



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**MANUAL PARA LA ELABORACIÓN DE PROYECTOS DE  
SISTEMAS RURALES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA  
POTABLE Y ALCANTARILLADO**

**TESIS QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL  
PRESENTA  
RENÉ SOTO CARMONA**

**Cd. Universitaria, D.F- 2012**



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.



**A mis padres:**

**Amparo Carmona Barrios  
Adrian Soto Gómez**

**A mi esposa:**

**Karla Maricela López Espinosa**

**A mis hijos:**

**Adrian René Soto López  
Mariana Ruth Soto López  
Karla Amparo Soto López**



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/079/06

Señor  
RENÉ SOTO CARMONA  
Presente

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

**"MANUAL PARA LA ELABORACIÓN DE PROYECTOS DE SISTEMAS RURALES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO"**

- INTRODUCCIÓN
- I. CARACTERIZACIÓN DE LAS COMUNIDADES RURALES DE MÉXICO
  - II. ESTUDIO DE FACTIBILIDAD SOCIAL
  - III. ESTUDIOS PREVIOS
  - IV. ESTUDIOS DE CAMPO
  - V. REALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO
  - VI. INTEGRACIÓN DE INFORMES FINALES
  - VII. 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 26 de octubre de 2006  
EL DIRECTOR



M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/AJP/grc.



## **INDICE:**

### **INTRODUCCIÓN**

- Antecedentes**
- Objetivos**
- Justificación**

### **I.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COMUNIDADES RURALES DE MÉXICO**

#### **I.1- Etapa de Identificación**

### **II.- ESTUDIO DE FACTIBILIDAD SOCIAL**

#### **II.1-Fase ambiental**

- II.1.1- Etapa de Identificación**
- II.1.2- Etapa de formulación**
- II.1.3- Etapa de Análisis**

#### **II.2-DICTAMEN DE FACTIBILIDAD SOCIAL**

- II.2.1- Diagnóstico Participativo**
- II.2.2- Dictamen de factibilidad social**
- II.2.3 Requerimientos de infraestructura de agua potable**

### **III.-ESTUDIOS PREVIOS**

- III.1.-Condiciones particulares de la zona**
- III.2.-Determinaciones de los datos poblacionales**
- III.3.-Determinación de los consumos por usuario**
- III.4.-Aforos de las fuentes de abastecimiento**

### **IV.-ESTUDIOS DE CAMPO**

- IV.1.-Visitas a las localidades**
  - IV.1.1.-Recorrido técnico**
- IV.2.-Levantamientos topográficos**
  - IV.2.1.-Poligonal cerrada**
  - IV.2.2.-Poligonal abierta**
  - IV.2.3.-Nivelacion diferencial**

### **V.-REALIZACION DEL PROYECTO EJECUTIVO**

- V.1.-Diseño hidráulico de línea de conducción**
  - V.1.1.-Linea de conducción a gravedad**
  - V.1.2.-Linea de conducción a bombeo**
- V.2.-Determinacion de la capacidad del tanque de regulación**
- V.3.-Diseño de la red de agua potable**
  - V.3.1-Determinacion de necesidad de cajas rompedoras de presión**
- V.4.-Diseño de la red de alcantarillado sanitario y pluvial.**
- V.5.-Diseño del colector y emisor**

### **VI.-INTEGRACION DE INFORMES FINALES**

### **VII.-CONCLUSIONES**

## **ANTECEDENTES**

La concentración de la población en las diversas localidades rurales de la republica mexicana trae consigo múltiples problemas, como son las necesidades de los servicios básicos de abastecimiento de agua potable y saneamiento (desalojo de aguas residuales) para su adecuado crecimiento de las poblaciones.

El alto grado de marginación que presentan la mayoría de las comunidades rurales junto al acelerado ritmo de crecimiento de la población en las ultimas décadas ha llevado a las autoridades de la republica mexicana a tomar acciones en un horizonte de planeación a corto, mediano y largo plazo que permitan reducir los efectos derivados de esta problemática, principalmente en la presentación de los servicios públicos básicos

El desorden en el crecimiento de las comunidades rurales genera dificultades extremas para la prestación de los servicios tales como agua potable y alcantarillado sanitario lo que contribuye en ocasiones a adoptar soluciones provisionales que posteriormente se convierte en soluciones definitivas reduciendo con esto la eficiencia y provocando una mayor dificultad en la operación y mantenimiento de los sistemas.

La baja eficiencia con que operan gran parte de los sistemas es debido principalmente al deterioro físico en los componentes de dichos sistemas, como son entre otros: Tuberías, bombas y válvulas. Los problemas más frecuentes en los organismos prestadores de los servicios es la carencia de una administración bien establecida que se refleja en servicios públicos de mala calidad. El motivo principal de este tipo de trabajo es impulsar el desarrollo técnico y administrativo de los sistemas operadores locales a través de esquemas de planeación bien desarrollados.

## **OBJETIVO**

Una parte importante para la elaboración y ejecución de un proyecto de agua potable y alcantarillado es la realización de un estudio de factibilidad social así como el conocimiento general y puntual de la situación actual que guarda la comunidad que se desea proyectar, ya que para la realización de un proyecto de cualquier índole ya sea el diseño de un Edificio, el diseño de un carretera o autopista, una línea de transporte público, una línea de conducción de agua potable, un emisor de descarga, un sistema de tratamiento, un puente, una línea de trasmisión eléctrica, una líneas de comunicación, es importante saber la situación actual que guarda el terreno, la aceptación de la población con respecto a la elaboración del proyecto y/o construcción del mismo para poder ver si es viable para el crecimiento de la comunidad ya que de ignorar esta información para la realización de cualquier proyecto de ingeniería puede tener consecuencias negativas para la ejecución del proyecto y posteriormente para la ejecución de la obra.

El trabajo tiene como objetivo el conocimiento general de los problemas que se presenta en las localidades alrededor de la República Mexicana cuando se realiza un proyecto de agua potable y alcantarillado así como los elementos que deben de ser considerados en la integración de los proyectos para que se puedan elaborar diagnósticos de las situaciones actuales señalando las condiciones especificas de las comunidades así como los dictámenes de factibilidad social con base a un planteamiento de solución realista y económico que resuelva la problemática para lo cual en este trabajo se manejaran los formatos necesarios para la realización de los diagnósticos de factibilidad social así como los procedimientos de llenado y posteriormente la elaboración del proyecto.

Para la realización de un proyecto que sea eficiente depende en gran parte de la comunicación que se tiene entre los usuarios de los sistemas que se van a diseñar, ya que los usuarios aportaran la información necesaria de sus necesidades, así como los sitios que se encuentren en conflicto los cuales requieren de una mayor atención, el ingeniero consultor aportara sus conocimientos en la materia así como la experiencia para resolver y cubrir en mayor parte posible de las necesidades

de los usuarios de los sistemas con el fin de poder integrar y realizar un proyecto que sea factible, rentable, eficiente y lo más importante que cumpla con el objetivo para el cual fue realizado.

El presente trabajo está enfocado principalmente a las comunidades rurales las cuales presentan una situación complicada ya que muchas se encuentran de manera dispersa o mal planeadas ya que el lento crecimiento de la mayoría de las comunidades rurales se realiza sin alguna planeación y asesoría por parte de las autoridades municipales, estatales e incluso federales es por lo cual luego se encuentran asentamientos humanos dispersos que presentan una gran dificultad para dotarlos de el servicios necesarios, asentamientos humanos concentrados donde las vías de comunicación son muy reducidas y nos encontramos con que las calles son muy pequeñas para dotar los servicios necesarios, también se presentan asentamientos concentrados en las orillas de los ríos lo cual genera un gran dificultad para darles servicios de agua potable y alcantarillado ya que se requieren una gran cantidad de colectores marginales.

Estos elementos se deben de tomar de manera muy seria para la realización e integración de los proyectos de agua potable para la comunidad de la Venta en Jocotitlán Estado de México y el proyecto de alcantarillado sanitario de de la comunidad del barrio túngareo, ejido de Emilio portes gil en el Estado de México., así como los elementos técnicos necesarios para la realización de los estudios como son normas técnicas, población de proyecto, datos básicos, estudios topográficos, así como la geología de la zona para determinar sus características.

## **JUSTIFICACIÓN**

Debido a que México enfrenta severos problemas en materia de disponibilidad de agua debido a una irregular distribución territorial del recurso, que da como resultado dos ámbitos de convivencia: uno en donde hay poca gente y mucha agua, y otro donde hay escasez del recurso y una mayor concentración de la población, problema que se complica debido al crecimiento de la población nacional y al indebido uso del recurso derivado de la ausencia de una cultura del cuidado del agua, por lo cual es de suma importancia realizar estudios técnicos que puedan cumplir al cien por ciento con su propósito.

En la segunda mitad del siglo pasado la cantidad de agua disponible por habitante en México disminuyó en 60% y se prevé que esta tendencia continúe.

De 11 mil m<sup>3</sup> de líquido que había por habitante, en promedio nacional, ahora cada persona cuenta con 4 mil 547 m<sup>3</sup>, categoría "intermedia" de acuerdo con los parámetros internacionales. Se prevé que en el año 2025 el agua por persona en todo el país será "baja", con 3 mil 788 m<sup>3</sup> al año, aunque en algunas regiones esta cantidad podría ser todavía menor y llegar a ser de mil m<sup>3</sup>.

Si se analiza la disponibilidad de agua por regiones, en el norte, centro y noreste del país, regiones áridas y semiáridas, se genera el 85% del Producto Interno Bruto (PIB), vive 77% de la población y cuenta con 32% del recurso; en contraste, en el sureste del país se localiza 68% del recurso y se asienta el 23% de la población que genera 15% del PIB.

No obstante la problemática anterior, el Estado Mexicano tiene que cumplir con los compromisos del Milenio establecidos por la Organización de las Naciones Unidas (ONU) cuya fecha límite para su cumplimiento era el año 2015, que consistía en reducir a la mitad el número de personas que en 1990 no contaban con los servicios de agua potable y alcantarillado.

Para lograr estos resultados se requiere la participación coordinada de los tres órdenes de gobierno, el Municipal, el Estatal y el Federal.

Por lo cual es una excelente justificación del presente trabajo debido a que los sistemas de agua potable y alcantarillado depende en gran medida de la disponibilidad del vital líquido por lo tanto es muy importante la localización de las fuentes de abastecimiento así como la calidad y capacidad de suministro con la que cuentan dichas fuentes, así como una buena determinación de la demanda diaria de agua potable que requieren las comunidades para con este fin suministrarles el vital líquido requerido y que no se generen desperdicios y/o insuficiencia de suministro.



## I.- ESTUDIO DE LAS NECESIDADES RURALES

La importancia de este capítulo es tener el conocimiento de la situación que guardan las comunidades rurales de la república mexicana con respecto a la necesidad de servicios de agua potable y alcantarillado en el país así como el conocimiento de algunos métodos de tratamiento.

### I.1- Etapa de Identificación

La CONAGUA, en coordinación con los gobiernos estatales, fomenta el desarrollo y mejoramiento de infraestructura de agua potable, alcantarillado y saneamiento básico a través del Programa para la Sostenibilidad de los Servicios de Agua Potable y Saneamiento en Comunidades Rurales, (PROSSAPYS). Otros programas que tienen incidencia en estas zonas son los que coordina SEDESOL y CONADEPI, entre los que destacan: Desarrollo Local (Micro Regiones), Incentivos Estatales, Iniciativa Ciudadana 3X1, Empleo Temporal 3X1 para migrantes y Jornaleros Agrícolas. Durante 2005 se destinaron recursos por 2 mil 8 millones de pesos a la construcción y rehabilitación de obras de agua potable, alcantarillado y saneamiento, inversión superior en 71.7% a la ejecutada el año anterior. De estos recursos un mil 185 millones (59.0%) provinieron del gobierno federal, 673 millones (33.5%) de los gobiernos estatales y 150 millones (7.5%) de los gobiernos municipales.

#### Origen de las inversiones por estado en zonas rurales (Millones de pesos).

ESTADO	ORIGEN			TOTAL
	FEDERAL	ESTATAL	MUNICIPAL	
Aguascalientes	4.9	4.8		9.7
Baja California	0.2	6		6.2
Baja California Sur	11.1	1.1	1.1	13.3
Campeche	31.8	6.3	1.7	39.9
Chiapas	149	61.1	0.1	210.1
Chihuahua	29	13.5	3.7	46.1
Coahuila	13.7	4.5	0	18.3
Colima	13.7	12.8	0.6	27
Distrito Federal	1.2	1.2	2.5	
Durango	34.6	27.8	4.8	67.2
Guanajuato	7.7	5.6	2.1	15.3
Guerrero	62.8	35.3	7.6	105.8
Hidalgo	46.8	18.1	6.1	71
Jalisco	18.8	16.5	6.3	41.6
México	19.5	2.3	7	28.9
Michoacán	60.1	40.7	24.3	125.1
Morelos	9.3	8.8	0.4	18.5
Nayarit	19.7	12.7	2.5	34.9
Nuevo León	29.5	47.3	0.3	77.1
Oaxaca	117.5	62.3	5.4	185.2
Puebla	87	10.7	28.4	126.1
Querétaro	9.7	8.7	4.5	22.9
Quintana Roo	11.5	9.1	1.5	22.1
San Luis Potosí	68.5	37.8	18.2	124.6
Sinaloa	71	64.8	5.6	141.4
Sonora	9.2	2.8	1.3	13.3
Tabasco	56.3	44.4	2	102.7
Tamaulipas	39.1	45.3	0.1	84.5
Tlaxcala	17	15.9	3.1	36
Veracruz	87.7	15.4	0.7	103.7
Yucatán	22.1	5.9	5.5	33.5
Zacatecas	24.5	23.5	5.5	53.5
<b>TOTAL</b>	<b>1,184.80</b>	<b>673</b>	<b>150.2</b>	<b>2,007.90</b>

Del total invertido en estas zonas 37.2% se destinó a agua potable, 38.6% a alcantarillado, 16.1% a saneamiento y 8.1% a mejoramiento de la eficiencia.

ESTADO	APLICACIÓN				TOTAL
	AGUA POTABLE	ALCANTARILLADO	SANEAMIENTO 1/	OTROS 2/	
<b>Aguascalientes</b>	1.28	7.46	0	0.97	9.71
<b>Baja California</b>	5.19	0.82	0	0.19	6.2
<b>Baja California Sur</b>	4.74	8.3	0.14	0.13	13.32
<b>Campeche</b>	36.01	0.25	2.17	1.43	39.86
<b>Chiapas</b>	189.74	4.22	3.51	12.66	210.13
<b>Chihuahua</b>	24.71	15.65	3.55	2.21	46.12
<b>Coahuila</b>	5.38	3.34	9.02	0.51	18.25
<b>Colima</b>	1.33	23.49	0	2.18	27
<b>Distrito Federal</b>	2.48	0	0	0	2.48
<b>Durango</b>	26.43	35.47	0.14	5.16	67.2
<b>Guanajuato</b>	2.78	10.86	0.88	0.82	15.34
<b>Guerrero</b>	49.23	14.04	17.65	24.84	105.76
<b>Hidalgo</b>	54.98	10.59	1.27	4.17	71.01
<b>Jalisco</b>	14.18	25.16	1.45	0.83	41.63
<b>México</b>	11.81	6.96	7.63	2.46	28.86
<b>Michoacán</b>	57.99	51.71	8.54	6.85	125.1
<b>Morelos</b>	11.26	4.67	1.64	0.88	18.45
<b>Nayarit</b>	29.13	3.93	0.4	1.42	34.88
<b>Nuevo León</b>	59.73	6.45	10.48	0.47	77.13
<b>Oaxaca</b>	129.85	45.15	1.36	8.82	185.17
<b>Puebla</b>	48.38	65	12.59	0.14	126.12
<b>Querétaro</b>	8.86	13.29	0.79	0	22.94
<b>Quintana Roo</b>	6.41	15.43	0	0.24	22.08
<b>San Luis Potosí</b>	81.47	38.49	0.51	4.11	124.58
<b>Sinaloa</b>	49.41	83.17	0.65	8.17	141.4
<b>Sonora</b>	11.04	1.04	0.94	0.29	13.3
<b>Tabasco</b>	21.83	72.31	0.52	8.05	102.71
<b>Tamaulipas</b>	15.71	47.62	10.67	10.49	84.5
<b>Tlaxcala</b>	17.34	15.96	0.95	1.74	35.99
<b>Veracruz</b>	65.32	32.02	2.55	3.8	103.7
<b>Yucatán</b>	16.42	0	16.7	0.4	33.52
<b>Zacatecas</b>	36.07	12.39	1.78	3.24	53.48
<b>TOTAL</b>	1,096.51	675.24	118.48	117.67	2,007.91

En el resultados del II conteo de población y vivienda 2005, INEGI de acuerdo con los resultados definitivos del II conteo de población y vivienda 2005, con información al 17 de octubre del mismo año, a roja como resultado para las comunidades rurales las siguientes tablas el porcentaje de servicios a nivel rural de los servicios.

**Cobertura de agua potable en zonas rurales.**

<b>AÑO</b>	<b>POBLACIÓN TOTAL EN VIVIENDAS PARTICULARES PORCENTAJE DE (Millones)</b>	<b>CON SERVICIO</b>	<b>SIN SRVICIO</b>	<b>BENEFICIADOS</b>	<b>PORCENTAJE DE COBERTURA</b>
1990	23.1	11.9	11.3		51.2
1995	24	14.8	9.3	2.9	61.4
2000	24.2	16.5	7.8	1.7	68
2005	23.9	16.9	7	0.4	70.7
2005	23.9	17.1	6.8	0.2	71.5

**cobertura de alcantarillado en zonas rurales**

<b>AÑO</b>	<b>POBLACIÓN TOTAL EN VIVIENDAS PARTICULARES PORCENTAJE DE (Millones)</b>	<b>CON SERVICIO</b>	<b>SIN SRVICIO</b>	<b>BENEFICIADOS</b>	<b>PORCENTAJE DE COBERTURA</b>
1990	23.1	4.2	18.9	18.1	
1995	24	7.1	16.9	3	29.7
2000	24.2	8.9	15.3	1.8	36.7
2005	23.9	13.8	10.2	4.9	57.5
2005	23.9	13.9	10	0.1	58.1

Con estos resultados podemos determinar que un importante porcentaje de la población no cuenta con los servicios principalmente el servicio de alcantarillado sanitario, estando conscientes de la importancia que tiene la elaboración de proyectos y su construcción de los sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario para el mejoramiento de la calidad de agua potable y de vida, de los mexicanos al brindarles la posibilidad de contar en sus viviendas con alcantarillado así mismo nos podemos dar cuenta de la importancia de estos sistemas básicos en el desarrollo de las comunidades rurales para poder evitar en lo posible las enfermedades gastrointestinales producidas por la contaminación que se genera al no contar con los mismos.

El porcentaje de población rural mencionado anteriormente no cuenta actualmente con un sistema formal de alcantarillado sanitario, de esta manera no se garantiza la adecuada disposición de excretas generando con ello focos de infección y malos olores, ya que la población realiza sus necesidades al aire libre lo que provoca severos problemas de contaminación del agua, de los alimentos, y del medio ambiente. Al mismo tiempo generan enfermedades gastrointestinales y dermatológicas que se presentan con frecuencia en la comunidad sobre todo en los niños.

Otro gran problema de las comunidades rurales es que presenta una considerable dispersión en sus viviendas así como los asentamientos no son de manera uniformes por lo cual generan un gran problema para poder dotarlos de los servicios por lo cual es necesario que las autoridades de los distintos estados de la república generen un sistema catastral para poder asesorar en el asentamiento poblacional así como la elección del sitio más conveniente para la construcción de sus hogares a los habitantes de las comunidades y con ello poder lograr una concentración mas

adecuada a largo plazo, y con esto lograr mas fácil dotarlos de estos servicios puesto que se tendrá una concentración mas uniforme.

La mayoría de las viviendas que se encuentran en el porcentaje anteriormente mencionado no cuentan con un sistema de recolección de aguas residuales, proporcionado a través de un sistema de atarjeas formal, sin embargo el 95% de la población practica el fecalismo al aire libre, por lo cual la importancia de la elaboración de proyectos ejecutivos eficientes y sistemas de tratamientos.

Ejemplo de algunos sistemas de tratamiento dependiendo el nivel, grado o eficiencia de la remoción de contaminantes y las características del sistema que puede ser físico, biológico, fisicoquímico.

-Pre tratamiento (Físico)

Finalidad (eliminación de materiales que perjudican al sistema de  
Conducción bombeo o etapas subsecuentes de tratamiento  
(Materia flotante como bolsas, madera, latas etc.)

-.Tratamiento Primario (Físico Químico remoción de solidos suspendidos)

-Fosa séptica (De 0 a 1000 hab. De 1 a 2 litros por segundo.

-Tanque Himhoff (población de 2500 a 40,000 hab de 5 a 8 l/seg  
Eliminación del 40% al 50% de solidos suspendidos y reducción  
de la DBO y en un 25% a 35%

-Sedimentadores Primarios

-.Tratamiento Secundario (Biológico)

-Laguna de Estabilización.

-Aeración extendida.

-Zanja de Oxidación.

-.Desinfección Cloro

## **II.- ESTUDIO DE FACTIBILIDAD SOCIAL**

Este capítulo es de gran importancia para este trabajo ya que para la ejecución de todo estudio se requiere saber la postura que guardan las poblaciones respecto a la elaboración de estudios en su comunidad así como hacer de su conocimiento los alcances de los estudios, beneficios, las afectaciones ambientales y sociales, para que, con el conocimiento suficiente por parte de los usuarios puedan decidir si aceptan los estudios o no, el proyectista tiene la obligación de conocer todos los elementos que componen un sistema de agua potable y alcantarillado para poder transmitir los beneficios, así como para poder realizar todos los estudios sociales y ambientales que se requieren para la elaboración de la parte social.

### **II.1-Fase ambiental**

Para este capítulo es necesario hacer un dictamen general de impacto ambiental para poder determinar los pequeños o grandes impactos en el entorno donde se llevara a cabo el proyecto y posteriormente la obra.

Los aspectos ambientales serán tomados en cuenta desde el momento en que se empiezan los trabajos que deben hacerse para la promoción social, con el levantamiento de las necesidades de la comunidad. El primer contacto directo permitirá conocer sus problemas, necesidades y conjuntamente con los representantes de la localidad, se buscarán las soluciones que sean aplicables.

El objetivo principal de este tipo de análisis es detectar aquellos instrumentos de control ambiental específicos que se van a utilizar, del conjunto de procedimientos actuales que son utilizados.

#### **II.1.1-Etapa de Identificación**

En esta etapa es necesario verificar la ubicación de las obras a proyectar y tener un rápido diagnóstico ambiental del área y su entorno. Esto posibilitará al ing. Proyectista o consultor una visión de la situación local y de los aspectos ambientales que podrán ser impactados negativamente, en el caso de que no se tomen los cuidados necesarios. El proyectista deberá tener conocimiento de las leyes y reglamentos tanto Federales, como las Estatales que deberán ser cumplidos. Como ejemplo se pueden mencionar las relativas a áreas de preservación y/o conservación, áreas de interés ambiental, tales como parques, áreas de protección ambiental, de fauna y flora, refugio de vida silvestre, áreas de protección de fuentes de abastecimiento, de interés científico, histórico, turístico, de reservas indígenas, sitios y monumentos teológicos, paleontológicos, espeleológicos, de manifestaciones culturales o etnológicas de la comunidad, áreas previstas para ampliación de la localidad y para producción agrícola.

#### **II.1.2- Etapa de formulación**

Identificados los problemas, la comunidad y el Ing. Proyectista deben determinar cuáles son los elementos de interés y cuáles son las capacidades para implementar y operar las demandas en servicios de agua y/o alcantarillado y pasar a la etapa de formulación del diseño.

#### **II.1.3- Etapa de Análisis**

El diseño elaborado por el proyectista y su firma Consultora será analizado por el ingeniero supervisor.

En esta etapa el proyectista elaborará la Ficha Ambiental, la cual sirve como un instrumento de control ambiental de los diseños, dado que posibilitará la clasificación ambiental del diseño. El formato de ficha ambiental mostrada adelante es un formato general.

Estado: \_\_\_\_\_ Ficha No. \_\_\_\_\_  
Fecha de elaboración: \_\_\_\_\_

### **I.- DATOS GENERALES**

Nombre: \_\_\_\_\_  
Tipo de Obra: \_\_\_\_\_ Otro: \_\_\_\_\_  
Nivel del Diseño: \_\_\_\_\_ diseño \_\_\_\_\_ factibilidad \_\_\_\_\_ prefactibilidad \_\_\_\_\_ construcción  
Fecha estimada para inicio de la construcción: \_\_\_\_\_  
Obra a realizar: \_\_\_\_\_ nueva \_\_\_\_\_ rehabilitación \_\_\_\_\_ modernización \_\_\_\_\_ ampliación \_\_\_\_\_ conclusión  
Tiempo estimado de construcción: \_\_\_\_\_  
Objetivo de la obra: \_\_\_\_\_

### **II.- LOCALIZACIÓN GENERAL**

(anexar croquis regional y local de las obras)

Municipio: \_\_\_\_\_ Localidad: \_\_\_\_\_  
Región hidrológica: \_\_\_\_\_ Cuenca: \_\_\_\_\_  
Provincia ecológica: \_\_\_\_\_  
Fuente de abastecimiento: Actual: \_\_\_\_\_ Proyectada: \_\_\_\_\_

### **III.- CARACTERÍSTICAS PARA CADA COMPONENTE O FASE DEL DISEÑO**

(Llenar de acuerdo al tipo de obra).

### **IV.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO**

Superficial: (tipo de obra, fecha de construcción, volumen de extracción actual, volumen a extraer, calidad del agua, gasto medio anual de la corriente, gasto mínimo de la corriente, volumen almacenado, superficie de embalse, uso actual del suelo).

Subterránea: (tipo, número de pozos – actuales, proyectados, aislados, batería; disponibilidad del acuífero; otros usos del agua: volumen de extracción actual y a extraer, calidad del agua; condición del acuífero, zona de veda, tipo de veda).

### **V.- CONDUCCIÓN**

Obras a realizar, longitud de la conducción, uso actual del suelo.

### **V.- ESTRUCTURA DE LLEGADA**

Obra a realizar, superficie a ocupar, capacidad de regulación y de distribución, uso actual del suelo.

### **VII.- POTABILIZACIÓN**

Obra a realizar, tipo de potabilización, volumen a potabilizar, disposición de desechos, superficie a ocupar, uso actual del suelo.

### **VIII.- RED DE DISTRIBUCIÓN**

Obras a realizar, superficie a ocupar.

### **IX.- SISTEMA DE SANEAMIENTO O ALCANTARILLADO**

Obra a realizar, letrina sanitaria, tanque séptico, red de alcantarillado con tratamiento y disposición final, gastos medios de descarga actual y proyectada, descarga de agua tratada, longitud del emisor, uso actual de la descarga, clasificación del cuerpo receptor.

### **X.- TRATAMIENTO**

Obra a realizar, tipo de tratamiento, disposición de lodos, superficie a ocupar, uso actual del suelo, comunidad más cercana, vientos dominantes, condiciones socioeconómicas del área, acuerdos de los beneficiarios y afectados.

## **XI.- MONTO DE LAS INVERSIONES**

Año, monto y población beneficiada.

## **XII.- DICTAMEN**

Indicar la categoría a que pertenece: Grupo I-A, Grupo I-B, Grupo II, Grupo III.

## **XIII.- OBSERVACIONES**

De igual forma, con la finalidad de dar atención a los lineamientos de la Secretaría de Ecología, en cuanto a la normatividad de los proyectos de agua y saneamiento en comunidades rurales, se deberá requisitar el siguiente formato, lo anterior en cumplimiento

## **INFORME PREVIO DE IMPACTO AMBIENTAL**

### **INFORMACIÓN GENERAL**

Nombre del proyecto: \_\_\_\_\_

1) Nombre del promovente: \_\_\_\_\_

2) Dirección para oír y recibir notificaciones en el Estado correspondiente (dirección de la dependencia correspondiente):

3) Descripción detallada del proyecto, incluyendo memoria descriptiva y el programa de obra (cronograma de trabajo) de las diferentes etapas que se implementarán (preparación del terreno, construcción y operación).

4) Dirección del predio donde se pretende realizar el proyecto y croquis de localización indicando vías de acceso; así como la descripción de las actividades que se realizan en las colindancias inmediatas al predio, incluir fotografías recientes del predio y sus colindancias.

5) Constancia de alineamiento y número oficial otorgado por la autoridad municipal correspondiente.

6) Usos del suelo en el predio en cuestión según el Plan de Centro de Población, Plan de Desarrollo Municipal, Programa de Ordenamiento Ecológico Territorial del Estado, Decreto u otros vigentes y aplicables. Incluir documentación probatoria.

7) Señalar la superficie total del predio y la superficie del mismo que se requiere para el proyecto haciendo el desglose de áreas y destino de de las mismas, representándolas en un plano de conjunto del proyecto en el que se señalen las restricciones por derechos de vías, tendidos eléctricos, ductos y cuerpos de agua, etc.

8) Situación legal del predio. Incluir la documentación probatoria (testimonio notarial, contrato de arrendamiento, etc.)

9) Indicar si se cuenta con conexión al alcantarillado y red de agua potable presentando documentación probatoria al respecto. En caso de no contar con alguno de estos servicios explicar como se pretenden obtener o suplir.

10) Plano topográfico con curvas de nivel e inventario florístico y urbano, a escala 1:500 y fotografía aérea a escala 1:5000 anexando cortes esquemáticos del predio y adecuación del proyecto a la topografía natural (la escala podrá variar dependiendo de la superficie total del predio y/o proyecto).

11) Listado de las afectaciones al medio ambiente (aire, agua, suelo, flora y fauna) que generará el proyecto en sus diferentes etapas (preparación del sitio, construcción y operación).

12) Ubicación geográfica del predio en coordenadas UTM y altitud en metros sobre el nivel del mar

## **II.2-DICTAMEN DE FACTIBILIDAD SOCIAL**

### **II.2.1- Diagnóstico Participativo**

Cuando una comunidad solicita la introducción de un servicio de agua potable, es necesario que al realizar el proyecto de obra se conozca el interés de los futuros beneficiarios para asumir los compromisos vinculados con la misma, por lo que conjuntamente con el proyecto se debe de realizar el Diagnóstico Participativo y emitir el Dictamen de Factibilidad Social; mismo que deberá elaborarse conjuntamente con la comunidad. También se podrá constatar la necesidad que la comunidad tiene de la obra y las particularidades que esperan tenga el servicio solicitado, así como su disposición para participar en el futuro en su operación, administración y mantenimiento.

El ingeniero proyectista, deberá contar con personal capacitado y entrenado para aplicar en todo momento metodologías, estrategias y técnicas participativas, para incorporar a todos los sectores de la población.

Es necesario tener la capacidad de interactuar con las comunidades acorde a sus tiempos, así como habilidad para impulsar la participación social y la toma de decisiones por consenso, ya que la experiencia ha mostrado que la inserción del componente social en la planeación y definición de las características del proyecto, genera condiciones propicias para que los sistemas perduren, se mejoren los niveles de bienestar, sanitarios y de salud de la población.

A continuación se presentan con carácter enunciativo y no limitativo, los trabajos a realizar:

Antes de iniciar los trabajos, el proyectista deberá, analizar las características de la comunidad y de su población, los servicios de agua potable y saneamiento con que cuenta.

Establecer contacto con las autoridades municipales y de la comunidad, para informarlas de los trabajos a realizar, buscar su colaboración y la definición de las formas y canales de comunicación, y con ello, establecer un programa de trabajo específico en cada localidad.

Promover e incorporar la participación activa de los beneficiarios en la elaboración del diagnóstico participativo, obtener en asamblea comunitaria la información necesaria del entorno y de las formas de comunicación y cooperación de los miembros de la comunidad, así como la disposición de participar en el proyecto. Complementarla con recorridos, visitas domiciliarias y la observación directa, para coleccionar los elementos que sustenten el dictamen de factibilidad social. Las acciones se encaminarán a lograr la participación de todos los sectores de la población sin distinción de sexo, edad, raza, credo o posición económica, para inducir la toma de decisiones y acuerdos por mayoría o por consenso.

Analizar conjuntamente con la comunidad la solicitud de obra, las particularidades o características de ésta y su viabilidad social; Las condiciones socioeconómicas de la población; así como el costo social y económico que implicará tener la obra y su posterior operación y mantenimiento.

Asistir y participar en las asambleas y actividades comunitarias que haya promovido la comunidad o el proyectista, en la que podrá observarse la organización para el servicio a introducir, la forma en que se resuelven los posibles puntos de vista diferentes; cómo funciona la organización comunitaria para la resolución de necesidades educativas, de salud, etc.

Apoyar a la comunidad para estimar los volúmenes de consumo de agua y su costo, estimar la cuota que se debe cobrar por cada toma domiciliaria.

### **Dictamen de factibilidad social de la ejecución de la obra:**

En caso de resultar positivo, promover la constitución o ratificación de la forma organizativa comunitaria pro-construcción, que elija la comunidad, para que sirva de enlace y apoyo durante el futuro proceso constructivo de la obra.



**Si resultara negativo el dictamen de factibilidad social, se suspenderá la elaboración del estudio y proyecto, y solo podremos cobrar, lo devengado por el estudio de factibilidad social.**

Se deberá hacer del conocimiento de la comunidad el resultado del dictamen de factibilidad social, ya sea positivo o negativo.

Compromisos del PROYECTISTA y flujo de información

Para la realización del diagnóstico de factibilidad social, el proyectista aprovechará los instrumentos (Anexo) y guías contenidas en el Manual de Operación y Procedimientos del PROSSAPyS y los complementará con los que se requieran para lograr una comunidad informada y comprometida con la obra que será construida

## FORMATO PARA EL DIAGNÓSTICO PARTICIPATIVO Y DICTAMEN DE FACTIBILIDAD SOCIAL

Fecha de elaboración: \_\_\_\_\_  
Localidad: \_\_\_\_\_ Clave (INEGI): \_\_\_\_\_  
Municipio: \_\_\_\_\_ Clave (INEGI): \_\_\_\_\_  
Estado: \_\_\_\_\_ Clave (INEGI): \_\_\_\_\_

### I. INFORMACIÓN BÁSICA DE LA COMUNIDAD

Población total: \_\_\_\_\_ Población adulta: \_\_\_\_\_  
Composición étnica de la población (predominante): Mestiza ( ) Indígena ( )  
Grado de marginación: Muy Alto ( ) Alto ( ) Medio ( ) Bajo ( ) Muy Bajo ( )  
Número de viviendas \_\_\_\_\_; habitadas permanentemente \_\_\_\_\_, habitadas temporalmente \_\_\_\_\_ y deshabitadas \_\_\_\_\_

Principal actividad económica, como fuente de ingreso de la población (señalar la más importante) primarias (agricultura, ganadería, selvicultura, caza y pesca ( ) secundarias (minería, extracción de petróleo y gas, industria manufacturera, electricidad, agua y construcción) ( ) terciarias (comercio, transporte, comunicaciones y servicios) ( ) ingreso promedio mensual \$ \_\_\_\_\_

### II. ORGANIZACIÓN COMUNITARIA

Obras y servicios sociales realizados en la comunidad con participación de la población: educativas ( ) salud ( ) comunicaciones y vías de acceso ( ) infraestructura y actividades recreativas ( ) centros de culto religioso ( ) otros ( ) especificar \_\_\_\_\_

Instancias en las que la comunidad toma decisiones: asamblea comunitaria ( ) grupos de personas interesadas ( ) por las autoridades y representantes locales ( ) otras ( ) (especificar) \_\_\_\_\_

Tipo de servicio solicitado por la comunidad: agua potable ( ) alcantarillado ( ) tratamiento de aguas residuales ( ) sanitarios ecológicos ( ) ; Tipo de obra: nueva ( ) ampliación ( ) ; en caso de ampliación, señalar las causas que la motivan \_\_\_\_\_

Número de veces que se ha solicitado el servicio \_\_\_\_\_; fecha de la última solicitud \_\_\_\_\_, por acuerdo de la comunidad ( ) por iniciativa de las autoridades y representantes ( ) por iniciativa de integrantes de la comunidad ( )

### III. AGUA POTABLE

¿Existe sistema formal de agua potable? Si ( ) No ( )

9.1) En caso negativo, lugar donde se obtiene el agua para uso y consumo humano?: Pozo ( ) manantial ( ) río o arroyo ( ) presa, bordo, laguna ( ) cisternas pluviales ( ) otro ( ) especificar \_\_\_\_\_

9.2) ¿Quién se encarga del abasto del agua?: las mujeres ( ) los niños ( ) los hombres ( )

### IV. SANEAMIENTO

¿Existe red de alcantarillado?: si ( ) no ( )

10.1) Sitio de descarga de las aguas residuales: laguna de oxidación ( ) planta de tratamiento ( ) disposición en cuerpos receptores naturales apropiados ( ) disposición en cuerpos receptores naturales no apropiados ( )

¿Existen sanitarios en la comunidad?: no ( ) si ( ) ¿cuántos? \_\_\_\_\_ Tipo de sanitario: seco de doble cámara elevada ( ) pozo negro (letrina tradicional) ( ) húmedo (baño) ( )

### V. PARTICIPACIÓN COMUNITARIA

Disposición de la comunidad de participar en el proyecto: dinero en efectivo para la construcción de la obra ( ) trabajo no remunerado ( ) materiales de la región ( ) ceder los predios por donde se construya la obra ( ) cubrir los costos de operación y mantenimiento del sistema o pago de los servicios ( ) organizarse y capacitarse para la administración, la operación y el mantenimiento del sistema ( ) asumir los compromisos que implica tener el servicio, mantener funcionando el sistema y asegurar su sostenibilidad ( ) ninguna ( )

Particularidades de la comunidad que habrán de ser consideradas en el proyecto. \_\_\_\_\_

Aportación o cuota mensual predeterminada para el pago del servicio a cubrirse por los usuarios, con base en la estimación de costos de operación y mantenimiento del sistema \$ \_\_\_\_\_

Forma organizativa comunitaria pro-construcción de la obra, según costumbres y preferencias de la comunidad: Comité ( ) Patronato ( ) Junta Local ( ) Otra ( ) especificar \_\_\_\_\_ fecha de constitución: \_\_\_\_\_

Número de integrantes de la forma organizativa comunitaria: \_\_\_\_\_ y número de mujeres participantes: \_\_\_\_\_

Los integrantes de la figura organizativa electos en la asamblea del \_\_\_\_\_, son:

Presidente: \_\_\_\_\_

Secretario: \_\_\_\_\_

Tesorero: \_\_\_\_\_

Vocal Uno: \_\_\_\_\_

Vocal Dos: \_\_\_\_\_

Número de personas de la comunidad que participó en el diagnóstico participativo:

Hombres de 18 años o más \_\_\_\_\_

Mujeres 18 años o más \_\_\_\_\_

Personas menores de 18 años \_\_\_\_\_

Total \_\_\_\_\_

## II.2.2- Dictamen de factibilidad social

Dictamen de factibilidad social: positivo ( ) negativo ( ) Justificación (soportada con los elementos a favor y en contra del dictamen que se emite) \_\_\_\_\_

Nombre y firma del promotor

Es importante procurarse que cuando menos el 50% de la población adulta participe en las reuniones y en la toma de decisiones.

Es importante que se logre una gran disposición de la comunidad para gestionar, en su oportunidad, la posesión legal de los sitios de obra y servidumbres de paso, tramitar la asignación o concesión para el aprovechamiento de las aguas nacionales para uso y consumo humano.

Se deberá de realizar Acta de asamblea de constitución de la forma organizativa comunitaria, pro-construcción de la obra.

## **Diagnóstico Simplificado de la Infraestructura**

En la investigación, el proyectista se pondrá en contacto con las Autoridades Locales y Municipales, solicitando su ayuda para el mejor desempeño de sus actividades.

Se deberá de realizar el diagnóstico del sistema de agua potable de la comunidad, el cual contendrá los resultados que se describen a continuación.

En un plano se indicará el estado de cada una de las partes que conforman el sistema actual de agua potable y saneamiento, tales como: captación, estaciones de bombeo, conducción, regulación, cajas rompedoras de presión, desinfección, fosas sépticas, letrinas, descargas de aguas residuales, etc.

Se realizara un resumen técnico de la(s) condición(es) de la(s) fuente(s) actual(es) de abastecimiento, indicando el tipo, si es intermitente o perenne, el gasto y su variación durante el año, si satisface a la comunidad, los usos del agua, su calidad desde el punto de vista físico-químico y bacteriológico, y los compromisos que a futuro se tengan, y la disposición de las aguas residuales o concentración de excretas.

Para avalar la utilización y capacidad de la fuente de abastecimiento, será mediante un documento firmado y sellado por las autoridades de la localidad, donde expresen su conformidad, así como una propuesta demostrativa de solución del saneamiento mínima, confinación de excretas.

## **II.2.3 Requerimientos de infraestructura de agua potable.**

### **a) Captación.**

Una vez realizado el inventario de la(s) captación(es) actual(es), se definirá(n), con apoyo de reconocimiento de campo, la(s) fuente(s) de abastecimiento adicional(es); se elaborará un esquema de funcionamiento de las nuevas estructuras, señalando su ubicación y/o las modificaciones a las existentes. Para cada fuente se deberá indicar su capacidad potencial y sus gastos de extracción, así como una descripción de la calidad del agua, su uso, los compromisos que se tengan y la problemática sociopolítica para su aprovechamiento.

### **b) Conducción.**

Definido el sitio de la obra de captación, así como el sitio de entrega, se localizará en gabinete, el trazo preliminar de la línea de conducción en un plano del INEGI, SEDENA, CONAGUA, etc.

Se procurará que el trazo se ubique por caminos existentes, linderos de los terrenos, evitando cruzar por zonas con posibles problemas de tenencia de la tierra, terrenos rocosos o inestables, huertos de fruta u otros terrenos altamente rentables, y siguiendo la topografía más adecuada.

En los cruces que se tengan a lo largo de la línea de conducción, se procurará aprovechar las estructuras existentes, o bien, se seleccionará el tipo más apropiado de obra, definiendo el ancho de cruce y la conveniencia de hacerlo subterráneo o aéreo, así como el tipo de tubería.

Se efectuará un recorrido de campo para verificar el trazo preliminar, con la participación de autoridades locales y, con apoyo de éste, se elaborará el Catálogo de Conceptos, indicando el tipo de monte y clasificación del material por excavar, etc.

### **C) Regulación.**

Con base en las características topográficas, geológicas y geotécnicas, se determinará el sitio más adecuado para la ubicación del tanque de regulación. Este se referenciará a elementos físicos existentes, delimitando el sitio que se precisará durante la etapa del trabajo topográfico.

Seleccionado el sitio, se concertará la donación, cesión o adquisición de la superficie necesaria para desplantar la estructura, entre las autoridades locales y el propietario del terreno, considerando que la obra es en beneficio de la comunidad.

### **D) Potabilización**

De requerirse, se diseñará o seleccionará equipo de potabilización acorde a la calidad del agua de la fuente y la de entrega a la comunidad. Como mínimo se requerirá de un sistema de desinfección de fácil operación y mantenimiento, acorde a las necesidades de la localidad.

### **Identificación de Fuentes de Abastecimiento.**

Se identificarán las fuentes de abastecimiento cercanas a la comunidad, las cuales podrán corresponder a manantial, río o bien aguas subterráneas que puedan ser captadas por medio de un pozo. La selección se sujetará a la cantidad, disponibilidad y calidad del agua, así como a su ubicación con respecto a la localidad y su facilidad de acceso.

En caso de no existir estos tipos de fuentes, o que estén concesionadas para otros usos de bien común, el proyectista definirá en campo, el sitio apropiado para la captación y almacenamiento de agua de lluvia, y determinará el área requerida para el vaso, así como los estudios preliminares: hidrológico, topográfico, de permeabilidad y bancos de materiales.

Si se requiere, se concertará con el propietario, la donación o adquisición del terreno para desplantar la estructura de captación.

Se elaborará un documento, de común acuerdo con la localidad beneficiada, donde se indique que el agua se destinará exclusivamente para uso y consumo humano. Este documento se entregará a la Gerencia Estatal de la CONAGUA, para el registro de la fuente de abastecimiento, el ingeniero será el responsable de tramitar el registro y dar seguimiento, hasta la conclusión del proceso.

### **Aforos en Manantiales, Ríos y Canales.**

**Se efectuarán aforos directos preferentemente durante el estiaje, con objeto de determinar el caudal potencial de las fuentes nueva y actual, si no es posible en el período de estiaje, se efectuará una corrección de acuerdo con la información de las personas de la localidad que conozcan mejor el comportamiento de las fuentes. De acuerdo con la fuente por analizar, el aforo se podrá realizar con el equipo siguiente:**

**Manantial.-** Vertedor de pared delgada, de placa de metal o madera, de forma rectangular o triangular con aristas agudas.

**Río.-** Molinete y cinta métrica. Se dividirá la sección transversal en franjas verticales, para obtener la velocidad media.

#### **Canal.- Flotador o molinete.**

Para escurrimientos pequeños, el equipo y material serán: objetos flotantes, cronómetro y cinta métrica. Se repetirá el aforo en distintos puntos a lo ancho de la sección, a fin de promediar velocidades.

En escurrimientos grandes, el equipo a utilizar será: molinete y cinta métrica. Se dividirá la sección transversal en franjas verticales, para obtener la velocidad media.

Los resultados obtenidos y el procedimiento de medición utilizado se describirán en un reporte técnico.

### **Estudio de Calidad del Agua.**

#### **a) Análisis Físico - Químico.**

Se tomarán muestras en recipientes de doble tapa, de 3 a 5 litros de capacidad, previamente lavados y enjuagados con agua de la misma fuente por muestrear; El volumen mínimo requerido para el análisis es de 2 litros, el recipiente debe quedar lleno y herméticamente cerrado. En el momento de obtener la muestra se debe medir: la temperatura, conductividad eléctrica, oxígeno libre, unidades de pH y contenido de ácido sulfhídrico. En una etiqueta adherida al recipiente se asentará:

Tipo de fuente  
Nombre de la fuente  
Ubicación de la fuente  
Localidad  
Municipio  
Estado  
Fecha de toma de la muestra

El análisis físico y químico incluirá las siguientes determinaciones:

Análisis físico  
Olor  
Turbiedad  
Color real  
Color aparente  
Sabor

Análisis químico  
Unidades de pH (acidez o alcalinidad)  
Sólidos totales  
Dureza total  
Dureza de calcio  
Sodio  
Potasio  
Calcio  
Magnesio  
Hidróxidos  
Cloruros  
Sulfatos  
Carbonatos  
Bicarbonatos  
Nitratos  
Fluoruros

**b) Análisis Bacteriológico.**

Para el muestreo se requiere un frasco de 125 ml de capacidad, de boca ancha, de vidrio o de plástico resistente al calor y bacteriológicamente inerte. Se le añadirá 0.1 ml de solución de sulfato de sodio al 10%, con el fin de contrarrestar la acción del cloro que pueda contener el agua y realizar el análisis antes de 6 horas, o si esto no es posible, mantener la muestra en refrigeración.

### **III.-ESTUDIOS PREVIOS**

Este capítulo es de suma importancia debido a que con la realización de este, se definirán los elementos necesarios de los sistemas y su ubicación, las dimensiones de los elementos que conforman el sistema, por lo cual esta parte del proyecto debe de ser muy bien calculado, ya que de lo contrario tendremos sistemas sobrados o insuficientes.

#### **III.1.-CONDICIONES PARTICULARES DE LA ZONA**

Después de haber obtenido todos los elementos necesarios y suficientes para poder determinar todos los parámetros anteriores en los estudios de factibilidad social y dictamen ambiental podemos deducir de la zona o comunidad en estudio todas sus condiciones particulares a sí como si es viable el proyecto y la obra para beneficio de la comunidad rural de la republica Mexicana

#### **III.2.-DETERMINACIONES DE LOS DATOS POBLACIONALES**

En la elaboración de cualquier proyecto, es necesario tener especial cuidado en la definición de los datos básicos. Estimaciones exageradas provocan la construcción de sistemas sobredimensionados, mientras que estimaciones escasas dan como resultado sistemas deficientes o saturados en un corto tiempo, ambos casos representan inversiones inadecuadas que imposibilitan su recuperación, en demérito del funcionamiento de los propios sistemas.

Tomando en consideración lo anterior, es importante mencionar que el ingeniero proyectista es el responsable de asegurar la recopilación de información confiable, de realizar análisis y conclusiones con criterio y experiencia para cada caso particular, y de aplicar los lineamientos que a continuación se presentan, con objeto de obtener datos básicos razonables para la elaboración de proyectos ejecutivos de agua potable y alcantarillado sanitario.

Una vez recopilada toda la información disponible de los sistemas de agua potable y alcantarillado en funcionamiento, se hará una síntesis que proporcione un diagnóstico de los sistemas, señalando sus características más importantes, sus deficiencias y los requerimientos de rehabilitación, sustitución o expansión. Con lo anterior se deben plantear alternativas de desarrollo para las posibles áreas de crecimiento inmediato, y programar a futuro aquellas zonas consideradas en los planes de desarrollo.

##### **III.2.1 Población actual**

Tomando en cuenta las diferentes zonas habitacionales descritas en la sección anterior, se debe definir la población actual correspondiente. Utilizando la información que proporciona el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), relativa a cuando menos los últimos tres censos disponibles, se realiza la proyección de la población al término del periodo de diseño en que se ejecutan los estudios y proyectos.

Los resultados obtenidos de la población actual, por clase socioeconómica, se validan con la información que proporcione la Comisión Federal de Electricidad (CFE), referente a número de contratos de servicio domestico, índice de hacinamiento (número de habitantes / vivienda) y cobertura en el servicio de energía eléctrica.

##### **III.2.2 Población de proyecto**

De acuerdo con las características socioeconómicas de la población y tomando en cuenta los planes de desarrollo urbano, se definirán las zonas habitacionales actuales y futuras para cada grupo demográfico. Basándose en el crecimiento histórico, las variaciones observadas en las tasas de crecimiento, su característica migratoria y las perspectivas de desarrollo económico de la localidad, se definirá en caso de ser posible, la tasa de crecimiento en cada grupo demográfico para proyectar la población anualmente en un horizonte de 20 años, Esta tasa podrá ser constante



o variable, según sea el caso, indicando los períodos para los cuales corresponde cada tasa de crecimiento. En el documento de datos básicos, correspondiente a la 1a. Sección del libro V del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento se presentan ejemplos de aplicación de dos métodos para el cálculo de la población de proyecto, el cual mencionaremos mas adelante de este capítulo.

Para definir la densidad de población futura y las estrategias planteadas por la rectoría municipal para el crecimiento de la localidad, se puede consultar el plan de desarrollo urbano de la localidad, de manera que se determine el área urbana a la que se le deberán proporcionar los servicios. En caso de que el plan no especifique los horizontes de crecimiento a 5, 10 y 20 años, éstos se establecerán de acuerdo con los lineamientos seguidos en el mismo; si la localidad en estudio no cuenta con plan de desarrollo urbano, se definirán, con ayuda de las autoridades municipales o estatales, las proyecciones de crecimiento de la mancha urbana.

Los factores básicos del cambio en la población son: el aumento natural (más nacimientos que muertes) y la migración neta (movimiento de las familias hacia dentro y hacia fuera de un área determinada).

Se establecerá, junto con las autoridades correspondientes, la consistencia de los planes de desarrollo urbano y programas anteriormente realizados, comparándolos con el crecimiento observado en la ciudad y las razones por las cuales se presentaron diferencias, si éstas resultaran considerables.

La población de proyecto es la cantidad de personas que se espera tener en una localidad al final del periodo de diseño del sistema de agua potable y alcantarillado.

Esta población futura se estima para cada grupo demográfico, a partir de datos censales históricos, las tasas de crecimiento, los planes de desarrollo económico.

Existen varios métodos de predicción de la población de proyecto, recomendándose los siguientes:

- Método de crecimiento por comparación.**
- Método de ajuste por Mínimos Cuadrados.**

### Método de crecimiento por comparación.

Este método consiste en compararla tendencia de crecimiento histórico de la población estudiada contra el de otras ciudades con mayor numero de habitantes, similares desde el punto de vista socioeconómico, y adoptar la tasa media de crecimiento por comparación.

En la lamina 1, se presenta en forma grafica el método de tasas de crecimiento.

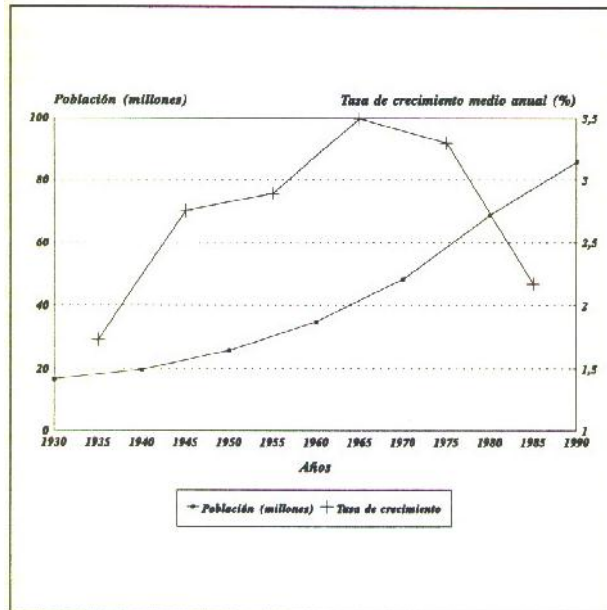


Lámina 2. Comportamiento de la tasa de crecimiento con el tiempo.

Los factores que deben considerarse para determinar la similitud son: proximidad geográfica, actividad económica, porcentajes de población de cada nivel socioeconómico, clima, costumbres, entre otros.

En la lamina 2 se tiene el comportamiento de la tasa de crecimiento de la población del país en un periodo de tiempo de 60 años; observándose un crecimiento de ésta de 1950 a 1970 y en los últimos años la tasa de crecimiento presenta un decremento, aunque la población ha ido en aumento.

Para determinar la tasa de crecimiento de la población entre dos datos de censos dados o bien para el año "ti+i", se utiliza la ecuación 1.

$$i = [(P_{i+1}/P_i)^{1/t} - 1] 100$$

Donde:

i = Tasa de crecimiento en el periodo ti-ti+i

P<sub>i+1</sub> = Población en el año ti+i

P<sub>i</sub> = población en el año ti

t = Numero de años entre la población P<sub>i+1</sub> y la población P<sub>i</sub>

## Método de mínimos cuadrados

Este procedimiento consiste en calcular la población de proyecto a partir de un ajuste de los resultados de los censos en años anteriores a una recta o curva, de tal modo que los puntos pertenecientes a éstas difieran lo menos posible de los datos observados.

Para determinar la población de proyecto será necesario considerar el modelo matemático que mejor represente el comportamiento de los datos de los censos históricos (lineal, exponencial, logarítmica o potencial), obteniendo el valor de las constantes “a” y “b” que se conocen como coeficientes de la regresión.

Existe un parámetro que sirve para determinar que tan acertada fue la elección de la curva o recta de ajuste a los datos de los censos. Este se denomina coeficiente de correlación “r”, su rango de variación es de -1 a +1 y conforme su valor absoluto se acerque más a 1, el ajuste del modelo a los datos será mejor.

A continuación se presentan varios modelos de ajuste, donde se definirán las expresiones para el cálculo de los coeficientes “a”, “b” y “r”.

### ➤ Ajuste lineal

En el caso de que los valores de los censos históricos graficados como población en el eje de las ordenadas y los años en el de las abscisas, se ajusten a una recta, se utiliza la siguiente expresión característica que da el valor de la población para cualquier año, “t”:

$$P = a + bt \quad (2)$$

Para determinar los valores de “a” y “b” se utilizan las ecuaciones siguientes:

$$a = \frac{\sum Pi - b \sum ti}{N} \quad (3)$$

$$b = \frac{N \sum tiPi - \sum ti \sum Pi}{N \sum ti^2 - (\sum ti)^2} \quad (4)$$

Donde:

- N = Numero total de datos
- $\sum ti$  = Suma de los años con información
- $\sum Pi$  = Suma del numero de habitantes

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste lineal, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo “t”, en la ecuación 2. El coeficiente de correlación “r” para el ajuste lineal se calcula como sigue:

$$r = \frac{N \sum tiPi - \sum ti \sum pi}{\sqrt{(N \sum ti^2 - (\sum ti)^2)(N \sum Pi^2 - (\sum Pi)^2)}} \quad (5)$$

### ➤ Ajuste No-Lineal

Cuando los datos de los censos históricos de población, se conformen más bien a una recta en lugar de una curva, se pueden ajustar estos datos a una curva exponencial, una logarítmica o una potencial, las cuales se tratan a continuación.

#### Ajuste exponencial

La expresión general está dada por:

$$P = ae^{bt} \quad (6)$$

Donde a y b son las constantes que se obtienen mediante las ecuaciones:

$$a = e^{\left[ \frac{(\sum \ln p_i - b \sum t_i)}{N} \right]} \quad (7)$$

$$b = \frac{N \sum t_i \ln P_i - \sum t_i \sum \ln P_i}{N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2} \quad (8)$$

Donde:

Ln= Logaritmo natural

Los valores de las sumatorias se obtienen de manera similar a las del ajuste lineal. Y sustituyendo el valor "t" deseado se predice la población futura.

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste exponencial, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo "t" en la ecuación 6.

El coeficiente de correlación para este modelo se calcula con:

$$r = \frac{N \sum t_i (\ln P_i) - \sum t_i \sum \ln p_i}{\sqrt{(N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2) (N \sum (\ln P_i)^2 - (\sum \ln P_i)^2)}} \quad (9)$$

#### Ajuste logarítmico

Este modelo tiene la expresión general:

$$P = a + b(\ln t) \quad (10)$$

Y la solución de los coeficientes "a" y "b" se obtienen con:

$$a = \frac{\sum P_i - b \sum \ln t_i}{N} \quad (11)$$

$$b = \frac{N \sum \ln t_i P_i - \sum \ln t_i \sum P_i}{N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2} \quad (12)$$

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste logarítmico, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo “t” en la ecuación 10.

El coeficiente de correlación esta dado por:

$$r = \frac{N \sum (\ln t_i) P_i - \sum \ln t_i \sum P_i}{\sqrt{(N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2)(N \sum (P_i)^2 - (\sum P_i)^2)}} \quad (13)$$

### Ajuste potencial

La expresión general esta dada por:

$$P = a t^b \quad (14)$$

La solución de los coeficientes “a” y “b” se obtiene como sigue:

$$a = e^{\left[ \frac{\sum \ln P_i - b \sum \ln t_i}{N} \right]} \quad (15)$$

$$b = \frac{N \sum (\ln t_i)(\ln P_i) - \sum \ln t_i \sum \ln P_i}{N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2} \quad (16)$$

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste potencial, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor “t” en la ecuación 14.

El coeficiente de correlación esta dado por:

$$r = \frac{N \sum (\ln t_i)(\ln P_i) - \sum \ln t_i \sum \ln P_i}{\sqrt{[N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2][N \sum (\ln P_i)^2 - (\sum \ln P_i)^2]}} \quad (17)$$

La tasa de crecimiento de la población obtenida con cualquiera de las ecuaciones de ajuste para el año “ti+1” se calcula con la ecuación 1.

Al obtener la tasa de crecimiento se puede comparar con la tasa de crecimiento de la misma población o con el de otras ciudades cercanas y determinar cual de las correlaciones es la que más se ajusta al crecimiento de la población.

### III.2.3 Período de diseño

Se entiende por período de diseño, el intervalo de tiempo durante el cual la obra llega a su nivel de saturación, este período debe ser menor que la vida útil. Los períodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos, los cuales están en función del costo del dinero, esto es, a mayor tasas de interés menor período de diseño; sin embargo no se pueden desatender los aspectos financieros, por lo que en la selección del período de diseño se deben considerar ambos aspectos. Considerando lo anterior, el dimensionamiento de las obras se realizará a períodos de corto plazo, definiendo siempre aquellas que, por sus condiciones específicas, pudieran requerir un período de diseño mayor por economía de escala.

Siempre que sea factible se deberán concebir proyectos modulares, que permitan diferir las inversiones el mayor tiempo posible. Se buscará el máximo rendimiento de la inversión, al disponer de infraestructura con bajos niveles de capacidad ociosa en el corto plazo. De acuerdo con los criterios anteriores, las componentes de los sistemas deberán diseñarse para períodos de cinco años o más.

En la siguiente tabla se presentan los períodos de diseño recomendables para los diferentes elementos de los sistemas de agua potable y alcantarillado.

<b>ELEMENTO</b>	<b>PERÍODO DE DISEÑO (años)</b>
<b>Fuente</b>	
<b>Pozo</b>	<b>5</b>
<b>Embalse (presa)</b>	<b>hasta 50</b>
<b>Línea de conducción</b>	<b>de 5 a 20</b>
<b>Planta potabilizadora</b>	<b>de 5 a 10</b>
<b>Estación de bombeo</b>	<b>de 5 a 10</b>
<b>Tanque</b>	<b>de 5 a 20</b>
<b>Distribución primaria</b>	<b>de 5 a 20</b>
<b>Distribución secundaria</b>	<b>a saturación (*)</b>
<b>Re e atarjeas</b>	<b>a saturación (*)</b>
<b>Colector y Emisor</b>	<b>de 5 a 20</b>
<b>Planta de tratamiento</b>	<b>de 5 a 10</b>

(\*) En el caso de distribución secundaria y red de atarjeas, por condiciones de construcción difícilmente se podrá diferir la Inversión.

### III.2.4 Vida útil

La vida útil es el tiempo que se espera que la obra sirva a los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que requiera ser eliminada por insuficiente.

En la siguiente tabla se indica la vida útil de algunos elementos de un sistema de agua potable, considerando una buena operación y mantenimiento.

Se deben tomar en cuenta todos los factores, características y posibles riesgos de cada proyecto en particular, para establecer adecuadamente el período de vida útil de cada una de las partes del sistema.

<b>ELEMENTO</b>	<b>VIDA ÚTIL (años)</b>
<b>Pozo</b>	
<b>Civil</b>	<b>de 10 a 30</b>
<b>Electromecánica *</b>	<b>de 2 a 20</b>
<b>Línea de conducción</b>	<b>de 20 a 40</b>
<b>Planta potabilizadora</b>	
<b>civil</b>	<b>40</b>
<b>Electromecánica *</b>	<b>de 5 a 20</b>
<b>Estación de bombeo</b>	
<b>civil</b>	<b>40</b>
<b>Electromecánica *</b>	<b>de 5 a 20</b>
<b>Tanque</b>	
<b>superficial</b>	<b>40</b>
<b>elevado</b>	<b>20</b>
<b>Distribución primaria</b>	<b>de 20 a 40</b>
<b>Distribución secundaria</b>	<b>de 15 a 30</b>
<b>Red de atarjeas</b>	<b>de 15 a 30</b>
<b>Colector y Emisor</b>	<b>de 20 a 40</b>
<b>Planta de tratamiento</b>	
<b>civil</b>	<b>40</b>
<b>electromecánica</b>	<b>de 15 a 20</b>

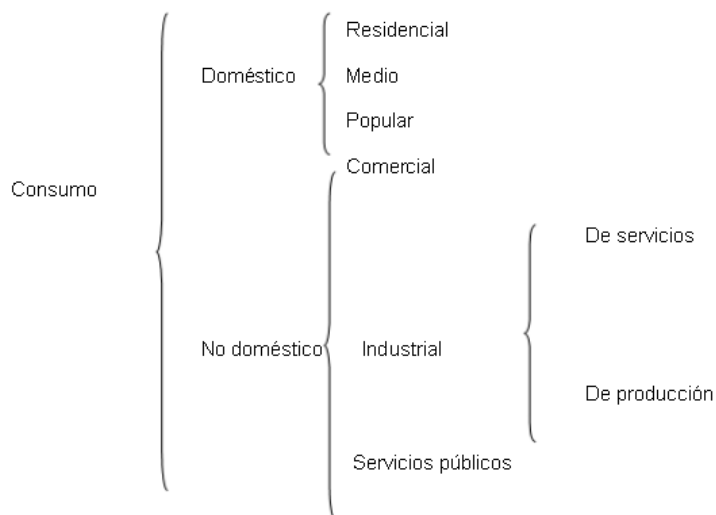
\* La vida útil del equipo electromecánico, presenta variaciones muy considerables, principalmente en las partes mecánicas, como son cuerpos de tazones, impulsores, columnas, flechas, porta chumaceras, estoperos, etc... La cual se ve disminuida notablemente debido a la calidad del agua que se maneja (contenido de fierro y manganeso) y a sus condiciones de operación.

### III.3.-DETERMINACION DE LOS CONSUMOS POR USUARIO

#### III.3.- Demanda

##### III.3.1- Consumo

El consumo de agua se determina de acuerdo con el tipo de usuarios, se divide según su uso en: doméstico y no-doméstico; el consumo doméstico, se subdivide según la clase socioeconómica de la población en residencial, medio y popular. El consumo no doméstico incluye el comercial, el industrial y de servicios públicos a su vez, el consumo industrial se clasifica en industrial de servicio e industrial de producción (fábricas), esta clasificación se resume en el siguiente diagrama:



Los consumos se obtendrán con base en los histogramas, de preferencia de un año, de los registros del organismo operador. En caso de no disponer de esta información se podrán considerar los valores de consumos domésticos que se dan en la tabla 1.4, que son los resultados medios obtenidos en el "Estudio de actualización de dotaciones en el país" efectuado por la CONAGUA a través del IMTA, en varias ciudades de la República Mexicana, durante los años de 1992 y 1993

**TABLA 1.4 CONSUMOS DOMESTICOS PER CÁPITA**

CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONOMICA (1/hab/dia)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
Cálido	400	230	185
Semicalido	300	205	130
Templado	250	195	100
NOTAS:			
1)	Para los casos de climas semifrío y frío se consideran los mismos valores que para el clima templado		
2)	El clima se selecciona en función de la temperatura media anual (Tabla 1.5)		





### III.3.3.- Demanda contra incendio

En pequeñas localidades, salvo casos especiales, se considera innecesario proyectar sistemas de abastecimiento de agua potable que incluyan protección contra incendios. En localidades medianas o grandes el problema debe ser estudiado y justificado en cada caso, de acuerdo con las características particulares de cada localidad.

### III.3.4.- Dotación

Se entiende por dotación el volumen de agua que considera el consumo de todos los servicios que se hacen por habitante por día, incluyendo pérdidas físicas. La dotación se obtiene a partir de las demandas.

### III.3.5.- Coeficientes de variación

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborables y otras actividades.

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni durante el día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria. Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento de agua potable, es necesario obtener los gastos máximo diario y máximo horario, los cuales se determinan multiplicando el coeficiente de variación diaria por el gasto medio diario y el coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario respectivamente,

### III.4.6-Coeficientes de variación diaria y horaria

Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria adecuado es:

- Hacer un estudio de demanda de la localidad.
- Si no se puede llevar a cabo lo anterior:

Considerar los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medios, que se obtuvieron del estudio de "Actualización de dotaciones del país", llevado a cabo por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua; En donde se determinó la variación del consumo por hora y por día durante un período representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima.

Del análisis de la información de este trabajo, se identificó que no había una diferencia significativa entre el tipo de usuario, clima y estaciones del año, por lo que se pueden utilizar valores promedio, que se dan a continuación:

**TABLA 1.6 COEFICIENTES DE VARIACIÓN DIARIA Y HORARIA**

CONCEPTO	VALOR
Coeficiente de variación diaria (CVc)	1.40
Coeficiente de variación horaria (CVh)	1.55

### **III.4.- Aforos de las Fuentes de Abastecimiento**

#### **III.4.1-Identificación de Fuentes de Abastecimiento**

Se identificarán las fuentes de abastecimiento cercanas a la comunidad, las cuales podrán corresponder a manantial, río o bien aguas subterráneas que puedan ser captadas por medio de un pozo. La selección se sujetará a la cantidad, disponibilidad y calidad del agua, así como a su ubicación con respecto a la localidad y su facilidad de acceso, para la identificación de fuentes nos guiaremos con el capítulo II.2.3

#### **III.4.2.-AFORO EN MANANTIALES, RÍOS Y CANALES**

**Se efectuarán aforos directos preferentemente durante el estiaje, con objeto de determinar el caudal potencial de las fuentes nueva y actual, si no es posible en el período de estiaje, se efectuará una corrección de acuerdo con la información de las personas de la localidad que conozcan mejor el comportamiento de las fuentes. De acuerdo con la fuente por analizar, el aforo se podrá realizar con el equipo siguiente:**

**Manantial.-** Vertedor de pared delgada, de placa de metal o madera, de forma rectangular o triangular con aristas agudas.

**Río.-** Molinete y cinta métrica. Se dividirá la sección transversal en franjas verticales, para obtener la velocidad media.

**Canal.- Flotador o molinete.**

Para escurrimientos pequeños, el equipo y material serán: objetos flotantes, cronómetro y cinta métrica. Se repetirá el aforo en distintos puntos a lo ancho de la sección, a fin de promediar velocidades.

En escurrimientos grandes, el equipo a utilizar será: molinete y cinta métrica. Se dividirá la sección transversal en franjas verticales, para obtener la velocidad media.

Los resultados obtenidos y el procedimiento de medición utilizado se describirán en un reporte técnico.

## **IV.-ESTUDIOS DE CAMPO**

La importancia de este capítulo es para definir la planeación integral de un proyecto ya que al realizar una visita física podemos definir los trazos y posibles ubicaciones de estructuras importantes para, poner a consideración de los pobladores la planeación y sitios importantes para que estos definan si son factibles o no, e importante identificar para tomar la decisión del tipo de trabajo topográfico que se debe de realizar y cuáles son, es importante saber la calidad y tolerancia con que se deben realizar los trabajos.

### **IV.1. –Visitas a las Localidades**

En coordinación con representantes de las autoridades municipales y de la localidad, se efectuarán visitas técnicas a la zona de estudio y/o proyecto para reconocimiento y evaluación de las características físicas, sociales y de infraestructura hidráulica existente, así como para la recopilación de la información con que cuenta el H Ayuntamiento y que podría ser de utilidad en el desarrollo de los trabajos. La finalidad de estos datos es permitir la realización de un diagnóstico certero de la situación actual, el cual se desarrollará en el concepto de determinación de datos básicos.

