



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

**“Línea de alimentación del tanque de regulación a la red
para el abastecimiento de agua potable
a la Colonia Sta. Rita en Celaya, Guanajuato.”**

Seminario Taller Extracurricular

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

PRESENTA

MARÍA DE LOURDES PILAR MARMOLEJO MÉNDEZ

Asesor: Ing. Jorge Esteban Athala Molano.



Abril de 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.

CON CARIÑO:

A mi hijo:

Gael, por su amor incondicional.

A mi madre:

Por ser padre y madre.

Por su apoyo, que con su fuerza
me enseñó y ayudó en las dificultades de la vida.

A mi hermana:

Por estar con migo.

A un gran hombre:

Jaime, que ha creído en mi capacidad,
y que con amor a sabido entenderme.

Gracias, amor.

A mis abuelitos y tías:

Por no dejar de creer en mi.

CONTENIDO

	Pag.
INTRODUCCIÓN	1
1. ASPECTOS GENERALES	3
1.1 Descripción de la localidad	3
1.1.1 Ubicación y coordenadas geográficas	3
1.1.2 Tipo de clima	3
1.1.3 Población actual	4
1.1.4 Información general de agua potable	4
1.2 Datos básicos de proyecto	8
1.2.1 Determinación de la población de proyecto	8
1.2.2 Determinación de gastos	11
1.2.3 Datos de proyecto	14
1.3 Funcionamiento general del sistema	15
1.3.1 Obra de toma	15
1.3.2 Línea de conducción	20
1.3.3 Tanque de regulación	27
1.3.4 Red de distribución	33
2. DISEÑO DE LA LINEA DE ALIMENTACION A LA RED	42
2.1 Aspectos generales	42
2.2 Estudios y selección de alternativas	45
2.3 Diseño hidráulico	46

3. ANALISIS DE ACCESORIOS Y PIEZAS ESPECIALES NECESARIOS EN LA LINEA DE ALIMENTACION	52
3.1 Válvulas	52
3.1.1 Definición y aspectos teóricos	52
3.1.2 Diseño hidráulico	58
3.1.3 Especificaciones	73
3.2 Atraques	75
3.2.1 Definición y aspectos teóricos	75
3.2.2 Diseño estructural	76
3.2.3 Especificaciones	85
3.3 Piezas especiales y juntas de dilatación	87
3.3.1 Definición y aspectos teóricos	87
3.3.2 Deflexiones horizontales y verticales	89
3.3.3 Especificaciones	93
4. CRUCES	95
4.1 Cruces con vialidades	95
4.2 Diseño	95
4.3 Procedimiento constructivo	97
5. PLANOS Y ANEXOS	101
5.1 Carta topográfica disponible	101
5.2 Plano de línea a gravedad	101
5.3 Plano de cruceros de la línea a gravedad	101
5.4 Informe fotográfico.	102
CONCLUSIONES	103
BIBLIOGRAFÍA	104

INTRODUCCIÓN.

El agua es indispensable para la vida y por ello el hombre en muchos casos ha buscado para su establecimiento los lugares que le ofrecen mayores comodidades y facilidades para el desarrollo de sus múltiples actividades procurando tener cerca una fuente de abastecimiento de agua, pero no siempre ha podido conseguirlo por razones diversas. Así surgió la necesidad de conducir el agua a lugares apartados, pero las grandes ventajas de tener agua donde se necesita justifican los trabajos para captarla y conducirla. El conjunto de las diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población en cantidad adecuada, presión necesaria y en forma continua constituye un **sistema de abastecimiento de agua potable**.

Un sistema de abastecimiento urbano consta de lo siguiente:

- ◇ Fuente. El origen de las fuentes de que se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano es el ciclo hidrológico, o sea los pasos del agua circulando durante el transcurso del tiempo a través de distintos medios.
- ◇ Captación. Son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento.
- ◇ Conducción. Es el conjunto de conductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar al agua procedente de la fuente de abastecimiento hasta un punto que puede ser un tanque de regularización, a un cárcamo para una segunda conducción o a una planta potabilizadora.
- ◇ Tratamiento de potabilización. Son los procesos que de una u otra manera sean capaces de alterar favorablemente las condiciones del agua. Cuando el fin de dicho tratamiento es para hacerla apta para beber se llama potabilización y planta potabilizadora a la obra de ingeniería civil.
- ◇ 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.
- ◇ Distribución. Su función principal es suministrar agua potable cuando y donde se requiera, dentro de la zona de servicio, debe de mantener presiones adecuadas para usos residenciales, comerciales e industriales.

Los avances logrados en la cobertura de los servicios de abastecimiento de agua potable y alcantarillado en el país, no han impedido que todavía en la actualidad sean numerosos los habitantes que carecen de por lo menos uno de estos servicios. Las cifras disponibles para 1994 indican que un 13% de la población total no cuenta con un sistema formal de abastecimiento de agua potable y que un 30% no cuenta con alcantarillado.

La solución a la carencia de los servicios en las colonias populares de las zonas urbanas, no debe limitarse a la introducción de redes de agua potable y alcantarillado, sino ligarse al problema global del abastecimiento a la ciudad.

Los ingenieros civiles tradicionalmente han participado en la realización de obras de abastecimiento de agua y para la eliminación del agua residual. Esto se debe a que la ingeniería sanitaria constituye una de las actividades más intensas de la ingeniería civil. El presente trabajo tiene como finalidad desarrollar un análisis hidráulico y generar la mejor alternativa para el abastecimiento de agua potable a la colonia rural Sta. Rita y Rinconada San Miguel, ubicadas en Celaya Guanajuato.

Primero se analizará la información técnica y estadística, para proyectar al sistema de abastecimiento con capacidad prevista para dar servicio durante un lapso futuro llamado periodo de diseño:

Información previa

Carta topográfica
Censos de población
Climatológicos
Hidrológicos

Este primer paso incluye una descripción global del proyecto, esta actividad constituye un factor absolutamente indispensable para que el estudio de abastecimiento de agua potable adquiera un carácter integral.

Una vez con la información obtenida de los pasos anteriores se podrá elaborar un proyecto completo, seguro y con la construcción conveniente y económica. En el diseño de la obra destinada al transporte del agua potable, desde el tanque de regulación hasta la red de alimentación, se analizarán las cargas externas y presión interna para determinar el diámetro óptimo. La tubería se instalará en zanjas, dependiendo también de la topografía y tratando de evitar quiebres tanto horizontales como verticales, con el objeto de eliminar piezas especiales.

Hay algunas condiciones que determinan la instalación de la tubería, como la necesidad de adaptarse a la topografía del terreno y muchas veces no se puede evitar el uso de piezas especiales, este trabajo en el capítulo tres, considera el uso de accesorios para que la línea de alimentación trabaje en óptimas condiciones. Se indican los puntos donde es necesario el uso de éstos y la forma en que se determinará el diámetro necesario de cada accesorio.

Se darán recomendaciones para los cruces con vialidades y arroyos existentes, como la profundidad o el recubrimiento necesario en la tubería, su procedimiento constructivo siempre tratando de evitar el paro total de los accesos a la zona.

Este trabajo se enfoca de manera especial a tratar los temas de: selección del material y diámetro de la tubería, válvulas, piezas especiales, atraques y cruces (con vialidades y arroyos), que son necesarios para que la línea de alimentación trabaje en forma eficiente; para lograr lo anterior y darse una visión más amplia en el momento de diseñar, se consultó la carta topográfica y el informe fotográfico, documentos que se anexan en el capítulo 5.

1.- ASPECTOS GENERALES.

1.1 Descripción de la localidad.

1.1.1 Ubicación y coordenadas geográficas.

El municipio de Celaya pertenece al estado de Guanajuato dentro del sistema fisiográfico 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 extremas 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.

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.

1.1.2 Tipo de clima.

Corresponden al municipio de Celaya 5 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 1999 es de 598 mm, y de 315.6 en el año más seco (1999) y 973.3 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.

1.1.3 Población actual.

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. Se cuenta con información proporcionada por **CORETT** mediante planos de lotificación por manzanas de la colonia Santa Rita; de la **COORDINACIÓN DE PARTICIPACIÓN CIUDADANA**, se obtuvo información relativa a las dimensiones de los frentes de lotes y viviendas de la colonia Santa Rita y al número de lotes habitados en la colonia Rinconada San Miguel. Adicionalmente se cuenta con un censo de población existente.

