



2074 '04 ABR -7 17:06



UNIDAD DE ADMINISTRACIÓN
ESCOLAR
RECIBIDO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA MÉXICO.

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
DE LA COLONIA SANTA RITA, MUNICIPIO DE CELAYA, ESTADO
DE GUANAJUATO.**

**SEMINARIO TALLER EXTRA CURRICULAR
"Sistema de Abastecimiento de Agua Potable"**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA

LUIS ANTONIO MARTÍNEZ RAMÍREZ.

ASESOR: ING. JORGE ESTEBAN ATHALA MOLANO.

MARZO 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Quiero Agradecer:

Al creador,

Que me permitió seguir el buen camino y me ha prestado vida para cumplir este objetivo, esperando tener la oportunidad de retribuir a la sociedad lo que me ha proporcionado.

A la Universidad,

Que me abrazó en su seno como uno más de sus hijos dándome la oportunidad de desarrollarme como persona y como estudiante.

A mis profesores,

Que con mucha paciencia y gran vocación me transmitieron sus conocimientos, todos ellos necesarios para culminar este trabajo.

A mis hermanos, amigos y compañeros,

Cuyos consejos, camaradería y solidaridad fueron imprescindibles para concluir mi carrera.

Al Ing. Jorge Esteban Athala Molano,

Que aceptó asesorar y apoyar este trabajo, permitiendo su tiempo, experiencia y conocimientos para promover el desarrollo y la conclusión del mismo, gracias por formar parte de este proyecto.

A Claudia; mi amada esposa,

Que con su cariño e inmensa paciencia me han impulsado desde que la conocí, a ser una mejor persona para así salir adelante juntos; mi amor, este es solo uno de los resultados de tenerte junto a mí, ¡Gracias!

A mi hermano Pepe,

Que ha sido como un padre para mí, además de un ejemplo de sencillez, honradez y responsabilidad.

Agradezco sobre todo a quien a sido mi verdadero motor para alcanzar esta y otras de mis metas, a quien a compartido mis desvelos, mis preocupaciones y mis tristezas; ya que con su total apoyo, desinteresado e inagotable amor, y su infinita comprensión, me han impulsado a lograr este que es uno de nuestros sueños comunes, por esto,

¡MUCHAS GRACIAS MAMÁ!

PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE LA COLONIA SANTA RITA, MUNICIPIO DE CELAYA, ESTADO DE GUANAJUATO.

OBJETIVO GENERAL.- TENIENDO CONOCIMIENTO DE LAS CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LA LOCALIDAD, REALIZAR LA PROPUESTA DE UN SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE QUE CUBRA ADECUADAMENTE LAS NECESIDADES DE LA POBLACIÓN, CUMPLIENDO CON LA NORMATIVIDAD TECNICA Y CON LOS PARÁMETROS DE EFICIENCIA NECESARIOS PARA EL ÓPTIMO APROVECHAMIENTO DEL RECURSO.

INTRODUCCIÓN. 1

1.- MEMORIA DESCRIPTIVA DE LA LOCALIDAD. 4

OBJETIVO ESPECÍFICO.- SE IDENTIFICARAN LAS CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LA LOCALIDAD PARA TOMAR LOS CRITERIOS ADECUADOS PARA REALIZAR EL PROYECTO CON EL PROPÓSITO DE QUE LA EJECUCION DE ESTE CUBRA LAS NECESIDADES DE AGUA POTABLE DE LA POBLACIÓN.

1.1.- ASPECTOS GEOGRÁFICOS. 5

1.2.- ASPECTOS DEMOGRÁFICOS. 5

1.3.- ASPECTOS ECONÓMICOS. 6

1.4.- ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS, TOPOGRÁFICOS Y GEOHIDROLÓGICOS. 7

1.5.- SERVICIO ACTUAL DE AGUA POTABLE. 10

2.- DATOS BÁSICOS DE PROYECTO. 12

OBJETIVO ESPECÍFICO.- SE DETERMINARAN Y CALCULARAN LOS DATOS BÁSICOS DE PROYECTO EN BASE A LAS CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LA LOCALIDAD, EMPLEANDO LOS MÉTODOS, NORMAS TECNICAS Y CRITERIOS ESTABLECIDOS POR EL MUNICIPIO, EL ESTADO O LA FEDERACIÓN.

2.1.- DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO. 12

2.2.- DETERMINACIÓN DE LA DOTACIÓN. 20

2.3.- DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS DE PROYECTO. 21

2.4.- DATOS DE PROYECTO. 23

3.- ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO COMPLEMENTARIOS A LA RED DE DISTRIBUCIÓN. 25

OBJETIVO ESPECÍFICO.- SE DESCRIBIRÁN LOS ELEMENTOS QUE DEBERÁN INTEGRAR EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE ESTA LOCALIDAD COMO ANTECEDENTE PARA PROYECTAR LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

3.1.- FUENTE DE ALIMENTACIÓN.	26
3.2.- CAPTACIÓN.	32
3.3.- CONDUCCIÓN.	34
3.4.- REGULARIZACIÓN.	39
3.5.- DISTRIBUCIÓN.	43
3.6.- TOMAS DOMICILIARIAS.	50

4.- RED DE DISTRIBUCIÓN, PLANEACIÓN DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN. 54

OBJETIVO ESPECÍFICO.- PROPONER Y DETERMINAR LAS CARACTERISTICAS FÍSICAS Y LAS CONDICIONES HIDRÁULICAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN, ASI COMO LOS ELEMENTOS QUE LA COMPONEN, REALIZANDO EL CÁLCULO HIDRÁULICO CORRESPONDIENTE Y PLASMANDO LOS RESULTADOS DE ESTE EN EL PROYECTO EJECUTIVO.

4.1.- FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA.	55
4.2.- ESTRUCTURACIÓN DE LA RED.	61
4.3.- SELECCIÓN DE LAS TUBERIAS.	68
4.4.- CÁLCULO HIDRÁULICO.	72
4.5.- DISEÑO DE CRUCEROS DE LA RED.	88
4.6.- SELECCIÓN DE TOMAS DOMICILIARIAS.	94

5.- PLANOS Y ANEXOS. 95

OBJETIVO ESPECIFICO.- REPRESENTAR GRAFICAMENTE EL PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE LA LOCALIDAD Y LOS ELEMENTOS QUE LA COMPLEMENTAN.

5.1.- PLANO DEL PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.	95
5.2.- PLANO DE CRUCEROS Y LISTA DE PIEZAS ESPECIALES.	95
5.3.- PLANO DE CAJAS PARA OPERACIÓN DE VALVULAS TIPO.	95
5.4.- ANEXOS, TABLAS, GRAFICAS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.	96
5.5.- SOFTWARE DE DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.	107

CONCLUSIONES.

110

BIBLIOGRAFÍA.

112

INTRODUCCIÓN.

El agua es una necesidad básica para el desarrollo y la supervivencia de todos los seres vivos, del ser humano, de la sociedad y de la industria en general, tan fundamental para cubrir un sin fin de necesidades y procesos, la cual llega hasta los usuarios de una localidad, a través de un sistema de abastecimiento cuya función principal será la de suministrar el vital líquido en cantidad y calidad suficientes para cubrir las necesidades de consumo de una ciudad, colonia, poblado o comunidad etc. y cuya distribución debe regirse siempre por dos conceptos hidráulicos relevantes a la cantidad suministrada y la calidad de dicho suministro, estos conceptos son el gasto y la presión.

El objeto de este trabajo es mostrar un sistema mejorado que abastecería a la colonia Santa Rita que se encuentra en el estado de Guanajuato en el municipio de Celaya, ya que esta colonia como muchas otras en nuestro país cuenta con un sistema que actualmente ya no satisface las necesidades de los habitantes en materia de agua potable de manera suficiente y tomamos este caso ya que existe la iniciativa por parte de las autoridades municipales y estatales por resolver este problema debido principalmente a la cantidad de gente que habita este lugar y la antigüedad que tienen con las condiciones descritas.

En este trabajo se presenta el proyecto de la red de distribución de la colonia Santa Rita ya que el sistema que actualmente opera ya es obsoleto desde muchos puntos de vista, esta situación y el inminente crecimiento de la población exigen la proyección de la rehabilitación de dicho sistema o la construcción de un sistema nuevo, esto dependerá de los estudios que de manera inicial realice la JUMAPA (Junta Municipal de Agua Potable y Alcantarillado) para evaluar las factibilidades tanto técnica como económica de cualquiera de las dos opciones, considerando como rehabilitación a toda obra o acción que nos permita utilizar la infraestructura existente para modificarla de acuerdo a las condiciones actuales de operación. Para apoyar la decisión, se requiere conocer y evaluar ambos proyectos. El presente trabajo tiene el objetivo de plantear el proyecto de un sistema de abastecimiento nuevo desde la fuente hasta la distribución, específicamente y

más enfocado en este caso, a diseñar y detallar el funcionamiento de la red de distribución a partir de la línea de alimentación. Todo esto a pesar de existir infraestructura de distribución en la colonia y que debido a sus características deben ser sustituidas o rehabilitadas ya que dicho sistema es deficiente en muchos aspectos, por ejemplo, la fuente de abastecimiento (acuífero) ya tiene problemas de abatimiento y en otras zonas es y seguirá siendo explotado aumentando con el tiempo este problema, la obra de captación constituida por un único pozo que suministra de manera irregular a la colonia sufre de incrustaciones y averías constantes en el equipamiento, en la regulación se cuenta con un tanque elevado que ya se encuentra dañado por fisuras principalmente, de aquí se distribuye en forma incorrecta a través de tuberías mal instaladas y cuyos materiales carecen de uniformidad en su calidad y dimensiones, aunado a la deficiente mano de obra aplicada en las instalaciones, la mayoría de ellas “temporales”, esto derivado de la clandestinidad del servicio en la mayor parte de la colonia. Todo esto de acuerdo a dictámenes realizados por la JUMAPA.

Todas estas situaciones crean la imperiosa necesidad de contemplar y realizar un proyecto integral de abastecimiento de agua potable para la colonia mencionada mediante una alternativa distinta al sistema existente que contemple otra fuente de alimentación, sí el uso del acuífero ya no es viable por los problemas de abatimiento; al cambiar la fuente se debiera incluir la proyección de la obra de toma, la línea de alimentación, el tanque de regularización y finalmente la red de distribución ya que por las condiciones descritas en el párrafo anterior consideramos que no vale la pena rehabilitar unas cuantas secciones que pudieran reutilizarse ya que no existe un censo exacto de las condiciones físicas de la red aunado a la heterogeneidad tan marcada en diámetros y materiales. De aquí la utilidad de esta propuesta o proyecto de red de distribución de agua potable de la colonia Santa Rita.

Este trabajo, producto del seminario-taller extracurricular titulado “sistemas de abastecimiento de agua potable”, se divide en cinco capítulos, el primero de ellos trata de los estudios preliminares a los datos de proyecto en los cuales se investigan, plantean y se dan a conocer los elementos necesarios para aplicar los criterios mas adecuados que

nos servirán para determinar a su vez los ya mencionados datos del proyecto, estos son calculados y mencionados en el capítulo dos, posterior a esto, en el capítulo tres, se hace una breve semblanza de los elementos complementarios a la red de distribución para tener un sistema de abastecimiento completo desde la fuente hasta la toma domiciliaria. El capítulo cuatro está abocado al proyecto de la red de distribución definiendo y explicando su funcionamiento, la estructuración y determinación de las partes que la conforman, realizando aquí los cálculos y análisis correspondientes para dimensionar los elementos de dicha red de tal manera que cumpla satisfactoriamente la distribución del agua potable en cantidad y con presión suficiente. Continuamos con el capítulo cinco en el cual se incluyen los planos del proyecto de la red de distribución, derivados de los cálculos previamente efectuados así como los cruceros, las cantidades de obra y materiales necesarios para la construcción de esta red proyectada, también las tablas y figuras relativas a este trabajo, además de una breve explicación del funcionamiento del software utilizado para los cálculos hidráulicos correspondientes a esta red.

1.- MEMORIA DESCRIPTIVA DE LA LOCALIDAD.

OBJETIVO ESPECÍFICO.- SE IDENTIFICARÁN LAS CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LA LOCALIDAD PARA TOMAR LOS CRITERIOS ADECUADOS PARA REALIZAR EL PROYECTO CON EL PROPÓSITO DE QUE LA EJECUCIÓN DE ESTE CUBRA LAS NECESIDADES DE AGUA POTABLE DE LA POBLACIÓN.

Uno de los principales problemas a los que se enfrenta este municipio es la inminente escasez del agua potable que sin duda alguna se acrecentará en los próximos años debido principalmente al crecimiento de la demanda del vital líquido por el aumento de la población, a la explotación de los mantos acuíferos y a la contaminación de los cuerpos superficiales. En la actualidad, la colonia Santa Rita cuenta con un servicio de distribución hidráulicamente deficiente y para definir los datos que nos servirán para proyectar un sistema adecuado para dicha localidad se realizan estudios previos apoyándonos en diversas instituciones tales como el INEGI, el Servicio Meteorológico Nacional, Desarrollo Urbano, Obras Públicas y Organismos Operadores locales, para conocer las condiciones en que se encuentra la localidad de interés y aplicar los criterios que mas convengan para proyectar en sistema de abastecimiento adecuado a la ubicación geográfica de dicha localidad, su topografía, sus costumbres y los recursos disponibles.

De aquí la importancia de los estudios previos a la realización de cualquier proyecto ya que estos estudios nos facilitan el tomar las decisiones mas adecuadas sobre los datos básicos de proyecto tales como la dotación, el período de diseño, los coeficientes de variación diaria, horaria y los gastos de proyecto.

Dichos estudios arrojan como resultado datos como: cartas geográficas y topográficas de la región, datos estadísticos en rubros como censos de población, climatológicos, económicos, políticos y sociales por mencionar algunos.

1.1.- ASPECTOS GEOGRÁFICOS.

LOCALIZACIÓN.- El municipio de Celaya pertenece al estado de Guanajuato dentro del sistema fisiológico de la mesa central o mesa de Anáhuac, encierra una superficie de 579.3 km², lo que representa el 1.8% de la superficie del estado. Las coordenadas geográficas son: al Norte 20° 41', y al Sur 20° 21' de Latitud Norte; al este 100° 38', y al oeste 100° 55' de Longitud Oeste. La ciudad de Celaya, cabecera del municipio, se encuentra situada a los 100° 48' 55" de latitud oeste del meridiano de Guanajuato, con 20° 31' 24" de latitud norte y una altura sobre el nivel del mar de 1,755 metros, ocupando la mancha urbana una superficie de 2,270 hectáreas.

COLINDANCIAS CON OTROS MUNICIPIOS.- El municipio de Celaya ocupa una porción de la zona centro-sureste del estado de Guanajuato, limitando al norte con los municipios de Santa Cruz de Juventino Rosas y Comonfort; al este con los municipios de Apaseo el grande y Apaseo el Alto; al oeste con los municipios de Cortazar, Villagrán y Santa Cruz de Juventino Rosas; y al sur con los municipios de Cortazar y Tarimoro.

1.2.- ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.

POBLACIÓN DE LA CABECERA MUNICIPAL.- La población total en el municipio de Celaya, de acuerdo a los resultados del *CONTEO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 1995*, es de 354,473 habitantes, de los cuales 251,724 corresponden a la cabecera municipal y el resto en áreas rurales. El índice de crecimiento observado por el municipio es de 2.4% anual.

POBLACIÓN TOTAL DEL MUNICIPIO.- La población total del municipio de acuerdo al *CONTEO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 1995*, es de 354,473 habitantes, lo que representa el 8% del total del estado de Guanajuato, y en la ciudad de Celaya se tiene una población de 251,724 habitantes. La tasa anual de crecimiento poblacional es de 2.4%, contra un 1.8% del estado de Guanajuato.

1.3.- ASPECTOS ECONÓMICOS.

POBLACIÓN ECONÓMICAMENTE ACTIVA.- De acuerdo a los *RESULTADOS DEFINITIVOS DEL XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 2000*, la totalidad de la población en este renglón es de 216,544 habitantes, de los cuales el 23% se ocupa en el sector primario; el 28.3% se ocupa en el sector secundario; el 55.4% en el sector terciario y el 2.4% restante en actividades no especificadas.

AGRICULTURA.- Ocupa el municipio un lugar prominente en la producción de maíz grano, frijol, sorgo grano, ajo, brócoli, alfalfa, pradera, espárrago y otros, destinando para ello una superficie de 28,322 Has, de las cuales 75.24% es de riego y el 24.76% restante es de temporal.

GANADERÍA.- La crianza de animales en el municipio se compone de ganado bovino (32,139 cabezas), porcino (23,129 cabezas), ovino (1,393 cabezas), caprino (17,107 cabezas), aves (2'023,332), y colmenas (3,720). De las anteriores la más representativa a nivel estatal es la correspondiente a las AVES, ocupando el 10.6% de la totalidad del estado.

INDUSTRIA.- En este aspecto el municipio cuenta con una planta industrial significativa a nivel estatal y regional, en la que se emplea un amplio sector de la población (17.1% de la población económicamente activa) con la consecuente derrama económica para el municipio.

ECONOMÍA.- Este sector representa también un aspecto de suma importancia en el municipio, ya que se atiende a la población local y a la de los municipios vecinos que se trasladan hasta la ciudad de Celaya para abastecerse de todo tipo de implementos y mercancías.

1.4.- ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS, TOPOGRÁFICOS Y GEOHIDROLÓGICOS.

CLIMA.- Corresponden al municipio de Celaya cinco tipos de clima, predominando el de clima clasificado como semiseco-semicálido (BS1h) con un área de influencia del 67.34% de la superficie del municipio, abarcando en ésta a la cabecera municipal. Destaca también el clima semicálido-subhúmedo con lluvias en verano, de menor humedad (Acw0), en un área de 19.90% de la superficie municipal. El resto de la superficie se clasifica en tres subtipos con porcentajes menores a 8%.

La temperatura media anual registrada con datos desde 1921 a 1998 es de 20.0°C, la temperatura media anual del año más frío (1968) es de 17.5°C y de 22.7°C en el año más caluroso (1930).

La precipitación total mensual en el mismo periodo de 1921 a 1998 es de 598 mm, y de 361.2 mm en el año más seco (1945) y 973.3 mm en el año más lluvioso (1931). Los meses con lluvias de mayor consideración son JUNIO (104.2 mm), JULIO (135.7 mm), AGOSTO (126.2 mm) y SEPTIEMBRE (109.8 mm).

Los vientos dominantes provienen del nor-oeste con una velocidad promedio de 3 km/hora.

HIDROLOGIA SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA.- El municipio de Celaya se localiza dentro de la *Región RH12 LERMA-SANTIAGO*, y el escurrimiento de sus aguas superficiales se distribuye en dos cuencas principalmente: *H RIO LAJA* y *B RIO LERMA-SALAMANCA*. A su vez estas cuencas se subdividen en tres subcuencas: la primera en *c RIO LAJA-CELAYA* con una extensión del 96.33 % de la superficie del municipio, y la *d RIO APASEO* con un 2.17% de extensión. La tercera subcuenca a *PRESA SOLÍS-SALAMANCA*, ocupa solamente un 1.50% de la extensión municipal.

Destacan las siguientes corrientes de agua superficiales enlistadas en orden de importancia con su nombre y clave de ubicación:

NOMBRE	UBICACIÓN
Laja	RH12c
Apaseo	RH12c
Feo	RH12c
Las Animas	RH12c
El Varal	RH12c
De Yeguas	RH12c
Colorado	RH12c
Canal Neutla	RH12c

La corriente más importante que riega al valle de Celaya es el Río Laja, el cual nace en el norte del estado de Guanajuato recogiendo aguas pluviales y sanitarias de los municipios que atraviesa en su recorrido, regulándose su escurrimiento en el vaso de la Presa Allende, para continuar aguas abajo su trayecto rodeando a la ciudad de Celaya por la parte oriente y sur para finalmente dirigirse al poniente rumbo a Salamanca donde vierte al río Lerma.

El acuífero del valle de Celaya, constituido por material volcánico y espesor variable de 200 a 300 metros, tiene continuidad con el acuífero del valle de Querétaro por el oriente y con el de Salamanca por el poniente, hacia el norte con el acuífero del río Laja y al sur con el acuífero de la zona e riego de la presa Solís. Las principales fuentes de recarga las constituyen la infiltración generada por flujo horizontal y los retornos de riego, lo que representa un volumen de 440 millones de metros cúbicos al año.

Sin embargo, la explotación del acuífero mediante 2,000 pozos ubicados en el valle de Celaya y la descarga por flujo horizontal, suman una extracción de 550 millones de metros cúbicos al año, lo que implica una sobre-explotación de 110 millones de metros cúbicos al año, que se refleja en un continuo descenso de los niveles de agua en las

fuentes de abastecimiento del orden de 2.5 metros por año, encontrándose actualmente a 105 metros de profundidad.

OROGRAFÍA.- No obstante la planicie extrema que domina al municipio, destacan algunas elevaciones de mediana altura, que van desde los 2,600 m hasta los 1,890 m sobre el nivel del mar. Estas elevaciones son en orden de importancia: Cerro de Santa Rosa, Cerro San Pedro, Cerro El Jocoque, Cerro Pelón, Cerro Potrero y Cerro Peña Colorada.

FISIOGRAFÍA.- En cuanto a la fisiografía del municipio se refiere, Celaya forma parte de las *PROVINCIAS IX MESA DEL CENTRO* y *X EJE NEOVOLCANICO*. La primera abarca un 3.85% de la superficie nor-oriente del municipio, en la *SUBPROVINCIA 44 Sierras y Llanuras del Norte de Guanajuato*, caracterizada por un sistema de topofomas clasificado como *Meseta con cañadas (320)*.

El resto del municipio se localiza en la segunda provincia, dividida en 3 subprovincias, cada una con un sistema de topofomas distinto. Destaca principalmente la *SUBPROVINCIA 51 Bajío Guanajuatense*, con un sistema de topofomas del tipo *Llanura (500)*, con una ocupación del 62.95% del municipio. Le sigue en importancia la *SUBPROVINCIA 52 Llanuras y Sierras de Querétaro e Hidalgo*, con sistema de topofomas del tipo *Sierra (100)* y *Lomerío con llanuras (205)* ocupando 11.08% y 1.68% de la superficie del municipio. Finalmente se distingue también la *SUBPROVINCIA 54 Sierras y Bajíos Michoacanos*, con los sistemas de topofomas siguientes: *Sierra (100)*, *Sierra con lomeríos (102)* y *Llanura (500)*, ocupando superficies equivalentes a los 7.26%, 8.79% y 4.39% de la superficie municipal.

GEOLOGÍA.- Toda el municipio de Celaya, tiene rocas y suelos provenientes de la *Era C CENOZOICO*, de los periodos *CUATERNARIO (Q)*, *TERCIARIO-CUATERNARIO (T-Q)* y *TERCIARIO (T)*. Del primer periodo se observan rocas y suelos sedimentarios clasificadas como *Conglomerado (cg)* en un 0.24% del municipio, y *Aluvial (al)* en un 63.51%. Del siguiente periodo se observan rocas ígneas extrusivas de dos tipos: *Andesita*

(a) en un 7.41% de la superficie y *Basalto* (b) en un 19.93%. Finalmente del tercer periodo se observan *rocas y suelos ígneas extrusivas y sedimentarios*, que se clasifican como *Riolita* (r), *Toba ácida* (ta), *Riolita-Toba ácida* para las primeras, con ocupaciones del 4.46%, 2.99% y 1.33% respectivamente. Para el segundo tipo, se observan *Areniscas* (ar) en una mínima extensión correspondiente al 0.13% de la superficie municipal.

AGRICULTURA Y VEGETACIÓN.- Los usos del suelo y vegetación existentes en la zona, así como su porcentaje de ocupación de la superficie municipal, están clasificados como: *Suelos Agrícolas*, en un 69.89 %, *Pastizal*, en 1.60%, *Bosque* en 1.63%, *Matorral* en un 19.14%, y el resto en *otros* con 7.74%. Esta distribución de suelos en las que predomina el suelo agrícola de temporal con un 75% sobre el de riego con un 25% del total del suelo con este uso, se estima entonces una humedad en aproximadamente 7 meses al año con coeficientes de escurrimiento del orden del 10 al 20%.

1.5.- SERVICIO ACTUAL DE AGUA POTABLE.

RED EXISTENTE.- La red existente de agua potable de la colonia SANTA RITA está construida sin contar con un proyecto, debido a la irregularidad de los predios los alineamientos de las calles y para solventar en un momento dado los problemas sociales que se pueden dar con la población existente que irremediamente se va incrementando, por lo que se le han hecho ampliaciones conforme los vecinos tienen posibilidades económicas, introduciendo diámetros distintos con materiales diversos en las tuberías, conectándose en forma anárquica y de una manera poco eficiente en las puntas más cercanas de la red. Debido a lo anteriormente expuesto, es una red que no satisface en lo más mínimo las especificaciones técnicas constructivas y de funcionamiento hidráulico, provocando con esto problemas tales como perdidas de agua potable por las incontables fugas y presiones en algunos puntos insuficientes para tener un suministro óptimo.

Se compone el sistema de un tanque de mampostería de 3.5 m de altura, donde se regula el gasto del pozo, y se alimenta a una red principal de dos tuberías de p.v.c. de 3 pulgadas de diámetro a ambos lados de la avenida MÉXICO-JAPÓN, a dos metros aproximadamente de los paramentos de las viviendas. El resto de la red se compone de tuberías de p.v.c. en distintos diámetros y calidades, y de la cual poco se puede definir.

El municipio de Celaya es un centro de producción agrícola, manufactura industrial y actividad comercial con influencia en el ámbito estatal y regional, lo que permite posicionarlo con ventaja sobre otros municipios para lograr un mejor y organizado crecimiento.

Sin embargo, al igual que todas las ciudades con actividades industriales, se generan centros poblacionales con carencia de servicios indispensables, como lo son los de tipo sanitario. Es por ello que la administración municipal actual ha marcado como prioridad la implementación de los servicios de agua potable y alcantarillado sanitario de esta colonia para incorporarlas al desarrollo de la ciudad, procurándoles mayor bienestar y salud a sus habitantes.

La colonia *SANTA RITA* se localiza al nor-orienté de la ciudad de Celaya, en terrenos de la *EX – HACIENDA DE SILVA*. Esta colonia carece de un servicio de agua potable de calidad, y cuenta con servicio de alcantarillado sanitario, aunque este opera en forma deficiente mediante la operación de un cárcamo de rebombeo que eleva las aguas negras al canal de labradores, conduciéndose en este a cielo abierto.

2.- DATOS BÁSICOS DE PROYECTO

OBJETIVO ESPECÍFICO.- SE DETERMINARÁN Y CALCULARÁN LOS DATOS BÁSICOS DE PROYECTO EN BASE A LAS CARÁCTERISTICAS ESPECÍFICAS DE LA LOCALIDAD, EMPLEANDO LOS MÉTODOS, NORMAS TÉCNICAS Y CRITERIOS ESTABLECIDOS POR EL MUNICIPIO, EL ESTADO O LA FEDERACIÓN.

Para poder realizar cualquier proyecto de las obras que integran el sistema de abastecimiento de agua potable que proporcionen a una población cualquiera el suministro de agua potable en cantidad y calidad adecuadas para su consumo, se deben establecer de manera clara los datos básicos de proyecto. Estos datos de proyecto derivan de los estudios previos para su determinación algunos de los cuales son detallados en el capítulo 1. De esta forma se pretende que el sistema funcione de acuerdo a las necesidades consideradas con estos datos de proyecto

2.1.- DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO.