**Características físicas.-** Se analizarán los aspectos climatológicos, orográficos, geológicos, hidrográficos y topográficos.

**Aspectos sociales.-** Se describirá la ubicación, vías y medios de comunicación, población actual (censos locales), principales ramas de actividad, clasificación de viviendas (popular, media y residencial), servicios públicos y uso del suelo.

**Infraestructura hidráulica.-** Se describirán los sistemas tanto de agua potable, como de alcantarillado y tratamiento, desde su origen hasta su punto final, detallando los aspectos dimensionales, ubicación geográfica, tipo de material, forma de operación, antigüedad y estado físico.

Cabe señalar que los tres rubros anteriores deben ser descritos cualitativa y cuantitativamente, que podrán incluirse aspectos a nivel municipal en forma complementaria o comparativa, pero no se omitirá el dato específico de la zona de estudio.

El producto de los trabajos se integrará en un reporte que incluirá:

- Antecedentes
- Objetivo
- Descripción de los trabajos
- Conclusiones
- Bibliografía
- Anexo de figuras, planos o cartas
- Informe fotográfico

#### **IV.1.1. –Recorrido técnico**

Se realizara un recorrido técnico en la comunidad en estudio para definir los alcances del proyecto y hacer las consideraciones pertinentes para el proyecto ejecutivo así como para definir el trazo preliminar, con la participación de autoridades locales y la supervisión correspondiente para determinar por donde va pasar el trazo de la línea de conducción, la red de distribución, y la red de alcantarillado sanitario cual fuese el caso, así como para indicar las posibles fuentes de abastecimiento que se encuentran cercas de la comunidad para ver cual es el manantial que va a utilizar así como el posible sitio de ubicación del tanque de almacenamiento o regulación de agua potable o el posible sitio de vertido de las aguas de alcantarillado sanitario así como el sitio de ubicación de la planta de tratamiento.

## **IV.2. –Levantamientos topográficos**

Se recopilarán los trabajos topográficos disponibles ejecutados con anterioridad y se determinará si procede realizar total o parcialmente los levantamientos de altimetría y planimetría.

En función de lo anterior se considerara la elaboración de los levantamientos topográficos que permitan definir la configuración topográfica de la localidad, así como el trazo para la línea de conducción, la red de distribución de agua potable, la red de atarjeas, colectores, emisor (es) y los sitios de cruzamientos especiales. (Previa planeación y autorización de la supervisión des pues del recorrido técnico.

### **Zona de captación.**

El levantamiento se realizará por medio de una poligonal cerrada que comprenderá la zona de estudio, colocando estacas a cada 10 ó 20 m y obteniendo su nivelación; o bien por medio de secciones transversales y radiaciones. Se configurará la zona de estudio con curvas de nivel a cada 50 cm y se anexará una fotografía de la zona.

Se elaborarán planos dibujando la planta a la escala más conveniente, según sea la superficie del levantamiento.

### **Línea de conducción y colector**

Una vez localizado el trazo y verificado en campo, como se asienta en el punto de recorrido técnico se levantará la topografía de la línea de conducción y colector iniciándose los trabajos en la obra de captación y llegando al sitio de entrega así como en el punto de recolección llegando al punto de tratamiento.

### **Levantamiento de cruces**

Se realizara el levantamiento de cruces especiales ya sean carretera vías del ferrocarril y/o ríos o barrancas en las cuales se tendrán que realizar algunos cruces especiales.

### **Tanque de regulación y planta de tratamiento**

Determinado el sitio óptimo para la ubicación del tanque de regulación, se levantará la topografía de detalle del área en cuestión. El levantamiento quedará ligado vertical y angularmente con el de la línea de conducción y el del colector o emisor y se realizará por medio de una poligonal cerrada que comprenderá la zona de estudio, obteniendo su nivelación para determinar su configuración de la zona de estudio con curvas de nivel de la zona.

### **Red de distribución y red de alcantarillado**

Se realizara un levantamiento topográfico de una poligonal envolvente, que cierre la parte más poblada de la localidad, si existen calles bien definidas, se hará el relleno de la poligonal, iniciando en un cruce de la poligonal y cerrando en otro cruce de dicha poligonal, se levantarán los detalles topográficos importantes, tales como localización de casas dispersas, cambios de pendiente, esquinas de calles, etc. deberá quedar debidamente ligada esta poligonal, con la de la línea de conducción y la del colector o emisor desde el punto de vista de niveles, así como angularmente. El método del levantamiento será el de conservación de azimutes.

#### **IV.-2.1.-Poligonal Cerrada.**

Trazo de poligonal cerrada y radiaciones para obtención de planimetría (paramentos, vías de FF.CC., carreteras, puentes, alcantarillas, cruzamientos con carreteras, pozos de visita, etc.).

De los métodos de levantamiento topográfico, el sistema de medición directa de ángulos y distancias es considerado de los más eficientes.

Los ángulos de la poligonal serán medidos mínimo dos series, medición de distancia con equipo electrónico (distancia horizontal e inclinada) medición directa de ángulos, aproximación angular 6" (seis segundos).

La suma de los ángulos interiores o exteriores de un polígono debe ser igual a  $180(n-2)$  o  $180(n+2)$  respectivamente, siendo "n" el número de vértices, la tolerancia lineal permisible será de  $t = 1:10,000$  y no se aceptarán trabajos con una precisión menor a ésta.

#### **IV.-2.2.-Poligonal Abierta**

Las poligonales que se levanten deberán estar apoyadas en la poligonal cerrada principal, siendo estas las que complementen las calles que no queden dentro de la envolvente principal.

Levantamiento de poligonal abierta con planimetría para el diseño de emisores, líneas de conducción así como para ligar planimétricamente dos puntos obligados, como manantial, pozo, tanque, vértices de control de proyecto,

De los métodos de levantamiento topográfico, el sistema de medición directa de ángulos y distancias es considerado de los más eficientes, esto por observarse en campo el ángulo medido, así como la distancia.

Los ángulos de la poligonal serán medidos mínimo dos series, medición de distancia con equipo electrónico (distancia horizontal e inclinada), medición directa de ángulos, aproximación angular 6" (seis segundos),

El error aceptado como comprobación angular será de  $t = \pm a \sqrt{n}$  en donde "a" es la aproximación del aparato y "n" es el número de vértices medidos. Esta verificación angular se hará en campo a la terminación del levantamiento.

#### **IV.-2.3.-Nivelación Diferencial.**

Nivelación de perfil de poligonal estableciendo bancos de nivel a cada 500m.

Se nivelará con nivel fijo, las lecturas se efectuarán al milímetro y para su comprobación los recorridos serán de ida y vuelta entre bancos de nivel consecutivos, la tolerancia permisible en milímetros será de  $t = \pm 10\sqrt{n}$ , siendo "n" el recorrido de ida y vuelta en kilómetros, los bancos se colocarán fuera del derecho de vía, sobre lugares fijos o en mojoneras se deberá presentar fotografías de los bancos de nivel establecidos.

Para la nivelación de la red de agua potable y de alcantarillado la nivelación será a cada 100m. Y en los vértices de la poligonal y detalles relevantes.

Para la nivelación de la línea de conducción y del colector o emisor la nivelación será a cada 20m. y en los vértices de la poligonal y detalles relevantes.

## V.-REALIZACION DEL PROYECTO EJECUTIVO

Es importante que en la realización de un estudio se conozcan todos los elementos importantes que conforman un sistema de agua potable y de alcantarillado así como los procedimientos de diseño, las restricciones que se tiene así como las normas y los gastos de diseño para cada parte del mismo; Es importante tener un excelente conocimiento en la materia para poder planear el tipo de sistema así como las variables importantes del diseño.

### V.1.-DISEÑO HIDRÁULICO DE LINEA DE CONDUCCIÓN

#### Aspectos generales

El abastecimiento del agua a un poblado se logra mediante el transporte de este importante líquido desde la fuente de abastecimiento hasta un sitio ubicado en el poblado para su posterior distribución.

Las obras de conducción forman parte de un sistema de agua potable que de acuerdo a su diseño tienen un impacto económico en la operación del mismo.

#### Esquema de la conducción

El esquema de la conducción se refiere a la forma como serán conectados los tubos, las fuentes de abastecimiento y los tanques de entrega de la conducción, sin dar detalles de trazo y dimensionamiento de los tubos. Un ejemplo se observa en la figura siguiente

El esquema de la conducción se obtiene una vez localizados las fuentes de abastecimiento y los tanques de regularización donde serán las entregas del agua de la conducción.

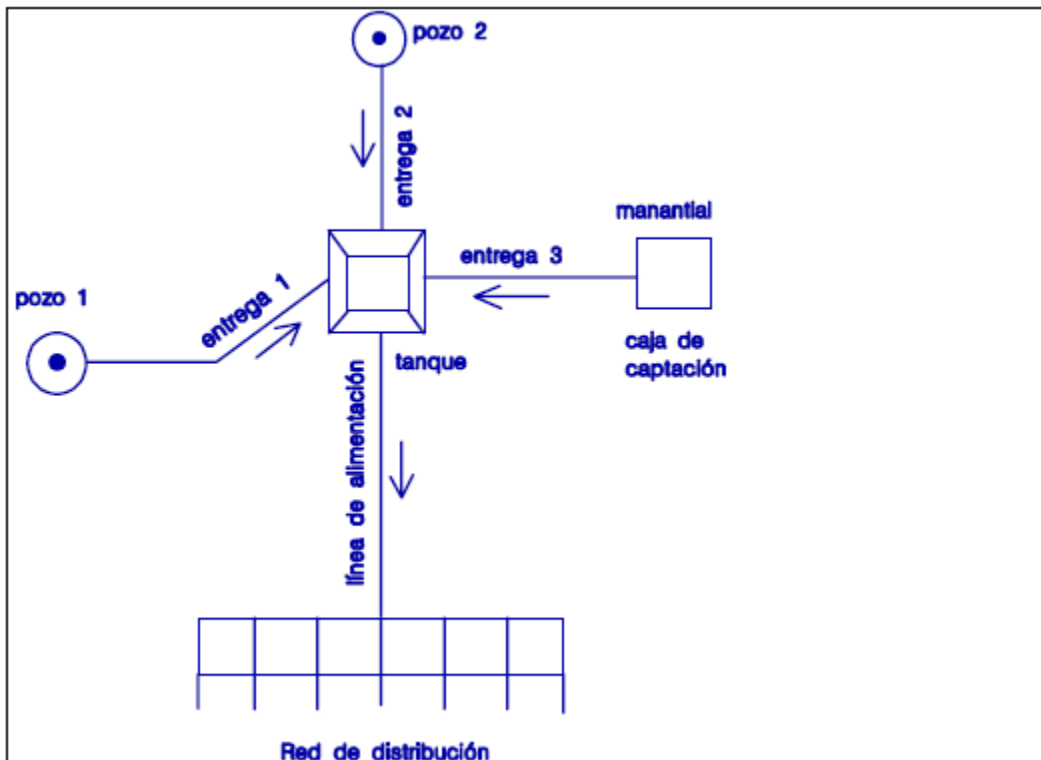


Figura II.2.1 Un tanque de regulación con varias entradas.

## **Componentes de un sistema de conducción y sus definiciones**

### **Línea de conducción**

Dentro de un sistema de abastecimiento de agua potable se llama línea de conducción, al conjunto integrado por tuberías, estaciones de bombeo y dispositivos de control, que permiten el transporte del agua desde una sola fuente de abastecimiento, hasta un solo sitio donde será distribuida en condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presión.

### **Red de conducciones**

Es un sistema, integrado por un conjunto de tuberías interconectadas, debido a la existencia de dos o más fuentes de abastecimiento o sitios de distribución.

### **Estación de bombeo**

Es la obra electromecánica, hidráulica y civil, constituida por una subestación eléctrica, cárcamo de bombeo, rejillas, bombas, equipo eléctrico, tuberías, válvulas y accesorios requeridos para la operación; que proporciona las condiciones energéticas de diseño para que la conducción transporte adecuadamente el agua, de un nivel topográfico generalmente menor en la fuente a uno mayor del sitio de distribución.

### **Cárcamo de bombeo**

Estructura diseñada para recibir y contener la cantidad de agua requerida por el equipo de bombeo, en la cual se considera la velocidad de aproximación del agua, la sumergencia mínima y su geometría en relación con la localización del equipo que permita el bombeo adecuado del gasto de diseño.

### **Sumergencia mínima**

Es la altura medida desde la superficie del líquido a nivel mínimo a la campana de succión en una bomba vertical o al eje del impulsor en una horizontal, la cual es requerida para prever vórtices y entrada de aire a la succión de la bomba y está asociada a cumplir con la carga neta positiva de succión (NPSH) para garantizar una operación adecuada del equipo de bombeo.

### **Carga de la bomba**

También llamada "carga dinámica total" la cual se mide en metros e indica la energía suministrada al agua por la bomba, para vencer el desnivel desde la succión hasta el sitio de alimentación al tanque y las pérdidas por fricción debido a la conducción en los tubos y en elementos locales.

### **Carga hidráulica disponible**

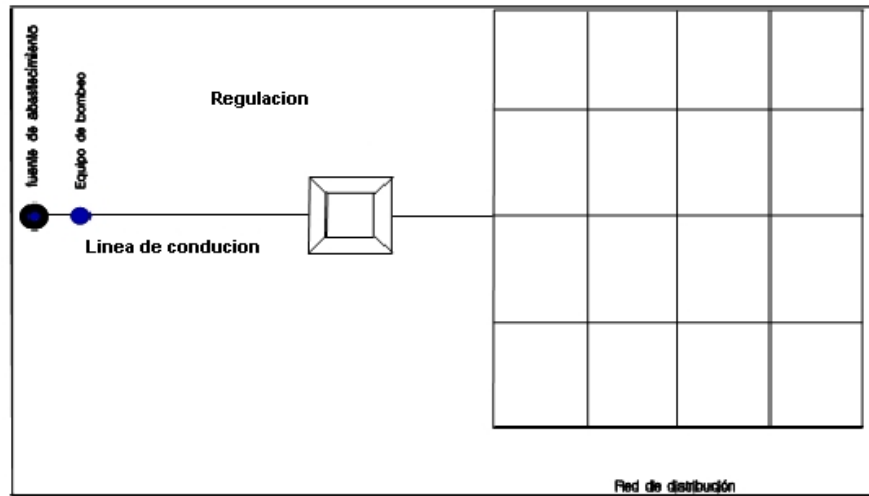
Es la energía en metros de columna de agua que poseen los sistemas, al encontrarse la fuente de abastecimiento a un nivel superior respecto de un sitio sobre el trazo de la conducción en dirección al área de distribución.

## **Clasificación de las conducciones**

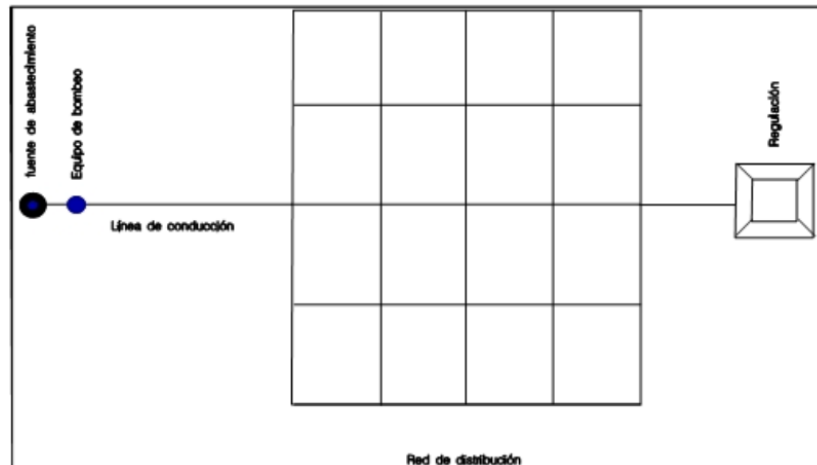
### **Tipo de entrega**

Las conducciones deberán entregar el agua a un tanque de regulación, como se indica en la figura siguiente y así facilitar el procedimiento de diseño hidráulico de los sistemas de agua potable, tener un mejor control en la operación de los mismos, y asegurar un funcionamiento adecuado del equipo de bombeo.





En zonas rurales, se podrán aceptar conducciones con entrega del agua a la red de distribución, únicamente cuando se logre un ahorro considerable en la distancia de conducción y un aumento en las presiones de la red de distribución. Esto se consigue cuando el tanque de regulación se conecta a la red de distribución en un punto opuesto a la conexión de la conducción, como se indica en la figura siguiente.



En zonas urbanas, se podrán aceptar conducciones con entrega del agua a la red de distribución, para el único caso en que el sistema sea existente y cuando se demuestre que el diseño se fundamenta estrictamente en una modelación hidráulica correspondiente al tipo de entrega. No obstante, en la medida de lo posible, en estos sistemas se deberán hacer los cambios necesarios para entregar el agua a un tanque de regulación.

### Conducción por bombeo

La conducción por bombeo es necesaria cuando se requiere adicionar energía para obtener la carga dinámica asociada con el gasto de diseño. Este tipo de conducción se usa generalmente cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es menor a la altura piezométrica requerida en el punto de entrega. El equipo de bombeo proporciona la energía necesaria para lograr el transporte del agua.

## **Conducción por gravedad**

Una conducción por gravedad se presenta cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es mayor a la altura piezométrica requerida o existente en el punto de entrega del agua, el transporte del fluido se logra por la diferencia de energías disponible.

## **Conducción por bombeo-gravedad**

Si la topografía del terreno obliga al trazo de la conducción a cruzar por partes más altas que la elevación de la superficie del agua en el tanque de regulación, conviene analizar la colocación de un tanque intermedio en ese lugar. La instalación de este tanque ocasiona que se forme una conducción por bombeo-gravedad, donde la primera parte es por bombeo y la segunda por gravedad.

## **Red de conducción**

En ciudades donde es necesario buscar fuentes alternas para el abastecimiento del agua, en este caso resultan a menudo conducciones más económicas al interconectar estas, formando una red de conducción.

Las derivaciones de una conducción hacia dos o más tanques de regulación, ocasiona también la formación de redes de conducción.

## **Líneas paralelas**

Las líneas de conducción paralelas se forman cuando es necesario colocar dos o más tuberías sobre un mismo trazo. Esta instalación se recomienda previo análisis económico para evitar la colocación de diámetros mayores de 1.22 m, para efectuar la construcción por etapas según sean las necesidades de la demanda de agua, la disponibilidad de los recursos y facilitar la operación a diferentes gastos.

## **COMPONENTES DE UNA LINEA DE CONDUCCION**

### **Tuberías**

En la fabricación de tuberías utilizadas en los sistemas de agua potable, los materiales de mayor uso son: acero, fibrocemento, concreto pres forzado, poli(cloruro de vinilo) (PVC), hierro dúctil, y polietileno de alta densidad.

### **Piezas especiales**

#### **Juntas**

Las juntas se utilizan para unir dos tuberías; las de metal pueden ser de varios tipos, por ejemplo, Gibault, Dresser, etc.

#### **Carretes**

Los carretes son tubos de pequeña longitud provistos de bridas en los extremos para su unión. Se fabrican de fierro fundido y acero con longitudes de 25, 50, y 75 cm.

#### **Extremidades**

Las extremidades son tubos de pequeña longitud que se colocan sobre alguna descarga por medio de una brida en uno de sus extremos. Se fabrican en longitudes de 40, 50, y 75 cm. Para materiales de PVC, las extremidades pueden ser campana o espiga.

#### **Tés**

Las tés se utilizan para unir tres conductos, donde las tres uniones pueden ser del mismo diámetro, o dos de igual diámetro y uno menor. En el segundo caso se llama te reducción.

**Cruces**

Las cruces se utilizan para unir cuatro conductos, donde las cuatro uniones pueden ser del mismo diámetro, o dos mayores de igual diámetro y dos menores de igual diámetro. En el segundo caso se llama cruz reducción.

**Codos**

Los codos tienen la función de unir dos conductos del mismo diámetro en un cambio de dirección ya sea horizontal o vertical. Los codos pueden tener deflexiones de 22.5, 45 y 90 grados.

**Reducciones**

Las reducciones se emplean para unir dos tubos de diferente diámetro.

**Coples**

Los coples son pequeños tramos de tubo de PVC o de fibrocemento que se utilizan para unir las espigas de dos conductos del mismo diámetro. Los coples pueden ser también de reparación, los cuales se pueden deslizar libremente sobre el tubo para facilitar la unión de los dos tubos en el caso de una reparación.

**Tapones y tapas**

Los tapones y las tapas se colocan en los extremos de un conducto con la función de evitar la salida de flujo.

**Válvulas****Válvula eliminadora de aire**

La válvula eliminadora de aire cumple la función de expulsar el aire de la tubería que continuamente se acumula en las partes altas del perfil de la conducción, cuando ésta se encuentra en operación.

**Válvula de admisión y expulsión de aire**

La válvula de admisión y expulsión de aire se utiliza para expulsar el aire que contiene la tubería al momento de iniciar el llenado del conducto. Una vez que el agua ejerce presión sobre el flotador de la válvula, ésta se cierra y no se abre mientras exista presión en el conducto. Otra función de esta válvula es permitir la entrada de aire dentro del tubo al momento de iniciar el vaciado de la tubería, y con ello evitar que se presenten presiones negativas.

**Válvula de no retorno**

La válvula de no retorno tiene la función de evitar la circulación del flujo en el sentido contrario al definido en el diseño.

**Válvula de seccionamiento**

La válvula de seccionamiento se utiliza para controlar el flujo dentro del tubo, ya sea para impedir el paso del agua o reducir el gasto a un valor requerido. Las válvulas de seccionamiento pueden ser, por ejemplo, tipo compuerta, de mariposa, o de esfera.

## **PROCEDIMIENTO DE DISEÑO**

### **DATOS GENERALES**

Los datos generales a recabar en una línea de conducción, son entre otros, la localización de las fuentes de abastecimiento y las descargas, el clima, los medios de comunicación al lugar, servicios de energía eléctrica, y usos del agua.

### **INFORMACION DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO**

Es importante conocer los gastos que pueden proporcionar las fuentes de abastecimiento, sus niveles del agua y el tipo de fuente ya que de ello depende el tipo de conducción (bombeo o gravedad) y número de bombas que pueden colocarse. Por ejemplo, si son pozos profundos, una sola bomba puede instalarse, en cada pozo.

### **DATOS DE PROYECTO**

Los datos del proyecto necesarios para el diseño de una línea de conducción son: la estadística de la población, las dotaciones, el período del proyecto, la curva de demandas, la topografía y el estudio del suelo del lugar.

La forma de obtener esta información se describe en los capítulos anteriores

### **COSTOS DE CONSTRUCCION Y OPERACION**

Es necesario también, conocer los costos de la construcción y la operación del sistema, a fin de poder efectuar el análisis económico.

Los costos pueden ser de obra, por indemnización, y por operación y mantenimiento

### **GASTOS DE DISEÑO**

Con base en la estadística de la población, se aplica un método para obtener la proyección de la población correspondiente al período de diseño. Dicho estudio es importante para determinar los consumos de la población en el tiempo, las etapas de construcción, equipamiento y los volúmenes anuales requeridos para abastecer de agua a la población en cada una de las etapas.

Dicho estudio se obtiene utilizando los métodos indicados en el tema de determinación de datos poblacionales.

La variación de la demanda es un dato que proporciona la curva de demandas de la población. Con ella se modela el funcionamiento hidráulico y se diseña la red de distribución, obteniendo en cada tanque, los volúmenes de agua que demanda la población en la red de distribución del sistema de agua potable.

#### **Gasto medio diario**

El gasto medio es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

La expresión que define el gasto medio diario es la siguiente:

$$Q_{med} = P \cdot D / 86,400$$

Donde:

$Q_{med}$  = Gasto medio diario, en l/s

P = Número de habitantes

D = Dotación, en l/hab/día

86,400 = segundos/día

### **Gasto máximo diario**

Es el caudal que debe proporcionar la fuente de abastecimiento, y se utiliza para diseñar la obra de captación, su equipo de bombeo, la conducción y el tanque de regularización y almacenamiento.

Este gasto se obtiene como:

$$QMD = CVd \cdot Qmed$$

Donde:

QMD = Gasto máximo diario, en l/s

CVd = Coeficiente de variación diaria

Qmed= Gasto medio diario, en l/s

### **Gasto máximo horario**

El gasto máximo horario, es el requerido para satisfacer las necesidades de la población en el día de máximo consumo y a la hora de máximo consumo.

Este gasto se utiliza, para calcular las redes de distribución. Se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$QMH - CVh - QMD$$

Donde:

QMH = Gasto máximo horario, en l/s

CVh = Coeficiente de variación horaria

QMD = Gasto máximo diario, en l/s

### **Cálculo hidráulico**

Fórmulas para diseño

Existe una gran variedad de fórmulas para calcular la resistencia al flujo en las tuberías, destacándose entre ellas las de Darcy-Weisbach, Hazen-Williams y Manning.

La C.N.A., a través del I.M.T.A. realizó estudios para definir cual de estas fórmulas simula mejor los fenómenos de escurrimiento; resultando la formula de Darcy-Weisbach como la más adecuada para conducciones a presión.

### **Pérdidas de energía por fricción en la conducción motivo de los elementos que componen la conducción.**

Para calcular las pérdidas de energía por fricción en la conducción, entre otras ecuaciones, existen las de Darcy-Weisbach, Hazen - Williams, y Manning, de las cuales se recomienda utilizar la primera, por su carácter general y mejor modelación del fenómeno.

La ecuación de Darcy-Weisbach se expresa:

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

Donde f es un coeficiente de pérdidas. L y D son la longitud y el diámetro interior del tubo, V es la velocidad media del flujo y hf es la pérdida de energía por fricción.

El flujo en régimen turbulento es el caso que normalmente se presenta en los conductos de sistemas de agua potable. En este régimen de flujo, f depende del número de Reynolds y de la

rugosidad relativa  $\varepsilon/D$ ; sus valores se obtienen aplicando la siguiente ecuación de Colebrook-White.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right)$$

donde:

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

$\varepsilon$  es la rugosidad absoluta de la pared interior del tubo expresado en mm, y  $\nu$  es la viscosidad cinemática del fluido en m<sup>2</sup>/s.

Ecuación modificada de Colebrook-White

Se han efectuado varios estudios para obtener expresiones explícitas para el cálculo del coeficiente de pérdidas  $f$  ajustado a los resultados de la ecuación de Colebrook-White y poder así aprovechar las ventajas que tiene esta ecuación

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

tiene ventajas sobre otras presentaciones explícitas para calcular el valor de  $f$ , donde:

$G = 4.555$ y $T = 0.8764$	para	$4000 \leq Re \leq 10^5$
$G = 6.732$ y $T = 0.9104$	para	$10^5 \leq Re \leq 3 \times 10^6$
$G = 8.982$ y $T = 0.93$	para	$3 \times 10^6 \leq Re \leq 10^8$

Sustituyendo la ecuación 1.3.6 en la de Darcy-Weisbach, se tiene

$$h_f = \frac{0.203L}{gD^5 \left( \log \left( \frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{G}{Re^T} \right) \right)^2} Q^2$$

Con la cual se calculan las pérdidas de energía por fricción en una conducción con los mismos resultados de las ecuaciones de Darcy-Weisbach y de Colebrook-White.

También podemos utilizar la siguiente ecuación para todo Reynolds y todo  $\varepsilon/D$

$$f = \left\{ \left( \frac{64}{8} \right)^8 + 9.5 \left[ \ln \left( \frac{\varepsilon/D}{3.7} + \frac{5.74}{\text{Re}^{0.9}} \right) - \left( \frac{2500}{\text{Re}} \right)^6 \right]^{-1.6} \right\}^{0.125}$$

### Pérdidas locales

Las pérdidas locales de energía se generan en distancias relativamente cortas, por accesorios de la conducción tales como codos, té, cruces, válvulas, etc.

Para calcular las pérdidas locales de energía se utiliza la expresión general

$$h = k \frac{V^2}{2g}$$

Donde k es un coeficiente de pérdida que depende del tipo de accesorio que lo genera, g es la gravedad terrestre y V es la velocidad media del flujo, por lo general aguas abajo del dispositivo, exceptuando el caso de la llegada del flujo de una tubería a un depósito; en cuyo caso V es la velocidad en el tubo.

En la tabla I.3.1 se muestran algunos valores de k en función del tipo de accesorio.

En el caso de un ensanchamiento brusco el valor de k es igual a 1.0 y el valor de V de la ecuación anterior se sustituye por la diferencia de velocidades existente en los tubos aguas arriba y aguas abajo del ensanchamiento.

Tabla I.3.1 Valores de k para la ecuación I.3.8

ACCESORIO	COEFICIENTE k
1. De depósito a tubería (pérdida a la entrada)	
- Conexión a ras de la pared	0.50
- Tubería entrante	1.00
- Conexión abocinada	0.05
2. De tubería a depósito (pérdida a la salida)	1.00
3. Contracción brusca (véase tabla I.3.2)	$k_c$
4. Codos y tes	
Algunos valores de k son:	
- Codo de 45°	0.35 a 0.45
- Codo de 90°	0.50 a 0.75
- tes	1.50 a 2.00

### Valores de Kc para una contracción brusca

$D_1/D_2$	$k_c$
1.20	0.08
1.40	0.17
1.60	0.26
1.80	0.34
2.00	0.37
2.50	0.41
3.00	0.43
4.00	0.45
5.00	0.46

Es conveniente mencionar que el coeficiente de fricción de una tubería se incrementa con el tiempo, disminuyendo su capacidad de conducción. El deterioro de la tubería con la edad de la misma depende de la calidad del agua y de su tipo de material, por lo cual el tiempo no es el único factor que influye en este problema.

Las tuberías de diámetro pequeño se deterioran más rápidamente que las de diámetro más grande, debido al efecto proporcionalmente mayor de la resistencia de las paredes, ya que el área de la sección queda reducida rápidamente por las incrustaciones.

Velocidades

Dependiendo de las características topográficas que se tengan, al emplear tubería para la conducción, se está en posibilidad de realizar el análisis hidráulico de los conductos trabajando a superficie libre o a presión.

### **Análisis de alternativas y planeación**

Alternativa de trazos

Para definir el trazo de una conducción es conveniente combinar aspectos económicos y de funcionamiento hidráulico.

Para un mismo material, la tubería es de menor costo cuando la distancia es más corta. Sin embargo, en un perfil del terreno cuyas elevaciones de puntos máximos sean mayores al tanque de regularización, se pueden ocasionar complicaciones en el funcionamiento hidráulico de la conducción cuando se bombean gastos parciales.

Ante esta situación, es necesario colocar estructuras especiales, tales como, orificios disipadores de energía, válvulas de regulación, o tanques intermedios, siendo necesario comparar los costos y la operación, respecto de un trazo alternativo.

Las propiedades químicas del terreno del lugar pueden también determinar la necesidad de colocar un determinado tipo de material del tubo y aplicar a éste algún tratamiento especial, provocando el encarecimiento de la conducción y la conveniencia de analizar un trazo diferente.

El trazo definitivo de la conducción se debe encontrar mediante el proceso de proponer varias alternativas de trazos, considerando la negociación de las afectaciones a terceros por el derecho de paso de la conducción y revisar para cada una el costo total del sistema, incluyendo las estructuras necesarias para la operación, mantenimiento y buen funcionamiento hidráulico.

#### **V.1.1.-LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD**

Para evitar los trabajos de un constante cierre y apertura de válvulas en una conducción por gravedad, su funcionamiento deberá cubrir las 24 horas del día. Es por ello que al existir una sola descarga, el gasto de ésta es igual al gasto máximo diario.

Si el gasto disponible de la fuente es menor al gasto máximo diario que requiere la población, es necesario buscar otra fuente de abastecimiento complementaría para proporcionar la diferencia faltante.

Tomando en cuenta que el tiempo de funcionamiento de la conducción por gravedad es de 24 horas, el gasto faltante se obtiene con

$$Q = \frac{24}{N}(Q_{md} - Q \text{ disponible})$$

Donde  $Q_{md}$  es el gasto máximo diario y N es el tiempo de funcionamiento del gasto Q faltante en horas.

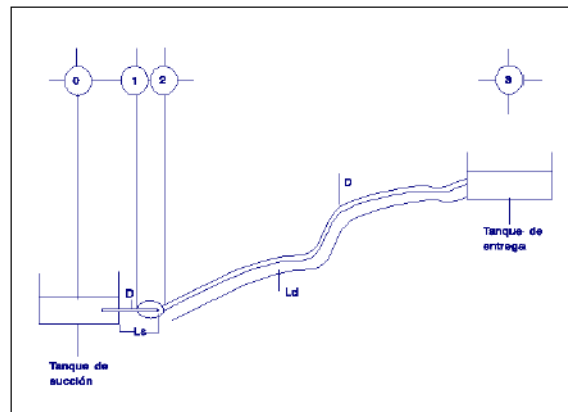


En un sistema de agua potable con una conducción por gravedad donde el gasto de la fuente de abastecimiento sea mayor o igual al gasto máximo horario, no es necesario construir un tanque de regulación.

En este caso la línea de conducción se diseña para el gasto máximo horario, considerando a ésta como si fuera una línea de alimentación, que abastece del tanque de regulación a la red de distribución.

Cuando el gasto de la fuente de abastecimiento es menor al gasto máximo horario, es necesario construir un tanque de regulación.

### V.1.2.-LINEA DE CONDUCCIÓN A BOMBEO



Esquema de una línea de conducción a bombeo

#### Gastos menores a 10 l/s

En las líneas de conducción por bombeo con un gasto menor a 10 l/s el diseño hidráulico se efectúa con el siguiente procedimiento:

1. Con el procedimiento que se señala en el subcapítulo gasto de diseño se toma el gasto máximo diario y una demanda de la población correspondiente al período de diseño.
2. se obtendrá el diámetro económico  $D_0$  Con la siguiente tabla de cálculo del diámetro más económico además de que debe de cumplir con una velocidad aceptable del agua de 0.3 m/s. mínima

En esta parte se plantea un procedimiento analítico para el cálculo del diámetro óptimo de una conducción por bombeo.

Una vez obtenido el trazo y el gasto de diseño, un aspecto importante en el proyecto de conducciones a presión, es la determinación del diámetro, cuya solución se decide por condiciones económicas a partir de hacer mínimos el costo de la tubería y su colocación, así como, el costo correspondiente a la energía para el bombeo, los demás costos de la conducción no intervienen en el análisis por no ser función del diámetro. Conforme el diámetro seleccionado sea menor, disminuye el costo de la tubería y su colocación, pero se incrementan las pérdidas de carga y con ello el costo de bombeo, al requerir bombas de carga elevada con mayores consumos de energía. Ocurriría lo contrario si se incrementa el diámetro. Por lo anterior, se requiere determinar el diámetro  $D$  que haga mínima la suma de los costos de inversión inicial y de operación antes mencionados.

Para esto se utilizara la siguiente tabla de cálculo que se muestra a continuación

**CALCULO DEL DIAMETRO ECONOMICO DE LA LINEA DE CONDUCCION POR BOMBEO**

**PROYECTO LINEA DE CONDUCCION MANANTIAL AGUA BENDITA AL TANQUE EXISTENTE**

DIAMETRO NOMINAL		A R E A	GASTO	VELOCIDAD	LONGITUD DE LA LINEA	RUGOSIDAD	CONSTANTE	PERDIDA DE FRICCION	10% hf OTRAS PERDIDAS	hf=hf+*hf	Q*hf	76*μ	HP= Qhf/76*μ
( MM )	PULGADAS NOMINAL	(PULG.)	(M2)	(M3/SEG)	(M/SEG)	( M )	e	( M )	f	( M )	( L.P.S )	μ = 75 %	
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(14)

**G O L P E D E A R I E T E**

PRESION DE TRABAJO DE LA TUBERIA	DIAMETRO NOMINAL	ESPESOR PARED DE TUBO	VELOCIDAD	145 * V	E <sub>s</sub> *D	E <sub>t</sub> *e	E <sub>s</sub> *D	1+ E <sub>s</sub> *D	(23)*0.5	SOBRE-PRESION	SOBREPRESION ABSORVIDA POR VALVULA 80 %	SOBREPRESION ABSORVIDA POR TUBERIA 20 %	CARGA NORMAL OPERACION	PRESION TOTAL 20 % h + CARGA NORMAL DE OPERACION
( KG/CM2 )	( CM )	( CM )	( M/S )		E <sub>s</sub> =20,670 (Kg/cm <sup>2</sup> )	E <sub>t</sub> =7830 (Kg/cm <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> *D	E <sub>t</sub> *e		h <sub>s</sub> =(19)/(24	( M )	( M )	( M )	( M )
(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	7,830.00 (21)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)

**C O S T O D E C O N S T R U C C I O N**

CONCEPTO	DIAMETRO 0.00 PULG.				DIAMETRO 0.00 PULG.				DIAMETRO 0.00 PULG.			
	CANTIDAD	UNIDAD	P.U	IMPORTE	CANTIDAD	UNIDAD	P.U	IMPORTE	CANTIDAD	UNIDAD	P.U	IMPORTE
EXCAVACION MAT. A												
EXCAVACION MAT. B												
EXCAVACION MAT. C												
PLANTILLA												
RELLENO COMPACTADO												
RELLENO A VOLTEO												
COSTO TUBERIA												
INST. TUBERIA												
COSTO TOTAL DE CONSTRUCCION				\$ 0.00				\$ 0.00				\$ 0.00

**R E S U M E N**

PRESION DE TRABAJO DE LA TUBERIA	DIAMETRO NOMINAL		H.P	KWH	COSTO POR HORA DE BOMBEO	CARGO ANUAL DE BOMBEO	COSTO DE CONST. ( \$ )	CARGO ANUAL AMORT 15 AÑOS 5%	COSTO ANUAL DE BOMBEO ( \$ )
	( MM )	( PULG )							
( KG/CM2 )			(30)	(31)	(32)	(33)	(34)	(35)	(36)

$$C_T = C_1 D L$$

Donde:

C1 =es el costo de suministro e instalación por unidad de diámetro y longitud

L =es la longitud de la conducción

D =es el diámetro de la conducción

El costo de la energía en operación por bombeo CE en un período anual, se obtiene a partir de C2 que es el costo de consumo de energía por unidad de potencia, para bombear el gasto Q de diseño durante un año al tanque de descarga.

$$C_E = \frac{(H_2 - H_1) \gamma Q}{76 \eta} C_2$$

Donde:

C2 =es el costo de energía anual para bombeo por unidad de potencia

H1 y H2 =son las cargas totales de succión y descarga en la bomba, en m.c.a

$\gamma$  =es el peso específico del agua en Kg/m<sup>3</sup>

$\eta$  =es la eficiencia de la bomba

3. En cada uno de los materiales disponibles se selecciona el diámetro comercial inmediato superior y el inmediato inferior a D0.

4. Para el diámetro propuesto en cada material, con la siguiente ecuación se obtiene la carga de la bomba.

$$H = E_2 - E_1 + \sum h_{f,1-2} + \sum h$$

Donde:

H= La carga de la bomba

E1 y E2 = la energía total respectivamente  $\left| Z1 + \frac{p_i}{\gamma} + \frac{V1^2}{2g} \right|$

$\sum h_{1-2}$  = Sumatoria de pérdidas por fricción

$\sum h$  = Sumatoria de pérdidas locales

5. Se elige el material y diámetro con menor costo de suministro e instalación así como el que cumpla con las condiciones hidráulicas que tengan una velloidad permisible dentro del parámetro de 0.3 a 5 m/s. Utilizando la tabla siguiente.

6. Para el material y diámetro que resulte un menor costo de la tubería, se realiza el análisis transitorio, encontrando las sobrepresiones y depresiones causados por un paro accidental del equipo de bombeo.

7. Se propone la ubicación y el dispositivo para aliviar los efectos transitorios.

El funcionamiento hidráulico de la conducción con los dispositivos de alivio, se obtiene por medio de un programa de cómputo de simulación del fenómeno del transitorio, con el cual se verá si es o no adecuada la propuesta del dispositivo de alivio. (En este manual no se mostrara esta simulación se dará por hecha)

Las presiones que se obtengan a partir de la envolvente de alturas máximas de presiones deben ser menores a la resistencia del tubo.

### **Velocidades**

Dependiendo de las características topográficas que se tengan, al emplear tubería para la conducción, se está en posibilidad de realizar el análisis hidráulico de los conductos trabajando a superficie libre o a presión.

Las velocidades permisibles están gobernadas por las características del material del conducto y la magnitud de los fenómenos hidráulicos transitorios. Existen límites tanto inferiores como superiores. La velocidad máxima será aquella con la cual no deberá ocasionarse erosión. La velocidad mínima de escurrimiento será de 0.3 m/s, para evitar el asentamiento de las partículas que van suspendidas en el fluido.

La velocidad máxima permisible para evitar erosión, en las diferentes tuberías, se indica en la tabla siguiente

#### **VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE**

<b>TIPO DE TUBERÍA</b>	<b>VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)</b>
Concreto simple hasta 45 cm. de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 60 cm. de diámetro o mayores	3.5
Concreto presforzado	3.5
Asbesto cemento	5.0
Acero galvanizado	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimiento	5.0
P.V.C. (policloruro de vinilo)	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

### **Zanjas para la instalación de tuberías**

Las tuberías se instalan sobre la superficie o enterradas, dependiendo de la topografía, clase de tubería y tipo de terreno.

Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda que se instalen en condición de zanja, debiendo ser ésta de paredes verticales, como mínimo hasta el lomo M tubo y con el ancho indicado en la tabla 1.3. El tipo de instalación que se adopte, debe considerar otros factores relacionados con la protección de la línea, como son el deterioro o maltrato por personas y animales, la exposición de los rayos solares, variación de temperatura, etc.

En terreno rocoso debe analizarse la conveniencia de instalar la tubería superficialmente sobre apoyos adecuados, y esta no podrá ser en ningún caso de poli cloruro de vinilo (PVC), y solo en casos excepcionales de Asbesto-Cemento (A-C) y concreto, garantizando su protección y seguridad.

### Ancho de zanja

En la tabla 1.3 se indica el ancho recomendable de la zanja, para diferentes diámetros de tubería. Es indispensable que a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente el ancho que se indica en la tabla 1.3; a partir de este punto puede dársele a sus paredes el talud necesario para evitar el empleo de ademe. Si resulta conveniente el empleo de un ademe, el ancho de zanja debe ser igual al indicado en la tabla 1,3 más el ancho que ocupe el ademe.

Tabla 1.3 Ancho de zanja		
DIAMETRO NOMINAL		ANCHO (cm)
(cm)	(pulgadas)	
2.5	1.0	50
3.8	1.5	55
5.0	2.0	55
6.3	2.5	60
7.5	3.0	60
10.0	4.0	60
15.0	6.0	70
20.0	8.0	75
25.0	10.0	80
30.0	12.0	85
35.0	14.0	90
38.0	15.0	95
40.0	16.0	95
45.0	18.0	90
50.0	20.0	115
61.0	24.0	130
76.0	30.0	150
91.0	36.0	170
107.0	42.0	190
122.0	48.0	210
152.0	60.0	250
183.0	72.0	280
213.0	84.0	320
244.0	96.0	355

### Plantilla o cama

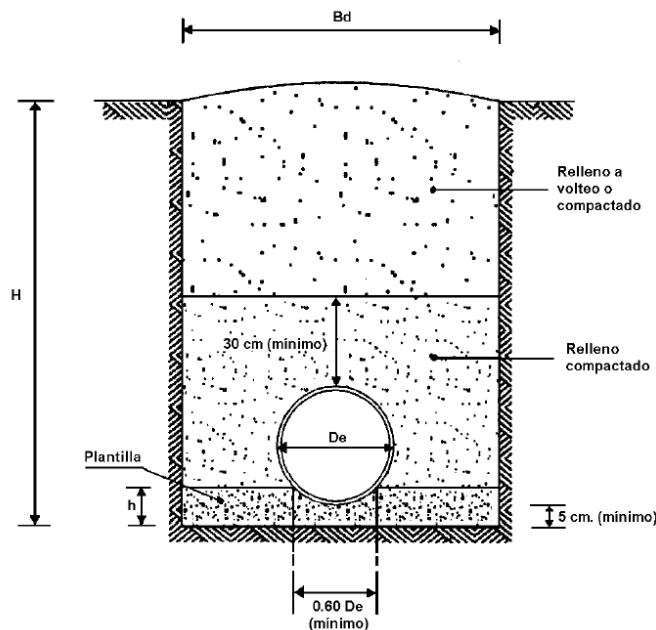
La plantilla o cama consiste en un piso de material fino, colocado sobre el fondo de la zanja que previamente ha sido arreglado con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa inferior de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60% de su diámetro exterior (De). El resto de la tubería debe ser cubierto hasta una altura de 30 cm arriba de su lomo con material granular fino colocado a mano y compactado cuidadosamente, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes a la tubería. Ese relleno se debe hacer en capas que no excedan de 15 cm de espesor (figura 1.1).

Deberán excavarse cuidadosamente las cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la plantilla apisonada. El espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería será de 5 cm (Fig. 1.1).

En caso de instalar tubería de acero y PEAD y si la superficie del terreno lo permite no es necesaria la plantilla. En lugares excavados en roca o tepetate duro, se preparará la cama de material suave que pueda dar un apoyo uniforme al tubo, con tierra o arena suelta.

El relleno de la zanja puede ser a volteo o compactado, según se especifique en el proyecto el criterio para seleccionar el tipo de relleno será dependiendo del lugar en que se instale la tubería, por ejemplo, en el arroyo de una vialidad con tránsito vehicular intenso y que requiera la inmediata reposición del pavimento, todo el relleno será compactado para evitar en lo posible, asentamientos posteriores y fractura del pavimento; y en zonas rurales o con poco flujo vehicular, se optará por el relleno a volteo (figura 1.1)

**Figura 1.1 RELLENO DE ZANJA**



El material del relleno, se procurará sea el mismo producto de la excavación, seleccionado y libre de piedras, si esto no es posible por el tipo de suelo, se hará con material de banco

## CONSIDERACIONES TECNICAS

### Topografía y cruzamientos

Para llevar a cabo el proyecto de una conducción resulta útil apoyarse sobre cartas topográficas del INEGI para estudiar los posibles trazos. Sobre el trazo de la conducción, será necesario obtener un levantamiento topográfico en planimetría y altimetría, marcando las elevaciones del terreno natural a cada 20 metros, en los puntos donde existen cambios importantes de la pendiente del terreno y, en los puntos donde cambia el trazo horizontal de la conducción.

Es importante localizar sobre el trazo los cruces importantes de la conducción, tales como ríos, arroyos, canales, carreteras, y vías del ferrocarril.

El proyecto ejecutivo de la conducción se presenta en planta y en perfil. En el perfil se dibuja la línea de energías a flujo establecido y además las envolventes de energías máximas y mínimas para el flujo transitorio.

### Válvulas, uso y ubicación

Cada vez que la conducción se pone en funcionamiento, es necesario expulsar el aire de la tubería para permitir que el tubo pueda llenarse de agua; en ocasiones esto no es necesario, ya que el perfil puede ser tal que la tubería puede mantenerse llena. Cuando la conducción se encuentra fuera de funcionamiento y que ésta requiere desagüarse, por ejemplo, para realizar alguna reparación de la tubería, es necesario abrir las válvulas de desagüe colocadas en los puntos bajos de la tubería, y en los puntos altos es preciso admitir aire a la tubería. Para que se logre el llenado y el vaciado de la tubería, se colocan válvulas de admisión y expulsión de aire, las cuales hacen la doble función, expulsar el aire cuando la tubería se está llenando, o admitir aire a la tubería cuando ésta se está vaciando.

Cuando la conducción se encuentra en funcionamiento, en las partes altas de la conducción tiende a acumularse el aire que viene disuelto en el agua. Se estima que el agua que se transporta en los tubos contiene aproximadamente un 2% de aire. Para desalojar el aire que se va acumulando por esta situación, se colocan válvulas eliminadoras de aire en los puntos altos de la conducción.

Se recomienda colocar válvulas eliminadoras de aire y válvulas de admisión y expulsión de aire en todos los puntos altos de la conducción y en los tramos largos sensiblemente planos a distancias de 400 a 800 m. Las válvulas de desagüe se colocan en los puntos bajos.

El diámetro necesario de la válvula de admisión y expulsión de aire se obtiene con base en las curvas de funcionamiento de las válvulas (ver figuras I.3.3 y I.3.4).

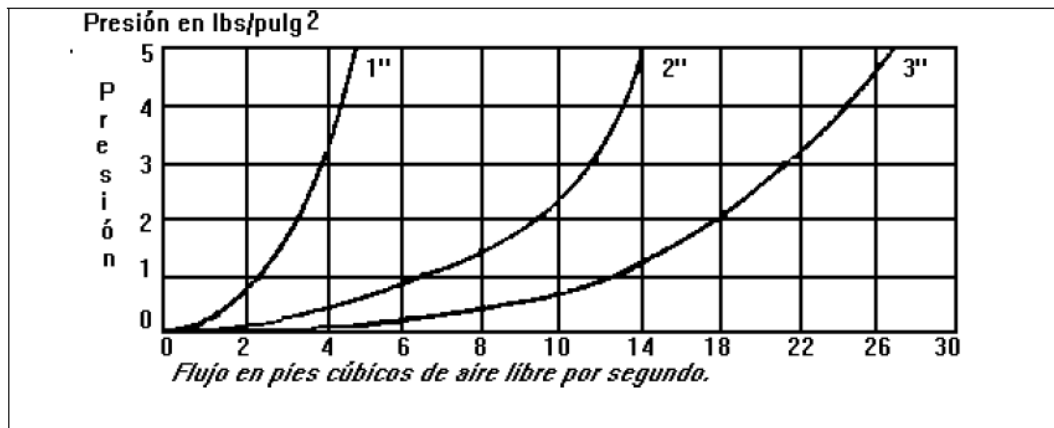


Figura I.3.3 Curvas de funcionamiento de válvulas de admisión y expulsión de aire con orificios de 1" a 3".

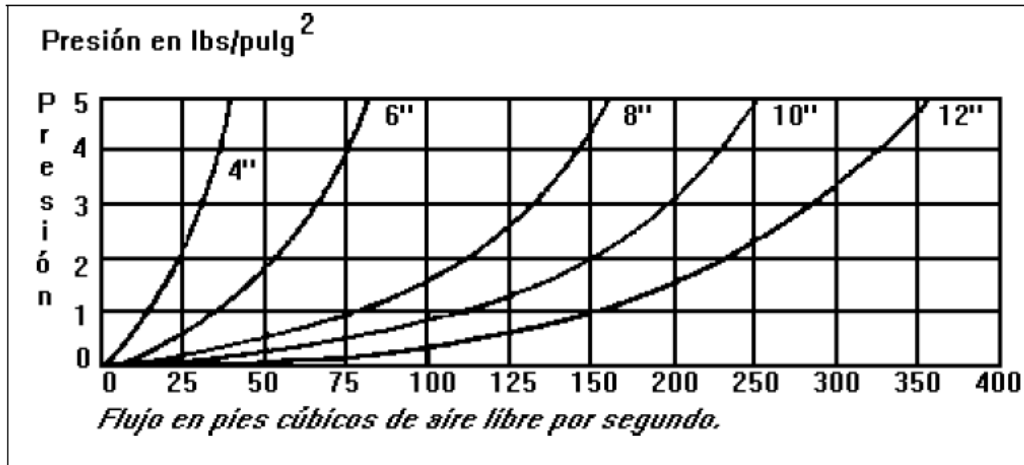


Figura I.3.4 Curvas de funcionamiento de válvulas de admisión y expulsión de aire con orificios de 4" a 12".

El diámetro de expulsión se obtiene determinando el gradiente hidráulico más severo en cada punto alto, el gasto máximo en pies<sup>3</sup>/seg. Que pueda ocurrir en dicho gradiente llamea mediante el llenado o vaciado de la línea considerando siempre la condición de mayor gasto.

Si la línea es llenada a bombeo y vaciada a gravedad el gasto en pies cúbicos por segundo se determina de la siguiente manera.

$$P.C.S.= G.P.M \quad (\text{galones por minuto de la bomba})$$

Si la línea es llenada o vaciada a gravedad el gasto en pies cúbicos por segundo se determina de la siguiente manera.

$$P.C.S.=0.08666(SD^5)^{1/2}$$

Donde:

S= pendiente metro por metro de longitud(Es la pendiente del tramo mas critico)

D=diámetro del tubo en pulgadas

Las válvulas a instalar deberán expulsar o admitir el gasto en PCS de aire al igual al máximo gasto en PCS de agua que pueda ocurrir en la mayor de las pendientes del punto alto calculado, se deberá calcular la máxima presión diferida tolerable a través del puerto de la válvula para expulsar o admitir el gasto e PCS. De aire ya determinado. Para obtener lo anterior es necesario determinar si existe riesgo de colapso por vacío en la línea, condición que usualmente se presenta en tuberías de acero de pared delgada, arriba de 24" lo cual se determina de la siguiente manera.

$$P=16500000(T/D)^3$$

Donde:

P=presión de colapso (P.S.I)

T=espesor del tubo en pulgadas

D=Diámetro del tubo en pulgadas

Esta formula incluye factor de seguridad de 4 a 1.

Con el dato de P y P.C.S en tramos a la figura I.3.3 y I.3.4 y nos ubicamos en estos valores los cuales nos determinaran el diámetro de la válvula.



Se deberá usar la máxima presión diferencial siempre que no sea mayor de 5 PSI. Y entrarse a ala grafica para obtener el tamaño apropiado de la válvula .El procedimiento deberá de seguirse individualmente para cada punto alto de la línea

Si la línea no presenta puntos definidos o tiene pendientes uniformes prolongados se recomienda instalar una válvula de la capacidad adecuada y a intervalos de 700 a 1200 metros o según criterio del proyectista.

## **V.2.- DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE DE REGULACIÓN**

El tanque de regulación (almacenamiento en algunos casos) es la parte del sistema de abastecimiento de agua potable que recibe un gasto desde la fuente de abastecimiento para satisfacer las demandas variables de la población a lo largo del día; permite el almacenamiento de un volumen de agua cuando la demanda en la población es menor que el gasto de llegada y el agua almacenada se utiliza cuando la demanda es mayor. Generalmente esta regulación se hace por periodos de 24 horas.

Cuando además de la regulación proporciona un volumen adicional para almacenar agua en el tanque, se dispone entonces de una cantidad como reserva con el objeto de no suspender el servicio en caso de desperfectos en la captación o en la conducción, el volumen de agua de reserva, generalmente se utiliza para satisfacer demandas extraordinarias en la población, como es el caso de combate a incendios.

Los tanques de regulación tienen por objeto cambiar un régimen de aportaciones (de la conducción) que siempre es constante, a un régimen de consumos o demandas (de la red de distribución) que siempre es variable. El tanque debe proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad, procurando que su costo de inversión sea mínimo.

En la casi totalidad de las obras de abastecimiento la aportación o gasto de la conducción generalmente es continua durante las 24 horas y a través del año; en cambio, los consumos del sistema de distribución son variables en todos los casos, incrementándose las demandas a través del tiempo.

## **CLASIFICACIÓN DE TANQUES**

La selección del tipo de tanque depende del material disponible en la región de las condiciones topográficas y de la disponibilidad de terreno.

### **TANQUES ENTERRADOS**

Estos tanques se construyen bajo el nivel del suelo. Se emplean preferentemente cuando existe terreno con una cota adecuada para el funcionamiento de la red de distribución y de fácil excavación.

Los tanques enterrados tienen como principal ventaja el proteger el agua de las variaciones de temperatura y una perfecta adaptación al entorno. Tienen el inconveniente de requerir importantes excavaciones tanto para el propio tanque como para todas sus instalaciones de conexión con la red de distribución y la línea de conducción además la dificultad de control de posibles filtraciones que se presenten.

### **TANQUES SEMIENTERRADOS**

Los tanques semienterrados tienen parte de su estructura bajo el nivel del terreno y parte sobre el nivel del terreno. Se emplean generalmente cuando la altura topográfica respecto al punto de alimentación es suficiente y el terreno presenta dificultad de excavación. Permite un fácil acceso a las instalaciones del propio tanque.

## **TANQUES SUPERFICIALES**

Los tanques superficiales están contruidos sobre la superficie del terreno. La construcción de este tipo de tanques es común cuando el terreno es "duro" o conviene no perder altura y se tiene la topografía adecuada. Los tanques superficiales se sitúan en una elevación natural en la proximidad de la zona por servir de manera que la diferencia de nivel del piso del tanque con respecto al punto más alto por abastecer sea de 15 m y la diferencia de altura entre el nivel del tanque en el nivel máximo de operación y el punto más bajo por abastecer sea de 50 m.

## **TANQUES ELEVADOS**

Los tanques elevados son aquellos cuya base está por encima del nivel del suelo, y se sustenta a partir de una estructura. Generalmente son contruidos en localidades con topografía plana donde no se dispone en su proximidad de elevaciones naturales con altimetría apropiada. El tanque elevado se refiere a la estructura integral que consiste en el tanque, la torre y la tubería de alimentación y descarga. Para tener un máximo beneficio, los tanques elevados, generalmente con torres de 10, 15 y 20 m de altura, se localizan cerca del centro de uso. En grandes áreas se localizan varios tanques en diversos puntos. La localización central decrece las pérdidas por fricción y es importante también para poder equilibrar presiones lo más posible.

Cuando el tanque elevado se localiza en la periferia de la población, da como resultado una pérdida de carga muy alta al alcanzar el extremo opuesto más lejano por servir. En esta forma prevalecerán presiones mínimas en el extremo más alejado o presiones excesivas en el extremo más cercano al tanque. Cuando el tanque se ubica en un sitio céntrico de la población o área por servir las presiones son más uniformes tanto en los periodos de mínima como de máxima demanda. Un aspecto importante de los tanques elevados es el aspecto estético, por su propia concepción son vistos desde puntos muy lejanos. No pueden darse reglas sobre este tema salvo la de buscar su integración en el entorno o paisaje.

## **LOCALIZACIÓN DE LOS TANQUES**

La selección del sitio más adecuado para ubicar un tanque de regulación se obtiene tras la consideración de un conjunto de factores que muy a menudo son contrapuestos entre sí, lo que exige un esfuerzo por parte del proyectista para conciliar los detalles contrapuestos del proyecto. Estos factores son, entre otros, los siguientes:

- Es preferible que la alimentación del tanque se efectúe por gravedad, dada su mayor economía, esta condición puede cumplirse sólo en ocasiones y en terrenos accidentados, pues en terrenos planos es necesario recurrir al bombeo.

-La alimentación de los tanques a la red de distribución se debe efectuar por gravedad, por lo que el tanque debe tener la suficiente altura para asegurar en cualquier instante y en todos los puntos de la red una presión suficiente. Es conveniente elevar el tanque algunos centímetros (según proyecto) sobre la cota estrictamente necesaria, para prever tanto incrementos de consumo como disminución del diámetro, por incrustación de las tuberías.

## **DATOS TOPOGRÁFICOS**

Al elegir el sitio donde debe ubicarse un tanque es conveniente considerar que la red de distribución sea lo más económica posible y la máxima uniformidad de presiones en toda la zona abastecida, lo que se conseguirá si se sitúa el tanque en el baricentro (centroide) de la misma. En el caso de que las condiciones locales impidan que se cumpla este requisito, se seleccionará la elevación del terreno más próxima a dicho punto de los que rodean la población.

En los tanques alimentadores se debe señalar para su operación un límite mínimo y otro máximo, en función de las presiones.

El límite mínimo se fija considerando que con diámetros pequeños de tubería a emplear en la red se consignan cargas mínimas en la población del orden de 0.1 Mpa\* (10 m.c.a.), según sea el tipo de las construcciones.

Cuando se tengan desniveles mayores a 50 m.c.a., es conveniente ubicar varios tanques, para servir zonas determinadas, los cuales se interconectan entre sí, ya sea por gravedad si así es el abastecimiento, o por tuberías de impulsión si el desnivel no lo permite. Otra posibilidad es la colocación de válvulas reductoras de presión para servir por zonas, aunque no es aconsejable dentro de la red, pero si son redes independientes sobre la misma conducción general.

### **CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE REGULACIÓN**

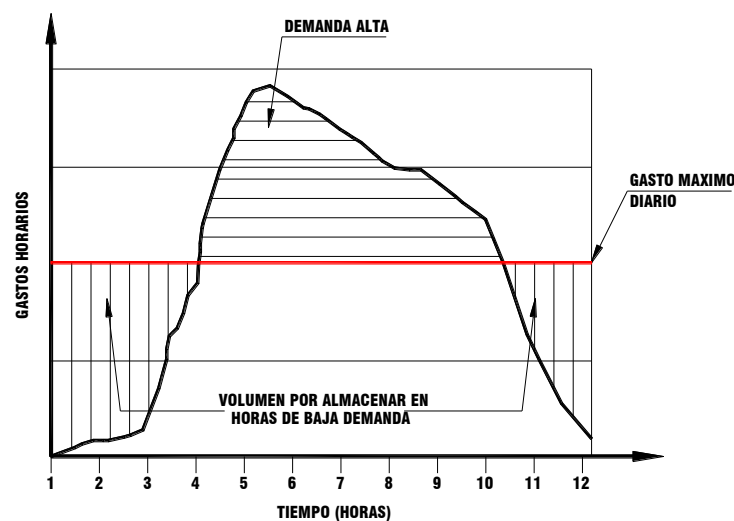
La capacidad de los tanques de regulación queda definida por las necesidades de consumo de las localidades por servir. En localidades urbanas grandes y principalmente las ciudades de gran importancia comercial, industrial y turística, se deberá hacer un estudio adecuado que tome en cuenta, además de la capacidad de regulación, un volumen de reserva para cubrir demandas contra incendio, interrupciones frecuentes de energía eléctrica o demandas extraordinarias que se presenten durante la época de máxima concentración de población flotante.

### **COEFICIENTE DE REGULACIÓN**

La regularización tiene por objetivo cambiar el régimen de suministro (captación – conducción), que normalmente es constante, a régimen de demanda (de la red de distribución) que siempre es variable. El tanque de regulación es la estructura destinada para cumplir esta función y debe proporcionar un servicio eficiente, bajo normas estrictas de higiene y seguridad procurando que su costo de inversión y mantenimiento sea mínimo.

Adicionalmente a la capacidad de regularización se puede contar con un volumen extra y considerarlo para alimentar a la red de distribución en condiciones de emergencia (incendios, desperfectos en la captación o en la conducción etc.) este volumen debe justificarse plenamente en sus aspectos técnicos y financieros.

La capacidad del tanque está en función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad, calculándose ya sea por métodos analíticos o gráficos. Ver grafica



El coeficiente de regulación está en función del tiempo (número de horas por día) de alimentación de las fuentes de abastecimiento al tanque, requiriéndose almacenar el agua en las horas de baja demanda, para distribuirla en las de alta demanda.

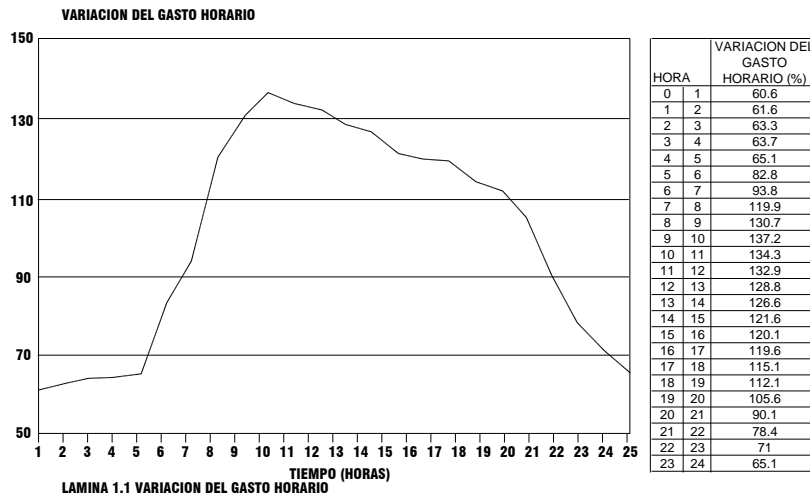
La capacidad de regularización varia si se cambia el Horario de alimentación (o bombeo) a un cuando permanezca constante el numero de horas de alimentación si se bombeara 20 horas de las 0 a las 20 horas el coeficiente de regularización resulta de 12.57 diferente al valor de 8.97 obtenido para 20 horas con horario de las 4 a las 24 horas ver en los ejemplos de calculo de coeficiente que se encuentran adelante con el método de porcentajes de gastos.

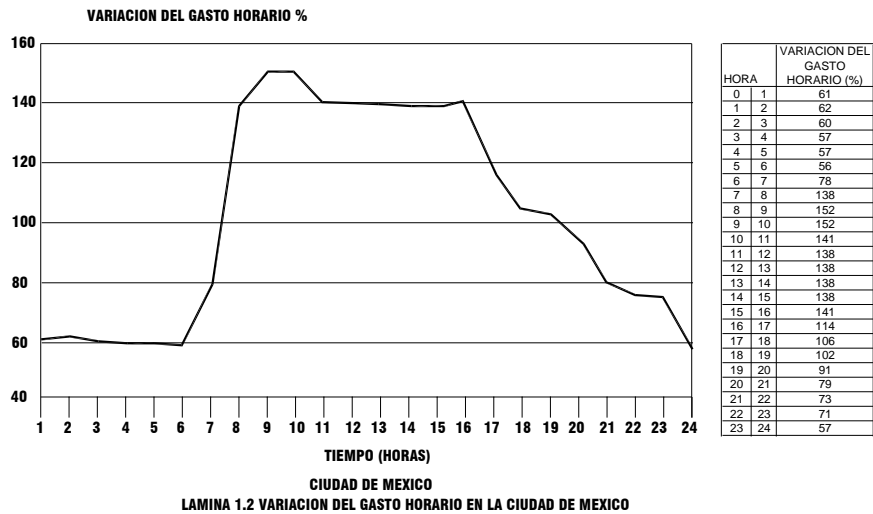
Es por ello importante tomar en consideración para el calculo de la capacidad de los tanques el numero de horas de alimentación o bombeo como su horario el cual estará en función de las políticas de operación y los costos de energía eléctrica.

La Comisión Nacional del Agua y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua analizaron demandas para diferentes ciudades del país. Asimismo, el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Públicas, actualmente Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos (BANOBRAS), elaboró un estudio en la Ciudad de México. Las variaciones del consumo promedio, expresadas como porcentajes horarios del gasto máximo diario se muestran en la figura 1.1 y para la Ciudad de México en la figura 1.2.

Con la información obtenida, se realizó el cálculo para determinar los coeficientes de regulación, en donde se consideró abastecimiento durante las 24 horas del día, en dichos estudios se varió el tiempo de abastecimiento, analizando 20 y 16 horas por día. Tomando en cuenta la variación horaria de la demanda, resulta que los más convenientes para estos casos de bombeo son:

- Para 20 horas de bombeo: de las 4 a las 24 horas.
- Para 16 horas de bombeo: de las 5 a las 21 horas.





Cuando se modifican los horarios de bombeo a un periodo menor de 24 horas/día, se debe cambiar el gasto de diseño de la fuente de abastecimiento y conducción incrementándolo proporcionalmente a la reducción del tiempo de bombeo; el gasto de diseño se obtiene con la expresión:

$$Q_d = \frac{24Q_{md}}{t_b}$$

Donde:

Q<sub>d</sub>=es el gasto de diseño en l/s

Q<sub>md</sub> = es el gasto máximo diario, en l/s

t<sub>b</sub> =es el tiempo de bombeo, en horas/día

Para cualquier alternativa de reducción del tiempo de bombeo, se debe considerar que habrá un incremento en los costos de la infraestructura de la conducción y fuente de abastecimiento, y esta última deberá satisfacer el incremento de gasto.

Para el cálculo de los coeficientes de regulación se recomienda utilizar el siguiente método:

El cálculo de los coeficientes de regulación, se basa en el método de porcentajes de gastos horarios respecto del gasto medio diario.

El procedimiento de cálculo se presenta a continuación:

1	2	3	4	5
	<b>Entrada %</b>	<b>Salida %</b>	<b>Diferencia</b>	<b>Diferencia</b>
	<b>Q.</b>	<b>Q. Salida</b>	<b>Ent-Sal</b>	<b>acumulada</b>
<b>Horas</b>	<b>Bombeo</b>			

1) En la columna 1 se enlista el tiempo en horas.

2) En la columna 2 se anota la ley de entrada (está en función del volumen de agua que se deposita en los tanques en la unidad de tiempo considerada, por él o los diferentes conductos de entrada). Se pueden considerar diferentes intervalos de bombeo dependiendo del gasto medio de producción de las diferentes fuentes de captación.

3) En la columna 3 se anota la ley de salida en forma similar ala anterior (porcentajes de gastos horarios respecto del gasto medio horario).

4) En la columna 4 se anota la diferencia algebraica entre la entrada y la salida.

5) Finalmente en la columna 5 se anotan las diferencias acumuladas resultantes de la suma algebraica de las diferencias de la columna 4.