- ◇ La población de proyecto se puede considerar limitada debido a las características físicas de la zona y calcularse a partir de la extensión de las colonias, aplicando una densidad de población equivalente a 400 hab/ha, correspondiente al límite superior de **DENSIDAD MEDIA ALTA**, dadas las condiciones económicas, sociales y culturales de la población. Por lo anterior descrito, y considerando que se tiene una superficie aproximada a las 70.5 ha., la población máxima que puede considerarse en el proyecto es de:

POBLACIÓN TOTAL MAX. = 70.5 has x 400 hab/ha = 28,200 habitantes.

1.1.4 Información general de agua potable.

- a) Hidrología 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	UBICACION
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.

b) Orografía.

No obstante la planicie extrema que domina al municipio, destacan algunas elevaciones de mediana altura, que van desde los 2,600 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.

c) 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 topoformas** 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 topoformas distinto. Destaca principalmente la **SUBPROVINCIA 51 Bajío Guanajuatense**, con un sistema de topoformas 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 topoformas 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 topoformas 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.

d) Geología.

Toda el municipio de Celaya, tiene rocas y suelos provenientes de la **Era 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.

e) 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%.

f) 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 ha., de las cuales 75.24% es de riego y el 24.76% restante es de temporal.

g) 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.

h) 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.

i) 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.

1.2 Datos básicos de proyecto.

1.2.1 Determinación de la población de proyecto.

Los elementos del sistema de abastecimiento de agua potable se proyectan con capacidad prevista para dar servicio durante un lapso futuro después de su instalación que se denomina periodo de diseño. Se entiende por periodo de diseño al número de años durante el cual el sistema que se proponga será adecuado para satisfacer las necesidades de una comunidad, rebasando el periodo de diseño la obra continuara funcionando hasta cumplir su vida útil en términos de una eficiencia cada vez menor.

El periodo de diseño da el número-años para estimar la población a futuro a la que servirá el sistema de abastecimiento de agua potable, la mayor o menor aproximación que se logre en la predicción de la población dependerá que la obra cumpla su cometido futuro.

Los factores básicos del cambio en la población son:

- ◇ El aumento natural, o sea el exceso de los nacimientos sobre las muertes. Estas tasas no se mantienen constantes a través del tiempo.
- ◇ La migración neta, es decir el exceso o pérdida de población que resulte del movimiento de las familias hacia adentro y hacia fuera de un área.

Es importante destacar que deben tomarse determinadas precauciones y tener en cuenta algunos factores limitantes. Por ejemplo deben hacerse una estimación de la capacidad que pueda admitir el terreno disponible para saber si una predicción determinada resulta o no razonable. (Ver punto 1.1.3).

La mejor base para estimar las tendencias de la población futura de una comunidad es su pasado desarrollo y la fuente de información importante sobre el mismo en México son los censos levantados por el instituto nacional de estadística, geografía e informática cada 10 años. Los datos de los censos de población pueden adaptarse a un modelo matemático como son el aritmético, geométrico, parabólico etc.

Se considera un periodo de diseño para el proyecto de 17 años y los modelos aplicados para el cálculo de la población a futuro son los siguientes:

MODELO MATEMATICO	CARACTERISTICAS	ECUACIONES
Mínimos cuadrados	<p>Una relación lineal entre dos variables queda representada por una línea recta cuya ec. General es $y = a + bx$. El método, es el procedimiento matemático utilizado para determinar los valores numéricos de las constantes "a" y "b", en la ecuación.</p> <p>Se utiliza el conjunto de observaciones que en este caso son años y número de habitantes.</p>	$\sum y = na + b \sum x$ $\sum xy = a \sum x + b \sum x^2$ <p>donde x = años y = numero de habitantes n = numero de pares de observaciones</p>
Logístico o biológico	<p>Se usa para planeaciones a largo plazo con recursos fijos, es decir una población máxima limitada. La base del modelo, es el crecimiento de cualquier ser en un espacio fijo y con alimentación limitada, en donde al inicio la velocidad de crecimiento aumenta hasta un cierto valor a partir del cual decrece tendiendo al valor nulo por disminución de alimento.</p>	$L = \frac{2 P_0 P_1 P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{(P_0 P_2 - P_1^2)}$ $m = \frac{(L - P_0)}{(P_0)}$ $a = \frac{(1 / \Delta t) \ln ((P_0 (L - P_1)) / (P_1 (L - P_0)))}{P} = \frac{(L)}{(1 - me^{-(at)})}$
Incrementos diferenciales	<p>Consiste en considerar que la segunda diferencia entre los datos de población es constante lo cual equivale a ajustar los datos a los de una parábola de segundo grado.</p>	
Interés compuesto	<p>El interés periódico se capitaliza aumentando el capital anterior.</p>	$i = \sqrt[n]{\frac{P}{P_0}} - 1 \quad P = P_0 (1 + i)^n (t)$ <p>donde P_0 = población cuando $t = 0$; P = población i = ec. para obtener la tasa de interés t = es la diferencia de tiempo entre el año que se desea saber, la población y el año del último censo en la ec. de la tasa de interés.</p>

Utilizando los modelos matemáticos y los datos de censos se calcula la tendencia de la población para el año 2020:

AÑO	POBLACION
1960	2173 hab.
1970	3248 hab.
1980	4830 hab.
1990	6813 hab.
2000	8410 hab.

METODO	POBLACION (2020)
Mínimos cuadrados	11,511 hab.
Logístico o biológico	9,996 hab.
Incrementos diferenciales	12,126 hab.
Interés compuesto	16,555 hab.

La población de proyecto, es 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 las colonias **SANTA RITA** y **RINCONADA SAN MIGUEL**, la población de proyecto se estableció mediante la aplicación de modelos matemáticos y el promedio de los datos obtenidos, resultando una población de proyecto de:

Población de proyecto = 12,715 habitantes.

1.2.2 Determinación de gastos.

Los consumos de agua varían con los países e incluso con las regiones, así, en las ciudades se consume mayor cantidad que en las zonas rurales. Los factores que determinan el consumo son los que se describen a continuación:

- ◇ Cantidad de agua disponible. Limita en ocasiones la cantidad a distribuirse.
- ◇ Tamaño de la población. A medida que su población crece, aumenta sus necesidades.
- ◇ Características de la población. El consumo depende de las actividades y costumbres de la población.
- ◇ Clima. Los climas extremos son los que mas influencia tienen en el consumo de agua, ya que elevan éste cuando el clima es cálido y lo disminuyen cuando es frío.
- ◇ Nivel económico. Cuando el nivel económico de una población mejora, aumentan las exigencias en el consumo.
- ◇ Existencia de alcantarillado. El consumo de agua es mas elevado cuando los materiales de desecho son fácilmente eliminables.
- ◇ Clase de abastecimiento.

- ◇ Calidad del agua. El consumo del agua aumenta cuando su calidad es mayor.
- ◇ Presión en la red. La presión en la red afecta el consumo a través de los derroches en piezas defectuosas y perdidas en las juntas.
- ◇ Control de consumo. El uso de medidores disminuye el consumo de agua, ya que el usuario tiene que pagar según el volumen empleado.

Se entiende por dotación la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todos los consumos de los servicios que se hacen en un día anual, incluyendo perdidas.

Se considera para fines del proyecto las normas de dotación media expresada en l x hab x día, en función del número de habitantes y el clima como se indica en el siguiente cuadro:

NUMERO DE HABITANTES	CLIMA		
	CALIDO	TEMPLADO	FRIO
2,500 a 15,000	150	125	100
15,000 a 30,000	200	150	125
30,000 a 70,000	250	200	175
70,000 a 150,000	300	250	200
Mayor a 150,000	350	300	250

Un sistema es eficiente cuando en su capacidad esta prevista la máxima demanda de una localidad. Para diseñar las diferentes partes de un sistema se necesita conocer las variaciones mensuales, diarias y horarias del consumo: Interesan las demandas medias, las máximas diarias y horarias. Estas demandas que representan volumen de agua en unidad de tiempo se llaman GASTO. Así tenemos el "gasto medio anual" (Q med), el gasto máximo diario (Q max. Diario) y el gasto máximo horario (Q max. Horario).

◇ Gasto medio anual.