Se denomina así a la población a servir con el sistema que se está diseñando, partiendo de información proporcionada por dependencias gubernamentales y aplicando la tasa de crecimiento demográfico, o bien atendiendo al plan de desarrollo urbano de la localidad para definir la población futura y las estrategias planteadas por la rectoría municipal para el crecimiento de la localidad, de manera que se determine el área urbana a la que se deberán proporcionar los servicios.

Para el caso particular de la colonia **SANTA RITA**, la población de proyecto se estableció mediante el procesamiento de la información recabada en los censos de población existentes y el recientemente llevado a cabo, los cuales se enuncian a continuación en la siguiente tabla:

CENSOS	
AÑO	No. de habitantes
1960	2173
1970	3248
1980	4830
1990	6813
2000	8410

PERIODO DE PROYECTO.- Es el tiempo a futuro que deberá considerarse para diseñar el proyecto y se relaciona inevitablemente con la vida útil de los elementos del sistema de abastecimiento de agua potable, de la factibilidad de ampliar las obras existentes o planeadas. De este dato tan importante derivara la población de proyecto y se determina en base a un criterio estándar que depende de la población actual, dicho criterio se representa en la siguiente tabla:

No. de habitantes	Periodo de diseño (años)
Hasta 4,000	5
De 4,000 a 15,000	10
De 15,000 a 70,000	15
De más de 70,000	20

En nuestro caso la población actual es, de acuerdo a la tabla de censos de: 8410 habitantes para el año 2000 (fecha de último censo).

Con la información anterior establecimos cuatro criterios para determinar la población de proyecto para el sistema de abastecimiento de agua potable de esta colonia, basados en cuatro modelos de crecimiento de la población, que obviamente no son los únicos pero que consideramos adecuados para este cálculo como método para

determinar cual será dicha población de proyecto. Estos modelos se definen a continuación:

MÉTODO DE INCREMENTOS DIFERENCIALES.- Este método se utiliza para realizar estimaciones a largo plazo considerando los datos censales existentes, dichos datos deberán tener el mismo intervalo. Por eso es que para aplicar este método no es útil el dato de población del año actual (2003) que bien pudimos determinar con la extensión de la colonia y la densidad de población determinada para esta zona, o bien con el número de lotes registrados actualmente, puesto que la finalidad será proyectarlo al 2020.

Para realizar el cálculo de la población de proyecto utilizamos los datos censales y los procesamos de la siguiente manera:

AÑO	Población	1a. Diferencia	2a. diferencia
1960	2173		
1970	3248	3248 - 2173 = 1075	
1980	4830	4830 - 3248 = 1582	1582 - 1075 = 507
1990	6813	6813 - 4830 = 1983	1983 - 1582 = 401
2000	8410	8410 - 6813 = 1597	1597 - 1983 = -386
		Σ de 2as. Diferencias	522

Se determina un valor $X = \Sigma$ de 2as. diferencias/ No. de diferencias.

Este valor, resulta ser: $522/3 = 174$ y tomamos el último dato censal, en este caso el del año 2000 y el último dato de la primera diferencia (1597) sumándole el resultado de "X" nos da la siguiente tabla:

AÑO	Población	1a. Diferencia	2a. Diferencia
1960	2173		
1970	3248	$3248 - 2173 = 1075$	
1980	4830	$4830 - 3248 = 1582$	$1582 - 1075 = 507$
1990	6813	$6813 - 4830 = 1983$	$1983 - 1582 = 401$
2000	8410	$8410 - 6813 = 1597$	$1597 - 1983 = -386$
		Σ de 2as. diferencias	522

2000	8410	$1597 + 174 = 1771$
2010	$8410 + 1771 = 10181$	$1771 + 174 = 1945$
2020	$10181 + 1945 = 12126$	

Por lo tanto para este método de incrementos diferenciales nos da una población de proyecto para el año 2020 de **12126 habitantes**.

MÉTODO DE INCREMENTOS DIFERENCIALES.- Se utiliza este método en el caso en el que los datos censales se ajustan a una recta, es decir que los datos ingresados (año y población), al ubicarlos en una gráfica "x-y" se ubican muy cerca de una recta proveniente del ajuste de dichos puntos, los cuales también determinarían su pendiente y su ordenada al origen, es una aplicación de la estadística, del método de la regresión lineal.

Ingresando los datos del año en el eje "X" y los de la población en el eje "Y", se obtendrá una recta cuya ordenada al origen y pendiente nos indicará la población aproximada para un año cualquiera con bastante aproximación.

Para el desarrollo de este método se emplean las siguientes formulas:

$$a = \frac{\sum x^2 \sum xy - \sum x \sum xy}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

$$b = \frac{\sum x \sum y - n \sum xy}{(\sum x)^2 - n \sum x^2}$$

$$y = a + b(x)$$

Donde:

y = Población

x = Año

n = No. De censos

a = Ordenada al origen

b = pendiente de la recta

Con los datos que tenemos:

censo	x (año)	y (población)	x ²	y ²	xy
1	1960	2173	3841600	4721929	4259080
2	1970	3248	3880900	10549504	6398560
3	1980	4830	3920400	23328900	9563400
4	1990	6813	3960100	46416969	13557870
5	2000	8410	4000000	70728100	16820000
n = 5	∑ x = 9900	∑ y = 25474	∑ x ² = 19603000	∑ y ² = 155745402	∑ xy = 50598910

lo que nos entrega los siguientes resultados:

$$a = -312477$$

$$b = 160.39$$

Con los cuales ya podemos predecir muy aproximadamente la población en el año 2020, relativo al periodo de proyecto, utilizando la formula de la recta:

$$y = a + b (x)$$

dándonos lo siguiente:

$$y = -312477 + (160.39 \times 2020)$$

$$y = \mathbf{11510 \text{ habitantes para el año 2020}}$$

MÉTODO LOGÍSTICO O BIOLÓGICO.- Este método se utiliza para planeaciones a largo plazo y se basa principalmente en el cálculo de un límite de saturación el cual sería un valor máximo de población relevante al espacio en que puede estar cada habitante, considerando también los recursos disponibles, se puede representar mediante una curva llamada "curva logística de crecimiento" en un plano "x" (tiempo) y "y" (población). En este método se requieren los datos censales de población de tres años y se utilizan las siguientes formulas:

$$L = \frac{2 P_0 P_1 P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - P_1^2}$$

$$Pf = \frac{L}{(1 + m e^{at})}$$

$$t = t_f - t_0$$

$$m = \frac{L - P_0}{P_0}$$

$$a = \frac{1}{\Delta t} \ln \left(\frac{P_0(L-P_1)}{P_1(L-P_0)} \right)$$

$$\Delta t = t_2 - t_1 = t_1 - t_0$$

Desarrollando las formulas anteriores, tenemos:

	AÑO	No. de habitantes	
t_0	1980	4830	P_0
t_1	1990	6813	P_1
t_2	2000	8410	P_2
L = 10,535			
m = 1.18116			
t = 40			
$\Delta t = 10$			
a = -0.0771069			
Pf = 9996 habitantes			

MÉTODO DEL INTERÉS COMPUESTO.- Este modelo de crecimiento denominado también geométrico se caracteriza por tener una velocidad de crecimiento directamente proporcional al valor de la población en cada instante de tiempo. Este método esta basado en el uso de la formula financiera para el calculo del interés compuesto tomando como capital a la población presente y el monto seria la población de proyecto, para el uso de este método se utilizan las siguientes formulas:

$$i = \sqrt[t_2 - t_1]{\frac{P_2}{P_1}} - 1 \quad \text{y} \quad P_f = P_u (1 + i)^{t_f - t_u}$$

Siendo:

i = tasa de interés ó de incremento de la población para un periodo determinado.

P_f = Población final o de proyecto.

P_u = Población última, último dato censal con el que contamos

t_1 = Tiempo inicial para determinar la tasa de interés promedio.

t_2 = Tiempo final para determinar la tasa de interés promedio.

P_1 = Población inicial para determinar la tasa de interés promedio.

P_2 = Población final para determinar la tasa de interés promedio.

Para cada periodo de tiempo del cual conozcamos la población se calculará la tasa de interés. Con los datos existentes tenemos los siguientes resultados:

AÑO	Población	i
1960	2173	
1970	3248	0.0410117
1980	4830	0.0404785
1990	6813	0.0349971
2000	8410	0.0212822
	i promedio =	0.0344424

$P_u = 8410$ hab.

$t_f = 2020$

$t_u = 2000$

$i = 0.0344424$

Dándonos una Población Final = **16555 habitantes**

Como conclusión se tomará el promedio de las cuatro poblaciones calculadas, resultando la población de proyecto de:

POBLACIÓN DE PROYECTO = 12,547 habitantes.

2.2.- DETERMINACIÓN DE LA DOTACIÓN.

Se entiende por dotación el volumen de agua en litros diarios que considera el consumo de todos los servicios que se hacen por habitante por día, incluyendo pérdidas. Así, se estima la siguiente dotación:

Usos domésticos	115 lts/hab/día
Usos comerciales	20 lts/hab/día.
Usos públicos	5 lts/hab/día.
Fugas y desperdicios	5 lts/hab/día.

Los anteriores usos suman una dotación de 145 lts/hab/día, sin embargo la JUMAPA (Junta Municipal de Agua Potable y Alcantarillado) establece para este tipo de asentamientos una dotación de 150 lts/hab/día como suficiente para satisfacer las necesidades. Tomando en cuenta la siguiente tabla de datos estándar de acuerdo al No. de habitantes y tipo de clima:

NUMERO DE HABITANTES	CLIMA		
	CÁLIDO	TEMPLADO	FRÍO
De 2,500 a 15,000	150	125	100
De 15,000 a 30,000	200	150	125
De 30,000 a 70,000	250	300	175
de 70,000 a 150,000	300	250	200
Mayor a 150,000	350	300	250

2.3.- DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS DE PROYECTO.

Los gastos de proyectos serán los datos indispensables para diseñar y dimensionar los elementos del sistema de abastecimiento de agua potable que complementan a la red de distribución, siendo estos los siguientes:

GASTO MEDIO DIARIO.- El gasto medio diario 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 es la siguiente:

$$Q_{med} = \frac{P_p \times D}{86,400}$$

Donde:

Q_{med} = gasto medio diario, en l/s.

P_p = número de habitantes

D = dotación en l/hab/día

86,400 = segundos de un día.

De tal forma que para este proyecto, el gasto medio diario es de:

$$Q_{med} = (12547 \text{ hab} \times 150 \text{ lts/hab/día})/86400 = \mathbf{21.783 \text{ l.p.s.}}$$

GASTO MÁXIMO DIARIO.- El gasto máximo diario se utiliza para calcular el volumen de extracción de la fuente de abastecimiento, el equipo de bombeo, la conducción y el tanque de regularización y almacenamiento.

Este gasto se obtiene con:

$$Q_{MD} = C V_d Q_{med}$$

Donde:

Q_{MD} = gasto máximo diario, en l/s

$C V_d$ = coeficiente de variación diaria = 1.40

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

Por lo tanto, el gasto máximo diario para este proyecto es de:

$$Q_{MD} = 1.40 \times 21.783 \text{ l.p.s.} = \mathbf{30.496 \text{ l.p.s.}}$$

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 y se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{MH} = C V_h Q_{MD}$$

Donde:

Q_{MH} = gasto máximo horario, en l/s

$C V_h$ = coeficiente de variación horaria = 1.55

Q_{MD} = gasto máximo diario, en l.p.s.

De tal forma que para este proyecto el gasto máximo horario es de:

$$Q_{MH} = 1.55 \times 30.496 \text{ l.p.s.} = \mathbf{47.27 \text{ l.p.s.}}$$

Cabe mencionar que los coeficientes variación diaria y horaria utilizados en la obtención de los gastos de proyecto $C V_d$ y $C V_h$, cuyos valores son de 1.4 y 1.55, respectivamente, se determinan en base a estudios realizados por el IMTA (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua) para la CNA (Comisión Nacional del Agua) con el fin de utilizarlos de manera estándar cuando no se tienen elementos para determinarlos, al desconocer las costumbres y hábitos de la población.

2.4.- DATOS DE PROYECTO.

La información obtenida anteriormente constituye los datos de proyecto los cuales, como mencionamos inicialmente nos serán imprescindibles junto con los estudios y planos topográficos correspondientes, para diseñar, dimensionar y ubicar las obras de captación, la línea de conducción, el tanque de regulación, la línea de alimentación y la red de distribución, así como los accesorios que componen a cada uno de estos elementos. Todos ellos en su momento representados en los respectivos planos constructivos que nos mostrarán a detalle los resultados de los cálculos provenientes de estos datos de proyecto.

Para el caso de la colonia SANTA RITA, los datos de proyecto correspondientes son los siguientes:

Población actual	8,410 habitantes
Población de proyecto	12,547 habitantes
Dotación	150 lts/hab/día
Periodo de proyecto	20 años
GASTOS DE DISEÑO	
Gasto medio	21.783 l.p.s.
Gasto máximo diario	30.496 l.p.s.
Gasto máximo horario	47.27 l.p.s.
COEFICIENTES DE VARIACIÓN	
Diaria	1.4
Horaria	1.55
ELEMENTOS DEL SISTEMA	
Fuente de Alimentación	Superficial, Presa "Palo Blanco"
Captación	Toma directa
Conducción	Bombeo-Gravedad
Regularización	Tanque superficial
Distribución	Gravedad

3.- ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO COMPLEMENTARIOS A LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

OBJETIVO ESPECÍFICO.- SE DESCRIBIRÁN LOS ELEMENTOS QUE DEBERÁN INTEGRAR EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE ESTA LOCALIDAD COMO ANTECEDENTE PARA PROYECTAR LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

Un sistema integral de abastecimiento de agua potable contiene los siguientes elementos: fuente de alimentación, obra de toma, tanque de almacenamiento, línea de conducción, línea de alimentación, tanque de regularización y red de distribución, sin embargo existen casos en los que no será necesario contar con alguno de estos elementos para poder dar el servicio final de distribución o bien puedan tener una función dual como en el caso de los tanques de almacenamiento y regularización que en un momento dado pueden ser el mismo e inclusive el sistema podría no requerirlo, o también en el caso de la línea de alimentación en algunos casos se puede prescindir de ella, siendo la línea de conducción la que la sustituya al conectarse directamente a la red de distribución, todo dependerá de las condiciones topográficas, de la disponibilidad y demanda del recurso hidráulico, la ubicación y tipo de comunidad a servir en relación con la fuente de alimentación, es decir que la magnitud del sistema de abastecimiento será directamente proporcional a la distancia que guarde la localidad con la fuente, los elementos siempre indispensables serán la fuente de alimentación, la obra de captación, la línea de conducción y la red de distribución.

Para el caso que nos ocupa, en la colonia Santa Rita, y de acuerdo a los estudios realizados, se deberá considerar una fuente de abastecimiento, la proyección de la obra de toma o captación, la línea de conducción en un tramo por bombeo y otro a gravedad, un tanque de regularización y la red de distribución, todo esto por las deficiencias en el sistema existente mencionadas anteriormente. Se describen brevemente estos elementos a continuación.

3.1.- FUENTE DE ALIMENTACIÓN.

El origen de las fuentes de abastecimiento de agua potable de las cuales se sirve el ser humano para su desenvolvimiento cotidiano es el Ciclo Hidrológico y gracias a este, se encuentran disponibles en la naturaleza las siguientes fuentes de abastecimiento.

- ◆ Agua superficial;
- ◆ Agua subterránea;
- ◆ Agua atmosférica y
- ◆ Agua salada.

Debido a lo costoso de los procesos de obtención y acumulación de agua potable así como de operación y mantenimiento de la infraestructura necesaria para ello a partir de agua atmosférica y agua salada se aplican dichos procesos solamente en casos excepcionales dejando de lado este tipo de fuentes y por lo tanto no las consideramos para este trabajo.

Por lo tanto, hay dos grandes fuentes de abastecimiento de agua potable las superficiales y las subterráneas. Cada una de ellas tienen diferentes características que pueden verse en el cuadro 3.1 Es importante destacar que el abastecimiento de agua potable no depende solamente de que fuente este disponible, sino también de la cantidad y calidad del agua que dicha fuente pueda proporcionar.

Algunas ventajas obvias de las aguas superficiales son su disponibilidad y que están visibles: son fácilmente alcanzadas para el abastecimiento y su contaminación puede ser removidas con relativa facilidad. Generalmente las fuentes superficiales tienen aguas blandas; por estar abiertas a la atmósfera tienen un alto contenido de oxígeno, el cual oxida y remueve el hierro y manganeso en las aguas crudas, normalmente las aguas superficiales están libres de sulfuro de hidrogeno, el cual produce un ofensivo olor; su alta actividad biológica puede producir sabor y olor aun cuando el agua haya sido tratada. Las aguas superficiales pueden tener alta turbiedad y color, lo cual requiere un tratamiento

adicional; generalmente tienen mucha materia orgánica que forma trihalometanos (conocidos cancerígenos) cuando se usa cloro para la desinfección.

Las fuentes subterráneas están generalmente mejor protegidas de la contaminación que las fuentes superficiales, por lo que su calidad es más uniforme. El color natural en la materia orgánica son más bajos en las aguas subterráneas que en las superficiales, de ahí que el tratamiento para remoción de color no lo requieren; esto al mismo tiempo significa que los trihalometanos son bajos en las aguas tratadas producidas a partir de aguas subterráneas. Es menos probable que las aguas subterráneas tengan sabor y olor, contaminación producida por actividad biológica. Las aguas subterráneas no son corrosivas porque el bajo contenido de oxígeno disuelto en ellas, reduce la posibilidad de que entre en juego la media reacción química necesaria a la corrosión. Las desventajas del agua subterránea incluyen la comparativa inaccesibilidad de estas fuentes; las concentraciones de sulfuro de hidrógeno son producidas en un ambiente de bajo oxígeno y estas son las condiciones típicas encontradas en las aguas subterráneas. Las características reductoras de esta agua, solubilizan al hierro y manganeso, los cuales al entrar en contacto con el oxígeno durante el consumo del agua, forman precipitados que tienden a manchar la superficie de los muebles sanitarios.

Una vez que los acuíferos se contaminan es muy difícil y costoso limpiarlos. Las aguas subterráneas presentan frecuentemente dureza tan alta que deben ser ablandadas para minimizar la formación de incrustaciones en las tuberías. Todo esto repercute obviamente en el costo de operación y mantenimiento de los sistemas y su equipamiento elevándolo demasiado, por lo cual se analiza la viabilidad económica de una fuente superficial, pensando que a largo plazo esta medida convenga a todos, usuarios y organismo operador.

La sobreexplotación de los mantos acuíferos es un factor que preocupa sobremanera, ya que provoca el abatimiento de estos a tal grado que se requiere de mucho tiempo para su recuperación, tal es el caso de la fuente actualmente utilizada para la colonia Santa Rita, ya que el acuífero está siendo explotado en toda la región lo que

preocupa a las autoridades y se pretende aminorar un poco el problema utilizando aguas superficiales.

De cualquier forma y como un apoyo para tomar la decisión mas adecuada se presentan las ventajas y desventajas de las fuentes de agua potable subterráneas y superficiales se resumen en el cuadro 3.1.

Cuadro 3.1 Principales diferencias entre aguas superficiales y aguas subterráneas.		
CARACTERISTICA	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA
Temperatura	Variable según las estaciones	Relativamente Constante
Turbiedad, Materias en Suspensión	Variable, a veces elevadas	Bajas o nulas
Mineralización	Variable en función de los terrenos, precipitación, vertidos, etc.	Bajas o nulas
Hierro y Manganeseo	Generalmente ausente excepto en el fondo de los cuerpos de agua en estado de eutroficación.	Generalmente presentes
Gas Carbónico Agresivo	Generalmente Ausente	Normalmente ausente o muy bajo
Amoniaco	Presente sólo en aguas contaminadas	Presencia frecuente si ser índice de contaminación
Sulfuro de Hidrógeno	Ausente	Normalmente presente
Silice	Contenido moderado	Contenido normalmente elevado
Nitratos	Muy bajos en General	Contenido a veces elevado
Elementos vivos	Bacterias, virus, plancton	Ferrobacterias
Oxígeno Disuelto	Normalmente próximo a la saturación	Normalmente ausente o muy bajo

Otro indicador muy importante para la selección de la fuente de alimentación, además de la disponibilidad, es el gasto medio que debe ser forzosamente suministrable todo el año por dicha fuente, en caso contrario no podemos contar con el recurso de manera adecuada convirtiendo en no factible esta opción debiendo considerar otra.

En la colonia Santa Rita, como ya lo hemos mencionado, el suministro actual tiene como fuente al acuífero regional, sin embargo, las autoridades municipales tienen la intención de dejar de explotar esta fuente por diversas razones, por lo menos en esta zona y para esta colonia, ya que se tiene la intención de aprovechar los permisos de extracción correspondientes en otro punto del acuífero que proporcione un mejor caudal. Por esto se contempla un proyecto donde la fuente de alimentación sea superficial haciendo llegar el vital líquido desde la presa "Palo Blanco", la cual es un depósito de agua que se encuentra aproximadamente a 13 kilómetros del sitio por abastecer, dentro de la localidad conocida como Ejido de San Elías. Originalmente, se construyó para almacenar el agua de las avenidas que se registran en la temporada de lluvia y se le dio el uso de abrevadero, teniendo una capacidad útil hasta el momento de 17,500 m³, para beneficiar a 660 cabezas de ganado de la zona, pero el caudal de las avenidas ha sido mayor que la capacidad de la presa, lo que ha ocasionado la destrucción de la obra de excedencias y el azolve de la misma presa, y por falta de mantenimiento actualmente no se usa.

La presa está compuesta de una cuenca con una superficie aproximada de 3,321,700 m² y una cortina, a base de roca existente en la zona, que cuenta con las siguientes características: altura de 4.50 m, ancho de la corona 30 m, longitud de 100 m.; la pendiente en el terreno es de 0.75:1. La elevación de la base es de 1810 y la corona de 1814.5 m.s.n.m. Además, cuenta con una obra de excedencia de mampostería y una obra de toma existente, la cual se aprovechara.

Como la obra de toma es existente se utilizarán las instalaciones y solo se revisara la capacidad de almacenamiento, la zona tiene lluvias constantes durante 7 meses, como lo indican los siguientes cuadros:

Estación en estudio	Periodo	Meses											
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Celaya	1999	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	54.7	145.1	73.1	26.3	3.0	0.0	7.8
Promedio	1921-1999	10.7	5.0	5.9	13.2	28.2	104.2	135.7	126.2	109.8	38.4	12.1	8.6
Año más seco	1999	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	54.7	145.1	73.1	26.3	3.0	0.0	7.8
Año más lluvioso	1931	47.6	29.6	0.0	150.6	61.1	206.7	278.5	79.0	79.0	34.2	0.0	7.0

Estación	Periodo	Precipitación promedio	Precipitación del año más seco		Precipitación del año más lluvioso	
			Año	Precipitación	Año	Precipitación
Irapuato	1922-1999	691.3	1961	366.2	1941	1,234.8
Guanajuato	1921-1999	690.3	1957	284.4	1971	1,239.8
Celaya	1921-1999	598.0	1999	315.6	1931	973.3

$$V_s = D \times 30 \times (12-t) \times 1.3 \times h$$

Donde :

V_s = volumen necesario para el consumo en época de secas (litros)

D = dotación en (lt/hab/día)

30 = días del mes

h = numero de habitantes (usuarios)

(12 – t) número de meses secos; t es el número de meses con lluvia

1.3 = coeficiente de seguridad

Por otra parte:

$$V_c = (P \times A)/1000$$

V_c = volumen anual captado

P = precipitación media anual (mm)

A = área de captación en m^2

Si $V_s < V_c$ no existirá problema de suministro

$$V_s = 150 \times 30 \times (12 - 7) \times 1.3 \times 12547 = 3.67 \times 10^5 \text{ m}^3$$

$$(598 \times A) / 1000 = 3.67 \times 10^5$$

$$A = 613,712.4 \text{ m}^2$$

$$A \text{ necesaria} = 0.61 \text{ km}^2$$

$$A \text{ actual} = 3.32 \text{ km}^2$$

Se puede concluir que dicho depósito de almacenamiento de agua es una excelente fuente de abastecimiento para satisfacer óptimamente la demanda de la población. Ahora bien, si se programa una revisión y una pequeña ampliación de la presa, utilizando su capacidad de azolvamiento e implementando un eficiente y constante programa de mantenimiento, se tendría una capacidad en la presa con la cual no sólo se podría abastecer a la colonia Santa Rita, sino también a otras comunidades que lo requirieran.

Se contempla económicamente factible la potabilización, y aunque dicha fuente tiene la propiedad de tener una gran disponibilidad por ser superficial esta disponibilidad es relativa debido a la distancia que guarda con la colonia y por lo tanto con la red teniendo que vencer dicha distancia a través de 17,010 mts. de tubería, la cual constituye a la línea de conducción.

Sin embargo y pese a esto la viabilidad de renovar el sistema de manera integral esta siendo considerada de manera muy significativa, derivando con esta proyección de una fuente superficial como fuente de alimentación el diseño del resto de los elementos del sistema.

3.2.- CAPTACIÓN.

Las obras de captación son las obras civiles y equipamientos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento. Dichas obras varían de acuerdo a la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y magnitud. El diseño de la obra de captación debe ser tal que se prevean las posibilidades de contaminación del agua para evitarlas, hidráulicamente deberá contemplar al gasto medio como gasto de diseño, en este caso 21.783 l.p.s.

La obra de captación u obra de toma es el dispositivo de captación del recurso hidráulico junto con las estructuras complementarias que hacen posible su buen funcionamiento. Un dique toma, por ejemplo, es una estructura complementaria, ya que su función es represar las aguas de un río, a fin de asegurar una carga hidráulica suficiente para la entrada de una cantidad predeterminada de agua en el sistema, a través del dispositivo de captación. Dicho dispositivo puede consistir en un simple tubo, la pichanca de una bomba, un tanque, un canal, una galería filtrante, etc... y representa aquella parte vital de las obras de toma, que asegura bajo cualquier condición de régimen, la captación de las aguas en la cantidad y calidad previstas, calculadas o proyectadas. El mérito principal de los dispositivos de captación radica en su buen funcionamiento hidráulico para que el gasto medio que debe proporcionar la fuente llegue de manera adecuada a la línea de conducción.

Como la fuente de abastecimiento que estamos proponiendo es una presa de almacenamiento, alimentada constantemente por la aportación de las corrientes que se generan en la época de lluvias, se propone que la obra de toma sea de tipo directa. La ubicación de la obra de toma será en la margen derecha de la cortina, localizada al Sur-Oeste del embalse, ya que se consideró el sitio más apropiado para el comienzo del trazo definitivo de la línea de conducción hacia la colonia Santa Rita. Su elevación se consideró que sea lo suficientemente abajo del nivel mínimo de operación de la presa para que disponga de carga suficiente para que se efectúe el flujo y lo suficientemente alta para evitar la zona de almacenamiento muerto o de azolves.

La obra de toma propiamente dicha esta constituida por un conducto de acero existente que pasa por debajo de la cortina con una longitud de 3.5 mts. y diámetro de 8", este conducto deberá adecuarse para conducir el agua de la presa hasta un cárcamo de proyecto, el flujo hasta este dispositivo será controlado con una válvula de compuerta de 8" para controlar el llenado del cárcamo que tendrá descarga libre a la línea de conducción.

3.3.- CONDUCCIÓN.

Se denomina línea de conducción a la parte del sistema constituida por el conjunto de conductos, obra civil y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación hasta un punto que puede ser un tanque de almacenamiento, de regularización, a un Cárcamo para una segunda conducción, o a una planta potabilizadora.

