southern Queensland Toowoomba***, Julio del 2000.
  29. PROINFRA, ***Estudio de factibilidad técnica, económica y financiera de ahorro y uso eficiente del agua en el acuífero de Pedro Escobedo, San Juan del Río, Qro.***, México CNA,1994.
  30. Coss Bu, Raúl. ***Análisis y evaluación de proyectos de inversión***, México, editorial Limusa,1998.
-

### REFERENCIAS DIGITALES

1. INEGI. *Sistema para la Consulta de Información Censal por Colonias (SCINCE)*, México 1999, censo de 1995.
2. Comisión Nacional del Agua. *Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS)*, "Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos", México, 2000.

### REFERENCIAS ELECTRÓNICAS

1. [http:// www.fao.org](http://www.fao.org)
2. [http:// www.fira.gob.mx/Rentabilidad](http://www.fira.gob.mx/Rentabilidad)
3. <http://gro.itesm.mx/agronomía2/extensivos/>
4. [http:// www.secofi-sniim.gob.mx](http://www.secofi-sniim.gob.mx)
5. <http://www.ncea.org.au/>
6. <http://www.easycart.net/ecarts/dripsupply/>
7. <http://www.dripirrigation.com/>
8. <http://www.dripworksusa.com/farm>
9. <http://www.poritex.com/>
10. <http://www.t-tape.com/>