El consumo medio anual de agua en una población es el que resulta de multiplicar la dotación por el número de habitantes y por los 365 días del año.

$$Q \text{ med.} = (D \times P) / 86400$$

Donde:

D = dotación

P = población promedio

Sustituyendo

$$Q \text{ med.} = (150 \times 12547) / 86400 = 21.78 \text{ lps}$$

◇ 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:

$$Q \text{ max. Diario} = Q_{\text{med.}} \times \text{CVD}$$

Donde:

Q med. = gasto medio diario anual en lps.

CVD = coeficiente de variación diaria.

$$Q \text{ max. Diario} = 21.78 \times 1.4 = 30.49 \text{ lps} \quad \text{sustituyendo}$$

◇ 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:

$$Q \text{ max. Horario} = Q \text{ max diario} \times \text{CVH}$$

Donde:

Q max diario = gasto máximo diario en lps.

CVH = coeficiente de variación horaria.

$$Q \text{ max horario} = 30.49 \times 1.55 = 47.27 \text{ lps} \quad \text{sustituyendo}$$

1.2.3 Datos de proyecto.

Localidad	Sta. Rita y Rnada. Sn. Miguel
Estado	Celaya, Guanajuato
Area de proyecto	70.5 ha
Dotación	150 l/hab/dia
Población (2000)	8,410 habitantes
Población de proyecto (2020)	12,547 habitantes
Coefficiente de variación diaria	1.4
Coefficiente de variación horaria	1.55
Gasto medio	21.78 lps
Gasto máximo diario	30.49 lps
Gasto máximo horario	47.27 lps
Fuente, obra de toma	"Presa Palo Blanco"
Conducción	gravedad / bombeo
Regularización	Tanque a nivel de terreno
Distribución	Red cerrada a gravedad

1.3 Funcionamiento general del sistema.

1.3.1 Obra de toma.

La obra de captación se define como la estructura o estructuras que permiten regular o dar salida al agua almacenada en un depósito o bien tomar algún sitio de acuerdo con una ley determinada.

La fuente de abastecimiento elegida deberá proporcionar, cuando menos, el gasto máximo diario para el periodo de vida útil de la obra, sin peligro de reducción por sequía o cualquier otra causa. Si la calidad del agua no satisface la norma de calidad del agua de la Secretaría de Salud (NOM-127-SSA1-1994) para uso potable, deberá someterse a procesos de potabilización.

La fuente de abastecimiento puede ser:

- ◇ Agua de lluvia
- ◇ Agua superficial
- ◇ Agua subterránea.

Conocida la cantidad y calidad del agua de cada una de las fuentes y el costo probable para disponer de dicha agua, se elige la o las fuentes. Nuestro proyecto se aboca a un aprovechamiento del agua de lluvia.

Debido al fuerte problema que existe en la zona de sobre-explotación de los mantos acuíferos subterráneos, y después de un estudio se propone que la fuente de abastecimiento para estas localidades sea de tipo superficial (aprovechamiento del agua de lluvia); específicamente, el almacenamiento de agua ubicado al Nor-oeste de la ciudad de Celaya, dentro del mismo municipio, mediante la obra de captación presa "Palo Blanco".

La presa "Palo Blanco" es un depósito de agua que se encuentra a aproximadamente 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 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, 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 msnm y la corona de 1814.5 msnm. Además, cuenta con una obra de excedencia de mampostería y una obra de toma existente, la cual se aprovechará.

Como la obra actualmente existe se utilizarán las instalaciones y sólo se revisará la capacidad de almacenamiento. La zona tiene lluvias constantes durante 7 meses.

Promedios de precipitación pluvial en mm, entre los años 1922 - 1999, en Celaya Guanajuato

Estación y concepto	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, 150 lt/hab/día.

30 = días del mes.

h = número de habitantes, 12 547 (usuarios).

(12 – t) número de meses secos; t es el número de meses con lluvia, 7.

1.3 = coeficiente de seguridad.

$$V_s = 150 \times 30 \times (12 - 7) \times 1.3 \times 12\,547 = 3.67 \times 10^5 \text{ m}^3$$

Por otra parte:

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

V_c = volumen anual captado (m^3).

P = precipitación media anual, 598 mm.

A = área de captación, 3 320 000 m^2 .

$$V_c = (598 \times 3\,320\,000) / 1000 = 19.85 \times 10^5 \text{ m}^3$$

Si $V_s < V_c$ no existirá problema de suministro.

$$V_{\text{necesario}} = 3.67 \times 10^5 \text{ m}^3 \quad V_{\text{captado}} = 19.85 \times 10^5 \text{ m}^3$$

Se puede concluir que el volumen necesario es de $3.67 \times 10^5 \text{ m}^3$ y es mayor que el volumen captado $19.85 \times 10^5 \text{ m}^3$, es decir, dicho depósito de almacenamiento de agua es una excelente fuente de abastecimiento para satisfacer óptimamente la demanda de la población.

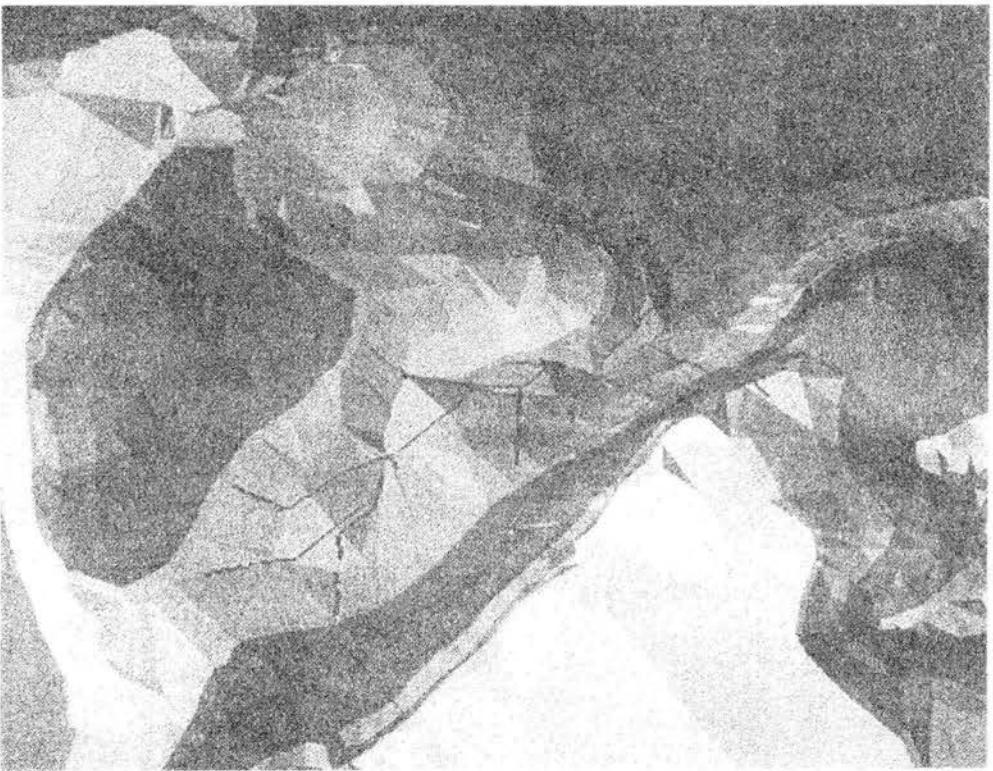
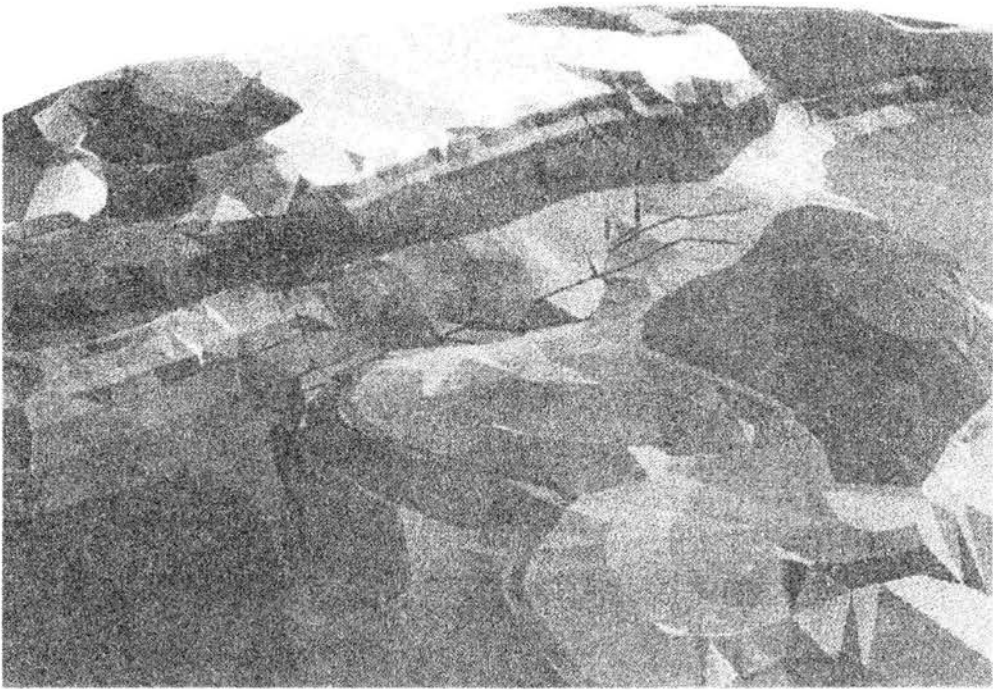
Se recomienda una revisión de los datos fisiográficos e hidráulicos de la presa como son la capacidad del vaso (curvas de elevaciones - áreas - capacidades), las entradas y salidas de escurrimiento superficial, evaporación potencial en la zona, capacidad de infiltración del suelo, ya que no se pudo contar con dicha información para el presente trabajo. Con el cálculo realizado de forma preliminar, del volumen necesario y del captado, se llegó a la conclusión de que el volumen del vaso de la presa es igual o mayor al volumen necesario " V_s ", si además se implementa un eficiente y constante programa de mantenimiento de su capacidad de azolvamiento, se mantendrá la capacidad útil de la presa, generando como beneficio además de abastecer a las