Para diseñar la línea se deberá de considerar la carga a vencer por el equipamiento electromecánico, gasto máximo diario y golpe de ariete, principalmente.

Los efectos producidos por el golpe de ariete, es decir, la variación de presiones en la tubería son muy significativos en la línea de conducción a tal grado que, de no ser considerados, las tuberías de la línea se pueden fracturar o colapsarse continuamente. Por lo tanto es importante calcular estas variaciones de presión con el objeto de revisar si los tipos y las clases de la tubería seleccionada son los adecuados y si se requieren o no estructuras de protección.

El golpe de ariete se puede presentar en una tubería que conduzca un líquido hasta el tope, cuando se tiene un frenado o una aceleración en el flujo, por ejemplo, el cambio en la abertura de una válvula en línea.

Al cerrarse rápidamente una válvula durante el escurrimiento, el flujo a través de la válvula se reduce, lo cual incrementa la carga del lado aguas arriba de la válvula, iniciándose así un impulso de alta presión que se propaga en dirección contraria a la del escurrimiento. Este impulso de presión hace que la velocidad del flujo disminuya. La presión en el lado aguas abajo de la válvula se reduce y la onda de presión disminuida viaja en el sentido del escurrimiento, disminuyendo también la velocidad del flujo. Si el cierre de la válvula es suficientemente rápido y si la presión permanente original es suficientemente baja, se puede formar una bolsa de vapor aguas debajo de la válvula;

cuando esto ocurre, la cavidad de vapor puede eventualmente reducirse en forma violenta y producirse una onda de alta presión que se propaga en la dirección aguas abajo.

Las causas principales del golpe de ariete son debido a un paro programado cuando se de mantenimiento al sistema y exista la necesidad de cerrar válvulas o bien un paro accidental, por una interrupción en el suministro de energía eléctrica al motor de la bomba.

Este tipo de obras por lo general trabajan a presión, aunque existen excepciones, pueden ser de tres tipos, dependiendo de la energía que se le aplique para conducir el agua, estas líneas pueden ser por gravedad, por bombeo o por bombeo-gravedad y el interés principal para el diseño es que la energía aplicada para la conducción pueda proporcionar la carga y el gasto necesarios suficientes a la red con el diámetro comercial mas económico posible. En este rubro deberán considerarse por lo menos tres alternativas de diámetros comerciales con los cuales se realizaran los cálculos correspondientes tanto económicos como hidráulicos a sabiendas de que entre mayor sea el diámetro de la línea de conducción será hidráulicamente más eficiente pero obviamente más costosa, por el contrario si el diámetro es menor las perdidas por fricción provocan que no se tenga una carga suficiente para alimentar a la red de distribución, con el consecuente costo de energía eléctrica que esta deficiencia hidráulica provoca, por esto deberá de encontrarse un diámetro que cumpla satisfactoriamente con ambos requisitos; economía y funcionalidad.

Para logra lo anteriormente mencionado se deben de hacer las siguientes consideraciones:

- ◆ La tubería debe de seguir, en lo posible, el perfil del terreno y su localización se escoge para que sea la más favorable, con respecto al costo de construcción y las presiones resultantes. Se debe de tener especial atención en la línea de gradiente hidráulico, ya que mientras más cercano este la conducción a esta línea, la presión en los tubos es menor, esta condición puede traer como consecuencia un ahorro en el costo de

la tubería. En ocasiones las altas presiones internas se pueden eliminar rompiendo la línea de gradiente hidráulico con la instalación de almacenamientos auxiliares, como embalses o cajas rompedoras de presión. La velocidad en la tubería debe ser lo suficientemente grande para prevenir que se depositen sedimentos en ella.

- ◆ Como en casi la totalidad de las obras de construcción, las tuberías se instalan en zanjas, durante el trazo topográfico debe procurarse disminuir al máximo posible, la excavación en roca.

- ◆ Cuando la topografía es accidentada se disponen válvulas de admisión y expulsión de aire en los sitios mas elevados del perfil, mientras que cuando la topografía sea mas o menos planas se ubican en puntos situados cada 1.5 km como máximo y en puntos más altos del perfil de la línea. En tramos con pendiente fuerte, ascendente o descendente, se debe utilizar estas válvulas en puntos intermedios.

- ◆ Por otra parte los desagües se utilizan generalmente en los puntos más bajos del perfil, con el fin de vaciar la línea en caso de roturas durante su operación.

- ◆ Pérdida de carga debida a la fricción en la tubería.

- ◆ Pérdidas locales, son de menor significación en las líneas. Son originadas por cambios bruscos, como tamaño del tubo, válvulas y accesorios de todas clases. En las líneas de gran longitud pueden desprejarse sin tener serios errores, pero es posible que sean de bastante importancia en líneas cortas.

- ◆ El costo de mano de obra, el de tubería, la colocación de la misma y la obra civil, así como los costos de mantenimiento del sistema.

- ◆ Estructuras y piezas especiales que se utilizan para guiar y controlar en forma eficiente el flujo de agua en las conducciones, como válvulas, codos, reducciones, cruces, atraques, etc.

Para llevar a cabo la selección de la línea de alimentación adecuada se deberán realizar varias alternativas de trazo atendiendo a los puntos anteriores. Una vez analizada la línea de conducción óptima se determina el diámetro más adecuado de entre cuatro diámetros posibles. En el cálculo hidráulico de una línea a conducción, se deberán determinar el diámetro, tipo de tubería y clase, en función de lo siguiente:

- ◆ Carga disponible, que es igual a la diferencia de niveles entre las superficies del tanque de regularización a la red de distribución (dato topográfico).

- ◆ La longitud de la línea (dato topográfico).

- ◆ El gasto por conducir.

- ◆ Evitar en lo más posible las deflexiones en planta como en perfil.

- ◆ Tratar de que la tubería se pegue al máximo a la línea piezométrica para hacer que la tubería trabaje con las menores cargas posibles.

- ◆ Para dimensionar la tubería se aplica la fórmula de Manning, utilizando los diámetros internos reales de los tubos.

Normalmente se consideran las cargas disponibles para vencer las pérdidas por fricción, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se consideran por tener valores relativamente bajos en función de la pérdida total, sin embargo, si el trazo de una línea presenta demasiados cambios de dirección o de diámetro, debido a condiciones especiales de topografía o espacio, deben considerarse las pérdidas secundarias.

La línea de conducción para la colonia Santa Rita se proyecta para funcionar por bombeo-gravedad, es decir, funcionaría con 1800 mts. de longitud de línea a bombeo de la obra de toma hasta el tanque de regularización venciendo una carga de 115 m.c.a. y 15210 mts. de línea a gravedad del tanque a la red de distribución con un desnivel

topográfico de 150 mts., obedeciendo a la ubicación del tanque de regularización el cual será superficial y fue propuesto para funcionar a una altura de 1912 msnm, ganando así carga estática y logrando tener un tanque a nivel de terreno, facilitando acciones de mantenimiento, limpieza y desinfección en el propio tanque en el futuro.

El equipo electromecánico tiene un nivel de 1810 msnm, esta formado por dos bombas centrifugas de tipo vertical de 50 h.p.'s trabajando 12 hrs. cada una y conectadas en paralelo, eleva el gasto de proyecto a un punto alto de 1912 msnm, donde se encontrará el tanque de regularización. Para este sistema de bombeo se proyecta también una bomba relevo de las mismas características.

La tubería a bombeo es enterrada y tiene una longitud de 1800 mts., se considera de PVC clase 5 (5 kg./cm²) y una válvula aliviadora de presión (además de las válvulas necesarias para que el sistema trabaje adecuadamente). Esta válvula puede absorber el 80% del fenómeno que se origina por cambios violentos en las condiciones del flujo en un conducto a presión.

Para el sistema a gravedad la tubería es de PVC clase 14 (14kg/cm²) con una longitud de 15,210 m y un desnivel de terreno de 150 ml. A lo largo de su trayectoria se tiene cruces con carreteras, brechas, tercerías, canales, y vías férreas, pero se propone que la línea sea paralela a un canal de riego comunitario aprovechando su vía federal y obras existentes para dichos cruces.

La propuesta de estos diámetros, material y tipos de tubería obedece al análisis que se realiza en el diseño de las líneas de conducción del diámetro económico y la consideración de una sobrepresión provocada por el fenómeno del golpe de ariete, tomando como gasto de cálculo al gasto máximo horario que para abastecer de manera satisfactoria a la colonia Santa Rita es de 30.496 l.p.s.

3.4.- REGULARIZACIÓN.

Una de las características más importantes de un sistema cualquiera es la necesidad de almacenarla para contar con un abastecimiento disponible cuando sea necesario. El almacenamiento es un elemento esencial de cualquier sistema de agua y adquiere mayor importancia al continuar el desarrollo y el crecimiento así como la ampliación de las zonas de servicio y otros usos que aumentan la demanda del agua.

El término "almacenamiento para distribución" se ha de entender que incluye el almacenamiento de agua en el punto de tratamiento, lista para distribución; no así el embalse de aguas para propósito de abastecimiento o de utilización a largo plazo. Este último es propiamente un elemento de las obras de captación.

La función principal del almacenamiento para distribución es hacer posible que la fuente de alimentación de agua siga aportando esta durante el tiempo en el que, en otra forma, los elementos se encontrarían ociosos, y almacenar el agua anticipadamente a su necesidad real, en uno o más lugares de la zona del servicio, cercanos a su consumidor final, las principales ventajas del almacenamiento para distribución son:

1.- Se logra casi igualar las demandas sobre la fuente de abastecimiento, los medios de producción y la línea de conducción y distribución. No necesitando ser tan grandes los tamaños o capacidades de estos elementos de la planta.

2.- Se mejoran los gastos y presiones del sistema y se estabilizan mejor para servir a los consumidores en toda la zona de servicios.

3.- Se dispone de abastecimiento de reserva en el sistema de distribución para el caso de contingencias tales como la lucha contra incendios y las fallas de la corriente eléctrica.

Por otra parte, la regularización tiene por objeto transformar el régimen de alimentación de agua proveniente de la fuente que generalmente es constante en régimen de demanda que es variable en todos los casos, ya que la población consume agua en forma variada, incrementándose su consumo por la mañana y por la noche descendiendo en el medio día y en la madrugada.

La obra de regularización, misma que consiste en un dispositivo superficial o elevado, tiene por objeto lograr la transformación de un régimen de aportaciones (de la conducción) que siempre es constante en un régimen de consumos o demandas (de la red de distribución) que siempre es variable. El tanque deberá proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad, procurando que su costo de inversión y mantenimiento sea mínimo.

La aportación o gasto de la conducción es constante durante las 24 horas y a través del año, en la casi totalidad de las obras de abastecimiento; en cambio, los consumos del sistema de distribución son variables en todos los casos, incrementándose las demandas a través del tiempo. Cuando el gasto que se consume en la red es menor que el que aporta la conducción, se almacena agua sobrante en el depósito, volumen que se utiliza para cubrir el gasto faltante cuando las demandas son mayores que el gasto que entrega la conducción.

Es conveniente destacar que en la casi totalidad de las obras de abastecimiento de agua potable, el suministro de agua al tanque es continuo durante las 24 hrs. En conducciones a gravedad y a bombeo. Es difícil justificar económicamente el diseño de una conducción con bombeo de menos de 24 hrs.

Las principales categorías de los depósitos de almacenamiento son:

◆ Tanque superficial. Estos depósitos se construyen bajo el nivel del suelo o balanceando cortes y rellenos.

- ◆ Columnas reguladoras. Estos dispositivos se emplean en donde la construcción de los tanques superficiales no proporcionan suficiente carga, las columnas consisten en un tanque cilíndrico alto.
- ◆ Tanques elevados. Se emplean cuando no es posible construir un tanque superficial por no tener en la proximidad de la zona a que servirá, una elevación natural adecuada. El Tanque Elevado se refiere a la estructura integral que consiste en el tanque, la torre y la tubería elevadora.

Este cálculo se realiza mediante una tabla donde se calculan los volúmenes acumulados de suministro o entrada (constante) y los volúmenes de demanda o salida (variables) durante un día idealizado, esto se facilita con la consideración de que la ley de demanda o salida esta dada en función de porcentajes horarios del gasto máximo diario.

Considerando lo anterior, el volumen del tanque de almacenamiento es de 446.70 m³, y se ubica a un nivel de 1912 msnm, la línea de conducción a partir del tanque, trabaja a gravedad y se conecta a la red distribución, el primer nodo tiene un nivel de 1762msnm.

En el tanque de almacenamiento del proyecto Sta. Rita se calcula el volumen real del tanque de almacenamiento tomando en cuenta el doble de la capacidad del tanque para obtener un volumen de almacenamiento para mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua potable o para emergencias como pudieran ser incendios que se presentaran en la comunidad.

Por lo tanto:

$$Cr = 446.70 + 446.70 = 893.40 \text{ m}^3$$

$$Cr = 893.40 \text{ m}^3$$

Para evitar grandes presiones sobre los muros del tanque de almacenamiento generalmente se diseñan con muros divisorios para repartir las cargas de empuje.

ACCESORIOS DE LOS TANQUES.- Para el diseño hidráulico de los accesorios de los tanques tales como la entrada, salida a la red, desagüe y vertedor de demasías, se tomarán en cuenta las siguientes recomendaciones:

ENTRADA.- El diámetro de la tubería de entrada corresponderá al de la conducción. La descarga podrá ser por encima del espejo de agua (para tirantes pequeños) , por un lado del tanque o por el fondo (para tirantes grandes y tanques preesforzados). En cualquier caso el proyectista pondrá especial cuidado en revisar y tomar las providencias necesarias para protección de la losa de fondo por efecto del impacto de la caída o velocidades altas del flujo de entrada para niveles mínimos en el tanque.

Es conveniente dotar de tubería de entrada y antes del tanque, de una válvula de control de niveles máximos, la cual puede ser de tipo flotador.

De igual manera y en particular para tanques importantes dentro del sistema al que dan servicio, se recomienda proyectar la fontanería de entrada, haciendo que la tubería se bifurque, colocando una válvula de flotador en cada rama salida y luego una de las dos ramas para entrar al tanque con una sola tubería.

Este arreglo contará además con sus correspondientes válvulas de seccionamiento, de tal forma que pueda repararse o dar mantenimiento a una de las válvulas de flotador, mientras la otra rama esta proporcionando el servicio de control de niveles.

Normalmente estarán las dos válvulas de flotador y sus diámetros serán diseñados para esta condición de servicio.

El gasto de diseño para la fontanería de entrada será el gasto máximo diario, el máximo que proporcione la fuente de abastecimiento, o el que indique la planeación general de las obras.

SALIDA.- la tubería de salida puede quedar alojada en una de las paredes del tanque o en la losa de fondo. En tanques que tienen una superficie proporcionalmente grande o tuberías de salida de gran diámetro, resulta más conveniente que la salida quede ubicada en el fondo del tanque, ya que para niveles bajos en el tanque, el gasto de extracción puede manejarse en forma más eficiente que en una salida lateral. En especial para tanques de concreto preesforzado es conveniente que la salida quede ubicada en el fondo del tanque.

Por otra parte, para dar mantenimiento o hacer alguna reparación a los tanques de regularización, es indispensable dotar de estas estructuras de un by-pass, entre las tuberías de entrada y salida, con sus correspondientes válvulas de seccionamiento.

Los medidores de gasto se instalarán preferentemente en la o las líneas de salida o en la línea de entrada, si resulta conveniente. En este punto, deberá ponerse especial cuidado en las recomendaciones de los fabricantes, respecto a las distancias aguas arriba y aguas debajo de los medidores, en que no hay interferencias o cambios de dirección del flujo.

3.5.- DISTRIBUCIÓN.

Después de la regularización, el sistema de distribución debe entregar el agua a los propios consumidores. Para ser adecuado, un sistema de distribución debe poder proporcionar un suministro de agua potable, cuando y donde se requiera dentro de la zona de servicio. El sistema debe mantener presiones adecuadas para los usos residenciales, comerciales e industriales normales, al igual que ha de proporcionar el abastecimiento necesario para la protección contra incendio.

A veces se requieren bombeos auxiliares para poder servir a las zonas más elevadas o a los consumidores más remotos. El sistema de distribución incluye bombas, tuberías, válvulas de regulación, tomas domiciliarias, líneas principales y medidores.

Si se trata de proporcionar un buen servicio, cualquier sistema público de agua debe contar con medios adecuados de distribución. Sin embargo, no son suficientes tales medios en forma aislada; la persona o personas responsables de la distribución deben estar familiarizadas con los medios y métodos para su diseño, construcción y mantenimiento, temas que serán tratados en los próximos capítulos.

Una red de distribución es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde tanques de servicio o de distribución y/o almacenamiento hasta las tomas domiciliarias o hidrantes públicos y constituye el último elemento en todo sistema de abastecimiento de agua potable, pues es con este con el que dicho sistema cumple su objetivo principal, el cual es proporcionar agua potable a los usuarios para consumo.

La red debe proporcionar este servicio al usuario todo el tiempo, en cantidad suficiente con la calidad requerida y a una presión adecuada, la cual, por norma debe de tener un rango de 1.00 a 4.5 kg/cm².

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

a) Tuberías: Se le llama así al conjunto formado por los y su sistema de unión o ensamble. La red de distribución esta formada por un conjunto de tuberías que se unen en diversos puntos denominados nodos, uniones o cruceros.

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 líneas 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 ellos.

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 a su función en dos categorías: Aislamiento o seccionamiento, las cuales son utilizadas para separar o cortar el flujo del resto del sistema de abastecimiento en ciertos tramos de tubería, bombas y dispositivos de control con el fin de revisarlos o repararlos; y 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) 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 de 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 utiliza 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 solo una parte de la red.

e) Tomas domiciliarias: Una toma domiciliaria es el conjunto de piezas y tubos que permiten el abastecimiento desde una tubería de la red de distribución hasta el predio del usuario. 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.

f) 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 del punto de su ubicación para mantener la circulación del agua en las tuberías. Este elemento suele ser prescindible cuando las condiciones topográficas son regulares y existe un tanque de regulación que suele ser elevado hasta una altura tal que permita proporcionarle carga o presión al agua que contiene.

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 rebombear directo a la red o "booster". Esta última opción se debe evitar y considerar solo si las condiciones de la red no permiten la ubicación de un tanque de regulación en la región elevada.

g) 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 esta, 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 tengan una presión por lo menos igual a esta en la hora de máxima demanda y, se garantiza un suministro mínima. En cambio, la máxima se presentara 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 mas 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 la 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 si para abastecer 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 las válvulas reductoras de presión en el caso de zonas bajas, o de rebombes a zonas altas.

El agua se distribuye a los usuarios en función 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 población. De esta forma se mantiene una presión suficiente y prácticamente constante en la red para el servicio a los usuarios. Este es el método más confiable y se debe utilizar siempre que se dispone de cotas de terreno suficiente altas para la ubicación del tanque, para asegurar las presiones requeridas en la red.

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 Q_{mh} en el día de máxima demanda. Esta es el sistema menos deseable, puesto que una falla en el suministro eléctrico significa una interrupción completa del servicio del 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 al red, con excedencia a tanques de regulación.

En esta forma de distribución del 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 completar 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 excedencia a un tanque de cual a su vez se abastece el resto de la red por gravedad. 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.

Una opción que puede resultar apropiada en poblaciones asentadas en terrenos planos consiste en 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.

3.6.- 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 se complementa con la instalación de un medidor cuya capacidad será fijada por el organismo operador siendo para servicio doméstico, con conexiones de ½" que es el diámetro de la toma. 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.

Por tal motivo es un elemento muy importante dentro del sistema de abastecimiento de agua potable y en el diseño de la red deberán considerarse las características de las tomas domiciliarias que se propondrán para que el servicio de suministro de agua potable sea lo mas eficiente posible y con una larga vida útil, una vez que se tienen definidos los diámetros de las tuberías de la red adecuado para proporcionar el gasto y la presión suficiente a las tomas domiciliarias. Los factores más importantes a considerar en el diseño de la toma son el tipo y calidad del material, diseño de los componentes, tipo de unión entre sus componentes e instalación, además de parámetros agresivos tanto del agua como del suelo, cargas externas y condiciones hidráulicas de funcionamiento.

Todo esto debido a que, de acuerdo a los estudios de pérdidas de agua potable realizados por la Comisión Nacional del Agua y el Instituto de Tecnología del Agua, los principales problemas de fugas se presentan en las tomas domiciliarias debido a múltiples causas siendo las principales; la calidad de los materiales y los procesos de instalación y reparación que suelen ser deficientes, la antigüedad de la toma y las condiciones de carga y corrosión a las que se encuentra expuesta.

Los elementos de que esta compuesta la toma domiciliaria son los siguientes:

◆ **Abrazadera.-** es la pieza que se coloca en la tubería de distribución, proporcionando el medio de sujeción, adecuado para recibir al conector, se realiza su selección de acuerdo al material empleado en la red, siendo utilizadas las abrazaderas de PVC para tubería de PVC; abrazaderas de fierro fundido para tubería de asbesto-cemento y silletas para tubería de polietileno de alta densidad con un sistema de unión por termofusión. Se comercializan en los mismos diámetros que los de las tuberías y cuentan con un orificio de salida correspondiente al diámetro de la toma siendo los mas comunes de ½" y de ¾".

◆ **Conector.-** es la pieza metálica o plástica que permite unir a la abrazadera con la

tubería flexible que llevara el agua hasta el interior del domicilio. El diámetro de esta Deberá corresponder al de salida de la abrazadera. Existen conectores de diferentes materiales tales como: bronce, acero, policarbonato, polietileno y PVC, la selección de este elemento para la toma obedecerá a las características y comportamiento químico del agua y del suelo con los que tenga contacto dicha pieza, las condiciones de trabajo y recomendaciones de instalación en las que puede trabajar están dadas por los fabricantes.

◆ Válvula de inserción.- este elemento, aunque opcional para la toma realiza una importante función al permitir instalar la tubería flexible propia de la toma con la línea de distribución vacía o trabajando a presión, también evita la suspensión del servicio o la pérdida de agua durante la instalación o reparación de las tomas. Como en el caso de los conectores, existen en el mercado válvulas de inserción de diferentes materiales tales como bronce, policarbonato, y polietileno de alta densidad y se toma el mismo criterio para su selección.

◆ Tubería flexible.- es aquella derivación de la red de distribución que llega hasta el interior del domicilio con un diámetro menor al de la red y que cumple el propósito de absorber un posible desplazamiento diferencial del terreno entre la red y lo toma, para ello deberá contar con la flexibilidad suficiente para realizar una deflexión conocida como "cuello de ganso" en la instalación de la toma. Los materiales más comunes a considerar son cobre flexible, el polietileno, el polietileno de alta densidad y lo más nuevo en el mercado que es el tubo multicapa mejor conocido como pe-al-pe que como su nombre lo indica es una tubería con varias capas en su sección transversal; una exterior de polietileno de alta densidad, enseguida una interna de adhesivo, luego una capa de aluminio, otra capa de adhesivo y finalmente una última capa interior de polietileno de alta densidad. Las características físicas, químicas y mecánicas de este tipo de tubería la convierten en un material ideal para las tomas con cuya colocación se pueden evitar fugas en un corto y largo plazo ya que además tiene una vida útil de por lo menos 50 años, empleando una adecuada técnica de instalación.

◆ Llave de banqueta.- este elemento permite el corte del flujo o cierre de la toma para realizar reparaciones o limitar el servicio, generalmente es un pieza de bronce fácilmente intercambiable en caso de avería.

◆ Cuadro.- Es la parte de la toma domiciliaria que permite la instalación del medidor, la válvula de globo y la llave de la manguera el material con el que se forma el cuadro es rígido, generalmente de cobre tipo "M" o fierro galvanizado.

Algunos organismos consideran la parte de la llave de banqueta y el cuadro fuera de los correspondientes presupuestos de la redes de distribución en virtud de que en algunas de las comunidades a las que dan servicio existen muchos terrenos baldíos que por el momento no requieren el servicio, en tal caso se deja el extremo de la tubería flexible con un tapón el cual se retira en el momento de colocar la llave y el cuadro cuya instalación corre por cuenta del usuario.

4.- RED DE DISTRIBUCIÓN, PLANEACION DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN.

OBJETIVO ESPECÍFICO.- PROPONER Y DETERMINAR LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y LAS CONDICIONES HIDRÁULICAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN, ASÍ COMO LOS ELEMENTOS QUE LA COMPONEN, REALIZANDO EL CÁLCULO HIDRÁULICO CORRESPONDIENTE Y PLASMANDO LOS RESULTADOS DE ESTE EN EL PROYECTO EJECUTIVO.

La red de distribución de agua representa la última parte de un sistema de abastecimiento cualquiera siendo imprescindible para este y la que cumple el objetivo principal de dicho sistema que es hacer llegar el vital líquido en cantidad suficiente y con presión adecuada a los domicilios para que el usuario pueda realizar sus actividades de limpieza, aseo y cocción de alimentos en las viviendas así como las actividades comerciales e industriales en las zonas correspondientes, además de estos usos también es empleada en actividades recreativas o de riego para cultivo de alimentos así como para la extinción de incendios.

El cálculo para el suministro de agua potable de esta colonia considera que es para consumo humano, principalmente, debido al tipo de comunidad que se compone básicamente de viviendas y algunos comercios pequeños que satisfacen las necesidades de la comunidad.

Es importante que en los proyectos que se realizan se contemplen acciones futuras de mantenimiento, reparación o modificaciones a la infraestructura relacionadas con las reparaciones de las fugas, la división de la red en distritos hidráulicos de control, cambio, reparación o instalación de válvulas, la conexión de tomas nuevas e inclusive el crecimiento irregular de la colonia, para conservar en la medida de lo posible las condiciones hidráulicas que desde el diseño del sistema buscamos. Al contemplar estas acciones se pueden adoptar mecanismos de control para recuperación de pérdidas de agua potable, tanto física como financieramente.

4.1.- FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA.

Como se mencionó anteriormente, la red de distribución es el elemento del sistema de abastecimiento que, en conjunto con las tomas domiciliarias como parte de dicha red, proporcionaran el agua a los usuarios en función de las condiciones locales, de alguna de las siguientes maneras:

Por gravedad.- El agua de la fuente se conduce o bombea hasta un tanque elevado desde el cual fluye por gravedad hacia la población. De esta forma se mantiene una presión suficiente y prácticamente constante en la red para el servicio a los usuarios. Este es el método más confiable y se debe utilizar siempre que se dispone de cotas de terreno suficientemente altas para la ubicación del tanque, para asegurar las presiones requeridas en la red

Por 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.

Por 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.

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. 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.

Por las condiciones de funcionamiento, el cual se pretende sea a flujo constante, se abastecerá la red por gravedad a través del tanque de regularización, cuya posición topográficamente hablando, es favorable con respecto a la red para que se tengan en ésta las presiones o cargas hidráulicas que actúen en todos los puntos de una tubería, dichas cargas hidráulicas se definen por la diferencia entre la cota piezométrica en un punto "x" y la cota del centro de la tubería en ese mismo punto.

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 cruces de las tuberías.

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 y por lo tanto más costosos y con dichas presiones se incrementaran las fugas provocadas por la ruptura de las tuberías o de las piezas especiales. Por lo tanto, en ningún punto de la red la presión debe exceder a la presión máxima permisible, que para este caso será de 45 m.c.a. atendiendo a las normas técnicas vigentes.

La presión mínima con la que deberá funcionar la red de la colonia Santa Rita es por norma de 10 m.c.a. 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 el 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.

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 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.