De los valores de la columna de diferencias acumuladas, se deduce el máximo porcentaje excedente y el máximo porcentaje faltante, por lo que:

$$C.R = (3.6) (\text{Max. \% Excedente} - \text{Max. \% Faltante}) / 100$$

Donde:

C.R =es el coeficiente de regulación

Max. \% Excedente =es el valor máximo positivo de las diferencias acumuladas

Max. \% Faltante = es el valor máximo negativo de las diferencias acumuladas

**A continuación se presenta un ejemplo de cálculo del coeficiente de regulación para un intervalo de bombeo de 18 horas (de las 6 a las 23 horas). Los datos que se utilizan en el cálculo corresponden a los de la figura 1.1**

**TABLA COEFICIENTE DE REGULACIÓN PARA SUMINISTRO DE 18 HORAS (DE LAS 6 A LAS 23 HORAS)**

	<b>ENTRADA Q.BOMBEO</b>	<b>SALIDA Q.DEMANDA</b>	<b>DIFERENCIA (ENT-SAL)</b>	<b>DIFERENCIA ACUMULADA</b>
1		60.6	-60.6	-60.6
2		61.6	-61.6	-122.2
3		63.3	-63.3	-185.5
4		63.7	-63.7	-249.2
5	13.333	65.1	-65.1	-314.3
6	13.333	82.8	50.5	-263.8
7	13.333	93.8	39.6	-224.2
8	13.333	119.9	13.4	-210.8
9	13.333	130.7	2.6	-208.2
10	13.333	137.2	-3.6	-211.8
11	13.333	134.3	-1	-212.8
12	13.333	132.9	0.4	-212.4
13	13.333	128.8	4.6	-207.8
14	13.333	126.6	6.7	-201.1
15	13.333	121.6	11.7	-189.4
16	13.333	120.1	13.2	-176.2
17	13.333	119.6	13.7	-162.5
18	13.333	115.1	18.3	-144.2
19	13.333	112.1	21.2	-123
20	13.333	105.6	27.7	-95.3
21	13.333	90.1	43.2	-52.1
22	13.333	78.4	54.9	2.8
23		71	62.3	65.1
24		65.1	-65.1	0

**NOTA Max.% Excedente =65.1**

**NOTA Max.% Faltante =-314.4**

**Aplicando la ecuación se obtiene CR=13.66**

**TABLA COEFICIENTE DE REGULACIÓN PARA SUMINISTRO DE 20 HORAS (DE LAS 4 A LAS 24 HORAS)**

HORA		ENTRADA Q:BOMBEO	SALIDA Q:BOMBEO	DIFERENCIA (ENT-SAL)	DIFERENCIA ACUMULADA
0	1	0	60.6	-60.6	-60.6
1	2	0	61.6	-61.6	-122.2
2	3	0	63.3	-63.3	-185.5
3	4	0	63.7	-63.7	-249.2
4	5	120	65.1	54.9	-194.3
5	6	120	82.8	37.2	-157.1
6	7	120	93.8	26.2	-130.9
7	8	120	119.9	0.1	-130.8
8	9	120	130.7	-10.7	-141.5
9	10	120	137.2	-17.2	-158.7
10	11	120	134.3	-14.3	-173.0
11	12	120	132.9	-12.9	-185.9
12	13	120	128.8	-8.8	-194.7
13	14	120	126.6	-6.6	-201.3
14	15	120	121.6	-1.6	-202.9
15	16	120	120.1	-0.1	-203.0
16	17	120	119.6	0.4	-202.6
17	18	120	115.1	4.9	-197.7
18	19	120	112.1	7.9	-189.8
19	20	120	105.6	14.4	-175.4
20	21	120	90.1	29.9	-145.5
21	22	120	78.4	41.6	-103.9
22	23	120	71	49	-54.9
23	24		65.1	-65.1	0.0

**Max.% Excedente =** 0.0  
**Max.% Faltante =** -249.2  
 CR= 8.97  
 CR= 9.00

**TABLA COEFICIENTE DE REGULACIÓN PARA SUMINISTRO DE 24 HORAS**

HORA		ENTRADA Q:BOMBEO	SALIDA Q:BOMBEO	DIFERENCIA (ENT-SAL)	DIFERENCIA ACUMULADA
0	1	100	60.6	39.4	39.4
1	2	100	61.6	38.4	77.8
2	3	100	63.3	36.7	114.5
3	4	100	63.7	36.3	150.8
4	5	100	65.1	34.9	185.7
5	6	100	82.8	17.2	202.9
6	7	100	93.8	6.2	209.1
7	8	100	119.9	-19.9	189.2
8	9	100	130.7	-30.7	158.5
9	10	100	137.2	-37.2	121.3
10	11	100	134.3	-34.3	87.0
11	12	100	132.9	-32.9	54.1
12	13	100	128.8	-28.8	25.3
13	14	100	126.6	-26.6	-1.3
14	15	100	121.6	-21.6	-22.9
15	16	100	120.1	-20.1	-43.0
16	17	100	119.6	-19.6	-62.6
17	18	100	115.1	-15.1	-77.7
18	19	100	112.1	-12.1	-89.8
19	20	100	105.6	-5.6	-95.4
20	21	100	90.1	9.9	-85.5
21	22	100	78.4	21.6	-63.9
22	23	100	71	29	-34.9
23	24	100	65.1	34.9	0.0

**Max.% Excedente =** 209.1

**Max.% Faltante =** -95.4

CR= 10.96

CR= 11.00

### **DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE REGULACIÓN**

Para determinar la capacidad del tanque de regulación se utiliza la siguiente ecuación, más el volumen considerado para situaciones de emergencia.

$$C = (C.R) (Qmd)$$

Donde:

C= es la capacidad del tanque, en m<sup>3</sup>

CR= es el coeficiente de regulación

Qmd= es el gasto máximo diario, en l/s

### **ALTERNATIVAS DE DIMENSIONAMIENTO**

Cuando no se conozca la ley de demandas de una localidad en particular, se recomienda aplicar los siguientes valores (ver tabla 1.3).



**Tabla 1.3. Coeficientes de regulación**

<b>TIEMPO DE SUMINISTRO AL TANQUE hr</b>	<b>COEFICIENTE DE REGULACIÓN</b>
24	11
20 (De las 4 a las 24 horas)	9
16 De las 5 a las 21 horas	19

De la misma manera, en la tabla 1.4 se muestran los valores de coeficientes de regulación para la Ciudad de México, para diferentes tiempos de bombeo

**Tabla 1.4. Coeficientes de regulación para la Ciudad de México**

<b>TIEMPO DE SUMINISTRO AL:TANQUE hr</b>	<b>COEFICIENTE DE REGULACIÓN</b>
24	14.3
20 (De las 4 a las 24 horas)	9.6
16 De las 6 a las 22 horas	17.3

Es importante tomar en consideración para el cálculo de la capacidad de los tanques, el número de horas de alimentación o bombeo, así como su horario, el cual estará en función de las políticas de operación y los costos de energía eléctrica, los cuales son mayores en las horas de máxima demanda (horas pico).

## V.2.- DISEÑO DE LA RED DE AGUA POTABLE

Un sistema moderno de abastecimiento de agua se compone de instalaciones para la captación, almacenamiento, conducción, bombeo, tratamiento y distribución. Las obras de captación y almacenamiento permiten reunir las aguas aprovechables de ríos, manantiales y agua subterránea. Incluyen actividades como el desarrollo y cuidado de la cuenca de aportación, pozos y manantiales, así como la construcción de presas y de galerías filtrantes.

La conducción engloba a los canales y acueductos, así como instalaciones complementarias de bombeo para transportar el agua desde la fuente hasta el centro de distribución. El tratamiento es la serie de procesos que le dan al agua la calidad requerida y finalmente, la distribución es dotar de agua al usuario para su consumo.

En la figura 1.1 se muestra la configuración típica de un sistema de abastecimiento de agua en localidades urbanas.

Es importante mencionar que una vez que el agua ha sido empleada, debe ser desalojada a través de una red de alcantarillado y conducida a una planta de tratamiento para que posteriormente pueda ser reutilizada o reintegrada a la naturaleza sin causar deterioro ambiental.

La figura 1.2 muestra un esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable en una localidad.

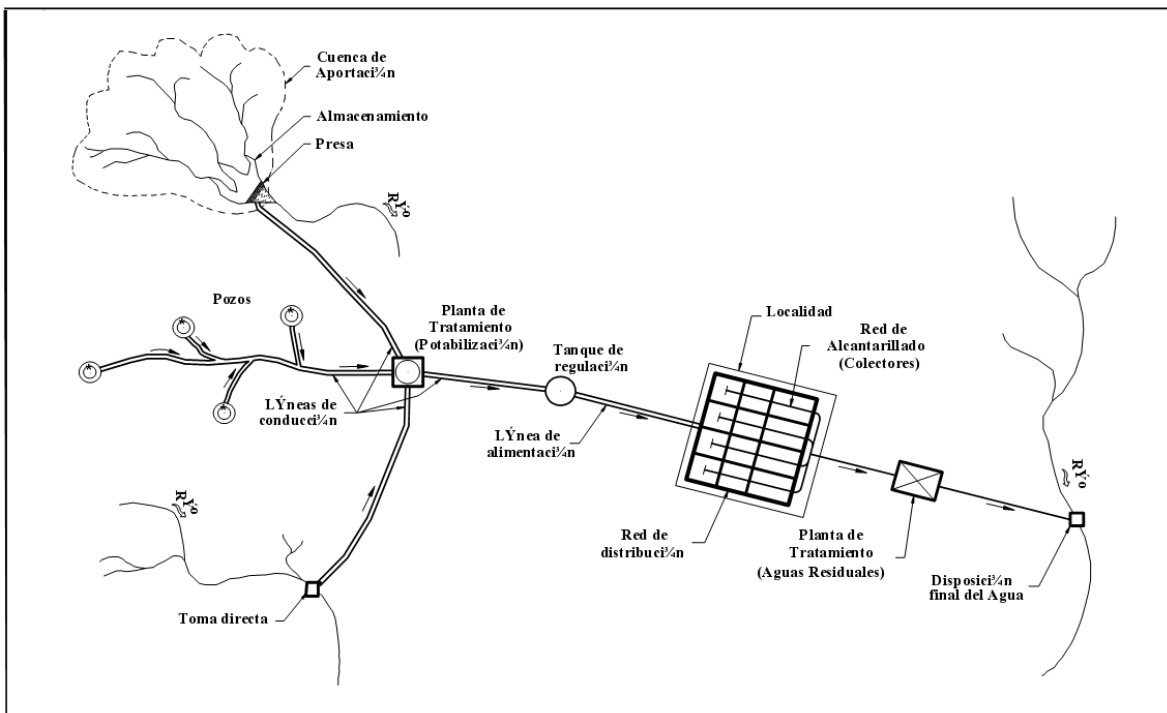


Figura 1.1 Configuración típica de un sistema de abastecimiento de agua en localidades urbanas.

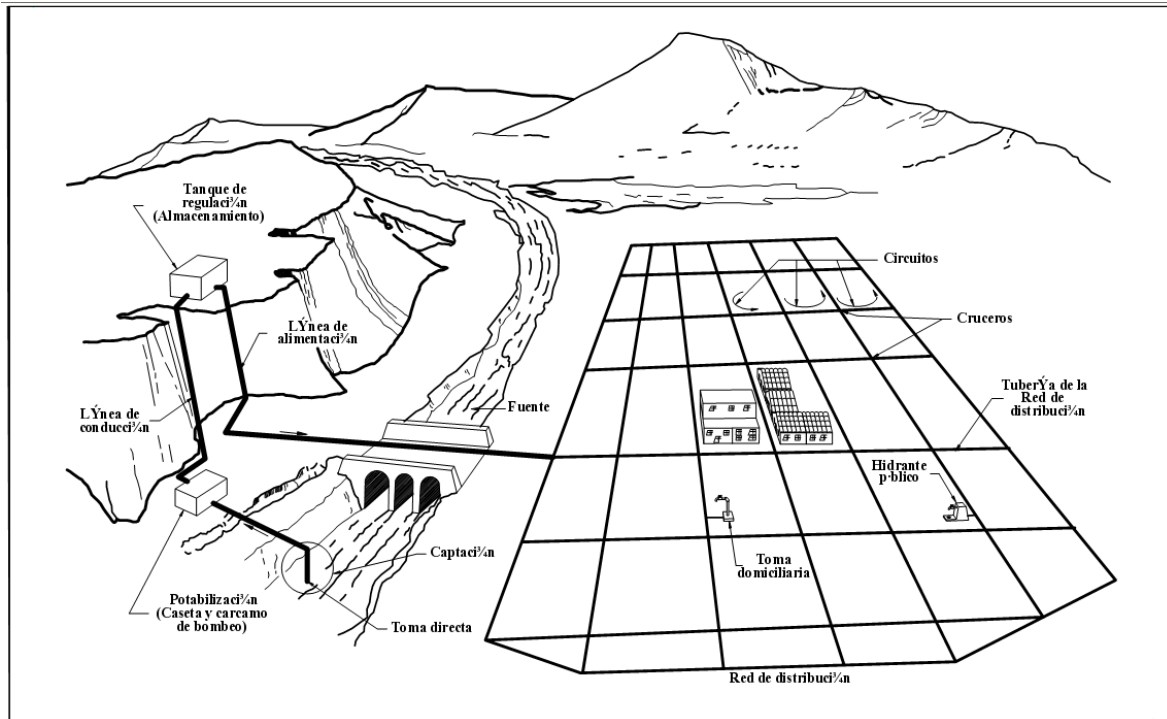


Figura 1.2 Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable.

## RED DE DISTRIBUCIÓN.

Una red de distribución (que se denominará en lo sucesivo red) es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde tanques de servicio o de distribución hasta las tomas domiciliarias o hidrantes públicos. Su finalidad es proporcionar agua a los usuarios para consumo doméstico, público, comercial, industrial y para condiciones extraordinarias como el extinguir incendios.

La red debe proporcionar este servicio todo el tiempo, en cantidad suficiente, con la calidad requerida y a una presión adecuada. Los límites de calidad del agua, para que pueda ser considerada como potable se establecen en la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1 vigente.

Una red de distribución de agua potable se compone generalmente de:

a) Tuberías: Se le llama así al conjunto formado por los tubos (conductos de sección circular) y su sistema de unión o ensamble. Para fines de análisis se denomina tubería al conducto comprendido entre dos secciones transversales del mismo.

La red de distribución está formada por un conjunto de tuberías que se unen en diversos puntos denominados nudos o uniones.

De acuerdo con su función, la red de distribución puede dividirse en: red primaria y red secundaria. A la tubería que conduce el agua desde el tanque de regulación hasta el punto donde inicia su distribución se le conoce como línea de alimentación, y se considera parte de la red primaria.

La división de la red de distribución en red primaria o secundaria dependerá del tamaño de la red y de los diámetros de las tuberías. De esta forma, la red primaria se constituye de los tubos de mayor diámetro y la red secundaria por las tuberías de menor diámetro, las cuales abarcan la mayoría de las calles de la localidad. Así una red primaria puede ser una sola tubería de alimentación o cierto conjunto de tuberías de mayor diámetro que abarcan a toda la localidad.

b) Piezas especiales: Son todos aquellos accesorios que se emplean para llevar a cabo ramificaciones, intersecciones, cambios de dirección, modificaciones de diámetro, uniones de tuberías de diferente material o diámetro, y terminales de los conductos, entre otros.

A las piezas o conjuntos de accesorios especiales con los que, conectados a la tubería, se forman deflexiones pronunciadas, cambios de diámetro, derivaciones y ramificaciones se les llama cruceros. También permiten el control del flujo cuando se colocan válvulas.

c) Válvulas: Son accesorios que se utilizan para disminuir o evitar el flujo en las tuberías. Pueden ser clasificadas de acuerdo a su función en dos categorías:

1) Aislamiento o seccionamiento, las cuales son utilizadas para separar o cortar el flujo del resto del sistema de abastecimiento en ciertos tramos de tuberías, bombas y dispositivos de control con el fin de revisarlos o repararlos.

2) Control, usadas para regular el gasto o la presión, facilitar la entrada de aire o la salida de sedimentos o aire atrapados en el sistema.

d) Hidrantes: Se le llama de esta manera a una toma o conexión especial instalada en ciertos puntos de la red con el propósito de abastecer de agua a varias familias (hidrante público) o conectar una manguera o una bomba destinadas a proveer agua para combatir el fuego (hidrante contra incendio).

Los hidrantes públicos son tomas compuestas usualmente por un pedestal y una o varias llaves comunes que se ubican a cierta distancia en las calles para dar servicio a varias familias. El agua obtenida del hidrante público es llevada a las casas en contenedores tales como cubetas u otros recipientes. Se utilizan en poblaciones pequeñas en los casos donde las condiciones económicas no permiten que el servicio de agua potable se instale hasta los predios de los usuarios.

e) Tanques de distribución: Un tanque de distribución es un depósito situado generalmente entre la captación y la red de distribución que tiene por objeto almacenar el agua proveniente de la fuente.

El almacenamiento permite regular la distribución o simplemente prever fallas en el suministro, aunque algunos tanques suelen realizar ambas funciones. Se le llama tanque de regulación cuando guarda cierto volumen adicional de agua para aquellas horas del día en que la demanda en la red sobrepasa al volumen suministrado por la fuente. La mayor parte de los tanques existentes son de este tipo. Algunos tanques disponen de un volumen de almacenamiento para emergencias, como en el caso de falla de la fuente. Este caso es usualmente previsto por el usuario, quien dispone de cisternas o tinacos, por lo que en las redes normalmente se utilizan tanques de regulación únicamente.

Una red de distribución puede ser alimentada por varios tanques correspondientes al mismo número de fuentes o tener tanques adicionales de regulación dentro de la misma zona de la red con el fin de abastecer sólo a una parte de la red.

f) Tomas domiciliarias: Una toma domiciliaria es el conjunto de piezas y tubos que permite el abastecimiento desde una tubería de la red de distribución hasta el predio del usuario, así como la instalación de un medidor. Es la parte de la red que demuestra la eficiencia y calidad del sistema de distribución pues es la que abastece de agua directamente al consumidor.

g) Rebombes: Consisten en instalaciones de bombeo que se ubican generalmente en puntos intermedios de una línea de conducción y excepcionalmente dentro de la red de distribución. Tienen el objetivo de elevar la carga hidráulica en el punto de su ubicación para mantener la circulación del agua en las tuberías.

Los rebombes se utilizan en la red de distribución cuando se requiere:

- Interconexión entre tanques que abastecen diferentes zonas.
- Transferencia de agua de una línea ubicada en partes bajas de la red al tanque de regulación de una zona de servicio de una zona alta.
- Incremento de presión en una zona determinada mediante rebombeo directo a la red o "booster". Esta última opción se debe evitar, y considerar sólo si las condiciones de la red no permiten la ubicación de un tanque de regulación en la región elevada.

h) Cajas rompedoras de presión: Son depósitos con superficie libre del agua y volumen relativamente pequeño, cuya función es permitir que el flujo de la tubería se descargue en ésta, eliminando de esta forma la presión hidrostática y estableciendo un nuevo nivel estático aguas abajo.

### **PRESIONES DISPONIBLES.**

La presión o carga hidráulica que actúa en un punto de una tubería se define por la diferencia entre la cota piezométrica en este punto y la cota del centro de la tubería.

En redes de distribución es común manejar las presiones con relación al nivel de la calle en vez de referirlas al centro del tubo. En este caso se les llama presiones disponibles o libres y se calculan para los cruceros de las tuberías.

### **PRESIONES ADMISIBLES.**

El régimen de presiones en una red depende de dos factores: la necesidad del servicio y las condiciones topográficas de la localidad.

Las necesidades del servicio obligan por una parte a seleccionar una presión mínima capaz de atender dos clases de requerimientos: los de las edificaciones y la demanda contra incendio.

Por otro lado, presiones muy altas en la red requerirán de tuberías y accesorios más resistentes (más costosos) e incrementarán las fugas (en caso de existir). Por lo tanto, en ningún punto de la red la presión debe exceder una presión máxima permisible.

La presión mínima debe verificarse en la red de distribución de tal manera que en todos los puntos se tenga una presión por lo menos igual a ésta en la hora de máxima demanda y, se garantice un suministro mínimo. En cambio, la máxima se presentará cuando exista poca demanda y la red continúe funcionando a presión.

El establecimiento de estas condiciones en una localidad se combina con su topografía. Como resultado de esto, en los puntos más elevados, la presión disponible en las horas de máximo consumo no debe ser inferior a la presión mínima requerida; en cambio, en los más bajos, esta presión no debe ser superior a la presión máxima especificada.

### **ZONAS DE PRESIÓN.**

Las zonas de presión son divisiones realizadas en la red de distribución debido a la topografía, el tamaño o las políticas de operación de la localidad.

La zonificación o división en zonas de presión es aconsejable cuando se sobrepasan las presiones admisibles en la red de distribución, es decir, al cumplir con la presión mínima requerida en una parte de la red se sobrepasa la presión máxima permisible en otra parte de la misma. Lo anterior sucede cuando la topografía de la localidad es muy irregular o cuando la localidad es muy grande.

Usualmente las zonas de presión pueden interconectarse entre sí para abastecerse en forma ordinaria cuando se tiene una sola fuente, o extraordinaria (incendio, falla de la fuente, reparaciones, etc.) cuando se tienen varias fuentes. La interconexión entre las zonas de presión se hace mediante la maniobra de válvulas, descarga directa a tanque o uso de válvulas reductoras de presión en el caso de zonas bajas, o de rebombes a zonas altas.

### **TIPOS DE PROYECTOS DE REDES.**

La mayor parte de las obras que se hacen en las redes de distribución en las ciudades son para mejorar o para ampliar las redes que ya existen, solamente una pequeña proporción son para dar servicio a zonas nuevas o aisladas. Por tanto, se requieren dos tipos de proyectos denominados de rehabilitación y nuevos.

Los proyectos de rehabilitación se hacen cuando se debe modificar una parte de la red para mejorar su funcionamiento hidráulico, o bien, cuando cambios en el uso del suelo o ampliaciones a la zona de servicio obligan a incrementar la capacidad de la red de distribución.

Los proyectos nuevos se requieren cuando se debe dar servicio por primera vez a una zona, o cuando es necesario hacer una ampliación a una red existente que por su magnitud en proyecto ya no puede catalogarse como una rehabilitación.

### **CARACTERÍSTICAS.**

Esquemas básicos.

Los esquemas básicos o configuraciones se refieren a la forma en la que se enlazan o trazan las tuberías de la red de distribución para abastecer de agua a las tomas domiciliarias. Se tienen tres posibles configuraciones de la red: a) cerrada, b) abierta o c) combinada.

Antes de definir las posibles configuraciones de la red es conveniente definir qué es un circuito. Un circuito es un conjunto de tuberías conectadas en forma de polígono, donde el agua que parte de un punto puede volver al mismo después de fluir por las tuberías que lo componen. Cuando una red es cerrada (o tiene forma de malla), sus tuberías forman al menos un circuito (varios en el caso de la figura 1.2). La ventaja de diseñar redes cerradas es que en caso de falla, el agua puede tomar trayectorias alternas para abastecer una zona de la red. Una desventaja de las mismas es que no es fácil localizar las fugas.

La red abierta se compone de tuberías que se ramifican sin formar circuitos (forma de árbol). Esta configuración de la red se utiliza cuando la planimetría y la topografía son irregulares dificultando la formación de circuitos o cuando el poblado es pequeño o muy disperso. Este tipo de red tiene desventajas debido a que en los extremos muertos pueden formarse crecimientos bacterianos y sedimentación; además, en caso de reparaciones se interrumpe el servicio más allá del punto de reparación; y en caso de ampliaciones, la presión en los extremos es baja.

En algunos casos es necesario emplear ramificaciones en redes cerradas, es decir, se presentan ambas configuraciones y se le llama red combinada.

Cabe destacar que la configuración de la red se refiere a la red primaria que es la que rige el funcionamiento de la red. Pueden darse casos de redes abiertas con tuberías secundarias formando circuitos, sin embargo, la red se considera abierta.

## DIVISIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN.

Una red de distribución se divide en dos partes para determinar su funcionamiento hidráulico: la red primaria, que es la que rige el funcionamiento de la red, y la red secundaria o "de relleno".

La red primaria permite conducir el agua por medio de líneas troncales o principales y alimentar a las redes secundarias. Se considera que el diámetro mínimo de las tuberías correspondientes a la red primaria es de 100 mm. Sin embargo, en colonias urbanas populares se puede aceptar de 75 mm y en zonas rurales hasta 50 mm, aunque en grandes urbes se puede aceptar a partir de 500 mm.

La red secundaria distribuye el agua propiamente hasta las tomas domiciliarias. Existen tres tipos de red secundaria:

a) Red secundaria convencional: En este tipo de red los conductos se unen a la red primaria y funcionan como una red cerrada. Se suelen tener válvulas tanto en las conexiones con la red primaria como en los crucesos de la secundaria. En la figura 2.1 se muestra este tipo de red, así como algunas de sus características

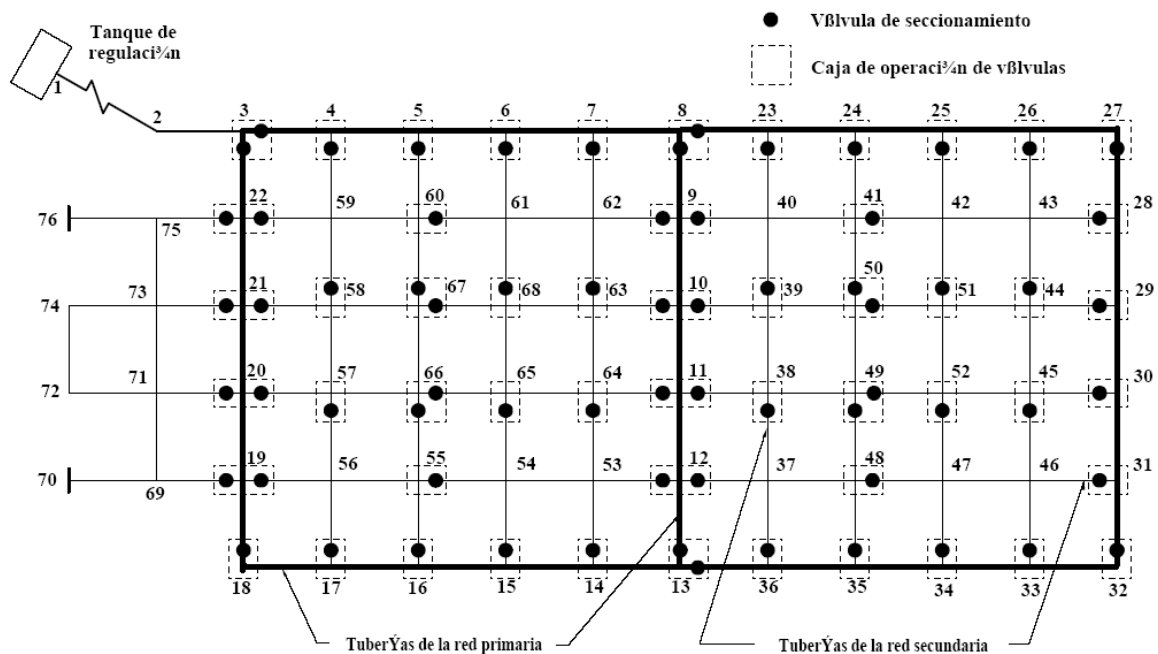


Figura 2.1 Red secundaria convencional.

b) Red secundaria en dos planos: En una red de este tipo, las tuberías se conectan a la red primaria en dos puntos opuestos cuando la red está situada en el interior de los circuitos, o bien en un solo cruceo de las tuberías primarias en los casos de líneas exteriores a ellos (funcionando como líneas abiertas). Su longitud varía entre 400 y 600 m, en función al tamaño de la zona a la que se le da el servicio. En este tipo de red las tuberías que se cruzan no necesariamente se unen tal como se muestra en la figura 2.2.

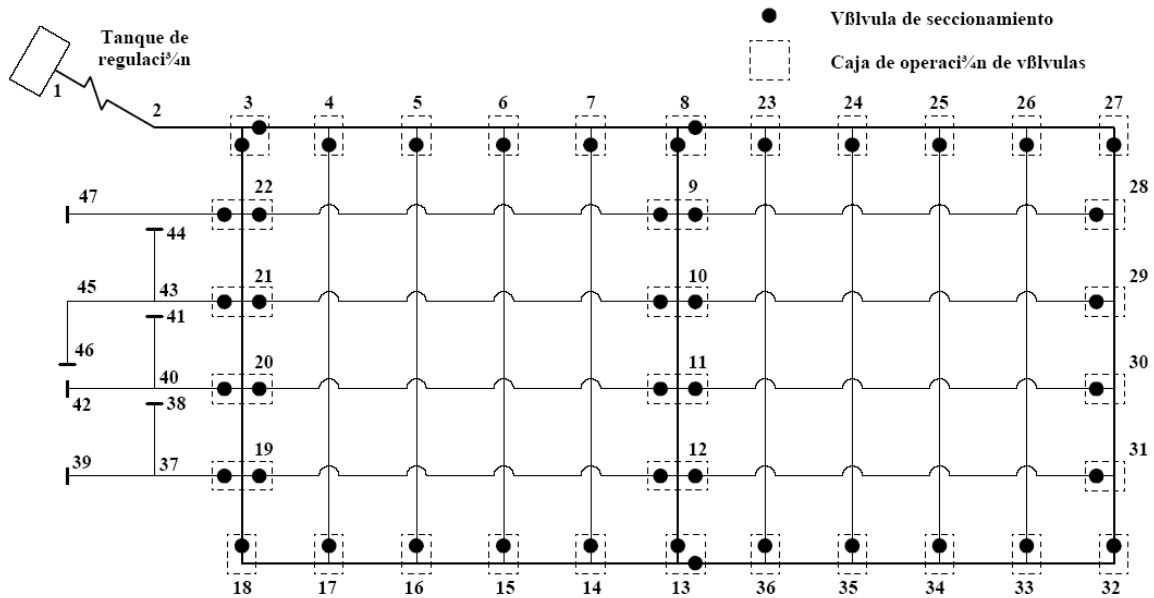


Figura 2.2 Red secundaria en dos planos.

c) Red secundaria en bloques: En este caso las tuberías secundarias forman bloques que se conectan con la red primaria solamente en dos puntos y la red principal no recibe conexiones domiciliarias. La longitud total de las tuberías secundarias dentro de un bloque normalmente es de 2,000 a 5,000 m. A su vez, la red secundaria dentro de un bloque puede ser convencional (figura 2.3) o en dos planos (figura 2.4). El tipo de red secundaria comúnmente recomendado es el de bloques y en dos planos dentro del bloque, debido a que tiene las siguientes ventajas:

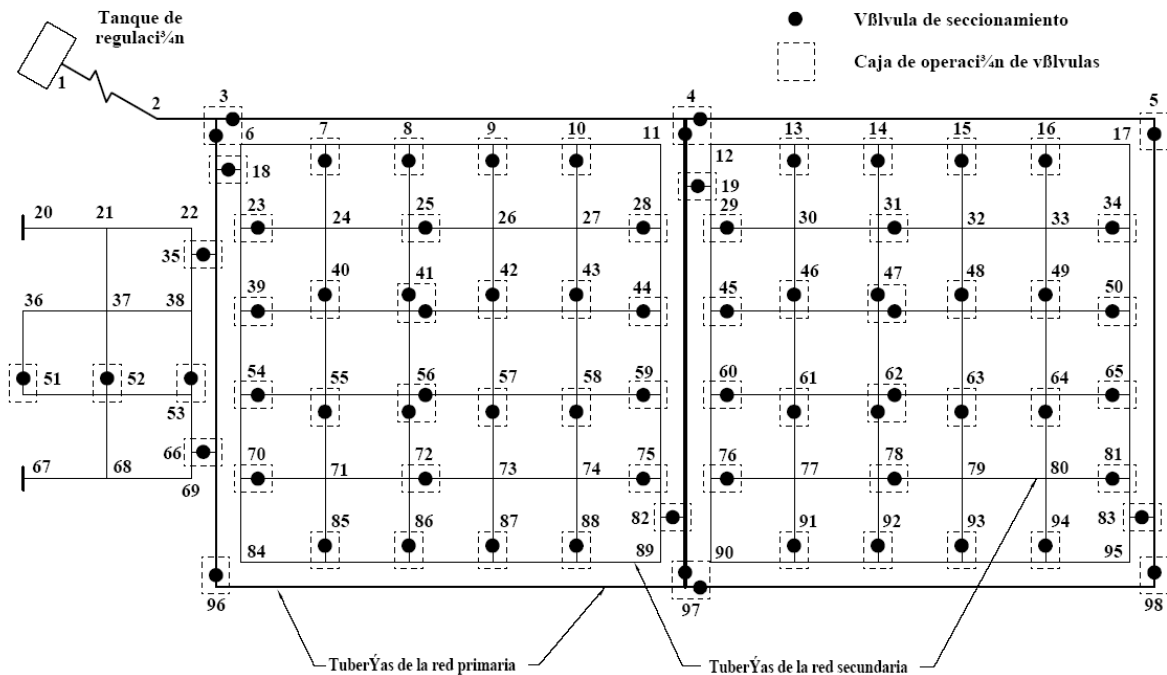


Figura 2.3 Red secundaria convencional en bloques.



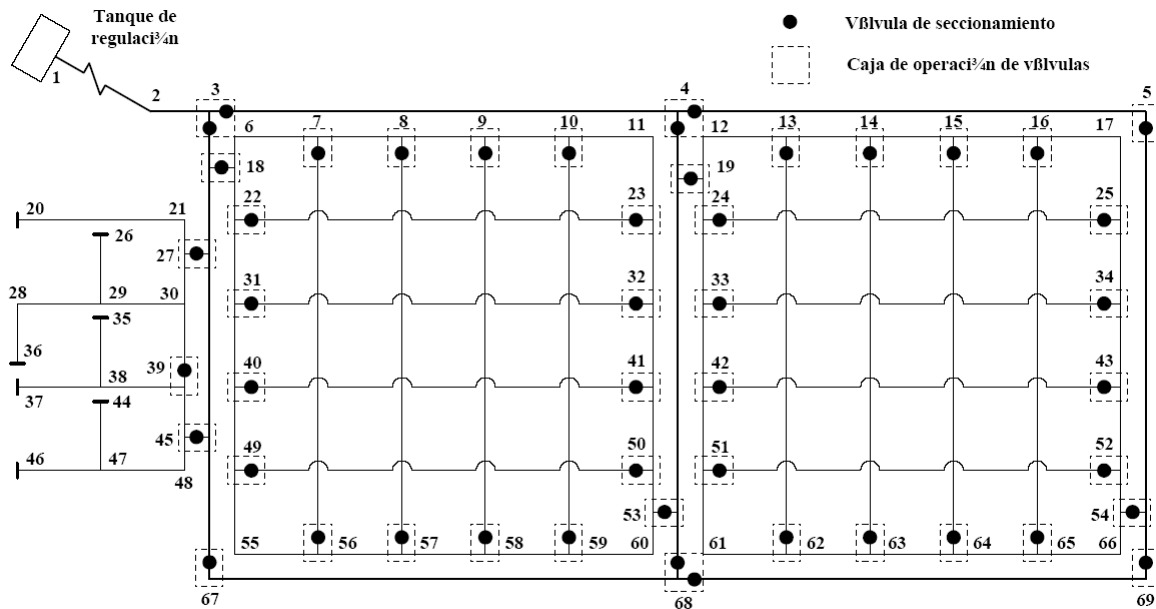


Figura 2.4 Red secundaria en bloques y en dos planos.

### FORMAS DE DISTRIBUCI3N.

El agua se distribuye a los usuarios en funci3n de las condiciones locales de varias maneras:

a) Por gravedad.

El agua de la fuente se conduce o bombea hasta un tanque elevado desde el cual fluye por gravedad hacia la poblaci3n. De esta forma se mantiene una presi3n suficiente y pr3cticamente constante en la red para el servicio a los usuarios. Este es el m3todo m3s confiable y se debe utilizar siempre que se dispone de cotas de terreno suficientemente altas para la ubicaci3n del tanque, para asegurar las presiones requeridas en la red (figura 2.5).

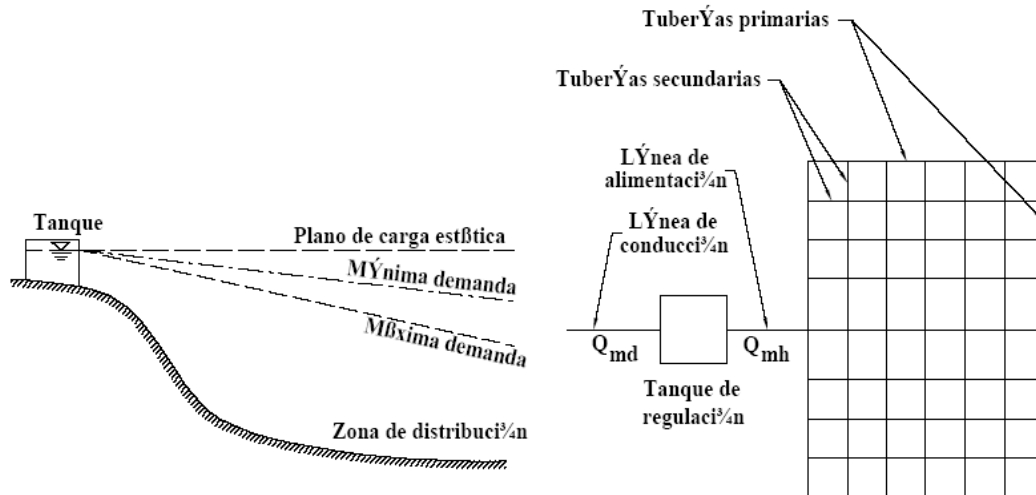


Figura 2.5 Distribuci3n por gravedad (recomendable).

La tubería que abastece de agua al tanque (línea de conducción) se diseña para el gasto máximo diario  $Q_{md}$  y la tubería que inicia del tanque hacia el poblado (línea de alimentación) para el gasto máximo horario  $Q_{mh}$  en el día de máxima demanda.

## b) Por bombeo.

El bombeo puede ser de dos formas:

### b.1) Bombeo directo a la red, sin almacenamiento.

Las bombas abastecen directamente a la red y la línea de alimentación se diseña para el gasto máximo horario  $Q_{mh}$  en el día de máxima demanda. Este es el sistema menos deseable, puesto que una falla en el suministro eléctrico significa una interrupción completa del servicio de agua. Al variar el consumo en la red, la presión en la misma cambia también. Así, al considerar esta variación, se requieren varias bombas para proporcionar el agua cuando sea necesario. Las variaciones de la presión suministrada por las bombas se transmiten directamente a la red, lo que puede aumentar el gasto perdido por las fugas.

### b.2) Bombeo directo a la red, con excedencias a tanques de regulación.

En esta forma de distribución el tanque se ubica después de la red en un punto opuesto a la entrada del agua por bombeo, y las tuberías principales se conectan directamente con la tubería que une las bombas con el tanque. El exceso de agua bombeada a la red durante períodos de bajo consumo se almacena en el tanque, y durante períodos de alto consumo el agua del tanque se envía hacia la red, para complementar a la distribuida por bombeo.

La experiencia de operación en México ha mostrado que esta forma de distribución no es adecuada. En general, la distribución por bombeo se debe evitar en los proyectos y sólo podrá utilizarse en casos excepcionales, donde se pueda Justificar.

### c) Distribución mixta.

En este caso, parte del consumo de la red se suministra por bombeo con excedencias a un tanque del cual a su vez se abastece el resto de la red por gravedad (figura 2.6). El tanque conviene ubicarlo en el centro de gravedad de la zona de consumo de agua. Debido a que una parte de la red se abastece por bombeo directo, esta forma de distribución tampoco se recomienda.

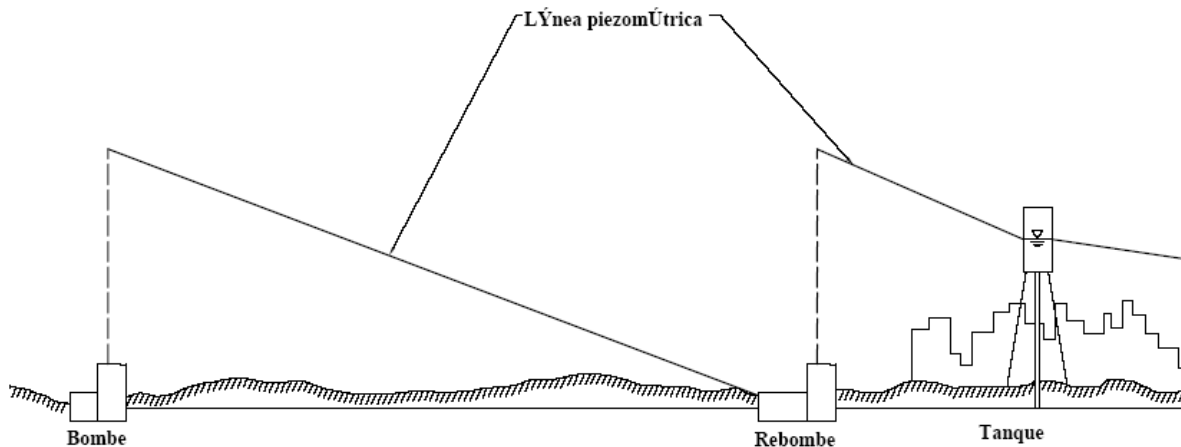


Figura 2.6 Distribución mixta (no recomendable).

Una opción que puede resultar apropiada en poblaciones asentadas en terrenos planos consiste en modificar el esquema mostrado en la figura 2.6 para que el rebombeo alimente directamente al tanque elevado. La regulación se asegura con un tanque superficial de capacidad suficiente en el sitio de rebombeo, del cual se bombea al tanque elevado que puede ser de volumen pequeño. Para evitar el bombeo directo a la red no se permitirán conexiones o bifurcaciones de la tubería de alimentación que une el rebombeo con el tanque elevado.

### **V.3.1.- DETERMINACION DE NESECIDAD DE CAJAS ROMPEDORAS DE PRESION**

Cajas rompedoras de presión: Son depósitos con superficie libre del agua y volumen relativamente pequeño, cuya función es permitir que el flujo de la tubería se descargue en ésta, eliminando de esta forma la presión hidrostática y estableciendo un nuevo nivel estático aguas abajo.

La presión hidrostática es la carga estática que se tiene menos las perdidas generadas por la fricción y con eso obtenemos una carga disponible en el terreno por normas esa carga disponible no debe de rebasar los 50 m de carga hidrostática de ser así se debe colocar una caja rompedora de presión para reducir la presión pero su colocación se debe de hacer de manera cuidadosa por que en su salida no tendremos carga disponible para las casas cercanas a ella en el capítulo integración de informes finales se mostrara la colocación de estas.

#### **V.4.-DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

En el desarrollo de las localidades urbanas, sus servicios en general se inician con un precario abastecimiento de agua potable y van satisfaciendo sus necesidades con base en obras escalonadas en bien de su economía. Como consecuencia se presenta el problema del desalajo de las aguas servidas o aguas residuales. Se requiere así la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario para eliminar las aguas negras que produce una población, incluyendo al comercio y a la industria.

Un sistema de alcantarillado está integrado por todos o algunos de los siguientes elementos: atarjeas, colectores, interceptores, emisores, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo, descarga final y obras accesorias. El destino final de las aguas servidas podrá ser, previo tratamiento, desde un cuerpo receptor hasta el reusó, dependiendo del tratamiento que se realice y de las condiciones particulares de la zona de estudio.

Los desechos líquidos de un núcleo urbano, están constituidos, fundamentalmente, por las aguas de abastecimiento después de haber pasado por las diversas actividades de una población. Estos desechos líquidos, se componen esencialmente de agua, más sólidos orgánicos disueltos y en suspensión.

El encauzamiento de aguas residuales evidencia la importancia de aplicar lineamientos técnicos, que permitan elaborar proyectos de alcantarillado económicos, eficientes y seguros, considerando que deben ser auto limpiantes, autoventilantes e hidráulicamente herméticos.

En el dimensionamiento de los diferentes componentes de un sistema de alcantarillado, se debe analizar la conveniencia de programar las obras por etapas, existiendo congruencia entre los elementos que lo integran y entre las etapas que se propongan para este sistema, considerando el de agua potable.

El diseño hidráulico debe realizarse para la condición de proyecto, pero siempre considerando las diferentes etapas de construcción que se tengan definidas.

Los equipos en las estaciones de bombeo (cuando se requieran) y en la planta de tratamiento, deben obedecer a un diseño modular, que permita su construcción por etapas y puedan operar en las mejores condiciones de flexibilidad, de acuerdo con los gastos determinados a través del período de diseño establecido para el proyecto.

En el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario se debe conocer la infraestructura existente en la localidad (agua potable, ductos de gas, teléfono, energía eléctrica, alcantarillado pluvial, etc.) para evitar que las tuberías diseñadas coincidan con estas instalaciones, y asegurar que, en los cruces con la red de agua potable, la tubería del alcantarillado siempre se localice por debajo.

La mayoría de los alcantarillados en localidades medianas y grandes se han diseñado y construido para funcionar en forma combinada, considerando las aportaciones pluviales. A través del tiempo se ha observado que esta práctica genera problemas de contaminación y de operación de los sistemas, por la imposibilidad de tratar, en época de lluvias, la totalidad de las aguas captadas. Aprovechando esta experiencia, los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial deben de diseñarse en forma separada.

## **Definiciones**

Albañal interior.- Es la tubería que recoge las aguas negras de una edificación y termina en un registro.

Descarga domiciliaria o albañal exterior.- Instalación que conecta el último registro de una edificación (albañal interior) a la atarjea o colector.

Cabeza de atarjea.- Extremo inicial de una atarjea.

Colector.- Es la tubería que recoge las aguas negras de las atarjeas. Puede terminar en un interceptor, en un emisor o en la planta de tratamiento. No es conveniente conectar los albañales (tuberías de 15 y 20 cm) directamente a un colector de diámetro mayor a 76 cm, debido a que un colector mayor a este diámetro generalmente va instalado profundo; en estos casos el diseño debe prever atarjeas paralelas "madrinas" a los colectores, en las que se conecten los albañales de esos diámetros, para luego conectarlas a un colector, mediante un pozo de visita.

Interceptor.- Es la tubería que intercepta las aguas negras de los colectores y termina en un emisor o en la planta de tratamiento. En un modelo de interceptores las tuberías principales (colectores) se instalan en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas y sin grandes desniveles, y descargan a una tubería de mayor diámetro (interceptor) generalmente paralelo a alguna corriente natural.

Emisor.- Es el conducto que recibe las aguas de un colector o de un interceptor. No recibe ninguna aportación adicional en su trayecto y su función es conducir las aguas negras a la caja de entrada de la planta de tratamiento. También se le denomina emisor al conducto que lleva las aguas tratadas (efluente) de la caja de salida de la planta de tratamiento al sitio de descarga.

Pozo de visita.- Estructura que permite la inspección, limpieza y ventilación de la red de alcantarillado. Se utiliza para la unión de dos o varias tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente.

Pozos comunes.- Son pozos de visita que tienen forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. Tienen un diámetro interior de 1.2 m y se utilizan en tuberías de hasta 0.61 m de diámetro.

Pozos especiales.- Al igual que los pozos de visita comunes, tienen forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. Presentan un diámetro interior de 1.5 m para tuberías de 0.76 a 1.07 m de diámetro, y 2.0 m de diámetro interior para tuberías con diámetro de 1.22 m.

Pozos Caja.- Los pozos caja están formados por el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique idéntica a la de los pozos comunes y especiales. Generalmente a los pozos caja cuya sección horizontal es rectangular, se les llama simplemente pozos caja y se utilizan en tuberías con diámetro de 1.52 m en adelante.

Pozos caja de unión.- Son pozos caja de sección horizontal en forma de polígono irregular que se utilizan para unir tuberías de 0.91 m en adelante con tuberías de diámetros mayores a 1.52 m.

Pozos caja de deflexión.- Son pozos caja que se utilizan para dar deflexiones máximas de 45 grados en tuberías de diámetros a partir de 1.52 m.

Estructuras de caída.- Estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel, por condiciones topográficas o por tenerse elevaciones obligadas para las plantillas de algunas tuberías. Las estructuras de caída que se utilizan son: caídas libres, pozos con caída adosada, pozos con caída y estructuras de caída escalonada.

Caída libre.- Es la caída permisible en los pozos de visita hasta de 0.5 m sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial (No se considera en este caso las uniones a claves de las tuberías).

Pozos con caída adosada.- Son pozos de visita comunes, especiales o pozos caja a los cuales lateralmente se les construye una estructura que permite la caída en tuberías de 20 y 25 cm de diámetro con un desnivel hasta de 2.00 m.

Pozos con caída.- Son pozos constituidos también por una caja y una chimenea a los cuales, en su interior se les construye una pantalla que funciona como deflector del caudal que cae. Se construyen para tuberías de 30 a 76 cm de diámetro y con un desnivel hasta de 1.50 m.

Estructuras de caída escalonada.- Son estructuras con caída escalonada cuya variación es de 50 en 50 cm hasta 2.50 m como máximo; están provistas de una chimenea a la entrada de la tubería con mayor elevación de plantilla y otra a la salida de la tubería con la menor elevación de plantilla. Se emplean en tuberías con diámetros de 0.91 a 3.05 m.

Sifón invertido.- Obra accesoria utilizada para cruzar alguna corriente de agua, depresión del terreno, estructura, conducto o viaductos subterráneos, que se encuentren al mismo nivel en que debe instalarse la tubería.

Cruce elevado.- Estructura utilizada para cruzar una depresión profunda como es el caso de algunas cañadas o barrancas de poca anchura. Estructura de descarga.- Obra de salida o final del emisor que permite el vertido de las aguas negras a un cuerpo receptor; puede ser de dos tipos, recta y es viajada. Contaminación de un cuerpo de agua.- Introducción o emisión en el agua, de organismos patógenos o sustancias tóxicas, que demeriten la calidad del cuerpo de agua.

Tratamiento.- Es la remoción en las aguas negras, por métodos físicos, químicos y biológicos de materias en suspensión, coloidal y disuelta.

## **SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

### **Red de atarjeas**

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y transportar las aportaciones de las descargas de aguas negras domésticas, comerciales e industriales, hacia los colectores, interceptores o emisores.

La red está constituida por un conjunto de tuberías por las que son conducidas las aguas negras captadas. El ingreso del agua a las tuberías es paulatino a lo largo de la red, acumulándose los caudales, lo que da lugar a ampliaciones sucesivas de la sección de los conductos en la medida en que se incrementan los caudales. De esta manera se obtienen en el diseño las mayores secciones en los tramos finales de la red. No es admisible diseñar reducciones en los diámetros en el sentido del flujo.

La red se inicia con la descarga domiciliar o albañal, a partir del paramento exterior de las edificaciones. El diámetro del albañal en la mayoría de los casos es de 15 cm., siendo éste el mínimo aceptable. La conexión entre albañal y atarjea debe ser hermética y la tubería de interconexión debe de tener una pendiente mínima del 1%.

A continuación se tienen las atarjeas, localizadas generalmente al centro de las calles, las cuales van recolectando las aportaciones de los albañales. El diámetro mínimo que se utiliza en la red de atarjeas de un sistema de drenaje separado es de 20 cm, y su diseño, en general debe seguir la pendiente natural del terreno, siempre y cuando cumpla con los límites máximos y mínimos de velocidad y la condición mínima de tirante.

La estructura típica de liga entre dos tramos de la red es el pozo de visita, que permite el acceso del exterior para su inspección y maniobras de limpieza; también tiene la función de ventilación de la red para la eliminación de gases. Las uniones de la red de las tuberías con los pozos de visita deben ser herméticas.

Los pozos de visita deben localizarse en todos los cruces, cambios de dirección, pendiente y diámetro y para dividir tramos que exceden la máxima longitud recomendada para las maniobras de limpieza y ventilación

Con objeto de aprovechar al máximo la capacidad de los tubos, en el diseño de las atarjeas se debe dimensionar cada tramo con el diámetro mínimo, que cumpla las condiciones hidráulicas definidas por el proyecto.

Para realizar un análisis adecuado de la red de atarjeas, se requiere considerar, en forma simultánea, las posibles alternativas de trazo y funcionamiento de colectores, emisores y descarga final

### **Modelos de configuración de atarjeas**

El trazo de atarjeas generalmente se realiza coincidiendo con el eje longitudinal de cada calle y de la ubicación de los frentes de los lotes. Los trazos más usuales se pueden agrupar en forma general en los siguientes tipos:

#### a) Trazo en bayoneta

Se denomina así al trazo que iniciando en una cabeza de atarjea tiene un desarrollo en zigzag o en escalera (ver figura 2 -1).

##### • □ Ventajas

Las ventajas de utilizar este tipo de trazo son reducir el número de cabezas de atarjeas y permitir un mayor desarrollo de las atarjeas, con lo que los conductos adquieren un régimen hidráulico establecido, logrando con ello aprovechar adecuadamente la capacidad de cada uno de los conductos.

##### • □ Desventajas

Dificultad en su utilización, debido a que el trazo requiere de terrenos con pendientes suaves más o menos estables y definidas.

Para este tipo de trazo, en las plantillas de los pozos de visita, las medias cañas usadas para el cambio de dirección de las tuberías que confluyen, son independientes y con curvatura opuesta, no debiendo tener una diferencia mayor de 0.50 m entre las dos medias cañas.

#### b) Trazo en peine

Es el trazo que se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro, perpendicular a ellas (ver figura2-2).

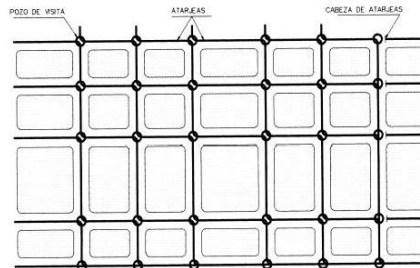


FIGURA N° 2-1.- TRAZO DE LA RED DE ATARJEAS EN BAYONETA

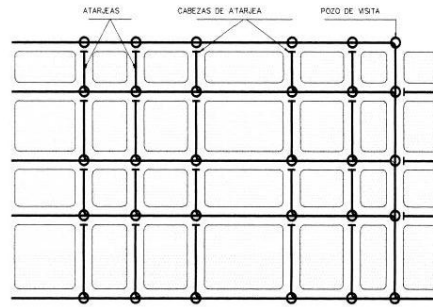


FIGURA N° 2-2.- TRAZO DE LA RED DE ATARJEAS EN PEINE

Algunas ventajas y desventajas que se obtienen con este tipo de trazo son las siguientes:

•  Ventajas

- Se garantizan aportaciones rápidas y directas de las cabezas de atarjeas a la tubería común de cada peine, y de éstas a los colectores, propiciando que se presente rápidamente un régimen hidráulico establecido.

- Se tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las cabezas de atarjeas, lo cual resulta útil en el diseño cuando la topografía es muy irregular.

•  Desventajas

- Debido al corto desarrollo que generalmente tienen las atarjeas iniciales antes de descargar a un conducto mayor, en la mayoría de los casos aquellas trabajan por abajo de su capacidad, ocasionando que se desaproveche parte de dicha capacidad.

c) Trazo combinado

Corresponde a una combinación de los dos trazos anteriores y a trazos particulares obligados por los accidentes topográficos de la zona (ver fig. 2 -3).

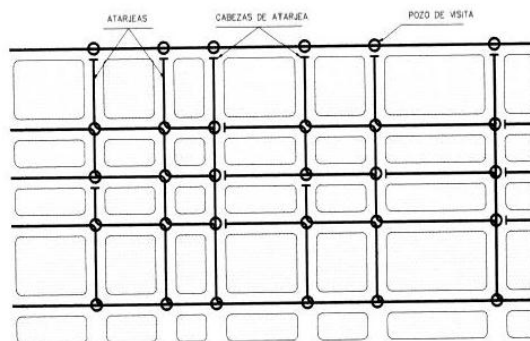


FIGURA N° 2-3.- TRAZO DE LA RED DE ATARJEAS COMBINADO

Aunque cada tipo de trazo tiene ventajas y desventajas particulares respecto a su uso, el modelo de bayoneta tiene cierta ventaja sobre otros modelos, en lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de las tuberías. Sin embargo este no es el único punto que se considera en la elección del tipo trazo, pues depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio.



## **ALCANTARILLADO PLUVIAL**

Cuando llueve en una localidad, el agua no infiltrada escurre por las calles y en el terreno natural hacia las partes bajas, donde finalmente puede almacenarse o conducirse hacia los arroyos naturales. A fin de evitar que el agua se acumule o sus corrientes causen daños y molestias a la población, se construye el alcantarillado pluvial por medio del cual se conducen las aguas de lluvia hacia sitios más seguros para su vertido.

El diseño y construcción de una red de alcantarillado es un trabajo de ingeniería donde se busca la eficiencia y economía. Por ello, se han desarrollado métodos de diseño que involucran los conceptos presentados en los capítulos anteriores a fin de aplicarlos en conjunto con recomendaciones constructivas que permitan la conservación y mantenimiento de la red de tuberías. Dichos métodos pueden tener variables a juicio del proyectista, que cambia especialmente, la forma de calcular la lluvia y los correspondientes gastos de diseño, pero deben atender a la normatividad local existente.

El diseño de la red abarca en forma general, la determinación de la geometría de la red, incluyendo el perfil y trazo en planta, los cálculos de diámetro y pendientes de cada tramo y la magnitud de las caídas necesarias en los pozos.

La definición de la geometría de la red se inicia con la ubicación de los posibles sitios de vertido y el trazo de colectores y atarjeas. Para ello, se siguen normas de carácter práctico, basándose en la topografía de la zona y el trazo urbano de la localidad. Por lo común, se aplican las reglas siguientes:

1) Los colectores de mayor diámetro se ubican en las calles más bajas para facilitar el drenaje de las zonas altas con atarjeas o colectores de menor diámetro.

2) El trazo de los colectores y las atarjeas se ubica sobre el eje central de las calles, evitando su cruce con edificaciones. Su trazo debe ser lo más recto posible procurando que no existan curvas. Cuando la calle sea amplia, se pueden disponer dos atarjeas, una a cada lado de la calle.

3) La red de alcantarillado debe trazarse buscando el camino más corto al sitio de vertido. 4) Las conducciones serán por gravedad. Se tratará de evitar las conducciones con bombeo.

Durante el diseño se lleva a cabo el cálculo del funcionamiento hidráulico del conjunto de tuberías a fin de revisar que los diámetros y pendientes propuestos sean suficientes para conducir el gasto de diseño de cada tramo. Además, se deben tener en cuenta las consideraciones y restricciones que sirven para disminuir los costos de construcción y evitar tanto fallas por razones estructurales como excesivos trabajos de mantenimiento.

De elaborar múltiples diseños y tal como se verá más adelante, se puede apreciar que el dimensionamiento de las tuberías depende principalmente del tamaño del área por servir y de su coeficiente de escurrimiento, de la intensidad de la lluvia de diseño, y del periodo económico de diseño.

## **MANEJO DE CUENCAS**

Los estudios de drenaje pluvial deben elaborarse de manera integral, es decir, considerando todos aquellos factores que producen cambios radicales en el funcionamiento de la red de alcantarillado.

De esta forma, conviene analizar la zona de proyecto y sus alrededores como cuencas. (Una cuenca es una zona de terreno cuyos escurrimientos fluyen hacia un mismo punto. La zona de proyecto, pueden identificarse cuencas independientes y subcuencas dentro de una misma cuenca.

Los límites de una cuenca pueden ser alterados por las diferentes obras que realiza el hombre para sus actividades. Entre ellas se encuentran los bordos, un camino o carretera, vía de ferrocarril, canal de riego u obras de protección contra inundaciones.

Los bordos y estructuras tales como puentes y alcantarillas modifican la configuración del drenaje local, siendo en ocasiones causantes de inundaciones. Los puentes provocan remansos de importancia e inundaciones cuando se presentan avenidas extraordinarias para las cuales el claro del puente es insuficiente. Por otra parte, el azolvamiento de las alcantarillas pluviales o su insuficiencia puede también provocar inundaciones de importancia.

Por lo anterior, durante la planeación de un proyecto de drenaje pluvial, conviene analizar el “manejo de cuencas” que se hace de forma intrínseca. El agua que se capta en una cuenca y que se desvía mediante conducciones hacia alguna otra cuenca puede afectar a otras localidades originando inundaciones. También las obras que se hacen, tales como bordos, caminos y puentes, pueden provocar inundaciones cuando no se considera el drenaje pluvial de la zona.

### **CONTROL DE INUNDACIONES**

Se le llama “control de inundaciones” a todas aquellas obras y acciones que tienen por objeto evitar las inundaciones en una zona predeterminada. Las inundaciones y los encharcamientos pueden ser causados por lluvia directa, por el desbordamiento de corrientes, y por la presencia de obstáculos en las corrientes:

Para prevenir las inundaciones causadas por lluvia directa en una ciudad se emplean las redes de alcantarillado pluvial. En el caso de inundaciones provocadas por desbordamiento de ríos y arroyos se dispone de las obras siguientes:

a) Bordos perimetrales. Consisten en bordos construidos alrededor de una zona particular y se utilizan para proteger pequeñas áreas.

b) Bordos longitudinales. Son bordos construidos a lo largo de una o ambas márgenes de un río que permiten proteger grandes áreas.

c) Desvíos permanentes. Se le llama así al encauzamiento permanente de un río, ya sea hacia un cauce artificial construido para ello o hacia otro natural.

d) Desvíos temporales. Cuando se presenta una avenida de importancia en un cauce, a veces conviene conducir parte del agua de la avenida hacia lagunas o zonas bajas inundables mientras dura la avenida para que los daños sean mínimos. A este tipo de acciones se les llama “desvíos temporales”.

e) Rectificaciones. Consisten en aumentar la capacidad de un cauce mediante el dragado o el corte de meandros. El dragado consiste en una excavación que permite ampliar la sección transversal de un río; por otra parte, el corte de meandros se refiere a la construcción de un cauce recto entre los tramos curvos de un río para disminuir el tiempo y la distancia de recorrido del agua por el cauce.

f) Presas de almacenamiento. La construcción de una presa de almacenamiento tiene entre sus ventajas la regulación de avenidas, pues al controlar el gasto de descarga se evitan las inundaciones aguas abajo.

g) Presas rompe picos. Son presas de dimensiones reducidas que no poseen gran capacidad de almacenamiento. Su propósito es reducir el gasto de pico de una avenida, pues son diseñadas para retener cierta cantidad de agua durante la avenida y luego permitir su descarga más lenta hacia aguas abajo.

h) Limpia de cauces o dragados. Al paso del tiempo, los cauces pueden acumular piedras, sedimentos, basura y vegetación, que tienen como efecto la reducción de la capacidad del cauce.

Por ello, resulta conveniente limpiar o dragar los cauces antes de la época de avenidas.

La protección de una zona contra inundaciones causadas por el desbordamiento de corrientes se lleva a cabo generalmente con combinaciones de las obras mencionadas anteriormente. El diseño y selección de alguna o varias de ellas depende de los análisis descritos en Hidráulica Fluvial y de técnicas hidrológicas que escapan a los alcances de este documento.

Por último, los obstáculos a las corrientes son todas aquellas obras y objetos que impiden o disminuyen el libre flujo en las corrientes. Entre ellos se pueden mencionar los bordos, puentes, vados, represas y presas de varios tipos (retención de azolves, derivadoras, almacenamiento y rompe picos). De los obstáculos mencionados, las presas derivadoras y los puentes pueden tener efectos notables al provocar remansos e inundaciones aguas arriba de su ubicación. La solución a este tipo de inundaciones se da con estudios y proyectos específicos de drenaje, tales como sifones, bombeos, desvíos, etc.

### **PLANEACIÓN DEL SISTEMA**

La planeación de un sistema de alcantarillado es un trabajo que requiere del conocimiento de los diversos factores que influyen en el funcionamiento del sistema. Por ello, debe contarse con la mayor cantidad de información sobre la zona de proyecto, con el fin de conocer a detalle la localidad y proponer opciones de proyecto que, además, de aprovechar la topografía de la zona, sean económicas y eficientes para el nivel de protección deseado.

En general, durante la planeación del sistema, conviene realizar las actividades siguientes:

Recopilación de información básica

A fin de definir los alcances y la magnitud de un proyecto de alcantarillado pluvial en una localidad, se debe contar con información consistente en:

a) Datos generales. Localización geográfica, categoría política, economía, vías de comunicación y servicios públicos.

b) Planos de la Localidad. Son esenciales para la elaboración del proyecto, pues de ellos depende el definir adecuadamente la configuración de la red, por lo que en caso de no contar con ellos, deberán hacerse levantamientos topográficos para obtenerlos. Las escalas más usuales de los planos varían desde 1:2,000 hasta 1:5,000 en plantas, y en perfiles desde 1:2,000 hasta 1:5,000 en horizontal y de 1:200 a 1:500 en vertical. En la práctica, se recomienda obtener:

1) Plano topográfico actualizado de la localidad a escala 1:2,000, donde se muestren las curvas de nivel a equidistancias de un metro y se indique: trazo urbano con nombre de las calles, elevaciones de terreno en los cruceros de las calles y en los puntos donde existe cambio de pendiente o de dirección del eje de la calle.

2) Plano topográfico de la cuenca donde se ubica la localidad, con escala 1:5,000 y equidistancias entre curvas de nivel de un metro. Es conveniente, indicar la Hidrología de la zona definiendo las cuencas de aportación a la localidad, exteriores a su mancha urbana; las corrientes existentes (naturales y artificiales), y los posibles sitios de vertido señalando los niveles de agua máximo y mínimo extraordinarios, los gastos correspondientes y el sentido del escurrimiento.

3) Plano urbano de la localidad donde se muestren: tipos de pavimentos existentes, banquetas, áreas verdes, y usos del suelo, presentes y, en lo posible, futuros.

Además, es conveniente contar con:

4) Plano de la red existente de alcantarillado, donde se señale el trazo de los colectores y atarjeas, las elevaciones del terreno y de las plantillas de las tuberías en los pozos de visita, así como las características de las tuberías: material, diámetro, longitud y pendiente. Se debe indicar la ubicación de las estructuras especiales y sus principales características, como es el caso, por ejemplo, de estaciones de bombeo, canales, sifones, alcantarillas y bordos.

5) Plano geológico, indicando clasificación y tipo del suelo, ubicación de sondeos y sus resultados, y profundidades del manto freático.

6) Planos adicionales de instalaciones subterráneas (agua potable, gas, etc.).

c) Información climatológica de la zona y registros pluviométricos y pluviográficos de las estaciones locales y aledañas a la zona de estudio. De esta información deberán obtenerse las intensidades máximas anuales de lluvia para diferentes duraciones de tiempo: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos, para obtener curvas (i-d-Tr.)

d) En caso de existir, es útil considerar la información de operación de que se disponga sobre el sistema actual de desalojo de aguas pluviales y de los problemas de drenaje que se hayan presentado en la localidad, así como de sus causas y posibles soluciones.

### **Definición de cuencas**

En los planos disponibles, se identificarán los parte aguas que definen las áreas de aportación a la localidad; además, se determinarán las superficies de esas áreas, y los puntos donde los escurrimientos ingresan a la localidad.

En los planos de la localidad se definirá la red de drenaje interna, considerando el funcionamiento superficial que presenta la red vial como conductora de las aguas pluviales, definiendo los puntos de concentración, a los que deberá darse solución especial, así como las áreas de aportación a las calles.

### **Regionalización del sistema**

Deberá dividirse la localidad en atención a la pendiente del terreno natural en zonas de terreno accidentado, de terreno de pendiente moderada y en terreno plano, definiendo con ello las zonas donde presentan transiciones en la pendiente del terreno y susceptibles de problemas localizados para la capacidad del sistema.

### **Definición de las estructuras del sistema**

Se definirán en apego a la red de drenaje natural en cuanto sea posible, la red de colectores primaria y secundaria, identificando los puntos de ingreso de aguas captadas en áreas exteriores a la localidad o definiendo interceptores que permitan manejar las corrientes exteriores sin ingresar al sistema interno. Asimismo, cuando la configuración del sistema lo permita, se definirán líneas de alivio entre los colectores principales que les permitan apoyar su funcionamiento en condiciones extraordinarias.

### **Definición de estructuras especiales**

Se definirán las estructuras requeridas por el sistema para un funcionamiento adecuado, entre las que pudieran encontrarse:

- Presas rompe picos en las partes altas de las cuencas de aportación al sistema.

- Presas retenedoras de azolve, cuando el arrastre de sedimentos por las corrientes represente un problema en su desalojo del sistema interior.
- Tanques de tormenta en los cambios de pendiente significativos en el sistema de drenaje, determinando para ello la necesidad de una estructura sub superficial o bien aprovechar algún elemento urbano que permita el almacenamiento de agua sin causar daños mayores, como pueden ser parques, jardines o plazas. En todos los casos deberá considerarse la posibilidad de dar a cada uno de los elementos propuestos, el mantenimiento adecuado.

### **Consideración de áreas de retraso**

En todos los casos y como criterio general para mejorar el funcionamiento de los sistemas de drenaje, se buscará drenar las aguas superficiales hacia áreas con vegetación que determinen un retraso del ingreso de las aguas pluviales al sistema de recolección, lo que permitirá un funcionamiento más eficiente. Sin embargo, estas medidas no deberán considerarse en el dimensionamiento de los ductos, por estar sujetas a los cambios de uso y de manejo superficial futuros.

### **Definición del desalojo de las aguas**

Se buscará, en lo general, que el desalojo de las aguas sea a las corrientes naturales que se tengan en la vecindad de la localidad; descargando a ellas cuantas veces sea requerido en uno o varios puntos de éstas. Cuando se trate de descargas directas al mar, éstas deberán plantearse en el menor número posible, o bien, aprovechando descargas naturales que presentan bocas estables en su conexión al mar.

### **Ubicación de estructuras de descarga**

Las estructuras de descarga deberán quedar por arriba de los niveles que tome el agua en condiciones extremas en el cauce donde se viertan las aguas. En el caso de descargas al mar, deberá prevenirse también un margen para evitar el taponamiento de la descarga por arena, producto del arrastre eólico en la costa.

### **Posibilidades de reusó**

Debido al crecimiento de las poblaciones y de las industrias, se demandan caudales cada vez mayores para el suministro de agua potable, por lo que se debe contemplar la posibilidad de utilizar las aguas pluviales, bajo un estricto control técnico y sanitario, en ciertos usos industriales, en la agricultura y para recargar lagos y acuíferos subterráneos; disminuyendo el consumo de agua potable y permitiendo la recarga de los cuerpos de agua.

### **PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO**

En el diseño de diversas obras de ingeniería, como es, por ejemplo, un sistema de alcantarillado pluvial, se manejan una serie de términos como: periodo de retorno, periodo de diseño, vida útil, periodo de retorno de diseño y periodo económico de diseño. Todos ellos son parámetros de diseño que deben tenerse en cuenta al construir una obra.