localidades de Rinconada San Miguel y Santa Rita, también a otras comunidades que requirieran de abastecimiento de agua.

Se determinó el área de influencia de lluvia para la cuenca en estudio con el programa **ARC VIEW 3.2**; primero se digitalizó la carta topográfica escala 1:50000, con la cual se generó un modelo digital de elevación determinándose la cuenca y sus ríos, el principal y los tributarios.

**Imágenes, de la cuenca en estudio.
Carta topográfica, Celaya F14C64 Guanajuato
Instituto Nacional Geográfica e Informática.**





1.3.2 Línea de conducción.

El agua se transporta desde la fuente a la comunidad en conductos abiertos o cerrados, suministrándose la energía necesaria por gravedad o bombeo.

Las obras destinadas a transporte de agua potable reciben el nombre de líneas de conducción, los que, cuando trabajan a presión y su sección es circular se denominan tubería. Estas pueden ser de varios materiales y de acuerdo con la calidad del agua y la topografía se determina la tubería: asbesto cemento, acero, concreto reforzado, fierro galvanizado, fierro fundido o de plástico.

◊ Tuberías de fibro-cemento.

Se entiende por tubos de presión de fibro-cemento los 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 presión de fibro-cemento se fabrican para presiones internas de trabajo máximas, según la norma oficial mexicana NOM-C-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.

Su desventaja es su baja resistencia mecánica.

◊ 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; 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 polimeros 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 policloruro de vinilo DGN-E/12-1968, se recomienda un esfuerzo de diseño de 140kg/cm².

Por su parte las tuberías de PVC presentan las siguientes ventajas y desventajas:

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Resistencia a la corrosión y al ataque químico de ácidos y soluciones salinas.	Alto costo en diámetros de 300 mm y mayores;
Instalación rápida fácil y económica.	Las propiedades mecánicas de las tuberías de PVC se afectan si quedan expuestas a los rayos solares por un periodo de tiempo prolongado.
Debido a su grado de absorción permite la prueba hidrostática después de su llenado.	Los tubos de extremos lisos requieren mano de obra altamente especializada para su unión al proceso de cementado.
Su resistencia mecánica es superior a la de las tuberías de fibro-cemento.	
Menor pérdida por fricción en comparación con las tuberías de fibro-cemento, concreto y acero.	
Por su ligereza, el almacenamiento y transporte de la tubería se facilita notablemente.	
Respecto a su costo de suministro en los diámetros de 50, 60, 75 y 100 m es más barata que las tuberías de fibro-cemento.	

◇ Tuberías de fierro galvanizado:

Las tuberías de fierro galvanizado son muy resistentes a los esfuerzos mecánicos y de gran duración debido a su buena resistencia a la corrosión.

◇ 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.

◇ Tuberías de concreto:

Tuberías de concreto reforzado con junta de hule y concreto; están reforzadas con dos jaulas entrelazadas de varilla calculadas para resistir la presión de trabajo a una fatiga máxima de 880kg/cm^2 , para el acero circunferencial; el esfuerzo longitudinal será el equivalente a varilla de 12.7 mm con un espaciamiento máximo de 76 cm centro a centro. La junta es de concreto moldeado y de sección tal que los tubos se centran por si solos; la junta queda sellada con empaque de hule, se fabrican para presiones de trabajo de 1.8, 2.5, 3.2, 4.0 y 5 kg/cm^2 los tubos tienen una longitud efectiva de 2.33 m; su diámetro es de 76, 91, 107, 122, 137 y 138 cm.

Aunque las tuberías siguen comúnmente el perfil del terreno, es necesario tener en cuenta, que en ningún caso deben 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 que ofrecen las diferentes tuberías para agua potable existentes en el mercado, para el proyecto se recomienda usar tubería de PVC, esta propuesta esta sujeta a los resultados que arroje el análisis de la carga total de proyecto y presiones actuantes en ella.

La primera consideración para el proyecto, fue trabajar con una línea de conducción a bombeo, la cual llevaría el gasto de proyecto de 1810 msnm hasta un punto de 1912 msnm, esto generaría una carga estática, la cual podría ser empleada para alimentar por gravedad al tanque elevado de regulación. Teniendo presente que el tramo a bombeo debería ser lo mas corto posible, abatiendo de esta manera costos, reposición de equipo, mantenimiento, etc.

Debido a la cantidad de gasto (Q) necesario para el abastecimiento de agua potable a la zona, las dimensiones del tanque elevado resultaron bastante grandes, para darle solución se penso en una cisterna enterrada y de aquí bombear el agua al tanque.

En este primer planteamiento se tenía dos sistemas a bombeo:

- ◇ El primer sistema a bombeo sería de la obra de toma de 1810 msnm al punto elevado de 1912 msnm.
- ◇ El segundo sistema a bombeo sería de la cisterna con un nivel de losa a 1762 msnm, al tanque elevado (1788 msnm), es decir, la carga estática que se generaba del punto elevado (1912 msnm) se perdía en la cisterna enterrada (construcción necesaria para evitar grandes dimensiones del tanque elevado de regulación).

Considerando que uno de los principales factores para que una obra de ingeniería civil se pueda construir, es que sea costeable y analizar varias alternativas. Se hizo un segundo planteamiento.

En este segundo planteamiento se cambio la ubicación del tanque de regulación, este se ubicaría en el punto alto a 1912 msnm, ganando así carga estática y logrando tener un tanque a nivel de terreno, posteriormente se tendrá una línea de alimentación trabajando a gravedad hasta la red de distribución del sistema. Considerándose como la mejor alternativa, se tiene el siguiente planteamiento:

- El proyecto de la línea de conducción para el abastecimiento de agua potable a la Colonia Santa Rita, esta formado por una tubería que trabaja a bombeo de la obra de toma hasta el tanque de regulación y otra parte por gravedad, que se conecta a la red de alimentación.