En caso de que la red presente la posibilidad de dividirla en zonas de presión existen tres esquemas de suministro para estas divisiones:

Suministro en serie.- Cuando se tiene una red dividida en zonas de presión, generalmente no es posible que cada una tenga su propia fuente de abastecimiento. Así la zona de presión que recibe el agua deberá abastecer a las colindantes por medio de la descarga directa a tanques, cajas rompedoras de presión o válvulas reductoras de

presión, en un terreno descendente; o por rebombes en el caso de un terreno ascendente.

Es recomendable que cada zona tenga su tanque de regulación. En casos excepcionales puede emplearse el bombeo directo a las zonas altas. Si así sucede, las bombas y tuberías de alimentación de la zona se diseñarán para el gasto máximo horario en el día de máxima demanda. Es necesario un estudio técnico-económico para comparar esta variante con la de un tanque de regulación, bombas y tuberías diseñadas con el gasto máximo diario.

Suministro en paralelo.- Se le llama así cuando cada zona de presión se abastece mediante líneas de conducción independientes y que poseen su propio tanque de regulación.

Suministro combinado.- Este esquema se utiliza cuando la red de distribución se abastece mediante varias fuentes. Cada una de ellas lo hace a una parte de la red, y esas partes se unen entre sí tanto en paralelo como en serie.

Las políticas de operación influyen en la zonificación debido a la existencia de límites políticos, mejor control del abastecimiento y su distribución. Así como de la operación y mantenimiento de la red de distribución.

En casos como este, en los que el sistema sea abastecido por gravedad, y cuando la fuente tenga la capacidad suficiente para proporcionar el gasto máximo horario, puede eliminarse el tanque regulador; sin embargo, debe hacerse un estudio económico que permita definir si es factible sustituir el almacenamiento por una conducción capaz de llevar dicho caudal. Para este caso, el sistema que se está diseñando si considera la regulación ya que la fuente no garantiza el caudal que satisfaga el gasto máximo horario.

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 lo 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.

De manera general, el sistema funcionara tomando el gasto medio de la fuente superficial denominada Presa "Palo Blanco" con una toma directa que llevará el vital líquido hasta un carcamo de proyecto en las cercanías de la cortina, para ser después conducida de este carcamo hasta el tanque regulador para lo cual será necesario un sistema de bombeo para llevar el agua por 1800 mts. de tubería de PVC de 8" Ø de diámetro y elevarla 115 mts. sobre el nivel de la presa, con lo cual le daremos la carga suficiente para recorrer los 15210 mts. de tubería de PVC de 10" Ø del tanque a la red, la cual funcionará por gravedad y será alimentada por un tanque superficial de proyecto con capacidad de 894 m³, con una carga de entrada de 45 m.c.a. lo cual lograremos con la colocación de una válvula reductora de presión precisamente al final de la línea de conducción, ya que la carga con la que llega la línea de conducción es de 69.16 m.c.a. debido al desnivel que existe entre el tanque de regulación a la red de distribución que es de 150 mts. y considerando un golpe de ariete, dicha carga puede llegar a ser 115 m.c.a.

La carga aceptable para una comunidad de este tipo será como mínimo de 10 m.c.a. y como máximo de 45 m.c.a. con esto garantizamos que el suministro en los domicilios llegue perfectamente bien a las plantas altas de las casas de la colonia a cualquier hora del día y sin necesidad de almacenamientos independientes como tinacos o cisternas.

Es muy importante conservar el flujo constante en la red, ya que de no ser así se corre el riesgo de perder presiones y perjudicar el suministro, debido al mantenimiento, reparación o modificación del sistema, la reparación de una fuga, la instalación de una toma o la colocación o cambio de una válvula de seccionamiento pueden provocar la pérdida de las condiciones de continuidad en el flujo y para evitar esto en la mayor parte de la red se crean circuitos y distritos hidráulicos que pueden operarse de manera independiente de alguna otra que quede sin funcionar temporalmente por las situaciones descritas anteriormente, esto se puede prever conociendo perfectamente el sistema y administrándolo de una manera eficiente.

El criterio de diseño se basara en la formación de circuitos hasta donde sea posible, en este caso se plantean cinco circuitos, los cuales al organismo operador le podrán servir de bases para la creación de distritos hidráulicos para el control de pérdidas de agua potable ya sea por fugas visibles, fugas no visibles, tomas omisas, tomas clandestinas o simplemente por mediciones incorrectas. Todo esto con la ayuda de las válvulas de seccionamiento que deben de colocarse de manera estratégica en ciertos cruceros de la red, lo ideal es que en cada cruce se instale una válvula para seccionar una mínima parte de la red o un tramo de tubería en caso de presentarse alguna situación en la que se requiera suspender el flujo de agua, sin embargo esto en cualquier red de distribución sería incosteable por el número de cruceros que tan grande que pudiera tenerse.

La zona no tiene mucha diferencia de desnivel siendo un terreno plano en su mayoría o con desniveles mínimos, la tubería existente no se utilizará por las condiciones de calidad de los materiales, las instalaciones que por hacerse provisionalmente presentan muchas fugas y el conocimiento parcial de parte de la JUMAPA de ubicaciones y diámetros de las tuberías existentes. Lo cual provocaría un control impreciso sobre el sistema.

4.2.- ESTRUCTURACIÓN DE LA RED.

Las configuraciones básicas de una red de distribución se refiere a la forma en la cual se enlazan o trenzan las tuberías dentro de la red. Se tienen tres posibles configuraciones de la red:

Red cerrada.- Cuando una red es cerrada (o tiene forma de malla), sus tuberías forman al menos un circuito. 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.

Red abierta.- Este tipo de red se compone de tuberías que se ramifican sin formar circuitos (forma de árbol, de peine, de esqueleto de pescado). 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.

Red combinada.- 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.

De acuerdo con su funcionamiento hidráulico, la red de distribución puede dividirse en dos partes:

- ◆ Red primaria y
- ◆ Red secundaria.

La red primaria permite conducir el agua por medio de líneas troncales o principales y alimentar a las redes secundarias, considerando que el diámetro mínimo para la red primaria sea de 4", sin embargo, en colonias urbanas populares se puede aceptar de 3" de diámetro y en zonas rurales hasta 2", aunque en grandes urbes se puede aceptar a partir de 20". En el caso de la colonia Santa Rita se pueden aceptar diámetros mínimos de la red primaria de 3" por tratarse de una colonia urbana popular y no solo alimentará a la red secundaria sino que también, como esta, distribuye el agua hasta las tomas domiciliarias.

Como se acaba de mencionar la red secundaria distribuye el agua propiamente hasta las tomas domiciliarias. Existen tres tipos de red secundaria:

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 cruces de la secundaria.

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 cruce 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.

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 o en dos planos.

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:

De proyecto:

- ◆ El cálculo de revisión de la red es más sencillo.
- ◆ La distribución de las demandas para el cálculo hidráulico de la red primaria se simplifica notablemente debido a que la alimentación de los bloques se realiza de manera concentrada en dos puntos de cada uno de los bloques.
- ◆ El modelo del cálculo hidráulico es más preciso debido a que no hay consumos en ruta en las tuberías principales.
- ◆ Economía de tiempo horas-hombre al disminuir el número de cruceros por diseñar, en comparación con una red convencional.

De construcción:

- ◆ La instalación de las tuberías secundarias se realiza en forma más rápida, puesto que no se tienen cruceros, ni cajas de operación de válvulas dentro de la red secundaria.
- ◆ Las pruebas de presión hidrostática se facilitan.

De operación, mantenimiento y control de fugas:

- ◆ Menor número de válvulas a operar y mantener.
- ◆ Como cada tubería secundaria se alimenta mediante uno o dos puntos, se facilita notablemente la operación de la red en las labores de corrección de fugas y en la conexión de tomas nuevas.
- ◆ Un establecimiento natural de zonas de presión.
- ◆ Facilidades para hacer mediciones del consumo en la red. Éstas son utilizadas para la ejecución de estudios de fugas no visibles.
- ◆ Posibilidad de sustituir, reforzar o rehabilitar redes primarias afectando a un menor número de usuarios.
- ◆ En costos de inversión:
- ◆ Economía en el suministro e instalación de piezas especiales debido al menor número de válvulas de seccionamiento.
- ◆ El número de cajas de operación disminuye y se logra mayor economía por este concepto.

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 es aquella que alimenta a la red secundaria y puede ser abierta, cerrada o mixta, será abierta cuando no forme circuitos; cerrada cuando las tuberías que la forman estén conectadas formando un polígono y mixta cuando se combinen estas dos anteriores. La red secundaria se caracteriza por tener las tuberías de menor diámetro, las cuales abarcan la mayoría de las calles de la localidad y esta red es la que distribuye el agua propiamente hasta la toma domiciliaria de cada una de las viviendas. 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. Generalmente, en la revisión hidráulica de la red de distribución se contempla la línea primaria para seleccionar de ella los diámetros más convenientes para conducir el fluido hasta los sitios de demanda de tal modo que las presiones sean adecuadas. La red secundaria queda

fuera de este análisis considerando que dicha red deberá adaptarse a las condiciones de carga y gasto en los cruceros donde se conecten a la red primaria.

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, esto en el caso de la posición del tanque de regulación, para el caso del sistema que se describe en este trabajo este tramo (tanque de regulación a red de distribución) la consideramos como línea de alimentación ya que la distancia que los separa es muy grande y para fines de calculo es mas conveniente para evaluar los fenómenos que se presentan comúnmente en las líneas de conducción.

Como lo mencionamos en el capítulo tres, los elementos que generalmente conforman una red de distribución son los siguientes: Tuberías, piezas especiales, válvulas, tanques de distribución, tomas domiciliarias, rebombes y cajas romperdoras de presión. Para la red de distribución de la colonia Santa Rita los elementos que la conforman son los siguientes:

Tuberías.- es el conjunto formado por los tubos (conductos de sección circular) y su sistema de unión o ensamble el cual depende directamente del tipo de material de los tubos que se unen en diversos puntos llamados nodos para formar a la red de distribución. Para fines de análisis se denomina tubería al conducto comprendido entre dos secciones transversales del mismo.

Las tuberías de la red de distribución puede estar conformada por varios diámetros e inclusive por mas de un tipo de material diferente, en ocasiones en las que en uno o mas tramos se requiera de mayor resistencia mecánica, a la corrosión o a la intemperie.

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. Al conjunto de piezas especiales conectados a la tubería para formar deflexiones

pronunciadas, cambios de diámetro, derivaciones y control del flujo se les denomina cruceros y estarán dispuestos de acuerdo al tipo de material de las tuberías, a los diámetros, a la posición del tubo o el resto de los accesorios. Como en el caso de las tuberías, las piezas especiales que conforman un crucero pueden ser de diferentes materiales, esto dependerá de la tubería, su diámetro y la posición del crucero, contando con alguna de las siguientes piezas, cruces, tees, codos de 90°, 45° y 22° 30', reducciones, extremidades, tapones, coples, adaptadores, juntas gibault, bridas, etc.

Válvulas.- Son accesorios que se utilizan para disminuir o evitar el flujo en las tuberías que al ser instaladas en estas forman parte de un crucero. También permiten drenar o vaciar una línea, controlar el gasto, regular los niveles en los tanques de almacenamiento, evitar o disminuir los efectos del golpe de ariete (cambios de presión que pueden colapsar la tubería), así como evitar contraflujos, es decir, prevenir el flujo en dirección contraria a la de diseño. Este accesorio puede ser clasificado de acuerdo a lo expuesto en la tabla 4.1.

Las válvulas más modernas poseen un excelente diseño hidrodinámico disminuyendo las pérdidas de carga y la cavitación. Tienen como característica un cuerpo básico al cual se le pueden agregar los controles necesarios para controlar y regular el flujo o la presión. Existen además válvulas de admisión y expulsión de aire que no se corroen y que son muy ligeras.

TABLA 4.1.- Tipos de válvulas más comunes en una red de distribución.

CATEGORIA	TIPO	DESCRIPCION DE FUNCIONAMIENTO
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.	Compuerta	Este tipo de válvula funciona con una placa que se mueve verticalmente a través del cuerpo de la válvula en forma perpendicular al flujo. El tipo de válvula de compuerta más empleado es la de vástago saliente. Tiene la ventaja de que el operador puede saber con facilidad si la válvula está abierta o cerrada. Es importante señalar que la válvula de compuerta está destinada propiamente para ser operada cuando se requiera un cierre o apertura total, y no se recomienda para ser usada como reguladora de gasto debido a que provoca altas pérdidas de carga y porque puede cavitarse. En válvulas de compuerta con diámetros mayores a 400 mm (16") se recomienda el uso de una válvula de paso (bypass), lo cual permite igualar las presiones a ambos lados de la válvula haciéndola más fácil de abrir o cerrar.
	Mariposa	Estas válvulas se operan por medio de una flecha que acciona un disco y lo hace girar centrado en el cuerpo de la válvula. Se identifican por su cuerpo sumamente corto. El diseño hidrodinámico de esta válvula permite emplearla como reguladora de gasto en condiciones de gastos y presiones bajas, así como para estrangular la descarga de una bomba en ciertos casos. La válvula de mariposa puede sustituir a la de compuerta cuando se tienen diámetros grandes y presiones bajas en la línea. Tienen la ventaja de ser más ligeras, de menor tamaño y más baratas.
	De Asiento	En este tipo de válvulas el elemento móvil es un cilindro, COIK) o esfera, en lugar de un disco. Tal elemento posee una perforación igual al diámetro de la tubería, por lo que requiere usualmente un giro de 90° para pasar de abertura total a cierre 0 viceversa. Se emplean para regular el gasto en los sistemas de distribución.
	Cilíndrica	
Cónica Esférica		
Control.- Usadas para regular el gasto y la presión, facilitar la entrada de aire o la salida de sedimentos o aire atrapados en el sistema.	De altitud	Se emplean para controlar el nivel del agua en un tanque en sistemas de distribución con excedencias a tanques. Existen de dos tipos generales; una sola acción y doble acción. También se les denomina de un solo sentido o de dos sentidos de flujo. La válvula de una sola acción permite el llenado del tanque hasta un nivel determinado. El tanque abastece a la red por medio de una tubería de paso con una válvula de retención. La válvula de retención se abre cuando la presión en la red es menor a la provista por el tanque. La válvula de doble acción realiza el proceso anterior sin tener una tubería de paso (bypass). Notase que la diferencia esencial entre ambas válvulas es el mecanismo de control, no la válvula en sí.
	De admisión y expulsión de aire	Este tipo de válvulas se instalan para permitir la entrada o salida de aire a la línea. Lo anterior puede requerirse durante las operaciones de llenado o vaciado de la línea. Así mismo, se emplean en tramos largos de tuberías, así como en puntos altos de las mismas donde suele acumularse aire, el cual bloquea la circulación del agua o reduce la capacidad de la conducción. También evitan la formación de vacíos parciales en la línea durante su vaciado, que pudieran causar el colapso o aplastamiento de la tubería. Son más empleadas en líneas de conducción y de alimentación ya que se colocan en los puntos altos. Estas válvulas poseen orificios de diámetro pequeño para conexión con la atmósfera. La apertura del orificio a la atmósfera se produce por medio de un dispositivo activado mediante un flotador. Tal dispositivo mantiene el orificio cerrado cuando no hay aire en el depósito de la válvula y lo abre cuando dicho depósito acumula aire o se genera un vacío. En redes de distribución pueden resultar necesarias únicamente en las tuberías de gran diámetro de la red primaria.
	Controladoras de presión	Existe una gran variedad de válvulas controladoras de presión. Así se tienen válvulas: reductoras de presión, sostenedoras de presión o aliviadoras de presión (según su colocación), anticipadoras de onda, y para el control de bombas. Algunas de estas funciones pueden combinarse entre sí y además puede añadirseles la función de válvula de retención (unidireccional). La válvula reductora de presión reduce la presión aguas arriba a una presión prefijada aguas abajo, independientemente de los cambios de presión y/o gastos. Se emplea generalmente para abastecer a zonas bajas de servicio. La válvula sostenedora de presión mantiene una presión fija aguas abajo y se cierra gradualmente si la presión aguas arriba desciende de una predeterminada. Ambas válvulas pueden combinarse en una sola añadiendo además la característica de ser unidireccional (o de retención). Tienen la ventaja de ajustarse a las condiciones de la tubería, sean éstas variables o no. Esto las hace más aptas para instalarse en las tuberías dentro de la red de distribución, donde las presiones varían con la demanda. Ocupan menos espacio que una caja rompedora y se evita el contacto directo del agua con la atmósfera lo que reduce el riesgo de contaminación del agua potable. Por otro lado, las válvulas reductoras tienen mecanismos más complejos que requieren de un mejor mantenimiento y de una calibración periódica. Las cajas rompedoras son más sencillas y con menores necesidades de mantenimiento. En todo caso, la elección entre una válvula reductora de presión y una caja rompedora de presión se debe basar en un análisis económico y operativo.
	De globo	Son voluminosas y presentan una alta resistencia al paso de agua, por lo que se emplean sólo en tuberías de pequeños diámetros. Constan de un disco horizontal accionado por un vástago para cerrar o abrir un orificio por el que pasa el agua. Su utilización en redes no es normal, debido a las grandes pérdidas de carga que producen. Su aplicación principal es un sistema de distribución de edificios en donde su bajo costo compensa sus deficientes características hidráulicas.
	De retención o no-retorno (check)	La función de éstas válvulas es prevenir y evitar el flujo del agua en sentido inverso al flujo de la operación normal. Su uso es frecuente en las tuberías a bombeo para impedir que el agua regrese hacia la bomba y la haga trabajar en forma contraria a la que fue diseñada.
	De vaciado (desagüe)	La función de las válvulas en este caso es poder vaciar el agua contenida en las tuberías. Por ello deben ubicarse en los puntos topográficamente bajos, para que por gravedad se produzca esta función.

4.3.- SELECCIÓN DE LAS TUBERIAS.

En la selección del material de la tubería para la red de distribución intervienen características tales como: resistencia mecánica, durabilidad, resistencia a la corrosión, capacidad de conducción, economía, conservación de la calidad del agua, facilidad de transporte, instalación, reparación y capacidad de suministro por parte del proveedor.

En la economía de la tubería intervienen varios factores. En primer término se encuentran los costos de adquisición, entre los cuales intervienen la disponibilidad inmediata de tubos y piezas especiales, su transporte al lugar de instalación, así como su resistencia durante el manejo y transporte. Aspectos tales como largos tiempos de entrega, dificultad en obtener material adicional, o regresar piezas dañadas o defectuosas incrementan el tiempo y costo del proyecto.

Enseguida se mencionan los materiales más comunes para poder construir redes de distribución de agua potable con sus características principales.

◆ **TUBERÍAS DE FIBRO-CEMENTO.-** Los tubos de presión de asbesto-cemento son conductos de sección circular fabricados con una parte de asbesto y cemento tipo Portland o Portland Puzolánico, exentos de materia orgánica, con o sin adición de sílice. Los tubos de fibro-cemento se fabrican para presiones internas de trabajo máximas, según la norma oficial mexicana NOMC-12-2/2-1982, en las siguientes clases: A-5, A-7, A-10 y A-14, en donde los números 5, 7, 10 y 14, indican la presión interna del trabajo en kg/cm² que resisten los tubos.

Los tubos de asbesto-cemento para conducción según la norma oficial mexicana NOM-C-12/1-1981 con base en la presión de trabajo expresada en metros de columna de agua, así se tiene: T-50, T-70, T-100, T-140, y T-200 la presión de prueba en fábrica para cada tubo y cada cople es de 3 veces la presión de trabajo para un tiempo de 5 segundos. Las tuberías tienen longitudes generalmente de 4 y 5 metros.

Sus desventajas son su baja resistencia mecánica ya que carecen de flexibilidad, por su peso en comparación con materiales plásticos resulta más costoso su traslado y su colocación.

◆ **TUBERÍAS DE PLÁSTICO: POLIETILENO Y CLORURO DE POLIVINILO (PVC).**- De los plásticos, los termoplásticos son los que se utilizan más en los sistemas de abastecimiento de agua potable. Los dos termoplásticos de mayor importancia son el polietileno (PE) y el policloruro de vinilo (PVC).

El polietileno es un derivado del gas etileno, que es un componente del gas natural, se tienen comercialmente tres tipos: densidad baja, mediana y alta. Se fabrican con base a la norma NOM-E- 18-1969.

Las ventajas de las tuberías de polietileno son: su gran flexibilidad, que permite su presentación en rollos y una gran resistencia a condiciones extremas de presión tanto internas como externas; su ligereza ya que pesa ocho veces menos que el acero y tres veces menos que el asbesto-cemento y no presenta corrosión.

El PVC (cloruro de polivinilo), es un material termoplástico compuesto de polímero de cloruro de vinilo, un sólido incoloro con alta resistencia al agua, alcoholes, ácidos y álcalis concentrados. Se obtiene en forma de gránulos, soluciones, líquidos y pastas.

En la norma oficial mexicana de calidad vigente para tubos y conexiones rígidas de cloruro de polivinilo DGN-E/12-1968, se recomienda un esfuerzo de diseño de 140 kg/cm².

Por su parte las tuberías de PVC presentan ventajas y desventajas, las cuales se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.2.- Ventajas y desventajas de la tubería de PVC

VENTAJAS
Resistencia a la corrosión, es altamente resistente al ataque químico de ácidos, soluciones salinas, corrosión electroquímica, al ataque químico de suelos agresivos, de aguas conducidas, y en general de ácidos y álcalis. Algunos hidrocarburos afectan temporalmente sus propiedades, pero se restablecen cuando se evaporan los hidrocarburos. Además resiste el ataque de algas, hongos y bacterias por no existir en el PVC materia nutriente para su desarrollo. No altera la calidad del agua. Por lo tanto no requiere recubrimientos, forros o protección catódica. No se forman incrustaciones ni formación de óxido.
Instalación rápida fácil y económica
Debido a su grado de absorción permite la prueba hidrostática después de su llenado
Su resistencia mecánica es superior a la de las tuberías de asbesto-cemento
Debido a su pared interior lisa provoca menor pérdida por fricción en comparación con las tuberías de asbesto-cemento, concreto y acero, por lo cual tiene alta eficiencia en la conducción de fluidos.
Por su ligereza, el almacenamiento, manejo colocación y transporte de la tubería se facilita notablemente.
Respecto a su costo de suministro en los diámetros de 50, 60, 75 y 100 mm es más barata que las tuberías de asbesto- cemento.
Hermeticidad Por su naturaleza el PVC impide filtraciones y fugas, lo cual se garantiza si los tubos cuentan con una junta hermética. Se recomienda la unión espiga-campana con anillo de hule integrado porque actúa como junta de dilatación.
Economiza mano de obra por la facilidad de instalación ya que permite cierta deflexión y puede manejarse y cortarse en obra.
Mejor comportamiento frente a movimientos sísmicos, cargas externas muertas y vivas. así como ante sobre presiones momentáneas (golpe de ariete).
DESVENTAJAS
Alto costo en $\varnothing > 200$ mm (18").
Las propiedades mecánicas de las tuberías de PVC se afectan si quedan expuestas a los rayos solares por tiempo prolongado.
Los tubos de extremos lisos requieren mano de obra altamente especializada para su unión al proceso de cementado.

◆ TUBERÍAS DE FIERRO VACIADO.- Las tuberías de hierro vaciado son muy resistentes a los esfuerzos mecánicos y de gran duración debido a su buena resistencia a la corrosión. Sin embargo los costos del material e instalación afectan la economía de una obra con este tipo de material.

◆ TUBERÍAS DE ACERO.- Los tubos de acero se fabrican con diámetros desde 4.5 pulgadas hasta 48 pulgadas. Su producción esta sujeta a un estricto control de calidad que toma en cuenta las normas DGN-B-177 y B-179-1978. las tuberías de acero son recomendables para líneas de conducción cuando se tienen altas presiones de trabajo, son muy durables, resistentes, flexibles y adaptables a las distintas condiciones de instalación que se tengan, en redes de distribución, su empleo es esporádico, en función de la existencia de tramos de la red superficiales, a la intemperie o expuestos a la contaminación.

◆ TUBERÍAS DE CONCRETO.- Este tipo de tuberías se utiliza principalmente en líneas de conducción que trabajan bajo presiones muy grandes.

Una tubería se define como el conjunto formado por el tubo y un sistema de unión. Aunque la tuberías siguen comúnmente el perfil del terreno, es necesario tener en cuenta, que en ningún caso deben que dar a mayor altura que línea de pendiente piezométrica, pues se producirán presiones negativas.

En los puntos bajos deben instalarse válvulas de desfogue para poder vaciar la tubería y extraer sedimentos. En los puntos altos se pondrán válvulas de aire para evitar taponamientos. Las presiones excesivas pueden evitarse intercalando, en los puntos adecuados cajas rompedoras de presión.

Si consideramos todas las ventajas y desventajas (tabla 4.2) que ofrecen las diferentes tuberías para agua potable existentes en el mercado, para el proyecto se analizará la tubería de PVC, esta propuesta esta sujeta a los resultados que arrojen el análisis de la carga total de proyecto y presiones actuantes en ella.

4.4.- CÁLCULO HIDRÁULICO.

En el funcionamiento hidráulico de la red, generalmente interesa determinar las cargas en los extremos de sus tubos y los gastos que fluyen en los mismos. Cuando estos no cambian con el tiempo se tiene el caso de flujo permanente, que es la condición que buscamos en nuestro sistema. En una red a flujo permanente donde se conoce al menos una carga y los gastos que entran o salen de la red, es posible calcular las cargas (niveles piezométricos) o los gastos en toda la red, para ello es necesario resolver un sistema de ecuaciones lineales las cuales son formuladas bajo los principios de conservación de la energía para cada tubo que forma la red y la ecuación de la conservación de la masa (ecuación de continuidad), donde se unen dos o más tubos, es decir, en los nodos. Debemos por lo tanto conocer las características físicas de las tuberías tales como longitudes, diámetros, material, sus conexiones, gastos de demanda, elevaciones de tanques reguladores, así como las características de dichos tanques. El diseño de la red utiliza el gasto máximo horario para garantizar, como lo mencionamos anteriormente, que los usuarios puedan contar con suministro las 24 horas del día con por lo menos la carga mínima permisible en el nodo con mayor elevación topográfica.

En virtud de que en las ecuaciones de pérdida de carga por fricción entre los extremos de cada tubería de una red aparecen el gasto elevado al cuadrado y el diámetro a un exponente distinto de uno (ambos son desconocidos en el diseño de redes), se han planteado distintos tipos de métodos; en algunos, se fija el valor de los gastos y se considera como incógnitas a los diámetros; en otros, se propone valores a los diámetros de las tuberías de la red y se verifica que cumplan las restricciones de operación.

Para realizar el cálculo de la piezometría en los nodos de una red se requiere los datos de alimentación a la red, las cargas fijas en los tanques, las demandas en los nodos y los valores iniciales de los gastos circundantes que como antes se dijo, pueden ser cualesquiera, pero no nulos.

Con estos datos se puede formar un sistema de ecuaciones lineales no homogéneas cuya solución dará las cargas en los nodos en la primera iteración. Mediante ellas se podrán calcular nuevos valores de los gastos circulantes.

El diseño hidráulico se refiere a la selección de los diámetros de las tuberías que forman la red para conducir el fluido hasta los sitios de demanda de modo que se cumpla con restricciones de presión. La presión en cualquier punto de la red debe ser mayor a una carga mínima para que el agua llegue a los domicilios y menor a una carga máxima para evitar la rotura de tuberías y excesivos gastos de fugas. Como ya se mencionó anteriormente se recomienda que estas presiones extremas sean de 10 y 45 m.c.a. respectivamente.

El proceso de selección de los diámetros de la red de distribución es bastante complicado ya que para llevar el agua a los sitios de consumo existen numerosas opciones que satisfacen las condiciones de operación hidráulica, por lo que, para escoger la opción que tiene el costo mas bajo de adquisición y de instalación será necesario conocer todas las opciones que cumplan con las condiciones hidráulicas.