De acuerdo a lo expuesto en el capítulo 4, inciso 4.4.2, el periodo de retorno de un evento hidrológico de magnitud dada, se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido una vez en promedio; algunos proyectistas le dan simplemente el nombre de frecuencia y se acostumbra denotarlo como  $T_0$  simplemente  $T$ . Se le llama periodo de retorno de diseño cuando corresponde al periodo de retorno del evento de diseño con el cual se dimensionan las diversas estructuras de una obra.

No debe confundirse el término anterior con el periodo de diseño, que es el intervalo de tiempo en el cual se espera que una obra alcance su nivel de saturación o insuficiencia; este periodo debe

ser menor a la vida útil de la misma. Se utiliza para diseñar una obra de ingeniería con una estimación de la capacidad requerida al finalizar el periodo de diseño. Lo anterior se hace para evitar ampliaciones o adecuaciones durante un intervalo de tiempo igual al periodo de diseño de la obra.

La vida útil de una obra es el tiempo en que la obra sirve adecuadamente a los propósitos de diseño, sin tener gastos elevados de operación y mantenimiento que hagan antieconómico su uso o requiera ser eliminada por insuficiente. La vida útil de cada obra varía de acuerdo a diversos factores entre los que predominan: la importancia de la obra, la duración, resistencia y calidad de los materiales empleados en su construcción; el mantenimiento y operación adecuados; las condiciones locales y desde luego, la demanda de servicio ejercida al sistema. Por último, el periodo económico de diseño es el periodo de retorno de un evento de diseño para el cual se tiene la mejor relación costo - beneficio. Cabe destacar que el periodo de retorno de diseño de una obra no siempre es el más económico, sino en ocasiones, el que esta relacionado con el costo accesible para los usuarios.

La elección del periodo de retorno de diseño, en un sistema de alcantarillado pluvial, influye en el nivel de protección contra inundaciones y por consiguiente en la capacidad del sistema y el riesgo o probabilidad de falla de la obra.

Cabe destacar que no es posible diseñar una obra de protección contra inundaciones cien por ciento segura, debido a que resultaría extremadamente costosa y por otra parte resultaría complejo definir la capacidad de la misma. De análisis económicos, se ha observado que el costo de una obra se incrementa en proporción al nivel de protección deseado hasta cierto punto, el periodo económico de diseño, después del cual, el costo de la obra crece demasiado sin tener mejoras sustanciales en el nivel de protección.

Se acostumbra expresar el nivel de protección en función del periodo de retorno del evento de diseño de las obras o simplemente el periodo de retorno de diseño. El periodo económico de diseño resulta difícil de determinar debido a que depende de factores difíciles de cuantificar como son: el costo de la obra; los daños, perjuicios e inconvenientes que puedan tenerse al presentarse una falla, el costo de mantenimiento y, particularmente, el riesgo de pérdida de vidas humanas.

### **Asignación del periodo de retorno de diseño**

Cuando el sistema de alcantarillado pluvial se diseña para periodos de diseño grandes (mayores a 10 años), las obras resultantes son costosas y, además, el sistema estaría funcionando la mayor parte del tiempo muy por debajo de su capacidad.

Por razones de economía, se ha propuesto usar periodos de retorno de diseño pequeños (1.5 a 10 años), ya que se logra un funcionamiento adecuado del sistema durante lluvias ordinarias, aunque se tengan encharcamientos e inundaciones que provoquen ligeros daños y molestias a la población durante lluvias extraordinarias.

El diseño del sistema con un evento de lluvia con magnitud correspondiente a cinco o diez años de periodo de retorno es un periodo económico de diseño porque la obra no es costosa y se tiene un nivel de protección adecuado en condiciones de lluvias ordinarias.

Cuando existe riesgo de pérdida de vidas humanas el periodo de diseño debe ser tal que la probabilidad de exceder el evento sea muy pequeño.

En las tablas 6.1 a 6.3, se anotan los periodos de retorno, recomendables en el diseño de alcantarillado pluvial para estructuras menores (tabla 6.1), diferentes tipos de uso del suelo (tabla 6.2) y tipos de vialidad (tabla 6.3).

**Tabla 6.1 Periodos de retorno para diseño de estructuras menores**

TIPO DE ESTRUCTURA	T (años)
Alcantarillas en caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracunetas	5 a 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde pueden tolerarse encharcamientos causados por lluvias de corta duración	1 a 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 a 10

**Tabla 6.2 Uso del suelo y periodos de retorno recomendados para diseño**

TIPO DE USO DEL SUELO	T(años)
Zona de actividad comercial	5
Zona de actividad industrial	5
Zona de edificios públicos	5
Zona residencial multifamiliar de alta densidad*	3
Zona residencial unifamiliar y multifamiliar de baja densidad	1.5
Zona recreativa de alto valor e intenso uso por el público	1.5
Otras áreas recreativas	1

- Se consideran valores mayores de 100 hab/ha para alta densidad.

**Tabla 6.3 Tipo de vialidad y periodo de retorno mínimo recomendable de diseño**

TIPO DE VIALIDAD	T (años)
<b>Arteria.</b> - Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad	5
<b>Distribuidora.</b> - Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan	3
<b>Local.</b> - Avenidas y calles cuya importancia no traspasa la zona servida	1.5
<b>Especial.</b> - Acceso e instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales	10

### **Periodos de retorno de diseño en subcuencas**

La asignación del periodo de retorno de un evento de diseño, cuando una estructura hidráulica opera en combinación con otras de aguas arriba en la misma cuenca; o bien, esta estructura intercepta a diversas corrientes, requiere en ocasiones de un análisis que permita tomar en cuenta la combinación de la incidencia de los eventos de diseño.

Los eventos extremos dentro de cada subcuenca, dependiendo del tamaño de ésta, pueden ser dependientes o independientes entre sí, y no se puede seleccionar un periodo de retorno común sin analizar cuál sería la probabilidad de ello, ni tampoco se pueden asignar periodos de retorno para cada una de las corrientes, sin haber estudiado el comportamiento de éstas.

Con el fin de acotar el problema, se requiere hacer un análisis de periodos de retorno de un evento en una cuenca, siempre y cuando en el evento de diseño no esté involucrada la precipitación máxima probable (profundidad de precipitación estimada analíticamente para una duración, área y región particulares), ya que en este caso el estudio se hace a través de la distribución de las tormentas en la cuenca.

Para tomar en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea, de eventos máximos en dos o más corrientes y el periodo de retorno de los mismos, se puede utilizar la expresión siguiente:

$$T_{xy} = \frac{T_x P(x|y)}{P(x|z)} \quad (6.1)$$

donde:

- $T_{xy}$  periodo de retorno en conjunto considerando que x y y tengan eventos máximos simultáneos.
- $T_{xz}$  periodo de retorno en conjunto considerando que x y z tengan eventos máximos simultáneos.
- $P(x|y)$  probabilidad de ocurrencia de eventos máximos simultáneos en las cuencas de las corrientes x y y.
- $P(x|z)$  probabilidad de ocurrencia de eventos máximos simultáneos en las cuencas de las corrientes x y z.

Por otra parte, si ocurren eventos máximos simultáneos, para las corrientes x y y, la unión de los mismos se puede expresar como:

$$R_{xy} = R_x + R_y \quad (6.2)$$

donde:

- $R_{xy}$  unión de los eventos ocurridos en las cuencas de las corrientes x y y.
- $R_x$  evento máximo originado en la cuenca de la corriente x, simultáneo al ocurrido en la cuenca de la corriente y.
- $R_y$  Evento máximo originado en la cuenca de la corriente y, simultáneo al ocurrido en la cuenca de la corriente x.

$$T_{xy} = \frac{1}{R_{xy}} \quad (6.3)$$

De acuerdo a esto, el periodo de retorno, de que la unión de los eventos  $R_{xy}$  ocurran será  $T_{xy}$ . Análogamente se puede hablar de que ocurran los eventos x y z,  $R_{xz}$  estará ligado al periodo de retorno  $T_{xz}$ .

## **PERIODO ECONÓMICO**

Es el periodo de retorno de un evento de diseño para el cual se tiene la mejor relación costo beneficio.

## **DATOS DE PROYECTO**

Una vez que se ha decidido elaborar un proyecto de alcantarillado pluvial, es conveniente recabar la información siguiente:

### **Generalidades**

Nombre completo de la localidad, municipio y estado a que pertenece. Coordenadas geográficas y altitud media (x, y, z).

Población, de acuerdo al último censo oficial.

Población actual



## **Clima.**

Comunicaciones.

Aspecto de la localidad, indicando tipo de edificaciones. Localización en un plano actualizado de las vías de comunicación.

## **Estado actual de la red de alcantarillado pluvial**

Descripción de las partes componentes del sistema, estado de conservación y grado de aprovechamiento de las mismas.

## **Red existente**

Plano actualizado de la red de alcantarillado indicando: Escala.

Nombre de las calles.

Traza de la red existente.

Ubicación de pozos de visita.

Elevación de terreno y plantilla de los pozos de visita. Pendiente de cada tramo.

Diámetro y tipo de tuberías.

Longitud de cada tramo.

Sentido del escurrimiento en cada tramo.

Sitio de vertido.

## **Estructuras y obras accesorias existentes**

Planos actualizados de las obras, tales como:

Pozos de visita.

Estructuras de vertido.

Sifones invertidos.

Cruces.

Plantas de bombeo.

## **Información topográfica.**

Uno de los aspectos más importantes para la realización de todo proyecto de alcantarillado pluvial, es el de disponer la topografía de la región, porque marcará la pauta para la elección del tipo de configuración que tendrá el sistema. Por lo tanto es necesario contar con planimetría y altimetría, para realizar los trazos de la red y determinar la ubicación de las estructuras e instalaciones auxiliares.

Las escalas para este tipo de planos de proyecto son:

Tipo de plano	Orientación	Escalas
Planta		1:2,000 a 1:5,000
Perfil	Horizontal	1:2,000 a 1:5,000
	Vertical	1:200 a 1:500

Los planos deberán incluir los datos siguientes:

Planimetría, ubicando paramentos, banquetas, líneas eléctricas, tuberías de agua potable y cajas de operación de válvulas, ductos, etc. Nombre de las calles que forman las manzanas. Longitud de crucero a crucero de las calles. Elevación de todos los cruceros y sitios en donde cambie la pendiente del terreno. Elevación de las tuberías de red de agua potable, alcantarillado sanitario, ductos de gas, etc., existentes. Cuando se elabora un proyecto de rehabilitación y/o ampliación y

no se dispone de planos de la red existente y de las obras accesorias, o no sean confiables; debe hacerse el levantamiento topográfico correspondiente, incluyendo las características de la red y las estructuras.

### **Información adicional para el proyecto**

#### **Uso del suelo**

a) Plano de zonificación por tipo de actividad; en el se debe especificar, con la mayor claridad posible, las zonas habitacionales, fabriles, comerciales, recreativas, agrícolas, etc. Asimismo, identificar la zona de la localidad que actualmente esté poblada y las de probable crecimiento futuro. Es importante que se definan las zonas urbanas.

b) Planos de instalaciones subterráneas Son los existentes y en proceso de construcción (planes maestros). Agua potable. Alcantarillado sanitario. Gas. Teléfono. Luz. Plano de detalle de las estructuras y obras accesorias.

#### **Estructuras y obras accesorias**

Planos topográficos detallados de probables sitios para estaciones de bombeo, sifones invertidos, obras de vertido, etc.

6.6.5 Datos básicos

6.6.6

a) Periodo de retorno	años
b) Área por drenar	ha
c) Sistema	aguas pluviales
d) Coeficiente de escurrimiento	adimensional
e) Intensidad de lluvia	mm/h
f) Método de diseño	Racional, gráfico alemán, R. R. L., hidrograma unitario
g) Fórmulas usadas para cada método	Manning, continuidad, y las propias empleadas
h) Gasto de diseño	m <sup>3</sup> /s
i) Velocidad mínima	m/s
j) Velocidad máxima	m/s
k) Sistema de eliminación	gravedad/bombeo
l) Tipo de tubería	concreto, polietileno, etc.

### **TRAZO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL**

Por razones de economía, el trazo de una red de alcantarillado debe tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en aquellas zonas donde sea necesario el bombeo.

El trazo de una red de alcantarillado se inicia con la definición del sitio o de los sitios de vertido, a partir de los cuales puede definirse el trazo de colectores y emisores. Una vez definido esto, se traza la red de atarjeas. En ambos casos, pueden elegirse varias configuraciones o trazos.

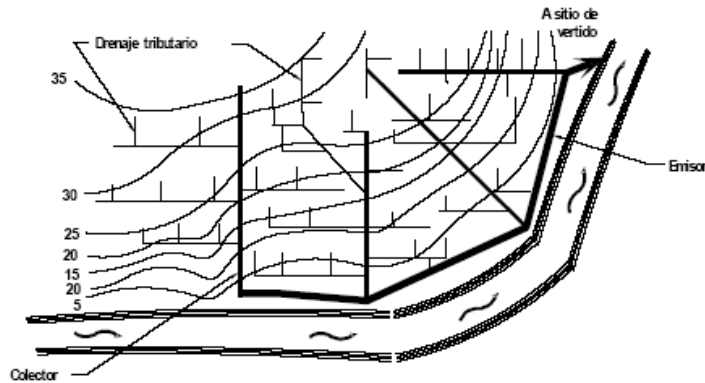
## Configuraciones de un sistema de alcantarillado

Se denomina configuración de un sistema de alcantarillado al trazo definido para los colectores y emisores de la red, el cual depende, principalmente, de la topografía de la zona, del trazo de las calles en la localidad, de la ubicación de los sitios de vertido y de la deposición final de las aguas.

Los modelos de configuración de colectores y emisores más usuales se pueden agrupar en los tipos siguientes:

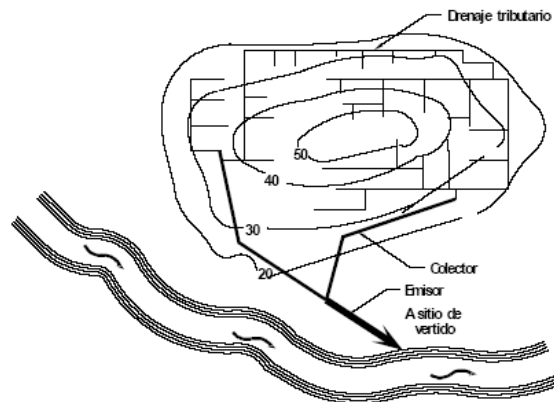
a) Modelo perpendicular. Se utiliza en comunidades que se ubican a lo largo de una corriente, con el terreno inclinado hacia ella, por lo que las tuberías se colocan perpendicularmente a la corriente y descargan a colectores o a la corriente.

Este modelo se utiliza para buscar la trayectoria más corta hacia los canales superficiales existentes o hacia los colectores (figura 6.1).



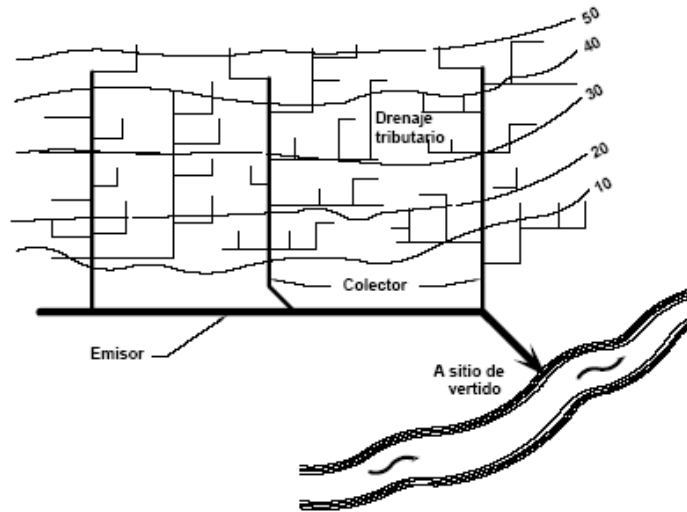
**Figura 6.1 Modelo perpendicular**

b) Modelo radial. En este modelo la pendiente del terreno baja del centro del área por drenar hacia los extremos, por lo que la red de atarjeas descarga a colectores perimetrales que llevan el agua al sitio de vertido (figura 6.2).



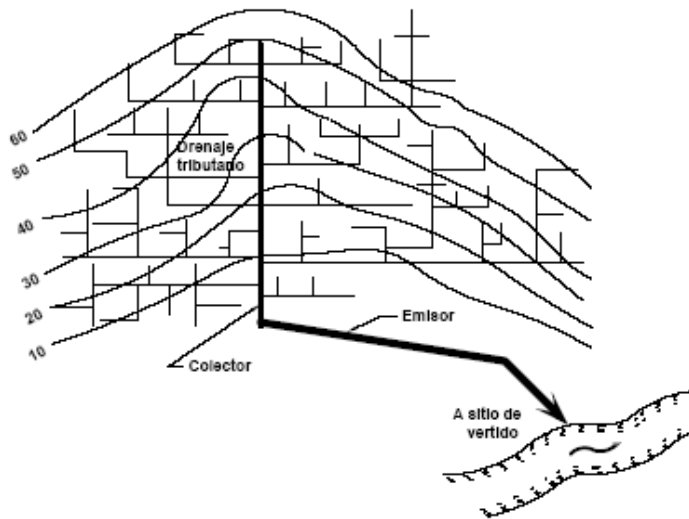
**Figura 6.2 Modelo radial**

c) Modelo de interceptores. Se emplea para recolectar aguas pluviales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas; el agua se capta con colectores cuyo trazo es transversal a las curvas de nivel, que descargan a un interceptor o emisor que lleva el agua al sitio de vertido (figura 6.3).



**Figura 6.3 Modelo de interceptores**

d) Modelo en abanico. Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle, se traza la red de atarjeas reconociendo hacia el centro del valle y mediante un colector se traslada el agua pluvial a la zona de vertido (figura 6.4).



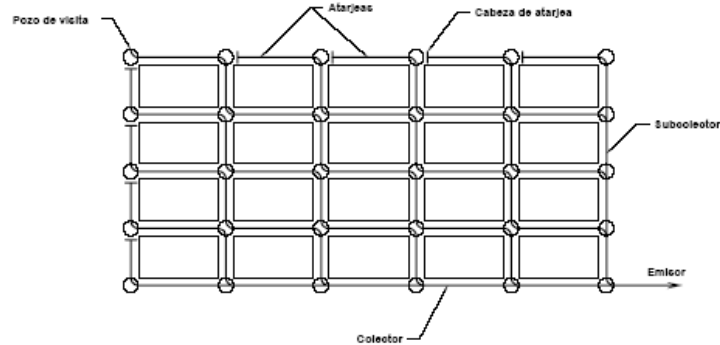
**Figura 6.4 Modelo en abanico.**

## **Configuraciones de la red de atarjeas**

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y conducir las aguas pluviales captadas en los sumideros distribuidos en la zona de proyecto hasta la red troncal de colectores. El ingreso del agua a la red es entonces paulatino y conforme avanza en su recorrido hacia los colectores se incrementa el caudal.

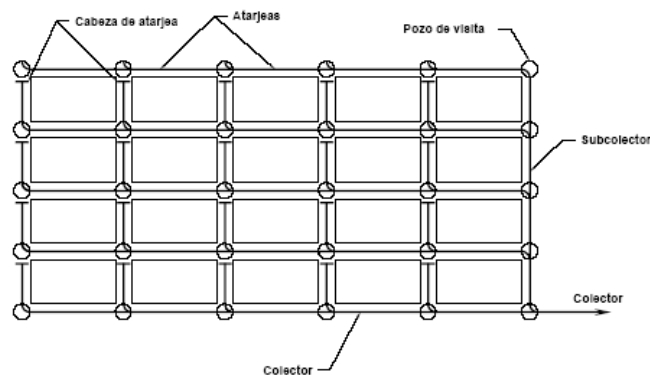
Una vez elegido el modelo de configuración de colectores y emisores que se considere más adecuado para la zona de estudio, el paso siguiente es trazar la red de atarjeas. Entre los trazos de la red de atarjeas más usuales se pueden mencionar en, forma general los tipos siguientes:

a) Trazo en bayoneta. Se denomina así al trazo que, iniciando en una cabeza de atarjea, tiene un desarrollo en zigzag o en escalera. La ventaja de utilizar este tipo consiste en reducir el número de cabezas de atarjea y permitir un mayor desarrollo de las atarjeas, incrementando el número de descargas para facilitar que los conductos adquieran un régimen hidráulico establecido, logrando con ello aprovechar eficientemente la capacidad de los conductos. Sin embargo, se tiene la desventaja que para su utilización el trazo requiere que el terreno tenga pendientes suaves y uniformes (figura 6.5).



**Figura 6.5 Trazo de la red de atarjeas en bayoneta**

b) Trazo en peine. Es el trazo que se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo. Empieza la captación con una cabeza de atarjea, la cual descarga su contenido en una atarjea perpendicular común de mayor diámetro a ellas, misma que a su vez descarga a otra atarjea o colector de mayor diámetro (figura 6.6).



**Figura 6.6 Trazo de una red de atarjeas en peine**

Las ventajas de este sistema consisten en garantizar la aportación rápida y directa del agua pluvial de la cabeza de atarjea a la tubería común de cada peine y de éstas a los colectores, propiciando que se presente rápidamente un régimen hidráulico establecido; además, se tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las atarjeas, lo cual resulta útil en el diseño cuando la topografía es prácticamente plana. Este sistema también tiene desventajas, entre las que se pueden mencionar que debido al corto desarrollo que tienen las atarjeas en el inicio de la red, a partir de la cabeza de atarjea, antes de descargar a un conducto mayor, en la mayoría de los casos aquéllas trabajan por abajo de su capacidad, ocasionando que se desaproveche parte de dicha capacidad; otra desventaja que se presenta se debe a que los tramos iniciales normalmente son poco profundos a fin de que puedan descargar al conducto perpendicular común de diámetro mayor, por lo que se requiere de gran cantidad de pozos con caída adosada para cada una de estas atarjeas, lo cual eleva los costos de construcción.

c) Trazo combinado. Como su nombre lo indica, es una combinación de los dos mencionados anteriormente. Se emplea de acuerdo a la topografía que se presente en el área de proyecto teniendo como objetivo el reducir los costos de construcción (figura 6.7).

### **Ubicación de sumideros o coladeras pluviales**

Como se señaló con anterioridad, existen varios tipos de bocas de tormenta o coladeras pluviales. De acuerdo a su diseño y ubicación en las calles, se clasifican en coladeras de: piso, banqueta, piso y banqueta, longitudinales de banqueta y transversales de piso.

La instalación de un tipo de coladera o de una combinación de ellas, depende de la pendiente longitudinal de las calles y del caudal por colector. Las coladeras de banqueta se instalan cuando la pendiente de la acera es menor del 2%; cuando se tienen pendientes entre 2 y 5% se instalan coladeras de piso y banqueta, y para pendientes mayores del 5% se instalan únicamente coladeras de piso. Las coladeras de tipo longitudinal de banqueta y transversales se instalan cuando las pendientes son mayores del 5% y los caudales por captar son grandes.

Si las pendientes de las calles son mayores del 3%, entonces es necesario que en las coladeras de piso y de banqueta o de piso solamente, se haga una depresión en la cuneta para obligar al agua a entrar en la coladera. Como estas depresiones son molestas al tránsito se debe procurar hacerlas lo más ligeras posible.

Para ubicar las coladeras se procura que su separación no exceda de 100 m, dependiendo de la zona de la población de que se trate. En cualquier circunstancia se debe tratar de ponerlas cercanas a las esquinas o en los cruces de las calles.

En zonas comerciales y para pavimentos de concreto, se especifica que no deben quedar a una distancia mayor de 25 m, con objeto de no hacer muy pronunciadas las ondulaciones en el pavimento para dar las pendientes hacia la coladera.

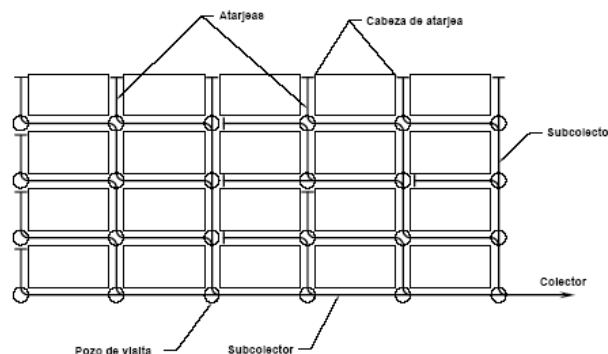
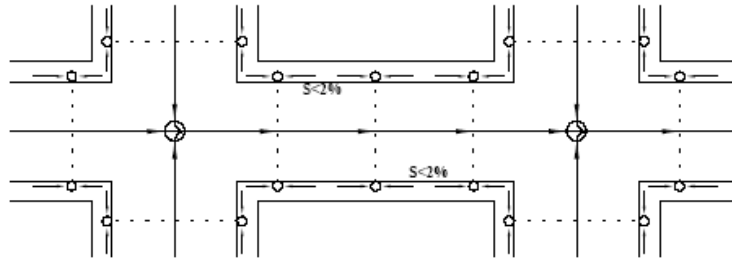


Figura 6.7 Trazo combinado de la red de atarjeas

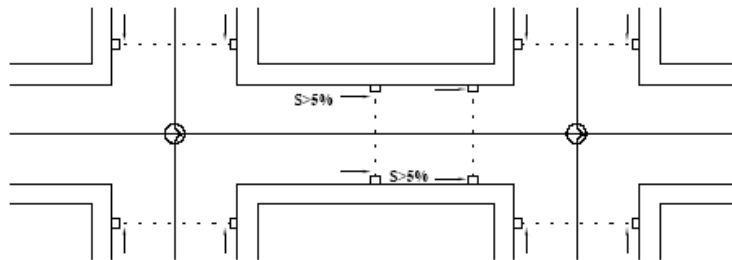
Cuando se tienen pavimentos de adoquín o empedrados, donde se tengan velocidades bajas de tránsito, y que, además, permitan dar las pendientes de las cunetas con mayor facilidad, se recomienda una separación máxima de 50 m.

En calles con pendiente menor al 2%, se instalan coladeras de banqueta como se ilustra en la figura 6.8; en calles con pendiente mayor al 5% se instalan coladeras de piso, ver figura 6.9; en calles con pendiente entre 2 y 5% se instalan coladeras de piso y banqueta, ver figura 6.10.

El tipo de coladera longitudinal de banqueta se instala cuando el caudal por coleccionar es demasiado grande y se tiene una pendiente mayor al 5% (figura 6.11); el tipo de coladera transversal de piso se instala en calles con anchos de 6 m y menores, ver figura 6.12



**Figura 6.8 Ubicación de coladeras de banqueta**



**Figura 6.9 Ubicación de coladeras de piso**

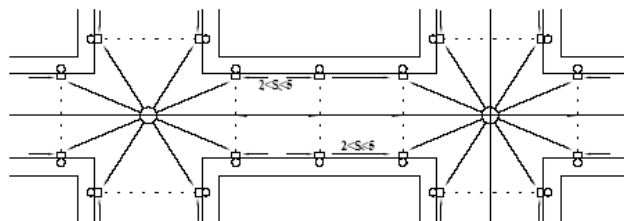


Figura 6.10 Ubicación de coladeras de piso y banqueta

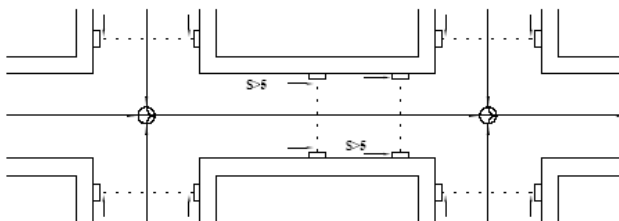


Figura 6.11 Ubicación de coladeras longitudinales de banqueta

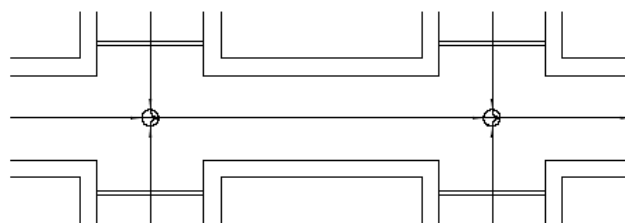


Figura 6.12 Ubicación de coladeras transversales de piso

### **Colectores y emisores**

Por razones de economía, los colectores y emisores deben tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en condiciones particulares donde se requiera usar bombeo.

Se denomina modelo de configuración para colectores o emisores el trazo que seguirán estas tuberías, dependiendo, principalmente, de la topografía dominante, del trazo de las calles de la localidad, de él o los sitios de vertido y de la disposición final de las aguas pluviales.

Los modelos de configuración para colectores y emisores más son similares a los de los sistemas de alcantarillado en el subcapítulo 6.7.1.

### **CONDICIONES ÓPTIMAS DE DISEÑO Y DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO**

Durante el diseño de una red de alcantarillado, se pretende que los costos de construcción no sean elevados y, por otra parte, que la red sea funcional en aspectos relacionados con la operación y el mantenimiento de la misma.



Conviene que antes de abordar el procedimiento de diseño de una red de alcantarillado, se revisen las recomendaciones prácticas para lograr un diseño económico y eficiente. En general, puede afirmarse que una red de alcantarillado ha sido bien diseñada cuando:

- 1) Se han trazado atarjeas, colectores y emisores reduciendo las distancias de recorrido hacia los sitios de vertido.
  - 2) Existe el menor número posible de descargas por bombeo, tratando de que el sistema trabaje exclusivamente por gravedad.
  - 3) Las pendientes de las tuberías dan al flujo velocidades aceptables en un rango específico donde se evita por una parte, la sedimentación y azolve de las tuberías, y por otra, la erosión en las paredes de los conductos.
  - 4) Se tienen volúmenes de excavación reducidos, procurando dar a las tuberías la profundidad mínima indispensable para resistir cargas vivas y evitar su ruptura.
  - 5) Es sencillo inspeccionar y dar un mantenimiento adecuado a la red de tuberías.
- Las características anteriores permiten un diseño económico y funcional de la red en aspectos relacionados con la construcción y operación de la misma.

A continuación se precisan los lineamientos de diseño:

#### **Diámetro mínimo de diseño de las tuberías**

El diámetro mínimo que se recomienda para atarjeas en alcantarillado pluvial es de 30 cm, con objeto de evitar frecuentes obstrucciones en las tuberías abatiendo por consiguiente los costos de conservación y operación del sistema.

#### **Velocidades permisibles de escurrimiento**

Las velocidades límite del escurrimiento son aquellas para las cuales, por una parte se evita la sedimentación y azolvamiento de la tubería y por otra, se evita la erosión de las paredes del conducto. A estas velocidades se les llama mínima y máxima, respectivamente.

A tubo parcialmente lleno, la velocidad mínima permisible es de 60 cm/s; cuando el flujo es a tubo lleno, es de 90 cm/s. La velocidad máxima permisible varía de 3 a 5 m/s, e incluso más dependiendo de la resistencia del material de la tubería (tabla 6.4).

Tabla 6.4 Velocidad máxima permisible

Tipo de tubería	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 61 cm de diámetro o mayores	3.5
Fibrocemento	5.0
Poli (cloruro de vinilo) P V C	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

En casos excepcionales, en tramos aislados de tubería, se presentan velocidades de hasta 8 m/s, y se pueden aceptar con la debida autorización del proyecto, por lo que se tendrá que realizar un estudio del funcionamiento hidráulico y de la resistencia del material de las paredes del conducto.

### **Pendientes de diseño.**

La pendiente de las tuberías debe ser lo más semejante, como sea posible, a las del terreno natural con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta lo siguiente:

### **Pendientes mínimas**

- Casos normales. Son en las que se dispone del desnivel topográfico necesario. Se acepta como pendiente mínima la que produce una velocidad de 90 cm/s a tubo lleno.
- Casos excepcionales. Se consideran aquellas pendientes en que debido a un desnivel pequeño, con el objeto de evitar la construcción de una planta de bombeo, es preciso sacrificar la eficiencia de la atarjea. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm/s, con un tirante igual o mayor de 3.00 cm.

### **Pendientes máximas**

Son aquellas pendientes que producen velocidades máximas de 3 a 5 m/s, trabajando normalmente. Debido a que la topografía en ocasiones es muy abrupta, el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha efectuado estudios en tuberías de concreto reforzado, concluyendo que en casos excepcionales, para este material la velocidad máxima puede ser de hasta 8 m/s.

## **DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL**

La selección de método adecuado para diseñar obras de protección contra inundaciones depende, en principio, del tipo de problema por resolver (magnitud de la obra, precisión requerida, características de la cuenca etc.) y de la información disponible, de manera que el esfuerzo que se realice en el estudio debe corresponder a los beneficios que se esperan de la precisión en los resultados.

Por otra parte, existen factores de tipo subjetivo, como es la experiencia del diseñador en la aplicación de un método particular que influye en la decisión adoptada. Una vez definida la zona en estudio, se procederá a dividir en áreas de aportación donde se encontrará la red de atarjeas, la que deberá reconocer el subcolector que se localizará en la parte baja de dichas áreas. Los subcolectores aportarán el caudal que conducen a los colectores y éstos finalmente al emisor que descargará el gasto en el sitio de vertido; con base en la anterior el sistema de drenaje pluvial lo podemos dividir para su diseño en:

Red de atarjeas (red secundaria)  
Colectores (red primaria)  
Emisores (sistema de desagüe)

A continuación se describe el procedimiento que se recomienda para proyectos asociados a la clasificación anterior.

### **Diseño de la red de Atarjeas (red secundaria)**

a) Determine el periodo de retorno relacionado directamente con el uso del suelo en el área en estudio. Véanse Tablas 6.8 y 6.10

Tabla 6.8 Uso del suelo y periodos de retorno

TIPO DE USO	T (años)
Zona de actividad comercial	5.0
Zona de actividad industrial	5.0
Zona de edificios públicos	5.0
Zona residencial multifamiliar de alta densidad (*)	3.0
Zona residencial unifamiliar y multifamiliar de baja densidad	1.5
Zona recreativa de alto valor e intenso uso por el público	1.5
Otras áreas recreativas	1.0

\* En la tabla 2.3, en alta densidad se consideran valores mayores de 100 hab / ha

b) Estimas el tiempo de concentración de la cuenca,  $t_c$ , mediante la ecuación 5.2, que se presenta en el capítulo 5.1. Suponiendo un tiempo de escurrimiento superficial hasta los tramos de cabecera (tiempo de entrada) de 15 minutos.

Tabla 6.9 Tipo de vialidad y periodo de retorno minimo

TIPO DE VIALIDAD	T (años)
Arteria.- Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad	5.0
Distribuidora.- Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan	3.0
Local.- Avenidas y calles cuya importancia no traspasa la zona servida	1.5
Especial.- Acceso e instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales	10.0

c) Calcular la lluvia de diseño asociada al periodo de retorno seleccionado en el paso a) y duración de 15 minutos entre el tiempo de escurrimiento y el de concentración  $t_c$ . Para esto, se utiliza el procedimiento seleccionado para determinar la tormenta de diseño.

d) Calcular el coeficiente de escurrimiento asociado a la cuenca de cada tramo utilizando las tablas 6.10 y 6.11.

e) Si el tiempo de concentración de la cuenca calculado en el paso b), es menor o igual a 30 minutos, se deberá utilizar la fórmula racional que aparece en el capítulo 5.1 como modelo de lluvia-escurrimiento, calculado el tiempo de concentración asociado a cada tramo con la ecuación utilizada en el paso b) y la precipitación de la cuenca mayor de 30 minutos, se recomienda utilizar el método RRL que se describe en el mismo capítulo.

f) Si en el sistema existen elementos de regulación importantes (almacenamientos), será necesario dar la distribución en el tiempo de la tormenta de diseño, para lo cual se requiere hacer un modelo de simulación.

Tabla 6.10 Coeficiente de escurrimiento

TIPO DE SUPERFICIE	COEFICIENTE "C"
Techos impermeables	0.75 a 0.95
Pavimentos de asfalto en buen estado	0.85 a 0.90
Pavimentos empedrados o de adoquín junteados con cemento	0.75 a 0.85
Pavimentos de adoquín sin cemento	0.50 a 0.70
Pavimento de terracerías	0.25 a 0.60
Superficies sin pavimentar, como patios de ferrocarril y terrenos sin construir	0.10 a 0.30
Parques, jardines y prados, dependiendo de la superficie, pendiente y características del suelo	0.05 a 0.25
Áreas boscosas, dependiendo de la pendiente y del tipo de suelo	0.10 a 0.20
Zonas urbanas densamente pobladas	0.70 a 0.90

Tabla 6.11 Coeficientes de escurrimiento

ZONA	COEFICIENTE "C"
Zonas mercantiles	0.70 a 0.90
Zonas comerciales	0.60 a 0.85
Zonas industriales	0.55 a 0.80
Zonas residenciales:	
Departamentos	0.50 a 0.70
Casas de tipo residencial	0.25 a 0.50
Parques	0.05 a 0.25
Áreas no desarrolladas	0.10 a 0.25

### **Diseño de colectores (red primaria)**

- a) Determinar los gastos correspondientes a cada alternativa. Si como es frecuente, solo se trata de revisar la red, se recomienda hacerlo para periodos de retorno de 3, 5, 10 y 20 años.
- b) Estimar el tiempo de concentración, la lluvia de diseño y el coeficiente de escurrimiento correspondiente a cada subcuenca de aportación. Si el área de la cuenca es mayor de 10 km<sup>2</sup>, la lluvia de diseño se deberá afectar por el factor de reducción por área.
- c) Determinar los hidrógramas de ingreso a la red, utilizando, según la información disponible, cualquiera de los tipos de hidrógrama unitario (sintético, triangular o adimensional), correspondientes a la salida de los colectores secundarios,
- d) Transitar los hidrógramas por la red en estudio.

### **Diseño de emisores**

- a) Si se estudian elementos de conducción solamente, puede utilizarse un procedimiento análogo, al descrito en el subcapítulo anterior, pero utilizando hidrogramas unitarios deducidos de simulaciones o mediciones en las descargas de la red primaria.
- b) Si el sistema en estudio está alimentado por una cuenca rural o poco urbanizada, y además, contiene vasos de regulación, los hidrogramas de ingreso se calculan con el hidrógrama unitario a dimensional, subcapítulo 5.1 y el tránsito de las avenidas por los elementos de regulación, se simula utilizando un método de tránsito de avenidas en sistemas de presas interconectadas.

### **Perdidas de lluvia**

Las cuencas urbanas, son aquellas cuyas condiciones se modifican con el tiempo, de manera que las características estadísticas de los escurrimientos no pueden ser determinadas directamente a partir de los registros de éstos y se tiene que recurrir a estimar; primero, las características estadísticas de las tormentas y segundo, mediante un modelo de lluvia-escurrimiento, determinar las avenidas, suponiendo que su probabilidad de ocurrencia es idéntica a la de la tormenta utilizada para generarla.

Es común que no se cuente con registros adecuados de escurrimientos en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para diseño y operación de obras hidráulicas. Normalmente, los registros de precipitación son más abundantes que los de escurrimiento y, además, no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de obras de almacenamiento y derivación, talas, urbanización, etc. Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. Las características de la cuenca se conocen por medio de planos topográficos y de uso de suelo; la precipitación se conoce a través de mediciones directas, en el caso de la precipitación que provoca avenidas frecuentes.

Los parámetros principales que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes:

Área de la cuenca.

Altura total de precipitación.

Características generales de la cuenca, como son la forma, pendiente, vegetación, etc. Distribución de la lluvia en el tiempo.

Distribución en el espacio de la lluvia y de las características de la cuenca.

Debido a que la cantidad y calidad de la información disponible varía grandemente de un problema a otro y por otro lado, no siempre se requiere la misma precisión en los resultados, se han

desarrollado una gran cantidad de métodos para analizar la relación lluvia-escorrimento. La complejidad de los métodos aumenta a medida que se toman en cuenta más de los parámetros citados anteriormente. En este sentido también aumenta su precisión, pero los datos que se requieren son más y de mejor calidad.

Para estimar el gasto producido por lluvia sobre una cuenca, existen diferentes métodos, los cuales se clasifican en:

a) Métodos directos o empíricos: Consideran que el escurrimiento provocado por una tormenta es función, principalmente, de las características físicas de la cuenca; ejemplo de estos métodos son el de Burkli-Ziegler, racional y gráfico alemán.

b) Métodos hidrológicos.- Consideran que existe una relación funcional, generalmente lineal, entre la distribución de la lluvia en el tiempo y el hidrograma a la salida de la cuenca. Dicha relación funcional se basa en principios hidrológicos y puede calibrarse con registros simultáneos de lluvias-escorrimentos en la cuenca que se estudia, sin considerar explícitamente sus características físicas. Ejemplo de estos métodos es el Roa Research Laboratory y el del Hidrograma Unitario.

Muchos de los métodos empíricos y prácticamente todos los hidrológicos, relacionan la lluvia efectiva con el escurrimiento directo, por lo que para su aplicación se requiere primero de la estimación de las pérdidas. Por esta razón, antes de describir los métodos para estimar la relación entre lluvia y escurrimiento, se mencionan algunas formas de calcular las pérdidas.

### **Determinación de la pérdida**

De la lluvia que cae en una cuenca al producirse una tormenta, una parte escurre superficialmente para alimentar a la corriente natural o al sistema de drenaje y la otra es interceptada por la vegetación, retenida en depresiones de terreno o se infiltra; a estas últimas se le denomina pérdida. En esto se toma en cuenta la evaporación, ya que el agua no permanece indefinidamente sobre la superficie.

En la práctica los componentes de la pérdida son difíciles de separar; por lo que, para efectos de cálculo del escurrimiento en proyectos de diseño de alcantarillado pluvial, se acostumbra calcularla conjuntamente y llamar infiltración a la pérdida total. El cálculo de ella se hace de la manera siguiente:

Si durante una tormenta, se miden simultáneamente la lluvia y el escurrimiento, la pérdida se calcula como la diferencia entre el volumen que llovió y el que se convirtió en escurrimiento directo; el primer volumen se obtiene al multiplicar el área de la cuenca por la lámina de lluvia total de la tormenta y el segundo consiste en separar el escurrimiento base del hidrógrama provocado por la tormenta y posteriormente calcular el volumen del escurrimiento directo. De la definición de pérdida se puede escribir que:

$$V_p = V_{LL} - V_{ED} \quad (6.4)$$

donde:

$V_p$	volumen de pérdidas
$V_{LL}$	volumen llovido
$V_{ED}$	volumen de escurrimiento directo

Para estimar la forma en que se distribuyen las pérdidas en el tiempo, existen básicamente dos criterios que se describen a continuación:

#### Criterio del coeficiente de escurrimiento

Este criterio supone que las pérdidas en cada momento son proporcionales a la intensidad de la lluvia en el mismo momento. A la constante de proporcionalidad se le considera característica de cada cuenca y se le denomina coeficiente de escurrimiento. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$CE = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (6.5)$$

donde:

$C_E$       coeficiente de escurrimiento  
 $V_{ED}$      volumen de escurrimiento directo  
 $V_{LL}$      volumen llovido

Para estimar la forma en que se distribuyen las pérdidas en el tiempo, existen básicamente dos criterios que se describen a continuación:  
 Criterio del coeficiente de escurrimiento

Este criterio supone que las pérdidas en cada momento son proporcionales a la intensidad de la lluvia en el mismo momento. A la constante de proporcionalidad se le considera característica de cada cuenca y se le denomina coeficiente de escurrimiento. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$CE = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (6.5)$$

donde:

$C_E$       coeficiente de escurrimiento  
 $V_{ED}$      volumen de escurrimiento directo  
 $V_{LL}$      volumen llovido

El coeficiente de escurrimiento se puede conocer haciendo mediciones en la cuenca o relacionando los valores que aparecen en la Tabla 6.12, de acuerdo a las características de la cuenca. Los valores de esta tabla se obtuvieron para tormentas con 5 a 10 años de periodos de retorno.

TABLA 6.12 Valores del coeficiente de escurrimiento

TIPO DE AREA DRENADA	COEF. DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
<b>Zonas Comerciales:</b>		
Zona Comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
<b>Zonas Residenciales:</b>		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
<b>Zonas Industriales</b>		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
<b>Cementerios y Parques</b>	0.10	0.25
<b>Campos de juego</b>	0.20	0.35
<b>Patios de ferrocarril</b>	0.20	0.40
<b>Zonas Suburbanas</b>	0.10	0.30
<b>Calles:</b>		
Asfaltadas	0.70	0.95
De Concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
<b>Estacionamientos</b>	0.75	0.85
<b>Techados</b>	0.75	0.95
<b>Praderas:</b>		
Suelos arenosos planos (pendientes $\leq 0.02$ )	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 – 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (pendientes 0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 – 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35

## **DISEÑO DE LOS PRINCIPALES COMPONENTES DE UNA RED.**

Se lleva a cabo en forma aproximada, un funcionamiento hidráulico de una red. Con base en el se dice si es aceptable bajo ciertas condiciones y determinado conjunto de diámetros. Se utiliza el método conocido con el nombre de "Gráfico Alemán" con algunas modificaciones para imponer un flujo subcrítico.

Este método proporciona en forma aproximada el hidrógrama a la salida de las tuberías tomando en cuenta tiempos de desfaseamiento en los hidrógramas de cada una de ellas. Con el método racional se define para cada tramo el gasto máximo Q asociado a cierto periodo de retorno y luego se construyen sus hidrógramas a la entrada.

### **Tuberías**

Conocido el gasto Q por conducir en cada tramo, puede encontrarse su diámetro D y su pendiente S aceptando que el flujo es uniforme y que tiene un tirante de 0.81D (porque para esta condición en una sección circular la velocidad es máxima). Para esto se utiliza el procedimiento siguiente

1. Se propone un diámetro comercial D
2. Se calcula la velocidad como

$$v = \frac{Q}{0.6815 D^2} \quad (6.8)$$

3. Si la velocidad esta dentro del intervalo

$$V_{\min} \leq v \leq V_{\max}$$

se sigue con el paso 4. De otro modo va el paso 1.  $v_{\min}$  y  $v_{\max}$  son las velocidades permitidas mínima y máxima respectivamente

4. Se obtienen los tirantes normal ( $Y_n$ ) y crítico ( $Y_c$ ) con las ecuaciones

$$Y_n = 0.81D \quad (6.9)$$

$$Y_c = \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{g} D}} \quad (6.10)$$

5. Para asegurarse que el flujo sea subcrítico (con número de Froude del orden de 0.7) se establece que si  $Y_n > 1.3Y_c$  se continua con el paso 6. De otro modo se va al paso 1.
6. Se obtiene la pendiente con la fórmula de Manning como

$$S = \left[ \frac{Q_n}{0.3082 D^{9/5}} \right]^2 \quad (6.11)$$

7. Termina el proceso.

### Ejemplo de diseño de una red de alcantarillado

Con la intención de mostrar una aplicación del método se pretende diseñar la red de drenaje urbano combinado que tiene la configuración mostrada en la figura 6.19.

#### a) Datos

Los periodos de retorno  $T$  (años) de interés son 3, 5, 10 y 20.

Los diámetros (m) comerciales posibles son 0.2, 0.25, 0.30, 0.38, 0.45, 0.61, 0.76, 0.91, 1.07, 1.22, 1.52, 1.83, 2.13 y 2.44.

Las velocidades  $V$  (m/s) deben estar en el intervalo  $0.5 \leq V \leq 3$  El colchón mínimo es de 0.9 m.

Para cada diámetro comercial se especifica el ancho de cepa y el espesor de cama. Se proporcionan gastos por unidad de longitud de las tuberías para cada diámetro, costo de excavación por m<sup>3</sup> y costo de arena colocada por m<sup>3</sup>. La topografía, coeficientes de escurrimiento y áreas de aportación aparecen en la figura 6.19.

Para el cálculo de los gastos de aguas negras, la densidad de población fue de 0.15 hab/m<sup>3</sup>, la dotación 350 t/hab/día y el coeficiente de retorno de 0.75.

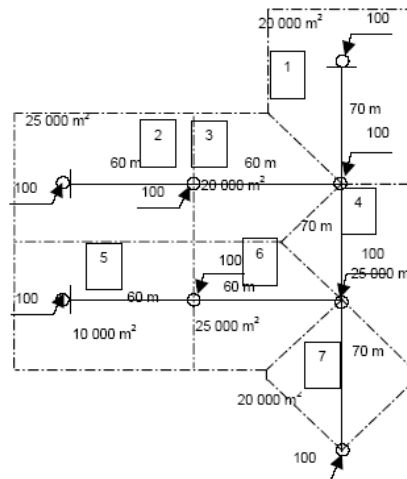


Figura 6.19 Red de drenaje

#### b) Diseño de la red de drenaje para un periodo de retorno $T_r$ .

Para cada periodo de retorno de interés se encontraron los valores de la tabla 6.13. c) Costo por insuficiencia de la red.

En la tabla 6.14 se muestran las cargas piezométricas de la red diseñada para el periodo de retorno de 3 años cuando se presentan las condiciones de los periodos de retorno de 3, 5, 10 y 20 años. También se incluye en la tabla 6.14 el costo por daño por cada pozo según su área de aportación.

En las tablas 6.15 a 6.17 se anota lo mismo que en la 6.14 pero para la red del periodo de retorno de 5, 10 y 20 años respectivamente.



d) Costo esperado de daños por año.

Para cada red óptima se dibujó la curva de costos de daños contra periodo de retorno de prueba. De las figuras obtenidas se estimó el área bajo la curva asociada a cada periodo de retorno encontrándose que

$$\begin{aligned}(3 \text{ años}) \bar{c}_{T_1} &= 8.885; & (5 \text{ años}) \bar{c}_{T_2} &= 4.049; \\ (10 \text{ años}) \bar{c}_{T_3} &= 0.893; & (20 \text{ años}) \bar{c}_{T_4} &= 0.015\end{aligned}$$

e) Costo anual de la red

Se considera que la tasa de interés es de 8 % y se pagará la red durante 20 años, por lo que el costo será

$$\frac{i}{1 - (1+i)^{-L}} = 0.1018$$

En la tabla 6.18 se consignan los valores de multiplicar el costo de la red F (aparece en la última columna de la tabla 6.13) por el factor anterior. Este producto da como resultado el costo de la red anual.

f) Selección de la red óptima

Al sumar los costos anuales de la red con el costo esperado de daño y con el mantenimiento se obtiene el costo total anual. En la tabla 6.18 aparecen los resultados encontrados, de los costos anotados en la columna 6 de la tabla 6.18 se aprecia que el periodo de retorno 5 es el que tiene el costo total anual menor, por lo tanto, el diseño óptimo de la red es el correspondiente a 5 años. En la tabla 6.19 se anotan los valores de diseño óptimo.

## **V.5-DISEÑO DEL COLECTORE Y EMISOR.**

Los colectores son las tuberías que reciben las aguas negras de las atarjeas, pueden terminar en un interceptor, en un emisor o en la planta de tratamiento.

Los interceptores, son las tuberías que interceptan las aportaciones de aguas negras de los colectores y terminan en un emisor o en la planta de tratamiento.

Por razones de economía, los colectores e interceptores deben tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural.

### **Emisores**

El emisor es el conducto que recibe las aguas de uno o varios colectores o interceptores. No recibe ninguna aportación adicional (atarjeas o descargas domiciliarias) en su trayecto y su función es conducir las aguas negras a la planta de tratamiento. También se le denomina emisor al conducto que lleva las aguas tratadas (efluente) de la planta de tratamiento al sitio de descarga.

El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en donde se requiere el bombeo para las siguientes condiciones:

- a) Elevar las aguas negras de un conducto profundo a otro más superficial, cuando constructivamente no es económico continuar con las profundidades resultantes.
- b) Conducir las aguas negras de una cuenca a otra.
- c) Entregar las aguas negras a una planta de tratamiento o a una estructura determinada de acuerdo a condiciones específicas que así lo requieran.

#### **Emisores a gravedad**

Las aguas negras de los emisores que trabajan a gravedad generalmente se conducen por tuberías o canales, o bien por estructuras diseñadas especialmente cuando las condiciones de proyecto (gasto, profundidad, etc.) lo ameritan.

#### **Emisores a presión**

Cuando la topografía no permite que el emisor sea a gravedad, en parte o en su totalidad, será necesario recurrir a un emisor a presión. También la localización de la planta de tratamiento o del sitio de vertido, puede obligar a tener un tramo de emisor a bombeo.

En estos casos es necesario construir una estación de bombeo para elevar el caudal de un tramo de emisor a gravedad, a otro tramo que requiera situarse a mayor elevación o bien alcanzar el nivel de aguas máximas extraordinarias del cuerpo receptor, en cuyo caso el tramo de emisor a presión puede ser desde un tramo corto hasta la totalidad del emisor.

El tramo a presión debe ser diseñado hidráulicamente debiendo estudiarse las alternativas necesarias para establecer su localización más adecuada, tipo y clase de tubería, así como las características de la planta de bombeo y la estructura de descarga.

En casos particulares, en los que exista en la localidad zonas sin drenaje natural, se puede utilizar un emisor a presión para transportar el agua negra del punto mas bajo de esta zona, a zonas donde existan colectores que drenen por gravedad.

#### **Modelos de configuración para colectores, interceptores y emisores**

Para recolectar las aguas residuales de una localidad, se debe seguir un modelo de configuración para el trazo de los colectores, interceptores y emisores el cual fundamentalmente depende de:

- La topografía predominante
- El trazo de las calles
- El o los sitios de vertido
- La disponibilidad de terreno para ubicar la planta o plantas de tratamiento.

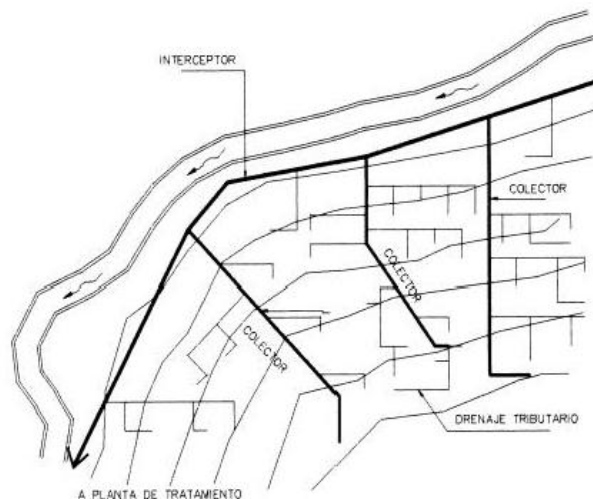
En todos los casos deben de realizarse los análisis de alternativas que se requieran, tanto para definir los sitios y números de bombeos a proyectar, como el número de plantas de tratamiento y sitios de vertido, con objeto de asegurar el proyecto de la alternativa técnico - económica más adecuada, con lo cual se elaboran los planos generales y de alternativas.

A continuación se describen los modelos de configuración más usuales.

#### Modelo perpendicular

En el caso de una comunidad paralela a una corriente, con terreno con una suave pendiente hacia ésta, la mejor forma de coleccionar las aguas residuales se logra colocando tuberías perpendiculares a la corriente (ver figura N° 2 -4).

Adicionalmente debe analizarse la conveniencia de conectar los colectores, con un interceptor paralelo a la corriente, para tener el menor número de descargas.



**FIGURA N° 2-4.- MODELO PERPENDICULAR**

#### Modelo radial

En este modelo las aguas residuales fluyen hacia afuera de la localidad, en forma radial a través de colectores (ver figura N° 2 -5).

#### Modelo de interceptores

Este tipo de modelo se emplea para recolectar aguas residuales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas, sin grandes desniveles y cuyas tuberías principales (colectores) se conectan a una tubería mayor (interceptor) que es la encargada de transportar las aguas residuales hasta un emisor o una planta de tratamiento (ver figura N° 2 -6).

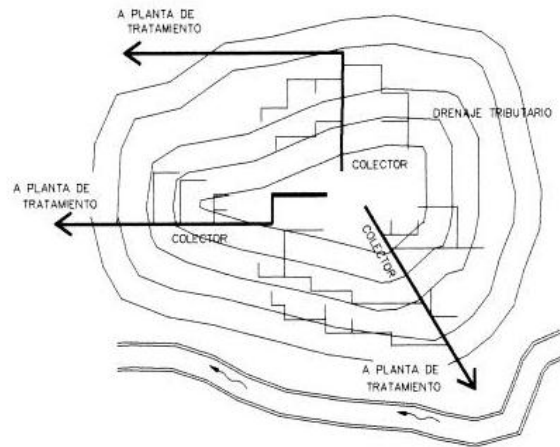


FIGURA N° 2-5.- MODELO RADIAL

### Modelo de abanico

Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle, se pueden utilizar las líneas convergentes hacia una tubería principal (colector) localizada en el interior de la localidad, originando una sola tubería de descarga (ver fig.N° 2 -7).

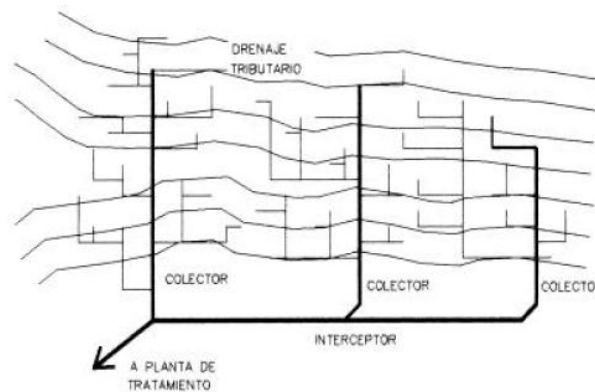


FIGURA N° 2-6.- MODELO DE INTERCEPTORES

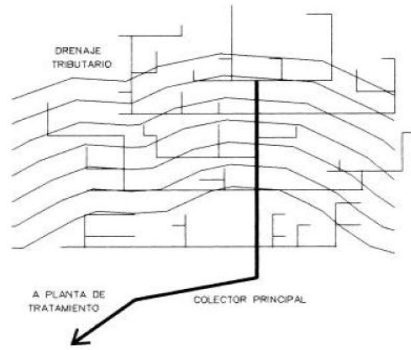


FIGURA N° 2-7.- MODELO DE ABANICO

## DISEÑO HIDRÁULICO

### Gastos de diseño

Los gastos de diseño que se emplean en los proyectos de alcantarillado sanitario son: Gasto medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos se determinan a partir del primero.

El sistema de alcantarillado sanitario, debe construirse herméticamente por lo que no se adicionará al caudal de aguas residuales el volumen por infiltraciones.

Gasto medio

El gasto medio es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año.

Para calcular el gasto medio de aguas negras, se requiere definir la aportación de aguas residuales de las diferentes zonas identificadas en los planos de uso de suelo.

La aportación es el volumen diario de agua residual entregado a la red de alcantarillado, la cual es un porcentaje del valor de la dotación de agua potable.

En zonas habitacionales, se adopta como aportación de aguas residuales el 80% de la dotación de agua potable, considerando que el 20% restante se consume antes de llegar a las atarjeas.

En función de la población y de la aportación, el gasto medio de aguas negras en cada tramo de la red se calcula con:

$$Q_{med} = \frac{A_p \cdot P}{86,400}$$

Donde:

$Q_{med}$  es el gasto medio de aguas negras en lps  
 $A_p$  es la aportación en litros por habitante al día  
 $P$  es la población en número de habitantes  
 86,400 son el número de segundos al día

En las localidades que tienen zonas industriales, comerciales o públicas con un volumen considerable de agua residual, se debe obtener el porcentaje de aportación para cada una de éstas zonas, independientemente de las habitacionales.

En función del área y la aportación, el gasto medio de aguas residuales en cada tramo de la red se calcula con:

$$Q_{med} = \frac{A_p \cdot A}{86,400}$$

Donde:

- $Q_{med}$  es el gasto medio de aguas residuales en lps
- $A_p$  es la aportación en litros por metro cuadrado al día o litros por hectárea al día
- $A$  es el área de la zona industrial, comercial o pública
- 86,400 son el número de segundos al día

**TABLA N° 3-1.- GASTO MÍNIMO DE AGUAS RESIDUALES CON INODOROS DE 16 LITROS.**

MATERIAL DE LA TUBERIA							INODORO DE 16 LITROS		
CONCRETO SIMPLE diámetro (cm)	CONCRETO REFORZADO diámetro (cm)	ACERO diámetro (cm)	FIBROCEMENTO diámetro (cm)	POLETILENO DE ALTA DENSIDAD diámetro (cm)	PVC (métrico) diámetro (cm)	PVC (ingles) diámetro (cm)	No. descargas simultáneas	Aportación por descarga (lps)	Gasto mínimo de aguas negras (lps)
10			10	10	11	10	1	1.5	1.5
15		17	15	15	16	15	1	1.5	1.5
20		22	20	20	20	20	1	1.5	1.5
25		27	25	25	25	25	1	1.5	1.5
30	30	32	30	30	31.5	30	2	1.5	3.0
38	38	36	35	35		37.5	2	1.5	3.0
		41	40	40	40		2	1.5	3.0
45	45	46	45	45		45	3	1.5	4.5
		51	50	50	50	52.5	4	1.5	6.0
				55			4	1.5	6.0
60	60	61	60	60	63	60	5	1.5	7.5
				65			6	1.5	9.0
				70			7	1.5	10.5
76	76		75	75			8	1.5	12.0
				80			9	1.5	13.5
				81			9	1.5	13.5
				85			10	1.5	15.0
	91		90	90			12	1.5	18.0
			100				15	1.5	22.5
	107		110				17	1.5	25.5
	122		120				23	1.5	34.5
			130				25	1.5	37.5
			140				28	1.5	42.0
	152		150				30	1.5	45.0
			160				32	1.5	48.0
			170				35	1.5	52.5
	183		180				38	1.5	57.0
			190				41	1.5	61.5
			200				44	1.5	66.0
	213						47	1.5	70.5
	244						57	1.5	85.5
	305						74	1.5	111.0

TABLA N° 3-2.- GASTO MÍNIMO DE AGUAS RESIDUALES CON INODOROS DE 6 LITROS.

MATERIAL DE LA TUBERIA						INODORO DE 6 LITROS			
CONCRETO SIMPLE diámetro (cm.)	CONCRETO REFORZADO diámetro (cm.)	ACERO diámetro (cm.)	FIBROCEMENTO diámetro (cm.)	POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD diámetro (cm.)	PVC (métrico) diámetro (cm.)	PVC (inglés) diámetro (cm.)	No. descarga e simultáneas	Aportación por descarga (lps)	Gasto mínimo de aguas negras (lps)
10			10	10	11	10	1	1.0	1
15		17	15	15	16	15	1	1.0	1
20		22	20	20	20	20	1	1.0	1
25		27	25	25	25	25	1	1.0	1
30	30	32	30	30	31.5	30	2	1.0	2
38	38	36	35	35		37.5	2	1.0	2
		41	40	40	40		2	1.0	2
45	45	46	45	45		45	3	1.0	3
		51	50	50	50	52.5	4	1.0	4
				55			4	1.0	4
60	60	61	60	60	63	60	5	1.0	5
				65			6	1.0	6
				70			7	1.0	7
76	76		75	75			8	1.0	8
				80			9	1.0	9
				81			9	1.0	9
				85			10	1.0	10
	91		90	90			12	1.0	12
			100				15	1.0	15
	107		110				17	1.0	17
	122		120				23	1.0	23
			130				25	1.0	25
			140				28	1.0	28
	152		150				30	1.0	30
			160				32	1.0	32
			170				35	1.0	35
	183		180				38	1.0	38
			190				41	1.0	41
			200				44	1.0	44
	213						47	1.0	47
	244						57	1.0	57
	305						74	1.0	74

### Gasto mínimo

El gasto mínimo es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presentan en una tubería. Este valor es igual a la mitad del gasto medio.

En las tablas N° 3-1 y N° 3-2, se muestran para las diferentes tuberías que existen en el mercado, valores del gasto mínimo que también pueden ser usados en el diseño de atarjeas. Se observa, en la tabla N° 3-1, que el límite inferior es de 1.5 lps, lo que significa que en los tramos iniciales de las redes de alcantarillado, cuando resulten valores de gasto mínimo menores a 1.5 lps, se debe usar éste valor en el diseño. El gasto de 1.5 lps es el que genera la descarga de un inodoro con tanque tradicional de 16 litros. Como actualmente existe una tendencia al uso de muebles de bajo consumo, que utilizan 6 litros por descarga con un gasto promedio de 1.0 lps, se podrá utilizar éste último valor en algunos tramos iniciales de la red, siempre y cuando se asegure que en dichos tramos existen este tipo de muebles sanitarios, tabla N° 3-2.

### Gasto máximo instantáneo

El gasto máximo instantáneo es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Su valor, es el producto de multiplicar el gasto medio de aguas negras por un coeficiente M, que en el caso de la zona habitacional es el coeficiente de Harmon.

$$Q_{max.inst.} = M \cdot Q_{med.}$$

En el caso de zonas habitacionales el coeficiente M está dado por la siguiente fórmula:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

$P$  es la población servida acumulada hasta el punto final (aguas abajo) del tramo de tubería considerada, en miles de habitantes

En tramos con una población acumulada menor de 1,000 habitantes, el coeficiente M es constante e igual a 3.8.

Para una población acumulada mayor que 63,454 habitantes, el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de ésta cantidad, no sigue la ley de variación establecida por Harmon.

El coeficiente M en zonas industriales, comerciales o públicas presenta otra ley de variación. Siempre que sea posible, debe hacerse un aforo del caudal de agua residual en las tuberías existentes para determinar sus variaciones reales. De no disponer de ésta información, el coeficiente M podrá ser de 1.5 en zonas comerciales e industriales.

#### Gasto máximo extraordinario

El 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 azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado. En función de éste gasto se determina el diámetro adecuado de las tuberías, ya que se tiene un margen de seguridad para prever los caudales adicionales en las aportaciones que pueda recibir la red.

Para el cálculo del gasto máximo extraordinario se tiene:

$$Q_{max.ext.} = C_s \cdot Q_{max.inst.}$$

Donde:

$C_s$  es el coeficiente de seguridad adoptado  
 $Q_{max.inst.}$  es el gasto máximo instantáneo

En el caso de aportaciones normales el coeficiente  $C_s$  será de 1.0; para condiciones extraordinarias, este  $C_s$  será de 1.5.

### **Variables hidráulicas**

#### **Velocidades**

##### a) Velocidad mínima

La velocidad mínima se considera aquella con la cual no se permite depósito de sólidos en las atarjeas que provoquen azolves y taponamientos. La velocidad mínima permisible es de 0.3 m/s, considerando el gasto mínimo calculado según se indica anteriormente.

Adicionalmente, debe asegurarse que el tirante calculado bajo éstas condiciones, tenga un valor mínimo de 1.0 cm, en casos de pendientes fuertes y de 1.5 cm en casos normales.



## b) Velocidad máxima

La velocidad máxima es el límite superior de diseño, con el cual se trata de evitar la erosión de las paredes de las tuberías y estructuras. La velocidad máxima permisible para los diferentes tipos de material se muestra en la tabla N° 3-3. Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario calculado según se indica anteriormente

**TABLA N° 3-3.- VELOCIDADES MÁXIMA Y MÍNIMA PERMISIBLE EN TUBERÍAS.**

MATERIAL DE LA TUBERÍA	VELOCIDAD ( m/s )	
	MÁXIMA	MÍNIMA
Concreto simple	3.00	0.30
Concreto reforzado	3.50	0.30
Acero	5.00	0.30
Fibrocemento	5.00	0.30
Polietileno	5.00	0.30
Poli ( cloruro de vinilo ) ( PVC )	5.00	0.30

## Pendientes

El objeto de limitar los valores de pendientes es evitar, hasta donde sea posible, el azolve y la erosión de las tuberías.

Las pendientes de las tuberías, deberán seguir hasta donde sea posible el perfil del terreno, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta las restricciones de velocidad y de tirantes mínimos del apartado anterior y la ubicación y topografía de los lotes a los que se darán servicio.

En los casos especiales en donde la pendiente del terreno sea muy fuerte, es conveniente que para el diseño se consideren tuberías que permitan velocidades altas, y se debe hacer un estudio técnico económico de tal forma que se pueda tener sólo en casos extraordinarios y en tramos cortos velocidades de hasta 8 m/s.

En la tabla N° 3-4 aparecen las pendientes mínimas recomendadas para los diferentes tipos de tuberías. Estas pendientes podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificación en cada caso.

**TABLA N° 3.4.- PENDIENTES MÍNIMAS RECOMENDADAS.**

C.S. CONCRETO SIMPLE.  
 C.R. CONCRETO REFORZADO.  
 AC. ACERO  
 FC. FIBROCEMENTO  
 PEAD POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD.  
 PVC POLI ( CLORURO DE VINILO ) ( PVC ).

TIPO DE TUBERIA, DIAMETRO EN CM, PENDIENTE MINIMA EN MILESIMAS.										
COEF.FRICCION=0.013			COEF.FRIC.=0.014		COEF.FRIC.=0.010		COEF.FRIC.=0.009			
C.S. diametro (cm)	C.R. diametro (cm)	PEN. MIN. (milésima)	AC. diametro (cm)	PEN. MIN. (milésima)	FC. diametro (cm)	PEN. MIN. (milésima)	PEAD diametro (cm)	PVC (Métrico) diametro (cm)	PVC (Inglés) diametro (cm)	PEN. MIN. (milésima)
15			17	5.0	15	3.0	15	16	15	2.5
20		4.0	22	4.0	20	2.0	20	20	20	2.0
25		2.5	27	3.0	25	1.5	25	25	25	1.5
30	30	2.0	32	2.5	30	1.5	30	31.5	30	1.0
38	38	1.5	36	2.0	35	1.0	35		37.5	0.7
			41	1.5	40	0.8	40	40		0.7
45	45	1.2	46	1.3	45	0.7	45		45	0.6
			51	1.1	50	0.6	50	50	52.5	0.5
							55			0.5
60	60	0.8	61	0.9	60	0.5	60	63	60	0.4
							65			0.4
							70			0.3
76	76	0.6			75	0.4	75			0.3
							80			0.3
							81			0.3
							85			0.3
	91	0.5			90	0.3	90			0.3
					100	0.3				
	107	0.4			110	0.3				
	122	0.3			120	0.2				
					130	0.2				
					140	0.2				
	152	0.3			150	0.2				
					160	0.2				
					170	0.2				
	183	0.2			180	0.2				
					190	0.1				
					200	0.1				
	213	0.2								
	244	0.2								
	305	0.1								

## **VI.-INTEGRACION DE INFORMES FINALES.**

En este capítulo se realizara la recopilación de información de dos comunidades par realizar la integración de un proyecto e informe de un diseño de agua potable para la comunidad de la Venta Municipio de Jocotitlán estado de México, así como la integración del proyecto de alcantarillado sanitario de la comunidad del Barrio Tungareo Ejido de Emilio portes gil en el Municipio de San Felipe del Progreso.