En este analisis se consideraron dos bombas trabajando a 12 hrs c/u, por lo tanto el Q MD = 30.49 lps

Se analizaran diámetros de 4", 6", 8", 10" y 12" con tubería de PVC hidráulica, clase 10 (10 kg/cm²) y 17 años de vida útil

DATOS DE PROYECTO								
Qm=	21.78	lps	Vp	=	5.47460533	lps	n=	0.002
QMD=	30.49	lps	Vp 5=		0.45611115	lps	Q=	0.0305 M3/s
QMH=	47.26	lps	Vp 10=		0.20803738	lps	L=	1800 M
							HE=	115 M
							Et=	28100.000 Kg/cm ²
							Ea=	20670.000 Kg/cm ²

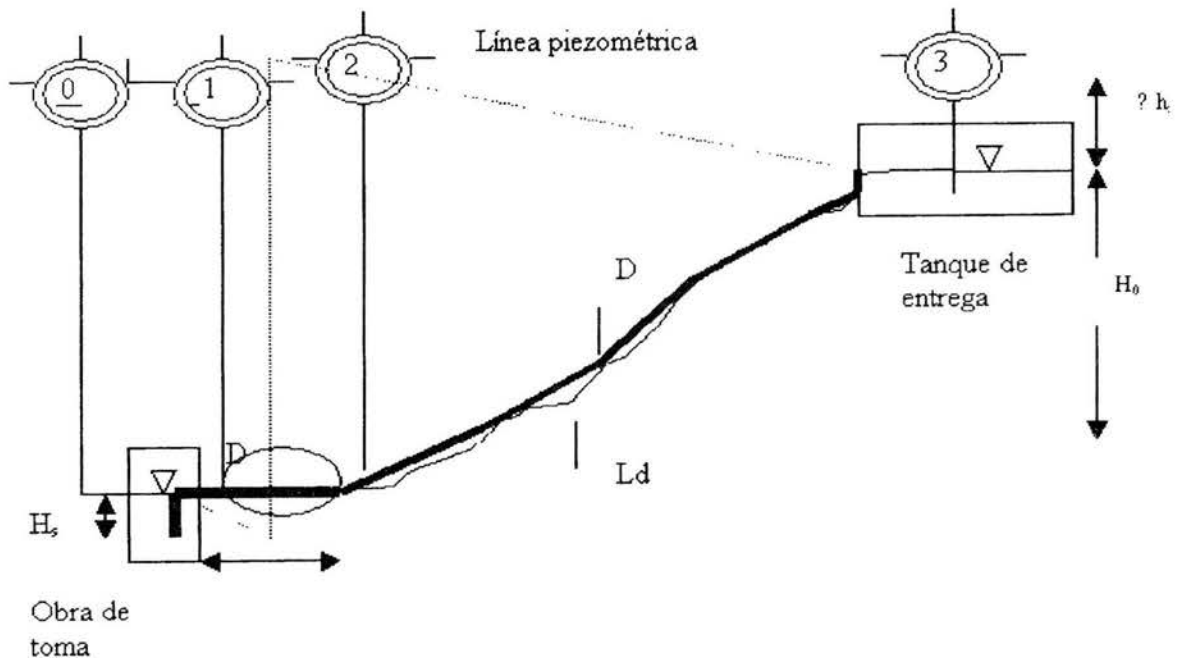
Diametro(D)			K	hf	hl	ht	HB	P	e	Ce
(pulg.)	int. (m)	D 16/3								
4	0.09260	0.00000	13.3753541	22.3963616	4.47927232	26.8756339	141.8756339	75.91590938	1729060.75	864530.376
6	0.14840	0.00004	1.08122583	1.81045859	0.36209172	2.1725503	117.1725503	62.69759271	1428000.37	714000.186
8	0.16540	0.00012	0.32664658	0.55231161	0.11046232	0.66277393	115.8827739	61.86872991	1409600.49	704800.244
10	0.23190	0.00041	0.09999076	0.16742954	0.03348591	0.20091544	115.2009154	61.64259511	1403971.75	701985.873
12	0.29210	0.00141	0.02920086	0.04889537	0.00977907	0.05867445	115.0586744	61.5664837	1402238.23	701119.116

Wt (kg/m)	Wt (Kg)	Ct	Coc	CB	Cm anual	velocidad (m/s)	espesor	GA h (m)	carga total	tubo con valvula 20%
2.88	5184.000	392040	720000.00	85936.8094	240000	4.5288505	0.0038	150.95132	292.82695	58.5653907
6.24	11232.000	566280	720000.00	269599.649	240000	3.52672951	0.0059	115.79820	232.97075	46.594151
10.41	18738.000	740520	720000.00	324384.074	240000	2.8354288	0.0074	74.32801	189.89175	37.9883585
15.91	28638.000	914760	720000.00	350438.153	240000	1.44423696	0.0092	47.37252	162.57343	32.5146865
22.96	41328.000	1089000	720000.00	362318.757	240000	0.91028385	0.0116	29.87262	144.93129	28.9862583

Vp Ce	Vp Cm	Vp Cr (5 años)	Vp Cr (10 años)	COSTO TOTAL
4,732,962.60	1,313,905.28	39,196.74	17,878.07	7,301,919.50
3,908,869.22	1,313,905.28	122,967.41	56,086.81	6,957,708.36
3,869,503.17	1,313,905.28	147,945.07	67,479.85	7,172,718.45
3,843,095.60	1,313,905.28	159,838.75	72,904.24	7,374,942.02
3,838,350.45	1,313,905.28	165,257.63	75,375.85	7,564,207.96

El sistema de bombeo se puede ejemplificar con el siguiente diagrama para efectos de cálculo:

Esquema de línea de conducción por bombeo



- La tubería a bombeo es enterrada y tiene una longitud de 1800 mt, se considera de PVC clase 10 (10 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.

$$H_{\text{bombeo}} = H_s + H_0 + \sum h_f$$

Donde:

H_{bombeo} Carga neta positiva de succión (CNPS).

H_s Altura de la obra de toma a las bombas.

H_0 Altura de las bombas a el tanque de regularización + tirante máximo.

$\sum h_f$ sumatoria de pérdidas.

Se tiene que:

$$\sum h_f = (r * Q^2)$$

donde

$$r = H_f + H_l$$

H_f = perdidas por fricción

H_l = perdidas locales

Q = gasto (m³/s)

$$H_f = [10.3 * n^2 * L / (D^{16/3})]$$

$$H_l = [\sum k / (12.1 * D^4)]$$

TRAMO 2	VALOR K	TOTAL K
2 codos 45	0.5	1
1 salida	1	1
1 v. compuerta	7	7
1 v. check	3	3
	total	12

n= 0.009
 L= 1800 mts
 D= 0.2032 mts
 K = 12

Sustituyendo se tiene:

$$H_f = [(10.3)(0.009)^2 (1800) / (0.2032^{(16/3)})] = 7750.05$$

$$H_i = [12 / (12.1 (0.2032)^4)] = 581.70$$

$$r = 7750.05 + 581.70 = 8131.75$$

Por lo tanto:

$$\sum h_f = (r * Q^2)$$

$$\sum h_f = (8131.75 * (0.03049)^2) = 7.56$$

Finalmente se tiene

$$H_{\text{bombeo}} = 4.50 + (115.00 + 2.10) + 7.56 = 129.16 \approx 130 \text{ mts}$$

- Se necesita una bomba que libere 130 mts de carga (CNPS) con un gasto de 0.03049 m³/seg.
- El arreglo consta de 2 bombas, modelo 27SH de la línea SSH alternando el funcionamiento cada 12 hrs controladas con un sistema de electro niveles entre el carcomo de succión y el tanque de regularización.
- **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 m. 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 (ver anexos de fotos y carta topográfica, en el capítulo 5).**

1.3.3 Tanque de regulación.

El tanque de regularización es la parte del sistema de abastecimiento que permite enviar un gasto constante desde la fuente de abastecimiento y satisfacer las demandas variables de la población. Se acumula el agua en el tanque cuando la demanda en la población es menor que el gasto de llegada, el agua acumulada se utiliza cuando la demanda sea mayor.

Generalmente esta regularización se hace por periodos de 24 horas. Cuando además de la regularización se proporciona un volumen adicional para almacenar agua en el tanque, se dispone entonces de una cantidad de reserva con objeto de no suspender el servicio en casos de desperfectos en la captación o en la conducción, así como satisfacer demandas extraordinarias como es el combate de incendios.

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.

En el proyecto de sistema de abastecimiento a las colonias Santa Rita Norte, Santa Rita Sur y Rinconada San Miguel, se analizaron varios factores para tomar la decisión acerca del tipo y la ubicación del tanque de regularización.

En el primer planteamiento del tipo de tanque, el factor más importante fue el requerimiento de carga en la red para el punto más desfavorable de la misma, el cual requería de 26 mca de carga, la topografía del terreno se puede considerar plana, ya que solo se tiene 5 m. de desnivel entre los dos puntos más lejanos de la red, por todo lo anterior se dedujo que el tanque de regulación debería ser elevado.