Para el diseño de la red de distribución será imprescindible considerar su trazo de tal manera que los cruceros y las líneas obedezcan a la configuración urbana y la topografía de la zona. En general este trazo se define formando circuitos y atendiendo a criterios de carácter no hidráulico, por lo cual no suele ser incluido dentro de los métodos de diseño de redes.

En una red de tuberías con flujo permanente donde se conoce al menos la carga de presión en uno de sus nodos, puede ser el nivel de la superficie libre del agua del tanque de regularización, aunque en este caso será la carga con la que llega la línea de conducción, la cual, como mencionamos anteriormente llega con 64.00 m.c.a. y con un accesorio reductor de presión que en este caso es una válvula, logramos bajar dicha carga a 45 m.c.a. que es la carga máxima aceptable en la red que estamos proponiendo. También se conoce el gasto de entrada que es el gasto máximo horario que será el que

se suministre a los usuarios de la red, al conocer estos datos es posible calcular las presiones en los nodos y los gastos que circulan en cada una de sus tuberías.

Cuando las condiciones de gasto y presión en alguna o algunas secciones de la red son variables, los gastos que existen en las tuberías cambian con el tiempo estamos hablando de una red a flujo no permanente o una red dinámica y este tipo de funcionamiento merece un análisis diferente, por lo que en este trabajo no se considerará.

Una vez conformado el sistema de ecuaciones lineales considerando las ecuaciones de la conservación de la masa y de la energía existen varios métodos de solución de dicho sistema tales como los métodos de Newton-Raphson y de Hardy-Cross, ambos métodos iterativos para encontrar las raíces de las ecuaciones, las cuales, como ya mencionamos representan a las cargas en los nodos de la red de distribución, a continuación se describen brevemente algunos de ellos aplicados a la solución de estas redes, tales como:

MÉTODO DE RELAJACIÓN (MÉTODO DE HARDY CROSS).- Según el gasto a transportar a través de una tubería, calculado según el criterio de la longitud virtual, se supone un diámetro de ésta que posteriormente se revisará, para saber si la red trabaja correctamente por el método de Hardy Cross, éste se resuelve por aproximaciones sucesivas que pueden aplicarse a los gastos supuestos en un principio o bien a las pérdidas de carga iniciales.

MÉTODO DE HARDY CROSS O DE BALANCEO DE CARGAS POR CORRECCIÓN DE GASTOS ACUMULADOS.- En este método, los gastos inicialmente supuestos se van corrigiendo mediante una fórmula de manera iterativa, hasta alcanzar el equilibrio hidráulico de la red. Para ello se asignan convencionalmente, signos positivos a los gastos que circulan conforme a la dirección de las manecillas del reloj y negativos en caso contrario.

A cada gasto Q_1 y Q_2 corresponden pérdidas de carga H_1 y H_2 respectivamente, las pérdidas en función del gasto están dadas por: $H = KQ^n$; donde:

K es una constante que depende de la tubería

n es una constante común en todas las tuberías;

$n = 1.85$ cuando se aplica Hazen-Williams y

$n = 2.00$ si se usa Manning.

Tomando Q_1 y Q_2 de un sistema balanceado hidráulicamente:

$$H_1 = K_1 (Q_1)^n$$

$$H_2 = K_2 (Q_2)^n$$

Entonces H_1 debe ser igual a H_2 , o sea, $H_1 - H_2 = 0$

Lo más usual en un primer ensayo es que $H_1 - H_2$ sea diferente de 0.

Entonces debe aplicarse una corrección a valores iniciales Q_1 y Q_2 ; así por ejemplo, si $H_1 < H_2$, Q_1 necesita un incremento q quedando $Q_1' = Q_1 + q$ mismo que debe ser restado al Q_2 por lo que $Q_2' = Q_2 - q$; Si q es la corrección real, tenemos que:

$$H_1' - H_2' = 0$$

o bien:

$$K_1 (Q_1 + q)^n - K_2 (Q_2 - q)^n = 0$$

Si la primera estimación de la distribución del gasto ha sido razonable, q , será pequeño pudiéndose despreciar los términos siguientes.

$$\text{Por lo tanto: } K_1(Q_1)^n + n K_1 q (Q_1)^{n-1} - K_2(Q_2)^n + n K_2 q (Q_2)^{n-1} = 0$$

$$\text{Sustituyendo: } H_1 = K_1(Q_1)^n, H_2 = K_2(Q_2)^n$$

$$K_1(Q_1)^{n-1} = (K_1(Q_1)^n)/Q_1$$

$$K_2(Q_2)^{n-1} = (K_2(Q_2)^n)/Q_2$$

$$\text{Despejando: } q = - (H_1 - H_2)/n((H_1/Q_1)+(H_2/Q_2))$$

En donde Q1, Q2, H1 y H2 tienen los signos correspondientes(+ ó -), según el sentido del recorrido.

$$\text{Generalizando la expresión: } q = - \epsilon H/(n(\epsilon(H/Q)))$$

$$\text{Si se usa Hazen - Williams queda: } q = - \epsilon H/(1.85(\epsilon(H/Q)))$$

$$\text{Si se usa la ecuación de Manning: } q = - \epsilon H/(2.00(\epsilon(H/Q)))$$

El número de correcciones que debe hacerse depende de la aproximación del gasto distribuido en la primera estimación y del grado de exactitud deseado en los resultados.

MÉTODO DE HARDY CROSS O DE BALANCEO DE GASTOS POR CORRECCIÓN DE CARGAS.- Si los gastos son desconocidos y hay varias entradas, la distribución del gasto puede determinarse por el método de balanceo de gastos. En este método, deben conocerse las cargas de presión en las entradas y salidas. El método se basa en considerar que la suma de los gastos en un nodo es igual a cero y que los gastos de entrada y salida están dados con signos contrarios.

La carga supuesta en toda la tubería es $H = K(Q)^n$ y la corregida:

$H + h = K(Q + q)^n$. En donde h es la corrección de la carga.

Sustituyendo: $H = K(Q)^n$ y $H/Q = K(Q)^{n-1}$

se tiene: $H + h = H + n q (H/Q)$

$$h = n q (H/Q)$$

$$q = (h/n) (Q/H) \text{ - en cada nodo}$$

Exceptuando los nodos de entrada y salida, la suma de los gastos corregidos debe ser igual a cero.

$$\varepsilon(Q + q) = 0 \quad \varepsilon Q = - \varepsilon q$$

pero: $\varepsilon q = h/n \varepsilon Q/H$

$$h = -(n \varepsilon Q) / (\varepsilon Q/H)$$

Aplicando la ecuación de Hazen-Williams: $h = -(1.85 \varepsilon Q) / (\varepsilon Q/H)$

Aplicando la ecuación de Manning: $h = -(2.00 \varepsilon Q) / (\varepsilon Q/H)$

Una de las fórmulas mas empleadas para obtener la perdida de carga es la de DARCY-WEISBACH, esta formula tiene la ventaja respecto a otras de ser mas precisa al considerar además de las características de las tuberías, a la velocidad y viscosidad del fluido que circula dentro de ella la formula esta dada de la manera siguiente:

$$hf = f \frac{L v^2}{d 2g}$$

Donde f es el coeficiente de rugosidad (adimensional), L es la longitud de la tubería, d es el diámetro de la tubería, v es la velocidad del flujo en la tubería y g es la aceleración de la gravedad.

El coeficiente de rugosidad f depende del tamaño promedio de las protuberancias de la pared interior de la tubería (ϵ , denominada rugosidad absoluta), el diámetro de la tubería, la velocidad del flujo y viscosidad del fluido que circula en la tubería; estos factores se resumen en la llamada rugosidad relativa (ϵ/d) y el número de Reynolds ($R = (Vd)/\nu$).

Para la selección adecuada de la altura de la rugosidad equivalente se recomienda usar tablas normalizadas aprobadas por alguna institución o de fabricantes que la especifiquen. En caso de no contar con ellas se puede usar el diagrama de Moody, (ver Anexo A).

Para diseñar la red se recomienda el empleo de un programa de computadora para redes de distribución, en este caso empleamos el programa llamado REDESTA VB5, el cual, para proporcionarnos las cargas en los diferentes nodos de la red, necesita la siguiente información:

- ◆ Numero de tuberías o tramos de la red.
- ◆ Numero de nodos en la red.
- ◆ Longitud que hay entre cada nodo.
- ◆ Cota del terreno en cada nodo.
- ◆ Demanda de agua respectiva en cada nodo.
- ◆ Diámetro en cada tramo de tubería.
- ◆ La rugosidad del material de la tubería.
- ◆ Cantidad del numero de tanques en el sistema.

-
- ◆ El nodo asignado a cada tanque.
 - ◆ Cota topografía del tanque.
 - ◆ Area necesaria en cada tanque.
 - ◆ Tirante máximo del agua en los tanques.
 - ◆ Relación de llenado, 1 si están llenos.
 - ◆ Gasto de entrada a cada tanque.
 - ◆ Numero de bombas.
 - ◆ Numero de fugas.

Para lograr buenos resultados en el programa se recomienda tener una red primaria, con pocos circuitos y pocos nodos.

Para el proyecto del sistema de agua potable de la colonia SANTA RITA, se plantearon cinco circuitos cerrados y se propusieron distintos diámetros. Tres de estos circuitos corresponden al sector norte de la colonia y los dos restantes a la porción sur, manejándose como división la Avenida MÉXICO-JAPÓN. Como se muestra en la figura del Anexo B.

Así las cosas, se presentan los datos correspondientes a la red de distribución de la colonia Santa Rita, los cuales serán necesarios para correr adecuadamente el programa REDESTA VB5 y que se ingresan siguiendo los siguientes lineamientos:

Se trazó en un dibujo de la población las tuberías representándolas con líneas, también se ubicaron y simbolizaron las demás instalaciones como el tanque de regulación y las válvulas reductoras de presión. En este esquema se indicaron las cotas topográficas de los extremos de las tuberías, del tanque y de las válvulas, así como los diámetros y longitudes de las tuberías.

Como se menciono antes en el programa de análisis de redes REDESTA VB5 se utilizan datos de pocas tuberías, usualmente la red primaria. Para poder definir la red primaria siguieron algunas consideraciones como:

Se trazaron los circuitos, es decir se señalaron las calles por donde pasan las tuberías principales, que son las de mayor diámetro y alimentaran a las tuberías secundarias, dando como resultado cinco circuitos cerrados.

Como primer paso en la captura de datos, se enumeraron progresivamente los nodos (uniones o extremos de tuberías, tanques, etc.) y los tubos que unen dichos nodos.

La numeración de tubos y nodos es independiente.

En general, durante la captura de datos se realizaron las siguientes actividades:

1) En tuberías:

Asignar un número de identificación.

Establecer la longitud entre nodos.

Determinar el diámetro y coeficiente de rugosidad de cada segmento de tubería.

2) Para los nodos:

Asignar un número de identificación.

Establecer la cota topográfica.

3) Para las válvulas reguladoras:

Asignar nodos o segmentos de línea a cada válvula.

Determinar las disposiciones de operación (gasto o presión) tanto aguas arriba como aguas abajo.

Establecer las cotas superficiales en cada válvula.

4) En el tanque de regularización:

Asignar la localización del tanque.

Indicar un nodo en el tanque.

Definir la capacidad, dimensiones, gasto y rango de operación.

Establecer la cota topográfica y elevación del nivel del agua en el tanque.

Dando como resultado la siguiente tabla de datos:

RED DE DISTRIBUCION DE SANTA RITA	Nombre del proyecto
SI	Indicar si graba o no el armado de la red en el sistema
36	Número de tuberías en la red
1,30,31,15150,10,0.0015	Tubería, Nodo inicial, Nodo final, Longitud del tramo (m), Factor de fricción (rugosidad absoluta)
2,31,1,60,8,0.0015	Ingresar estos datos para cada una de las tuberías
3,1,25,120,6,0.0015	
4,1,27,187,4,0.0015	
5,27,26,238,4,0.0015	
6,26,23,184,4,0.0015	
7,1,2,95.5,4,0.0015	
8,2,3,64,4,0.0015	
9,3,4,233,4,0.0015	
10,4,5,101,4,0.0015	
11,5,6,135,4,0.0015	
12,6,7,70,4,0.0015	
13,7,8,445,4,0.0015	
14,8,9,297,3,0.0015	
15,9,10,440,3,0.0015	
16,11,10,190,3,0.0015	
17,7,10,282.5,3,0.0015	
18,25,24,87.5,6,0.0015	
19,24,23,22,6,0.0015	
20,23,22,259,6,0.0015	
21,22,11,115,6,0.0015	
22,11,12,79.5,6,0.0015	
23,9,14,70,3,0.0015	
24,14,13,320,4,0.0015	
25,13,12,315,4,0.0015	
26,12,21,160,4,0.0015	
27,21,20,390,3,0.0015	
28,12,28,180,3,0.0015	
29,28,29,73,3,0.0015	
30,29,18,137,3,0.0015	
31,18,19,65,3,0.0015	
32,19,20,340,3,0.0015	
33,14,15,250,3,0.0015	
34,15,16,225,3,0.0015	
35,16,17,25,3,0.0015	
36,17,18,240,3,0.0015	

2	No. de tanques del sistema (*) (En este renglón se debe incluir para conveniencia del software el nodo de la válvula reductora de presión).
30,163.65,444,2.10,1,0.04727	Nodo del Tanque, Cota de desplante, Área del tanque, (m ²), relación de llenado (entre 0 Y 1), Gasto de entrada (m ³ /seg).
31,13.65,1,45,1,0.04727	Nodo del accesorio reductor de presión, Cota de Desplante, relación de funcionamiento (entre 0 y 1) Carga disponible en el nodo, gasto disponible en el nodo
NO	Grabar o no el armado de la red.
31	Número total de nodos de la red.
1,13.65	Número de nodo, cota de terreno.
2,13.65	Ingresar estos datos para cada uno de los nodos
3,13.23	
4,13.98	
5,14.86	
6,14.4	
7,14.6	
8,14.96	
9,16.79	
10,16.3	
11,15.17	
12,15.04	
13,16.1	
14,16.16	
15,15.72	
16,14.81	
17,14.76	
18,14.78	
19,15.09	
20,13.91	
21,13.63	
22,14.96	
23,13.46	
24,13.35	
25,13.4	
26,12.8	
27,13.3	
28,14.65	
29,14.84	
30,163.65	
31,13.65	

29	Número de nodos con demanda
1,0.00169351	Número de nodo con demanda, demanda en (m ³ /seg).
2,0.00051697	Ingresar estos datos para cada nodo con demanda.
3,0.00098531	
4,0.00110524	
5,0.00076491	
6,0.00066444	
7,0.00350045	
8,0.00240494	
9,0.00238874	
10,0.00397042	
11,0.00134346	
12,0.00299645	
13,0.00205814	
14,0.00184746	
15,0.00153955	
16,0.00081029	
17,0.00085891	
18,0.00187663	
19,0.00131267	
20,0.00236605	
21,0.00178264	
22,0.00121219	
23,0.00150714	
24,0.00063851	
25,0.00134508	
26,0.00136777	
27,0.00137749	
28,0.00167244	
29,0.00136129	
0	Número de Bombas
0	Número de Fugas
0	Número de gastos constantes de ingreso
1	Factor Q/Qmed de los gastos demandados en los nodos
SI	Indicar si graba o no los resultados
T	Indicador para realizar simulación (M para estático modificado que considera déficit y T para el tradicional
NO	Indicador para realizar ajuste al factor de fricción
1	Número de accesorios reductores de presión
31,1	Nodo del accesorio reductor de presión, Nodo siguiente al nodo del accesorio

Una vez teniendo adecuadamente los datos capturados en el Block de Notas del programa Windows (Portapapeles) se ingresa al programa REDESTA VB5, este nos solicitará el nombre del archivo de datos, una vez que el programa lee estos datos verifica que concuerden números de nodos y tuberías, si estos son correctos procede a realizar el calculo, obteniendo los siguientes resultados:

Archivo de resultados: C:\WINDOWS\Escritorio\INFORMACION DE AGUA POTABLE 2003\luis sta rita\PERSONAL\Project1\1802RTRA.RES Fecha:02-18-2004 hora09:22:01

RED DE DISTRIBUCION DE SANTA RITA

ESTATICO TRADICIONAL

PROGRAMA ESTADEF (1)

Instituto de Ingenieria,UNAM (OAFM/JOR)

Avance: 100 % PE=1.00 K0=1 E=0.00 % S/D=100.00 %

Nudos del tubo	Gasto (lps)	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
16 a 17	1.190	35	0.03	16	48.1	33.31	0.810	0.810	0.000
17 a 18	0.331	36	0.03	17	48.1	33.33	0.859	0.859	0.000
01 a 25	25.988	03	1.25	01	58.2	44.57	1.694	1.694	0.000
01 a 27	6.249	04	1.05	25	57.0	43.57	1.345	1.345	0.000
27 a 26	4.872	05	0.86	27	57.2	43.87	1.377	1.377	0.000
26 a 23	3.504	06	0.37	26	56.3	43.51	1.368	1.368	0.000
01 a 02	11.338	07	1.57	23	55.9	42.48	1.507	1.507	0.000
02 a 03	10.821	08	0.97	02	56.7	43.00	0.517	0.517	0.000
03 a 04	9.835	09	2.96	03	55.7	42.46	0.985	0.985	0.000
04 a 05	8.730	10	1.04	04	52.7	38.75	1.105	1.105	0.000
05 a 06	7.965	11	1.17	05	51.7	36.83	0.765	0.765	0.000
06 a 07	7.301	12	0.52	06	50.5	36.12	0.664	0.664	0.000
07 a 08	2.982	13	0.67	07	50.0	35.40	3.500	3.500	0.000
08 a 09	0.577	14	0.10	08	49.3	34.37	2.405	2.405	0.000
10 a 09	1.290	15	0.60	09	49.2	32.44	2.389	2.389	0.000

11 a 10	4.442	16	2.31	10	49.8	33.52	3.970	3.970	0.000
07 a 10	0.818	17	0.17	11	52.1	36.96	1.343	1.343	0.000
25 a 24	24.643	18	0.83	24	56.1	42.79	0.639	0.639	0.000
24 a 23	24.005	19	0.20	22	53.2	38.27	1.212	1.212	0.000
23 a 22	26.002	20	2.71	12	51.7	36.62	2.996	2.996	0.000
22 a 11	24.790	21	1.10	14	49.2	33.09	1.847	1.847	0.000
11 a 12	19.004	22	0.47	13	50.0	33.93	2.058	2.058	0.000
14 a 09	0.522	23	0.02	21	51.0	37.41	1.783	1.783	0.000
13 a 14	3.909	24	0.78	20	48.3	34.39	2.366	2.366	0.000
12 a 13	5.967	25	1.63	28	49.0	34.32	1.672	1.672	0.000
12 a 21	5.055	26	0.62	29	48.4	33.61	1.361	1.361	0.000
21 a 20	3.272	27	2.74	18	48.1	33.28	1.877	1.877	0.000
12 a 28	4.986	28	2.69	19	48.0	32.96	1.313	1.313	0.000
28 a 29	3.314	29	0.53	15	48.8	33.06	1.540	1.540	0.000
29 a 18	1.952	30	0.39	30	165.8	2.10	0.000	0.000	0.000
18 a 19	0.406	31	0.01	31	58.7	45.00	0.000	0.000	0.000
20 a 19	0.906	32	0.25						
14 a 15	1.540	33	0.46						
30 a 31	45.269	01	36.92						
15 a 16	2.000	34	0.66						
31 a 01	45.269	02	0.43						

Suma = 47.269 47.269

TUBO	VELOCIDAD	# REYNOLDS	f
35	0.261	19879	0.026
36	0.073	5527	0.037
3	1.425	217123	0.015
4	0.771	78317	0.019
5	0.601	61055	0.020
6	0.432	43914	0.021
7	1.398	142082	0.017

8	1.335	135603	0.017
9	1.213	123256	0.017
10	1.077	109405	0.018
11	0.982	99819	0.018
12	0.901	91492	0.018
13	0.368	37368	0.022
14	0.127	9640	0.031
15	0.283	21555	0.025
16	0.974	74221	0.019
17	0.179	13676	0.029
18	1.351	205886	0.016
19	1.316	200551	0.016
20	1.425	217236	0.015
21	1.359	207108	0.016
22	1.042	158774	0.016
23	0.114	8719	0.032
24	0.482	48985	0.021
25	0.736	74777	0.019
26	0.623	63347	0.020
27	0.718	54677	0.020
28	1.093	83313	0.019
29	0.727	55367	0.020
30	0.428	32621	0.023
31	0.089	6792	0.035
32	0.199	15142	0.028
33	0.338	25725	0.024
1	0.893	226923	0.015
34	0.439	33418	0.023
2	1.396	283654	0.015

Carga promedio = 36.01

Obteniendo de estos los datos correspondientes al diseño de la red de distribución que estamos proponiendo, de los cuales se desprenden las condiciones bajo las que habrá de trabajar y que de ser adecuados deberán de plasmarse en el plano correspondiente (Plano 1/3).

Con la interpretación de los resultados se verifican los gastos y la carga hidráulica en cada una los nodos, la velocidad del flujo en cada una las tuberías así como el número de Reynolds lo cual indica si el flujo es laminar o turbulento.

Al respecto es importante mencionar que es preferente que las velocidades de flujo del agua en las tuberías fluctúen entre 0.3 y 1.5 m/s, esta para evitar azolvamientos en el caso de que la velocidad sea muy poca y desgaste en las paredes de la tubería en caso de ser muy alta.

Como se puede observar en la tabla de resultados contamos con 6 tuberías en las que la velocidad es menor a la recomendable por lo que se prevé que en estas se acumularán partículas, azolvamiento y microorganismos, por lo que se recomienda dejar dispositivos de desfogue en dichos tramos de la red de distribución para que sea drenen dichos tramos continuamente para evitar el azolve.

Otro de las conclusiones derivadas de la tabla de resultados es el tipo y la resistencia del material de las tuberías a colocar en la red de distribución, contando para tomar la decisión con los datos de las presiones que se ejercerán en los nodos, es decir la carga hidráulica disponible, al conocer estas cargas podemos determinar que tubería instalar para soportar las presiones a la que será sometida la red.

La carga mínima será de 32.44 m.c.a., la máxima será de 44.57 m.c.a., siendo la carga promedio de 36.01 m.c.a; es decir, 3.244 kg/cm², 4.457 kg/cm² y 3.601 kg/cm², respectivamente.

El material con el que se propone la tubería de la red, como lo mencionamos anteriormente, es de PVC por las ventajas que representa y ya conociendo las presiones de trabajo de la red, se define que la tubería adecuada sea: tubería de PVC, serie inglesa RD-26, con sistema de unión espiga-campana lo cual abarata la mano de obra en cuanto a la instalación.

La tubería de PVC RD-26 es adecuada para soportar una presión de trabajo de 11 kg/cm², además es la mas comercial en el mercado, teniendo garantía en el suministro de refacciones y piezas especiales para cualquier reparación o modificación.

4.5.- DISEÑO DE CRUCEROS DE LA RED.

El diseño de los cruceros de la red es la propuesta del armado de las piezas especiales que conforman a cada uno de los cruceros y dependerá el tipo de material y los diámetros de la tubería así como cambios de dirección en relación al flujo.

Estos cruceros se plasman en el plano correspondiente al proyecto de la red y obedecen a la simbología relacionada en el Anexo C.

A continuación se presenta la lista de cruceros y como habrán de ir conformados pieza por pieza, en esta se indica primero la cantidad de piezas, el nombre de la pieza y las dimensiones de la pieza expresado en pulgadas, el dibujo correspondiente a cada uno de estos se plasma en el plano "ARMADO DE CUCEROS" (Plano 2/3).

Cabe mencionar que para identificar a los cruceros se les asignó un número tratando, en la medida de lo posible que fuera en forma creciente siguiendo el flujo propuesto, esta numeración no coincide con la numeración que se les dio a los nodos para realizar el calculo de la red. Para poder identificar los nodos de los cruceros se realiza la tabla del Anexo D.