Para esta integración nos referiremos a los capítulos anteriores los cuales nos ayudaran a tener todas las consideraciones necesarias para la realización de estos informes para o cual se enuncia a continuación el índice de integración de un informe de agua potable de la comunidad de la Venta.

## I N D I C E

- 1.- ESTUDIOS BASICOS.**
- 1.1.- DICTAMEN DE FACTIBILIDAD SOCIAL Y FICHA AMBIENTAL.**
- 1.1.a.- DICTAMEN DE FACTIBILIDAD SOCIAL**
- 1.1.a.1.- Antecedentes.
- 1.1.a.2.- Objetivo
- 1.1.a.3.- Validación de la solicitud.
- 1.1.a.4.- Fase de diagnostico participativo.
  - 1.1.a.4.1.- Caracterización de la localidad.
  - 1.1.a.4.2.- Descripción de la Infraestructura Actual y Conceptualización del Diseño de la Obra
  - 1.1.a.4.3.- Revisión de los beneficios del proyecto.
  - 1.1.a.4.4.- Atención social y participación comunitaria.
- 1.1.a.5.- Dictamen de factibilidad social.
- 1.1.a.6.- Nombramiento o ratificación de la figura organizativa.
- 1.1.a.7.- Aceptación del diseño de la obra.
- 1.1.a.8.- Anexos al estudio de factibilidad social
- 1.1.1 VISITA TECNICA MENOR DE 2,5000 HABITANTES**
- 1.1.1.1.- Objetivo.
- 1.1.1.2.- Descripción de las visitas.
- 1.1.1.3.- Descripción de los sistemas actuales.
- 1.1.1.4.- Álbum fotográfico.
- 1.3.- DETERMINACIÓN DE DATOS BÁSICOS.**
- 1.3.1.- Vida útil de las obras y periodo de diseño.
- 1.3.2.- Población actual
- 1.3.3.- Población de proyecto.
- 1.3.4.- Resultados de la proyección.
- 1.3.5.- Dotación de agua potable.
- 1.3.6.- Datos de proyecto.
- 2.- ESTUDIOS BÁSICOS DE CAMPO.**
- 2.1.- Levantamiento de poligonal abierta.
- 2.2.- Nivelación de perfil de poligonal.
- 2.5.- Levantamiento de poligonal cerrada.
- 2.6.- Levantamiento de detalle.
- 3.- PROYECTO EJECUTIVO.**
- 3.1-Fuente de abastecimiento
- 3.3-Estacion de bombeo
- 3.4-Proyecto ejecutivo de líneas de conducción
  - 3.4.1-Linea de conducción del tanque existente al tanque cárcamo de proyecto
  - 3.4.2-Linea de conducción del tanque cárcamo I tanque de regulación proyecto.
- 3.5-Regularizacion
- 3.6-Distribucion
- 3.7-Cajas rompedoras de presión
- Memoria de calculo
- Calculo hidráulico de las líneas de conducción
- Calculo hidráulico de las redes de distribución
- Presupuestos
- Anexo planos de Proyecto

## **1.- ESTUDIOS BÁSICOS.**

### **1.1.- DICTAMEN DE FACTIBILIDAD SOCIAL Y FICHA AMBIENTAL**

#### **1.1.a.- DICTAMEN DE FACTIBILIDAD SOCIAL.**

##### **1.1.a.1.- ANTECEDENTES.**

Como se menciona en el capítulo II se elaborará una ficha ambiental así como un dictamen de factibilidad social de la comunidad de la Venta considerando que la comunidad tiene una deficiencia en el servicio de agua potable por lo cual se generó una solicitud para el servicio de agua potable.

Por tal motivo, esta petición fue integrada en el programa que maneja la CONAGUA asignando al Ing. Rene Soto Carmona para la realización de **“PROYECTO EJECUTIVO DE AGUA POTABLE**

##### **1.1.a.2.- Objetivo.**

El objetivo principal es la formulación del diagnóstico con un enfoque participativo, que permita captar la percepción que tiene la comunidad de la problemática existente, examinando los recursos con que cuenta y las posibilidades de involucrarse en la construcción de las obras definidas en base al estudio.

De acuerdo a los términos el componente se realiza en tres fases:

1. Fase de Diagnóstico y Factibilidad Social,
2. Fase de Consolidación de la Organización y Participación Comunitaria
3. Fase de Acompañamiento Institucional.

Señalando que para el presente trabajo exclusivamente se desarrollará la primera fase, dado que las fases número 2 y 3 son particulares de la evaluación, mismas que se desarrollarán una vez que el proyecto se encuentra construido y operando.

La primera fase consiste en la elaboración del Dictamen de Impacto Ambiental y Factibilidad Social para la localidad de: La Venta.

### 1.1.a.3. VALIDACIÓN DE LA SOLICITUD.

La solicitud de obra formulada por el H. Ayuntamiento a la Comisión, tiene el consentimiento y la autorización de los habitantes de la localidad de La Venta mediante asamblea comunitaria, así como también la autorización del municipio y el organismo operador, de la que se anexa las actas en los siguientes anexos:

La Venta anexo A1 (ESTA ACTA SE LEVANTARA EN CAMPO DONDE LOS ABITANTES MANIFIESTEN LA ACEPTACION DEL SISTEMA)

Con objeto de validar la solicitud se realizaron varias reuniones comunitaria en la comunidad, estando reunidos los miembros de la comunidad.

En éstas reuniones se expusieron los beneficios que se pretenden alcanzar con la elaboración del proyecto ejecutivo, siendo los más relevantes los que a continuación se alistan:

#### **La Venta.-**

Contar con un sistema de agua potable ya que actualmente no se cuenta con un sistema como tal, así como las características topográficas de la zona no permite que el sistema actual funcione de manera correcta, ocasionando que el abastecimiento de agua se realice por ratos o en las noches.

Si es necesario, construir tanques de regularización al inicio de las derivaciones en nuevos sitios, los dueños de los terrenos donaran estos a la comunidad.

Asimismo, se les mencionó los compromisos que se adquieren con la ejecución del proyecto por parte de la localidad, siendo los más relevantes los listados:

- Durante el proceso de los trabajos de topografía, el organismo o el comité de agua cual fuese el caso en funciones, asignara a personal de la localidad para auxiliar en la ubicación de las líneas de conducción.
- Para la construcción del sistema de agua potable, en caso de ser necesario la comunidad aportará la mano de obra.
- El mantenimiento y operación del sistema estará a cargo de la comunidad, representada por el comité de agua potable, o el organismo operador

Una vez expresados los aspectos relevantes en tanto a beneficios y compromisos derivados con la ejecución del proyecto, se ratifica la solicitud, levantando el acta respectiva **(Anexo). RENÉ ELABORAR MÍNUTA**

#### **1.1.a.4. FASE DE DIAGNÓSTICO PARTICIPATIVO.**

Los habitantes de la localidad de La Venta están en conocimiento del tipo de obra que se está proponiendo por las condiciones topográficas de la localidad están de acuerdo en las características de la misma.

La operación y el mantenimiento de la obra estará a cargo de personal que pueda ser contratado por o el organismo operador o comité de agua potable el cual se encargará de la comunidad de la Venta, los habitantes demuestran su interés para cuidar y vigilar su correcta operación y evitar las fugas.

Lo anterior permite que exista una relación de cooperación estrecha entre la comunidad y las personas encargadas del sistema.

Con la finalidad de contar con los elementos necesarios para la elaboración del diagnóstico participativo, emplearemos los capítulos anteriores, en el cual existen una serie de procedimientos que serán la base fundamental, para contar con los elementos necesarios para conocer a cada una de las localidades en todos sus aspectos, para la elaboración del proceso de identificación, mismo que es la conclusión o resultado del proceso del trabajo de campo, como complemento a éste, el Formato Para el Diagnóstico Participativo y Dictamen de Factibilidad Social, nos permitirá emitir un resultado positivo y/o negativo.

#### **1.1.a.4.1.-CARACTERIZACIÓN DE LA LOCALIDAD Y ENTORNO**

##### **MEDIO FÍSICO**

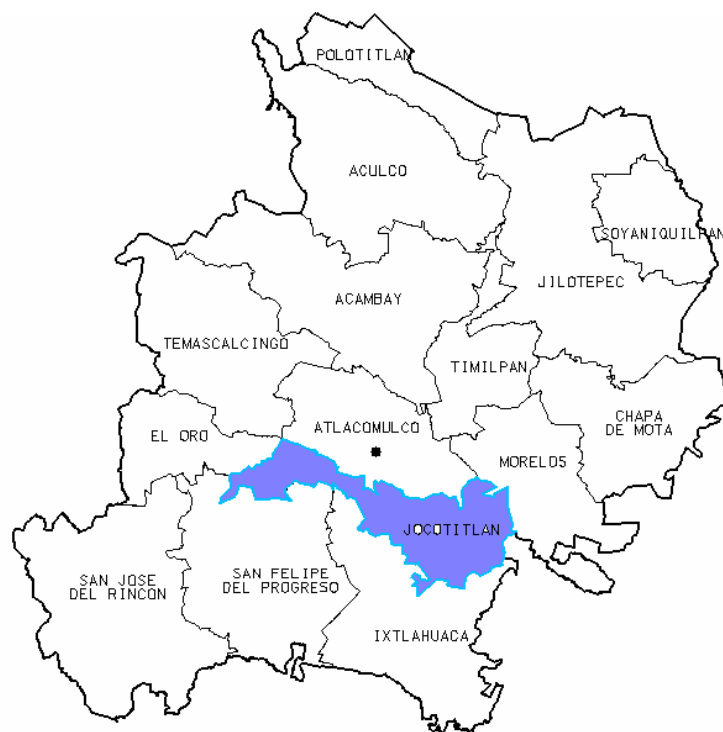
Los terrenos que ocupa el municipio de Jocotitlán están localizados en la parte noroeste del Estado de México y ocupan parte del valle de Ixtlahuaca, la villa de Jocotitlán es un lugar reclinado en la falda de un cerro llamado Xocotépetl, que es uno de los más altos de la entidad.

Se sitúa entre los paralelos 19' 36' 45" y 19' 48' 58" de latitud norte, y entre los 99' 39' 33" y 100' 00' 55" de longitud oeste del meridiano de Greenwich.

##### **Localización**

Según el Plan Estatal de Desarrollo 1993-1999, el municipio de Jocotitlán pertenece a la región económica II Atlacomulco, subregión 3 y su número de municipio en el estado según el orden alfabético es el 48. El municipio de Jocotitlán limita: al norte con el municipio de Atlacomulco; al sur con los municipios de Ixtlahuaca y Jiquipilco; al este, con el municipio de San Bartolo Morelos; al oeste, con el municipio de El Oro y Temascalcingo; al suroeste con el municipio de San Felipe del Progreso. Se localiza a 54 Km al norte de la ciudad de Toluca.

El municipio ocupa el 1.2% de la superficie territorial del Estado de México, que da asiento a 62 localidades, cuyas altitudes van desde los 2510 m. a los 2960 m. sobre el nivel del mar. Ahí habían decidido vivir en plena libertad 51,979 hombres y mujeres en el año 2000, que han adoptado el gentilicio de Jocotitlenses



Existían en el año 2000 11,075 viviendas habitadas que con un promedio de 4.74 ocupantes

### **Extensión**

Jocotitlán tiene una superficie de 276.77 kilómetros cuadrados.

### **Orografía**

Los terrenos que forman el municipio ocupan diferentes niveles que se elevan desde los 2,530 m.s.n.m, junto al río Lerma en su extremo sur, hasta los límites de las faldas del cerro de Jocotitlán a los 2,900 m.s.n.m.. En promedio el municipio se localiza a 2,770 m.s.n.m.

En su mayor parte, los terrenos del municipio son planos y ocupan una gran extensión del valle de Ixtlahuaca. La única altura importante es el Xocotépetl, o cerro de Jocotitlán, de 3,952 m.s.n.m., en cuya falda se asienta la cabecera municipal de Jocotitlán. El resto es valle. Existen otros dos cerros pequeños que son el San Miguel Tenochtitlán y el Santiago Casandeje. El cerro de Jocotitlán está considerado como reserva ecológica llamada parque estatal Isidro Fabela.

### **Hidrología**

El municipio forma parte de la Región Hidrológica 12 "Lerma-Chapala-Santiago", en la cuenca Toluca-Lerma. La red hidrográfica presente en el territorio municipal se integra principalmente por el Río Lerma que atraviesa el territorio municipal, el arroyo Morelos de tipo permanente y que sirve de límite municipal con Ixtlahuaca y por un gran número de pequeños arroyos intermitentes que se forman principalmente en torno al Cerro de Jocotitlán (Parque Estatal "Lic. Isidro Fabela"). Estos arroyos tienen la característica de tener poca extensión ya que por las características del subsuelo, tienen una rápida infiltración de los escurrimientos, por esta situación, la parte sur del cerro (norte de la cabecera municipal), constituye una importante zona de recarga acuífera y muy abundante en este recurso, asimismo, las partes bajas de la Sierra de Coajomulco se constituyen como importantes zonas de recarga acuífera, por ello existe en gran número de manantiales que aunque son utilizados por la población, no forman parte de los sistemas de agua potable, tales son los casos de los manantiales de las Fuentes de la Cabecera Municipal y de Los Reyes, las Tazas en Tiaca qué y el de Santa Cruz en Santiago Yeche.



Por sus características geológicas y edafológicas, el municipio de Jocotitlán se encuentra en una importante zona de recarga acuifera y por ello el nivel de los mantos freáticos es bastante somero, esta fue una de las razones por lo que se celebró en el convenio entre el Departamento del Distrito Federal (DDF) y el Gobierno del Estado de México, se permitió la perforación de una batería de pozos que envía agua potable para la Ciudad de México y sirven a algunas localidades del municipio a cambio del agua que se extrae. Adicionalmente existen pozos que dan servicio a otras localidades y que tienen un gasto que va de 15 a 40 litros por segundo, entre éstos se hayan los pozos de las localidades de Mavoró, el de la Cabecera Municipal, el de Huemetla, Enderé, San Miguel Tenoxtitlán y el de San Juan Coajomulco.

El abundante régimen de lluvias presente en el municipio permite la existencia de una gran cantidad de bordos permanentes e intermitentes que captan los escurrimientos del Cerro de Jocotitlán y de las Sierras de San Juan Coajomulco, y que son usados para actividades agropecuarias. Entre estos cuerpos de agua destacan los bordos de Pastejé, Santa Elena, La Manga, San Clemente y la Hierbabuena al sur de las localidades de Los Reyes y San Francisco Chejé; el bordo Las Tazas en Tiacaque, El Toril cercano a Mavoró, mientras que en la parte norponiente del municipio, se encuentran los bordos de Cuendó localizado al norte de la localidad de Santiago Casandejé; y los bordos Tusha y Grande cercanos a San Miguel Tenoxtitlán.

Otro aspecto a considerar en este tema son las áreas con problemas de inundación. En el municipio este problema se presenta en las zonas bajas con problemas de drenaje natural localizadas sobre la carretera Ixtlahuaca-Jilotepec, a la altura de la localidad de Santa María del Llano, así como al sur de la Unidad Industrial Pastejé.

Entre los principales problemas que afectan el recurso agua en el municipio se encuentra la contaminación de las corrientes superficiales, particularmente el Río Lerma que desde su nacimiento en el municipio de Almoloya del Río, recibe las descargas domésticas e industriales de las localidades del Valle de Toluca sin tratamiento alguno. En el municipio, las aguas residuales de la cabecera municipal son tratadas por la planta de tratamiento localizada al sur de esta localidad, mientras que el resto de las localidades carecen de este servicio, por lo que las aguas residuales se canalizan a barrancas que posteriormente desembocan en el Río Lerma, convirtiéndose en focos de contaminación que constituyen un riesgo para la salud pública.

### **Flora**

Las especies vegetales más comunes que crecen en la región son: pino, ocote, encino, cedro, fresno, eucalipto, aile, sauce llorón y roble. También suele encontrarse variedades de trueno, jacaranda y casuarinas.

Entre las hierbas silvestres se tienen: alfilerillo, altamisa, árnica, berro, borraja, cactáceas diversas, carrizo, cardo, capulín, cedro, carretilla, chayote, escobilla, helechos, varios hongos, huizache, jarilla, malva, manzanilla, mezquites, mirasol, nabo, romero, ruda, sauco, simonillo, tejocote, tepozán, toloache, trébol, tule y verdolaga.

Tocante a yerbas medicinales y aparte de algunas que enumeramos líneas arriba, podemos agregar: tabaquillo, que incluso ha dado origen a industrias domésticas, peshtó, epazote de perro y de zorrillo, manrubio, yerbabuena, manzanilla, gordolobo, poleo del monte, té de monte, jocoquera, iztafiate, ajeno, ruda y borraja.

Entre las flores de ornato, se cultivan: rosas de todas clases, clavel, dalia, heliotropo, alcatraz, azahares, hortensia, flor de nube, bola de nieve, margarita, pensamiento, geranio, arete, perrito y violeta.

## **Fauna**

En lo referente a la fauna silvestre local, enumeraremos las siguientes especies: conejo, coyote, gato montés, hurón, rata de campo, zorrillo, tlacuache, armadillo, ardilla, cacomixtle, murciélago, tuza y zorra. Otras especies menores son: avispas, sapo, camaleón, lagartijas diversas, culebra, escorpión, víbora de cascabel, hormigas rojas y negras, rana, acocil, ajolote, abejas, jicote, etcétera. En las lagunas y presas suelen encontrarse la carpa de Israel y la carpa común.

## **Clima**

El que predomina en la región puede clasificarse como templado sub-húmedo con lluvias en verano (CW). La temperatura media anual es de 13.2°C con una máxima de 31°C y una mínima de 4.°C. La precipitación pluvial promedio anual es de 1,008.52 mm; y se registran heladas los últimos meses del año, así como algunas nevadas.

## **Recursos Naturales**

Por situarse los terrenos lejos de las regiones mineras del estado, aunque el extremo occidental colinde con El Oro, se carece de yacimientos metalíferos; solamente se explotan pequeñas minas de grava por el rumbo de Santiago Yeche, así como de tepetate y tezontle en la Loma de Endare y Concepción Caro; los mayores recursos naturales con que cuenta el municipio son los provenientes de la agricultura.

## **Características del Uso del Suelo**

El planosol es el suelo que se distribuye en 65% del total municipal y que se ubica en las porciones planas del valle de Ixtlahuaca y Atlacomulco, además en las riveras del río Lerma, sus características son: una capa superficial arcillosa y subhorizontal, albacos ácidos, presenta duripanes y fragipanes (tepetates). El suelo predominante es el planosol mólico que es muy fértil, de color oscuro y rico en materia orgánica. Existe en menor cantidad mezcla de suelos como el vertisol y fozem.

El suelo es propicio para la agricultura de temporal y de riego, tiene una superficie total de 27,677.10 hectáreas, 15,140.2 se destinan a la actividad agrícola; la actividad pecuaria se desarrolla en 2,994.6; el área forestal en 4,844.1. La zona industrial ocupa 159.3 hectáreas y la zona urbana 503.6 hectáreas.

## **Barrio de La Venta.**

Tiene las siguientes coordenadas:

Latitud Norte	19°48'05"
Longitud Oeste	99°46'25"
Altitud	2,726 m.s.n.m.

Colinda al norte con San Antonio Enchisi, al sur con Mavoro, al este con el cerro de Jocotitlán y al oeste con Santa María Endare.

### **1.1.a.4.2.-DESCRIPCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA ACTUAL Y CONCEPTUALIZACIÓN DEL DISEÑO DE LA OBRA**

#### **1.1.a.4.2.1.-DESCRIPCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA ACTUAL**

##### **Barrió La Venta**

##### **Descripción de la Infraestructura actual de agua potable**

Actualmente el barrio la Venta cuenta con un escaso servicio de agua potable el cual es proporcionado para la parte alta de la comunidad de Santa María Endare Municipio de Jocotitlán y para la parte de abajo por el organismo operador.

##### **Fuente de abastecimiento**

El sistema de la Cabecera Municipal de Jocotitlán, cuenta con dos principales fuentes de abastecimiento; el manantial denominado Las Fuentes y el pozo denominado pozo profundo, el manantial las Fuentes esta registrado con un gasto de 28 l.p.s soportándose con el documento de la concesión, del cual explotan actualmente 34 l.p.s., El pozo no se encuentra registrado o concesionado, de este se extraen 22 l.p.s.

##### **Líneas de conducción**

No se cuenta con línea de conducción

##### **Regulación**

Se tiene como tanques de regulación a los tanques Los Gigantes los cuales tienen una Cap= 180 m<sup>3</sup> y 70 m<sup>3</sup>, ubicados en las coordenadas X=417868, Y=2180472 de los cuales se abastecerá la localidad de la Venta, el cual es de sección cuadrada su interior y de sección trapecial en su exterior hecho de mampostería con losas y pisos de concreto armado.

##### **Red de distribución**

No se cuenta con una red de distribución como tal solo se cuenta con una línea de distribución de 3" de FoGo derivada de los tanques Los Gigantes.

##### **Infraestructura Sanitaria**

No se cuenta con infraestructura sanitaria

#### **1.1.a.4.2.2 .-CONCEPTUALIZACIÓN DEL DISEÑO DE LA OBRA**

Se considera para La Venta construir una línea de conducción a partir del tanque los Gigantes para el cual el organismo operador dio la autorización de conectarse al tanque los Gigantes ver (ACTA DE ACEPTACION) la cual llegara hasta un tanque cárcamo de bombeo del cual se bombeara hasta la parte alta de la comunidad en donde se ubicara un tanque de regulación del cual partirá la red de distribución que distribuirá a toda la comunidad de la Venta

#### **1.1.a.4.3.-REVISIÓN DE LOS BENEFICIOS DEL PROYECTO**

Los habitantes de las localidades de la Venta, están conscientes de la importancia que tiene la rehabilitación y ampliación del sistema de Agua, para mejorar su calidad de vida, evitando en lo posible, enfermedades gastrointestinales.

Con base a lo anterior están de acuerdo que la operación y mantenimiento del sistema serán administrados por el organismo operador del Municipio.

Como se observa con la elaboración del proyecto ejecutivo se tendrán los lineamientos técnicos para la ejecución de la obra que incluirá los elementos hidráulicos descritos en el capítulo 1.1.1.3., logrando el objetivo que es contar con la rehabilitación y el complemento de los sistemas de agua potable en La Venta.

#### **1.1.a.4.4.-ATENCIÓN SOCIAL Y PARTICIPACIÓN COMUNITARIA**

##### **La Venta.-**

Todos los habitantes están en conocimiento del tipo de obra que se está proponiendo por las condiciones topográficas de la localidad y están de acuerdo en las características de la misma.

La operación y el mantenimiento de la obra estará a cargo de personal que pueda ser contratado por el organismo Operador; además, los habitantes demuestran su interés para cuidar y vigilar su correcta operación y evitar las fugas.

Lo anterior permite que exista una relación de cooperación estrecha entre la comunidad y las personas que se encargarán del sistema.

## FORMATO 1

### PUNTOS CENTRALES ENCONTRADOS EN EL RECORRIDO DE CAMPO

#### FICHA TECNICA

LOCALIDAD: LA VENTA  
MUNICIPIO: JOCOTITLÁN  
ESTADO DE MEXICO

TIPO DE OBRA: ( X ) NUEVA ( **X** ) REHABILITACION ( **X** ) AMPLIACION

TIPO DE SERVICIO: ( **X** ) AGUA POTABLE  
( ) SANEAMIENTO (letrinas, alcantarillado)  
( ) PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
( ) PLANTA DE POTABILIZACION  
( ) OTRO \_\_\_\_\_

NOMBRE DEL OBSERVADOR: ING. RENE SOTO CARMONA  
EMPRESA O DEPENDENCIA: ING. RENES OTO CARMONA  
FECHA DE OBSERVACION:

### I. ASPECTOS AMBIENTALES

#### Vegetación.

Las especies vegetales más comunes que crecen en la región son: pino, ocote, encino, cedro, fresno, eucalipto, aile, sauce llorón y roble. También suele encontrarse variedades de trueno, jacaranda y casuarinas.

#### Clima

El que predomina en la región puede clasificarse como templado sub-húmedo con lluvias en verano (CW). La temperatura media anual es de 13.2 °C con una máxima de 31.0 °C y una mínima de 4 °C. La precipitación pluvial promedio anual es de 1,008.52 mm; y se registran heladas los últimos meses del año, así como algunas nevadas.

#### Temperatura

Con base en los datos de temperatura máxima y mínima observada en la estación climatológica ubicada en la zona de estudio se obtuvo la temperatura media:

Estación	Latitud	Longitud	Periodo Observado	Temperatura Media en °C
Santiago Yeche, Jocotitlán	19° 42' 16"	99° 42' 11"	1971-2000	12.8

Se presentó en el año de 1998 una temperatura máxima de 32.5 °C y una mínima en 1998 y 2000 de -9.5°C.

#### Precipitación

Para el caso de la lluvia media anual en la zona de estudio se analizó la misma estación mencionada en el párrafo anterior, el resultado se presenta en la siguiente tabla:

Estación	Latitud	Longitud	Periodo Observado	Lluvia media anual en mm
Santiago Yeche, Jocotitlán	19° 42' 16"	99° 42' 11"	1971-2000	1,008.5

El mes mas lluvioso fue julio de 1985 donde precipitó 367.0 mm.

## II. ASPECTOS FISICOS Y DE INFRAESTRUCTURA

Para llegar a la comunidad de Jocotitlán a partir de la ciudad de México, debe transitar por carretera un total de 118.5 Km. aproximadamente de la siguiente manera: de México se dirige a la ciudad de Toluca, antes de llegar Toluca a 66 km de distancia, se toma el la carretera hacia Atlacomulco, se sigue por una distancia de 49 Km, hasta llegar a una desviación a la derecha, para llegar a la cabecera del municipio de Jocotitlán se recorren 3.5 Km.

El municipio de Jocotitlán está localizado en la parte noroeste del Estado de México y ocupan parte del valle de Ixtlahuaca, la villa de Jocotitlán es un lugar reclinado en la falda de un cerro llamado Xocotépetl, que es uno de los más altos de la entidad

Se sitúa entre los paralelos 19' 36' 45" y 19' 48' 58" de latitud norte, y entre los 99' 39' 33" y 100' 00' 55" de longitud oeste del meridiano de Greenwich, pertenece a la región económica II de Atlacomulco, subregión 3 y su número de municipio en el estado según el orden alfabético es el 48.

El municipio de Jocotitlán limita: al norte con el municipio de Atlacomulco; al sur con los municipios de Ixtlahuaca y Jiquipilco; al este, con el municipio de San Bartolo Morelos; al oeste, con el municipio de El Oro y Temascalcingo; al suroeste con el municipio de San Felipe del Progreso.

### Barrio de La Venta.

Tiene las siguientes coordenadas:

Latitud Norte	19°48'05"
Longitud Oeste	99°46'25"
Altitud	2,726 m.s.n.m.

Colinda al norte con San Antonio Enchisi, al sur con Mavoro, al este con el cerro de Jocotitlán y al oeste con Santa Maria Endare.

El total de viviendas de La Venta es de 57, existen 48 tomas domiciliarias de agua, hay algunas calles pavimentadas, no existe un a red de distribución solo una línea de distribución que tiene una longitud total de 890 m.

La comunidad registró en el Censo de Población y vivienda del 2005 un total de 57 viviendas particulares en la comunidad de La Venta; el índice de hacinamiento es de 3.93 hab/vivienda. Con una población de 224 habitantes.

En cuanto a las viviendas, todas están construidas con muros y techos de materiales diferentes a desecho y laminas de cartón; predominan las viviendas con piso de material diferente a tierra (96.49%).

El nivel de servicios en la localidad de La Venta es bajo, ya que según la encuesta levantada en campo sólo cuentan con servicios de energía eléctrica con una cobertura de 78.95 % (46 viviendas), no hay ninguna vivienda con teléfono particular y existe una caseta telefónica; esta creciendo el número de habitantes que tiene celulares; no cuenta con servicio de correo; el alumbrado público es muy reducido; el servicio de agua potable es del 84.21 % de los habitantes de la localidad (48 viviendas)

La comunidad no cuenta con los servicios de telégrafos y el servicio de alcantarillado sanitario es de 38.60%. (22 viviendas)

La gran mayoría de las construcciones son de tipo habitacional, todas las viviendas son propias (100%), no existen construcciones donde estén instalados comercios formales o industrias.

### **III. ASPECTOS PRODUCTIVOS**

#### Principales Sectores, Productos y Servicios

##### **Agricultura**

La superficie que corresponde al municipio tiene de sus 27,677 hectáreas, 26,000 de tierras cultivables; de éstas, 15,573 son hectáreas de temporal o humedad, de riego aproximadamente 5,000 hectáreas; de pastizal 400; de bosque 2,470 y de chaparral 1,200 hectáreas.

Hay también terrenos improductivos porque son pedregosos y ricos en arcilla; éstos forman un total de 1,457 hectáreas.

Se cultiva en mayor cantidad el maíz; le siguen el trigo, la cebada, pastizal, chícharo, papa, frijol. Junto con el maíz se siembra calabaza. Parte de éstos productos se destinan al consumo doméstico y parte a la venta.

##### **Ganadería**

Se cuenta con algunas variedades entre las que destacan bovinos, porcinos, ovinos y aves de corral, destacan algunos ranchos particulares pero el que mayor produce es Pasteje, Santiago Yeche, así como el centro de estudios agropecuarios ETA 13 y CBTA 14 de la cabecera municipal.

##### **Industria**

En 1994 según fuentes municipales e industriales existen más de 7,000 obreros dentro de 50 empresas afiliadas al complejo industrial Pasteje (IUSA), según el censo industrial 1988 el complejo industrial Pasteje tenía ocupadas a 6,138 personas.

##### **Turismo**

El municipio cuenta con amplios atractivos turísticos entre ellos el cerro de Xocotépetl como reserva ecológica, la propia estructura de la población con sus casas de teja y adobe; pueden advertirse también monumentos históricos, destacando la cruz atrial del siglo XVI, el templo de Jesús de Nazareno y otros.

Para aquellos que gustan de la naturaleza, se encuentra el manantial de "Las Fuentes" en Santiago Yeche, o bien "Las Tazas", donde se puede pescar; si prefiere admirar la arquitectura colonial se recomienda visitar la ex hacienda de Tiacaque, y de allí dirigirse al centro acuícola, importante reserva piscícola.

Para conocer las tradiciones del pueblo mazahua hay que visitar Santiago Casandeje, Citendeje, Coajomulco, San Miguel Tenochtitlán y Concepción Caro; asimismo, se puede admirar la música tradicional, los tejidos de lana y la cerámica.

También se cuenta con la infraestructura para volar en planeador en el cerro Xocotépetl.

##### **Población Económicamente Activa por Sector**

En 1980 el peso de la población ocupada en el sector primario fue de 68%, en 1990, este mismo valor fue de tan sólo el 28%; el mayor porcentaje se concentró en el sector secundario pues pasó de 21% en 1980 a 41% en 1990, el sector terciario también aumentó del 11 al 23 % en 1990.

Según el Censo Económico de 1988, estaban en operación 255 unidades económicas, sin embargo esta información no incluye al sector agrícola, el de servicios financieros y gubernamentales. La fuerza de trabajo ocupada en las unidades censadas ascendió a 6,351

personas, distribuidas en 3 sectores de actividad: 6,004 en manufacturas, 240 en comercio y 107 en servicios.

Por su importancia destacan las manufacturas, que generan 94.54% de la ocupación total del municipio. El sector primario tiene una población ocupada de 2,917; el sector secundario 5,158; el terciario 2,440. La población económicamente activa es de 11,072 personas y 14,597 como inactiva.

#### **IV. CONDICIONES EXISTENTES PARA HACER NUEVA OBRA**

##### **La Venta.-**

La cabecera municipal cuenta con una concesión por parte de la CONAGUA del manantial “La Fuente”, con un gasto de 28 l.p.s., así como la explotación de un pozo profundo que aporta un gasto de 22 l.p.s., los cuales se muestran en el anexo “C”.

Los cuales son suficientes para garantizar el abastecimiento de agua potable en el horizonte de planeación, ya que se requiere:

<b>Localidad</b>	<b>Gasto en l.p.s.</b>
Enguindo	0.54
La Venta	0.47
El Progreso	1.17
Los Javieres	1.14
Cab. Municipal	23.22
<b>Total</b>	<b>26.54</b>

#### **V. CONDICIONES GENERALES DE LA OBRA EN CASO DE AMPLIACIÓN O REHABILITACIÓN**

La Venta actual mente no cuenta con un sistema de agua potable.

#### **VI. ASPECTOS SOCIALES**

El sitio de reunión de los habitantes de los distintos barrios es la explanada de los centros comunitarios, en donde se localizan las escuelas secundaria, primaria y el kinder, la población se reúne cuando se quiere plantear algún asunto de índole general y las decisiones se toman de común acuerdo con las autoridades (delegado municipal, comisariado ejidal, etc.)

La disposición de los habitantes a la realización de la obra es general y no se vislumbra algún tipo de problemas en que se lleve a cabo.

Nombre del observador: Ing. Rene Soto Carmona.

Firma \_\_\_\_\_  
Empresa o Dependencia: ING. RENE SOTO CARMONA



## **FORMATO 2**

### **PANORAMA GENERAL SOBRE LO OBSERVADO EN LAS COMUNIDADES**

Las condiciones tanto sociales como técnicas, promueven la necesidad de rehabilitar el sistema de agua potable de los barrios.

Los habitantes están concientes de los beneficios que para su bienestar y salud traerá consigo la rehabilitación del sistema de agua potable.

En la actualidad se cuenta con un organismo operador. Por lo que se ratificaron los mismos con la finalidad de que represente los intereses de toda la comunidad y se entere de todo lo relacionado con el sistema, su construcción y entere a la población, (ver acta).

La comunidad de La Venta de acuerdo con el CONAPO tiene un grado de marginación medio.

Su principal actividad económica es la agricultura que básicamente se usa para su autoconsumo y en pequeño porcentaje para la venta. El cultivo predominante es el maíz.

Con relación a su ámbito de organización cada comunidad es dirigida por un delegado municipal siendo esta persona en coordinación con el comisariado ejidal quienes dirigen las acciones a realizar referente a los problemas que enfrenta la comunidad, así mismo existe buena relación con las autoridades municipales, ya que estas ultimas son quienes asesoran a los pobladores en la ejecución de las obras que se realizan.

La principal problemática que se detecto en cada una de las localidades referente al servicio de agua potable es que:

No se cuenta con un servicio eficiente en La parte alta de la Venta puesto que la infraestructura no es la adecuada y solo reciben el servicio de ves en cuando.

Nombre del observador: ING. RENE SOTO CARMONA

Firma \_\_\_\_\_

Empresa o Dependencia: ING. RENE SOTO CARMONA

### FORMATO 3

#### CUESTIONARIO PARA COMUNIDADES CON SOLICITUD DE OBRA NUEVA O AMPLIACIÓN – REHABILITACIÓN DE OBRA

#### FICHA TÉCNICA

**LOCALIDAD** : LA VENTA  
**MUNICIPIO** : JOCOTITLÁN  
**ESTADO** : MÉXICO

**TIPO DE OBRA** : (  ) Nueva (  ) Rehabilitación (  ) Ampliación

**TIPO DE SERVICIO** : (  ) Agua potable  
: (  ) Saneamiento (letrinas, alcantarillado)  
: (  ) Planta de tratamiento de aguas residuales  
: (  ) Planta de potabilización  
: ( \_\_\_\_\_ ) Otro

**NOMBRE DEL OBSERVADOR** : Ing. Rene Soto Carmona  
**EMPRESA O DEPENDENCIA** : ING. RENE SOTO CARMONA.  
**FECHA DE OBSERVACIÓN** : Fecha :

**I.- DATOS MUNICIPALES** (se obtienen por medio del Instituto Nacional de Estadística e Informática, INEGI).

1.- **Localidad:** La Venta **Clave INEGI:** La Venta 021

2.- **tipo:** Dispersa (  ) Compacta (  )

3.- **Municipio:** Jocotitlán **Clave INEGI:** 048

4.- **Estado:** México **Clave INEGI:** 15

5.- **Población total del municipio:** 55,403 (Censo de 2005)

6.- **Número de localidades rurales del municipio:** 83

**II.- DATOS DE LA LOCALIDAD** (se obtienen por medio del Instituto Nacional de Estadística e Informática, INEGI).

7.- **Índice de marginación de la localidad:** Medio

8.- **Población total de la zona de estudio :** La Venta 224 Fuente Censo 2005

8.1.- **Total de hombres:** 114

8.2.- **Total de mujeres:** 110

9.- **Total de viviendas particulares:** 52

10.- **Número de ocupantes en viviendas particulares:** 224

11.- Promedio de habitantes por casa: 3.93

12.- Población de 15 años o más analfabeta: 8

13.- Población de 15 años o más alfabetizada: 52

**NOMBRE DEL OBSERVADOR** : Ing. RENE SOTO CARMONA  
**EMPRESA O DEPENDENCIA** : Ing. RENE SOTO CARMONA  
**FECHA DE OBSERVACIÓN** :

---

**Firma del Observador**

## **REPORTE DE TRABAJO EN LAS COMUNIDADES**

### **CUESTIONARIO PARA COMUNIDADES CON SOLICITUD DE OBRA NUEVA O AMPLIACION - REHABILITACION DE OBRA**

Para la atención social y participación comunitaria en su etapa de identificación, se cuenta con un cuestionario (formato No 4). El cual se debería de aplicar a las autoridades correspondientes, informantes claves, miembros del comité, organismo operador o habitantes que tengan interés en la obra y conozcan la situación de la comunidad el objetivo primordial sería la obtención de información directa que nos sirviera para conocer opiniones y percepciones de la comunidad respecto a la obra y al servicio que esta puede prestar.

Cabe mencionar que en reunión efectuada se realizo la asamblea comunitaria para la aceptación de la obra, en esta reunión se hizo la propuesta de hacer en ese momento el levantamiento del cuestionario, los asistentes aceptaron.

En la comunidad de La Venta se realizó el levantamiento del cuestionario aplicando este a 20 personas. Se trató de que los pobladores contestaran las preguntas del cuestionario con la finalidad de tener un panorama referente al proyecto de rehabilitación del sistema de agua potable, información necesaria para la elaboración del Diagnostico de la infraestructura.

A continuación se integra la codificación de las encuestas y la tabla de frecuencias la cual resume las condiciones reales del sentir de ese pequeño grupo de la población, así como la identificación de los aspectos sociales, de servicios públicos, actividades productivas, organización y participación, aspectos relacionados con el agua potable, para la realización del sistema de agua potable.

## FORMATO 4

### CUESTIONARIO PARA COMUNIDADES CON SOLICITUD DE OBRA NUEVA O AMPLIACIÓN - REHABILITACIÓN DE OBRA

A partir de aquí los datos fueron obtenidos en la visita de campo, al encuestar a autoridades, representantes de la comunidad, informantes claves, personas interesadas y miembros del comité.

(TABLA DE FRECUENCIAS).

LOCALIDAD : LA VENTA  
MUNICIPIO : JOCOTITLÁN  
ESTADO : MÉXICO

#### I. SERVICIOS PÚBLICOS.

1. **Vías de acceso a la comunidad**  
Caminos secundarios
2. **Tipo de caminos que existen en la comunidad (puede haber más de una respuesta)**  
Terracería y empedrado
3. **Tipo de servicios públicos existentes (puede haber más de una respuesta)**  
Agua y alcantarillado , luz eléctrica telefonía rural
4. **¿Existe escuela en la localidad?**  
Si
5. **Escuelas que existen en la comunidad (puede haber más de una respuesta)**  
Jardín de niños y primaria
6. **¿Existe clínica o centro de salud en la localidad?**  
No
7. **¿Cuáles son los principales problemas de salud? (puede haber más de una respuesta)**  
Respiratorias y gastrointestinales

#### II. ACTIVIDADES PRODUCTIVAS

8. **Principales formas de tenencia de la tierra en la comunidad (puede haber más de una respuesta)**  
Propiedad privada
9. **Principal actividad económica**  
Agricultura
10. **Los productos de la principal actividad económica se destinan a:**  
Autoconsumo
11. **Ingresos adicionales a la principal actividad económica (puede haber más de una respuesta)**  
Agricultura y ganadería
12. **¿Los habitantes de la localidad reciben dinero de fuera?**  
No
13. **Este dinero lo envían de:**

### III. SITUACIÓN DE AGUA Y TIERRA

14. **¿Existen problemas en la localidad por cuestiones de tierras?**  
No
15. **¿Estos problemas han sido por... (puede haber más de una respuesta)**  
NO
16. **¿Entre quiénes han sido estos problemas?**  
NADIE
17. **En esta localidad ¿hay o hubo algún problema por el agua y/o drenaje?**  
Si
18. **Este problema ha sido por... (puede haber más de una respuesta)**  
No hay acceso a la fuente de agua, no pagan por el servicio, no tienen agua
19. **¿Entre quiénes se han dado estos problemas?**  
Pequeños propietarios

### IV. ORGANIZACIÓN Y PARTICIPACIÓN

20. **Generalmente la comunidad toma decisiones por...(puede haber más de una respuesta)**  
Acuerdos de asamblea y autoridades y representantes
21. **¿Existe alguna organización encargada del agua?**  
Si el organismo operador de Jocotitlán
22. **La organización que se encarga del agua ¿está a cargo de quién? (puede haber más de una respuesta)**  
Cabecera municipal
23. **¿Participan las mujeres en esta organización?**  
Si
24. **La gente de la localidad ha participado en la construcción de...(puede haber más de una respuesta)**  
Escuelas o centros culturales , caminos de la localidad
25. **¿Con qué han participado? (puede haber más de una respuesta)**  
Dinero en efectivo, mano de obra y un día de trabajo
26. **Actualmente, ¿usted participa en algún proyecto de agua potable o saneamiento?**  
No
27. **¿A través de qué está participando? (puede haber más de una respuesta)**  
No

### V. ASPECTOS RELACIONADOS CON EL AGUA POTABLE EN CASOS DONDE LA OBRA A REALIZAR SEA NUEVA O NO HAYA OBRA

28. **¿Cuáles son las principales fuentes de agua disponibles en la localidad? (puede haber más de una respuesta)**  
Pozo profundo y manantial
29. **¿Quién acarrea el agua?**  
Hombres y mujeres
30. **¿Cómo se transporta el agua?**  
Pipa bestias de carga y acarreo de personas

31. **¿Dónde almacenan el agua?**  
Recipientes fijos (cisternas, tinacos, piletas), Tambos y en recipientes pequeños (cubetas, cántaros)
32. **El agua de uso doméstico (o consumo directo) es:**  
Garrafón y hervida
33. **¿Conoce usted el lugar donde se piensa construir la obra solicitada?**  
5(SI) 9 (NO) Y 6 NO SABE
34. **El dueño del terreno que tiene la fuente de abastecimiento, ¿permite el acceso a ella?**  
Si
35. **¿El terreno en el que se desea construir la obra, ya está regularizado?**  
Si
36. **La fuente de abastecimiento, ¿ya está concesionada?**  
Si
37. **¿Existe disposición para la adquisición de los terrenos en caso de tener que comprarlo?**  
Si
38. **¿Existe disposición para que los dueños del terreno acepten dar servicio de paso en su predio?**  
Sí.
39. **¿A qué distancia de la comunidad está la fuente de abastecimiento donde se puede hacer la obra?**  
A más de 1 kilómetro
40. **En caso de que se construya la obra, ¿cuál es la aportación o cuota que están dispuestos a pagar por el agua potable?**  
Según convenio que fije el organismo operador
41. **Esta cuota debe ser pagada:**  
Mensual (10)
- VI. **EN CASOS DONDE SE REQUIERE AMPLIACIÓN O REHABILITACIÓN DEL SERVICIO RELACIONADO CON EL AGUA POTABLE**
42. **¿Qué porcentaje de la población no tiene el servicio?**  
Más del 50%
43. **¿Cuál es la razón de la falta de servicio?**  
Creció la población, no alcanzo la fuente de abastecimiento, el sistema actual no funciona
44. **¿Qué porcentaje de la población si cuenta con el servicio de agua potable?**  
Del 15% al 30%
45. **¿Se paga alguna cuota por este servicio?**  
Si (19)
46. **Esta cuota debe ser pagada:**  
Mensualmente
47. **¿Conoce usted el lugar donde se piensa construir la obra?**  
Sí (4) no (8)

48. **¿El terreno en el que se desea construir la obra, ya está regularizado?**  
Si
49. **La fuente de abastecimiento, ¿ya está concesionada?**  
Si.
50. **¿Existe disposición para la adquisición de los terrenos en caso de tener que comprarlo?**  
Si
51. **¿Existe disposición para que los dueños del terreno acepten dar servicio de paso en su predio?**  
Si,
52. **¿A qué distancia de la comunidad estará la obra?**  
En terrenos de la localidad a más de 1 kilómetro
53. **En caso de que se amplíe, concluya o rehabilite el servicio, ¿cuál es la aportación o cuota que están dispuestos a pagar?**  
Según convenio. Que fije el organismo operador
54. **Esta cuota debe ser pagada:**  
Anualmente
- VII. ASPECTOS RELACIONADOS CON SANEAMIENTO (LETRINAS Y ALCANTARILLADO) EN CASOS DONDE LA OBRA A REALIZAR SEA NUEVA O NO HAYA OBRA**
55. **¿Existen letrinas en la comunidad?**  
NO APLICA
56. **Las letrinas son de tipo:**  
NO APLICA
57. **El tipo de letrinas que se tiene es...(puede haber más de una respuesta)**  
NO APLICA
58. **Si no tienen letrinas, ¿dónde realizan sus necesidades?**  
NO APLICA
59. **¿Cuentan con sistema de alcantarillado en la comunidad?**  
NO APLICA
60. **¿En qué condiciones se encuentra su sistema de alcantarillado?**  
NO APLICA
61. **Dentro de su sistema de alcantarillado ¿existe algún cuerpo receptor de descargas cercano a la comunidad?**  
NO APLICA
62. **¿A qué distancia de la comunidad se encuentra el cuerpo receptor?**  
NO APLICA
63. **Si no tienen sistema de alcantarillado, ¿dónde hacen sus descargas?**  
NO APLICA
64. **En caso de que se construya la obra, ¿cuál es la aportación o cuota que están dispuestos a pagar por el servicio?**  
NO APLICA
65. **Esta cuota debe ser pagada:**  
NO APLICA



**VIII. EN CASOS DONDE SE REQUIERA AMPLIACIÓN O REHABILITACIÓN DEL SERVICIO DE SANEAMIENTO (LETRINAS, ALCANTARILLADO)**

66. ¿Qué porcentaje de la población no tiene el servicio?  
NO APLICA
67. ¿Cuál es la razón de la falta de servicio?  
NO APLICA
68. ¿Qué porcentaje de la población sí cuenta con el servicio?  
NO APLICA
69. ¿Se paga alguna cuota por este servicio?  
NO APLICA
70. Esta cuota debe ser pagada:  
NO APLICA
71. En caso de que se construya la obra, ¿cuál es la aportación o cuota que están dispuestos a pagar por el servicio?  
NO APLICA \_\_\_\_\_
72. Esta cuota debe ser pagada:  
NO APLICA

OBSERVACIONES GENERALES DEL ENCUESTADOR AL APLICAR EL CUESTIONARIO (resaltar si hubo problemas con los encuestados; querían o no hablar; no entendieron las preguntas; se les hizo muy largo y pesado; colaboraron con la encuesta; etc.)

**NOMBRE DEL OBSERVADOR** : Ing. Rene Soto Carmona  
**EMPRESA O DEPENDENCIA** : Ing. RENE SOTO CARMONA  
**FECHA DE OBSERVACIÓN** :

\_\_\_\_\_  
**Firma del Observador**

## FORMATO 5

### PUNTOS CENTRALES ENCONTRADOS EN LA APLICACIÓN DEL CUESTIONARIO

#### FICHA TÉCNICA

LOCALIDADES: LA VENTA MUNICIPIO: JOCOTITLÁN  
ESTADO DE MEXICO

TIPO DE OBRA: ( x ) NUEVA ( X ) REHABILITACION ( X ) AMPLIACION

TIPO DE SERVICIO: ( X ) AGUA POTABLE  
( ) SANEAMIENTO (REHABILITACIÓN, ALCANTARILLADO)  
( ) PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
( ) PLANTA DE POTABILIZACION  
( ) OTRO \_\_\_\_\_

NOMBRE DEL OBSERVADOR: ING. RENE SOTO CARMONA  
EMPRESA O DEPENDENCIA:  
Ing. RENE SOTO CARMONA

FECHA DE OBSERVACION:

#### I. Servicios públicos.

Jocotitlán es una localidad que de acuerdo con el CONAPO tiene un grado de marginación MEDIO.

Según el plan de desarrollo municipal de 2005, los barrios de Los Javieres, El progreso y La Venta tiene grado de marginación medio, Enguindo por su parte tiene un grado de marginación muy alto..

Con relación a los aspectos educativos, los barrios, cuentan con los siguientes centros educativos:

##### La Venta.-

- Jardín de niños Manuel M. Ponce
- Escuela Primaria Francisco Javier Mina

La zona de estudio cuenta con agencia de correos y teléfonos públicos. En los últimos años se ha incrementado el servicio de telefonía celular en la zona.

De las 306 viviendas registradas en INEGI, en los cuatro barrios, el 89.87% (275 viviendas), tienen energía eléctrica, 275 (el 89.87%) Agua potable y 168 viviendas (54.90%) cuentan con drenaje.

La gran mayoría de las construcciones son de tipo habitacional, existe en la comunidad un 92.00 % de viviendas muros de tabique.

En la región se cuenta con bancos de arena y piedra.

#### II.-Actividades productivas.

Su principal actividad económica es la agricultura que básicamente se usa para su autoconsumo y en pequeño porcentaje para la venta. Los cultivos predominantes son: el maíz, la haba y hortalizas. En la localidad, el comercio se circunscribe a tiendas pequeñas en las cuales los habitantes se surten de alimentos y enseres domésticos. Todos los productos son principalmente para autoconsumo, siendo comercializado una mínima parte y esto ocurre cuando la cosecha es

mayor a sus necesidades, desde el punto de vista pecuario en general se tienen, caballos, cabras, borregos, algún ganado vacuno, gallinas y guajolotes principalmente.

### **III.-Situación de agua y tierra**

En la localidad no existen problemas por la tenencia de la tierra, ya que es de conformación ejidal (comunal).

La población de las localidades de Jocotitlán en la zona de estudio, cuenta con 2 fuentes de abastecimiento, el manantial "La Fuente", con un gasto de 28 l.p.s., así como un pozo profundo que aporta un gasto de 22 l.p.s., de este volumen disponible se abastece el sistema existente. Están ubicadas al sur de la Cabecera Municipal.

### **IV. Organización y participación**

Las decisiones en todos los barrios cuando se trata de actividades que benefician a la comunidad se toman por acuerdo de asamblea y en coordinación con las autoridades Municipales.

Cuando se ha requerido la población ha participado en la construcción de obras públicas como escuelas, caminos, etc.

### **V. Aspectos relacionados con el agua potable en caso donde la obra a realizar sea nueva o no haya obra.**

#### **La Venta.-**

Se construirá una nueva línea de conducción y red de distribución debido al limitado sistema y al deterioro que presenta el actual sistema, ya que este no cubre toda la zona del barrio.

### **VI. En caso donde se requiera ampliación o rehabilitación del servicio de agua potable**

NO APLICA

### **VII. Aspectos relacionados con saneamiento (alcantarillado) en casos donde la obra a realizar sea nueva o no haya obra.**

NO APLICA

### **VIII. En casos donde se requiera ampliación o rehabilitación del servicio de saneamiento (letrinas y alcantarillado).**

NO APLICA

**Nombre del encuestador: Ing. Rene Soto Carmona**

**Firma:**

**Empresa o Dependencia Ing. RENE SOTO CARMONA**

**Fecha:**

## FORMATO 6

### DESCRIPCIÓN GENERAL SOBRE LA COMUNIDAD Y OPINIÓN DEL ENCUESTADOR SOBRE LA MISMA (TRABAJO DE GABINETE)

La Venta se considera como una comunidad rural, donde los servicios públicos manifiestan un gran rezagó y poco desarrollo, situación que propicia un alto índice de pobreza y problemas de salud hacia el interior de las personas que la habitan.

La Cabecera Municipal actualmente cuenta con un sistema formal el cual tiene algunas deficiencias, a este sistema se incorporaran los barrios en estudio por tal motivo se tomo la decisión de realizar las gestiones correspondientes para llevar acabo los proyectos de los sistemas de agua potable que garanticen dicho servicio a cada barrio a nivel toma domiciliaria

Se observo que en la Venta están en la mejor disposición de participar en cualquier tarea que se le encomiende para la solución a su demanda, tal el caso del apoyo al organismo operador de Jocotitlán.

Existe un gran entusiasmo para la participación de las comunidades en la solución al problema del suministro de agua potable.

En opinión propia es factible social y técnicamente la realización de los proyectos de sistema de agua potable para la Venta el cual permitirá resolver a corto plazo, las carencias del servicio a dichas comunidad logrando un desarrollo sustentable en la forma de vida de los habitantes.

La Venta es una comunidad dispersa y muy marginada causa por la cual no se presenta un crecimiento económico en ellas.

Los caminos de acceso para llegar a la comunidad es a través carreteras federales encontrándose estas en un regular estado, además de que el transporte es escaso solo se tiene el servicio en taxi.

En cuanto a las viviendas de la comunidad las casas de los pobladores están construidas con muros de tabique y losas de concreto.

La principal actividad productiva para sobrevivir que llevan a cabo la comunidad es la agricultura específicamente la siembra del maíz, y otras semillas en menor grado, aunque en su mayoría es para autoconsumo

Nombre del Entrevistador: Ing. Rene Soto Carmona

Firma \_\_\_\_\_

Empresa o dependencia: Ing. RENE SOTO CARMONA

Fecha:

## FORMATO 7

### REPORTE DE TRABAJO CON LAS COMUNIDADES

LOCALIDADES: **LA VENTA**

MUNICIPIO: **Jocotitlán**

FECHA DE SOLICITUD DE LA OBRA:

DEPENDENCIA A LA QUE SE LE PRESENTO: **Presidencia Municipal de  
Jocotitlán**

TIPO DE OBRA SOLICITADA (  ) Nueva (  ) Rehabilitación (  ) Ampliación

TIPO DE SERVICIO: (  ) Agua Potable  
(  ) Saneamiento (letrinas, alcantarillado)  
(  ) Planta de Tratamiento de Aguas Residuales  
(  ) Planta de Potabilización  
(  ) Otro

RESPONSABLE DEL REPORTE: Ing. Rene Soto Carmona  
EMPRESA O DEPENDENCIA: Ing. RENE SOTO CARMONA  
FECHA DE OBSERVACION:

### DATOS SOBRE LA SOLICITUD DE LA OBRA

1. Número de viviendas a beneficiarse con la obra solicitada: **306 (corresponde a los cuatro barrios)**

2. Solicitud hecha por la decisión de:

La comunidad (  )  
El líder natural (  )  
Las autoridades locales (  )  
Los representantes municipales (  )  
Otros (  ) ¿cuales?

3. Número de participantes adultos en el diagnóstico participativo ( **69** )

Total de hombres ( **43** )  
Total de mujeres ( **26** )

4. La fase del diagnóstico del proyecto de diseño de obra requiere:

Ratificación (  )  
Modificación (  )  
Elaboración (  )  
Otros (  ) ¿cual?

5. En caso de que exista constitución o ratificación de la figura organizativa (pro-construcción de la obra) como:

Comité (  )  
Patronato (  )  
Junta local (  )

Otros (  ) ¿cual ?organismo operador

6. Fecha de constitución de la figura organizativa: para el Organismo Operador

7. Compromisos que adquiere la comunidad en caso de que se valide la solicitud de obra:

Cuidado y vigilancia (  )  
Operación y mantenimiento (  )  
Distribución del servicio (  )  
Reuniones para decidir tareas (  )

Limpieza ( X )  
Pago de cuotas ( x )  
Otros ( ) ¿cual?

8. Evaluación frente a la viabilidad de la solicitud de la obra:  
Aprobación ( X )  
Aprobación con ciertas condiciones ( )  
Posición no definida (existen dudas o falta de información) ( )  
Desaprobación ( )

9. Justificación de la respuesta emitida por el responsable en campo en relación a la evaluación de la solicitud y recomendaciones a las autoridades pertinentes

La información recabada en la localidad permite considerar aprobada la solicitud de la obra, ya que los habitantes por medio de sus representantes, (Delegado Municipal, director del organismo operador), manifiestan su deseo de que se construya el proyecto propuesto, el cual fue aceptado por la comunidad de La Venta.

#### 1.1.a.6.- Nombramiento o ratificación de la figura organizativa

Para el barrio de: La venta la figura organizativa será el Organismo Operador.

Se anexa copia del documento oficial.

#### 1.1.a.7 Aceptación del diseño de la obra

A partir del inicio de los trabajos y durante la presentación del Proyecto Ejecutivo de la rehabilitación y Ampliación del sistema de Agua Potable de La Venta en el Municipio de Jocotitlán a los habitantes de la comunidad que asistieron a la asamblea, se les explicó los alcances del proyecto, indicándoles la manera en que se llevarían a cabo los trabajos, y que de acuerdo a la planeación quedaría conformado dicho sistema, las fuentes de abastecimiento, el sistema de regulación y las obligaciones que a ellos les acarrearía la construcción del Sistema.

También se les explicó que la comisión, decidió se llevará a cabo la realización de este proyecto, con la condición esencial que la obra fuera aceptada por toda la comunidad que vive en la zona de proyecto.

Para poder demostrar a la comisión la aceptación del Sistema de agua potable se levanto el acta correspondiente, en la cual se certifica esta. El acta de aceptación de la obra, se muestra en forma anexa.

Nombre del Entrevistador: Ing. RENE SOTO CARMONA

Firma \_\_\_\_\_

Empresa o dependencia: Ing. RENE SOTO CARMONA

Fecha:

**DIAGNOSTICO PARTICIPATIVO Y DICTAMEN DE FACTIBILIDAD SOCIAL  
FORMATO PARA EL DIAGNÓSTICO PARTICIPATIVO Y DICTAMEN  
DE FACTIBILIDAD SOCIAL**

**Fecha de elaboración:**

Localidad: La **Venta**

Municipio: JOCOTITLÁN

Estado: MÉXICO

Clave (INEGI):021

Clave (INEGI): 042

Clave (INEGI): 15

- 1) Población total real : 224 habitantes.LA VENTA 224
- 2) Composición étnica de la población (predominante): Mestiza (X) Indígena ( )
- 3) Grado de marginación: Muy Alto ( ) Alto (X) Medio ( ) Bajo ( ) Muy Bajo ( )
- 4) Número de viviendas 52; habitadas permanentemente 52; habitadas temporalmente 0; y 0 deshabitadas.
- 5) Principal actividad económica, como fuente de ingreso de la población (señalar la más importante), primarias (agricultura, ganadería, silvicultura, caza y pesca) (X), secundarias (minería, extracción de petróleo y gas, electricidad, agua y construcción) ( ), terciarias (comercio, transporte, comunicaciones y servicios) ( )
- 6) Obras y servicios sociales realizados en la comunidad con participación de la población: educativas (X) salud ( X ) comunicaciones y vías de acceso (X) infraestructura y actividades recreativas ( ) centros de culto religioso ( ) otros ( ) especificar
- 7) Instancias en las que la comunidad toma decisiones: Asamblea comunitaria (X) grupos de personas interesadas ( ) por las autoridades y representantes locales (X) otras ( ) (especificar)\_\_\_\_\_
- 8) Tipo de servicio solicitado por la comunidad: agua potable ( X ) alcantarillado ( ) tratamiento de aguas residuales ( ) sanitarios ecológicos ( ); Tipo de obra: nueva ( ) ampliación ( ) rehabilitación ( ); en caso de rehabilitación, señalar las causas que la motivan.(escasez de agua potable)
- 9) Número de veces que se ha solicitado el servicio 1; fecha de la última solicitud, por acuerdo de la comunidad (X) por iniciativa de las autoridades y representantes ( X ) por iniciativa de integrantes de la comunidad ( )
- 10) ¿Existe sistema formal de agua potable? Si ( ) No ( x )  
La Venta (no)
  - 10.1) En caso negativo, lugar donde se obtiene el agua para uso y consumo humano?: Pozo ( ) manantial ( ) río o arroyo ( ) laguna ( ) cisternas pluviales ( ) otro ( ) especificar.
  - 10.2) ¿Quién se encarga del abasto del agua?: las mujeres ( ) los niños ( ) los hombres ( x )
- 11) ¿Existe red de alcantarillado?: si ( ) el 28.55% no (X) el 71.45%

11.1) Sitio de descarga de las aguas residuales: laguna de oxidación ( ) planta de tratamiento ( ) disposición en cuerpos receptores naturales apropiados (X) disposición en cuerpos receptores naturales no apropiados (X).

11.2) ¿Existen sanitarios en la comunidad?: no ( ) si (x) ¿cuántos?, Tipo de sanitario: seco de doble cámara elevada ( ) pozo negro (letrina tradicional) ( ) húmedo ( ) baño ( X )

12) Disposición de la comunidad de participar en el proyecto: dinero en efectivo para la construcción de la obra ( ) trabajo no remunerado (X) materiales de la región (x ) cubrir los costos de operación y mantenimiento del sistema o pago de los servicios ( X ) organizarse y capacitarse para la administración, la operación y el mantenimiento del sistema (X) asumir los compromisos que implica tener el servicio, mantener funcionando el sistema y asegurar su sostenibilidad (X) ninguna ( ).

13) Particularidades de la comunidad que habrán de ser consideradas en el proyecto.

Todas las Comunidades de la zona de estudio, de Jocotitlán tiene índice MEDIO de marginalidad de tipo disperso, donde la disponibilidad para la realización de la rehabilitación y ampliación de su sistema de agua potable es muy favorable.

14) Aportación o cuota mensual predeterminada para el pago del servicio a cubrirse por los usuarios, con base en la estimación de costos de operación y mantenimiento del sistema \$ Varia de entre 50 ó 100 pesos mensuales pero la tarifa del organismo operador es de 237.19 pesos con toma sin medidor y con toma con medidor el costo por metro cubico es de 113.60 pesos ver (anexo F)

15) Forma organizativa comunitaria pro-construcción de la obra, según costumbres y preferencias de la comunidad: Comité ( ) Patronato ( ) Junta Local ( ) Otra ( x ) especificar Organismo operador de Jocotitlán.

16) Número de integrantes de la forma organizativa:0

17) Los integrantes de la figura organizativa 0

18) Número de personas de la comunidad que se involucró en el diagnóstico participativo:

Hombres de 18 años o más 43  
Mujeres 18 años o más 26  
Personas menores de 18 años 0  
Total= 69

19) Dictamen de factibilidad social: **POSITIVO (X)** negativo ( )

Justificación:

Para el barrio de la Venta es importante tener un sistema de agua potable el cual le suministre agua durante las 24 horas.

Por lo tanto la importancia de tener un sistema integral y eficiente de agua potable para las localidades ubicadas en la zona de influencia del sistema de Agua Potable en Jocotitlán, se verá reflejado en la mejor calidad de vida de sus habitantes, ya que no tendrán que realizar gastos por agua en pipa, ni acarrearla por grandes distancias.

Se promoverá la participación y capacitación de los habitantes en el cuidado operación y mantenimiento de su sistema de agua potable para que este se mantenga funcionando de una manera óptima.



Por tal motivo consideramos que los formatos anteriores son los definitivos en razonamiento de los resultados y obtención de la información.

**Conclusiones:**

La Venta esta ubicada en la zona de influencia del sistema de Agua Potable en Jocotitlán, se puede determinar que las personas están totalmente de acuerdo de realizar las acciones para que se pueda lograr la rehabilitación y ampliación de su Sistema de agua potable, siendo necesaria la participación activa por parte de los habitantes que viven en esta área. Se puede deducir que los habitantes de la Comunidad tienen gran capacidad para llevar acciones comunes que beneficien a su localidad.

Así mismo cuando empiece a operar el Sistema de de agua potable el Organismo operador se compromete a dar mantenimiento y operación al Sistema antes mencionado.

Por todo lo anterior se determinó que los habitantes de La Venta están en la mejor disponibilidad de apoyar en la construcción de su sistema de agua potable.

**EMPRESA**

**NOMBRE Y FIRMA DEL PROMOTOR**

\_\_\_\_\_  
**ING. RENE SOTO CARMONA**

\_\_\_\_\_  
**ING. RENE SOTO CARMONA**

**ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA LA REHABILITACIÓN Y AMPLIACIÓN DE LA RED HIDRÁULICA DE LAS COMUNIDADES UBICADAS EN LA ZONA DE INFLUENCIA DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN EL MUNICIPIO DE JOCOTITLÁN**

**LOCALIDAD: LA VENTA  
MUNICIPIO: JOCOTITLÁN**

**1.- POBLACIÓN Y DEMANDA DE AGUA POTABLE**

NUMERO DE VIVIENDAS ACTUAL: 52

DISTANCIA MÁXIMA ENTRE LOS LIMITES DE LA POBLACION: 3500 **mts**

POBLACIÓN ACTUAL: **224**

POBLACION ESTIMADA AL AÑO 2023:325

DEMANDA DE AGUA ACTUAL (LPS) **0.35 LPS**

DEMANDA DE AGUA POTABLE FUTURA (LPS): **0.46LPS**

PRINCIPAL ACTIVIDAD ECONÓMICA: AGRICULTURA

INDICE DE MARGINALIDAD DEL MUNICIPIO: **MEDIA**

% DE POBLACIÓN SERVIDA (AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO)

<b>AGUA POTABLE</b>	<b>2%</b>
<b>ALCANTARILLADO</b>	<b>54.90%</b>
<b>SANEAMIENTO</b>	<b>0%</b>

**2.- INFRAESTRUCTURA EXISTENTE**

**A).- FUENTE DE ABASTECIMIENTO ACTUAL:**

GASTO SUMINISTRADO (LPS): **50 LPS**

TIPO DE FUENTE DE ABASTECIMIENTO **MANANTIAL “LAS FUENTES” Y POZO PROFUNDO**

OBSERVACIONES SOBRE LA FUENTE ACTUAL Y POTENCIAL

**B).- SISTEMA DE DESINFECCIÓN ACTUAL. DESINFECCIÓN PARCIAL POR CLORACION EN TANQUES**

**C).- EQUIPO DE BOMBEO**

NÚMERO DE UNIDADES 0 POTENCIA TOTAL (HP) 0

**D).- CONDUCCIÓN**

DIÁMETRO (MM/PLG) 0” MATERIAL PVC

LONGITUD (M) \_\_\_\_\_ **0** \_\_\_\_\_ CAPACIDAD \_\_\_\_\_ **0 l.p.s.** \_\_\_\_\_

**E).**- REGULACIÓN = 0

**F).**- RED DE DISTRIBUCIÓN

No DE TOMAS **0**

TIPO DE TOMAS **0**

HIDRANTES PÚBLICOS 0

**G).**- SANEAMIENTO

No DE DESCARGAS **0**

No DE FOSAS SEPTICAS 0

No DE LETRINAS 0

NO DE VIVENDAD SERVIDAS **0**

DISPOSICION FINAL DE LOS EFLUENTES: EN **BARRANCA SIN TRATAMIENTO**

OBSERVACIONES SOBRE LA OPERACIÓN Y ESTADO DE LAS INFRAESTRUCTURA  
**NO SE CUENTA CON UN SISTEMA EN FORMA.**

**CON RELACION AL ALCANTARILLADO SANITARIO, SE ENCUENTRA EN REGULAR ESTADO, FALTA MANTENIMIENTO Y LAS AGUAS NO SON TRATADAS ANTES DE VERTERLAS A SU DESTINO FINAL.**

**Q).-INFRAESTRUCTURA**

FUENTES EXISTENTES: LAS FUENTES EXISTENTES CUBRIRAN PARA EL HORIZONTE DE PROYECTO LA DEMANDA REQUERIDA.

DEPENDENCIA DICTAMINADORA DEL VOLUMEN Y CALIDAD DEL AGUA: COMISION

MONTO DE LA INVERSIÓN:

TOTAL

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

EJECUTOR DEL PROYECTO: ING. RENE SOTO CARMONA

NUEVAS TOMAS	52
HIDRANTES PÚBLICOS	0
NUEVAS DESCARGAS	0
NUEVAS LETRINAS	0
NUEVAS FOSOAS SEPTICAS	0
SISTEMA DE DESINFECCION DEL AGUA	CLORACION
DISPOSICIÓN DEL EFLUENTE	0
CONDUCCIÓN LA VENTA =0.66 L.P.S	
REGULACIÓN	LA VENTA = 7 M3
RED DE DISTRIBUCION LA VENTA	PROYECTO= 2432.02 ML
BOMBEOS: 1 LA VENTA	POTENCIA: 1 HP
RED DE ALCANTARILLADO	0

Nombre del promotor: Ing. RENE SOTO CARMONA

Firma \_\_\_\_\_

Empresa o dependencia: ING. RENE SOTO CARMONA

### **1.1.1-VISITA TECNICA MENOR DE 2,500 HABITANTES**

#### **Antecedentes :**

Debido a la solicitud hecha por los representantes de las comunidades de LA VENTA Municipio de Jocotitlán Estado de México. Referente a la construcción del sistema de agua potable de esta comunidad se iniciaron los trabajos de visitas en la comunidad en conjunto la comisión.

#### **Objetivo**

La visita técnica al sitio de los trabajos tiene como finalidad la identificación de la situación actual que guarda el servicio de agua potable en la comunidad la Venta Municipio de Jocotitlán, posteriormente con estos elementos poder identificar la soluciones probables para el diseño del sistema.