Debido a que las dimensiones del tanque elevado resultaron muy grandes sería incosteable la construcción de éste, por lo cuál se planteo un tanque adicional enterrado (cisterna) con las dimensiones necesarias para satisfacer la demanda de la red. El tanque elevado debería cumplir con los requerimientos de carga del punto más desfavorable de la red. Ambos se ubicarían a 350 m. de la red de distribución en el terreno de derecho de vía federal de la autopista Querétaro-Salamanca y camino a San Miguel Octopan.

Con base al planteamiento anterior y al costo que implicaría tener un equipo de bombeo adicional, se tomo la decisión de cambiar su punto de ubicación a un nivel mas alto en el sistema, para ganar carga estática sin tener un tanque con dimensiones grandes y elevado. El tanque se propuso ubicarlo a 1800 m. de la fuente y a 15 210 mts la red de distribución.

Como ya se menciona, la regularización de un sistema de abastecimiento se hace generalmente para periodos de 24 horas. 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. Por el número de habitantes la población se puede considerar pequeña, por lo tanto se utilizara la siguiente tabla:

Tabla de variaciones del consumo expresadas en porcentajes horarios del gasto máximo diario para poblaciones pequeñas (C N A)

TIEMPO	PORCENTAJE
0-1	0.45
1-2	0.45
2-3	0.45
3-4	0.45
4-5	0.45
5-6	0.6
6-7	0.9
7-8	1.35
8-9	1.5
9-10	1.5
10-11	1.5
11-12	1.4
12-13	1.2
13-14	1.4
14-15	1.4
15-16	1.3
16-17	1.3
17-18	1.2
18-19	1
19-20	1
20-21	0.9
21-22	0.9
22-23	0.8
23-24	0.6

Tabla para el cálculo de la capacidad del tanque de almacenaje para el proyecto Sta. Rita

TIEMPO	Qe	Ve	CVH	Qs	Vs	Ve-Vs	Vac	Vi	Ct	Cr
				(m3/S)				87.8112	(m3)	
0-1	0.03049	109.764	0.45	0.013721	49.3938	60.3702	62.5284	151.3206		
1-2	0.03049	109.764	0.45	0.013721	49.3938	60.3702	122.8986	211.6908		
2-3	0.03049	109.764	0.45	0.013721	49.3938	60.3702	183.2688	272.061		
3-4	0.03049	109.764	0.45	0.013721	49.3938	60.3702	243.639	332.4312		
4-5	0.03049	109.764	0.45	0.013721	49.3938	60.3702	304.0092	392.8014		
5-6	0.03049	109.764	0.6	0.018294	65.8584	43.9056	347.9148	436.707		
6-7	0.03049	109.764	0.9	0.027441	98.7876	10.9764	358.8912	447.6834	446.7024	14.65078386
7-8	0.03049	109.764	1.35	0.041162	148.1814	-38.4174	320.4738	409.266		
8-9	0.03049	109.764	1.5	0.045735	164.646	-54.882	265.5918	354.384		
9-10	0.03049	109.764	1.5	0.045735	164.646	-54.882	210.7098	299.502		
10-11	0.03049	109.764	1.5	0.045735	164.646	-54.882	155.8278	244.62		
11-12	0.03049	109.764	1.4	0.042686	153.6696	-43.9056	111.9222	200.7144		
12-13	0.03049	109.764	1.2	0.036588	131.7168	-21.9528	89.9694	178.7616		
13-14	0.03049	109.764	1.4	0.042686	153.6696	-43.9056	46.0638	134.856		
14-15	0.03049	109.764	1.4	0.042686	153.6696	-43.9056	0	90.9504		
15-16	0.03049	109.764	1.3	0.039637	142.6932	-32.9292	-32.9292	58.0212		
16-17	0.03049	109.764	1.3	0.039637	142.6932	-32.9292	-65.8584	25.092		
17-18	0.03049	109.764	1.2	0.036588	131.7168	-21.9528	-87.8112	0		
18-19	0.03049	109.764	1	0.03049	109.764	0	-87.8112	0		
19-20	0.03049	109.764	1	0.03049	109.764	0	-87.8112	0		
20-21	0.03049	109.764	0.9	0.027441	98.7876	10.9764	-76.8348	10.9764		
21-22	0.03049	109.764	0.9	0.027441	98.7876	10.9764	-65.8584	21.9528		
22-23	0.03049	109.764	0.8	0.024392	87.8112	21.9528	-43.9056	43.9056		
23-24	0.03049	109.764	0.6	0.018294	65.8584	43.9056	0	87.8112		
		2634.336			2634.336					

Donde los cálculos se definen de la siguiente manera:

CONCEPTO	CALCULO
Tiempo:	El método es calculado cada hora, 0-1, 1-2, 2-3, etc., relacionado al horario normal de cada día.
Q_e: (Q_{MD})	Gasto de entrada, calculado con la formula siguiente: $Q_e = (cvd)(Q_{md}) \quad Q_e = (1.4)(0.02178) = 0.03049 \text{ m}^3/\text{seg}$
V_e:	Volumen de entrada o suministro al tanque cada hora, se calcula con la formula siguiente: $V_e = (Q_e)(60)(60) \quad V_e = 0.03049(60)(60) = 109.764 \text{ m}^3/\text{hr}$
C V H:	Es el coeficiente de variación horaria para cada hora del día, dado de la tabla para poblaciones pequeñas de la CNA.
Q_s:	Gasto de salida, calculado con la siguiente formula: $Q_s = (Q_e)(CVH) \quad Q_{s0-1} = (0.03049)(0.45) = 0.01372 \text{ m}^3/\text{seg}$
V_s:	Volumen de salida o demanda del tanque cada hora, se calcula con la formula siguiente: $V_s = (Q_s)(60)(60) \quad V_{e0-1} = 0.01372(60)(60) = 49.392 \text{ m}^3/\text{hr}$
V_e-V_s:	Diferencia de volúmenes de entrada y salida del tanque para cada hora del día.
V_{ac}:	Volumen acumulado de V _e -V _s , se calcula: $V_{ac\ 1-2} = V_e - V_{s\ 0-1} + V_e - V_{s\ 1-2}$
V_i:	Volumen inicial cada hora, se inicia con el volumen calculado como el máximo déficit de los valores obtenidos en V _{ac} . $V_i = V_{i\ (anterior)} + V_{ca} \quad V_o = 87.8112. \text{ m}^3/\text{hr}$ $V_{i\ 0-1} = V_o + V_{ca\ 0-1} \quad V_{i\ 0-1} = 87.8112 + 62.5284$ $V_i = 150.3396 \text{ m}^3 \text{ (a la 01:00 hrs.)}$
C_t:	Capacidad del tanque, este se calcula sumando los valores absolutos del máximo déficit y el máximo excedente en la columna de V _{ac} volúmenes acumulados. En este caso el máximo excedente se presenta de las 6:00 a 7:00 hrs 369.486 m ³ y el máximo déficit de 17:00 a 18:00 hrs. (90.9504) m ³ $C_t = 358.8912 + 87.8112 = 446.7024 \text{ m}^3$
C_r:	Coeficiente de regulación: esta dada por $C_r = C_t / Q_{MD}$ $C_r = 446.7024 / 30.49 \quad C_r = 14.65$

Si analizamos la tabla anterior existen horarios marcados donde el volumen de salida es menor al volumen de entrada, por lo que se acumula un volumen importante a considerar para el calculo de la capacidad del tanque, este se da en el transcurso de las 0:00 hrs. – 7:00 hrs. Donde encontramos el máximo excedente.

Después de este momento el gasto de salida es mayor al gasto de entrada, por lo que se empieza a utilizar el volumen acumulado hasta llegar a un máximo déficit, este periodo es de 7:00 - 18:00 hrs.

Posteriormente desciende el gasto de salida hasta llegar a un punto de equilibrio, este periodo se da de las 18:00 – 24:00 hrs.

De todo lo anterior podemos deducir que el volumen del tanque de almacenamiento es de **446.70 m³**. En el tanque de almacenamiento del proyecto Sta. Rita se calcula el volumen real tomando en cuenta el doble de la capacidad 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.