CRUCERO 1	1 CRUZ 6 x 4 1 REDUCCION CAMPANA 8 x 6 1 EXTREMIDAD CAMPANA 6 1 EXTREMIDAD CAMPANA 4 1 EXTREMIDAD ESPIGA 6 3 EXTREMIDAD ESPIGA 4 1 VALVULA COMPUERTA FOFO 6 2 VALVULA COMPUERTA FOFO 4 48 TORNILLOS DE 5/8 x 3 48 TUERCAS DE 5/8 2 EMPAQUES DE PLOMO 6 4 EMPAQUES DE PLOMO 4 1 ANILLO ANGER 8 2 ANILLO ANGER 6 2 ANILLO ANGER 4
CT-12	
CRUCERO 2	1 TEE 6 x 2 1 ANILLO ANGER 6
CRUCEROS 3 y 4	1 TEE 6 x 3 1 CODO 6 x 45 2 ANILLOS ANGER 6
CRUCERO 5	1 TEE 6 x 6 1 REDUCCION CAMPANA 6 x 4 1 EXTREMIDAD CAMPANA 6 1 EXTREMIDAD CAMPANA 4 1 EXTREMIDAD ESPIGA 6 1 EXTREMIDAD ESPIGA 4 1 VALVULA COMPUERTA FOFO 6 1 VALVULA COMPUERTA FOFO 4 32 TORNILLOS DE 5/8 x 3 32 TUERCAS DE 5/8 2 EMPAQUES DE PLOMO 6 2 EMPAQUES DE PLOMO 4 3 ANILLO ANGER 6 1 ANILLO ANGER 4
CT-5	
CRUCEROS 6, 7, 8, 12, 13 y 14	1 TEE 4 x 2 1/2 1 ANILLO ANGER 4
CRUCERO 9	1 CODO 4 x 90 1 CODO 4 x 45 2 ANILLOS ANGER 4
CRUCERO 10	1 TEE 4 x 2 1/2 1 CODO 2 1/2 x 45 1 ANILLOS ANGER 4 1 ANILLOS ANGER 2 1/2
CRUCEROS 11, 16, 19 y 21	1 CODO 4 x 90 1 ANILLO ANGER 4

CRUCERO 15	1 TAPON CAMPANA 2 1/2 1 ANILLOS ANGER 2 1/2
CRUCERO 17	1 TEE 4 x 4 1 REDUCCION CAMPANA 4 x 2 1 COPLE 4 4 ANILLOS ANGER 4
CRUCERO 18	1 TEE 4 x 2 1 ANILLO ANGER 4
CRUCEROS 20, 24, 62, 66 y 73	1 TEE 4 x 3 1 ANILLO ANGER 4
CRUCERO 22	1 CRUZ 4 x 4 1 REDUCCION CAMPANA 4 x 3 1 REDUCCION CAMPANA 4 x 2 2 EXTREMIDAD ESPIGA 4 1 VALVULA COMPUERTA FOFO 4 16 TORNILLOS DE 5/8 x 3 16 TUERCAS DE 5/8 2 EMPAQUES DE PLOMO 4 4 ANILLO ANGER 4
CT-2	
CRUCERO 23	1 CRUZ 4 x 4 2 REDUCCION CAMPANA 4 x 3 2 EXTREMIDAD ESPIGA 4 1 VALVULA COMPUERTA FOFO 4 16 TORNILLOS DE 5/8 x 3 16 TUERCAS DE 5/8 2 EMPAQUES DE PLOMO 4 4 ANILLO ANGER 4
CT-2	
CRUCEROS 25 y 40	1 CODO 4 x 90 1 REDUCCION CAMPANA 4 x 3 2 ANILLOS ANGER 4
CRUCEROS 26, 27, 68, 69 y 74	1 TEE 3 x 3 1 EXTREMIDAD CAMPANA 3 1 EXTREMIDAD ESPIGA 3 1 VALVULA COMPUERTA FOFO 3 8 TORNILLOS DE 5/8 x 2 1/2 8 TUERCAS DE 5/8 2 EMPAQUES DE PLOMO 3 2 ANILLO ANGER 3
CRUCEROS 28, 29 y 30	1 TEE 3 x 3 1 EXTREMIDAD CAMPANA 3 1 EXTREMIDAD ESPIGA 3 1 VALVULA COMPUERTA FOFO 3 8 TORNILLOS DE 5/8 x 2 1/2 8 TUERCAS DE 5/8 2 EMPAQUES DE PLOMO 3 2 ANILLO ANGER 3
CT-2	

CRUCEROS 31, 32, 33 y 34 CT-2	1 TEE 6 x 3 1 EXTREMIDAD CAMPANA 3 1 EXTREMIDAD ESPIGA 3 1 VALVULA COMPUERTA FOFO 3 8 TORNILLOS DE 5/8 x 2 1/2 8 TUERCAS DE 5/8 2 EMPAQUES DE PLOMO 3 1 ANILLO ANGER 6 1 ANILLO ANGER 3
CRUCEROS 35, 37, 44, 46, 48, 75, 77, 79, 81 y 84	1 TEE 3 x 2 1 ANILLO ANGER 3
CRUCEROS 36, 38, 76, 78, 80, 82, 83, 85, 86, 87, 88, 90 y 91	1 TAPON CAMPANA 2 1 ANILLO ANGER 2
CRUCERO 39 CT-12	1 CRUZ 4 x 4 1 CODO 4 x 22 1 REDUCCION CAMPANA 6 x 4 1 REDUCCION CAMPANA 4 x 3 2 EXTREMIDAD CAMPANA 4 1 EXTREMIDAD CAMPANA 3 2 EXTREMIDAD ESPIGA 4 1 EXTREMIDAD ESPIGA 3 2 VALVULA COMPUERTA FOFO 4 1 VALVULA COMPUERTA FOFO 3 32 TORNILLOS DE 5/8 x 3 8 TORNILLOS DE 5/8 x 2 1/2 40 TUERCAS DE 5/8 4 EMPAQUES DE PLOMO 4 2 EMPAQUES DE PLOMO 3 1 ANILLO ANGER 6 6 ANILLO ANGER 4 1 ANILLO ANGER 3
CRUCEROS 41, 42, 43, 53, 54 Y 55	1 TEE 3 X 2 1/2 1 ANILLO ANGER 3
CRUCEROS 45, 47 y 71	1 CODO 3 x 90 1 ANILLO ANGER 3
CRUCERO 49 CT-9	1 TEE 3 x 3 1 CODO 3 x 45 2 EXTREMIDAD CAMPANA 3 2 EXTREMIDAD ESPIGA 3 2 VALVULA COMPUERTA FOFO 3 16 TORNILLOS DE 5/8 x 2 1/2 16 TUERCAS DE 5/8 4 EMPAQUES DE PLOMO 3 4 ANILLO ANGER 3

CRUCERO 50	1 TEE 3 x 2 1 CODO 2 x 45 1 ANILLO ANGER 3 1 ANILLO ANGER 2
CRUCERO 51	1 CRUZ 3 x 3 2 CODOS 3 x 45 1 REDUCCION CAMPANA 3 x 2 5 ANILLOS ANGER 3
CRUCERO 52	1 TEE 3 x 3 1 CODO 3 x 45 1 CODO 3 x 22 3 ANILLO ANGER 3
CRUCEROS 56, 57, 58, 59 y 60	1 TEE 2 x 2 1 ANILLO ANGER 2
CRUCEROS 61, 63, 64 y 65	1 TEE 4 x 2 1 ANILLO ANGER 4
CRUCERO 67	1 TEE 3 x 3 1 REDUCCION ESPIGA 4 x 3 1 EXTREMIDAD CAMPANA 4 1 EXTREMIDAD ESPIGA 4 1 VALVULA COMPUERTA FOFO 4 16 TORNILLOS DE 5/8 x 3 16 TUERCAS DE 5/8 2 EMPAQUES DE PLOMO 3 1 ANILLO ANGER 4 2 ANILLO ANGER 3
CT-2	
CRUCERO 70	1 CODO 3 x 45 1 ANILLO ANGER 3
CRUCERO 72	1 TEE 3 x 2 1 CODO 3 x 45 2 ANILLO ANGER 3
CRUCERO 89	1 TEE 3 x 3 1 CODO 3 x 22 2 ANILLO ANGER 3

LISTA DE PIEZAS ESPECIALES.- Una vez definidos los cruceros se hace un resumen de las piezas especiales con el fin de realizar el presupuesto del proyecto y para plasmar dicho resumen en el plano correspondiente. Esta lista se realiza iniciando con las piezas más grandes y finalizando por las más pequeñas, las dimensiones de las piezas especiales están expresadas en pulgadas y el ángulo de los codos en grados sexagesimales.

1 CRUZ 6 x 4	1 TAPON CAMPANA 2 1/2
3 CRUZ 4 x 4	
1 CRUZ 3 x 3	13 TAPON CAMPANA 2
1 TEE 6 x 6	1 COPLE 4
6 TEE 6 x 3	
1 TEE 6 x 2	15 VALVULA COMPUERTA FOFO 3
1 TEE 4 x 4	8 VALVULA COMPUERTA FOFO 4
5 TEE 4 x 3	2 VALVULA COMPUERTA FOFO 6
7 TEE 4 x 2 1/2	
5 TEE 4 x 2	4 EMPAQUES DE PLOMO 6
12 TEE 3 x 3	14 EMPAQUES DE PLOMO 4
6 TEE 3 X 2 1/2	32 EMPAQUES DE PLOMO 3
12 TEE 3 x 2	
5 TEE 2 x 2	160 TORNILLOS DE 5/8 x 3
	120 TORNILLOS DE 5/8 x 2 1/2
2 CODO 6 x 45	280 TUERCAS DE 5/8
7 CODO 4 x 90	
1 CODO 4 x 45	
1 CODO 4 x 22	1 ANILLO ANGER 8
3 CODO 3 x 90	15 ANILLO ANGER 6
6 CODO 3 x 45	49 ANILLO ANGER 4
2 CODO 3 x 22	60 ANILLO ANGER 3
1 CODO 2 1/2 x 45	2 ANILLOS ANGER 2 1/2
1 CODO 2 x 45	19 ANILLO ANGER 2
1 REDUCCION CAMPANA 8 x 6	
2 REDUCCION CAMPANA 6 x 4	
6 REDUCCION CAMPANA 4 x 3	
2 REDUCCION CAMPANA 4 x 2	
1 REDUCCION CAMPANA 3 x 2	
1 REDUCCION ESPIGA 4 x 3	
2 EXTREMIDAD CAMPANA 6	
5 EXTREMIDAD CAMPANA 4	
15 EXTREMIDAD CAMPANA 3	
2 EXTREMIDAD ESPIGA 6	
11 EXTREMIDAD ESPIGA 4	
15 EXTREMIDAD ESPIGA 3	

4.6.- SELECCIÓN DE TOMAS DOMICILIARIAS.

Una vez que definimos lo que es una toma domiciliaría y tenemos la propuesta con el mejor funcionamiento hidráulico ya solo nos resta seleccionar el tipo de toma que se deberá instalar para hacer llegar el agua hasta cada uno de los usuarios finales.

La propuesta que se hace es la utilización de abrazaderas de inserción de PVC del diámetro correspondiente a la red y con salida de ½", conectores de bronce para tubería pe-al-pe y tubería flexible pe-al-pe para ser conectadas a los cuadros del medidor de cada domicilio solicitante.

Esta tubería de tipo pe-al-pe cuenta con muchas ventajas tales como su ligereza, durabilidad, una alta resistencia a las presiones internas y externas así como a los ácidos, los solventes y la corrosión, unión libre de fugas, superficie interior lisa y un óptimo desempeño en un rango de temperaturas de -40°C a $+60^{\circ}\text{C}$, con todo lo cual nos garantiza una vida útil de aproximadamente 50 años.

Las características físicas de este tipo de tubería son:

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	CANTIDAD
◆ Diámetro interior	mm (milímetros)	12.5
◆ Diámetro exterior de	mm (milímetros)	16
◆ Espesor de la pared	mm (milímetros)	2
◆ Peso	g/m (gramos/metro)	100
◆ Presión mínima de Reventamiento a 23°C	Kg/cm^2	60
◆ Presión máxima de Trabajo a 20°C	Kg/cm^2	20
◆ Radio mínimo de dobléz	mm (milímetros)	80

5.- PLANOS Y ANEXOS.

OBJETIVO ESPECÍFICO.- REPRESENTAR GRAFICAMENTE EL PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE LA LOCALIDAD Y LOS ELEMENTOS QUE LA COMPLEMENTAN.

5.1.- PLANO DEL PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

Este plano se denomina "RED DE DISTRIBUCIÓN" y tiene el No. 1/3 y contempla la planta del proyecto. Para mayor comodidad en la consulta del plano del proyecto de la red de distribución, este se encuentra al final de este trabajo.

5.2.- PLANO DE CRUCEROS Y LISTA DE PIEZAS ESPECIALES.

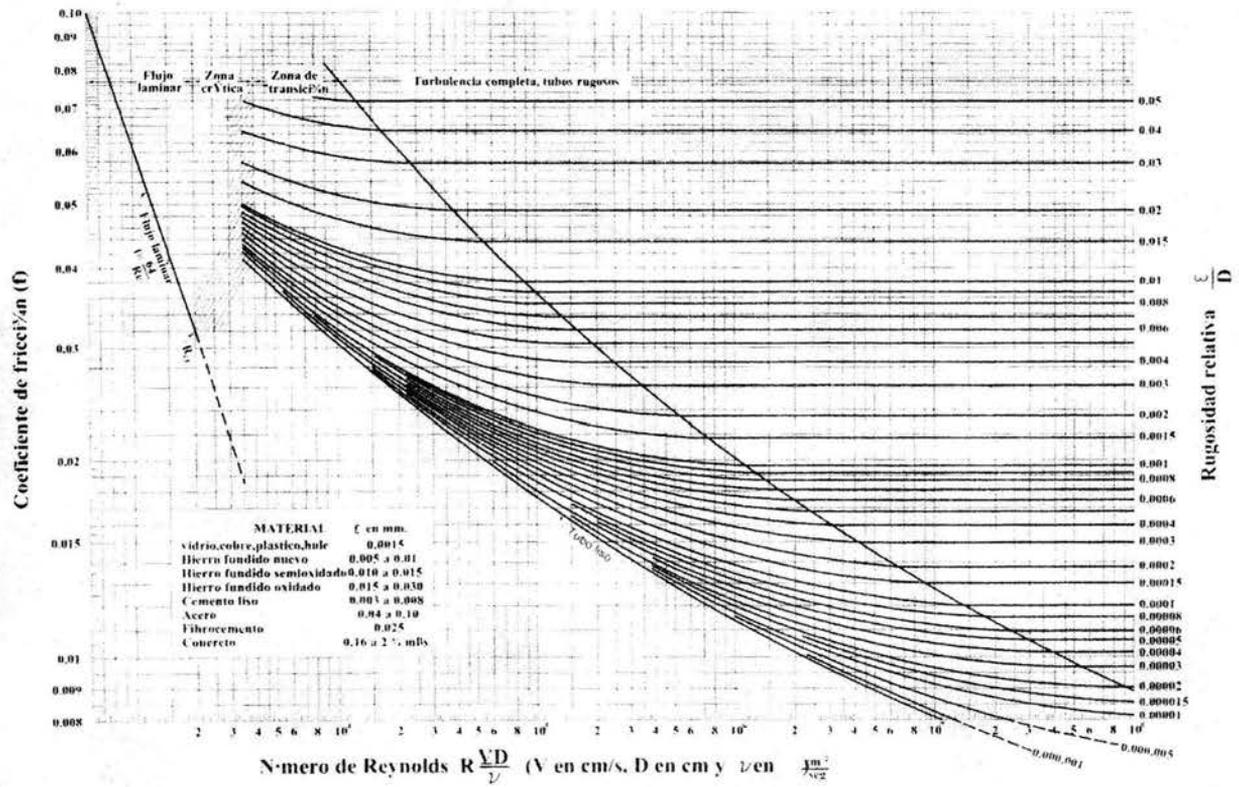
Este plano se denomina "ARMADO DE CRUCEROS" y tiene el No. 2/3 y contempla las piezas especiales y la forma en que se instalaran en cada crucero. Para mayor comodidad en la consulta del plano del armado de cruceros, este se encuentra al final de este trabajo.

5.3.- PLANO DE CAJAS PARA OPERACIÓN DE VALVULAS TIPO.

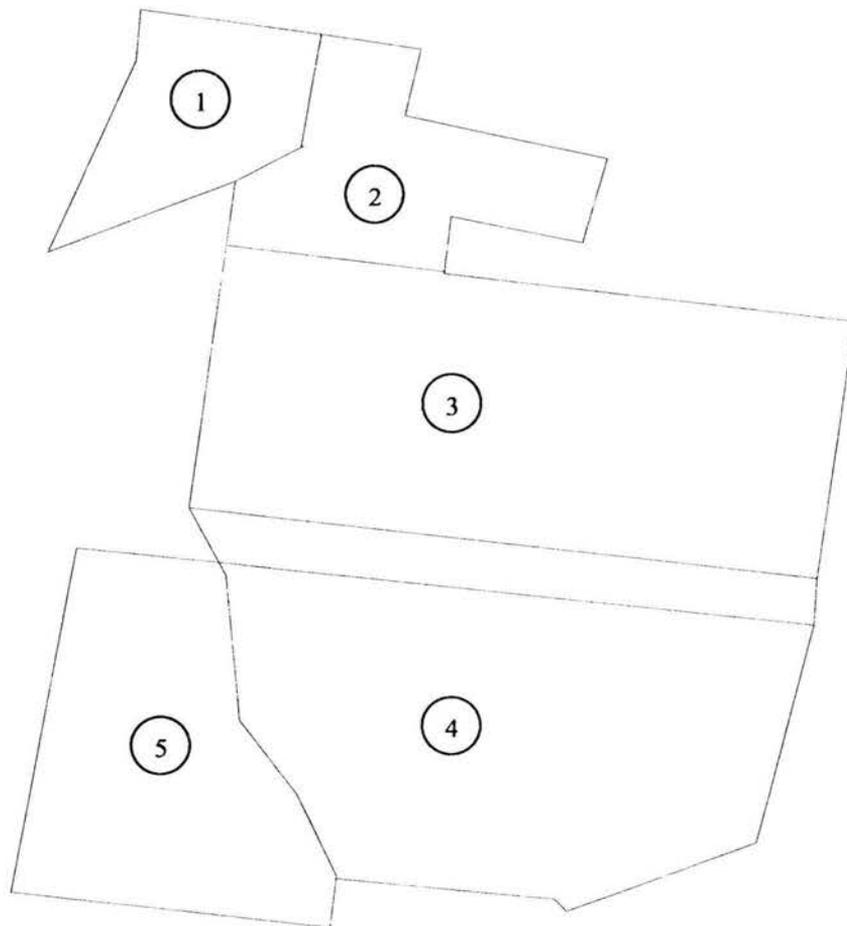
Obedeciendo a las normas de la extinta SAHOP (Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas se incluye el plano de "CAJAS TIPO PARA OPERACIÓN DE VÁLVULAS", clasificado en dichas normas como V.C. 1957 e identificado para este trabajo con el No. 3/3. Para mayor comodidad en la consulta de los planos de las cajas tipo para operación de válvulas, estos se encuentran al final de este trabajo.

5.4.- ANEXOS, TABLAS, GRAFICAS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

ANEXO A.- Diagrama de MOODY.



ANEXO B.- Distribución de circuitos en planta.



ANEXO C.- Simbología empleada en la identificación de las piezas especiales.

SIGNOS CONVENCIONALES PARA PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C.

CRUZ	_____		
TE	_____		
EXTREMIDAD CAMPANA	_____		
EXTREMIDAD ESPIGA	_____		
REDUCCION CAMPANA	_____		
REDUCCION ESPIGA	_____		
COPE DOBLE	_____		
ADAPTADOR CAMPANA	_____		
ADAPTADOR ESPIGA	_____		
TAPON CAMPANA	_____		
TAPON ESPIGA	_____		
CODO 90°	_____		
CODO DE 45° ANEXO A	_____		
CODO DE 22°30'	_____		
ADAPTADOR AC-PVC.	_____		

ANEXO D.- La siguiente tabla relaciona el número de cruceo del proyecto de distribución con el número de nodo utilizada para el cálculo de la red.

Número de cruceo en el proyecto definitivo de la red.	Número de nodo para la ejecución del cálculo de la red.	Cota topográfica (mts.)
1	1	13.65
16	2	13.65
17	3	13.23
19	4	13.98
21	5	14.86
22	6	14.40
23	7	14.60
25	8	14.96
28	9	16.79
30	10	16.30
31	11	15.17
39	12	15.04
62	13	16.10
67	14	16.16
70	15	15.72
71	16	14.81
72	17	14.76
49	18	14.78
47	19	15.09
45	20	13.91
40	21	13.63
32	22	14.96
34	23	13.46
5	24	13.35
3	25	13.40
9	26	12.80
11	27	13.30
53	28	14.65
51	29	14.84
Tanque de regularización	30	163.65
Válvula reductora de presión	31	13.65

ANEXO E.- En este anexo se presentan los generadores de obra y el presupuesto para la red de distribución de agua potable.

PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
COLONIA SANTA RITA, MUNICIPIO DE CELAYA, ESTADO DE GUANAJUATO

GENERADORES DE CANTIDADES DE OBRA

1.- TRAZO Y NIVELACIÓN.

LONGITUD		ANCHO		
2200.00 M	X	0.55 M	=	1210.000 M2
11210.00 M	X	0.60 M	=	6726.000 M2
683.00 M	X	0.70 M	=	478.100 M2
TOTAL =				7936.00 M2

2.- EXCAVACIÓN:

TUBO	LONGITUD		ANCHO		PROFUNDIDAD		
TUBO 2" =	2200.00 M	X	0.55 M	X	0.70 M	=	847.000 M3
TUBO 2 1/2", 3 Y 4 =	11210.00 M	X	0.60 M	X	1.00 M	=	6726.000 M3
TUBO 6" =	683.00 M	X	0.70 M	X	1.10 M	=	525.910 M3
TOTAL EXCAVACIÓN =							7573.00 M3

3.- PLANTILLA MAT. SELECCIONADO:

TUBO	LONGITUD		ANCHO		ESPESOR		
TUBO 2" =	2200.00 M	X	0.55 M	X	0.10 M	=	121.00 M3
TUBO 2 1/2", 3 Y 4 =	11210.00 M	X	0.60 M	X	0.10 M	=	672.60 M3
TUBO 6" =	683.00 M	X	0.70 M	X	0.10 M	=	47.81 M3
TOTAL EXCAVACIÓN =							793.60 M3

4.- RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION:

VOL. TUBO DE:	2	"	=	0.0508 M	AREA = (p x D ²) / 4		
AREA SECC. TUBO =	0.0020268			M2	VOLUMEN =	2200.00 M x 0.0020268 M2 =	4.46 M3
	((0.0508	+	0.3)	x	0.55)	= 0.1929 M2
		2200.00	x	0.19294	=	424.47 M3	(VOLUMEN RELLENO COMPACTADO)
				DESCONTANDO:		4.46 M3	(VOLUMEN DE TUBERIA)
						420.01 M3	(VOLUMEN RELLENO)
VOL. TUBO DE:	2 1/2	"	=	0.0635 M	AREA = (p x D ²) / 4		
AREA SECC. TUBO =	0.0031669			M2	VOLUMEN =	1255.00 M x 0.0031669 M2 =	3.97 M3
	((0.0635	+	0.3)	x	0.60)	= 0.2181 M2
		1255.00	x	0.2181	=	273.72 M3	(VOLUMEN RELLENO COMPACTADO)
				DESCONTANDO:		3.97 M3	(VOLUMEN DE TUBERIA)
						269.74 M3	(VOLUMEN RELLENO)
VOL. TUBO DE:	3	"	=	0.0762 M	AREA = (p x D ²) / 4		
AREA SECC. TUBO =	0.0045604			M2	VOLUMEN =	7503.00 M x 0.0045604 M2 =	34.22 M3
	((0.0762	+	0.3)	x	0.60)	= 0.2257 M2
		7503.00	x	0.22572	=	1693.58 M3	(VOLUMEN RELLENO COMPACTADO)
				DESCONTANDO:		34.22 M3	(VOLUMEN DE TUBERIA)
						1659.36 M3	(VOLUMEN RELLENO)
VOL. TUBO DE:	4	"	=	0.1016 M	AREA = (p x D ²) / 4		
AREA SECC. TUBO =	0.0081073			M2	VOLUMEN =	2452.00 M x 0.0081073 M2 =	19.88 M3
	((0.1016	+	0.3)	x	0.60)	= 0.2410 M2
		2452.00	x	0.24096	=	590.83 M3	(VOLUMEN RELLENO COMPACTADO)
				DESCONTANDO:		19.88 M3	(VOLUMEN DE TUBERIA)
						570.95 M3	(VOLUMEN RELLENO)

CONTINUACIÓN DEL ANEXO E:

**PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
COLONIA SANTA RITA, MUNICIPIO DE CELAYA, ESTADO DE GUANAJUATO**

GENERADORES DE CANTIDADES DE OBRA

VOL. TUBO DE:	6	"	=	0.1524	M	AREA = (p x D ²) / 4						
AREA SECC. TUBO =	0.0182415			M ²		VOLUMEN =	683.00	M x	0.0182415	M ² =	12.46	M ³
	((0.1524	+	0.3)	x	0.70) =	0.3167	M ²	TOTAL VOLUMEN DE TUBO:	12.46	M ³
										(SECCION DE CEPA)		
	683.00	x		0.31668	=	216.29	M ³			(VOLUMEN RELLENO COMPACTADO)		
						DESCONTANDO:	12.46	M ³		(VOLUMEN DE TUBERIA)		
							203.83	M ³		(VOLUMEN RELLENO)		

TOTAL DE RELLENO COMPACTADO = **3123.90 M³**

5.- RELLENO A VOLTEO CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION:

EXCAVACION =	7573.00	M ³
(-) RELLENO COMPACTADO =	3123.90	M ³
(-) VOL. PLANTILLA =	793.60	M ³

TOTAL DE RELLENO A VOLTEO = **3655.50 M³**

6.- SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERÍA DE P.V.C. DE 2½"

7.- LIMPIEZA GENERAL.

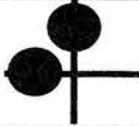
	LONGITUD		ANCHO		
TUBO 2" =	2200.00	M	X	0.55	M = 1210.00
TUBO 2½", 3 Y 4 =	11210.00	M	X	0.60	M = 6726.00
TUBO 6" =	683.00	M	X	0.70	M = 478.10
				TOTAL =	7936.00

CONTINUACIÓN DEL ANEXO E:

PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE COLONIA SANTA RITA, MUNICIPIO DE CELAYA, ESTADO DE GUANAJUATO PRESUPUESTO					
No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE \$
1.-	TRAZO Y NIVELACION DE TERRENO PLANO PARA INTRODUCCION DE TUBERIA, INCLUYE NIVELACION Y MATERIALES PARA EL TRAZO.	M2	7936.00	\$1.64	\$12,975.36
2.-	EXCAVACION EN ZANJAS CON MAQUINARIA EN MATERIAL "A" Y/O "B" EN SECO, DE 0.00 A 2.00 M DE PROFUNDIDAD INCLUYE AFLOJE, EXTRACCION, COLOCADO DEL MATERIAL A UN LADO DE LA ZANJA, AMACICE O AFINE DE FONDO Y TALUDES Y CONSERVACION DE LA MISMA HASTA LA INSTALACION SATISFACTORIA DE LA TUBERIA.	M3	7,573.00	\$29.43	\$222,873.39
3.-	PLANTILLA DE MATERIAL SELECCIONADO PRODUCTO DE LA EXCAVACION, DE 10 CM DE ESPESOR, APISONADA CON EQUIPO MECANICO (BAILARINA), INCLUYE: SELECCIÓN, VOLTEO, TENDIDO DEL MATERIAL Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCION.	M3	793.60	\$33.81	\$26,831.62
4.-	RELLENO Y COMPACTACION DE CEPAS CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION, COMPACTADO CON MEDIOS MECANICOS (BAILARINA) EN CAPAS DE 20 CM DE ESPESOR, INCLUYE: SELECCIÓN Y VOLTEO DEL MATERIAL CON RETROEXCAVADORA, AGUA Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCION.	M3	3,123.90	\$36.76	\$114,834.52
5.-	RELLENO DE CEPAS CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION, A VOLTEO CON RETROEXCAVADORA.	M3	3,655.50	\$10.16	\$37,121.61
6.-	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE P.V.C. RD-26 DE 2" DE DIAMETRO, INCLUYE: ALINEACION Y TENDIDO DE LA TUBERIA, ACARREOS Y MANIOBRAS LOCALES, JUNTEO Y PRUEBA DE LA TUBERIA.	ML	2,200.00	\$20.64	\$45,408.00
7.-	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE P.V.C. RD-26 DE 2½" DE DIAMETRO, INCLUYE: ALINEACION Y TENDIDO DE LA TUBERIA, ACARREOS Y MANIOBRAS LOCALES, JUNTEO Y PRUEBA DE LA TUBERIA.	ML	1,255.00	\$30.71	\$38,534.78
8.-	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE P.V.C. RD-26 DE 3" DE DIAMETRO, INCLUYE: ALINEACION Y TENDIDO DE LA TUBERIA, ACARREOS Y MANIOBRAS LOCALES, JUNTEO Y PRUEBA DE LA TUBERIA.	ML	7,503.00	\$42.94	\$322,178.82
9.-	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE P.V.C. RD-26 DE 4" DE DIAMETRO, INCLUYE: ALINEACION Y TENDIDO DE LA TUBERIA, ACARREOS Y MANIOBRAS LOCALES, JUNTEO Y PRUEBA DE LA TUBERIA.	ML	2,452.00	\$56.18	\$137,741.10
10.-	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE P.V.C. RD-26 DE 6" DE DIAMETRO, INCLUYE: ALINEACION Y TENDIDO DE LA TUBERIA, ACARREOS Y MANIOBRAS LOCALES, JUNTEO Y PRUEBA DE LA TUBERIA.	ML	683.00	\$84.26	\$57,551.29
11.-	SUMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C. Y F.O.F.O., INCLUYE: MATERIALES, ACARREOS, MANIOBRAS LOCALES PARA SU COLOCACION, DESPERDICIOS, MISCELANEOS, M. DE O. Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA INSTALACION.	LOTE	1.00	\$94,070.00	\$94,070.00
12.-	CONSTRUCCION DE CAJA P/OPERACION DE VALVULAS TIPO 2	CAJA	15.00	\$2,718.19	\$40,772.88
13.-	CONSTRUCCION DE CAJA P/OPERACION DE VALVULAS TIPO 5	CAJA	1.00	\$3,398.78	\$3,398.78
14.-	CONSTRUCCION DE CAJA P/OPERACION DE VALVULAS TIPO 9	CAJA	1.00	\$5,677.75	\$5,677.75
15.-	CONSTRUCCION DE CAJA P/OPERACION DE VALVULAS TIPO 12	CAJA	2.00	\$7,560.20	\$15,120.40
16.-	LIMPIEZA GENERAL DE LA OBRA DE MATERIALES DE CONSTRUCCION Y DEMOLICION, INCLUYE: RETIRO DEL ESCOMBRO FUERA DE LA OBRA, MISCELANEOS, MANO DE OBRA, Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCION.	M2	7,936.00	\$1.12	\$8,888.32
				SUBTOTAL =	\$1,183,978.61
				30 % INDIRECTOS =	\$355,193.58
				SUBTOTAL =	\$1,539,172.20
				15 % IMPREVISTOS =	\$230,875.83
				TOTAL	\$1,770,048.03

ANEXO F.- Se incluyen aquí las tablas de datos para seleccionar el tipo de caja para operación de válvulas, la dimensión de los atraques de concreto para los cruceros, las dimensiones de las zanjas para cada diámetro de tubería y la simbología de la tubería, todos estos datos empleados para la realización de este proyecto. Todas estas tablas derivan de las normas para proyectos de la extinta SAHOP.