#### **Descripción de la visitas**

##### **(Descripción de los trabajos)**

En la cabecera municipal de Jocotitlán se reunieron el Director de Organismo Operador, el Ing. supervisor y el Ing. Proyectista para realizar la visita y el recorrido técnico.

#### **BARRIO LA VENTA**

##### **Descripción del sistema actual de agua potable**

Actualmente el barrio la Venta cuenta con un escaso servicio de agua potable el cual es proporcionado para la parte alta de la comunidad de Santa Maria Endare Municipio de Jocotitlán y para la parte de abajo por el organismo operador.

##### **Fuente de abastecimiento**

El sistema de la Cabecera Municipal de Jocotitlán, cuenta con dos principales fuentes de abastecimiento; el manantial denominado Las Fuentes y el pozo denominado pozo profundo, el manantial las Fuentes esta registrado con un gasto de 28 l.p.s soportándose con el documento de la concesión, del cual explotan actual mente 34 l.p.s., El pozo no se encuentra registrado o concesionado, de este se extraen 22 l.p.s.

##### **Líneas de conducción**

No se cuenta con línea de conducción

##### **Regulación**

Se tiene como tanques de regulación a los tanques Los Gigantes los cuales tienen una Cap.= 180 m<sup>3</sup> y 70 m<sup>3</sup>, ubicados en las coordenadas X=417868, Y=2180472 de los cuales se abastecerá la localidad de la Venta, el cual es de sección cuadrada su interior y de sección trapecial en su exterior hecho de mampostería con losas y pisos de concreto armado.

##### **Red de distribución**

No se cuenta con una red de distribución como tal solo se cuenta con una línea de distribución de 3" de FoGo derivada de los tanques Los Gigantes.

##### **Infraestructura Sanitaria**

No se encuentra con infraestructura sanitaria

### **1.3 DETERMINACION DE DATOS BASICOS**

#### **1.3. Determinación de Datos Básicos**

##### **1.3.1 Vida útil de las obras y periodo de diseño**

Atendiendo a lo anterior y a las recomendaciones contenidas en los capítulos anteriores y en los “Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable” emitido por la Comisión Nacional del Agua, referentes a la vida útil de las obras, en nuestro caso “Red de Agua Potable”, estimada de 15 a 30 años considerando la conveniencia se considerara un “Periodo de Diseño” de 15 años, es decir, que el proyecto tendrá una cobertura del año 2008 al año 2023.

##### **1.3.2 Población actual**

El crecimiento poblacional registrado a nivel municipal así como a nivel localidad, consignado en los censos decenales que ha realizado el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI), reporta las siguientes cifras:

Para el año de 1980, INEGI reporta una población municipal de 32,967 habitantes mientras que para la Venta 103 habitante.

El XI censo realizado en el año de 1990, reporta para el Municipio 39,077 habitantes mientras que para la Venta 170 habitantes.

En el Censo de Población y Vivienda, realizado en el año de 2000, el municipio tubo una población 51,979 habitantes mientras que para la Venta 196 habitantes.

Las cantidades hasta aquí descritas, se resumen en los dos cuadros siguientes, incluyéndose además el número de viviendas habitadas a la fecha de los censos así como el número de habitantes promedio por vivienda. Otro cuadro posterior, nos indica las tasas de crecimiento poblacional que a través de los años (de la información censal), se han registrado en el municipio de JOCOTILÁN ESTADO DE MEXICO.

## Información municipal

### EVOLUCION POBLACIONAL ESTADO DE MEXICO

Fuente	Año	población	No de viviendas	Hab/viv
VIII Censo	1960			
IX Censo	1970			
X Censo	1980	3,755,869		
XI Censo	1990	9,815,795		
Conteo	1995	10,318,750		
XII Censo	2000	13,096,686	2,893,357	4.53
Conteo	2005	14,007,495	3,105,875	4.51

### MUNICIPIO DE JOCOTITLÁN

Fuente	año	población	No de viviendas	Hab/viv
VIII Censo	1960	19,920		
IX Censo	1970	24,275		
X Censo	1980	32,967		
XI Censo	1990	39,077		
Conteo	1995	43,994		
XII Censo	2000	51,979		
Conteo	2005	55,403		4.41

### BARRIO LA VENTA

Fuente	año	población	No de viviendas	Hab/viv
VIII Censo	1960			
IX Censo	1970			
X Censo	1980	103		
XI Censo	1990	170		
Conteo	1995	196		
XII Censo	2000	196		
Conteo	2005	224		3.93

### 1.3.3.- Población de Proyecto

Para la población proyecto se utiliza los siguientes métodos que son los del manual de diseño de agua potable alcantarillado y saneamiento de la Comisión Nacional del Agua los cuales se explican en los capítulos anteriores.

#### Método de mínimos cuadrados

##### Ajuste lineal

##### Ajuste No-Lineal

##### a) Ajuste Exponencial

##### b) Ajuste Logarítmico

La proyección de la población abarca un periodo de 15 años de 2008 a 2023 y con base en este dato se calculará los gastos de diseño para el sistema.

DATOS GENERALES	
DOCUMENTO:	PROYECCION DE LA POBLACION
LOCALIDAD:	JOCOTITLAN
MUNICIPIO:	JOCOTITLAN
AÑO DE PUESTA EN OPERACIÓN:	2008
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS):	15
HORIZONTE DE PROYECTO:	2023

PROYECCION DEL MUNICIPIO DE JOCOTITLAN					
AÑO	DATOS CENSALES	POBLACION PROYECTADA			
		LINEAL	EXPONENCIAL	LOGARITMICO	POTENCIAL
		P=a+bt	P=ae <sup>bt</sup>	P=a+b (ln(t))	P=atb

(t)	HABITANTES (P)	LINEAL	EXPONENCIAL	LOGARITMICO	POTENCIAL
1960	19,920	17,535	19,823	17,489	19,791
1970	24,275	25,584	25,010	25,606	25,022
1980	32,967	33,632	31,554	33,681	31,598
1990	39,077	41,680	39,811	41,716	39,855
1995	43,994	45,704	44,718	45,719	44,741
2000	51,979	49,728	50,229	49,711	50,211
2005	55,403	53,752	56,419	53,693	56,334
2006		54,557	57,746	54,488	57,643
2007		55,362	59,104	55,283	58,983
2008		56,167	60,494	56,078	60,352
2009		56,971	61,917	56,872	61,753
2010		57,776	63,373	57,665	63,185
2011		58,581	64,863	58,459	64,650
2012		59,386	66,388	59,252	66,149
2013		60,191	67,949	60,044	67,681
2014		60,996	69,547	60,836	69,248
2015		61,800	71,183	61,628	70,850
2016		62,605	72,857	62,419	72,489
2017		63,410	74,570	63,210	74,164
2018		64,215	76,324	64,001	75,878
2019		65,020	78,118	64,791	77,630
2020		65,825	79,956	65,581	79,422
2021		66,629	81,836	66,370	81,254
2022		67,434	83,760	67,159	83,128
2023		68,239	85,730	67,948	85,043

AJUSTE LINEAL			AJUSTE EXPONENCIAL			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE POTENCIAL		
N=	4		a=	2.61E-25		a=	-73334		a=	2.79E-202	
Σti=	7970		b=	0.03098		b=	9675.62		b=	61.76	
ΣPi=	693										
a=	-9498.038462										
b=	4.9										
LINEAL			EXPONENCIAL			LOGARITMICO			AJUSTE POTENCIAL		
ti*Pi	ti <sup>2</sup>	Pi <sup>2</sup>	ti*ln(Pi)	ln(Pi)	(ln(Pi)) <sup>2</sup>	(ln(ti))*Pi	ln(ti)	ln(ti) <sup>2</sup>	ln(ti)	ln(Pi)	ln(ti)*ln(Pi)
203940	3920400	10609	9176.763397	4.634728988	21.48071279	781.8577687	7.590852124	57.62103596	7.590852124	4.634728988	35.18154238
338300	3960100	28900	10220.23889	5.135798437	26.37642559	1291.301286	7.595889918	57.69754364	7.595889918	5.135798437	39.01095957
391020	3980025	38416	10529.83875	5.278114659	27.85849436	1489.286269	7.598399329	57.73567237	7.598399329	5.278114659	40.10522289
449120	4020025	50176	10850.35033	5.411646052	29.28591299	1703.161452	7.60339934	57.81168152	7.60339934	5.411646052	41.14690602
0	4024036	0	#NUM!	#NUM!	#NUM!	0	7.603897969	57.81926432	7.603897969	#NUM!	#NUM!
0	4028049	0	#NUM!	#NUM!	#NUM!	0	7.604396349	57.82684383	7.604396349	#NUM!	#NUM!
0	4032064	0	#NUM!	#NUM!	#NUM!	0	7.604894481	57.83442006	7.604894481	#NUM!	#NUM!
1382380	15880550	128101	40777.19137	20.46028814	105.0015457	5265.606775	30.38854071	230.8659335	30.38854071	20.46028814	155.4446309



DATOS GENERALES						
DOCUMENTO:		PROYECCION DE LA POBLACION				
LOCALIDAD:		LA VENTA				
MUNICIPIO:		JOCOTITLAN				
AÑO DE PUESTA EN OPERACIÓN:		2008				
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS):		15				
HORIZONTE DE PROYECTO:		2023				
PROYECCION DE LA LOCALIDAD LA VENTA						
AÑO	DATOS CENSALES	POBLACION PROYECTADA				COMPARACION
		LINEAL	EXPONENCIAL	LOGARITMICO	POTENCIAL	
		$P=a+bt$	$P=ae^{bt}$	$P=a+b \ln(t)$	$P=atb$	
	HABITANTES					
(t)	(P)					
1980	103	113	113	112	113	
1990	170	161	154	161	154	
1995	196.00	185	180	185	180	
2005	224.00	234	245	234	245	
2006		239	253	239	253	
2007		244	261	244	261	242
2008		248	269	248	269	247
2009		253	278	253	277	253
2010		258	286	258	286	259
2011		263	295	263	295	265
2012		268	305	268	304	271
2013		273	314	272	314	277
2014		278	324	277	323	284
2015		282	334	282	333	290
2016		287	345	287	344	297
2017		292	356	292	354	304
2018		297	367	296	365	311
2019		302	378	301	377	318
2020		307	390	306	388	325
2021		312	403	311	401	333
2022		316	415	316	413	340
2023		321	428	320	426	348

AJUSTE LINEAL			AJUSTE EXPONENCIAL			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE POTENCIAL		
N=	7		a=	3.25E-16		a=	-12073074		a=	3.80E-148	
$\sum ti=$	13900		b=	0.02324		b=	1594913.81		b=	46.08	
$\sum Pi=$	267.615										
a=	-1559909.758										
b=	804.8										
LINEAL			EXPONENCIAL			LOGARITMICO			AJUSTE POTENCIAL		
$ti \cdot Pi$	$ti^2$	$Pi^2$	$ti \cdot \ln(Pi)$	$\ln(Pi)$	$(\ln(Pi))^2$	$(\ln(ti)) \cdot Pi$	$\ln(ti)$	$\ln(ti)^2$	$\ln(ti)$	$\ln(Pi)$	$\ln ti \cdot \ln Pi$
39043200	3841600	396806400	19402.97988	9.899479531	97.99969499	151007.5391	7.580699752	57.46700873	7.580699752	9.899479531	75.04498203
47821750	3880900	589275625	19891.48852	10.09720229	101.9534941	184145.0236	7.585788822	57.54419205	7.585788822	10.09720229	76.59524429
65274660	3920400	1086823089	20598.45943	10.40326234	108.2278673	250247.622	7.590852124	57.62103596	7.590852124	10.40326234	78.96962603
77763230	3960100	1527011929	21040.84578	10.57328934	111.7944474	296824.5903	7.595889918	57.69754364	7.595889918	10.57328934	80.31354188
87768030	3980025	1935472036	21330.15804	10.69180854	114.3147699	334283.9801	7.598399329	57.73567237	7.598399329	10.69180854	81.24063084
103958000	4000000	2701816441	21717.19014	10.85859507	117.9090869	395087.3089	7.60090246	57.7737182	7.60090246	10.85859507	82.53512197
111083015	4020025	3069492409	21899.38999	10.92238902	119.298582	421251.1336	7.60339934	57.81168152	7.60339934	10.92238902	83.04728549
532711885	27603050	11306697929	145880.5118	73.44602613	771.4979426	2032847.198	53.15593174	403.6508525	53.15593174	73.44602613	557.7464325

METODO DE CRECIMIENTO POR COMPARACION LA VENTA						
AÑO	POBLACION HISTORICA DEL ESTADO	POTENCIAL	TASA DE CRECIMIENTO		POBLACION HISTORICA LOCALIDAD	PROYECCION DE LA POBLACION DE LA LOCALIDAD
			i(%)	PERIODO		
1960	19,920	19,791	1.9969%	1960a1970		
1970	24,275	25,022	3.1079%	1970a1980		
1980	32,967	31,598	1.7148%	1980a1990	103	
1990	39,077	39,855	2.3987%	1990a1995	170	
1995	43,994	44,741	3.3920%	1995a2000	196	
2000	51,979	50,211	1.2841%	2000a2005	224	224
2005	55,403	56,334	4.0439%	2005a2006		227
2006		57,643	2.3233%	2006a2007		236
2007		58,983	2.3221%	2007a2008		242
2008		60,352	2.3209%	2008a2009		247
2009		61,753	2.3197%	2009a2010		253
2010		63,185	2.3186%	2010a2011		259
2011		64,650	2.3174%	2011a2012		265
2012		66,149	2.3162%	2012a2013		271
2013		67,681	2.3151%	2013a2014		277
2014		69,248	2.3139%	2014a2015		284
2015		70,850	2.3128%	2015a2016		290
2016		72,489	2.3116%	2016a2017		297
2017		74,164	2.3104%	2017a2018		304
2018		75,878	2.3093%	2018a2019		311
2019		77,630	2.3081%	2019a2020		318
2020		79,422	2.3070%	2020a2021		325
2021		81,254	2.3058%	2021a2022		333
2022		83,128	2.3047%	2022a2023		340
2023		85,043				348

#### 1.3.4.- Resultados de la Proyección

Usando el método de mínimos cuadrados El método potencial fue el establecido como el más adecuado para la proyección Municipal, para la Venta fue el logarítmico fueron los que presentaron un coeficiente de correlación más cercano a la unidad por lo cual los consideramos como los adecuados.

A continuación se muestra el cálculo del coeficiente de correlación "r"

#### PROYECCION DEL MUNICIPIO DE JOCOTITLÁN

COEFICIENTE DE CORRELACION "r"			
LINEAL P=a+bt	EXPONENCIAL P=ae <sup>bt</sup>	LOGARITMICO P=a+b (ln(t))	POTENCIAL P=a+b (ln(t))
0.988154	0.997188	0.987746	0.997211
MAXIMO VALOR DE "r"		0.9972111	POTENCIAL

COEFICIENTE DE CORRELACION "r"			
LINEAL P=a+bt	EXPONENCIAL P=ae <sup>bt</sup>	LOGARITMICO P=a+b (ln(t))	POTENCIAL P=a+b (ln(t))
0.975963	0.949775	0.976415	0.950426
MAXIMO VALOR DE "r"		0.9764151	LOGARITMICO
PROYECCION DE LA LOCALIDAD LA VENTA			

### 1.3.5.- Dotación de Agua Potable

Actualmente la Venta tienen el servicio de abastecimiento de agua potable. La fuente de abastecimiento es el manantial la fuentes con un gasto de 28 l.p.s. y el pozo profundo con un gasto de 22 l.p.s. que alimenta al tanque cárcamo llamado Semana.

La proyección de la demanda de agua potable se realizó para los sectores domésticos, considerándose un solo estrato socioeconómico.

Las demandas se afectaron por el porcentaje de pérdidas físicas (agua no contabilizada) en el sistema, basado en estimaciones con un valor desde el 20% al 15%, ya que el sistema planteado será completamente nuevo. Se obtuvo también el gasto, que cuantifica la variación máxima diaria y el gasto máximo horario, para considerar un margen de seguridad, por concepto de usos y costumbres en el consumo del vital líquido. Los coeficientes recomendados por la CNA, para la obtención de los mencionados gastos en comunidades rurales son de 1.4 y 1.55 respectivamente. Asimismo se obtuvo la capacidad de regulación que se requiere para cubrir la ley de demandas horarias de agua, considerando un abastecimiento a la comunidad durante las 24 horas. El cálculo de la demanda se realizó por año, hasta el año 2023 y los resultados se muestran a continuación.

#### Coeficientes de variación diaria y horaria

Concepto	Valor
Coeficientes de variación diaria (CVd)	1.4

Coeficientes de variación horaria (CVh) 1.55

Tomando en cuenta lo anterior, para la evaluación de los gastos de aguas consideramos adecuado adoptar el consumo para agua potable de 100 litros por habitante por día indicado en las normas de la CNA, por estar dentro del clima templado y pertenecer a la clase media por lo tanto nos da un consumo de 100 (l/hab/día), considerando las pérdidas y los servicios públicos que se considera de 20 % quedando una dotación de 125 de l/h/día. La cual se obtuvo de la siguiente forma.

TABLA 16	CONSUMO DOMESTICO PER CAPITA		
	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONOMICA(l/hab/día)		
CLIMA	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
CALIDO	400	230	185
SEMICALIDO	300	205	130
TEMPLADO	250	195	100

$$DOTACION = \frac{CONSUMO DOMESTICO PERCAPITA}{1 - \frac{PERDIDAS}{100}} = L / H / D$$

$$DOTACION = \frac{100}{1 - \frac{20}{100}} = 125L / H / D$$

## GASTOS DE DISEÑO

Los gastos de diseño se calcularon de la siguiente forma:

Gasto medio diario (Q<sub>m</sub>): es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

$$Q_{med} = \frac{Pob \times Ap}{86,400}$$

Donde:

Q<sub>med</sub> = Gasto medio, en lps

Pob = Población, en habitantes

Ap = Aportación de aguas negras, en l/hab/día

$$Q_{med} = \frac{325 \times 125}{86,400} = 0.47 \text{ lt/seg}$$

### Gasto máximo diario:

$$Q_{maxd} = Q_{med} \times CVd$$

$$Q_{maxd} = 1.4 \times 0.47 = 0.66 \text{ lt/seg}$$

### Gasto máximo horario:

$$Q_{maxh} = Q_{maxd} \times CVh$$

$$Q_{maxd} = 1.55 \times 0.66 = 0.66 \text{ lt/seg}$$

Dotacion= 125	<b>l/hab/día</b>
Coefficiente de variación diaria	1.4 <b>l/hab/día</b>
Coefficiente de variación horaria	1.55 <b>l/hab/día</b>

PROYECCION DE LA DEMANDA LA VENTA										
AÑO	POBLACION	CONSUMO	PERDIDAS	DOTACION	DEMANDA		Qmed.d	Qmax.d	Qmax.H	VOL.REG.
					M3/Año	M3/Día	l.p.s			
		l/hab/día	l/hab/día	l/hab/día						
2006	239	100	20	125	10,889.97	29.8355	0.3453	0.48	0.75	5.318
2007	244	100	20	125	11,109.98	30.4383	0.3523	0.49	0.76	5.425
2008	248	100	20	125	11,329.88	31.0408	0.3593	0.50	0.78	5.533
2009	253	100	20	125	11,549.67	31.6429	0.3662	0.51	0.79	5.640
2010	258	100	20	125	11,769.35	32.2448	0.3732	0.52	0.81	5.747
2011	263	100	20	125	11,988.92	32.8464	0.3802	0.53	0.82	5.855
2012	268	100	20	125	12,208.39	33.4476	0.3871	0.54	0.84	5.962
2013	272	100	20	125	12,427.74	34.0486	0.3941	0.55	0.86	6.069
2014	277	100	20	125	12,646.99	34.6493	0.401	0.56	0.87	6.176
2015	282	100	20	125	12,866.12	35.2497	0.408	0.57	0.89	6.283
2016	287	100	20	125	13,085.15	35.8497	0.4149	0.58	0.90	6.390
2017	292	100	20	125	13,304.07	36.4495	0.4219	0.59	0.92	6.497
2018	296	100	20	125	13,522.88	37.049	0.4288	0.60	0.93	6.604
2019	301	100	20	125	13,741.58	37.6482	0.4357	0.61	0.95	6.710
2020	306	100	20	125	13,960.18	38.2471	0.4427	0.62	0.96	6.817
2021	311	100	20	125	14,178.66	38.8456	0.4496	0.63	0.98	6.924
2022	316	100	20	125	14,397.04	39.4439	0.4565	0.64	0.99	7.031
2023	320	100	20	125	14,615.31	40.0419	0.4634	0.65	1.01	7.137

### 1.3.6.- Datos de proyecto

Se presentan a continuación en forma resumida, los datos básicos de proyecto que regirán la elaboración del sistema de Agua Potable de la Venta en JOCOTITLÁN ESTADO DE MEXICO.

#### DATOS DE PROYECTO LA VENTA

Población último censo oficial (2005):-----	224	Habitantes
Población de proyecto (2023):-----	325	habitantes
Dotación de agua potable:_____	125	l/hab/día
Q medio diario:_____	0.47-lps	
Q máximo diario:_____	0.66-lps	
Q máximo horario:_____	1.02-lps	
Coeficiente de variación diaria:_____	1.4	
Coeficiente de variación horaria:_____	1.55	
Fuente de abastecimiento:_____	Manantiales LAS FUENTES	
Conducción proyecto:_____	Gravedad y bombeo	
Regulación:_____	Proyecto	10 M3
Distribución:_____	Gravedad	

## **2. ESTUDIOS BÁSICOS DE CAMPO**

### **2.1 Levantamiento de Poligonal abierta**

Se realizó el levantamiento de 6 poligonales abiertas, como sigue:

- ❖ Línea de conducción la Venta del tanque los Gigantes al tanque Cárcamo y del tanque cárcamo a tanque de regulación. Con una longitud total de 3+579.25
- ❖ Red de distribución, la cual quedo conformada por las poligonales.
- ❖ Ramal n°1 la Venta 0+105.04
- ❖ Ramal n°2 la Venta 0+291.96
- ❖ Ramal n°3 la Venta 0+070.80
- ❖ Ramal n°4 la Venta 0+101.56

### **2.2 Nivelación de Perfil de poligonal**

La nivelación de perfil de poligonal se realizó de la siguiente manera:

Líneas de conducción a cada 20 m, en una longitud de 3.57 km

Red de distribución a cada 100 m, en una longitud de 6.38 km

### **2.5 Poligonal cerrada**

No se realizó ninguna poligonal cerrada

### **2.6 Levantamiento de detalle**

Se realizaron 2 levantamientos de detalle con curvas de nivel a cada 0.50m, que son los siguientes:

- ❖ En el sitio del tanque cárcamo
- ❖ En el sitio en donde se construirá el Tanque de regulación de proyecto de 20 m<sup>3</sup>. de la Venta

### **2.10 Pozo a cielo abierto.**

Se realizo la excavación de 2 pozo a cielo abierto ubicados en el trayecto del sistema y del camino por donde pasara la línea de conducción y la red de distribución

Las dimensiones del pozo son las siguientes: de 2 m x 2 m y con una profundidad de 2.5 m encontrando el siguiente tipo de material, después de retirar la superficie intemperizada (10 cm.):

Se encontraron suelos a base de Limo, color café, medianamente compacto (tobas) las cuales se muestran a continuación.

Posteriormente se encontraron suelos a base de Arena de media a gruesa con limo arcilloso color café

Por último y a una profundidad de promedio de 1.60 m y hasta los 2.50 m se encontraron suelos a base de arena de fina a media con limo arcilloso, color café.

La clasificación determinada para el tipo de suelo encontrado es 35-35-30, lo que significa que encontramos 35% de suelos tipo "A", 35% de suelos tipo "B". 30% de suelos tipo "C".

La clasificación geológica determinada es del tipo I, II, III.

Clasificación de formaciones Geológicas:

TIPO I	TIPO II	TIPO III
Arcilla	Areniscas	Rocas ígneas extrusivas
Limo	Conglomerados	Rocas ígneas intrusivas
Arena	Brechas	Cursitas
Grava	Lutitas	Cantos rodados
Tobas (redepositadas)	Pizarras	Boleos inestables
Depósitos	Calizas	Aglomerados volcánicos
Lacustre	Dolomitas	
Pómez	Rocas Ígneas	
Lapilli	Rocas metamórficas	
Cenizas	Tobas	
Volcánicas	Tezontle	

POZO N°1

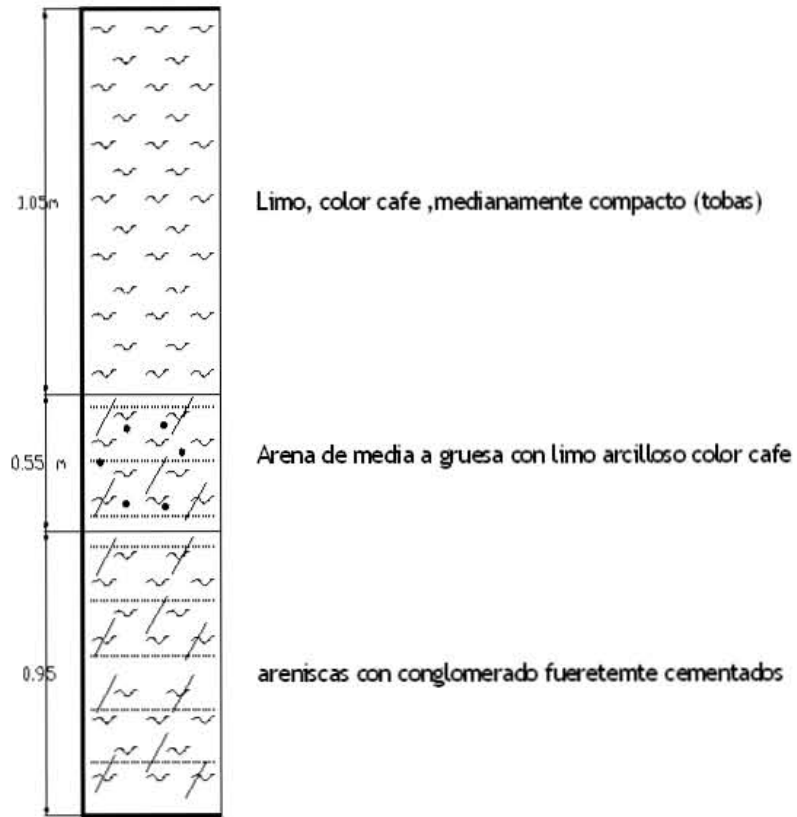
TITULO : PERFIL ESTATIGRAFICO



SONDEO N° 1

POZO N° 2

TITULO : PERFIL ESTRATIGRAFICO



SONDEO N° 2



### **3.1. - Fuentes de abastecimiento.**

Las localidades La Venta municipio de Jocotitlán estado de México, se abastece de un manantial denominado Fuentes y el pozo denominado pozo profundo, el manantial las Fuentes esta registrado con un gasto de 28 l.p.s soportándose con el documento de la concesión, del cual explotan actualmente 34 l.p.s., El pozo no se encuentra registrado o concesionado, de este se extraen 22 l.p.s.

Estas fuentes se continuaran aprovechando para este proyecto y se localizan hacia el sur de la localidad con

### **3.3. - Estación de bombeo**

Existirá una estación de bombeo en el tanque cárcamo enviara el gasto del Tanque Cárcamo al Tanque de Regulación de proyecto con un gasto de 0.66 l.p.s

El proyecto Ejecutivo de esta planta se encuentra como anexo en este informe (diseño electromecánico)

### **3.4. - Proyecto ejecutivo de línea de conducción**

#### **3.4.1. - Línea de conducción del Tanque los Gigantes al Tanque Cárcamo.**

Esta línea de conducción será por gravedad del Tanque los Gigantes al tanque Cárcamo de proyecto El desnivel total es de 39 metros desde el Tanque los Gigantes hasta el tanque Cárcamo, la longitud de esta línea será de 2721.38 m

Para su análisis se considero el diámetro de 1 ½' de diámetro de polietileno de alta densidad. Variando sus capacidades de carga (RD) desde RD 17 hasta RD 11, en este punto se tubo que decidir por la tubería de 1 ½' de diámetro aunque no cumple con las normas de la CONAGUA del diámetro mínimo es de 2" de diámetro si utilizamos el diámetro de 2" de diámetro no cumplimos tampoco con la velocidad mínima permisible que es de 0.3 m/s por lo tanto se decidió a utilizar la de 1 ½' de diámetro

#### **Ver capitulo V.-REALIZACION DEL PROYECTO EJECUTIVO**

Las velocidades permisibles están gobernadas por las características del material del conducto y la magnitud de los fenómenos hidráulicos transitorios. Existen límites tanto inferiores como superiores. La velocidad máxima será aquella con la cual no deberá ocasionarse erosión. La velocidad mínima de escurrimiento será de 0.3 m/s, para evitar el asentamiento de las partículas que van suspendidas en el fluido.

La velocidad máxima permisible para evitar erosión, en las diferentes tuberías, se indica en la tabla siguiente

## VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE

TIPO DE TUBERÍA	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm. de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 60 cm. de diámetro o mayores	3.5
Concreto presforzado	3.5
Asbesto cemento	5.0
Acero galvanizado	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimiento	5.0
P.V.C. (policloruro de vinilo)	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

La línea de conducción contará con dos válvulas de admisión y expulsión de aire que de acuerdo a las válvulas APCO, se requiere de dos válvulas de admisión y expulsión de 1" de diámetro, se anexa tabla de selección (de acuerdo al fabricante es la adecuada). Así mismo, una estructura de desagüe de la propia línea.

El cálculo de la misma se muestra en cuadros anexos que incluyen el cálculo de las pérdidas y el cálculo de la línea piezométrica.

### 3.4.2. - Línea de conducción del Tanque Cárcamo al Tanque De regulación.

Esta línea de conducción inicia en el tanque cárcamo, que incorporará a la planta de bombeo un gasto de 0.66 l.p.s, este tramo se diseño en una longitud de 1126.37 m, con tubería de polietileno de alta densidad, RD-11,13.5, 17 considerando tubería de 1 1/2" de diámetro.

El desnivel total a vencer es de 69.79 metros desde el tanque cárcamo hasta el tanque de regulación de 20 m<sup>3</sup> de capacidad.

La línea de conducción contará con una válvula de admisión y expulsión de aire que de acuerdo a las válvulas APCO, se requiere de una válvula de admisión y expulsión de 1" de diámetro, se anexa tabla de selección (de acuerdo al fabricante es la adecuada).

El cálculo del diámetro más económico se presenta en hoja anexa, así como el cálculo hidráulico de las mismas se muestra en cuadros anexos que incluyen el cálculo del golpe de ariete para los diferentes RD a lo largo de la línea.

Para el cálculo se consideró la altura del tanque y las pérdidas por la válvula de flotador que de acuerdo al diagrama también anexo, resultan de 15.00 metros, así mismo se tiene pérdidas en la línea de conducción de 9.95 metros, que se indican en los cuadros correspondientes.

### 3.5. - Regularización

De acuerdo a los datos básicos de proyecto se requiere de una capacidad total de regularización de  $0.66 \times 11 = 7.26$  m<sup>3</sup>. Se propuso construir un tanque de 20 m<sup>3</sup> de capacidad y de concreto reforzado.

El tanque de proyecto será de concreto. Las dimensiones del tanque regulador, serán de 3.0 x 3.0 y 2.60 m de altura, considerando un bordo libre de 0.60 metros.

Las piezas especiales de la fontanería para este tanque serán de Fo Go, la tubería será de 1 1/2" de diámetro para la llegada y tubería de Fo. Go. De 2" para la salida.

### **3.6. - Diseño de la red de distribución**

Se realizo el análisis de la red de distribución La Venta.

La red de distribución la Venta tiene una totalidad de 2432.02 ml la cual es la totalidad de la tubería que será tendida físicamente la cual incluye las madrinas, la red esta formada a base de cinco líneas abiertas, que se alimentaran del tanque de regulación de proyecto la venta. Para la obtención de los gastos se obtuvo por unidad de longitud de cada línea abierta.

La longitud total que se utilizo para el análisis es la longitud de servicio la cual es de 2288.61 m que dividiendo el gasto máximo horario 1.02 lps entre la longitud total nos dio un valor unitario por metro lineal de 0.000445 l.p.s/ml. El cual se utilizó para cada línea de servicio y se acumulo longitud total para acumular los gastos de acuerdo a la longitud de cada línea y a la numeración de nodos acuerdo a las tablas de cálculo que se presentan como anexos así como en los planos de proyecto

Con las longitudes de cada línea se obtuvieron sus gastos se realizo el calculo hidráulico considerando todas las líneas por gravedad.

El calculo de los gastos así como el cálculo hidráulico se muestran en los cuadros anexos a este capítulo, así como los diámetros y velocidades consideradas. La tubería en su totalidad será de polietileno de alta densidad RD 21 y RD 17

La longitud total de la red que será tendida es de 2432.02 metros de los cuales 2291.12 fue tubería con diámetro de 2", 140.90m de 1 ½" que corresponde a las madrinas.

Debido a la topografía se requiere de 1 cajas rompedoras de presión en toda la red.

### **3.7. - Cajas rompedoras de presión**

Debido a la topografía del terreno se requieren cajas rompedoras de presión que servirán para disminuir la presión cuando se tengan cargas estáticas mayores a los 50 metros.

Las cajas tendrán la entrada y salida con tubería de 2" y la fontanería será de tubería de fierro galvanizado con una válvula de flotador para el cierre automático. Así mismo contarán con tubo de demasías y de desagüe del mismo material. El nivel del agua máximo dentro de la caja es de 1 metro con muros de mampostería y las losas de piso y techo serán de concreto reforzado.

## **SISTEMA DE AGUA POTABLE LA VENTA MUNICIPIO DE JOCOTITLÁN ESTADO DE MÉXICO**

### **MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO**

El diseño, construcción y operación (durante la vida útil) de un proyecto de ingeniería son etapas cruciales en la consecución de los objetivos del proyecto. En nuestro caso un buen diseño de la red de distribución no garantiza el buen funcionamiento hidráulico de la misma, dado que se deben tener cuidados especiales durante la construcción y la operación del sistema de abastecimiento para que se cumpla con los objetivos de diseño. Por esta razón, se anexan importantes recomendaciones sobre la operación de la red, señalando aquellas en las cuales el uso de los modelos de simulación del funcionamiento hidráulico puede ser de gran utilidad.

### **RECOMENDACIONES DE OPERACIÓN**

La operación de la red se refiere a todas aquellas actividades que se realizan para que la red brinde un servicio eficiente (calidad requerida, cantidad suficiente y presión adecuada) y continuo a los usuarios, durante la vida útil del sistema. En la operación de la red se incluye el mantenimiento tanto preventivo como correctivo que deba realizarse para mantener a la red en buenas condiciones de operación.

En el diseño de una red de distribución se considera el período de vida útil de los diversos componentes de la red y de las proyecciones a futuro de la demanda ejercida al sistema. Sin embargo, las condiciones para las cuales se diseño el proyecto pueden cambiar al cabo de cierto tiempo por deterioro del sistema, demandas no consideradas, alteraciones en las políticas de operación, ampliaciones de la red, etc. Debido a lo anterior se recomienda llevar a cabo actividades operativas encaminadas a la recopilación de información, diagnóstico de operación, y solución de problemas del sistema. Las actividades anteriores pueden ser realizadas y planeadas más fácilmente si se cuenta con un módulo calibrado que pueda predecir el comportamiento de la red bajo condiciones normales o anormales de operación.

#### **Recopilación de Información.**

La información sobre las características físicas y operativas del sistema es importante para cuestiones de análisis de funcionamiento, determinación de la causa de fallas y toma de decisiones en la corrección de problemas. Por tal motivo debe ser recopilada y actualizada constantemente. La recopilación de información se refiere a llevar y actualizar constantemente registros de:

#### **1).-Información General**

La información topográfica permite comprender el funcionamiento hidráulico del sistema y detectar zonas potenciales de baja presión, instalación de tanques, etc.

Los planos que son elaborados durante el diseño y construcción, deben ser actualizados cuando se realicen mejoras o reparaciones o ampliaciones de sistema y se utilizaran para señalar la ubicación y descripción física de la red y sus componentes (tipos y tamaños de tuberías, válvulas y conexiones, tanques, etc.). Adicionalmente pueden asentarse en una bitácora fechas de instalación de tuberías, ubicación de quejas (baja presión, mala calidad del agua, etc.).

2).- Consumos (Alertan para detectar y corregir fugas, desperdicios o consumos no autorizados):

Se deben realizar inspecciones y pruebas a los medidores ya que influyen en la cobranza y medición de los consumos.

Los consumos mínimos diarios se presentan en las primeras horas de la mañana y se considerara anormal si el consumo es del 30 al 40% del consumo promedio diario.

3).- Capacidad de Conducción (permite verificar el correcto funcionamiento hidráulico de la red):

De manera visual verificar si las presiones, gastos, velocidades y pérdidas de carga varían y tratar de identificar las causas registrando en la bitácora esas observaciones.

4).-Operación de válvulas y tanques (para verificar su eficiencia de operación):

Periódicamente realizar la apertura y cierre de las válvulas para evitar que su funcionamiento se afecte y su duración sea mayor.

Ver si la presión de operación en las válvulas reguladoras no varia, lo que sería indicativo de un mal funcionamiento de estas, lo que indicaría un posible reemplazo.

Verificar si existen fluctuaciones en el tanque de regulación, para verificar variaciones en el consumo y la posible necesidad de un bombeo mayor o menor.

### **5.- Pérdidas de agua en la red (Para su detección y corrección):**

Las fugas usualmente no son visibles, por lo que será difícil su detección, sin embargo si se detecta alguna. Se deberá registrar la información sobre la ubicación, material y tipo de unión del tubo, así como por el tipo de fuga (fisura diametral o longitudinal, corrosión, fuga en unión, tubo triturado, etc.) y su causa. Permite analizar tendencias, es decir, por ejemplo fallas potenciales de tuberías de determinado material, sistema de unión, edad, procedimiento de instalación, tipo de relleno en zanjas, etc.

### **6.-Reparaciones o sustituciones de componentes de la red:**

Se reportara al Comité las fugas mediante reporte para que este a su vez de instrucciones al personal asignado para su pronta reparación o sustitución, es conveniente anexar fechas, causas del daño, método de reparación o sustitución, etc. Puede ser necesario analizar tubos extraídos para determinar las causas del daño.

7.- Calidad del agua (Puede afectar al sistema de distribución o ser afectada por el mismo y da indicios sobre fuentes de contaminación) en:

Fuentes.

Tanques de regulación

Tomas domiciliarias.

## **SOLUCIÓN DE PROBLEMAS**

En la solución de problemas se determinan las acciones necesarias para evitar o corregir los problemas presentados.

### **Entre las soluciones se encuentran:**

1.- Operación mejorada: Operación periódica de válvulas, baja presión en la red y calidad eficiente del agua.

2.- Mantenimiento preventivo rutinario: Limpieza, prueba y adecuación de los componentes del sistema por lo menos 2 veces al año, para que operen con máxima eficiencia evitando fugas (válvulas, tanques, y tuberías), inhibición de la corrosión, desagüe en puntos clave, etc.

3.- Mantenimiento correctivo: Reparación o reemplazo de componentes dañados, detección y reparación de fugas.

4.- Adiciones: Cloración (evita crecimientos bacterianos), etc.

A continuación se describen las actividades básicas que deben realizarse por parte de los operadores en el proceso de operación y mantenimiento del sistema de agua potable, describiendo las actividades específicas que deben hacerse en cada componente.

## **FUENTE DE ABASTECIMIENTO**

### **Limpieza del área**

Debe mantenerse limpia el área de la obra de captación, para evitar que crezca hierba silvestre y prevenir que se desarrollen animales. Mínimo tres veces por año debe realizarse.

### **Identificación de fugas**

Se debe revisar que no existan fugas en la caja de captación, en caso de detectar alguna, avisar inmediatamente al Comité de Agua Potable.

Cuidar que el área siempre este visible, de tal forma que no parezca un sitio abandonado.

Cuidar que los animales domésticos (vacas, caballos, burros, perros, cerdos) entren al área de la obra para evitar que la dañen.

### **LÍNEA DE CONDUCCIÓN**

Recorridos a lo largo del trazo para detectar fugas; en caso de encontrar alguna debe reportarse al Comité para su reparación. Esta revisión debe hacerse una vez al mes.

Cuando de note disminución del flujo, es muy probable que exista una fuga a lo largo de la línea; debe buscarse y repararse.

Dar mantenimiento a las válvulas de admisión y expulsión de aire, (retiro, lavado y aplicación de pintura), por lo menos 2 veces al año.

Dar mantenimiento a los desagües, abriendo las válvulas, lavarlos (por lo menos una vez al mes) y pintándolos cada 6 meses.

## **TANQUE DE REGULACIÓN.**

En el tanque de regulación es donde es tiene más actividad, ya que aquí debe mantenerse en buen estado la estructura y efectuar la desinfección del agua.

Las actividades son las siguientes:

Los accesorios (tuberías, válvulas, etc) deben mantenerse en buen estado, debidamente limpios, pintados y engrasados, para facilitar su operación.

El sitio debe mantenerse limpio, la cerca perimetral siempre visible y libre de maleza.

Revisar constantemente toda la estructura para identificar posibles grietas y reportarlo inmediatamente para tomar las medidas necesarias, ya que implica una falla en la estructura.

Realizar la desinfección (cloración), solicitando a la COMISION los insumos necesarios.

Uno de los propósitos del tanque es de realizar la desinfección del flujo de agua utilizando la solución de cloro, este entra en contacto con el agua por medio de goteo (la dosificación varia de acuerdo al gasto).

La aplicación del cloro será por goteo.

## **ACTIVIDADES DEL OPERADOR.**

Asegurar que la compra, preparación y regulación del cloro aplicado, corresponda a las indicadas por el Organismo Operador Estatal, y mantener en buen estado el sistema de cloración.

## **SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN**

Realizar control de fugas, realizando recorridos periódicos para su detección.

Realizar la apertura y cierre de las válvulas de las cajas de operación de las válvulas de seccionamiento, limpiando estas por lo menos cada mes y aplicando pintura cada 6 meses

Mantener en buenas condiciones las líneas de distribución, verificando que no existan roturas.

## **FUGAS**

Deben tenerse tuberías y piezas especiales de repuesto  
Control de modo de utilización del agua



**LINEA DE CONDUCCION A GRAVEDAD CALCULO HIDRAULICO DE LAS TUBERIAS  
LA VENTA , MUNICIPIO DE JOCOTILÁN, ESTADO DE MÉXICO.”**

TRAMO INICIA	TRAMO TERMINA	LONGITUD m	GASTO PROPIO L.P.S	Q M3/SEG	DIAMETRO		RD	A m2	V m/s	RUGOSIDA e	f	hf m	ELEVACIONES						CARGA DISPONIBLE S/TERRENO		CARGA ESTATICA M									
					NOMINAL pulg.	INTERIOR mm							T.N.		RASANTE		PIEZOMETRICA		INICIAL m	FINAL m		S	INICIAL m	FINAL m	Sp	INICIAL m	FINAL m			
													INICIAL m	FINAL m	INICIAL m	FINAL m	INICIAL m	FINAL m												
<b>LINEA DE CONDUCCION A GRAVEDAD LA VENTA</b>																														
0+000.00	0+014.28	14.28	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0991	1198.63	1198.33	1197.98	1197.68	0.0210	1198.63	1198.53	0.0069	0.00	0.20	0.30							
0+014.28	0+020.00	5.72	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0397	1198.33	1197.90	1197.68	1197.25	0.0752	1198.53	1198.49	0.0069	0.20	0.59	0.73							
0+020.00	0+036.58	16.58	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1151	1197.90	1197.00	1197.25	1196.34	0.0543	1198.49	1198.38	0.0069	0.59	1.38	1.63							
0+036.58	0+040.00	3.42	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0237	1197.00	1196.83	1196.35	1196.18	0.0494	1198.38	1198.35	0.0069	1.38	1.52	1.80							
0+040.00	0+060.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1196.83	1197.04	1196.18	1196.39	- 0.0105	1198.35	1198.21	0.0069	1.52	1.17	1.59							
0+060.00	0+080.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1197.04	1196.19	1196.39	1195.54	0.0425	1198.21	1198.07	0.0069	1.17	1.88	2.44							
0+080.00	0+096.62	16.62	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1154	1196.19	1195.35	1195.54	1194.70	0.0504	1198.07	1197.96	0.0069	1.88	2.61	3.28							
0+096.62	0+100.00	3.38	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0234	1195.35	1194.84	1194.70	1194.19	0.1519	1197.96	1197.94	0.0069	2.61	3.10	3.79							
0+100.00	0+120.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1194.84	1192.42	1194.19	1191.77	0.1210	1197.94	1197.80	0.0069	3.10	5.38	6.21							
0+120.00	0+140.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1192.42	1190.12	1191.77	1189.47	0.1150	1197.80	1197.66	0.0069	5.38	7.54	8.51							
0+140.00	0+160.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1190.12	1187.33	1189.47	1186.68	0.1395	1197.66	1197.52	0.0069	7.54	10.19	11.30							
0+160.00	0+180.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1187.33	1185.10	1186.68	1184.45	0.1115	1197.52	1197.38	0.0069	10.19	12.28	13.53							
0+180.00	0+200.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1185.10	1182.81	1184.45	1182.15	0.1145	1197.38	1197.24	0.0069	12.28	14.43	15.82							
0+200.00	0+218.64	18.64	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1294	1182.81	1181.06	1182.16	1180.40	0.0941	1197.24	1197.11	0.0069	14.43	16.06	17.57							
0+218.64	0+220.00	1.37	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0095	1181.06	1180.92	1180.41	1180.26	0.1004	1197.11	1197.10	0.0069	16.06	16.18	17.71							
0+220.00	0+240.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1180.92	1178.23	1180.27	1177.58	0.1345	1197.10	1196.96	0.0069	16.18	18.73	20.40							
0+240.00	0+260.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1178.23	1175.84	1177.58	1175.19	0.1195	1196.96	1196.83	0.0069	18.73	20.99	22.79							
0+260.00	0+280.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1175.84	1173.63	1175.19	1172.98	0.1105	1196.83	1196.69	0.0069	20.99	23.06	25.00							
0+280.00	0+300.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1173.63	1171.12	1172.98	1170.47	0.1255	1196.69	1196.55	0.0069	23.06	25.43	27.51							
0+300.00	0+320.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1171.12	1168.79	1170.47	1168.13	0.1168	1196.55	1196.41	0.0069	25.43	27.62	29.85							
0+320.00	0+340.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1168.79	1166.36	1168.14	1165.71	0.1213	1196.41	1196.27	0.0069	27.62	29.91	32.27							
0+340.00	0+360.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1166.36	1163.97	1165.71	1163.32	0.1194	1196.27	1196.13	0.0069	29.91	32.16	34.66							
0+360.00	0+380.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1163.97	1161.97	1163.32	1161.32	0.1000	1196.13	1195.99	0.0069	32.16	34.02	36.66							
0+380.00	0+400.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1161.97	1160.11	1161.32	1159.46	0.0930	1195.99	1195.85	0.0069	34.02	35.74	38.52							
0+400.00	0+411.41	11.41	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0792	1160.11	1158.80	1159.46	1158.15	0.1146	1195.85	1195.77	0.0069	35.74	36.97	39.83							
0+411.41	0+420.00	8.60	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0597	1158.80	1157.87	1158.15	1157.22	0.1087	1195.77	1195.71	0.0069	36.97	37.84	40.76							
0+420.00	0+440.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1157.87	1155.88	1157.22	1155.22	0.0996	1195.71	1195.58	0.0069	37.84	39.70	42.75							
0+440.00	0+460.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1155.88	1153.86	1155.23	1153.21	0.1008	1195.58	1195.44	0.0069	39.70	41.57	44.77							
0+460.00	0+480.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1153.86	1151.88	1153.21	1151.22	0.0993	1195.44	1195.30	0.0069	41.57	43.42	46.75							
0+480.00	0+500.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1151.88	1149.80	1151.23	1149.14	0.1039	1195.30	1195.16	0.0069	43.42	45.36	48.83							
0+500.00	0+504.64	4.64	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0322	1149.80	1149.27	1149.15	1148.61	0.1147	1195.16	1195.13	0.0069	45.36	45.86	49.36							
0+504.64	0+520.00	15.36	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1066	1149.27	1147.16	1148.62	1146.50	0.1372	1195.13	1195.02	0.0069	45.86	47.86	51.47							
0+520.00	0+528.71	8.71	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0605	1147.16	1145.93	1146.51	1145.27	0.1411	1195.02	1194.96	0.0069	47.86	49.03	52.70							
0+528.71	0+540.00	11.29	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0784	1145.93	1145.32	1145.28	1144.66	0.0543	1194.96	1194.88	0.0069	49.03	49.57	53.31							

**LINEA DE CONDUCCION A GRAVEDAD CALCULO HIDRAULICO DE LAS TUBERIAS  
LA VENTA , MUNICIPIO DE JOCOTILÁN, ESTADO DE MÉXICO.”**

TRAMO INICIA	TRAMO TERMINA	LONGITUD m	GASTO PROPIO L.P.S	Q M3/SEG	DIAMETRO		RD	A m2	V m/s	RUGOSIDA e	f	hf m	ELEVACIONES						CARGA DISPONIBLE S/TERRENO		CARGA ESTATICA M		
					NOMINAL pulg.	INTERIOR mm							T.N.		RASANTE		PIEZOMETRICA		INICIAL m	FINAL m			
													INICIAL m	FINAL m	INICIAL m	FINAL m	S	INICIAL m				FINAL m	Sp
0+540.00	0+560.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1145.32	1143.55	1144.67	1142.89	0.0885	1194.88	1194.74	0.0069	49.57	51.20	55.08
0+560.00	0+576.14	16.14	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1120	1143.55	1141.58	1142.90	1140.93	0.1217	1194.74	1194.63	0.0069	51.20	53.05	57.05
0+576.14	0+580.00	3.86	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0268	1141.58	1141.71	1140.93	1141.05	- 0.0329	1194.63	1194.60	0.0069	53.05	52.89	56.92
0+580.00	0+600.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1141.71	1139.59	1141.06	1138.93	0.1062	1194.60	1194.46	0.0069	52.89	54.88	59.04
0+600.00	0+613.09	13.09	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0909	1139.59	1137.62	1138.94	1136.97	0.1502	1194.46	1194.37	0.0069	54.88	56.75	61.01
0+613.09	0+620.00	6.91	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0480	1137.62	1137.44	1136.97	1136.78	0.0263	1194.37	1194.33	0.0069	56.75	56.89	61.19
0+620.00	0+640.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1137.44	1135.80	1136.79	1135.14	0.0820	1194.33	1194.19	0.0069	56.89	58.39	62.83
0+640.00	0+660.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1135.80	1133.88	1135.15	1133.23	0.0957	1194.19	1194.05	0.0069	58.39	60.17	64.75
0+660.00	0+680.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.88	1132.35	1133.23	1131.69	0.0768	1194.05	1193.91	0.0069	60.17	61.56	66.28
0+680.00	0+700.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1132.35	1130.79	1131.70	1130.14	0.0779	1193.91	1193.77	0.0069	61.56	62.98	67.84
0+700.00	0+720.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1130.79	1128.25	1130.14	1127.60	0.1269	1193.77	1193.63	0.0069	62.98	65.38	70.38
0+720.00	0+722.65	2.65	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0184	1128.25	1127.62	1127.60	1126.97	0.2385	1193.63	1193.61	0.0069	65.38	65.99	71.01
0+722.65	0+740.00	17.35	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1204	1127.62	1127.88	1126.97	1127.23	- 0.0151	1193.61	1193.49	0.0069	65.99	65.61	70.75
0+740.00	0+760.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1127.88	1128.07	1127.23	1127.41	- 0.0092	1193.49	1193.35	0.0069	65.61	65.29	70.56
0+760.00	0+780.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1128.07	1128.17	1127.42	1127.51	- 0.0049	1193.35	1193.22	0.0069	65.29	65.05	70.46
0+780.00	0+800.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1128.17	1128.24	1127.52	1127.59	- 0.0038	1193.22	1193.08	0.0069	65.05	64.83	70.39
0+800.00	0+813.94	13.94	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0968	1128.24	1128.31	1127.59	1127.65	- 0.0047	1193.08	1192.98	0.0069	64.83	64.67	70.32
0+813.94	0+820.00	6.06	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0421	1128.31	1128.33	1127.66	1127.67	- 0.0033	1192.98	1192.94	0.0069	64.67	64.61	70.30
0+820.00	0+840.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1128.33	1128.46	1127.68	1127.81	- 0.0067	1192.94	1192.80	0.0069	64.61	64.34	70.17
0+840.00	0+860.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1128.46	1128.54	1127.81	1127.88	- 0.0038	1192.80	1192.66	0.0069	64.34	64.12	70.09
0+860.00	0+880.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1128.54	1128.62	1127.89	1127.96	- 0.0040	1192.66	1192.52	0.0069	64.12	63.90	70.01
0+880.00	0+896.98	16.98	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1179	1128.62	1128.59	1127.97	1127.93	0.0018	1192.52	1192.40	0.0069	63.90	63.81	70.04
0+896.98	0+900.00	3.02	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0210	1128.59	1128.55	1127.94	1127.89	0.0139	1192.40	1192.38	0.0069	63.81	63.84	70.08
0+900.00	0+920.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1128.55	1128.97	1127.90	1128.31	- 0.0211	1192.38	1192.24	0.0069	63.84	63.28	69.66
0+920.00	0+940.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1128.97	1129.32	1128.32	1128.67	- 0.0176	1192.24	1192.10	0.0069	63.28	62.78	69.31
0+940.00	0+960.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1129.32	1129.79	1128.67	1129.14	- 0.0235	1192.10	1191.97	0.0069	62.78	62.18	68.84
0+960.00	0+980.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1129.79	1130.38	1129.14	1129.72	- 0.0293	1191.97	1191.83	0.0069	62.18	61.45	68.26
0+980.00	1+000.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1130.38	1132.00	1129.73	1131.34	- 0.0812	1191.83	1191.69	0.0069	61.45	59.69	66.63
1+000.00	1+020.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0700	0.0295	0.1578	1132.00	1131.35	1131.35	1130.69	0.0325	1191.69	1191.53	0.0079	59.69	60.18	67.28
1+020.00	1+026.34	6.34	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0700	0.0295	0.0500	1131.35	1131.33	1130.70	1130.68	0.0030	1191.53	1191.48	0.0079	60.18	60.15	67.30
1+026.34	1+040.00	13.66	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0700	0.0295	0.1077	1131.33	1131.42	1130.68	1130.77	- 0.0069	1191.48	1191.37	0.0079	60.15	59.95	67.21
1+040.00	1+060.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0700	0.0295	0.1578	1131.42	1132.04	1130.77	1131.38	- 0.0306	1191.37	1191.21	0.0079	59.95	59.18	66.59
1+060.00	1+080.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0700	0.0295	0.1578	1132.04	1132.25	1131.39	1131.60	- 0.0108	1191.21	1191.06	0.0079	59.18	58.80	66.38
1+080.00	1+100.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1132.25	1132.59	1131.60	1131.94	- 0.0168	1191.06	1190.92	0.0069	58.80	58.33	66.04
1+100.00	1+105.89	5.89	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0409	1132.59	1132.82	1131.94	1132.17	- 0.0390	1190.92	1190.88	0.0069	58.33	58.06	65.81
1+105.89	1+120.00	14.11	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0980	1132.82	1132.95	1132.17	1132.30	- 0.0092	1190.88	1190.78	0.0069	58.06	57.83	65.68

**LINEA DE CONDUCCION A GRAVEDAD CALCULO HIDRAULICO DE LAS TUBERIAS  
LA VENTA , MUNICIPIO DE JOCOTILÁN, ESTADO DE MÉXICO.”**

TRAMO INICIA	TRAMO TERMINA	LONGITUD m	GASTO PROPIO L.P.S	Q M3/SEG	DIAMETRO		RD	A m2	V m/s	RUGOSIDA e	f	hf m	ELEVACIONES						CARGA DISPONIBLE S/TERRENO		CARGA ESTATICA M		
					NOMINAL pulg.	INTERIOR mm							T.N.		RASANTE		PIEZOMETRICA		INICIAL m	FINAL m			
													INICIAL m	FINAL m	INICIAL m	FINAL m	S	INICIAL m				FINAL m	Sp
1+120.00	1+140.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1132.95	1133.58	1132.30	1132.92	- 0.0314	1190.78	1190.64	0.0069	57.83	57.06	65.05
1+140.00	1+160.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.58	1134.24	1132.93	1133.59	- 0.0332	1190.64	1190.50	0.0069	57.06	56.26	64.39
1+160.00	1+180.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.24	1134.69	1133.59	1134.03	- 0.0223	1190.50	1190.36	0.0069	56.26	55.67	63.94
1+180.00	1+181.37	1.37	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0095	1134.69	1134.80	1134.04	1134.14	- 0.0796	1190.36	1190.35	0.0069	55.67	55.56	63.83
1+181.37	1+200.00	18.63	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1293	1134.80	1134.59	1134.15	1133.93	0.0113	1190.35	1190.22	0.0069	55.56	55.64	64.04
1+200.00	1+220.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.59	1134.71	1133.94	1134.05	- 0.0060	1190.22	1190.08	0.0069	55.64	55.38	63.92
1+220.00	1+240.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.71	1134.48	1134.06	1133.83	0.0111	1190.08	1189.95	0.0069	55.38	55.46	64.15
1+240.00	1+260.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.48	1134.30	1133.83	1133.64	0.0093	1189.95	1189.81	0.0069	55.46	55.51	64.33
1+260.00	1+280.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.30	1134.06	1133.65	1133.41	0.0117	1189.81	1189.67	0.0069	55.51	55.61	64.57
1+280.00	1+300.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.06	1133.81	1133.41	1133.16	0.0127	1189.67	1189.53	0.0069	55.61	55.72	64.82
1+300.00	1+320.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.81	1133.55	1133.16	1132.89	0.0130	1189.53	1189.39	0.0069	55.72	55.84	65.08
1+320.00	1+337.95	17.95	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1246	1133.55	1133.12	1132.90	1132.47	0.0237	1189.39	1189.27	0.0069	55.84	56.14	65.51
1+337.95	1+340.00	2.05	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0142	1133.12	1132.96	1132.47	1132.31	0.0795	1189.27	1189.25	0.0069	56.14	56.29	65.67
1+340.00	1+360.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1132.96	1133.21	1132.31	1132.56	- 0.0126	1189.25	1189.11	0.0069	56.29	55.90	65.42
1+360.00	1+380.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.21	1133.59	1132.56	1132.93	- 0.0188	1189.11	1188.97	0.0069	55.90	55.38	65.04
1+380.00	1+400.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.59	1133.58	1132.94	1132.93	0.0002	1188.97	1188.84	0.0069	55.38	55.25	65.05
1+400.00	1+420.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.58	1133.45	1132.93	1132.79	0.0069	1188.84	1188.70	0.0069	55.25	55.25	65.18
1+420.00	1+440.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.45	1133.00	1132.80	1132.35	0.0221	1188.70	1188.56	0.0069	55.25	55.55	65.63
1+440.00	1+460.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.00	1133.10	1132.35	1132.45	- 0.0049	1188.56	1188.42	0.0069	55.55	55.32	65.53
1+460.00	1+480.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.10	1133.35	1132.45	1132.69	- 0.0121	1188.42	1188.28	0.0069	55.32	54.93	65.29
1+480.00	1+500.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.35	1133.63	1132.70	1132.98	- 0.0143	1188.28	1188.14	0.0069	54.93	54.51	65.00
1+500.00	1+520.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.63	1133.71	1132.98	1133.05	- 0.0038	1188.14	1188.00	0.0069	54.51	54.30	64.92
1+520.00	1+540.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.71	1133.89	1133.06	1133.23	- 0.0091	1188.00	1187.86	0.0069	54.30	53.97	64.74
1+540.00	1+560.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.89	1134.00	1133.24	1133.34	- 0.0055	1187.86	1187.72	0.0069	53.97	53.73	64.63
1+560.00	1+580.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.00	1134.39	1133.35	1133.74	- 0.0197	1187.72	1187.59	0.0069	53.73	53.19	64.24
1+580.00	1+600.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.39	1134.33	1133.74	1133.68	0.0031	1187.59	1187.45	0.0069	53.19	53.12	64.30
1+600.00	1+620.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.33	1133.86	1133.68	1133.20	0.0237	1187.45	1187.31	0.0069	53.12	53.45	64.77
1+620.00	1+626.04	6.04	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0419	1133.86	1134.13	1133.21	1133.47	- 0.0449	1187.31	1187.27	0.0069	53.45	53.14	64.50
1+626.04	1+640.00	13.96	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0969	1134.13	1134.24	1133.48	1133.58	- 0.0079	1187.27	1187.17	0.0069	53.14	52.93	64.39
1+640.00	1+660.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.24	1134.61	1133.59	1133.96	- 0.0188	1187.17	1187.03	0.0069	52.93	52.42	64.02
1+660.00	1+680.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.61	1134.77	1133.96	1134.12	- 0.0080	1187.03	1186.89	0.0069	52.42	52.12	63.86
1+680.00	1+700.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.77	1134.89	1134.12	1134.23	- 0.0058	1186.89	1186.75	0.0069	52.12	51.86	63.74
1+700.00	1+720.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.89	1134.58	1134.24	1133.92	0.0155	1186.75	1186.61	0.0069	51.86	52.04	64.05
1+720.00	1+740.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.58	1134.17	1133.93	1133.52	0.0203	1186.61	1186.47	0.0069	52.04	52.30	64.46
1+740.00	1+760.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.17	1133.51	1133.52	1132.86	0.0331	1186.47	1186.34	0.0069	52.30	52.82	65.12
1+760.00	1+780.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.51	1132.97	1132.86	1132.31	0.0273	1186.34	1186.20	0.0069	52.82	53.23	65.66

**LINEA DE CONDUCCION A GRAVEDAD CALCULO HIDRAULICO DE LAS TUBERIAS  
LA VENTA , MUNICIPIO DE JOCOTILÁN, ESTADO DE MÉXICO.”**

TRAMO		LONGITUD m	GASTO PROPIO L.P.S	Q M3/SEG	DIAMETRO		RD	A m2	V m/s	RUGOSIDA e	f	hf m	ELEVACIONES						CARGA DISPONIBLE S/TERRENO		CARGA ESTATICA M						
INICIA km	TERMINA km				NOMINAL pulg.	INTERIOR mm							T.N.		RASANTE		PIEZOMETRICA		INICIAL m	FINAL m		S	INICIAL m	FINAL m	Sp	INICIAL m	FINAL m
													INICIAL m	FINAL m	INICIAL m	FINAL m	INICIAL m	FINAL m									
1+780.00	1+800.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1132.97	1132.60	1132.32	1131.94	0.0185	1186.20	1186.06	0.0069	53.23	53.46	66.04				
1+800.00	1+814.32	14.32	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0994	1132.60	1132.57	1131.95	1131.92	0.0017	1186.06	1185.96	0.0069	53.46	53.39	66.06				
1+814.32	1+820.00	5.68	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0394	1132.57	1132.57	1131.92	1131.92	0.0002	1185.96	1185.92	0.0069	53.39	53.35	66.06				
1+820.00	1+840.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1132.57	1132.64	1131.92	1131.99	- 0.0036	1185.92	1185.78	0.0069	53.35	53.14	65.99				
1+840.00	1+860.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1132.64	1133.04	1131.99	1132.39	- 0.0201	1185.78	1185.64	0.0069	53.14	52.60	65.59				
1+860.00	1+879.76	19.76	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1372	1133.04	1134.22	1132.39	1133.56	- 0.0594	1185.64	1185.50	0.0069	52.60	51.29	64.41				
1+879.76	1+880.00	0.24	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0017	1134.22	1133.71	1133.57	1133.06	2.1042	1185.50	1185.50	0.0069	51.29	51.79	64.92				
1+880.00	1+900.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1133.71	1134.52	1133.06	1133.86	- 0.0403	1185.50	1185.36	0.0069	51.79	50.85	64.11				
1+900.00	1+920.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.52	1133.57	1133.87	1132.91	0.0476	1185.36	1185.23	0.0069	50.85	51.66	65.06				
1+920.00	1+931.79	11.79	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0818	1133.57	1134.85	1132.92	1134.20	- 0.1090	1185.23	1185.14	0.0069	51.66	50.29	63.78				
1+931.79	1+940.00	8.21	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0570	1134.85	1134.94	1134.20	1134.28	- 0.0106	1185.14	1185.09	0.0069	50.29	50.15	63.69				
1+940.00	1+960.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1134.94	1135.19	1134.29	1134.53	- 0.0123	1185.09	1184.95	0.0069	50.15	49.76	63.45				
1+960.00	1+980.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1135.19	1135.10	1134.54	1134.45	0.0040	1184.95	1184.81	0.0069	49.76	49.70	63.53				
1+980.00	2+000.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1135.10	1135.39	1134.45	1134.73	- 0.0141	1184.81	1184.67	0.0069	49.70	49.28	63.24				
2+000.00	2+020.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1135.39	1136.16	1134.74	1135.51	- 0.0389	1184.67	1184.53	0.0069	49.28	48.37	62.47				
2+020.00	2+040.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1136.16	1137.78	1135.51	1137.12	- 0.0806	1184.53	1184.39	0.0069	48.37	46.62	60.86				
2+040.00	2+054.56	14.56	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1011	1137.78	1139.48	1137.13	1138.82	- 0.1169	1184.39	1184.29	0.0069	46.62	44.81	59.15				
2+054.56	2+060.00	5.44	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0378	1139.48	1139.48	1138.83	1138.82	0.0002	1184.29	1184.25	0.0069	44.81	44.78	59.15				
2+060.00	2+080.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1139.48	1141.50	1138.83	1140.84	- 0.1010	1184.25	1184.11	0.0069	44.78	42.62	57.13				
2+080.00	2+100.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1141.50	1142.49	1140.85	1141.84	- 0.0497	1184.11	1183.98	0.0069	42.62	41.48	56.14				
2+100.00	2+120.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1142.49	1142.94	1141.84	1142.28	- 0.0222	1183.98	1183.84	0.0069	41.48	40.90	55.69				
2+120.00	2+140.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1142.94	1143.27	1142.29	1142.62	- 0.0169	1183.84	1183.70	0.0069	40.90	40.42	55.36				
2+140.00	2+160.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1143.27	1143.45	1142.62	1142.80	- 0.0090	1183.70	1183.56	0.0069	40.42	40.11	55.18				
2+160.00	2+180.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1143.45	1143.96	1142.80	1143.31	- 0.0255	1183.56	1183.42	0.0069	40.11	39.46	54.67				
2+180.00	2+200.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1143.96	1144.55	1143.31	1143.90	- 0.0293	1183.42	1183.28	0.0069	39.46	38.73	54.08				
2+200.00	2+220.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1144.55	1145.34	1143.90	1144.68	- 0.0393	1183.28	1183.14	0.0069	38.73	37.81	53.29				
2+220.00	2+240.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1145.34	1146.34	1144.69	1145.69	- 0.0504	1183.14	1183.00	0.0069	37.81	36.66	52.29				
2+240.00	2+260.00	20.00	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	1146.34	1147.29	1145.69	1146.63	- 0.0471	1183.00	1182.86	0.0069	36.66	35.58	51.34				
2+260.00	2+279.58	19.58	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1359	1147.29	1148.91	1146.64	1148.25	- 0.0828	1182.86	1182.73	0.0069	35.58	33.82	49.72				
2+279.58	2+280.00	0.42	0.66	0.00066	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0029	1148.91	1148.52	1148.26	1147.87	0.9238	1182.73	1182.73	0.0069	33.82	34.20	50.11				