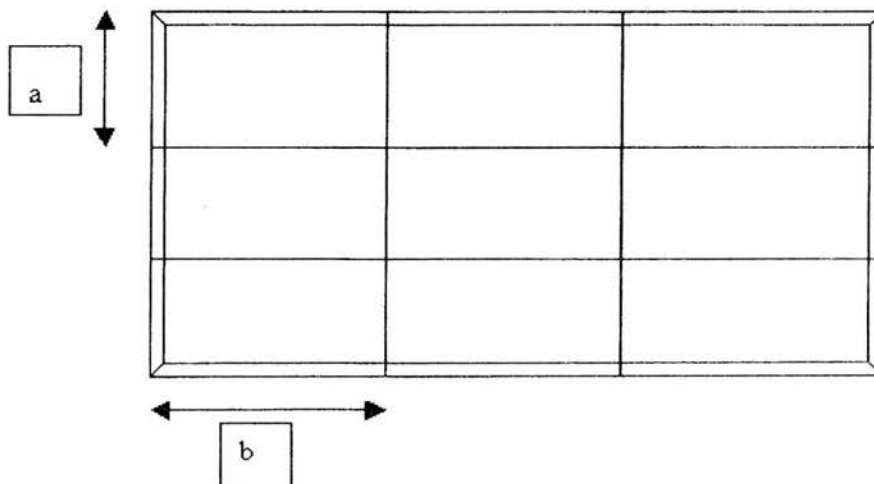
$$V_{\text{real}} = 893.40 \text{ m}^3$$

Para dimensionar el tanque de almacenamiento se propone un tirante de 2.10 mts.

$$A = 893.40 / 2.10$$

$$A = 425.43 \text{ m}^2$$

Para evitar grandes presiones sobre los muros del tanque de almacenamiento generalmente se diseñan con muros divisorios para repartir las cargas de empuje. Lo cual semeja al arreglo siguiente:



Para obtener la relación más económica de a y b se utilizan las siguientes formulas:

$$a = (\sqrt{2A(n+1)}) / 2n$$

$$b = \sqrt{(2A / (n+1))}$$

Donde:

A: área del tanque de almacenamiento.

n: numero de cajones del tanque.

a: lado menor de los cajones.

b: lado mayor de los cajones.

Datos:

proponiendo $n = 15$

$$A = 425.43 \text{ m}^2$$

Entonces se tiene:

$$a = (\sqrt{(2)(425.43)(15+1)}) / 2(15) = 3.89 \approx 4.00 \text{ mts. (por facilidad de construcción)}$$

$$b = \sqrt{(2)(425.43) / (15+1)} = 7.29 \text{ mts} \approx 7.30 \text{ mts}$$

Esto modifica el volumen total (V_t) del tanque, de tal manera que el volumen final de proyecto es:

$$V_t = n \times a \times b \times h_t$$

Donde:

h_t = altura del tirante máximo en el tanque.

n: numero de cajones del tanque.

a: lado menor de los cajones.

b: lado mayor de los cajones.

$$V_t = (15)(4.00)(7.30)(2.10)$$

$$\mathbf{V_t = 919.80 \text{ m}^3}$$

Se recomienda un bordo libre (B_l), éste es el espacio entre el espejo de agua en su tirante máximo y la losa tapa del tanque. Esta denominada por un 0.25% del tirante máximo:

$$B_l = 0.25 (2.10) = \mathbf{0.525 \text{ mts.}}$$

1.3.4 Red de distribución.

La red de distribución tiene la finalidad de proporcionar el agua al usuario en cantidad y calidad adecuada, con presiones que varíen de 1 a 4.5 kg/cm². El servicio se dará a base de toma domiciliaria, en forma continua.

Las tuberías se denominan de la siguiente manera, de acuerdo con las magnitudes de sus diámetros; líneas de alimentación, tuberías principales o troncales y líneas secundarias o de relleno.

- ◇ Líneas de alimentación. Es una tubería que suministra agua directa a la red de distribución y que, partiendo de una fuente de abastecimiento, de un tanque de regulación o del punto en que convergen una línea de conducción y una tubería que aporta agua de un tanque de regulación, termina en el punto donde se hace la primera derivación. En el caso que haya más de una línea de alimentación, la suma de los gastos que escurren en esta línea hacia la red de distribución deberá de ser igual al gasto máximo horario.
- ◇ Tuberías principales o troncales. Siguen en importancia, en cuanto al gasto que por ellas escurre, a la o las líneas de alimentación. A las líneas principales o troncales están conectadas las líneas secundarias o de relleno. Cuando la traza de las calles forma una malla que permita proyectar circuitos con tuberías principales, a estas redes se les denomina "de circuitos" y esas tuberías se localizan a distancias unas de otras entre 400 y 600 m. Si dicha traza es tan irregular que no permite formar circuitos con las tuberías principales, las redes se denominan de "líneas abiertas".
- ◇ Líneas secundarias o de relleno. Una vez localizadas las tuberías de alimentación principales, a las tuberías restantes para cubrir la totalidad de calles se les llama tuberías secundarias o de relleno.

El proyecto de agua potable presentado en esta memoria corresponde a las colonias **RINCONADA SAN MIGUEL** y **SANTA RITA**, localizadas al nor-orienté de la ciudad de Celaya, en terrenos de la *EX – HACIENDA DE SILVA*. Ambas colonias carecen de un servicio de agua potable de calidad, y solo la colonia SANTA RITA 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.

La red existente de agua potable de la colonia SANTA RITA está construida sin contar con un proyecto, 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 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.

Para poder considerar la mejor solución, se analizaron varias alternativas apoyadas en las diferentes corridas obtenidas del programa "Análisis para flujo permanente (estático) en redes de distribución de agua potable (programa REDESTA) desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

El análisis de redes por computadora es el proceso de emplear un modelo matemático contenido en un programa de computadora para simular el funcionamiento hidráulico de un sistema de distribución de agua potable, así como para definir las características del sistema para cumplir con criterios preestablecidos de diseño en lo referente a gastos y presiones disponibles.

El programa 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, es decir 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, para tubería de PVC RD 26 (11.2 kg/cm²). 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. Las tomas domiciliarias serán con tubería de cobre flexible de ½ pulgada de diámetro y cuadro para instalar medidor, de acuerdo al diseño proporcionado por la JUMAPA. 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.

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, (las disposiciones de gasto aguas arriba de cada válvula reguladora de presión se obtuvo haciendo una primera corrida con el arreglo sin considerar válvulas).

-Establecer las cotas superficiales en cada válvula.

5) 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.

En los primeros resultados de las corridas hechas en el programa, se encontraron deficiencias en los diámetros propuestos. En algunos tramos teníamos pérdidas muy alta, (la solución fue aumentar los diámetros) y una carga deficiente en el punto más alejado en la red de distribución, por lo que el tanque de regulación se proyectó en el primer planteamiento, elevado.

Para dar la carga mínima necesaria de 1 kg/cm^2 en el punto más alejado del sistema, establecida por las normas de abastecimiento de agua potable, era necesario darle al tanque una elevación de 26 m a nivel de piso terminado.

En el último planteamiento, donde el tanque de regulación se ubica a 1912 msnm y la colonia a 1760 msnm, se logra tener una carga estática favorable en el sistema, como resultado un tanque de regulación a nivel de piso y con una carga disponible de 45 mca en el primer nodo de la red y en el último suficiente para el abastecimiento de agua a toda la colonia en estudio.

Una vez habiendo hecho todas las consideraciones anteriores se procedió a realizar nuevamente la captura de datos, dando como resultado la siguiente tabla de datos:

RED DE DISTRIBUCION DE SANTA RITA SIN TUBO DE 2"	Nombre del proyecto.
SI	Indicar si graba o no el armado de la red.
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).

31,13.65,1,45,1,1	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, 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/Q _{med} 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

Si el número de bombas es distinto de cero se debe incluir lo siguiente:

Número de identificación de la bomba, carga de la bomba (m), b0, h1, b2 (coeficientes obtenidos de la curva característica), se darán tantos renglones como bombas tenga la red.

Si el número de fugas es distinto de cero se deberá incluir lo siguiente:

Número de nudo con fuga, coeficiente de fuga. Serán tantos renglones como fugas tenga la red.

Si el número de gastos constantes de ingreso es distinto de cero se deberá incluir lo siguiente:

Número de nudo con gasto constante de ingreso, gasto constante de ingreso (m3/seg).

Si el número de accesorios reductores de presión es distinto de cero, entonces se debe incluir los siguiente:

Número de nudo donde se ubica el accesorio reductor de presión, nudo aguas abajo del accesorio, serán tantos renglones como accesorios tenga la red.