TABLA PARA SELECCIONAR EL TIPO DE CAJA PARA OPERACIÓN DE VALVULAS

		DIAMETRO DE LA VALVULA MAYOR			
mm.	pulg.				
50	2	1	5	9	12
60	2 ½				
75	3				
100	4	2			
150	6				
200	8	3	6	10	
250	10				
300	12		7	11	
350	14				
400	16		4	8	
450	18				
500	20				

**CONTINUACIÓN DEL ANEXO F:
DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES DE CONCRETO
PARA LAS PIEZAS ESPECIALES EN CRUCEROS**

DIAM. NOMINAL DE LA PIEZA ESP.		ALTURA	LADO " A "	LADO " B "	VOL. POR ATRAQUE
MILIMETROS	PULGADAS	EN cm.	EN cm.	EN cm.	EN m3.
76	3"	30	30	30	0.027
102	4"	35	30	30	0.032
152	6"	40	30	30	0.036
203	8"	45	35	35	0.055
254	10"	50	40	35	0.07
305	12"	55	45	35	0.087
356	14"	60	50	35	0.105
406	16"	65	55	40	0.143
457	18"	70	60	40	0.168
508	20"	75	65	45	0.219
610	24"	85	75	50	0.319
762	30"	100	90	55	0.495
914	36"	115	105	60	0.725
1067	42"	130	120	65	1.014
1219	48"	145	130	70	1.32

ZANJAS PARA TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO Y P.V.C.

CONTINUACIÓN DEL ANEXO F:

ANCHO .-

EL ANCHO DE LA ZANJA DEBERÁ SER DE 50 cm MÁS EL DIÁMETRO EXTERIOR DEL TUBO PARA TUBERÍAS CON DIÁMETRO EXTERIOR IGUAL O MENOR DE 50 cm. CUANDO ESTE SEA MAYOR DE 50 cm, EL ANCHO DE LA ZANJA SERÁ DE 60 cm. MÁS DICHO DIÁMETRO. EN LA TABLA MOSTRADA ABAJO, SE INICIA EL ANCHO MÍNIMO DE ZANJAS EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD, DEBIÉNDOSE USAR ESTE EN CASO DE QUE EL ANCHO CALCULADO EN FUNCIÓN DE DIÁMETRO EXTERIOR, SEA MENOR.

PROFUNDIDAD .-

LA PROFUNDIDAD DE LA EXCAVACIÓN SERÁ LA FIJADA EN EL PROYECTO. SI NO SE HACE ASÍ, LA PROFUNDIDAD MÍNIMA SERÁ DE 90 cm MÁS EL DIÁMETRO EXTERIOR DE LA TUBERÍA POR INSTALAR, CUANDO SE TRATE DE TUBERÍAS CON DIÁMETRO EXTERIOR IGUAL O MENOR DE 90 cm, Y SERÁ DEL DOBLE DE DICHO DIÁMETRO, PARA TUBERÍAS DE DIÁMETRO EXTERIOR MAYOR DE 90 cm. PARA TUBERÍAS MENORES DE 5 cm, LA PROFUNDIDAD SERÁ DE 70 cm.

FONDO .-

DEBERAN EXCAVARSE CUIDADOSAMENTE O MANO LAS CAVIDADES O CONCHAS (FIG. 2, 3 Y 4) PARA ALOJAR LA CAMPANA COPLÉ DE LAS JUNTAS DE LOS TUBOS A FIN DE PERMITIR QUE LA TUBERÍA APOYE EN TODAS SU LONGITUD SOBRE EL FONDO DE LA ZANJA O LA PLANTILLA APISONADA. EL ESPESOR SERÁ DE 10 cm.

RELLENO .-

SE UTILIZARA EL MATERIAL EXTRAIDO DE LAS EXCAVACIONES, PERO HASTA 30 cm. ARRIBA DEL LOMO DEL TUBO SE USARA TIERRA EXCENTA DE PIEDRAS. ESTE RELLENO SERA APISONADO Y EL RESTO A VOLTEO. EN ZONAS URBANAS CON PAVIMENTO, TODO EL RELLENO SERA APISONADO.

DIÁMETRO NOMINAL		ANCHO EN cm.	PROFUNDIDAD EN cm.	VOLUMEN (m3) POR METRO LINEAL
MILIMETROS	PULGADAS			
25.4	1	50	70	0.35
50.8	2	55	70	0.39
63.5	2.5	60	100	0.60
76.2	3	60	100	0.60
101.6	4	60	100	0.60
152.4	6	70	110	0.77
203.2	8	75	115	0.86
254	10	80	120	0.96
304.8	12	85	125	1.06
355.6	14	90	130	1.17
406.4	16	100	140	1.40
457.2	18	115	145	1.67
508	20	120	150	1.80
609.6	24	130	165	2.15
762	30	150	185	2.78
914.4	36	170	220	3.74

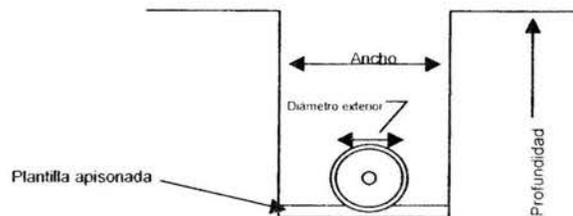


FIG. 1

CONTINUACIÓN DEL ANEXO F:

SIGNOS CONVECIONALES PARA REDES DE AGUA POTABLE

TUBERIA DE :

915 mm	(36") Ø	_____ XI _____ XI _____ XI _____
760 mm	(30") Ø	_____ X _____ X _____ X _____
610 mm	(24") Ø	_____ + _____ + _____ + _____
500 mm	(20") Ø	_____
450 mm	(18") Ø	_____
400 mm	(16") Ø	_____ +I _____ +I _____ +I _____
350 mm	(14") Ø	_____ + _____ + _____ + _____
300 mm	(12") Ø	_____ _____ _____ _____
250 mm	(10") Ø	_____
200 mm	(8") Ø	_____ X X X X X X X X X
150 mm	(6") Ø	_____ / / / / / / / / /
100 mm	(4") Ø	_____
75 mm	(3") Ø	_____
60 mm	(2½") Ø	_____ / / / / / / /
50 mm	(2") Ø	_____
38 mm	(1½") Ø	_____ / / / / / / /
25 mm	(1") Ø	_____

DATOS GENERALES ACCESORIOS

{	Hidrante para toma pública	_____	○
	Hidrante para incendio	_____	⊗
	Válvula de altitud	_____	◻
	Válvula reductora de presión	_____	◻
	Válvula de compuerta	_____	●
	Válvula de seccionamiento Valflex	_____	◐
	Válvula de retención Valflex o Cheek	_____	◑
	Número de crucero	_____	⊕
	Longitud de tramo en metros	_____	L = 125
	Paso a desnivel	_____	⊥
Cota del terreno en metros	_____	○	
Carga disponible en metros de columna de agua	_____		

5.5.- SOFTWARE DE DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

Es importante para el método de cálculo de redes de distribución emplear un procedimiento eficiente para resolver el sistema de ecuaciones lineales ya que para obtener resultados confiables se requiere hacerlo varias veces.

El sistema de ecuaciones lineales que se menciona se genera al aplicar la ecuación de continuidad para cada uno de los nodos de la red de distribución y en forma general, el sistema de ecuaciones se puede escribir como:

$$\sum Q_j = q_n$$

Debido a lo laborioso que es resolver un sistema de ecuaciones lineales tan grande como el generado por representar el comportamiento de una red de distribución se debe de echar mano de un análisis de redes por computadora el cual emplea un modelo matemático contenido en un programa o software para simular el funcionamiento hidráulico del sistema y con esto definir las características de este sistema para cumplir con criterios preestablecidos de diseño en lo referente a gastos y presiones disponibles.

El programa para resolver la red está compuesto de dos partes: un archivo de datos de la red que define el sistema en términos de tuberías, nodos y parámetros operacionales de tanques, estaciones de bombeo y válvulas; y un programa que resuelve una serie de ecuaciones hidráulicas de presión y gasto basadas en las leyes físicas.

El archivo de datos contiene las características físicas de los tubos, tales como la longitud, coeficientes de rugosidad, diámetro y datos de los nodos, los cuales definen su cota topográfica y la demanda o abastecimiento de agua en dichos nodos. Los nodos o uniones de tuberías indican extremos finales de tuberías o segmentos de tuberías. También se incluyen en este archivo los parámetros opcionales de la red, los cuales determinan el estado actual de las instalaciones complementarias del sistema tales como gasto y carga proporcionadas por las estaciones de bombeo y elevación del nivel del agua

en los tanques de distribución, así como el estado de las válvulas de la red ya sean reguladoras de presión, gasto e incluso de seccionamiento, las cuales pueden ser cerradas por cuestiones operativas.

El programa se basa en un proceso iterativo, partiendo de condiciones iniciales, para establecer una solución o conjunto de valores que satisface simultáneamente las ecuaciones de continuidad y energía en cada nodo de la red para redes con pocos circuitos, el cálculo puede hacerse sin el empleo de este programa, lo cual resulta muy laborioso y susceptible a errores en redes con mayor cantidad de circuitos. Por otra parte, el proceso se agiliza notablemente utilizando para el análisis un programa de computadora.

El programa utilizado en el diseño de la red de la colonia Santa Rita llamado REDESTA VB5 que se encarga de realizar el análisis para flujo permanente en redes de agua potable, desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por el Dr. Oscar Arturo Fuentes Mariles, investigador de dicho instituto.

Este programa utiliza la fórmula de DARCY-WEISBACH para el cálculo de las pérdidas por fricción.

El análisis de redes por computadora tiene ventajas muy importantes, en lo referente a factores como su factibilidad, bajo costo, así como su sencillez. La factibilidad radica en contar con computadoras cada vez más potentes y rápidas como para realizar los cálculos correctos en poco tiempo, esto permite la evaluación de un mayor número de opciones de solución en poco tiempo a un costo accesible, el costo del análisis por computadora se refleja en consecuencia en el diseño de la red, haciéndola más eficiente y económica. Así mismo los costos de construcción, operación y mantenimiento son reducidos al ser la red más eficiente. La sencillez en el análisis permite una comprensión del desempeño del sistema, así como el desarrollo de estrategias de operación bajo condiciones desfavorables

Los programas para el análisis de redes tienen una gran variedad de aplicaciones y es importante que el usuario o analista establezca cual aplicación o uso es él mas apropiado en su situación. Es importante resaltar que un programa para la solución de redes es una herramienta de análisis y que el usuario deberá tener en cuenta su juicio y experiencia en la interpretación de resultados.

CONCLUSIONES

La importancia de un diseño óptimo en todo sistema de abastecimiento de agua potable recae en que el suministro sea con un gasto y una presión suficientes a los usuarios finales, es decir, que sea funcional y como toda obra civil también deberá ser seguro y económico, estas dos últimas características se logran con la elección de los materiales adecuados que soporten las presiones internas y externas en el caso de las tuberías y de las piezas especiales, a su vez estos elementos deberán de ser económicos tanto en la adquisición e instalación como en la operación, para que la inversión, realizada en la medida de lo posible, sea recuperada lo antes posible para cada uno de sus elementos, pero sin duda alguna la recuperación de la inversión dependerá en gran parte de la red de distribución ya que al estar funcionando de manera óptima también se puede tener un control de consumos con un eficiente sistema de padrón de usuarios gracias al conocimiento y la mejor comprensión del sistema que deriva de un buen diseño.

Una herramienta muy poderosa para poder lograr lo anterior es un programa de computadora para el cálculo de la red, ya que en antaño éste se volvía tedioso cuando se hacía por otros medios, lo que provocaba la mayor parte de las veces que solamente se analizaran dos o tres opciones propuestas por el diseñador debido al número de iteraciones que se requerían realizar para llegar a la solución de dicha red.

Por esto, el empleo del programa REDESTA VB5 desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México que se utilizó, garantiza la funcionalidad y eficiencia de la red, ya que se analizan varias opciones aun contando ya con una línea de funcionamiento hidráulico óptimo.

El análisis de más opciones permitirán el ahorro de recursos materiales, es decir, disminuir diámetros en la medida de lo posible en cada alternativa, con una gran facilidad y rapidez realizando solamente algunos cambios en los datos de las características de la red, para recalcularla, llegando así a un funcionamiento óptimo tanto hidráulica como económicamente.

Además de lo antes expuesto, a la sencillez en el uso del programa se suma el bajo costo en el proceso de cálculo, ya que el acceso a equipos cada vez más rápidos y potentes permiten realizar los cálculos en un tiempo muy corto y por lo tanto esto permitirá un mayor número de opciones de solución. El costo del análisis de la red por computadora se refleja y provoca un diseño óptimo de la red haciéndola más eficiente y económica. Así mismo los costos de construcción, operación y mantenimiento se reducen al ser la red más eficiente.

La sencillez en el análisis permite una mejor concentración del analista y del operador en el funcionamiento de la red, lo cual permite una mejor comprensión del desempeño de la red, así como el desarrollo de mejores estrategias de operación bajo condiciones desfavorables.

Algo que no se ha mencionado es la factibilidad económica del proyecto que sin duda es favorable ya que el control de la red que permite el diseño óptimo de esta también permitirá un mejor levantamiento del padrón de usuarios por parte de la JUMAPA, lo cual obviamente repercutirá en la regularización de los predios y de la situación de consumo y adeudo de los usuarios tanto cautivos como potenciales con respecto a sus contratos lo cual obviamente se reflejara en mejores y continuos ingresos al organismo por concepto de consumo de agua el cual en estos momentos es al igual que la colonia, irregulares bajos y discontinuos, esto permitirá que el organismo proporcione un buen servicio quedando bien con los contribuyentes y además teniendo ingresos en esta zona sin precedentes.

BIBLIOGRAFÍA.

HIDRÁULICA GENERAL.
GILBERTO SOTELO ÁVILA.
ED. LIMUSA.
2000.
MÉXICO.

FUNDAMENTOS DE HIDRÁULICA GENERAL.
PASCHOAL SILVESTRE.
ED. LIMUSA.
1983.
MÉXICO.

MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE APROVISIONAMIENTO DE
AGUA POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA.
SECRETARIA DE ASENTAMIENTO HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS.
1979.
MÉXICO.

MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO.
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA.
2000.
MÉXICO.

MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E HIDRÁULICA.
RONALD V. GILES.
ED. MC GRAW HILL.
1993.
MÉXICO.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE VOL. 1.
ENRIQUE CÉSAR VALDÉZ.
ED. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.
1994.
MÉXICO.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN Y ELIMINACIÓN DE EXCRETAS.

PEDRO LÓPEZ ALEGRIA.

ED. INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL.

1985.

MÉXICO.

PLANEACIÓN Y DISEÑO DE SISTEMAS DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

ING. JOSÉ LUIS DE LA FUENTE SEVERINO.

INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL.

1998.

MÉXICO.

GUÍA PARA ELABORAR PROYECTOS DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO.

COMISIÓN ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO.

GOBIERNO DEL ESTADO DE MÉXICO.

1991.

MÉXICO.

BASES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO.

COMISIÓN ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO.

GOBIERNO DEL ESTADO DE MÉXICO.

1991.



DATOS DE PROYECTO

Población según el último censo oficial	6,873 hab.
Población actual	8,410 hab.
Población de proyecto	12,547 hab.
Dotación	150.00 lts/hab/día
Gasto medio diario	21.78 l.p.s.
Gasto máximo diario	30.50 l.p.s.
Gasto máximo horario	47.27 l.p.s.
Coefficiente de variación diaria	1.4
Coefficiente de variación horaria	1.55
Fuente de abastecimiento	Presas "Palo Blanco"
Tipo de captación	toma directa
Conducción	boqueo - gravedad
Capacidad de regularización	894 m ³ .
Distribución	Gravedad

CANTIDADES DE OBRA

Trazo y nivelación	7,936.00 m ² .
Excavación de material tipo "A y/o B"	7,573.00 m ³ .
Plantilla con material producto de la excavación seleccionado	793.60 m ³ .
Relleño compactado con material producto de la excavación	3,123.90 m ³ .
Relleño a volteo con material producto de la excavación	3,655.50 m ³ .
Limpieza general	7,936.00 m ² .
Tubería de P.V.C. hidráulico RD - 26 6"Ø	683.00 m l.
Tubería de P.V.C. hidráulico RD - 26 4"Ø	2,452.00 m l.
Tubería de P.V.C. hidráulico RD - 26 3"Ø	7,503.00 m l.
Tubería de P.V.C. hidráulico RD - 26 2 1/2"Ø	1,255.00 m l.
Tubería de P.V.C. hidráulico RD - 26 2"Ø	2,200.00 m l.
Construcción de caja tipo 2	15.00 cajas
Construcción de caja tipo 5	1.00 caja
Construcción de caja tipo 9	1.00 caja
Construcción de caja tipo 12	2.00 cajas
Fabricación de concreto f _c = 150 Kg/cm ² p/ atraque	2.71 m ³ .

SIMBOLOGÍA

	TUBERÍA DE 6"Ø DE PROYECTO
	TUBERÍA DE 4"Ø DE PROYECTO
	TUBERÍA DE 3"Ø DE PROYECTO
	TUBERÍA DE 2 1/2"Ø DE PROYECTO
	TUBERÍA DE 2"Ø DE PROYECTO
	VÁLVULA DE SECCIONAMIENTO
	No. DE CRUCERO
	LONGITUD
	COTA DE TERRENO CARGA DISPONIBLE COTA PIEZOMÉTRICA
	PASO A DESNIVEL DE TUBERÍA
	TERMINAL

NOTAS

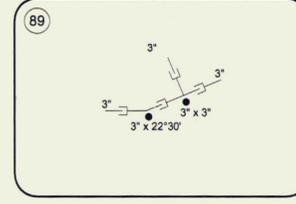
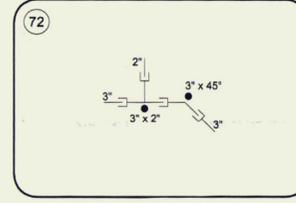
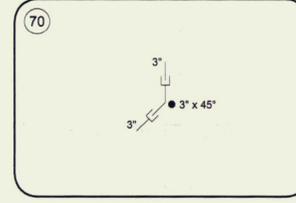
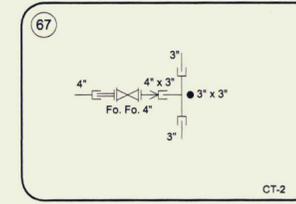
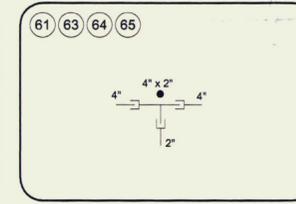
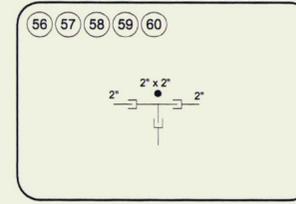
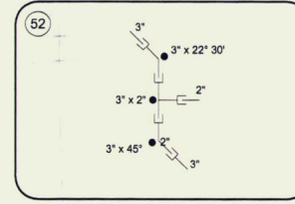
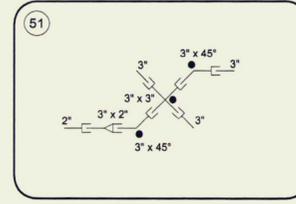
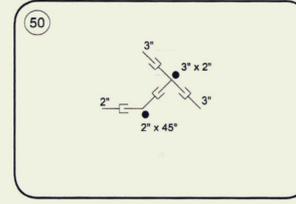
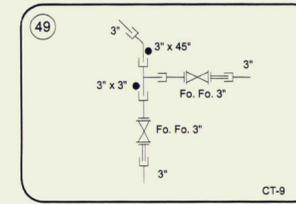
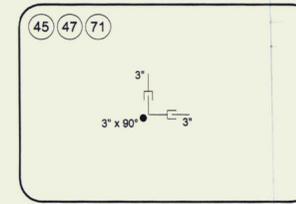
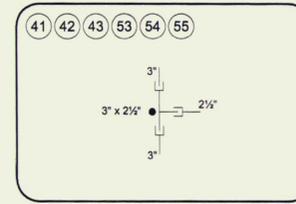
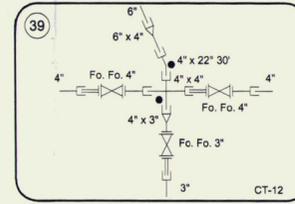
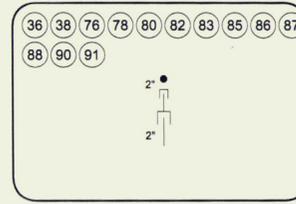
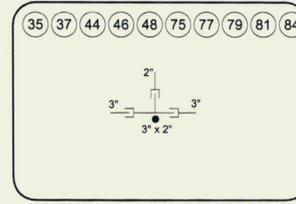
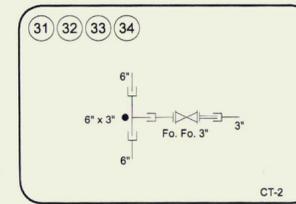
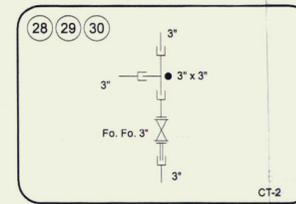
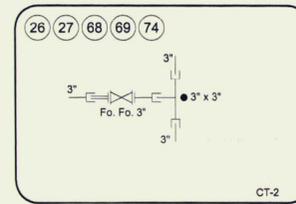
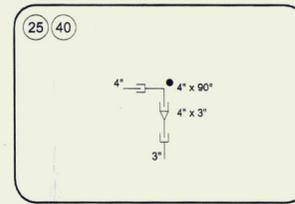
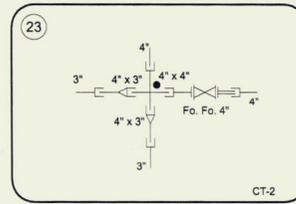
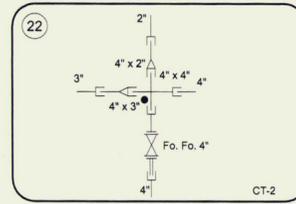
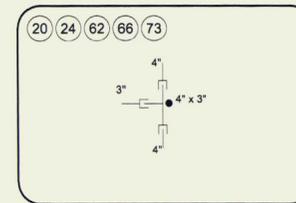
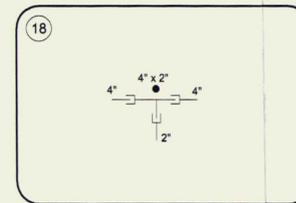
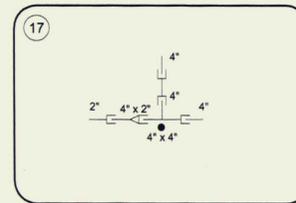
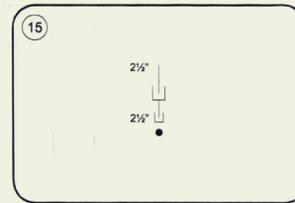
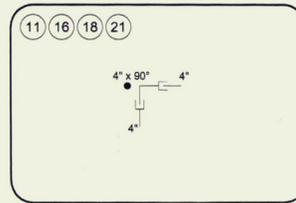
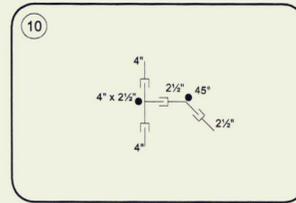
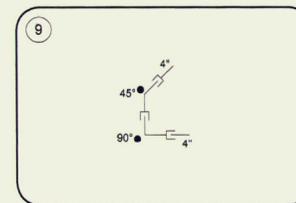
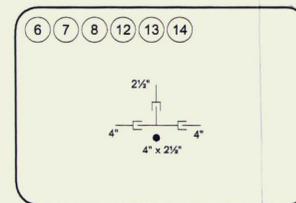
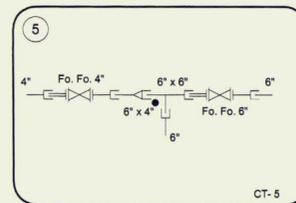
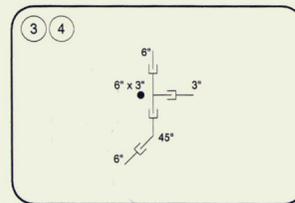
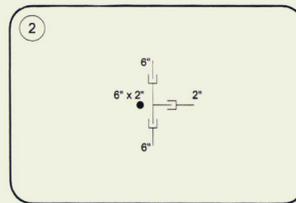
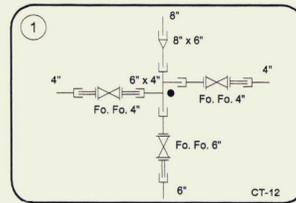
- EN LOS CRUCEROS CON VÁLVULAS DE SECCIONAMIENTO, SE CONSTRUIRÁN CAJAS TIPO PARA SU OPERACIÓN, PREVISTAS DE MARCO Y TAPA DE FIERRO FUNDIDO PLANO 3 CON CLASIFICACIÓN V.C. 1957 Y V.C. 1470
- EN TODAS LAS DEFLEXIONES Y TAPONES SE CONSTRUIRÁN ATRAQUES DE CONCRETO DE 150 Kg/cm², SEGÚN PLANO TIPO DE LA S.A. H.O.P. CON CLASIFICACIÓN V.C. 1938
- EL DIÁMETRO DE LAS PIEZAS ESPECIALES ESTÁN EXPRESADAS EN PULGADAS Y CORRESPONDEN AL SISTEMA INGLÉS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN

PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE LA COLONIA SANTA RITA, MUNICIPIO DE CELAYA, ESTADO DE GUANAJUATO

ARMADO DE CRUCEROS

ESCALA:	ACOTACION:	FECHA:	No. DE PLANO
LAS INDICADAS.	metros	MARZO 2004	2/3



LISTA DE PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C.		
SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
	CRUZ DE 6" x 4"	1.00 PZA
	CRUZ DE 6" x 4"	3.00 PZAS
	CRUZ DE 3" x 3"	1.00 PZA
	TEE DE 6" x 6"	1.00 PZA
	TEE DE 6" x 3"	6.00 PZAS
	TEE DE 6" x 2"	1.00 PZA
	TEE DE 4" x 4"	1.00 PZA
	TEE DE 4" x 3"	5.00 PZAS
	TEE DE 4" x 2 1/2"	7.00 PZAS
	TEE DE 4" x 2"	5.00 PZAS
	TEE DE 3" x 3"	1.00 PZA
	TEE DE 3" x 2 1/2"	6.00 PZAS
	TEE DE 3" x 2"	1.00 PZA
	TEE DE 2" x 2"	5.00 PZAS
	CODO DE 6" x 45°	2.00 PZAS
	CODO DE 4" x 90°	7.00 PZAS
	CODO DE 4" x 45°	1.00 PZA
	CODO DE 4" x 22°	1.00 PZA
	CODO DE 3" x 90°	3.00 PZAS
	CODO DE 3" x 45°	6.00 PZAS
	CODO DE 3" x 22°	2.00 PZAS
	CODO DE 2 1/2" x 45°	1.00 PZA
	CODO DE 2" x 45°	1.00 PZA