LINEA DE CONDUCCION A BOMBEO CALCULO HIDRAULICO DE LAS TUBERIAS

DESNIVEL= 69.79 m

TRAMO		LONGITUD m	Q m3/s	Q l/s	DIAMETRO		RD	A m2	V m/s	RUGOSIDAD e	f	hf m	GOLPE DE ARIETE			VPI	LONG.V.P.I.	ELEVACIONES					CARGA POR G.ARIETE	CARGA DISPONIBLE S/TERRENO		CARGA TOTAL M INICIAL	CARGA TOTAL M FINAL										
INICIA km	TERMINA km				NOMINAL pulg.	INTERIOR mm							LONG.VXVEL.	LONG.VEL	ESPESOR Y CM			MODULO DE ELASTICIDAD	T.N.		RASANTE			PIEZOMETRICA				INICIAL	FINAL	S	INICIAL	FINAL	Sp	INICIAL	FINAL		
																			m	m	m	m		m	m											m	m
LINEA DE CONDUCCION A BOMBEO LA VENTA																																					
0+000.00	0+013.00	13.00	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.1329	7.2030	7.2030	0.4394	9.490.00	315.16	4.095.8481	1160.63	1160.30	1160.03	1159.70	0.0001	1240.48	1240.35	0.0102	13.7288	79.85	80.05	93.58	93.77						
0+013.00	0+033.00	20.00	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.2045	11.0849	11.0849	0.4394	9.490.00	315.16	6.303.2443	1160.30	1158.10	1159.70	1157.50	0.0850	1240.35	1240.14	0.0102	13.7288	80.05	82.04	93.77	95.77						
0+033.00	0+053.00	20.00	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.2045	11.0849	11.0849	0.4394	9.490.00	315.16	6.303.2443	1158.10	1159.26	1157.50	1158.66	0.0850	1240.14	1239.94	0.0102	13.7288	82.04	80.68	95.77	94.41						
0+053.00	0+073.00	20.00	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.2045	11.0849	11.0849	0.4394	9.490.00	315.16	6.303.2443	1159.26	1159.32	1158.66	1158.71	0.0350	1239.94	1239.73	0.0102	13.7288	80.68	80.42	94.41	94.15						
0+073.00	0+073.34	0.34	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.0035	0.1884	0.1884	0.4394	9.490.00	315.16	107.1552	1159.32	1159.40	1158.72	1158.79	0.0350	1239.73	1239.73	0.0102	13.7288	80.42	80.33	94.15	94.06						
0+073.34	0+093.00	19.66	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.2010	10.8965	10.8965	0.4394	9.490.00	315.16	6.196.0891	1159.40	1158.60	1158.80	1158.00	0.0100	1239.73	1239.53	0.0102	13.7288	80.33	80.93	94.06	94.66						
0+093.00	0+112.93	19.94	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.2038	11.0500	11.0500	0.4394	9.490.00	315.16	6.283.3891	1158.60	1156.64	1158.00	1156.03	0.0100	1239.53	1239.32	0.0102	13.7288	80.93	82.69	94.66	96.42						
0+112.93	0+132.99	20.06	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.2051	11.1165	11.1165	0.4394	9.490.00	315.16	6.321.2085	1156.64	1155.85	1156.04	1155.24	0.0030	1239.32	1239.12	0.0102	13.7288	82.69	83.27	96.42	97.00						
0+132.99	0+144.62	11.63	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.1189	6.4459	6.4459	0.4394	9.490.00	315.16	3.665.3365	1155.85	1155.92	1155.25	1155.32	0.0030	1239.12	1239.12	0.0102	13.7288	83.27	83.08	97.00	96.81						
0+144.62	0+164.62	20.00	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.2045	11.0849	11.0849	0.4394	9.490.00	315.16	6.303.2443	1155.92	1155.95	1155.32	1155.34	0.0030	1239.00	1238.80	0.0102	13.7288	83.08	82.85	96.81	96.58						
0+164.62	0+184.62	20.00	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.2045	11.0849	11.0849	0.4394	9.490.00	315.16	6.303.2443	1155.95	1156.03	1155.35	1155.43	0.0030	1238.80	1238.59	0.0102	13.7288	82.85	82.56	96.58	96.29						
0+184.62	0+197.61	12.99	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.1329	7.2019	7.2019	0.4394	9.490.00	315.16	4.095.2178	1156.03	1156.44	1155.43	1155.83	0.0030	1238.59	1238.46	0.0102	13.7288	82.56	82.02	96.29	95.75						
0+197.61	0+204.62	7.01	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.0716	3.8830	3.8830	0.4394	9.490.00	315.16	2.208.0265	1156.44	1156.53	1155.84	1155.92	0.0100	1238.46	1238.39	0.0102	13.7288	82.02	81.86	95.75	95.59						
0+204.62	0+243.07	38.45	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.3931	21.3107	21.3107	0.4394	9.490.00	315.16	12.117.9871	1156.53	1157.65	1155.93	1157.04	0.0100	1238.39	1237.99	0.0102	13.7288	81.86	80.35	95.59	94.08						
0+243.07	0+244.62	1.55	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.0158	0.8591	0.8591	0.4394	9.490.00	315.16	488.5014	1157.65	1158.61	1157.05	1158.01	0.0100	1237.99	1237.98	0.0102	13.7288	80.35	79.36	94.08	93.09						
0+244.62	0+264.62	20.00	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.2045	11.0849	11.0849	0.4394	9.490.00	315.16	6.303.2443	1158.61	1158.94	1158.01	1158.34	0.0100	1237.98	1237.77	0.0102	13.7288	79.36	78.83	93.09	92.56						
0+264.62	0+284.62	20.00	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.2045	11.0849	11.0849	0.4394	9.490.00	315.16	6.303.2443	1158.94	1160.67	1158.34	1160.06	0.0100	1237.77	1237.57	0.0102	13.7288	78.83	76.90	92.56	90.63						
0+284.62	0+296.73	12.11	0.00066	0.66	1.533	38.9	11	0.001	0.55	0.0015	0.0254	0.1238	6.7119	6.7119	0.4394	9.490.00	315.16	3.816.6144	1160.67	1163.38	1160.07	1162.77	0.0100	1237.57	1237.44	0.0102	13.7288	76.90	74.07	90.63	87.79						
0+296.73	0+304.62	7.89	0.00066	0.66	1.601	40.7	13.5	0.001	0.51	0.0015	0.0257	0.0656	4.0094	4.0094	0.3581	9.490.00	279.94	2.208.6897	1163.38	1165.48	1162.78	1164.88	0.0100	1237.44	1237.38	0.0083	13.7288	74.07	71.90	87.79	85.63						
0+304.62	0+324.62	20.00	0.00066	0.66	1.601	40.7	13.5	0.001	0.51	0.0015	0.0257	0.1663	10.1633	10.1633	0.3581	9.490.00	279.94	5.598.7065	1165.48	1165.80	1164.88	1165.19	0.0100	1237.38	1237.21	0.0083	13.7288	71.90	71.42	85.63	85.14						
0+324.62	0+344.62	20.00	0.00066	0.66	1.601	40.7	13.5	0.001	0.51	0.0015	0.0257	0.1663	10.1633	10.1633	0.3581	9.490.00	279.94	5.598.7065	1165.80	1167.26	1165.20	1166.65	0.0100	1237.21	1237.05	0.0083	13.7288	71.42	69.79	85.14	83.52						
0+344.62	0+364.62	20.00	0.00066	0.66	1.601	40.7	13.5	0.001	0.51	0.0015	0.0257	0.1663	10.1633	10.1633	0.3581	9.490.00	279.94	5.598.7065	1167.26	1168.40	1166.66	1167.80	0.0100	1237.05	1236.88	0.0083	13.7288	69.79	68.48	83.52	82.21						
0+364.62	0+384.62	20.00	0.00066	0.66	1.601	40.7	13.5	0.001	0.51	0.0015	0.0257	0.1663	10.1633	10.1633	0.3581	9.490.00	279.94	5.598.7065	1168.40	1169.49	1167.80	1168.89	0.0100	1236.88	1236.71	0.0083	13.7288	68.48	67.22	82.21	80.95						
0+384.62	0+404.62	20.00	0.00066	0.66	1.601	40.7	13.5	0.001	0.51	0.0015	0.0257	0.1663	10.1633	10.1633	0.3581	9.490.00	279.94	5.598.7065	1169.49	1170.55	1168.89	1169.94	0.0100	1236.71	1236.55	0.0083	13.7288	67.22	66.00	80.95	79.73						
0+404.62	0+424.62	20.00	0.00066	0.66	1.601	40.7	13.5	0.001	0.51	0.0015	0.0257	0.1663	10.1633	10.1633	0.3581	9.490.00	279.94	5.598.7065	1170.55	1171.59	1169.95	1170.99	0.0100	1236.55	1236.38	0.0083	13.7288	66.00	64.79	79.73	78.52						
0+424.62	0+444.62	20.00	0.00066	0.66	1.601	40.7	13.5	0.001	0.51	0.0015	0.0257	0.1663	10.1633	10.1633	0.3581	9.490.00	279.94	5.598.7065	1171.59	1173.32	1170.99	1172.71	0.0100	1236.38	1236.21	0.0083	13.7288	64.79	62.90	78.52	76.63						
0+444.62	0+459.67	15.05	0.00066	0.66	1.601	40.7	13.5	0.001	0.51	0.0015	0.0257	0.1252	7.6479	7.6479	0.3581	9.490.00	279.94	4.213.0266	1173.32	1175.22	1172.72	1174.61	0.0100	1236.21	1236.09	0.0083	13.7288	62.90	60.87	76.63	74.60						
0+459.67	0+464.62	4.95	0.00066	0.66	1.639	41.6	15.5	0.001	0.48	0.0015	0.0258	0.0368	2.4001	2.4001	0.3124	9.490.00	259.15	1.282.8140	1175.22	1177.22	1174.62	1176.62	0.0100	1236.09	1236.05	0.0074	13.7288	60.87	58.83	74.60	72.56						
0+464.62	0+484.62	20.00	0.00066	0.66	1.639	41.6	15.5	0.001	0.48	0.0015	0.0258	0.1488	9.6975	9.6975	0.3124	9.490.00	259.15	5.183.0869	1177.22	1177.24	1176.62	1176.64	0.0100	1236.05	1235.90	0.0074	13.7288	58.83	58.66	72.56	72.39						
0+484.62	0+504.62	20.00	0.00066	0.66	1.639	41.6	15.5	0.001	0.48	0.0015	0.0258	0.1488	9.697																								

LINEA DE CONDUCCION A BOMBEO CALCULO HIDRAULICO DE LAS TUBERIAS

DESNIVEL= 69.79 m

TRAMO		LONGITUD m	Q m3/s	Q l/s	DIAMETRO		RD	A m2	V m/s	RUGOSIDA e	f	hf m	GOLPE DE ARIETE			VPI	LONG*V.P.I.	ELEVACIONES					CARGA POR G.ARIETE	CARGA DISPONIBLE S/TERRENO		CARGA TOTAL M INICIAL	CARGA TOTAL M FINAL					
INICIA km	TERMINA km				NOMINAL pulg.	INTERIOR mm							LONG.XVEL.	LONG.*VEL	ESPOSOR Y CM			MODULO DE ELASTICIDAD	T.N.		RASANTE			PIEZOMETRICA				INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
LINEA DE CONDUCCION A BOMBEO LA VENTA																																
0+784.62	0+804.62	20.00	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	9.4196	9.4196	0.2845	9,490.00	245.92	4,918.4859	1192.46	1192.58	1191.86	1191.98	0.0100	1233.80	1233.66	0.0069	13.7288	41.34	41.08	55.07	54.81	
0+804.62	0+824.62	20.00	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	9.4196	9.4196	0.2845	9,490.00	245.92	4,918.4859	1192.58	1193.40	1191.98	1192.80	0.0100	1233.66	1233.52	0.0069	13.7288	41.08	40.12	54.81	53.85	
0+824.62	0+844.62	20.00	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	9.4196	9.4196	0.2845	9,490.00	245.92	4,918.4859	1193.40	1194.28	1192.80	1193.67	0.0100	1233.52	1233.39	0.0069	13.7288	40.12	39.11	53.85	52.84	
0+844.62	0+849.10	4.48	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0311	2.1100	2.1100	0.2845	9,490.00	245.92	1,101.7408	1194.28	1195.34	1193.68	1194.74	0.0100	1233.39	1233.35	0.0069	13.7288	39.11	38.01	52.84	51.74	
0+849.10	0+864.62	15.52	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1077	7.3096	7.3096	0.2845	9,490.00	245.92	3,816.7451	1195.34	1195.68	1194.74	1195.08	0.0100	1233.35	1233.25	0.0069	13.7288	38.01	37.57	51.74	51.30	
0+864.62	0+884.62	20.00	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	9.4196	9.4196	0.2845	9,490.00	245.92	4,918.4859	1195.68	1195.91	1195.08	1195.30	0.0100	1233.25	1233.11	0.0069	13.7288	37.57	37.20	51.30	50.93	
0+884.62	0+901.09	16.47	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1143	7.7570	7.7570	0.2845	9,490.00	245.92	4,050.3731	1195.91	1196.70	1195.31	1196.09	0.0100	1233.11	1232.99	0.0069	13.7288	37.20	36.30	50.93	50.02	
0+901.09	0+904.62	3.53	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0245	1.6626	1.6626	0.2845	9,490.00	245.92	868.1128	1196.70	1196.47	1196.10	1195.86	0.0100	1232.99	1232.97	0.0069	13.7288	36.30	36.50	50.02	50.23	
0+904.62	0+924.62	20.00	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	9.4196	9.4196	0.2845	9,490.00	245.92	4,918.4859	1196.47	1198.51	1195.87	1197.91	0.0100	1232.97	1232.83	0.0069	13.7288	36.50	34.32	50.23	48.05	
0+924.62	0+944.62	20.00	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	9.4196	9.4196	0.2845	9,490.00	245.92	4,918.4859	1198.51	1202.09	1197.91	1201.48	0.0100	1232.83	1232.69	0.0069	13.7288	34.32	30.60	48.05	44.33	
0+944.62	0+964.62	20.00	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	9.4196	9.4196	0.2845	9,490.00	245.92	4,918.4859	1202.09	1206.84	1201.49	1206.24	0.0100	1232.69	1232.55	0.0069	13.7288	30.60	25.71	44.33	39.44	
0+964.62	0+974.38	9.76	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0678	4.5968	4.5968	0.2845	9,490.00	245.92	2,400.2211	1206.84	1207.66	1206.24	1207.06	0.0100	1232.55	1232.48	0.0069	13.7288	25.71	24.82	39.44	38.55	
0+974.38	0+984.62	10.24	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0711	4.8228	4.8228	0.2845	9,490.00	245.92	2,518.2648	1207.66	1209.84	1207.06	1209.23	0.0100	1232.48	1232.41	0.0069	13.7288	24.82	22.58	38.55	36.30	
0+984.62	1+004.62	20.00	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	9.4196	9.4196	0.2845	9,490.00	245.92	4,918.4859	1209.84	1210.37	1209.24	1209.76	0.0100	1232.41	1232.27	0.0069	13.7288	22.58	21.91	36.30	35.64	
1+004.62	1+024.62	20.00	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	9.4196	9.4196	0.2845	9,490.00	245.92	4,918.4859	1210.37	1212.59	1209.77	1211.99	0.0100	1232.27	1232.14	0.0069	13.7288	21.91	19.54	35.64	33.27	
1+024.62	1+044.62	20.00	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	9.4196	9.4196	0.2845	9,490.00	245.92	4,918.4859	1212.59	1215.42	1211.99	1214.82	0.0100	1232.14	1232.00	0.0069	13.7288	19.54	16.57	33.27	30.30	
1+044.62	1+064.62	20.00	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	9.4196	9.4196	0.2845	9,490.00	245.92	4,918.4859	1215.42	1218.15	1214.82	1217.54	0.0100	1232.00	1231.86	0.0069	13.7288	16.57	13.71	30.30	27.44	
1+064.62	1+068.05	3.43	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.0238	1.6164	1.6164	0.2845	9,490.00	245.92	844.0122	1218.15	1219.76	1217.55	1219.16	0.0100	1231.86	1231.83	0.0069	13.7288	13.71	12.07	27.44	25.80	
1+068.05	1+084.62	16.57	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1150	7.8032	7.8032	0.2845	9,490.00	245.92	4,074.4737	1219.76	1220.70	1219.16	1220.10	0.0100	1231.83	1231.72	0.0069	13.7288	12.07	11.02	25.80	24.75	
1+084.62	1+104.62	20.00	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1388	9.4196	9.4196	0.2845	9,490.00	245.92	4,918.4859	1220.70	1221.74	1220.10	1221.14	0.0100	1231.72	1231.58	0.0069	13.7288	11.02	9.84	24.75	23.57	
1+104.62	1+126.37	21.75	0.00066	0.66	1.663	42.2	17	0.001	0.47	0.0015	0.0259	0.1510	10.2438	10.2438	0.2845	9,490.00	245.92	5,348.8534	1221.74	1227.42	1221.14	1226.82	0.0100	1231.58	1231.43	0.0069	13.7288	9.84	4.01	23.57	17.73	
1+126.37																			1227.42													
		1126.37																														

SUMA 9.0498 562.1661 303,947.7648  
 10% adici 9.954763935  
 descarga= longitud equivalente= 15 m 0.104134153  
 ALTURA DEL TANQUE 0 se considero en el desnivel  
 TOTAL 10.05889809  
 VELOCIDAD EQUIVALENTE 0.499095428  
 VELOCIDAD DE PROPAGACION FINAL 269.847

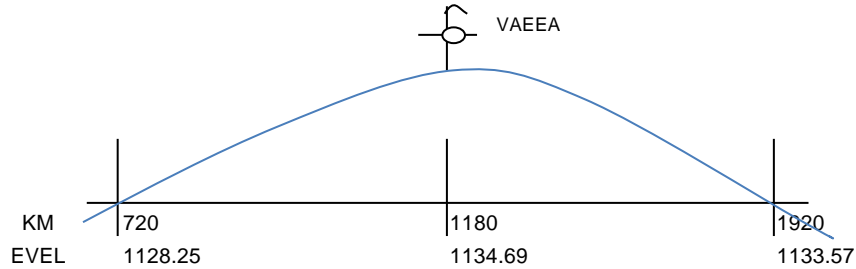
GOLPE DE ARIETE EQUIVALENTE  
 $H = a v / g$  DONDE :  
 H = GOLPE DE ARIETE EQUIVALENTE  
 a = VELOCIDAD DE PROPAGACION DE LA ONDA DE PRESION  
 v = VELOCIDAD EQUIVALENTE  
 g = ACELERACION DE LA GRAVEDAD (9.81 m/seg2)

H= 13.73  
 SOBRE PRESION ABSORVIDA POR LA VALVULA 0.00  
 CONTRA GOLPE DE ARIETE (0%)  
 SOBRE PRESION ABSORVIDA POR LA TUBERIA (100%) 13.73  
 LA TUBERIA ABSORVERA TO EL GOLPE DE ARIETE

LÍNEA DE CONDUCCIÓN

VALVULAS DE ADMISIÓN, EXPULSIÓN Y ELIMINADORAS DE AIRE

CRUCERO No. 4'



A) DIÁMETRO MÍNIMO CAPAS DE EXPULSAR AIRE

- CONVERTIR EL GASTO A PIES CUBICOS POR SEGUNDO (PCAS)

$$PCAS = Q / 28.32$$

DONDE: PCAS = PIES CUBICOS DE AIRE POR SEGUNDO

Q = GASTO EN LITROS POR SEGUNDO = 0.66

$$PCAS = 0.023$$

ENTRANDO CON ESTE VALOR A LA GRÁFICA, OBTENEMOS UN DIÁMETRO DE: **1/2"**

A) DIÁMETRO MÍNIMO CAPAS DE ADMITIR AIRE

ESTE DIÁMETRO ESTA EN FUNCIÓN DEL DIÁMETRO DEL TUBO Y PENDIENTE DEL TERRENO

$$PCAS = .008665 * (P * D^5)^{1/2}$$

DONDE: P = PENDIENTE DEL TERRENO (P = H / L)

D = DIÁMETRO DE LA TUBRÍA EN PULGADAS

$$P1 = 0.014$$

DE ESTAS DOS PENDIENTES SE UTILIZA LA MAYOR

$$P2 = 0.001513514$$

$$PCAS = 1.86$$

CON EL RESULTADO ANTERIOR ENTRAMOS A LA GRÁFICA, OBTENIENDO UN DIÁMETRO DE **1"**

DE LOS DOS RESULTADOS ANTERIORES SE ELIGE EL DE MAYOR DIÁMETRO: **1"**

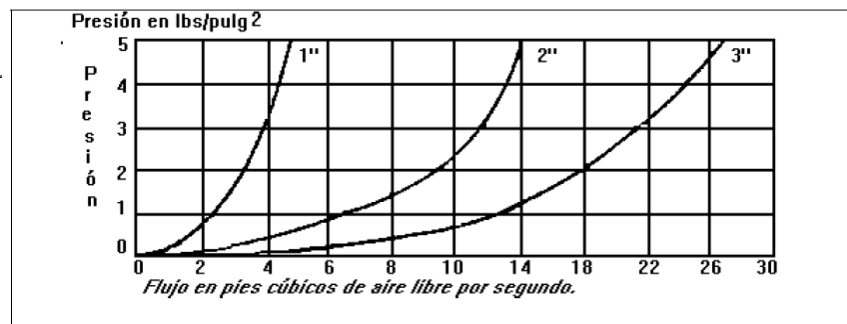


Figura I.3.3 Curvas de funcionamiento de válvulas de admisión y expulsión de aire con orificios de 1" a 3".



RED DE DISTRIBUCION LA VENTA

TRAMO INICIA	TRAMO TERMINA	LONGITUD	TRAMO		LONGITUD REAL	GASTO		Q	CAJA ROMPEDOR	DIAMETRO		RD	A	V	RUGOSIDA e	f	hf	ELEVACIONES					CARGA DISPONIBLE S/TERRENO		CARGA ESTATICA M														
			INICIA	TERMINA		PROPIO	ACUM			NOMINAL	INTERIOR							T.N.		RASANTE		PIEZOMETRICA				INICIAL	FINAL												
			km	km		L.P.S	L.P.S			M3/SEG	pulg.							mm	m	m	m	m	S	m		m	m	m	m	m	m								
RED LA VENTA																																							
T-1			0+000.00	0+019.25	19.25	0.01	1.02	0.0010		2.135	54.2	21	0.002	0.44	0.0015	0.0248	0.0874	1226.92	1221.74	1226.32	1221.14	0.2690	1226.92	1226.83	0.0045	0.00	5.09	0.00											
			0+019.25	0+039.25	20.00	0.01	1.01	0.0010		2.135	54.2	21	0.002	0.44	0.0015	0.0248	0.0894	1221.74	1220.70	1221.14	1220.10	0.0519	1226.83	1226.74	0.0045	5.09	6.04	5.18											
			0+039.25	0+055.82	16.57	0.01	1.00	0.0010		2.135	54.2	21	0.002	0.43	0.0015	0.0249	0.0729	1220.70	1219.76	1220.10	1219.16	0.0567	1226.74	1226.67	0.0044	6.04	6.91	6.22											
			0+055.82	0+059.25	3.43	0.00	1.00	0.0010		2.135	54.2	21	0.002	0.43	0.0015	0.0249	0.0149	1219.76	1218.15	1219.16	1217.54	0.4712	1226.67	1226.66	0.0043	6.91	8.51	7.16											
			0+059.25	0+079.25	20.00	0.01	0.99	0.0010		2.135	54.2	21	0.002	0.43	0.0015	0.0249	0.0867	1218.15	1215.42	1217.55	1214.82	0.1362	1226.66	1226.57	0.0043	8.51	11.15	8.77											
			0+079.25	0+099.25	20.00	0.01	0.98	0.0010		2.135	54.2	21	0.002	0.43	0.0015	0.0250	0.0853	1215.42	1212.59	1214.82	1211.99	0.1415	1226.57	1226.48	0.0043	11.15	13.89	11.50											
			0+099.25	0+119.25	20.00	0.01	0.98	0.0010		2.135	54.2	21	0.002	0.42	0.0015	0.0250	0.0840	1212.59	1210.37	1211.99	1209.76	0.1113	1226.48	1226.40	0.0042	13.89	16.03	14.33											
			0+119.25	0+139.25	20.00	0.01	0.97	0.0010		2.135	54.2	21	0.002	0.42	0.0015	0.0251	0.0826	1210.37	1209.84	1209.77	1209.23	0.0264	1226.40	1226.32	0.0041	16.03	16.48	16.55											
	2	149.49	0+139.25	0+149.49	10.24	0.00	0.96	0.0010		2.135	54.2	21	0.002	0.41	0.0015	0.0251	0.0416	1209.84	1207.66	1209.24	1207.06	0.2126	1226.32	1226.28	0.0041	16.48	18.61	17.08											
			0+149.49	0+159.25	9.76	0.00	0.95	0.0010		2.135	54.2	21	0.002	0.41	0.0015	0.0252	0.0393	1207.66	1206.84	1207.06	1206.24	0.0838	1226.28	1226.24	0.0040	18.61	19.39	19.26											
			0+159.25	0+179.25	20.00	0.01	0.95	0.0009		2.135	54.2	21	0.002	0.41	0.0015	0.0252	0.0800	1206.84	1202.09	1206.24	1201.48	0.2379	1226.24	1226.16	0.0040	19.39	24.07	20.08											
			0+179.25	0+199.25	20.00	0.01	0.94	0.0009		2.135	54.2	21	0.002	0.41	0.0015	0.0253	0.0787	1202.09	1198.51	1201.49	1197.91	0.1787	1226.16	1226.08	0.0039	24.07	27.56	24.83											
			0+199.25	0+219.25	20.00	0.01	0.93	0.0009		2.135	54.2	21	0.002	0.40	0.0015	0.0253	0.0774	1198.51	1196.47	1197.91	1195.86	0.1024	1226.08	1226.00	0.0039	27.56	29.53	28.41											
	3	73.29	0+219.25	0+222.78	3.53	0.00	0.92	0.0009		2.135	54.2	21	0.002	0.40	0.0015	0.0254	0.0134	1196.47	1196.70	1195.87	1196.09	0.0657	1226.00	1225.99	0.0038	29.53	29.29	30.45											
			0+222.78	0+239.25	16.47	0.01	0.88	0.0009		2.135	54.2	21	0.002	0.38	0.0015	0.0257	0.0572	1196.70	1195.91	1196.10	1195.30	0.0480	1225.99	1225.93	0.0035	29.29	30.02	30.22											
			0+239.25	0+259.25	20.00	0.01	0.87	0.0009		2.135	54.2	21	0.002	0.38	0.0015	0.0258	0.0684	1195.91	1195.68	1195.31	1195.08	0.0114	1225.93	1225.86	0.0034	30.02	30.18	31.01											
	5	52.0	0+259.25	0+274.77	15.52	0.01	0.86	0.0009		2.135	54.2	21	0.002	0.37	0.0015	0.0258	0.0521	1195.68	1195.34	1195.08	1194.74	0.0219	1225.86	1225.81	0.0034	30.18	30.47	31.24											
			0+274.77	0+279.25	4.48	0.00	0.85	0.0009		2.135	54.2	21	0.002	0.37	0.0015	0.0259	0.0148	1195.34	1194.28	1194.74	1193.67	0.2373	1225.81	1225.79	0.0033	30.47	31.52	31.58											
			0+279.25	0+299.25	20.00	0.01	0.85	0.0009		2.135	54.2	21	0.002	0.37	0.0015	0.0259	0.0660	1194.28	1193.40	1193.68	1192.80	0.0437	1225.79	1225.73	0.0033	31.52	32.32	32.64											
			0+299.25	0+319.25	20.00	0.01	0.84	0.0008		2.135	54.2	21	0.002	0.36	0.0015	0.0260	0.0648	1193.40	1192.58	1192.80	1191.98	0.0410	1225.73	1225.66	0.0032	32.32	33.08	33.52											
			0+319.25	0+339.25	20.00	0.01	0.83	0.0008		2.135	54.2	21	0.002	0.36	0.0015	0.0260	0.0636	1192.58	1192.46	1191.98	1191.86	0.0060	1225.66	1225.60	0.0032	33.08	33.14	34.34											
	6	77.96	0+339.25	0+352.73	13.48	0.01	0.82	0.0008		2.135	54.2	21	0.002	0.36	0.0015	0.0261	0.0420	1192.46	1192.38	1191.86	1191.77	0.0063	1225.60	1225.56	0.0031	33.14	33.18	34.46											
			0+352.73	0+359.25	6.52	0.00	0.82	0.0008		2.135	54.2	21	0.002	0.35	0.0015	0.0262	0.0201	1192.38	1192.08	1191.78	1191.47	0.0466	1225.56	1225.54	0.0031	33.18	33.46	34.54											
			0+359.25	0+379.25	20.00	0.01	0.81	0.0008		2.135	54.2	21	0.002	0.35	0.0015	0.0262	0.0612	1192.08	1191.93	1191.48	1191.33	0.0071	1225.54	1225.48	0.0031	33.46	33.54	34.85											
			0+379.25	0+398.66	19.41	0.01	0.81	0.0008		2.135	54.2	21	0.002	0.35	0.0015	0.0262	0.0583	1191.93	1191.86	1191.33	1191.25	0.0040	1225.48	1225.42	0.0030	33.54	33.56	34.99											
			0+398.66	0+399.25	0.59	0.00	0.80	0.0008		2.135	54.2	21	0.002	0.35	0.0015	0.0263	0.0017	1191.86	1191.62	1191.26	1191.01	0.4017	1225.42	1225.42	0.0029	33.56	33.80	35.06											
			0+399.25	0+419.25	20.00	0.01	0.80	0.0008		2.135	54.2	21	0.002	0.34	0.0015	0.0263	0.0589	1191.62	1190.86	1191.02	1190.26	0.0378	1225.42	1225.36	0.0029	33.80	34.50	35.30											
			0+419.25	0+439.25	20.00	0.01	0.79	0.0008		2.135	54.2	21	0.002	0.34	0.0015	0.0264	0.0577	1190.86	1189.20	1190.26	1188.60	0.0830	1225.36	1225.30	0.0029	34.50	36.10	36.06											
			0+439.25	0+459.25	20.00	0.01	0.78	0.0008		2.135	54.2	21	0.002	0.34	0.0015	0.0265	0.0566	1189.20	1187.33	1188.60	1186.73	0.0935	1225.30	1225.24	0.0028	36.10	37.91	37.72											
			0+459.25	0+479.25	20.00	0.01	0.77	0.0008		2.135	54.2	21	0.002	0.33	0.0015	0.0265	0.0555	1187.33	1187.07	1186.73	1186.46	0.0132	1225.24	1225.19	0.0028	37.91	38.12	39.59											
	6'	134.15	0+479.25	0+486.88	7.63	0.00	0.76	0.0008		2.135	54.2	21	0.002	0.33	0.0015	0.0266	0.0207	1187.07	1184.95	1186.47	1184.35	0.2772	1225.19	1225.17	0.0027	38.12	40.21	39.85											
			0+486.88	0+499.25	12.37	0.01	0.73	0.0007		2.135	54.2	21	0.002	0.31	0.0015	0.0269	0.0310	1184.95	1183.26	1184.35	1182.66	0.1367	1225.17	1225.14	0.0025	40.21	41.87	41.97											
			0+499.25	0+519.25	20.00	0.01	0.72	0.0007		2.135	54.2	21	0.002	0.31	0.0015	0.0270	0.0494	1183.26	1182.37	1182.66	1181.77	0.0445	1225.14	1225.09	0.0025	41.87	42.72	43.66											
			0+519.25	0+539.25	20.00	0.01	0.71	0.0007		2.135	54.2	21	0.002	0.31	0.0015	0.0271	0.0483	1182.37	1182.19	1181.77	1181.59	0.0089	1225.09	1225.04	0.0024	42.72	42.85	44.55											
	7	62.49	0+539.25	0+549.37	10.12	0.00	0.70	0.0007		2.135	54.2	21	0.002	0.30	0.0015	0.0272	0.0239	1182.19	1181.97	1181.59	1181.37	0.0216	1225.04	1225.01	0.0024	42.85	43.04	44.73											
			0+549.37	0+559.25	9.88	0.00	0.70	0.0007		2.135	54.2	21	0.002	0.30	0.0015	0.0272	0.0231	1181.97	1181.59	1181.37	1180.98	0.0391	1225.01	1224.99	0.0023	43.04	43.40	44.95											
			0+559.25	0+579.25	20.00	0.01	0.69	0.0007		2.135	54.2	21	0.002	0.30	0.0015	0.0273	0.046																						





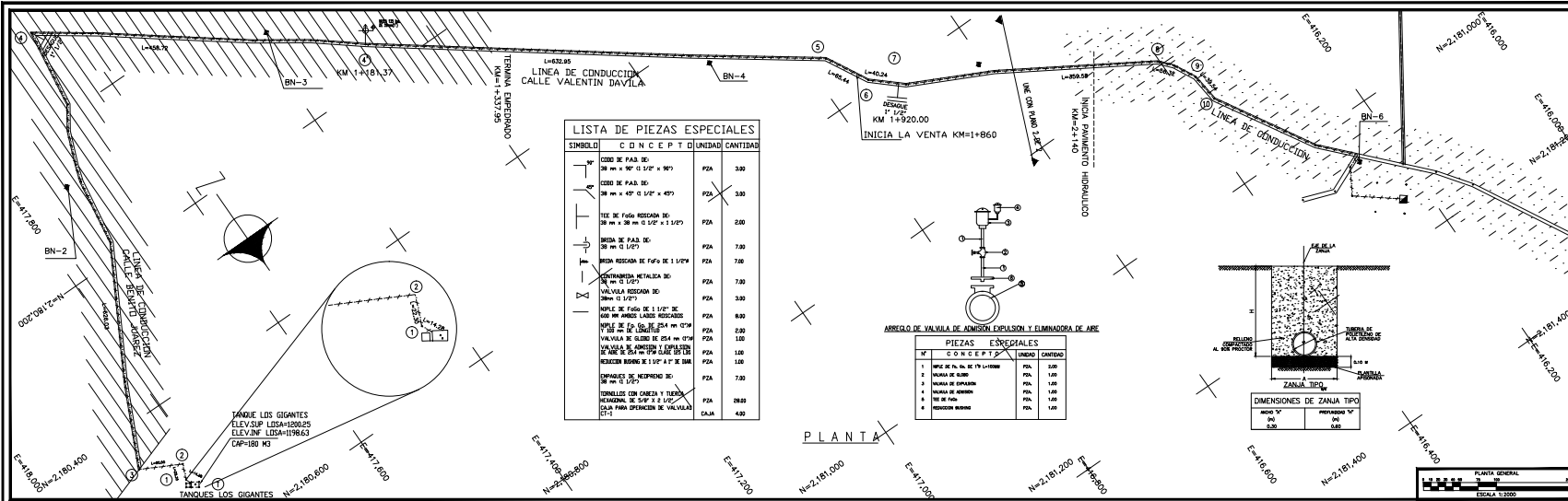
**RED DE DISTRIBUCION LA VENTA**

**RAMAL 2**

TRAMO		LONGITUD	TRAMO		LONGITUD REAL	GASTO		Q	CAJA	DIAMETRO		RD	A	V	RUGOSIDA	f	hf	ELEVACIONES						CARGA DISPONIBLE S/TERRENO		CARGA ESTATICA M			
INICIA	TERMINA		INICIA	TERMINA		PROPIO	ACUM		ROMPEDOR	NOMINAL	INTERIOR							T.N.		RASANTE			PIEZOMETRICA			INICIAL	FINAL		
			km	km	m	L.P.S	L.P.S	M3/SEG		pulg.	mm		m2	m/s	e		m	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	S	INICIAL	FINAL	Sp	INICIAL	FINAL		
																		m	m	m	m		m	m		m	m		
<b>RAMAL 2</b>																													
6'	7'	70.80			70.80	0.03	0.03	0.0000		2.135	54.2	21	0.002	0.01	0.0015	0.0752	0.0009	1184.95	1186.44	1184.35	1185.83	-	0.0209	1225.17	1225.17	0.0000	40.21	38.73	41.97
																		1186.44											40.48
		70.80																											
					</																								





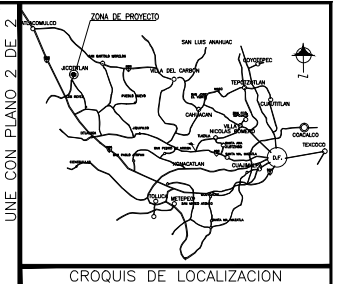


**LISTA DE PIEZAS ESPECIALES**

SÍMBOLO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
—	CODO DE PAB. DE 90°	PZA	300
—	CODO DE PAB. DE 45°	PZA	200
—	T.E. DE FUGO RESCADA DE 38 mm x 38 mm x 1.1/2"	PZA	200
—	REDONDA DE PAB. DE 38 mm x 1.1/2"	PZA	700
—	REDONDA RESCADA DE PAB. DE 38 mm x 1.1/2"	PZA	700
—	CONTORNADO METALICO DE 38 mm x 1.1/2"	PZA	700
—	VALVULA RESCADA DE 38 mm x 1.1/2"	PZA	300
—	NOBLE DE FUGO DE 1.1/2" DE 38 mm x 38 mm x 1.1/2"	PZA	800
—	NOBLE DE FUGO DE 1.1/2" DE 38 mm x 38 mm x 1.1/2"	PZA	200
—	NOBLE DE FUGO DE 1.1/2" DE 38 mm x 38 mm x 1.1/2"	PZA	100
—	VALVULA DE CIERRE DE 38 mm x 1.1/2"	PZA	100
—	VALVULA DE CIERRE Y EXPANSION DE 38 mm x 1.1/2"	PZA	100
—	RESCADA BOMBO DE 1.1/2" A 1" DE 38 mm x 1.1/2"	PZA	100
—	SEÑALIZADOR DE NIVEL DE 38 mm x 1.1/2"	PZA	700
—	TORNILLOS CON CAJETA Y TUBO DE MADERA DE 38 mm x 1.1/2"	PZA	2000
—	CAJETA PARA OPERACION DE VALVULA	CAJA	400

**PIEZAS CONJUNTALES**

N°	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
1	NOBLE DE FUGO DE 1.1/2" DE 38 mm x 38 mm x 1.1/2"	PZA	500
2	NOBLE DE BOMBO	PZA	100
3	NOBLE DE OPERACION	PZA	100
4	NOBLE DE MADERA	PZA	100
5	NOBLE DE FUGO	PZA	100
6	RESCADA BOMBO	PZA	100

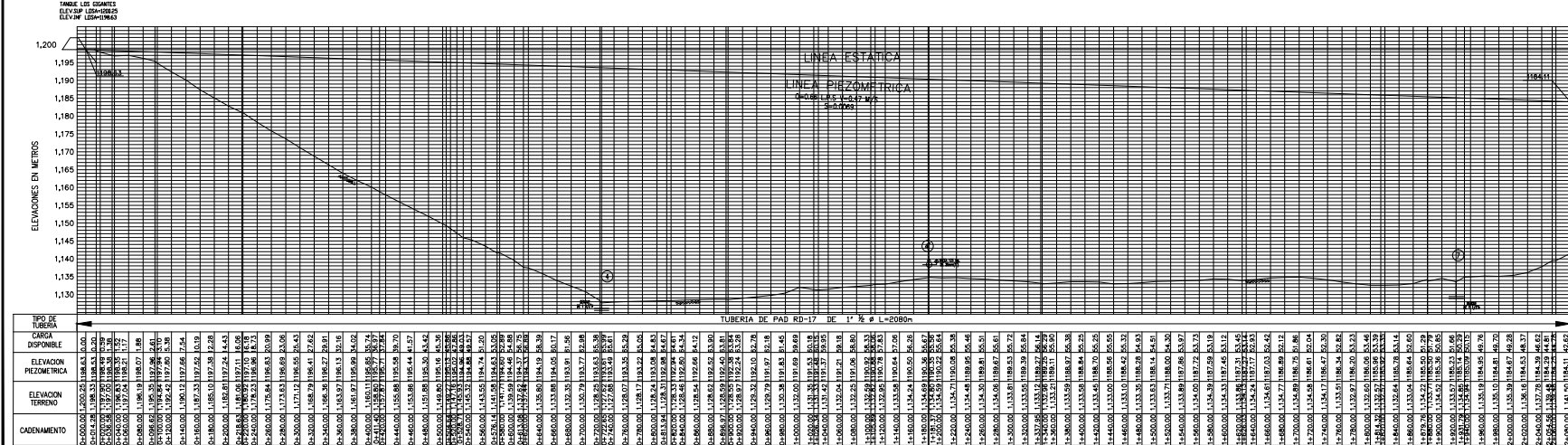
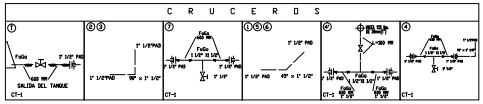


**DATOS DE PROYECTO**

POBLACION TOTAL COM.	200 000
POBLACION DE PROYECTO DESD.	200 000
COEFICIENTE DE PAB.	100
GASTO MEDIO DIARIO EN LITROS	647
GASTO MEDIO HORARIO EN LITROS	269
COEFICIENTE DE VARIACION	100
TIPO DE TUBERIA	140
NOBIA	140
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	MANANTIAL LAS FUENTES
CONEXION	GRANADA Y BOMBO
REGLACION DE PROYECTO LA CERRA	CLAVADO
FORMALIZACION/CONEXION	CLAVADO

**SIMBOLOGIA**

—	CANAL
—	NUMERO DE CONDUCCION
—	LONGITUD DE TRAMO
—	TANQUE DE REGULACION
—	CARCAMO DE BOMBO
—	ELABORACION PREVISIONAL DE LINEA DE RESPONDA
—	ELABORACION PREVISIONAL DE LINEA DE RESPONDA
—	TUBERIA DE PAB. DE 38 mm x 1.1/2"
—	TUBERIA DE PAB. DE 38 mm x 1"
—	BANCO DE NIVEL
—	CONCRETO HIERRALITO
—	EMPERADO
—	UNIDAD DE UNION EXPANSION Y ELIMINADORA DE AIRE
—	DESAGUE



**CANTIDADES DE DBRA**

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
RECONSTRUCCION DE CANAL PARA TUBERIA EN MANANTIAL CANAL EN BICO	M	2000
UNIDAD DE UNION EXPANSION Y ELIMINADORA DE AIRE	U	100
TUBERIA DE PAB. DE 38 mm x 1.1/2"	M	3000
PISTON Y MUELLO DE OPERACION DE BICO	M	100
PLANTILLA VISORIAL A DESARROLLO DE LINEA DE RESPONDA	M	4000
VALVULA DE CIERRE Y EXPANSION DE 38 mm x 1.1/2"	U	100
VALVULA DE CIERRE DE 38 mm x 1.1/2"	U	100
SEÑALIZADOR DE NIVEL DE 38 mm x 1.1/2"	U	700
INSTALACION DE TUBERIA PAB DE 1.1/2"	M	2000

**CANTIDADES DE TUBERIA**

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
DIAMETRO	M	2000
38 mm x 1.1/2" a 60-67	M	2000
TOTAL	M	2000

**NOTAS:**

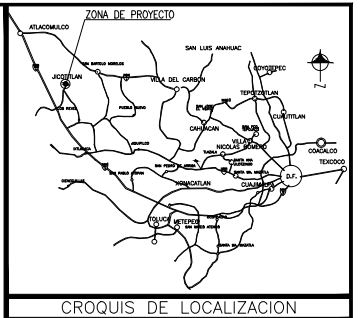
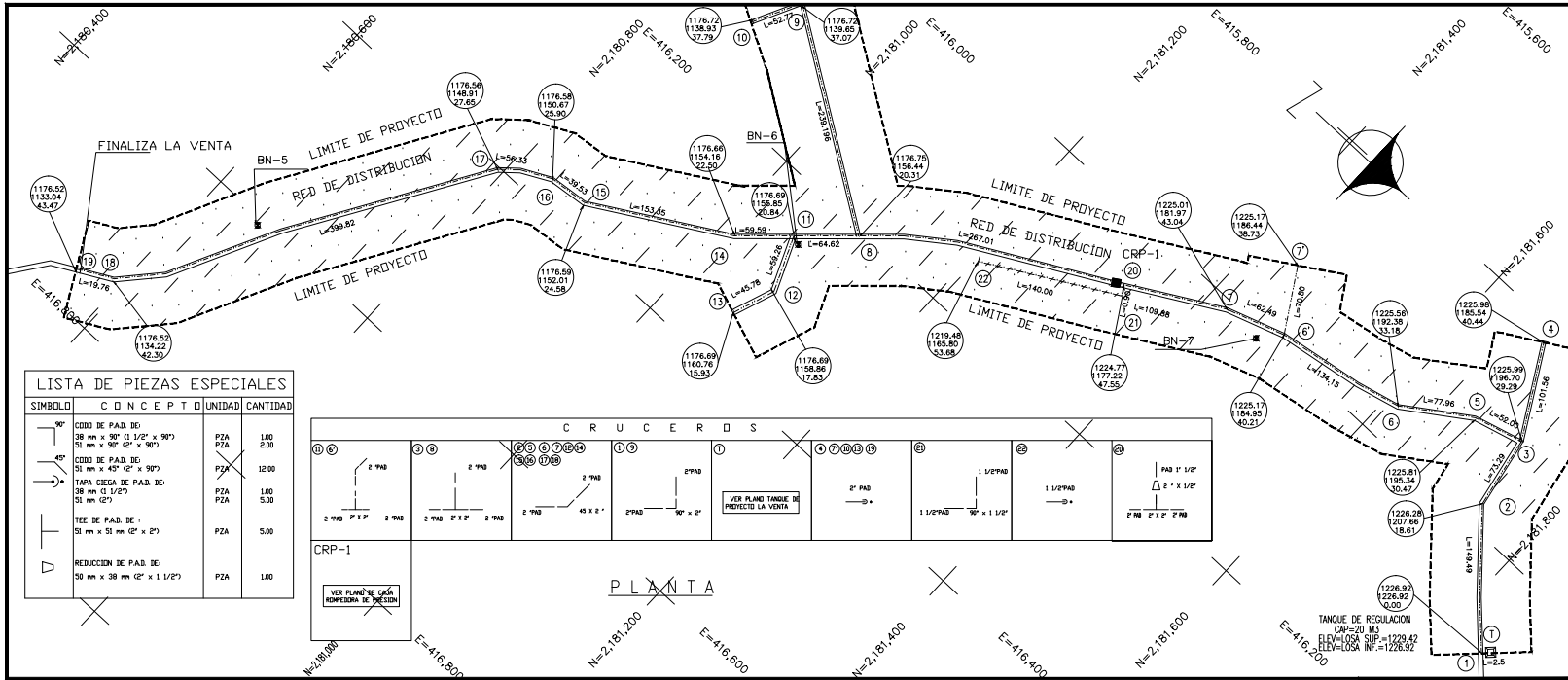
- BASE LA CANTIDAD DEL RESISTENTE APORTEADO DE TOMAR COMO FUNDACION CON UNA ELEVACION DE TUBERIA CON COORDENADAS (X=4784.797 Y=7488.878).
- EL BANDO DE NIVEL UTILIZADO ES BN-4 ARRODADO SOBRE LA LEY DE TANGENTE CON UNA ELEVACION DE TUBERIA CON COORDENADAS (X=4784.797 Y=7488.878).
- TRAMA LAS LONGITUDES Y ELABORACIONES ESTAN DADAS EN METROS. LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE ZANJAS, CALAS DE VALVULAS, CONEXIONES Y TUBERIAS DE TUBERIA DE VARIACION A LA NOMINATIVA VIGENTE.
- ANTES DE PONER EN FUNCIONAMIENTO LA TUBERIA NUEVA SE DEBERAN HACER LAS PRUEBAS HIDRAULICAS SEGUN PROCEDIMIENTOS DE PRUEBA DE LA CARR.
- TRAMA LA TUBERIA NUEVA SE CONECTARA A UN PROCEDIMIENTO DE LAVADO Y DESCONTAMINACION SEGUN PROCEDIMIENTOS DE LAVADO DE LA CARR.
- EL USO DE PLANTILLA VISORIAL A JUICIO DEL ING. RESISTENTE DE DBRA, DEBERA ESTAR DE ACUERDO CON EL PLANO DE PROYECTO.
- LA TUBERIA DE CONDUCCION Y CONJUNTO DE BOMBO DE OPERACION SE DEBERAN PONER ATENDIENDO A LA LEY DE TANGENTE DE LA EXTREMA SUPERIOR.
- LAS CALAS PARA EL BOMBO Y VALVULA DE EXPANSION Y MUELLO DE ANTE DE CONSTRUCCION DE BICO AL PLANO TIPO Y 1/2" DE LA EXTREMA SUPERIOR.
- LA VALVULA DE CIERRE EN LOS PUNTOS MAS ALTOS DEL PERFIL, SEGUN EL CANTONAMIENTO INDICADO EN ESTE PLANO.
- LAS CANTIDADES DE DBRA CONCEPTO Y LISTAS ESPECIALES DETALLADAS EN ESTE PLANO CONFORME UNIFORMEMENTE A ESTE PLANO TIPO Y 1/2" DE LA EXTREMA SUPERIOR.
- EL ESTABLECIMIENTO DEL CANTONAMIENTO POR PLANO DE LA PLANTA DE BOMBO Y ANTES DE ESTABLECER EL CANTONAMIENTO EN ESTE PLANO TIPO Y 1/2" DE LA EXTREMA SUPERIOR.
- EL RESPONSABLE DE LA CONSTRUCCION DE DBRA VERIFICARA Y LOCALIZARA LAS LINEAS DE CONDUCCION Y TUBERIAS DE TUBERIA DE VARIACION PREVIDA EN LA ELECCION DE LA DBRA.
- VALORAR CANTIDAD E INSPECCION SEGUN SEA APROPIADO PARA LA SUPERVISION DE OBRA.

**ING. RENE SOTO CARMONA**  
COMISION DEL AGUA

PROYECTO EJECUTIVO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA VENTA  
PLANO DE PROYECTO  
LINEA DE CONDUCCION A GRAVEDAD LA VENTA DEL KM CH000 AL 2+500  
PLANO 1 DE 2  
C.M.E. PROY-UN-004-1

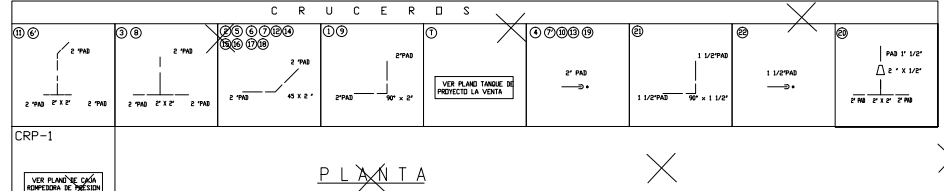






**LISTA DE PIEZAS ESPECIALES**

SIMBOLO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
90°	CODO DE P.A.D. DE 38 mm x 90° (1 1/2" x 90°)	PZA	1.00
45°	CODO DE P.A.D. DE 38 mm x 45° (1/2" x 90°)	PZA	2.00
90°	TAPA CIEGA DE P.A.D. DE 38 mm (1 1/2")	PZA	5.00
90°	TEE DE P.A.D. DE 38 mm x 38 mm (1 1/2" x 1 1/2")	PZA	5.00
90°	REDUCCION DE P.A.D. DE 50 mm x 38 mm (2" x 1 1/2")	PZA	1.00

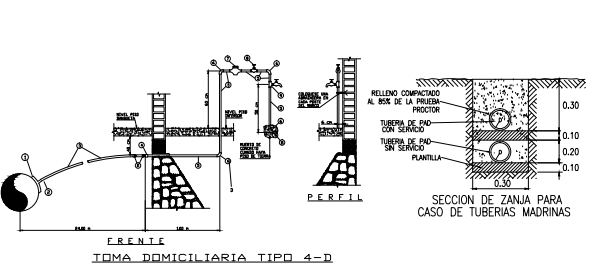
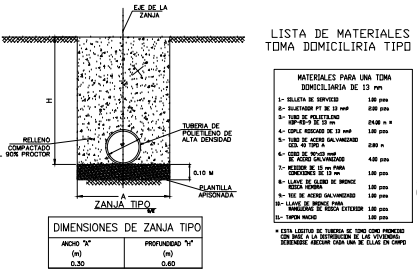


**DATOS DE PROYECTO**

POBLACION ACTUAL OROB	224 HAB
POBLACION DE PROYECTO OROB	325 HAB
DISTRIBUCION EN LT / HB / BA	300
GASTO MEDIO DIARIO EN LT / SEG	6.67
GASTO MAXIMO DIARIO EN LT / SEG	6.66
GASTO MAXIMO HORARIO EN LT / SEG	162
CORRIENTE DE VARIACION	
DIVISA	1.40
HORARIA	1.50
FUENTES DE ABASTECIMIENTO	MANANTIAL LAS FUENTES
CONDICION	GRABADO Y BOMBEO
REGULACION DE PROYECTO LA VENTA	20 +3
POTABILIZACION/DESINFECCION	CLORACION

**SIMBOLOGIA**

- LIMITE DE PROYECTO
- CAMBIO
- ⊙ NUMERO DE CRUCERO
- Ⓢ LONGITUD DE TRAMO
- TANQUE DE REGULACION
- CAJA ROMPEDORA DE PRESION
- ⊕ ELEVACION PIEZOMETRICA
- ⊖ ELEVACION DE TERRENO
- ⊙ COPERA DISPONIBLE
- ⊕ TUBERIA DE P.A.D. DE 38 mm (1 1/2")
- ⊖ TUBERIA DE P.A.D. DE 50.8 mm (2")
- ⊕ BANCO DE NIVEL
- CONCRETO HIDRAULICO



**CANTIDADES DE OBRA**

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
EXCAVACION A MANO PARA ZANJA EN MATERIAL COMUN EN SECC HASTA 2.00 m DE PROFUNDIDAD EN TIPO "B"	m <sup>3</sup>	368.33
TIPO "C"	m <sup>3</sup>	368.33
TIPO "D"	m <sup>3</sup>	344.24
REPLANTIA Y REFORZAMIENTO DE CONCRETO DE 10 cm DE ESPESUR	m <sup>2</sup>	44.69
PLANTILLA ARMADA AL 60%	m <sup>2</sup>	68.73
PROYECTOR AL 20% CON MATERIAL PRODUCTO DE COCAQUERA	m <sup>2</sup>	36.537
RELLENO COMPACTADO AL 90% PROYECTOR CON MATERIAL PRODUCTO DE BANCO	m <sup>3</sup>	344.24
INSTALACION DE TUBERIA PAD DE 1 1/2"	m	146.90
INSTALACION DE TUBERIA PAD DE 2" + TOMAS DOMICILIARIAS PARA EL A.M.O OROB	TOMA	57.80

**CANTIDADES DE TUBERIA**

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
SUMINISTRO		
50.8 mm (2") x 90-95	m	209.62
38 mm (1 1/2") x 90-95	m	348.39
TOTAL		558.02

- NOTAS -**
- PARA LA CLASIFICACION DEL PRESENTE PROYECTO, SE TOMARAN COMO BASE LOS MOVIMIENTOS VERTICALES.
  - EL BANCO DE NIVEL UTILIZADO ES BN-1 JURICADO SOBRE LA LOSA DE TANQUE CON UNA ELEVACION DE 1200.00 Y CON COORDENADAS X=47864.7870 Y=218057.9638
  - TODAS LAS LONGITUDES Y ELEVACIONES ESTAN DADAS EN METROS.
  - LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE ZANJAS, CAJAS DE VALVULAS, COMPACTACIONES Y TENDIDOS DE TUBERIA, SE ADECUARAN A LA NORMATIVIDAD VIGENTE.
  - ANTES DE PONER EN FUNCIONAMIENTO LA TUBERIA NUEVA, SE DEBERAN HACER LAS PROUEBAS HIBRIDISTADAS, SEGUN PROCEDIMIENTOS DE PROEBA DE LA CANA.
  - TODA LA TUBERIA NUEVA SE SOMETERA A UN PROCEDIMIENTO DE LAVADO Y DESINFECCION, SEGUN PROCEDIMIENTO DE LAVADO DE LA CANA.
  - LAS CANTIDADES DE OBRA Y LAS TOMAS DOMICILIARIAS DESCRITAS EN ESTE PLANO CORRESPONDE A ESTE PLANO.
  - LA LISTA DE PIEZAS ESPECIALES Y CRUCEROS DESCRITAS EN ESTE PLANO CORRESPONDE UNICAMENTE A ESTE PLANO.
  - EL USO DE PLANTILLA QUEDARA A JUICIO DEL ING. RESIDENTE DE OBRA, DEBIDO A QUE SIEMPRE NO EXISTE MATERIAL "C" O ARMISTAS QUE PUEDAN DAÑAR LA TUBERIA EN SU SERVICIO.
  - EN TODOS LOS CRUCEROS Y CAMBIOS DE DIRECCION SE DEBERAN PONER ATRAQUELES SEGUN LO INDICA EL PLANO TIPO VC-1938 DE LA EXTANTA SAEP.
  - LA FONTANERIA DE SALIDA DEL TANQUE ESTA EN EL PLANO (TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE 20 +3)
  - LA FONTANERIA DE LEGADA Y SALIDA DE LA CAJA ROMPEDORA ASI COMO LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ESTAN EN EL PLANO CAJA ROMPEDORA
  - LAS TUBERIAS MADRINA SE INSTALARAN EN LA MISMA ZANJA PARALELA A LA TUBERIA SI SERVICIO EN RUTA.
  - ES RESPONSABILIDAD DEL CONTRATISTA DE OBRA VERIFICAR Y LOCALIZAR LAS INSTALACIONES EXISTENTES DE POME, TENCALIZACION, ETC. PREVIO A LA EJECUCION DE LA OBRA CON EL FIN DE EVITAR DAÑOS A LAS MISMAS.
  - CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION DEBERA SER APROBADO POR LA SUPERVISION DE OMB.

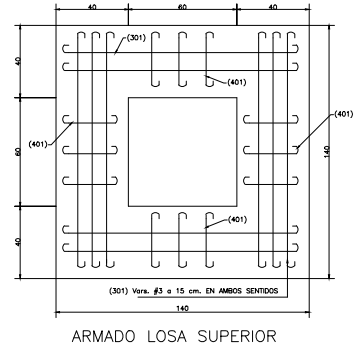
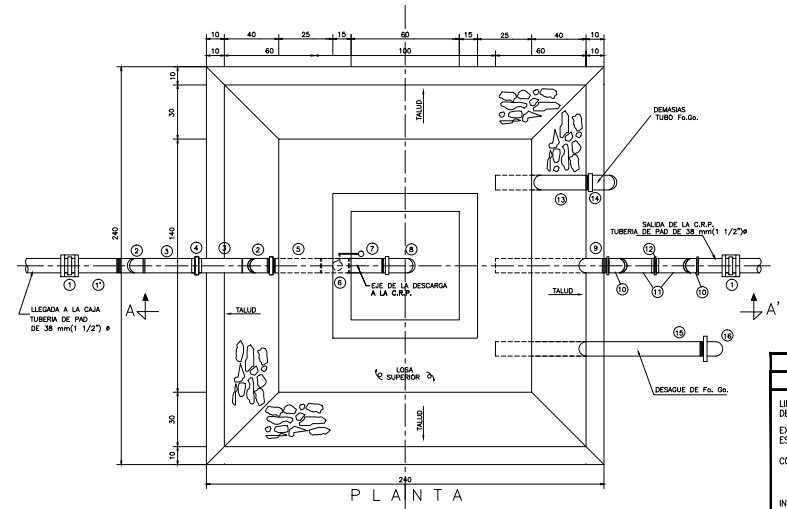
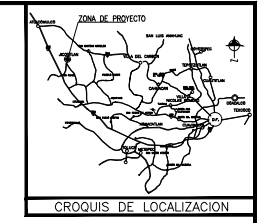
PROYECTO EJECUTIVO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA VENTA

PLANO DE PROYECTO

RED PRINCIPAL DE DISTRIBUCION LA VENTA

PLANO 1 DE 1

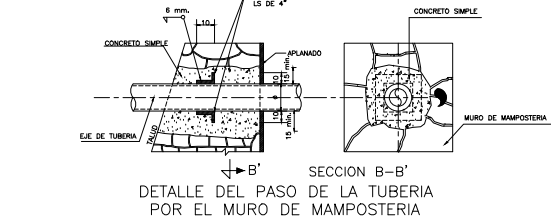
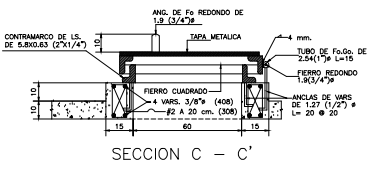
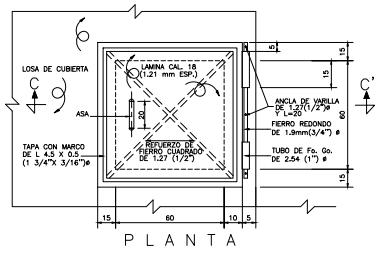
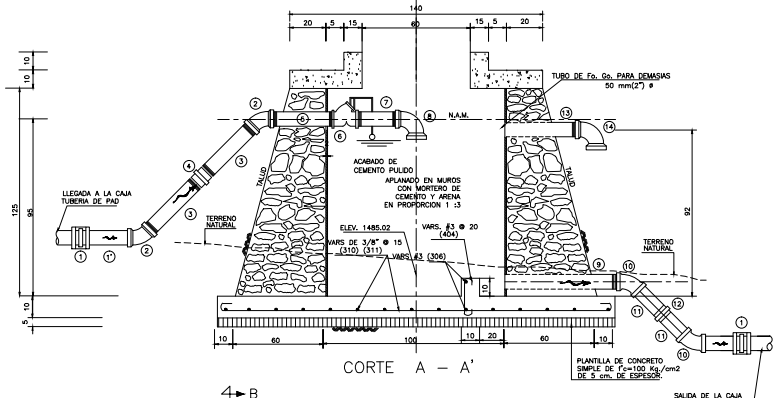
CLAVE: PROF-RED-VENTA



CANTIDADES DE OBRA POR CAJA		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
LIMPIEZA Y TRAZO EN TERRENO PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS	M2	5.0
EXCAVACION A MANO PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS EN MATERIAL TIPO "B", EN SECO	M3	1.73
CONCRETO SIMPLE DE:		
f'c= 100 kg/cm2	M3	0.30
f'c= 200 kg/cm2	M3	2.85
INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES DE FIERRO GALVANIZADO	Kg	124.00
COLOCACION DE MAMPOSTERIA DE 3a	M3	2.40
CIMBRA DE MADERA EN CIMENTACION	M2	4.15
CIMBRA DE MADERA EN LOSAS	M2	3.60
ACERO DE REFUERZO DE fy= 4200 kg/cm2	Kg	74.00
SUMINISTRO Y COLOCACION DE MARCO PARA REGISTRO	PZA	1.00
APLANADO Y EMBOQUILLADOS	M2	7.00
SUMINISTRO Y COLOCACION DE IMPERMEABILIZANTE FESTERGRAL O SIMILAR	M3	5.00

LISTA DE PIEZAS ESPECIALES CAJAS ROMPEDORAS			
Nº.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
1	LEJUNA A LA C.A.P.		
1	BRIDA BOCAL DE F.O. CONTRAMARCO DE ACERO Y NIPLE ROSCADO DE F.O. DE 50 mm (Ø) #	PZA.	2.00
1	BRIDA BOCAL DE F.O. DE 50 mm (Ø) #	PZA.	1.00
2	COJO DE F.O. DE 45° 40R 10 mm (Ø) #	PZA.	2.00
3	COJO DE F.O. DE 90° 10 mm (Ø) #	PZA.	2.00
4	TUBO UNION DE F.O. DE 50 mm (Ø) #	PZA.	1.00
5	TUBO DE F.O. DE 50 mm (Ø) # x 600 mm DE LONGITUD EXTREMO ROSCADO	PZA.	1.00
6	VARILLA DE CIMENTACION DE CLAS. 333 (333 mm Ø) #	PZA.	1.00
7	NIPLE DE F.O. DE 300 mm DE LONG. POR 90° (Ø) #	PZA.	1.00
8	COJO DE F.O. DE 90° DE 50 mm (Ø) #	PZA.	1.00
9	TUBO DE F.O. DE 800 mm DE LONGITUD UN EXTREMO ROSCADO DE 90° (Ø) #	PZA.	1.00
10	COJO DE F.O. DE 45° DE 50 mm (Ø) #	PZA.	2.00
11	NIPLE DE F.O. DE 250 mm DE LONG. DE 90° (Ø) #	PZA.	2.00
12	TUBO UNION DE F.O. DE 50 mm (Ø) #	PZA.	1.00
13	TUBO DE F.O. DE 38 mm (Ø) x 600 mm DE LONG. UN EXTREMO ROSCADO	PZA.	1.00
14	COJO DE F.O. DE 90° x 38 mm (Ø) 1/2" #	PZA.	1.00
15	TUBO DE F.O. DE 38 mm (Ø) x 1000 mm DE LONG. UN EXTREMO ROSCADO	PZA.	1.00
16	TUBO UNION DE F.O. DE 38 mm (Ø) 1/2" #	PZA.	1.00
17	TORNILLOS DE 5/8" x 2 1/2"	PZA.	8.00

DATOS GENERALES DE LA CAJA ROMPEDORA DE PRESION							
Nº DE C.A.P.	ELEV. TERRENO (m)	ELEV. DESPLANTE (m)	ELEV. F.O. SUPERIOR (m)	ELEV. TUBO DE ENTRADA (m)	ELEV. TUBO DE SALIDA (m)	TUBO DE ENTRADA (Ø) (m)	TUBO DE SALIDA (Ø) (m)
11480.0	1093.35	1093.96	1093.10	1094.45	1095.05	2"	2"
PROYECTO 1	11483.10	11483.40	11482.55	1150.80	1150.20	2"	2"
PROYECTO 2	11548.52	11548.52	11548.47	1160.02	1161.12	2"	2"
VENDA 1	1177.21	1178.01	1177.00	1178.40	1178.61	2"	2"



LISTA DE VARILLAS POR CAJA											
TPO	VARILLA	TPO	DIAMETRO	SECCION	CANTIDAD	A	B	C	D	LONGITUD VARILLA TOTAL (m)	REQ (kg)
LOSA DE COBERTURA											
B <sub>1</sub>	301	1	3	15	14	130	10	155	25.00	13.92	
B <sub>2</sub>	301	1	3	15	12	35	10	65	6.60	3.68	
LOSA DE FONDO											
F <sub>1</sub>	310	1	3	15	18	210	10	230	37.60	20.84	
F <sub>2</sub>	311	1	3	15	14	210	10	230	37.60	20.84	
F <sub>3</sub>	306	1	3	20	20	130	10	150	3.10	1.73	
F <sub>4</sub>	304	1	3	20	8	14	14	20.00	2.24	1.25	
BROCAL REGISTRO 60 x 60											
B <sub>1</sub>	308	V	3	20	20	16	8	84	10.80	5.71	
B <sub>2</sub>	308	V	3	20	16	75	10	85	10.20	5.47	
TOTAL: 73.64 kg											

- NOTAS**
- 1.- ACCIONES DE CONTRAMARCO EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD.
  - 2.- LAS TUBERIAS DE ENTRADA, SALIDA, TORNILLAS Y DESAGUES DEBERAN COLOCARSE A MEDIDA QUE SE LEVANTEN LOS MUROS, ANTES DE COMENZAR CON MORTERO PARA EVITAR FUGAS Y FUNDACIONES SECAJAS ESPECIALES INDICADO EN EL PLANO.
  - 3.- LA PARTE VISIBLE DEL TALUD SE HARA CON JUNTAS RAJADAS.
  - 4.- QUEDA A JUICIO DEL ING. RESIDENTE DE OBRA LA UBICACION EXACTA DE LA C.A.P.
  - 5.- LA LOCALIZACION DE LA CAJA ROMPEDORA DE PRESION SE HARA EN EL PLANO DE LA RED DE DISTRIBUCION.
  - 6.- LAS COTAS SON EN EL DIBUJO.
- ACERO DE REFUERZO**
- 7.- EL ACERO DE REFUERZO SERA CORRUPTO DE fy=4200 kg/cm2
  - 8.- EL REFORZAMIENTO MARCO DE VARILLAS SERA DE 2.5mm EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA CANTIDAD.
  - 9.- EL DESPLANTE DE LOS MUROS Y LOSA DE F.O. DEL TAPAJE SE HARA SOBRE UNA PLANILLA DE CONCRETO PORME DE f'c=100 kg/cm2 CON 8 cm DE ESPESOR.
  - 10.- EL CONCRETO DE LA LOSA DE F.O. Y LA LOSA DE COBERTURA SERA DE f'c=200 kg/cm2 CON REFORZAMIENTO DE 8 A 10 cm Y TAMARO MAXIMO DE ARMADO DE 18 mm (Ø) #.
  - 11.- LA CIMBRA EN LA LOSA DE COBERTURA SERA RETENIDA A LOS 20 DÍAS DEL COLADO SIENDO EN EL CASO DE USAR ACELERANTES.
  - 12.- AL CONCRETO DE LA LOSA DE FONDO Y EL APLANADO INTERIOR SE LE ADOPTARA IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL "FESTERGRAL" O SIMILAR DE ACORDO A LAS ESPECIFICACIONES DEL FABRICANTE.
  - 13.- LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE SERA ADICIONAL EN LA QUE EL TERRENO PRESENTE UNA RESISTENCIA MINIMA DE 80 kg/cm2 CONSIDERANDO EN EL DISEÑO SOBRECARGAS REALES SOBRE UNA EXCAVACION MINIMA DE 60 cm FONTEPERA.
  - 14.- LOS TUBOS DE DEMASIAS Y DESAGUE DE URBANOS EN EL LUGAR ADICIONADO A LA TORQUEMEX.
  - 15.- LA LONGITUD DEFINIDA DE LAS TUBERIAS DE DEMASIAS Y DESAGUES SERA FIJADA POR EL ING. RESIDENTE SIENDO DE 1% LONGITUD QUE NO PRODUZCAN ENCHAMCANTOS.
  - 16.- LAS LISTAS DE PIEZAS ESPECIALES CORRESPONDEN A UNA C.A.P.

PROYECTO EJECUTIVO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA VENTA

CAJA ROMPEDORA DE PRESION

PLANO N° 1 DE 1

C.A.M.

## **SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL BARRIO TUNGAREO, EJIDO DE EMILIO PORTES GIL**

**SE CONSIDERA QUE PARA LA ELABORACION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE ESTA COMUNIDAD SE REALIZO TODO EL ASPECTO SOCIAL Y SALIO POSITIVO Y POR LO TANTO SE CONTINUA CON LA PARTE DE PROYECTO**

### **DETERMINACION DE DATOS BASICOS**

#### **Determinación de Datos Básicos**

#### **Vida útil de las obras y periodo de diseño**

Atendiendo a lo anterior y a las recomendaciones contenidas en los capítulos anteriores y en los "Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable" emitido por la Comisión Nacional del Agua, referentes a la vida útil de las obras, en nuestro caso "Red de alcantarillado", estimada de 15 a 30 años considerando la conveniencia de considerar un "Periodo de Diseño" de 20 años, es decir, que el proyecto tendrá una cobertura del año 2008 al año 2028.

#### **Población actual**

El crecimiento poblacional registrado a nivel municipal así como a nivel localidad, consignado en los censos decenales que ha realizado el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI), reporta las siguientes cifras:

El XI censo realizado en el año de 1990, reporta para el Municipio 140834 habitantes mientras que para EL BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL 479 habitantes que representaron el 0.34%, nivel municipal

En el Censo de Población y Vivienda, realizado en el año de 2000, el municipio tubo una población 177287 habitantes mientras que para EL BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL 500 habitantes que representaron el 0.28%, nivel municipal

Las cantidades hasta aquí descritas, se resumen en los dos cuadros siguientes, incluyéndose además el número de viviendas habitadas a la fecha de los censos así como el número de habitantes promedio por vivienda. Otro cuadro posterior, nos indica las tasas de crecimiento poblacional que a través de los años (de la información censal), se han registrado en el municipio de San Felipe del Progreso.