LISTA DE PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C.		
SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
	REDUCCIÓN CAMPANA DE 6" x 6"	1.00 PZA
	REDUCCIÓN CAMPANA DE 6" x 4"	2.00 PZAS
	REDUCCIÓN CAMPANA DE 4" x 3"	6.00 PZAS
	REDUCCIÓN CAMPANA DE 4" x 2"	2.00 PZAS
	REDUCCIÓN CAMPANA DE 3" x 2"	1.00 PZA
	REDUCCIÓN ESPIGA DE 4" x 3"	1.00 PZA
	EXTREMIDAD CAMPANA DE 6"	2.00 PZAS
	EXTREMIDAD CAMPANA DE 4"	5.00 PZAS
	EXTREMIDAD CAMPANA DE 3"	15.00 PZAS
	EXTREMIDAD ESPIGA DE 6"	2.00 PZAS
	EXTREMIDAD ESPIGA DE 4"	11.00 PZAS
	EXTREMIDAD ESPIGA DE 3"	15.00 PZAS
	TAPON CAMPANA DE 2 1/2"	1.00 PZA
	TAPON CAMPANA DE 2"	13.00 PZAS
	COPE DE 4"	1.00 PZA
	VÁLVULA DE COMPTA. DE Fo.Fo. DE 6"	2.00 PZAS
	VÁLVULA DE COMPTA. DE Fo.Fo. DE 4"	8.00 PZAS
	VÁLVULA DE COMPTA. DE Fo.Fo. DE 3"	15.00 PZAS

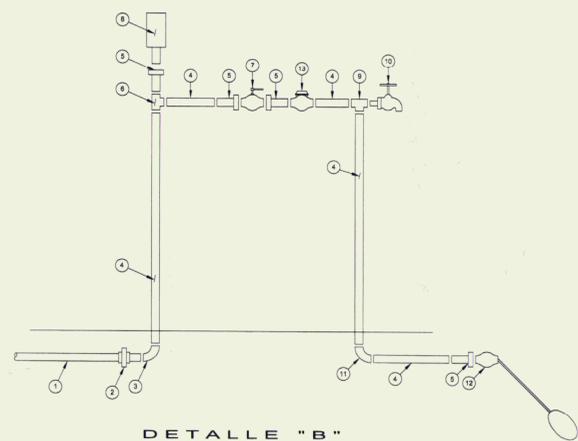
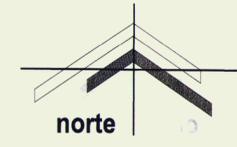
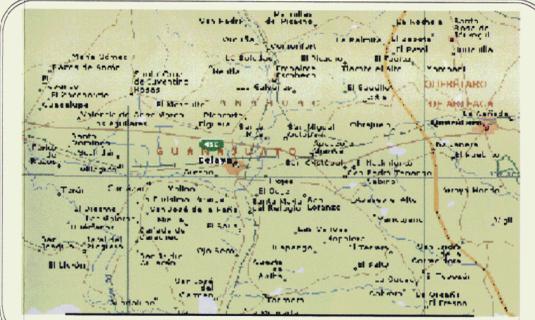
LISTA DE PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C.		
SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
	EMPAQUE DE PLOMO DE 6"	4.00 PZAS
	EMPAQUE DE PLOMO DE 4"	14.00 PZAS
	EMPAQUE DE PLOMO DE 3"	32.00 PZAS
	TORNILLOS DE 5/8" x 3"	160.00 PZAS
	TORNILLOS DE 5/8" x 2 1/2"	120.00 PZAS
	TUERCAS DE 5/8"	280.00 PZAS
	ANILLO ANGER DE 8"	1.00 PZA
	ANILLO ANGER DE 6"	15.00 PZAS
	ANILLO ANGER DE 4"	49.00 PZAS
	ANILLO ANGER DE 3"	60.00 PZAS
	ANILLO ANGER DE 2 1/2"	2.00 PZAS
	ANILLO ANGER DE 2"	19.00 PZAS

ASESOR:
ING. JORGE ESTEBAN ATHALA MOLANO

PROYECTO:
LUIS ANTONIO MARTÍNEZ RAMÍREZ

CUADRO DE PLANOS COMPLEMENTARIOS:	
No.	DESCRIPCIÓN
1/3	RED DE DISTRIBUCIÓN
3/3	CAJAS TIPO DE OPERACIÓN DE VÁLVULAS

CROQUIS DE LOCALIZACIÓN.

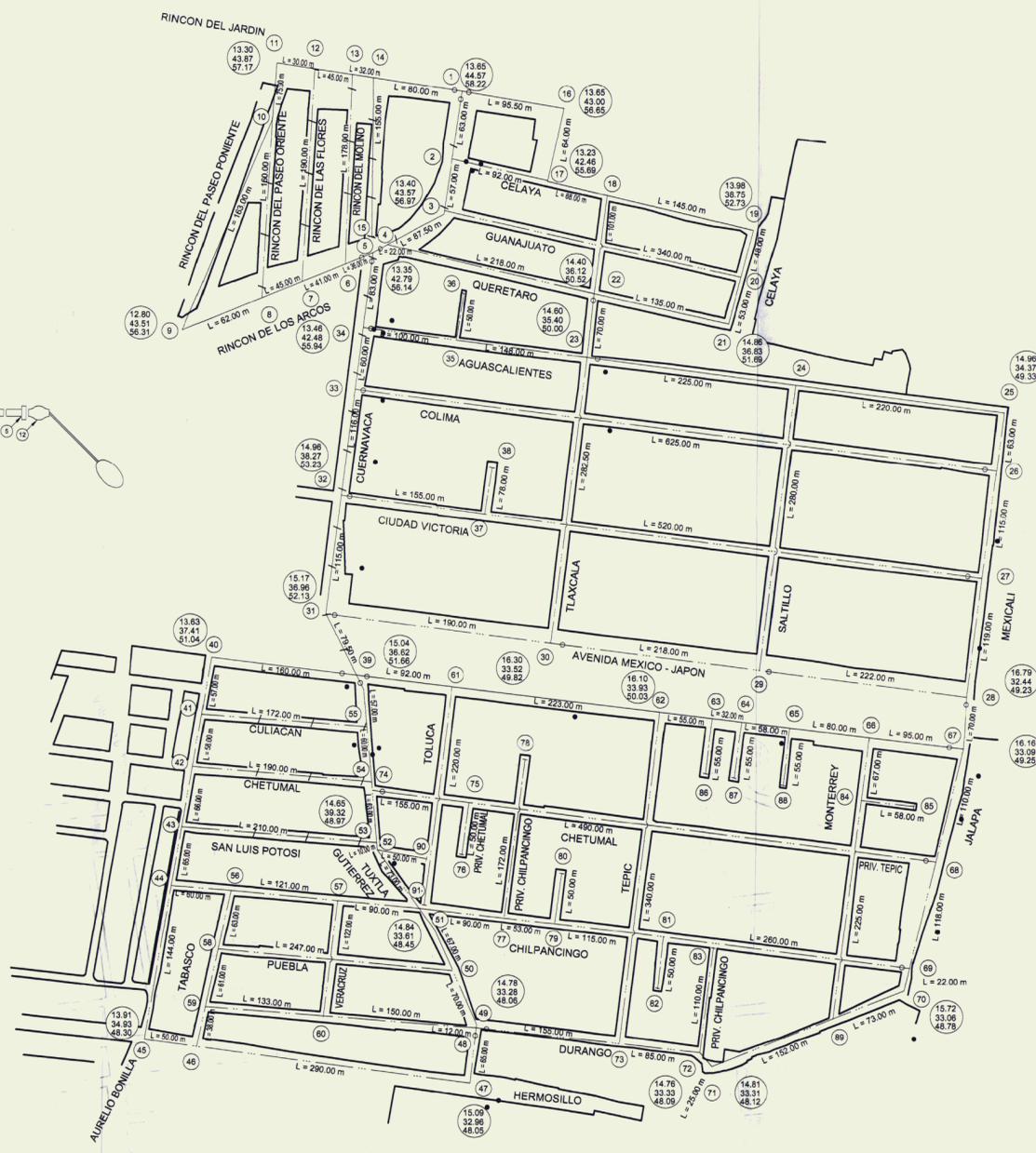


No.	DESCRIPCIÓN
1	TUBO PARA TOMA TIPO PE - AL - PE DE 1/2"
2	ADAPTADOR DE COMPRESIÓN
3	CODO DE 90° DE CUA R DE 1/2"
4	TUBO DE COBRE TIPO M DE 1/2"
5	CONECTOR DE CUA R DE 1/2"
6	TIE DE CUA R DE 1/2"
7	VÁLVULA DE ESPERA ROSCABLE DE 1/2"
8	VÁLVULA DE PURGA DE AIRE DE 1/2"
9	TIE DE CUA R DE 1/2"
10	VÁLVULA PARA MANGUERA DE 1/2"
11	CODO DE 90° DE CUA R DE 1/2"
12	VÁLVULA CON FILTROADOR R DE 1/2"
13	MEJOR

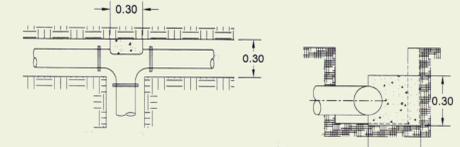


CORTE DE ZANJA
SIN ESCALA.

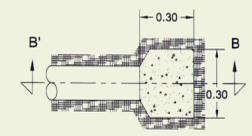
Diámetro de tubería	Ancho de Zanja	Altura de Zanja
6"ø	0.70 m.	1.10 m.
4"ø	0.60 m.	1.00 m.
3"ø	0.60 m.	1.00 m.
2½"ø	0.60 m.	1.00 m.
2"ø	0.55 m.	0.70 m.



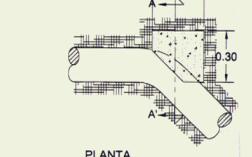
DETALLE DE ATRAQUES.
SIN ESCALA



PLANTA



PLANTA



PLANTA



TOMA DOMICILIARIA.
DETALLE "A"
SIN ESCALA.

DATOS DE PROYECTO

Población según el último censo oficial	6,873 hab.
Población actual	8,410 hab.
Población de proyecto	12,547 hab.
Dotación	150.00 lts/hab/día
Gasto medio diario	21.78 l.p.s.
Gasto máximo diario	30.50 l.p.s.
Gasto máximo horario	47.27 l.p.s.
Coefficiente de variación diaria	1.4
Coefficiente de variación horaria	1.55
Fuente de abastecimiento	Presa "Palo Blanco"
Tipo de captación	toma directa
Conducción	bombeo - gravedad
Capacidad de regularización	894 m³
Distribución	Gravedad

CANTIDADES DE OBRA

Trazo y nivelación	7,936.00 m²
Excavación de material tipo "A y/o B"	7,573.00 m³
Plantilla con material producto de la excavación seleccionado	793.60 m³
Relleno compactado con material producto de la excavación	3,123.90 m³
Relleno a volteo con material producto de la excavación	3,655.50 m³
Limpieza general	7,936.00 m²
Tubería de P.V.C. hidráulico RD - 26 6"ø	683.00 m l.
Tubería de P.V.C. hidráulico RD - 26 4"ø	2,452.00 m l.
Tubería de P.V.C. hidráulico RD - 26 3"ø	7,503.00 m l.
Tubería de P.V.C. hidráulico RD - 26 2½"ø	1,255.00 m l.
Tubería de P.V.C. hidráulico RD - 26 2"ø	2,200.00 m l.
Construcción de caja tipo 2	15.00 cajas
Construcción de caja tipo 5	1.00 caja
Construcción de caja tipo 9	1.00 caja
Construcción de caja tipo 12	2.00 cajas
Fabricación de concreto f'c = 150 Kg/cm² p/ atraque	2.71 m³.

SIMBOLOGÍA



NOTAS

- EL ARMADO DE CRUCEROS Y LA LISTA DE PIEZAS ESPECIALES APARECE POR SEPARADO EN EL PLANO CORRESPONDIENTE (PLANO 2/3)
- LOS DIÁMETROS DE LAS TUBERÍAS ESTÁN DADAS EN PULGADAS Y CORRESPONDEN AL SISTEMA INGLÉS
- EN CADA TERMINAL DE LA TUBERÍA SE RECOMIENDA INSTALAR UNA TOMA DOMICILIARIA PARA EVITAR UN ESTANCAMIENTO DE AGUA
- SE DEBERÁN EFECTUAR PRUEBAS HIDROSTÁTICAS Y DE FUGAS EN LAS TUBERÍAS INSTALADAS, INCLUYENDO LAS PIEZAS ESPECIALES Y VÁLVULAS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN

PROYECTO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE LA COLONIA SANTA RITA, MUNICIPIO DE CELAYA, ESTADO DE GUANAJUATO

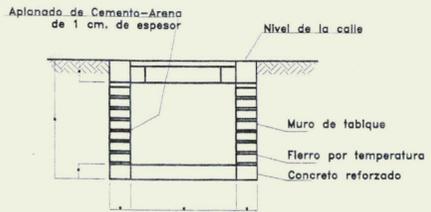
RED DE DISTRIBUCIÓN

ESCALA:	ACOTACIÓN:	FECHA:	No. DE PLANO:
LAS INDICADAS.	metros	MARZO 2004	1/3

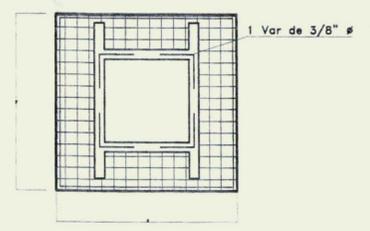
ASESOR: ING. JORGE ESTEBAN ATHALA MOLANO	PROYECTÓ: LUIS ANTONIO MARTÍNEZ RAMÍREZ
--	---

No.	DESCRIPCIÓN:
2/3	ARMADO DE CRUCEROS
3/3	CAJAS TIPO DE OPERACIÓN DE VÁLVULAS

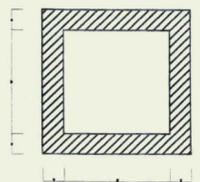
Plano 1
Pag. 123.



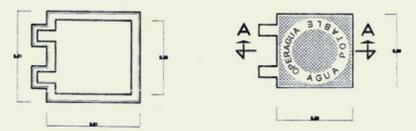
ELEVACION



LOSA Y CONTRAMARCO



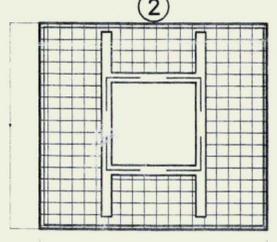
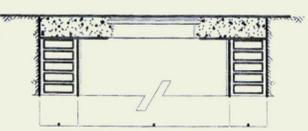
PLANTA



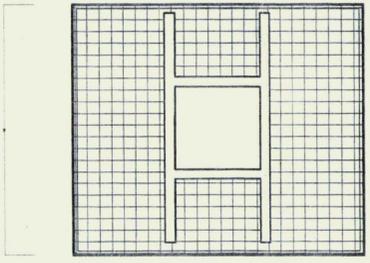
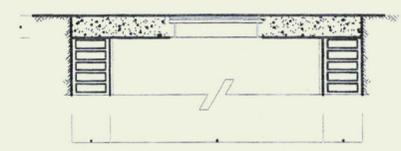
MARCO DE F. F. TAPA DE Fo. Fo.



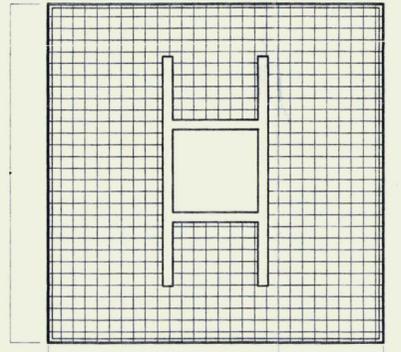
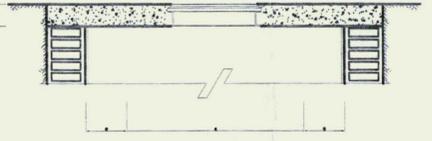
CORTE B-B' CORTE A-A'
PARA DETALLES DEL MARCO Y TAPA VER PLANO V.C.1470



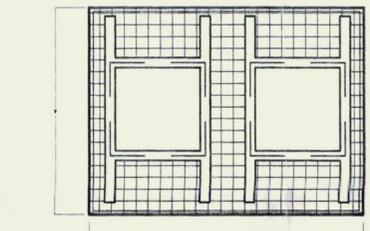
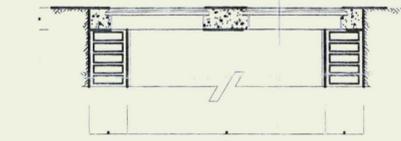
2



3

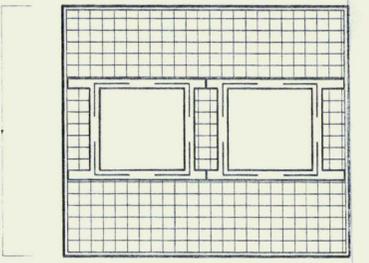
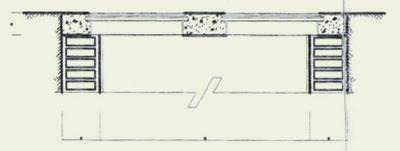


4

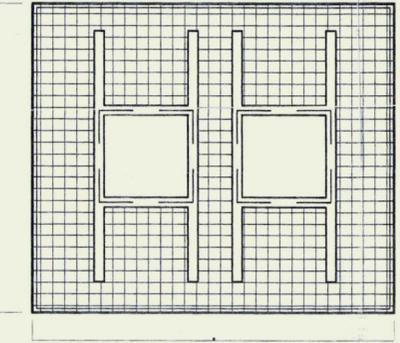
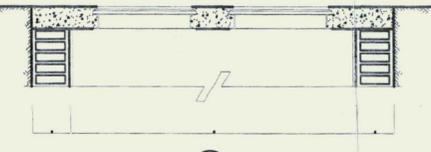


5

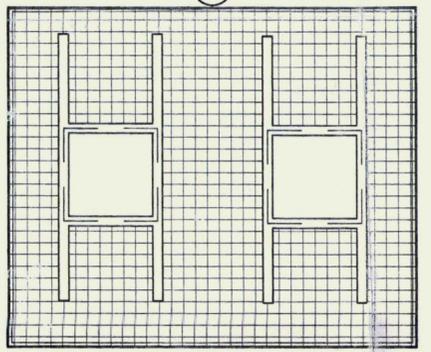
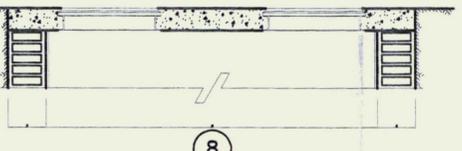
5



6

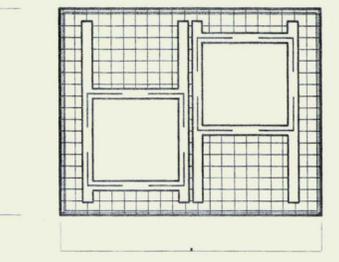
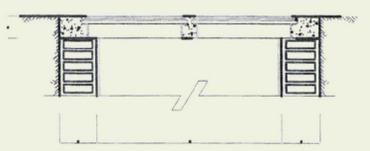


7

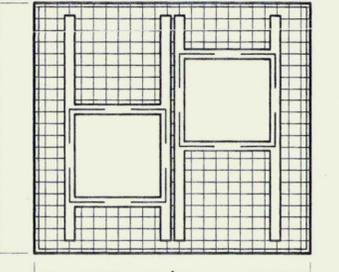
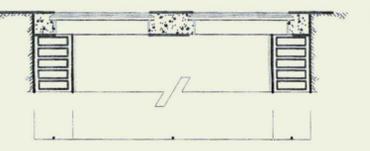


8

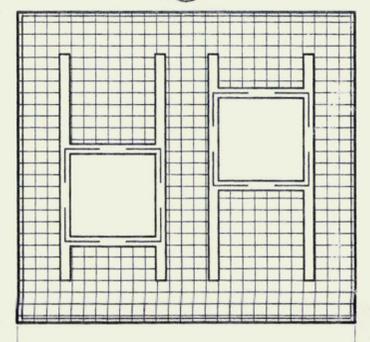
8



9

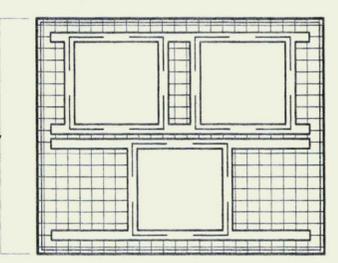
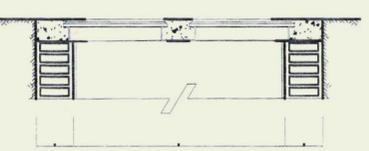


10



11

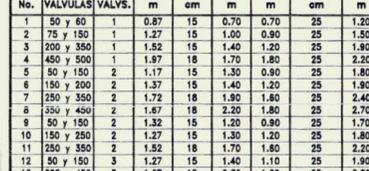
11



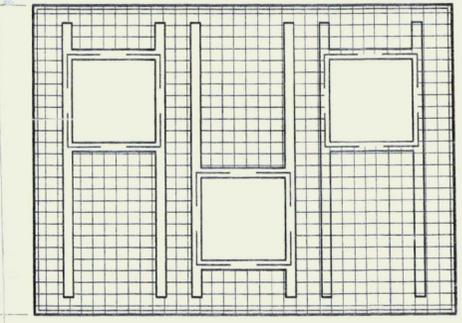
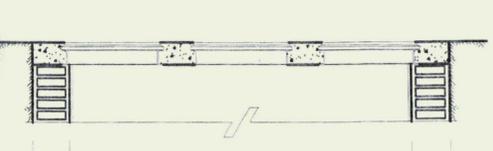
12



12



12



13

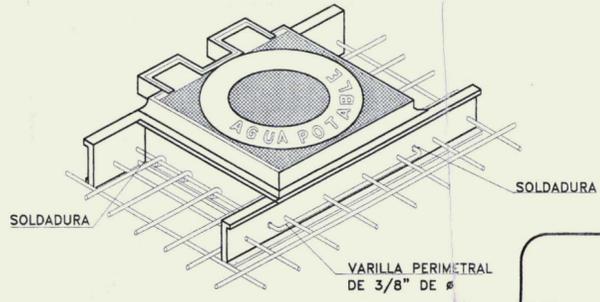
13

DATOS PARA CAJAS DE VALVULAS

CAJA TIPO No.	DIAMETRO DE VALVULAS	CANT. DE VALV.	h EN m	c EN cm	a EN m	b EN m	e ESP. MURO cm	x EN m	y EN m	CONTRAMARCOS								
										SENCILLA	DOBLE	CANTIDAD	PERAL PERFIL	EXC.	M. TAB.	APLAN.	CONC.	VAR.
1	50 y 80	1	0.87	15	0.70	0.70	25	1.20	1.20	0.90		1	4"	0.00	2.36	1.74	0.33	26.52
2	75 y 150	1	1.27	15	1.00	0.90	25	1.50	1.40	1.10		1	4"	0.00	4.90	3.86	0.49	37.66
3	200 y 350	1	1.52	15	1.40	1.20	25	1.90	1.70	1.40		1	4"	0.00	7.86	6.80	0.76	56.66
4	450 y 500	1	1.97	18	1.70	1.80	25	2.20	2.30	1.80		1	6"	0.00	13.52	11.83	1.37	83.22
5	50 y 150	2	1.17	15	1.30	0.90	25	1.80	1.40	1.10		2	4"	0.00	4.97	4.05	0.55	44.56
6	150 y 200	2	1.37	15	1.40	1.20	25	1.90	1.70		1.80	1	4"	0.00	6.94	5.82	0.72	54.43
7	250 y 350	2	1.72	18	1.90	1.80	25	2.40	2.10	1.80		2	6"	0.00	11.92	10.05	1.22	84.20
8	350 y 450	2	1.87	18	2.20	1.80	25	2.70	2.30	1.80		2	6"	0.00	12.51	11.12	1.65	103.21
9	50 y 150	2	1.32	15	1.20	0.90	25	1.70	1.40	1.10		2	4"	0.00	5.56	4.50	0.52	42.52
10	150 y 250	2	1.27	15	1.30	1.20	25	1.80	1.70	1.40		2	4"	0.00	6.12	5.10	0.69	54.53
11	250 y 350	2	1.52	18	1.70	1.80	25	2.20	2.10	1.80		2	6"	0.00	8.42	8.18	1.20	77.20
12	50 y 150	3	1.27	15	1.40	1.10	25	1.90	1.80	1.80		2	4"	0.00	6.12	5.10	0.65	51.81
13	200 y 450	3	1.67	18	2.30	1.80	25	2.80	2.10	1.80		3	6"	0.00	12.23	10.84	1.51	97.14

NOTAS:

- 1 Todas las acotaciones se dan en centímetros excepto las indicadas en otra unidad las acotaciones "x" e "y" son generales para todas las losas de los contramarcos, así como las "a", "b", "c", de la planta de muros de las cajas.
- 2 Los perfiles estructurales de 150 mm. (6") de peralte empleados para construcción del contramarco, serán del tipo IIVano.
- 3 El dado de operación de la valvula debera quedar centrado con la tapa de la caja.
- 4 A los contramarcos se les soldará una varilla perimetralmente como la indica el isométrico, con el objeto de poder amarrar más solidamente el contramarco con la losa del techo.
- 5 La losa del techo tendrá el espesor indicado en la tabla y llevará un emparillado de varillas de 3/8" Ø 10 cm. en ambos sentidos. El fierro inferior ira en el sentido corto.
- 6 La losa del piso será de 10 cm. de espesor con refuerzo de varillas de 3/8" Ø 30 cm. en ambos sentidos.
- 7 Queda a juicio de la residencia poner en el fondo de la caja un tubo de 50 mm. (2") Ø para desague de la caja en caso necesario, pero siempre que este descargue a un pozo de visita del alcantarillado.
- 8 El piso que se detalla en este plano se construya siempre que se desplante sobre tierra u otro material semejante si el terreno de cimentación es tapete ordinario, roca alterada o roca firme fisurada, se construya la losa del piso sin la plantilla y si es roca firme sana, se eliminara la losa del piso, desplantando los muros directamente sobre el terreno.
- 9 Las cajas para las valvulas de 400 mm. (16") Ø y mayores se tienen paso lateral (by-pass) y se combinan con una o mas valvulas, serán objeto de un diseño especial.
- 10 Queda a juicio de la residencia el empleo de una varias cajas tipo en un cruceo, de acuerdo con el número y disposición de las valvulas.



ASESOR:
ING. JORGE ESTEBAN ATHALA MOLANO

PROYECTÓ:
LUIS ANTONIO MARTÍNEZ RAMÍREZ

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE LA COLONIA SANTA RITA, MUNICIPIO DE CELAYA, ESTADO DE GUANAJUATO

CAJAS TIPO DE OPERACION DE VALVULAS

Fecha de proyecto: _____ Aprobación: _____ Fecha: MARZO 2004

ESCALA: LAS MEDIDAS

No. de plan: 3/3

CUADRO DE PLANOS COMPLEMENTARIOS:

No.	DESCRIPCIÓN.
1/3	RED DE DISTRIBUCIÓN
2/3	ARMADO DE CRUCEROS