## Información municipal

### EVOLUCION POBLACIONAL ESTADO DE MEXICO

Fuente	año	poblacion	No de viviendas	Hab/viv
VIII Censo	1960			
IX Censo	1970			
X Censo	1980	3,755,869		
XI Censo	1990	9,815,795		
Conteo	1995	10,318,750		
XII Censo	2000	13,096,686	2,893,357	4.53
Conteo	2005	14,007,495	3,105,875	4.51

### MUNICIPIO DE SAN FELIPE DEL PROGRESO

Fuente	año	poblacion	No de viviendas	Hab/viv
VIII Censo	1960	66424		
IX Censo	1970	87173		
X Censo	1980	94862		
XI Censo	1990	140834		
Conteo	1995	155978		
XII Censo	2000	177287		
Conteo	2005	100201	18918	5.3

### CABECERA MUNICIPAL

Fuente	año	poblacion	No de viviendas	Hab/viv
VIII Censo	1960	836		
IX Censo	1970	991		
X Censo	1980	1300		
XI Censo	1990	1818		
Conteo	1995	2645		
XII Censo	2000	3512		
Conteo	2005	4001	937	4.27

### BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL

Fuente	año	poblacion	No de viviendas	Hab/viv
VIII Censo	1960			
IX Censo	1970			
X Censo	1980			
XI Censo	1990	479		
Conteo	1995	500		
XII Censo	2000	543		
Conteo	2005	574	106	4.67

Tasa de crecimiento media anual histórica en el Municipio:

PERIODO	Municipal %
1990-1995	1.83
1995-2000	3.06

## Población de Proyecto

Para la población proyecto se utiliza los siguientes métodos que son los del manual de diseño de agua potable alcantarillado y saneamiento de la Comisión Nacional del Agua los cuales se explican en los capítulos anteriores.

### Método de mínimos cuadrados

#### Ajuste lineal

#### Ajuste No-Lineal

#### a) Ajuste Exponencial

#### b) Ajuste Logarítmico

La proyección de la población abarca un periodo de 20 años de 2008 a 2028 y con base en este dato se calculará los gastos de diseño para el sistema.

DATOS GENERALES					
DOCUMENTO: PROYECCION DE LA POBLACION					
LOCALIDAD: CABECERA MUNICIPAL SAN FELIPE DEL PROGRESO					
MUNICIPIO: SAN FELIPE DEL PROGRESO					
AÑO DE PUESTA EN OPERACIÓN: 2008					
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS): 20					
HORIZONTE DE PROYECTO: 2028					
PROYECCION DE LA CABECERA MUNICIPAL DE SAN FELIPE DEL PROGRESO					
AÑO	DATOS CENSALES	POBLACION PROYECTADA			
		LINEAL	EXPONENCIAL	LOGARITMICO	POTENCIAL
		$P=a+bt$	$P=ae^{bt}$	$P=a+b \ln(t)$	$P=at^b$
HABITANTES					
(t)	(P)				
1960	836	331	718	328	716
1970	991	1,041	1,036	1,044	1,037
1980	1,300	1,752	1,496	1,756	1,499
1990	1,818	2,462	2,159	2,465	2,163
1995	2,645	2,817	2,594	2,818	2,596
2000	3,512	3,172	3,117	3,170	3,115
2005	4,001	3,528	3,745	3,521	3,735
2006		3,599	3,885	3,592	3,873
2007		3,670	4,031	3,662	4,016
2008		3,741	4,181	3,732	4,164
2009		3,812	4,338	3,802	4,318
2010		3,883	4,500	3,872	4,477
2011		3,954	4,668	3,942	4,642
2012		4,025	4,843	4,012	4,813
2013		4,096	5,024	4,082	4,990
2014		4,167	5,212	4,151	5,173
2015		4,238	5,407	4,221	5,364
2016		4,309	5,609	4,291	5,561
2017		4,380	5,819	4,361	5,765
2018		4,451	6,036	4,431	5,977
2019		4,522	6,262	4,500	6,196
2020		4,593	6,496	4,570	6,423
2021		4,664	6,739	4,640	6,659
2022		4,735	6,991	4,709	6,903
2023		4,806	7,253	4,779	7,155
2024		4,877	7,524	4,848	7,417
2025		4,948	7,805	4,918	7,689
2026		5,019	8,097	4,987	7,970
2027		5,091	8,400	5,057	8,261
2028		5,162	8,714	5,126	8,563

AJUSTE LINEAL			AJUSTE EXPONENCIAL			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE POTENCIAL		
N=	7		a=	4.02E-29		a=	-1066101		a=	2.30E-237	
$\sum ti$ =	13900		b=	0.03671		b=	140676.82		b=	72.74	
$\sum Pi$ =	15.103										
a=	-138908.6211										
b=	71.0										
LINEAL			EXPONENCIAL			LOGARITMICO			AJUSTE POTENCIAL		
$t^i \cdot Pi$	$t^i^2$	$Pi^2$	$t^i \cdot \ln(Pi)$	$\ln(Pi)$	$(\ln(Pi))^2$	$(\ln(t^i) \cdot Pi)$	$\ln(t^i)$	$\ln(t^i)^2$	$\ln(t^i)$	$\ln(Pi)$	$\ln(t^i) \cdot \ln(Pi)$
1638560	3841600	698896	13188.11208	6.728628613	45.27444301	6337.464993	7.580699752	57.46700873	7.580699752	6.728628613	51.00771326
1952270	3880900	982081	13590.46763	6.898714534	47.59226223	7517.516722	7.585788822	57.54419205	7.585788822	6.898714534	52.3321916
2574000	3920400	1690000	14196.8367	7.170119543	51.41061427	9868.107761	7.590652124	57.62103596	7.590652124	7.170119543	54.42731716
3617820	3960100	3305124	14935.92963	7.505492275	56.33241429	13809.32787	7.595889918	57.69754364	7.595889918	7.505492275	57.0108931
5276775	3980025	6996025	15721.45056	7.880426344	62.10111937	20097.76623	7.598399329	57.73567237	7.598399329	7.880426344	59.87862625
7024000	4000000	12334144	16327.88191	8.163940955	66.64993191	26694.36944	7.60090246	57.7737182	7.60090246	8.163940955	62.05331888
8022005	4020025	16008001	16630.07072	8.294299609	68.795406	30421.20076	7.60339934	57.81168152	7.60339934	8.294299609	63.06487217
30105430	27603050	42014271	104590.7492	52.64162187	398.1561911	114745.7538	53.15593174	403.6508525	53.15593174	52.64162187	399.7749324

**DATOS GENERALES**

DOCUMENTO: PROYECCION DE LA POBLACION  
 LOCALIDAD: Barrio Tungareo Ejido de Emilio Portes Gil  
 MUNICIPIO: SAN JOSE DEL RINCON  
 AÑO DE PUESTA EN OPERACIÓN: 2008  
 PERIODO DE DISEÑO (AÑOS): 20  
 HORIZONTE DE PROYECTO: 2028

**PROYECCION DE LA LOCALIDAD BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL**

AÑO	DATOS CENSALES	POBLACION PROYECTADA				COMPARACION
		LINEAL	EXPONENCIAL	LOGARITMICO	POTENCIAL	
		$P=a+bt$	$P=ae^{bt}$	$P=a+b(\ln(t))$	$P=atb$	
	HABITANTES					
(t)	(P)					
1990	479	475	476	475	476	
1995	500.00	508	507	508	507	
2000	543.00	540	539	540	539	
2005	574.00	573	574	573	574	
2006		580	581	580	581	
2007		586	589	586	589	
2008		593	596	593	596	641
2009		599	604	599	603	665
2010		606	611	606	611	690
2011		613	619	612	619	715
2012		619	627	619	626	742
2013		626	635	625	634	770
2014		632	642	632	642	799
2015		639	651	638	650	829
2016		645	659	645	658	860
2017		652	667	651	666	892
2018		658	675	658	675	925
2019		665	684	664	683	960
2020		672	693	671	692	996
2021		678	701	677	700	1033
2022		685	710	684	709	1071
2023		691	719	690	718	1112
2024		698	728	697	727	1153
2025		704	737	703	736	1196
2026		711	747	710	745	1241
2027		718	756	716	754	1287
2028		724	765	723	763	1335

AJUSTE LINEAL			AJUSTE EXPONENCIAL			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE POTENCIAL		
N=	4		a=	7.40E-09		a=	-99051		a=	1.89E-80	
$\sum ti$ =	7990		b=	0.01251		b=	13102.53		b=	24.98	
$\sum Pi$ =	2.096										
a=	-12579.6										
b=	6.6										
LINEAL			EXPONENCIAL			LOGARITMICO			AJUSTE POTENCIAL		
$t^i \cdot Pi$	$t^i^2$	$Pi^2$	$t^i \cdot \ln(Pi)$	$\ln(Pi)$	$(\ln(Pi))^2$	$(\ln(t^i) \cdot Pi)$	$\ln(t^i)$	$\ln(t^i)^2$	$\ln(t^i)$	$\ln(Pi)$	$\ln(t^i) \cdot \ln(Pi)$
953210	3960100	229441	12281.68419	6.171700597	38.08988826	3638.431271	7.595889918	57.69754364	7.595889918	6.171700597	46.87955834
997500	3980025	250000	12398.14316	6.214608098	38.62135382	3799.199665	7.598399329	57.73567237	7.598399329	6.214608098	47.22107401
1086000	4000000	294849	12594.21864	6.29710932	39.65358579	4127.290036	7.60090246	57.7737182	7.60090246	6.29710932	47.86371372
1150870	4020025	329476	12737.02194	6.352629396	40.35590025	4364.351221	7.60339934	57.81168152	7.60339934	6.352629396	48.30157816
0	4024036	0	#NUM!	#NUM!	#NUM!	0	7.603897965	57.81926432	7.603897965	#NUM!	#NUM!
0	4028049	0	#NUM!	#NUM!	#NUM!	0	7.604396349	57.82684383	7.604396349	#NUM!	#NUM!
0	4032064	0	#NUM!	#NUM!	#NUM!	0	7.604894481	57.83442006	7.604894481	#NUM!	#NUM!
4187580	15960150	1103766	50011.06792	25.03604741	156.7207281	15929.27219	30.39859105	231.0186157	30.39859105	25.03604741	190.2659242

METODO DE CRECIMIENTO POR COMPARACION BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL						
AÑO	POBLACION HISTORICA DEL ESTADO	EXPONENCIAL	TASA DE CRECIMIENTO		POBLACION HISTORICA LOCALIDAD	PROYECCION DE LA POBLACION DE LA LOCALIDAD
			i(%)	PERIODO		
1960	836	718	1.7154%	1960a1970		
1970	991	1,036	2.7512%	1970a1980		
1980	1,300	1,496	3.4106%	1980a1990		
1990	1,818	2,159	7.7870%	1990a1995	479	
1995	2,645	2,594	5.8341%	1995a2000	500	
2000	3,512	3,117	2.6415%	2000a2005	543	
2005	4,001	3,745	3.7396%	2005a2006	574	574
2006		3,885	3.7396%	2006a2007		595
2007		4,031	3.7396%	2007a2008		618
2008		4,181	3.7396%	2008a2009		641
2009		4,338	3.7396%	2009a2010		665
2010		4,500	3.7396%	2010a2011		690
2011		4,668	3.7396%	2011a2012		715
2012		4,843	3.7396%	2012a2013		742
2013		5,024	3.7396%	2013a2014		770
2014		5,212	3.7396%	2014a2015		799
2015		5,407	3.7396%	2015a2016		829
2016		5,609	3.7396%	2016a2017		860
2017		5,819	3.7396%	2017a2018		892
2018		6,036	3.7396%	2018a2019		925
2019		6,262	3.7396%	2019a2020		960
2020		6,496	3.7396%	2020a2021		996
2021		6,739	3.7396%	2021a2022		1,033
2022		6,991	3.7396%	2022a2023		1,071
2023		7,253	3.7396%	2023a2024		1,112
2024		7,524	3.7396%	2024a2025		1,153
2025		7,805	3.7396%	2025a2026		1,196
2026		8,097	3.7396%	2026a2027		1,241
2027		8,400	3.7396%	2027a2028		1,287
2028		8,714	3.7396%	2028a2029		1,335

### Resultados de la Proyección

Usando el método de mínimos cuadrados El método exponencial fue el establecido como el más adecuado para la proyección Municipal, para BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL el método Exponencial, fueron los que presentaron un coeficiente de correlación más cercano a la unidad por lo cual los consideramos como los adecuados.

A continuación se muestra el cálculo del coeficiente de correlación "r"

CABECERA MUNICIPAL SAN FELIPE DEL PROGRESO			
COEFICIENTE DE CORRELACION "r"			
LINEAL	EXPONENCIAL	LOGARITMICO	POTENCIAL
$P=a+bt$	$P=ae^{bt}$	$P=a+b \ln(t)$	$P=a+b \ln(t)$
0.931611	0.979276	0.930535	0.978721

MAXIMO VALOR DE "r" 0.9792760 EXPONENCIAL

PROYECCION DE LA LOCALIDAD BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL			
COEFICIENTE DE CORRELACION "r"			
LINEAL	EXPONENCIAL	LOGARITMICO	POTENCIAL
$P=a+bt$	$P=ae^{bt}$	$P=a+b \ln(t)$	$P=a+b \ln(t)$
0.992391	0.993381	0.992315	0.993330

MAXIMO VALOR DE "r" 0.9933811 EXPONENCIAL

## Dotación de Agua Potable

Actualmente, la localidad de BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL cuenta con el servicio de abastecimiento de agua potable en un 100%. La fuente de abastecimiento son las aguas precipitadas que se infiltran dando origen Al manantial llamado "Yameje". El cual mediante una línea de conducción de 3" de diámetro abastece al depósito de agua.

La proyección de la demanda de agua potable se realizó para los sectores domésticos, considerándose un solo estrato socioeconómico.

Las demandas se afectaron por el porcentaje de pérdidas físicas (agua no contabilizada) en el sistema, basado en estimaciones con un valor desde el 30% al 40%, ya que el sistema existente no es completamente nuevo. Se obtuvo también el gasto, que cuantifica la variación máxima diaria y el gasto máximo horario, para considerar un margen de seguridad, por concepto de usos y costumbres en el consumo del vital líquido. Los coeficientes recomendados por la CONAGUA, para la obtención de los mencionados gastos en comunidades rurales son de 1.4 y 1.55 respectivamente. Asimismo se obtuvo la capacidad de regulación que se requiere para cubrir la ley de demandas horarias de agua, considerando un abastecimiento a la comunidad durante las 24 horas. El cálculo de la demanda se realizó por año, hasta el año 2028 y los resultados se muestran a continuación.

### Coeficientes de variación diaria y horaria

Concepto	Valor
Coeficientes de variación diaria (CVd)	1.4

Coeficientes de variación horaria (CVh) 1.55

Tomando en cuenta lo anterior, para la evaluación de los gastos de aguas consideramos adecuado adoptar el consumo para agua potable de 100 litros por habitante por día indicado en las normas de la CONAGUA, por estar dentro del clima templado y pertenecer a la clase popular por lo tanto nos da un consumo de 100 (l/hab/día), considerando las pérdidas y los servicios públicos que se considera de 30 % quedando una dotación de 142.86 de l/h/día. La cual se obtuvo de la siguiente forma.

TABLA 16	CONSUMO DOMESTICO PER CAPITA		
	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONOMICA(l/hab/día)		
CLIMA	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
CALIDO	400	230	185
SEMICALIDO	300	205	130
TEMPLADO	250	195	100

$$DOTACION = \frac{CONSUMO DOMESTICO PERCAPITA}{1 - \frac{PERDIDAS}{100}} = L / H / D$$

$$DOTACION = \frac{100}{1 - \frac{30}{100}} = 142.86 L / H / D$$



Dotacion= 142.86 l/hab/día  
 Coeficiente de variación diaria 1.4 l/hab/día  
 Coeficiente de variación horaria 1.55 l/hab/día

**PROYECCION DE LA DEMANDA LOCALIDAD BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL**

AÑO	POBLACION	CONSUMO	PERDIDAS	DOTACION	DEMANDA		Qmed.d l.p.s	Qmax.d	Qmax.H
					M3/Año	M3/Día			
		l/hab/día	l/hab/día	l/hab/día					
2005	574	100	30	142.86	29,935.26	82.0144	0.9492	1.33	2.06
2006	581	100	30	142.86	30,311.97	83.0465	0.9612	1.35	2.09
2007	589	100	30	142.86	30,693.42	84.0916	0.9733	1.36	2.11
2008	596	100	30	142.86	31,079.68	85.1498	0.9855	1.38	2.14
2009	604	100	30	142.86	31,470.79	86.2214	0.9979	1.40	2.17
2010	611	100	30	142.86	31,866.83	87.3064	1.0105	1.41	2.19
2011	619	100	30	142.86	32,267.85	88.4051	1.0232	1.43	2.22
2012	627	100	30	142.86	32,673.92	89.5176	1.0361	1.45	2.25
2013	635	100	30	142.86	33,085.10	90.6441	1.0491	1.47	2.28
2014	642	100	30	142.86	33,501.45	91.7848	1.0623	1.49	2.31
2015	651	100	30	142.86	33,923.04	92.9398	1.0757	1.51	2.33
2016	659	100	30	142.86	34,349.94	94.1094	1.0892	1.52	2.36
2017	667	100	30	142.86	34,782.21	95.2937	1.1029	1.54	2.39
2018	675	100	30	142.86	35,219.92	96.4929	1.1168	1.56	2.42
2019	684	100	30	142.86	35,663.13	97.7072	1.1309	1.58	2.45
2020	693	100	30	142.86	36,111.93	98.9368	1.1451	1.60	2.48
2021	701	100	30	142.86	36,566.37	100.182	1.1595	1.62	2.52
2022	710	100	30	142.86	37,026.53	101.443	1.1741	1.64	2.55
2023	719	100	30	142.86	37,492.48	102.719	1.1889	1.66	2.58
2024	728	100	30	142.86	37,964.30	104.012	1.2038	1.69	2.61
2025	737	100	30	142.86	38,442.05	105.321	1.219	1.71	2.65
2026	747	100	30	142.86	38,925.82	106.646	1.2343	1.73	2.68
2027	756	100	30	142.86	39,415.67	107.988	1.2499	1.75	2.71
2028	765	100	30	142.86	39,911.69	109.347	1.2656	1.77	2.75

**Aportación de aguas residuales**

Para estimar el gasto de aguas residuales de la localidad, se adoptará el criterio recomendado por la CONAGUA de aceptar como aportación de aguas residuales el 75% de la dotación de agua potable, considerando que el 25% restante se consume antes de llegar a los conductos

**Coefficientes de variación**

Los coeficientes de variación de las aportaciones de aguas residuales son dos: uno que cuantifica la variación máxima instantánea (Coeficiente de Harmon) de las aportaciones de aguas residuales y otro de seguridad. El primero se aplica al gasto medio y el segundo al gasto máximo instantáneo.

**Coefficiente de variación máxima instantánea**

Para cuantificar la variación máxima instantánea de las aportaciones, se utiliza la fórmula de Harmon, cuya expresión es:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

M = Coeficiente de variación máxima instantánea de aguas residuales

P = Población servida acumulada hasta el tramo de tubería considerado, en miles de habitantes

Con base en las recomendaciones de los capítulos anteriores, se adoptará el valor constantes de 3.8 como coeficiente de variación máxima instantánea en aquellos tramos que tengan una población acumulada menor a los 1000 habitantes

### **Coeficiente de seguridad**

Generalmente en proyectos de redes de alcantarillado se considera un margen de seguridad aplicando un coeficiente.

Para nuestro caso, considerando que se trata de un sistema nuevo así como las condiciones geológicas y topográficas de la localidad, en el sentido que no se prevén aportaciones pluviales debido a que por lo general los patios de las viviendas son de tierra y se cuenta con buen desnivel para su desalojo superficial, se adoptará un valor de 1.5 para el coeficiente de seguridad, previendo solamente algún crecimiento poblacional inusitado; es decir el gasto máximo que transitará por los conductos será el que resulte de multiplicar el gasto máximo instantáneo de aguas residuales por el coeficiente de seguridad de 1.5.

### **Gastos de diseño**

Los gastos que habrán de considerarse en el proyecto son: gasto medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario, estos se tomaron con base en el estudio PROYECTO EJECUTIVO DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE EL BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL en el que se registran los siguientes datos:

Demanda	1.27	l.p.s.	
Porcentaje de aportación		75	%
Q medio (AGUAS NEGRAS)	0.95	l.p.s.	
Q mínimo	0.47	l.p.s.	
Q máximo instantáneo	3.61	l.p.s.	
Q máximo extraordinario		5.41	l.p.s.
Coeficiente de Harmon	3.8		

### **Datos de proyecto**

Se presentan a continuación en forma resumida, los datos básicos de proyecto que regirán la elaboración del sistema de alcantarillado sanitario de BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL

## DATOS DE PROYECTO

<b>Población último censo oficial (2005)</b>	<b>574</b>	<b>hab.</b>
<b>Población actual (2008)</b>	<b>596</b>	<b>hab.</b>
<b>Población de proyecto (2028)</b>	<b>765</b>	<b>hab.</b>
<b>Dotación de agua potable</b>	<b>142.86</b>	<b>l/hab/día</b>
<b>Aportación de aguas residuales (75% de la Dotación)</b>	<b>107.14</b>	<b>l/hab/día</b>
<b>Sistema</b>	<b>separado</b>	
<b>Gastos de aguas residuales</b>		
<b>Mínimo</b>	<b>0.47</b>	<b>l/s</b>
<b>Medio</b>	<b>0.95</b>	<b>l/s</b>
<b>Máximo instantáneo</b>	<b>3.61</b>	<b>l/s</b>
<b>Máximo extraordinario</b>	<b>5.41</b>	<b>l/s</b>
<b>Coefficiente de Harmon</b>	<b>3.8</b>	
<b>Fórmulas</b>	<b>Harmon y Manning</b>	
<b>Velocidades:</b>		
<b>Mínima</b>	<b>0.30</b>	<b>m/s</b>
<b>Máxima</b>	<b>5.00</b>	<b>m/s</b>
<b>Sistema de eliminación</b>	<b>Gravedad</b>	
<b>Tratamiento</b>	<b>Planta de tratamiento</b>	
<b>Sitio de disposición final</b>	<b>Barranca</b>	

## **ESTUDIOS BÁSICOS DE CAMPO**

### **Levantamiento de Poligonal abierta**

Se realizó el levantamiento de poligonales abiertas, como sigue:

- ❖ Colector principal ramal C con 1923.63 mts
- ❖ Red de Alcantarillado sanitario, la cual quedo conformada por las poligonales
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>A con 1070.69mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>B con 690.48mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>1A con 156.43mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>2A con 96.26 mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>3A con 323.83mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>E con 813.95mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>D con 435.85mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>5A con 160.23mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>1 de 5A con 113.84mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>4 de A con 119.62mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>2 de C con 795.21mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>1 de E con 88.654mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>2 de E con 57.62mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>3 de E con 121.0187mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>1D con 136.29mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>1C con 119.68mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>1 de 2C con 240.73mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>2 de 2C con 150.99mts
- ❖ Ramal n<sup>a</sup>1 de B con 56.63mts

Que en total suman una longitud de 7668.62 m.

### **Nivelación de Perfil de poligonal**

La nivelación de perfil de poligonal se realizó de la siguiente manera:

Colectores principales a cada 20 m, en una longitud de 1923.63 m

Red de alcantarillado a cada 100 m, en una longitud de 5744.99 m

### **Levantamiento de detalle**

Se realizo 2 levantamiento de detalle con curvas de nivel a cada 0.50 m, que servirá para la colocación y construcción de la planta de tratamiento y cruce especial

## **PROYECTO EJECUTIVO**

### **OBJETIVO DEL ESTUDIO**

La Comisión, ha encomendado la elaboración del Proyecto Ejecutivo del sistema de alcantarillado de la Localidad de EL BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL Municipio De San Felipe del Progreso, Estado de México

#### **Importancia de un Sistema de Alcantarillado**

Desde el punto de vista sanitario, las aguas negras son desechos originados por la actividad vital de la población. En su composición se encuentran sólidos orgánicos disueltos y suspendidos que son sujetos a la putrefacción. También contiene organismos vivos como bacterias y otros microorganismos cuyas actividades vitales promueven el proceso de descomposición.

El sistema de alcantarillado sanitario resuelve en forma muy positiva el problema de alejamiento de aguas negras, por medio de conductos o tuberías generalmente subterráneas que se encargan de recolectar las aguas de desecho y las transportan en forma segura y rápida, hasta el lugar de disposición final. Este lugar, en un proyecto correctamente concebido, deberá ser un sitio donde sea posible someterlas a un proceso de tratamiento. Dicho tratamiento de las aguas residuales generalmente consiste en la oxidación de la materia biodegradable y tiene como propósito lograr su estabilización, para quitarles el poder nocivo que conllevan y poder disponer de ellas en forma segura, sin que causen peligros ni riesgos a la salud humana en caso de ser reutilizadas.

La localidad de EL BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL Municipio De San Felipe del Progreso, Estado de México enfrenta la necesidad básica en materia de alcantarillado al tener que desalojar sus aguas negras producidas por la población.

Las aguas residuales se producen en forma continua y aumentan en cantidad conforme la población crece y diversifica sus actividades socioeconómicas; producen enfermedades infecciosas, afectan la salud y el medio ambiente, y por tanto, deben ser tratadas antes de ser descargadas en ríos, lagos u otros cuerpos de agua, o de ser reutilizadas para la agricultura, riego de jardines u otras actividades.

La combinación de aguas negras y pluviales encarece las obras necesarias para su manejo y desalojo en una localidad; dificulta los procesos de tratamiento y en general impide su uso adecuado y eficaz de los recursos disponibles.

Por esto es que desde el punto de vista social, económico y técnico, es recomendable atender los problemas de saneamiento y drenaje de la localidad por medio de un Sistema Separado de Aguas Negras.

Este método permite un manejo más racional de los costos involucrados, además de otorgar mayor prioridad a la salud y a la protección del medio ambiente.

#### **Planeación general del sistema de drenaje de EL BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL**

Lo que se recomienda para la disposición de excretas se realice a través de las tecnologías de saneamiento más factibles para la comunidad donde se colocaran atarjeas y/o colectores a lo largo de las calles principales que recolectaran de una forma eficiente las aguas servidas de la comunidad y serán conducidas por gravedad hasta la planta de tratamiento ubicada en las partes más baja de la localidad donde se le dará un tratamiento de purificación a las aguas negras y posteriormente se descargar al arroyo.

### Adopción de la Dotación

De acuerdo al capítulo 1.3 determinación de datos básicos y de acuerdo al análisis de la demanda considerando pérdidas de 30% obtenemos una dotación de 142.86 lt/hab/día. Determinados en el capítulo 1.3 datos básicos

Para obtener la aportación de aguas negras domésticas se consideró el 75% de la dotación de agua potable.

$$\text{Aportación} = 0.75 \times 142.86 \text{ l/hab/día} = 107.14 \text{ l/hab/día}$$

### Determinación de Gastos de Proyecto.

Los gastos de diseño se calcularon de la siguiente forma:

Gasto medio (Qm):

$$Q_{\text{med}} = \frac{\text{Pob} \times A_p}{86,400}$$

Donde:

Qmed = Gasto medio, en lps

Pob = Población, en habitantes

Ap = Aportación de aguas negras, en l/hab/día

$$Q_{\text{med}} = \frac{765 \times 107.14}{86,400} = 0.95 \text{ lt/seg}$$

### Gasto mínimo (Qmin):

Se considera como gasto mínimo la mitad del gasto medio.

$$\begin{aligned} Q_{\text{min}} &= 0.5 Q_{\text{med}} \\ Q_{\text{min}} &= 0.5 \times 0.95 = 0.47 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

Se acepta en la practica para una tubería de 30 cm. de diámetro como gasto mínimo probable de aguas negras por conducir, a la descarga de 2 excusados estimada en 3.0 lt/seg

### **Gasto máximo Instantáneo (QmInst):**

El gasto máximo también es llamado gasto máximo instantáneo y se calcula afectando de un coeficiente M (Harmon) al gasto medio.

$$QmInst = M Qmed$$

Donde:

QmInst = Gasto máximo Instantáneo en lps

M = Coeficiente de Harmon o de variación máxima instantánea

Cuando la población servida por el conducto es menor a mil habitantes el coeficiente de Harmon es constante con un valor de

$$M = 3.8$$

Cuando la población servida por el conducto es mayor a mil habitantes el coeficiente de Harmon se calcula de la siguiente manera

$$M = 1 + ( 14 / (4 + \sqrt{P(\text{miles})}) )$$

$$Qmax = 0.95 \times 3.8 = 3.61 \text{ lt/seg}$$

Cuando la población servida por el conducto es mayor a 63,536 habitantes el coeficiente de Harmon tendrá un valor constante de 2.17

### **Gasto máximo Extraordinario (QmExt)**

En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos y su valor debe calcularse multiplicando el gasto máximo instantáneo por un coeficiente de seguridad generalmente de 1.5, es decir:

$$QmExt = Cs QmInst$$

Donde:

Cs = Coeficiente de seguridad (1.5)

$$QmExt = 1.5 \times 3.61 = 5.41 \text{ lt/seg}$$

## Memoria descriptiva y de cálculo

### Cálculo hidráulico de la red de alcantarillado sanitario y Colector Principal

Se realizará el cálculo hidráulico de todas las tuberías que componen la red de drenaje (colector, emisor y atarjeas), además por recomendación de la Comisión se proyectará con un diámetro mínimo de 30 cm

En esta sección se desarrollará el cálculo del funcionamiento hidráulico y geométrico del colector, emisor y atarjeas, a partir de los datos básicos de proyecto arriba citados. Para esto se hará usos de la tabla de cálculo hidráulico mostrada al final de este capítulo.

La tabla de cálculo hidráulico contiene las siguientes columnas.

#### Cruceros

Se numeran todos los pozos del colector a partir de aguas arriba y continuando aguas abajo.

#### Longitud propia

Es la longitud propia del tramo en estudio.

#### Longitud tributaria

Es la suma de las longitudes de todos los tramos de tubería (atarjeas) que llegan o descargan en cada cruceo o pozo de visita.

#### Longitud acumulada

Es la suma de la longitud propia más la longitud tributaria.

#### Densidad de Población

Es la cantidad de población por metro lineal que le corresponde a cada tramo

#### Población servida

Para obtener la población servida en cada tramo se calcula primero la densidad de población.

Para el diseño de la red se maneja 1 red de alcantarillado para la cual se determino la densidad de población

#### Redes de alcantarillado

D.P. = Población de proyecto / Longitud total de la red

D.P. = Hab/m

D.P. = 765 / 6,093.81

D.P. = 0.1255 hab/m

#### Colector

D.P. = Población de proyecto / Longitud total de la red

D.P. = Hab/m

D.P. = 765 / 7,606.52

D.P. = 0.1006 hab/m

La población servida será igual a la densidad de población por la longitud acumulada en cada tramo.

#### Coefficiente de Harmon

Es un coeficiente que se utiliza para calcular el gasto máximo instantáneo y tiene la siguiente expresión:

$$M = 1 + ( 14 / (\sqrt{P} \text{ (miles)})$$



Donde:

M = coeficiente de Harmon

P = población servida en miles de habitantes

Esta fórmula se emplea cuando la población servida es mayor a mil habitantes, en cambio cuando la población servida es menor a mil habitantes el coeficiente de Harmon (M) tendrá un valor fijo de 3.80

### **Gasto mínimo**

Se considera como gasto mínimo la mitad del gasto medio

$$Q_{\min} = 0.5 \times Q_{\text{med}}$$

Se acepta en la practica para una tubería de 30 cm. de diámetro como gasto mínimo probable de aguas negras por conducir, a la descarga de 2 excusados estimada en 3.0 lt/seg

### **Gasto medio**

Se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{\text{med}} = (\text{Población servida} \times \text{Aportación}) / 86400$$

$$Q_{\text{med}} = \text{lt/seg}$$

### **Gasto máximo instantáneo**

Se calcula multiplicando el gasto medio ( $Q_{\text{med}}$ ) por el coeficiente de harmon

$$Q_{\text{max}} = M \times Q_{\text{med}}$$

$$Q_{\text{max}} = \text{lt/seg}$$

### **Gasto máximo extraordinario**

Se calcula multiplicando el gasto máximo instantáneo ( $Q_{\text{max}}$ ) por un coeficiente de seguridad que generalmente es de 1.5

$$Q_{\text{max ext}} = 1.5 \times Q_{\text{max}}$$

$$Q_{\text{max ext}} = \text{lt/seg}$$

### **Pendientes**

Las pendientes de las tuberías seguirán, hasta donde sea posible, la inclinación de terreno con objeto de tener excavaciones mínimas.

### **Diámetro**

Se seleccionara el diámetro de las tuberías, de manera que su capacidad permita que el gasto máximo de agua escurra sin presión interior y con un tirante para gasto mínimo que permita arrastrar las partículas sólidas en suspensión.

Velocidad a tubo lleno

Gasto a tubo lleno

Velocidad real a gasto mínimo

Velocidad real a gasto máximo

Tirante real a gasto mínimo

### **Tirante real a gasto máximo**

Las columnas velocidad a tubo lleno, gasto a tubo lleno velocidad real a gasto mínimo, velocidad real a gasto máximo, tirante real a gasto mínimo y velocidad real a gasto máximo se calculan con las ecuaciones para el cálculo de los elementos geométricos, en tuberías que trabajan parcialmente llenas.

$$\theta = 2 \cos^{-1} (1 - d/r)$$

$$d = r (1 - \cos \theta / 2)$$

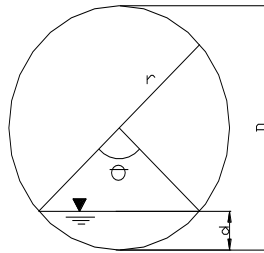
$$P_m = \pi D \theta / 360$$

$$R_h = r/2 (1 - (360 \sin \theta / 2\pi \theta))$$

$$A = r^2 ((\pi \theta / 360) - (\sin \theta / 2))$$

Donde:

- d = Tirante hidráulico, m.
- D = Diámetro interior del tubo, m.
- A = Área de sección transversal del flujo, m<sup>2</sup>
- P<sub>m</sub> = Perímetro mojado, m.
- r<sub>h</sub> = Radio hidráulico, m.
- θ = Angulo en grados.



### Cálculo Geométrico de atarjeas

Se cálculo geoméricamente y hidráulicamente cada una de las atarjeas, el diámetro utilizado por recomendación de la Comisión es de 30 cm.

Primeramente se propuso el trazo geométrico de las atarjeas donde predomina el trazo en forma directa esto se realizó considerando las pendientes naturales del terreno con objeto de generar menores volúmenes de excavación revisando que la velocidad real sea menor a 5.00 m/seg, y las conexiones entre pozo y pozo se realizaron plantilla con plantilla e incluso en la incorporación con el colector principal. Al efectuar el cálculo, se consideró que la profundidad mínima a la que debe instalarse la tubería de 30 cm que es de 90 cm sobre lomo de tubo.

Se tomo en consideración otra especificación de proyecto que indica la diferencia de elevaciones de plantilla entre cabeza de atarjea y media caña, debe ser como mínimo de un diámetro, además de que la pendiente mínima en tuberías de 30 cm es de 2 milésimos para que permita no tener azolves teniendo una velocidad mayor a 0.3 m/seg; Con el trabajo de facilitar las maniobras de limpieza e inspección, la distancia máxima entre pozos de visita no excede 125.00 mts.

### Cálculo Geométrico de colector y emisor

El diámetro utilizado para el diseño del colector y emisor por recomendación de la Comisión del Agua es de 30 cm. El cálculo geométrico del colector se realizo primeramente ubicándolo en las parte más baja de la localidad siendo esta la zona centro, su trazo fue siguiendo la pendiente natural del terreno paralelo al canal de riego existente con objeto de generar menores volúmenes de excavación revisando que la velocidad real sea menor a 5.00 m/seg, y las conexiones entre pozo y pozo se realizaron plantilla con plantilla.

Al efectuar el cálculo, se consideró que la profundidad mínima a la que debe instalarse la tubería de 30 cm que es de 90 cm sobre lomo de tubo, Excepto donde se requería mayor profundidad. Además de que con el trabajo de facilitar las maniobras de limpieza e inspección, la distancia máxima entre pozos de visita no excede 125.00 mts

**TABLA DE CALCULO HIDRAULICO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO**  
**RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO**  
**BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL MUNICIPIO DE SAN FELIPE DEL PROGRESO**  
**RED DE ALCANTARILLADO**

MATERIAL: PAD  
 FORMULA DE RUGOSIDAD: MANNING  
 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD: 0.009  
 Proyecto: ING. RENE SOTO CARMONA

n°: 0009  
 POBLACION PROYECTO: 765  
 DOTACION: 142.86  
 APORTACION 75% DOT: 107.15

**TABLA DE CALCULO HIDRAULICO PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO**

TRAMO	LONGITUDES (M)		DENSIDAD (HAB/M)	POBLACION	COEFICIENTE DE HARMON	GASTOS DE DISEÑO (L/S)				COTAS DE TERRENO		PENDIENTE DE TERRENO (‰)	PENDIENTE DE PLANTILLA (‰)	DIAMETRO EN CM	CONDICION DE TUBO LLENO		VELOCIDADES DE TRABAJO		TIRENTE REAL		COTAS DE PLANTILLA		ANCHO DE ZANJA (m)	PROFUNDIDAD			CANTIDAD DE TUBERIA (M)									
	PROPIA (m)	TRIBUTO (m)				ACUMULADA (m)	MIN/US	MEDIO (US)	MAX/INT (US)	MAX EST (US)	INICIAL				FINAL	VEL (m/s)	GASTO (lps)	MIN (m/s)	MAX (m/s)	MIN (cm)	MAX (cm)	INICIAL		FINAL	POZO (m)	MEDIA (m)	EXCAV. (m3)	PLANTILLA (m3)	RELLENO (m3)	DIM 20 (cm)	DIM 30 (cm)	DIM 38 (cm)	DIM 45 (cm)			
1	2	56.42	56.42	0.1255	7	3.80	3.00	0.01	0.03	3.00	2.540.92	2.540.85	1.24	3.00	30	1.08	76.51	0.52	0.52	4.20	4.20	2539.72	2539.55	0.850	1.20	1.30	1.26	59.93	4.80	51.13	0.00	56.42	0.00	0.00		
2	4	100.00	156.42	0.1255	20	3.80	3.00	0.02	0.09	3.00	2.540.85	2.540.92	-0.70	3.00	30	1.08	76.51	0.52	0.52	4.20	4.20	2539.55	2539.25	0.850	1.30	1.67	1.48	126.16	6.50	110.69	0.00	100.00	0.00	0.00		
3	4	97.85	97.85	0.1255	12	3.80	3.00	0.02	0.06	3.00	2.541.40	2.540.92	4.87	3.00	30	1.96	137.57	0.77	0.77	3.00	3.00	2540.20	2539.25	0.850	1.20	1.66	1.43	118.07	8.32	103.83	0.00	97.85	0.00	0.00		
4	6	50.40	304.87	0.1255	39	3.80	3.00	0.05	0.38	3.00	2.540.92	2.540.71	4.13	4.00	30	1.26	86.34	0.59	0.59	4.30	3.90	2539.25	2539.05	0.850	1.86	1.66	1.66	71.13	4.28	63.27	0.00	50.40	0.00	0.00		
5	7	51.76	96.26	0.1255	57	3.80	3.00	0.07	0.27	3.00	2.540.71	2.540.57	2.67	3.00	30	1.08	76.51	0.52	0.52	4.20	4.20	2539.05	2538.90	0.850	1.68	1.67	1.67	73.27	4.40	65.21	0.00	51.76	0.00	0.00		
6	8	98.08	89.77	0.1255	89	3.80	3.00	0.09	0.33	3.00	2.540.57	2.538.05	16.49	16.00	30	2.59	176.68	0.90	0.90	2.70	2.70	2538.90	2537.33	0.850	1.67	1.63	1.66	137.57	8.34	122.80	0.00	98.08	0.00	0.00		
7	8	121.66	672.43	0.1255	84	3.80	3.00	0.10	0.40	3.00	2.538.05	2.533.64	53.92	50.00	30	4.42	312.33	1.38	1.38	2.28	2.28	2537.33	2531.24	0.850	1.63	1.39	1.51	156.09	10.34	137.14	0.00	121.66	0.00	0.00		
8	10	56.73	729.16	0.1255	92	3.80	3.00	0.11	0.43	3.00	2.532.64	2.532.46	3.03	3.00	30	1.08	76.51	0.52	0.52	4.20	4.20	2531.24	2531.07	0.850	1.39	1.39	1.39	67.09	4.82	58.26	0.00	56.73	0.00	0.00		
9	10	111	852.69	0.1255	107	3.80	3.00	0.13	0.50	3.00	2.532.46	2.529.89	26.80	20.00	30	2.78	251.07	1.01	1.01	2.70	2.70	2531.07	2529.80	0.850	1.39	1.29	1.34	140.78	10.50	121.65	0.00	111	0.00	0.00		
10	11	75.42	928.11	0.1255	117	3.80	3.00	0.14	0.55	3.00	2.529.89	2.529.11	10.46	9.00	30	1.87	132.51	0.74	0.74	3.00	3.00	2529.80	2527.92	0.850	1.29	1.18	1.24	75.24	6.41	67.49	0.00	75.42	0.00	0.00		
11	12	13.04	941.15	0.1255	118	3.80	3.00	0.15	0.56	3.00	2.529.11	2.529.25	-10.74	3.00	30	1.08	76.51	0.52	0.52	4.20	4.20	2527.92	2527.89	0.850	1.18	1.36	1.27	14.08	1.11	12.05	0.00	13.04	0.00	0.00		
12	14	75.59	1073.36	0.1255	135	3.80	3.00	0.17	0.63	3.00	2.529.25	2.524.47	63.18	62.00	30	4.92	347.89	1.46	1.46	2.16	2.16	2527.89	2523.08	0.850	1.29	1.27	1.32	84.51	6.42	72.74	0.00	75.59	0.00	0.00		
13	15	15.54	1193.82	0.1255	185	3.80	3.00	0.18	0.72	3.00	2.524.47	2.524.27	10.63	11.00	30	2.07	145.50	0.65	0.65	3.00	3.00	2523.08	2523.00	0.850	1.27	1.28	1.27	20.08	1.58	18.54	0.00	15.54	0.00	0.00		
14	15	112.50	1324.02	0.1255	166	3.80	3.00	0.21	0.78	3.00	2.524.27	2.519.88	40.86	41.00	30	4.00	282.83	1.28	1.28	2.40	2.40	2523.00	2518.38	0.850	1.28	1.29	1.29	122.84	9.56	105.43	0.00	112.50	0.00	0.00		
15	17	63.46	1387.48	0.1255	174	3.80	3.00	0.22	0.82	3.00	2.519.88	2.519.47	3.20	3.00	30	1.08	76.51	0.52	0.52	4.20	4.20	2518.38	2518.19	0.850	1.28	1.28	1.28	63.43	5.39	58.55	0.00	63.46	0.00	0.00		
16	17	79	112.14	274.07	1.773.69	0.1255	223	3.80	3.00	0.28	1.05	3.00	2.519.47	2.518.24	2.05	2.00	30	0.88	62.47	0.46	0.46	4.80	4.80	2518.19	2517.97	0.850	1.28	1.28	1.28	121.81	9.53	104.35	0.00	79	0.00	0.00
17	19	100.00	100.00	0.1255	13	3.80	3.00	0.02	0.06	3.00	2.539.00	2.537.71	12.94	13.00	30	2.25	159.26	0.81	0.81	2.70	2.70	2537.80	2536.50	0.850	1.20	1.21	1.20	102.25	8.50	96.69	0.00	100.00	0.00	0.00		
18	20	93.96	193.96	0.1255	24	3.80	3.00	0.03	0.11	3.00	2.537.71	2.535.96	18.67	19.00	30	2.72	192.53	0.98	0.98	2.70	2.70	2536.50	2534.72	0.850	1.21	1.24	1.22	97.57	7.99	82.94	0.00	93.96	0.00	0.00		
19	21	98.96	292.82	0.1255	36	3.80	3.00	0.04	0.17	3.00	2.535.96	2.530.60	58.33	62.00	30	4.88	347.89	1.46	1.46	2.16	2.16	2534.72	2529.08	0.850	1.24	1.52	1.38	107.68	7.73	92.80	0.00	98.96	0.00	0.00		
20	22	85.26	370.18	0.1255	46	3.80	3.00	0.06	0.22	3.00	2.530.60	2.529.31	15.14	15.00	30	2.42	171.07	0.87	0.87	2.70	2.70	2529.08	2527.80	0.850	1.52	1.50	1.51	109.48	7.25	96.21	0.00	85.26	0.00	0.00		
21	23	64.52	434.70	0.1255	55	3.80	3.00	0.07	0.26	3.00	2.529.31	2.526.63	41.49	41.00	30	4.00	282.83	1.28	1.28	2.40	2.40	2527.80	2525.16	0.850	1.50	1.47	1.49	81.68	5.48	71.63	0.00	64.52	0.00	0.00		
22	24	65.29	499.99	0.1255	63	3.80	3.00	0.08	0.30	3.00	2.526.63	2.525.45	18.07	18.00	30	2.65	187.40	0.85	0.85	2.70	2.70	2525.16	2523.38	0.850	1.47	1.47	1.47	81.67	5.55	71.60	0.00	65.29	0.00	0.00		
23	25	110.33	610.32	0.1255	77	3.80	3.00	0.10	0.36	3.00	2.525.45	2.524.09	12.36	13.00	30	2.25	159.26	0.81	0.81	2.70	2.70	2523.38	2521.55	0.850	2.47	2.54	2.50	234.86	9.38	217.68	0.00	110.33	0.00	0.00		
24	28	80.13	690.45	0.1255	87	3.80	3.00	0.11	0.41	3.00	2.524.09	2.518.94	64.25	63.20	30	4.92	351.15	1.47	1.47	2.16	2.16	2521.55	2516.48	0.850	2.54	2.46	2.50	170.10	6.81	157.63	0.00	80.13	0.00	0.00		
25	27	47.25	47.25	0.1255	6	3.80	3.00	0.01	0.03	3.00	2.524.32	2.522.55	37.57	38.00	30	3.85	272.28	1.23	1.23	2.40	2.40	2523.12	2521.32	0.850	1.20	1.22	1.21	48.61	4.02	41.25	0.00	47.25	0.00	0.00		
26	17	112.98	274.07	0.1255	34	3.80	3.00	0.04	0.16	3.00	2.522.55	2.519.47	27.19	27.70	30	3.29	232.47	1.05	1.05	2.40	2.40	2521.32	2518.19	0.850	1.22	1.28	1.25	119.97	9.60	102.38	0.00	112.98	0.00	0.00		
27	27	113.84	113.84	0.1255	14	3.80	3.00	0.02	0.07	3.00	2.524.36	2.522.55	15.92	16.00	30	2.50	176.68	0.90	0.90	2.70	2.70	2523.16	2521.34	0.850	1.20	1.21	1.20	116.57	9.68	98.85	0.00	113.84	0.00	0.00		
28	14	119.62	119.62	0.1255	15	3.80	3.00	0.02	0.07	3.00	2.524.60	2.524.47	1.04	1.50	30	0.77	54.10	0.41	0.41	4.80	4.80	2523.40	2523.22	0.850	1.20	1.25	1.23	124.78	10.17	106.16	0.00	119.62	0.00	0.00		
29	29	106.45	106.45	0.1255	13	3.80	3.00	0.02	0.06	3.00	2.538.95	2.538.85	0.99	2.00	30	0.88	62.47	0.46	0.46	4.80	4.80	2537.75	2537.54	0.850	1.20	1.31	1.25	113.46	9.05	96.89	0.00	106.45	0.00	0.00		
30	30	93.28	199.73	0.1255	25	3.80	3.00	0.03	0.12	3.00	2.538.85	2.536.12	29.23	29.00	30	3.37	237.86	1.08	1.08	2.40	2.40	2537.54	2534.83	0.850	1.31	1.29	1.30	102.83	7.93	88.31	0.00	93.28	0.00	0.00		
31	31	40.27	240.00	0.1255	30	3.80	3.00	0.04	0.14	3.00	2.536.12	2.533.63	64.32	64.00	30	5.00	353.36	1.40	1.40	2.13	2.13	2534.83	2532.26	0.850	1.29	1.27	1.28	43.80	3.42	37.53	0.00	40.27	0.00	0.00		
32	69	83.86	323.86	0.1255	41	3.80	3.00	0.05	0.19	3.00	2.533.63	2.528.63	83.46	83.00	30	5.69	402.41	1.48	1.48	2.07	2.07	2532.26	2526.30	0.850	1.27	1.23	1.25	89.31	7.13	76.26	0.00	83.86	0.00	0.00		
33	71	119.68	119.68	0.1255	15	3.80	3.00	0.02	0.07	3.00	2.529.91	2.523.94	49.89	57.00	30	4.72	333.48	1.40	1.40	2.16	2.16	2527.41	2525.69	0.850	2.50	3.35	2.93	297.59	10.17	278.98	0.00	119.68	0.00	0.00		
34	6	96.26	96.26	0.1255	12	3.80	3.00	0.01	0.06	3.00	2.540.97	2.540.71	2.69	7.00	30	1.66	116.86	0.69	0.69																	

**CALCULO DE CRUCE CON ARROYO DE LA COMUNIDAD DE BARRIO TUNGAREO EJIDO DE EMILIO PORTES GIL MUNICIPIO DE SAN FELIPE DEL PROGRESO CRUCE N°1**

**CONSTANTES DE CALCULO**

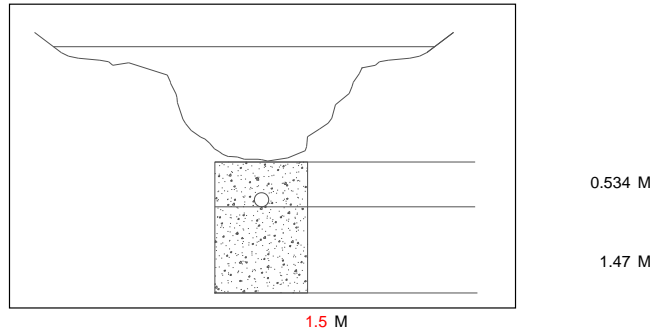
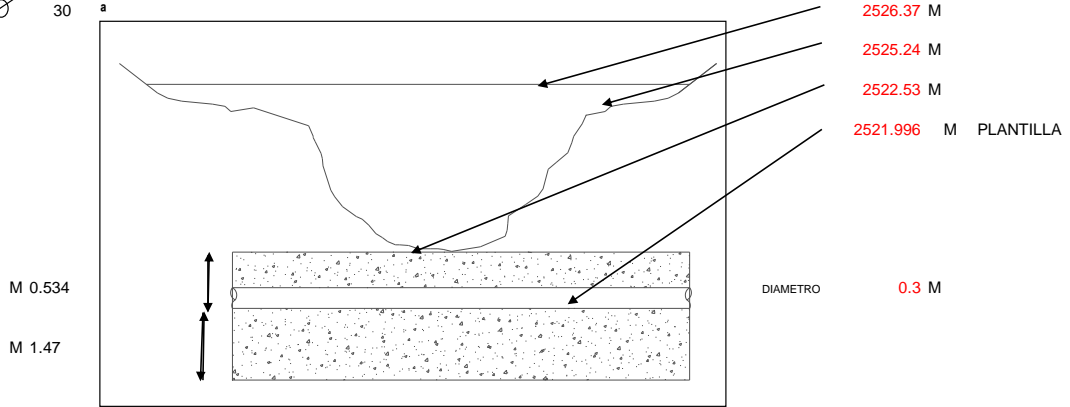
$f'c = 250$  KG/CM<sup>2</sup>  
 $f_y = 4200$  KG/CM<sup>2</sup>

5 RECUBRIMIENTO EN CM

PESO VOLUMETRICO		
$\gamma_{\text{TERRENO}}$	1800	KG/M <sup>3</sup> TERRENO
$\gamma_{\text{CONCRETO}}$	2400	KG/M <sup>3</sup> CONCRETO
	1000	KG/M <sup>3</sup> AGUA

**CAPASIDAD DE CARGA DEL TERRENO**

$W = 10000$  KG/M<sup>2</sup>  
 $\phi = 30$

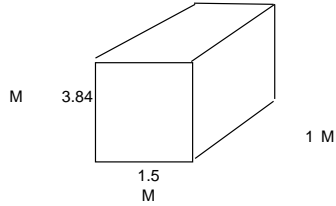


SE REALIZA EL CALCULO DEL MUERTO QUE PROTEGERA A LA TUBERIA

SE CONSIDERA QUE EL TUBO DE PAD ES DE 12" DE DIAMETRO (30 CM) SE PROTEGERA CON UN REVESTIMIENTO DE CONCRETO REFORZADO EL CUAL SOPORTA LAS CARGAS VERTICALES QUE ESTAN SOBRE EL

### 1.- PESO DEL AGUA DE LA CORRIENTE

SE CONSIDERA EL PESO PARA UN METRO LINEAL POR LOTANTO TENEMOS



$$V = 3.84 \times 1 \times 1.5 = 5.76 \text{ M}^3$$

AGUA **1000 KG/M<sup>3</sup>**

POR LOTANTO

$$W = 5.76 \times 1000 = 5760 \text{ KG}$$

AREA EN LA QUE SE APLICA LA CARGA

$$A = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ M}^2$$

$$W = \frac{5760 \text{ KG}}{1.5 \text{ M}^2} = 3840 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

### 2.- PESO PROPIO DEL DUCTO DE CONCRETO Y DEL TUBO LLENO DE AGUA

TUBO

$$A_{\text{tubo}} = \frac{T \times D^2}{4} = 0.070686 \text{ M}^2$$

$$W_{\text{agua}} = 0.070686 \times 1000 = 70.686 \text{ KG/M}$$

DUCTO DE CONCRETO

$$A = B \times h - \frac{T \times D^2}{4} = 2.93 \text{ M}^2$$

$$W_{\text{concreto}} = 2.93 \times 2400 = 7030.3536 \text{ KG/M}$$

### 3.-CARGA SOBRE EL TERRENO

$$70.686 \text{ KG/M} + 7030.3536 \text{ KG/M} = 7101.0396 \text{ KG/M}$$

AREA EN LA QUE SE APLICA LA CARGA

$$A = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ M}^2$$

$$W = \frac{7101.0396}{1.5} = 4734.0264 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

CARGA TOTAL SOBRE EL TERRENO

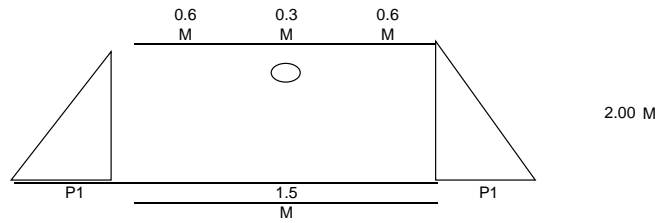
$$3840 \text{ KG/M}^2 + 4734.0264 \text{ KG/M}^2 = 8574.0264 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

REVISANDO LA CAPASIDAD DE CARGA DEL TERRENO

TENEMOS

$$W = 10000 \text{ KG/M}^2 > 8574.0264 \text{ POR LOTANTO PASA}$$

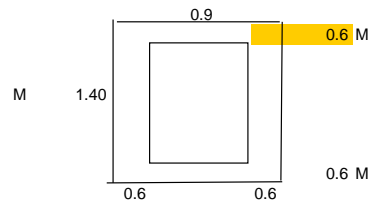
### 4.- EMPUJE LATERAL EN EL DUCTO DE CONCRETO



$$P = \frac{1 - \text{SEN } \theta}{1 + \text{SEN } \theta} \times W_h$$

$$P = \frac{0.50}{1.50} \times W_h = \frac{W_h}{3.00} = \frac{1800}{3} \times \frac{2.00}{3} = 1200 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

5.-CALCULO DE MOMENTOS PARA LAS CARGAS VERTICALES Y LATERALES



$$W2 = 3840 + 4734.0264 = 8574.0264 \text{ KG/M2}$$

$$P = 1200 \text{ KG/M2}$$

$$M(-) = \frac{W2L^2}{12} - \frac{PH}{24} = 480.746782 \text{ KG-M}$$

$$M(+)= \frac{W2L^2}{12} + \frac{PH}{24} = 676.746782 \text{ KG-M}$$

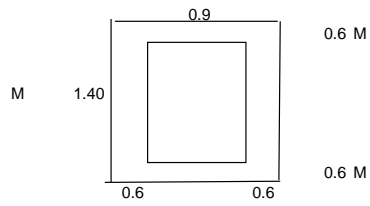
DETERMINACION DE LOS MOMENTOS RESISTENTES DE CONCRETO

$$M_c = K B d^2$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{8.33 \times 112}} = 0.318$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.318}{3} = 0.894$$

$$K = 1/2 f_c k_j = 15.9$$



$$M_c = 7051093.5 \text{ KG*CM} \quad 70510.935 \text{ KG*M}$$

55  
3025  
147

REVISANDO LOS MOMENTOS EL MOMENTO RESISTENTE DEL CONCRETO

**MAYOR**

DETERMINACION DEL AREA DE ACERO

$$A_{s-} = \frac{M}{f_s J d} = \frac{48074.6782}{2000 \cdot 0.894 \cdot 55} = 0.48886189 \text{ CM}^2$$

$$A_{s+} = \frac{M}{f_s J d} = \frac{67674.6782}{2000 \cdot 0.894 \cdot 55} = 0.68817041 \text{ CM}^2$$

ARMADO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = P_t \cdot b \cdot d =$$

DONDE  $0.002 < P_t < 0.004$

$$A_{st} = \frac{0.0025 \cdot 60 \cdot 100}{100} = 15 \text{ CM}^2$$

SE DIVIDIRA EN DOS CAPAS

$$\text{POR CAPA } A_{st}/2 = 7.5 \text{ CM}^2$$

SE ARMARA POR TEMPERATURA YA QUE SE REQUIERE MAYOR AREA DE ACERO SE UTILIZARA VARILLAS DE 1/2" DE DIAMETRO

$$S = 100 \text{ as}/A_{st} = \frac{100 \cdot 1.27}{7.5} = 16.93 \text{ cm}$$



POR LOTANTO SE ARMARA DE LA SIGUIENTE MANERA

VARILLAS DE 1/2" DE DIAMETRO @ 16.93 CM EN AMBOS SENTIDOS EN LAS DOS CAPAS

**REVISION DEL CORTANTE MAXIMO**

$V = W/2 = 4287.0132 \text{ KG}$

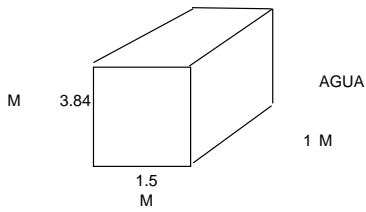
$V_{\text{PERMISIBLE}} = 0.25 \sqrt{f'c} = 3.95284708 \text{ KG/CM}$

PERALTE POR CORTANTE

$d = \frac{V}{100X V_{\text{per}}} = 10.8453809$

10.84538086 < 55 **POR LOTANTO PASA**

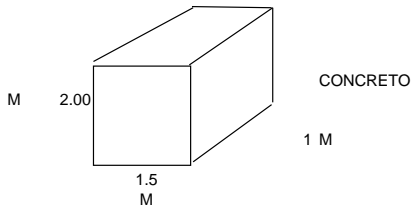
**ANALISIS POR SUPRESION**



Vagua = 5.76 M3  
 Wagua = 

1000	5.76
------	------

 5760 KG

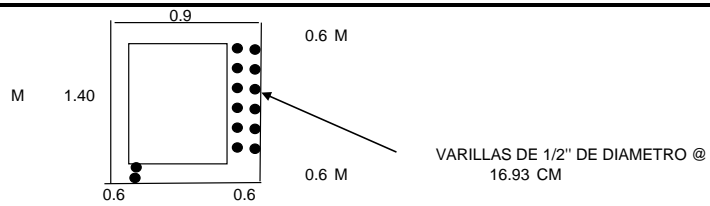


Vconcreto = 3 M3  
 Wconcreto = 

2400	3
------	---

 7200 KG

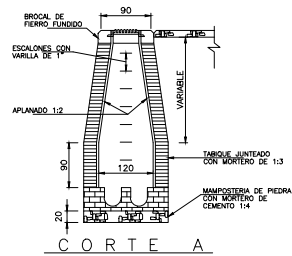
**POR LOTANTO PASA**  
 PORQUE EL PESO DEL CONCRETO ES MAYOR AL DEL AGUA



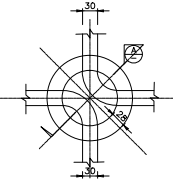




POZO "A"



CORTE A



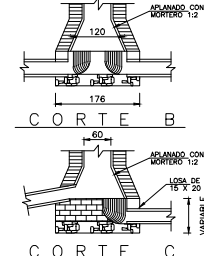
PLANTA

NOTAS

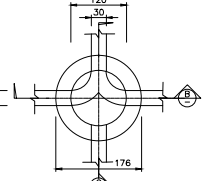
- EL POZO TIPO "A" SE USARA PARA PROFUNDIDADES MAYORES DE 2.50 m
- EL POZO TIPO "B" SE USARA PARA PROFUNDIDADES MENORES DE 2.50 m

POZO DE VISITA COMUN

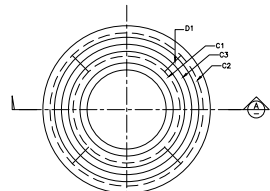
POZO "B"



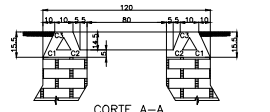
CORTE B



PLANTA



PLANTA



CORTE A-A

BROCAL Y TAPA DE CONCRETO REFORZADO

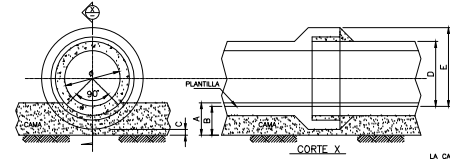
ACOT. mm.  
S/E



CROQUIS DE LOCALIZACION

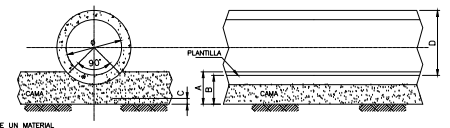
NOTAS

- 1.-LOS DIAMETROS DE LOS TUBOS Y LOS ANCHOS DE ZANJA ESTAN EXPRESADOS EN CENTIMETROS.
- 2.-LAS TUBERIAS QUE SE INSTALARAN SERAN DE JUNTAS DE MACHO Y CAMPANA A NO SER QUE EXPRESAMENTE SE SUSTITUYA OTRO TIPO DE JUNTA.
- 3.-EL COLCHON MINIMO SOBRE EL LOMO DEL TUBO SERA DE 90 cm, EXCEPCION HECHA DE LOS LUGARES EN QUE, POR RAZONES ESPECIALES, SE INDIQUEN EN LOS PLANOS OTROS COLCHONES.
- 4.-EN TODAS LAS JUNTAS SE EXCAVARAN CONCHAS PARA FACILITAR AL JUNTEO DE LOS TUBOS Y LA INSPECCION DE ESTE.
- 5.-A LAS EXCAVACIONES SE LES PODRA DAR EL TALUD QUE SE DESEE, PERO SOLO SE TOMARAN EN CUENTA EL VOLUMEN CORRESPONDIENTE A ZANJAS DE PAREDES VERTICALES CON EL ANCHO FIJADO EN ESTA TABLA Y EL PRECIO UNITARIO CORRESPONDIENTE. SI LA SECRETARIA AUTORIZA POR ESCRITO "ADICION PROVISIONAL" EL "ANCHO DE ZANJA" SERA EL DE ESTA TABLA MAS EL ANCHO EQUIVADO POR ESE ADICION. ES INDISPENSABLE QUE A LA ALTIMA DEL LOMO DEL TUBO, LA ZANJA TENGA REALMENTE COMO MAXIMO EL "ANCHO DE ZANJA" QUE SE TOMARA EN CUENTA SEGUN LA TABLA DE ANCHOS DE ZANJA QUE SE PRESENTA EN ESTA TABLA.
- 6.-ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON EL PLANO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO



Ø	A	B	C	D	E
0.30	0.10	0.086	0.03	0.325	0.369

ACOTACIONES EN METROS

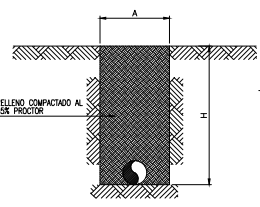


Ø	A	B	C	D
0.30	0.10	0.086	0.03	0.325

ACOTACIONES EN METROS

ESPESORES DE CAMA PARA DISTINTOS DIAMETROS DE TUBERIA COLOCADA EN TIERRA 6 TEPETATE

ANCHO LIBRE DE ZANJAS SEGUN LA PROFUNDIDAD DE SU FONDO Y EL DIAMETRO DE LA TUBERIA QUE SE INSTALARA EN ELLAS	PROFUNDIDAD DEL FONDO DE LA ZANJA								
	CM	PULG.							
HASTA DE 1.20m	de 1.75	de 2.26m	de 2.76m	de 3.26m	de 3.75m	de 4.25m	de 4.75m	de 5.25m	de 5.75m
DE 1.20 m a 1.75m	2.25m	2.75m	3.25m	3.75m	4.25m	4.75m	5.25m	5.75m	6.25m
30	12	75	75	75	75	75	75	80	80



DETALLE DE CONEXION CON CODO Y SLANT

CANTIDADES DE OBRA PARA DESCARGAS DOMICILIARIAS (180)		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
EXCAVACION A MANO DE 0.00 A 2.00 m EN MATERIAL TIPO "C"	1070.33	M3
EXCAVACION A MANO DE 0.00 A 2.00 m EN MATERIAL TIPO "B"	267.58	M3
RELLENO A VOLTEO A MANO CON PALA	1047.06	M3
PLANTILLA CON MATERIAL TIPO "A" 6 "B" PRODUCTO DE LA EXCAVACION	116.34	M3
TUBERIA DE CONCRETO SIMPLE DE 150 mm (6")	1662.00	ML
SLANT Y CODO DE 45° DE CONCRETO SIMPLE DE 150 mm (6")	277.00	JCO.

PROYECTO EJECUTIVO DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA LOCALIDAD DEL BARRIO TUNGAREO

RED DE ALCANTARILLADO Y COLECTOR  
DETALLES CONSTRUCTIVOS

PLAN 1 DE 1      CLAVE:    PROY-DETALLES-1

## **CONCLUSIONES:**

Es importante que los ingenieros tengan un excelente conocimiento técnico en la materia para poder visualizar la problemática, plantear alternativas de solución, definir diseños eficientes, pero también es necesario que estén preparados en un ámbito político social ya que actualmente los ingenieros no tienen la capacidad para interactuar con la población y así poder crear diseños eficientes, por tal motivo el presente trabajo está enfocado principalmente a los aspectos social y el convencimiento de la poblaciones para gestionar la donación de terrenos necesarios para la ubicación de los elementos más importantes que conforman un sistema (fuente de abastecimiento tanque de regulación, sistema de tratamiento), que permitan los beneficios a las comunidades rurales ya que actualmente por intereses políticos es difícil la integración de sistemas de agua potable y alcantarillado de excelente calidad.

El ingeniero debe saber las divisiones políticas que imperan en el país ya que tenemos divisiones ejidal, comunal, la integración de las autoridades que rigen a las poblaciones, en conjunto con las autoridades poder distribuir responsabilidades y asimismo crear los comités necesarios que se harán cargo de la administración de los sistemas.

Para la parte técnica se desarrollaron dos proyectos que muestran en general las condiciones que se pueden presentar en las comunidades rurales.

En la venta se puede apreciar que se tuvo que realizar gestiones sociales tanto con la comunidad como con el organismo operador de la comunidad para llegar a un común acuerdo, dentro del diseño se tuvo la necesidad de gestionar 2 sitios importantes, sitio 1 ubicación de cárcamo de bombeo, sitio 2 ubicación del tanque de almacenamiento, para esto se tuvo que realizar la labor de convencimiento y negociación con los propietarios por lo cual se acordó que a cambio de la donación de los terrenos tendrían el servicio gratuito por un periodo de 5 años.

En este proyecto se confrontó a las normas técnicas de agua potable ya que para el diseño de la línea de conducción se presentó un fenómeno especial ya que las normas marcan que el diámetro mínimo debe de ser de 2" y la velocidad mínima del fluido debe de ser 0.3 m/s, al considerar un diámetro de 2" se presentaban velocidades menores de 0.3m/s y para obtener velocidades mayores se debía de reducir el diámetro lo cual tampoco cumplíamos con el mínimo requerido por lo cual se optó por diseñarla con un diámetro de 1 ½" de diámetro para poder tener velocidades mayores de 0.3 m/s y no tener asentamiento de sedimentos.

En el proyecto de drenaje la dificultad que se presentó fue el de encontrar un sitio para la ubicación del sistema de tratamiento ya que los sitios que se encontraban lejos de la comunidad y que cumplían con la normatividad no pudieron ser gestionados debido a que los propietarios no estaban siendo beneficiados con el sistema por lo cual no se pudo gestionar esos sitios, se decidió ubicarlas dentro de la comunidad no cumpliendo con la norma de la distancia mínima requerida para la ubicación de esta.

Se muestra la manera en que se debe de calcular la estructura de cruzamiento con un arroyo la cual protegerá la tubería de las corrientes del río.

En estos dos diseños se puede observar la manera en que se procesó la información obtenida para poder obtener las dimensiones del sistema sus estructuras tomando en cuenta las normas técnicas para su diseño.

## **BIBLIOGRAFÍA:**

- 1.- SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA (SEDUE) :  
"Especificaciones para proyectos de abastecimiento de Agua Potable en la República Mexicana"
- 2.-ERNEST W. STEEL - TERENCE J. McGHEE: "Abastecimiento de Agua y Alcantarillado".
- 3.- GILBERTO SOTELO: "Hidráulica General".
- 4.- UNAM, FACULTAD DE INGENIERIA; ENRIQUE CESAR VALDEZ:  
"Abastecimiento de Agua Potable".
- 5.- SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS: "  
Instructivo para Aforo de Corrientes"
- 6.- STREETER: "Fluid Mechanics"
- 7.- FAIR, GEYER, OKUN: "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales, Tomo I."
- 8.- F. TORRES HERRERA: "Obras Hidráulicas"
- 9.- COMISION NACIONAL DEL AGUA "NORMAS TENICAS"