Posterior a esto se corre el programa obteniendo los siguientes resultados:

RED DE DISTRIBUCION DE SANTA RITA SIN TUBO DE 2"

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

Se puede observar que la carga máxima es de 45 mca en el tubo No. 31, es el inicio de la red de alimentación, esta carga es la necesaria para que la red de alimentación trabaje en optimas condiciones.

2.- DISEÑO DE LA LINEA DE ALIMENTACION A LA RED.

2.1 Aspectos generales.

La línea de alimentación se puede definir como el conjunto de conductos, estructuras de operación, protección y especiales, destinadas a conducir el agua desde el tanque de regulación hasta el sitio de entrega, la red de distribución. La capacidad de la línea de alimentación se calcula con el gasto máximo horario.

Para definir las características de la línea de alimentación se requiere un análisis donde se evalúan las cargas externas y presión internas, entre diversos materiales se elige el que más se adapte a las especificaciones, para lo cual se requiere un análisis.

Otro estudio importante que abarca este capítulo son los efectos producidos por el golpe de ariete, es decir, la variación de presiones en la tubería. Esto es con el objeto de revisar si los tipos y las clases de la tubería seleccionada son los adecuados y si se requieren 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 o bien un paro accidental.

La detención de una bomba puede ser realizada por el operador, paro programado o por producirse una interrupción en el suministro de energía eléctrica al motor de la bomba, paro accidental.

La diferencia esencial entre el paro programado y el paro accidental radica en que, en el primero, el paro comienza con el cierre a velocidad controlada, de la válvula de descarga de la unidad y la bomba se desenergiza luego que dicha válvula cerró completamente. En el paro accidental lo primero que ocurre es que la máquina se desenergiza. Ello elimina el paro motor sobre la bomba y esta queda liberada de la acción del fluido sobre ella.

El cierre de la válvula de descarga en una segunda etapa y por medios mecánicos puesto que el suministro puede estar cortado. La acción del fluido sobre la bomba en un acueducto ascendente implica, luego de unos pocos segundos, que el flujo invertido por la acción de la gravedad lleva a la máquina a la condición de turbina girando en sentido inverso. Si este flujo invertido se mantiene, la máquina puede ir incrementando su velocidad de rotación invertida y sobrepasar los límites de sobrevelocidad establecida por el fabricante.

Por lo que el paro accidental de una bomba es la causa de los transitorios mas peligrosos y donde la máquina se expone más a sufrir daños significativos. Este fenómeno debe controlarse mediante dispositivos que los eviten o reduzcan, estos dispositivos son los llamados de control.

El escurrimiento del agua de las conducciones por gravedad se pueden efectuar de dos maneras trabajando a superficie libre o funcionando a presión, siendo este caso el que se considera casi una totalidad de las obras de alimentación.

Las consideraciones que se deben tomar en cuenta para el análisis son los que se mencionan a continuación:

- ◇ 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 hidráulica, 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 localizan 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 válvulas de admisión y expulsión de aire 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.
- ◇ Perdida de carga debida a la fricción en la tubería.
- ◇ Perdidas 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 despreciarse 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.
- ◇ El costo de mantenimiento.
- ◇ 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.

2.2 Estudios y selección de alternativas.

A lo largo de su trayectoria se tiene cruces con carreteras, brechas, terracerías, 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 (en el capítulo 5, ver anexos de fotos y carta topográfica).

Para llevar a cabo la selección de la línea de alimentación se hicieron varias alternativas de trazo. Una vez analizada la línea de conducción óptima se determinó el diámetro más adecuado en el cual se eligieron 4 diámetros posibles. En el cálculo hidráulico de una línea a conducción, el caso más frecuente que se presenta es el de 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 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 utiliza la carga disponible 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.

Para el planteamiento definitivo, el tanque de regulación se ubicó en un punto alto a 1912 msnm, ganando carga estática y logrando un tanque a nivel de terreno, posteriormente se tendrá una línea de alimentación a gravedad hasta la red de distribución del sistema.

2.3 Diseño hidráulico.

La línea deberá conducir el gasto máximo horario de la localidad que es de 47.27 l.p.s. Debido a que la mayor parte de los terrenos son para siembra y ganado, la tubería es enterrada y el material a considerar es de PVC. Considerando que este material es de fácil manejo para su colocación y compatible con otros materiales.

Para el análisis de la línea de alimentación se considero lo siguiente:

- ◇ Una longitud de $L = 15210$ m.
- ◇ Tubería de PVC, con una rugosidad $n = 0.009$.
- ◇ Gasto máximo horario de $Q_{Mh} = 47.27$ lps.
- ◇ Una altura inicial de $H_i = 1912$ msnm y una altura final de $H_f = 1762$ msnm.
- ◇ Modulo de elasticidad del agua $E_a = 20670$ kg/cm².
- ◇ Modulo de elasticidad de la tubería $E_t = 28100$ kg/cm².

Llevando a cabo los estudios básicos para el abastecimiento de agua potable a nuestra colonia Santa Rita y Rinconada San Miguel, obtenemos los datos mostrados en los cuadros que se presentan a continuación, de las siguientes fórmulas.

Donde

$$K = (10.3 * n^2) / D e^{16/3}$$

$$H = K * L * Q^2$$

$$C \text{ piez.} = H_i - H$$

$$Carga = H_f - C \text{ piez.}$$

n = rugosidad de la tubería.

D = diámetro, e = espesor.

$C \text{ piez.}$ = cota piezométrica.

H_i = altura inicial, nivel.

Carga = carga disponible.

H_f = altura final, nivel.

L = longitud.

Tabla 2.3.1

TUBERIA EN EL CADENAMIENTO
0+000 AL 15+210, CON TUBERIA DE
PVC CLASE A-10

n=	0.009
L=	15210 mt.
Q	Mh= 47.27 ips.
H	i= 1912 mt.
H	f= 1762 mt.
E	a= 20670 kg/cm ²
E	t= 28100 kg/cm ²

(pulg.)	DIAMETRO		K	PERDIDAS (m)	COTA (msnm) PIEZOMETRICA	CARGA (m)	CLASE 10 (kg/cm ²)	VELOCIDAD (m/s)	GOLPE DE ARIETE (m)	CARGA TOTAL (m)
	(mm)	espesor (mm)								
12	315	11.6	0.2921	20.0965	1891.9035	129.9035	10	0.7054	23.1488	153.0523
10	250	9.2	0.2319	68.8154	1843.1846	81.1846	10	1.1192	36.7098	117.8945
8	200	7.4	0.1854	227.0061	1684.9939	-77.0061	10	1.7510	57.5989	-19.4072
6	160	5.9	0.1484	744.1181	1167.8819	-594.1181	10	2.7329	89.7341	-504.3840

Tabla 2.3.2

TUBERIA EN EL CADENAMIENTO
0+000 AL 15+210, CON TUBERIA DE
PVC CLASE A-14

n=	0.009
L=	15210 mt.
Q _{Mh} =	47.27 lps.
H _i =	1912 mt.
H _f =	1762 mt.
E _a =	20670 kg/cm ²
E _t =	28100 kg/cm ²

(pulg.)	DIAMETRO		K	PERDIDAS (m)	COTA (msnm) PIEZOMETRICA	CARGA (m)	CLASE 10 (kg/cm ²)	VELOCIDAD (m/s)	GOLPE DE ARIETE (m)	CARGA TOTAL (m)
	espesor (mm)	diametro (m)								
12	315	15.9	0.6930	23.5523	1888.4477	126.4477	14	0.7488	28.9006	155.3483
10	250	12.6	2.3788	80.8443	1831.1557	69.1557	14	1.1889	45.8504	115.0062
8	200	10.1	7.8199	265.7680	1646.2320	-115.7680	14	1.8576	71.7073	-44.0607
6	160	8.1	25.7072	873.6873	1038.3127	-723.6873	14	2.9025	112.1714	-611.5160

Espesores promedio - Diámetros interiores promedio

Norma NMX-E-143-SCFI vigente. Constantes "K" para cálculo de pérdidas por fricción de la tubería hidráulica AMANCO serie métrica.

Diámetro Nominal (mm)	Diámetro Exterior (mm)	Espesores promedio (e), Diámetros interiores promedio (d) (en mm) y Constantes para pérdidas por fricción (K)											
		Clase 5			Clase 7			Clase 10			Clase 14		
		e	d	k	e	d	k	e	d	k	e	d	k
50	50							2.0	46.1	11167.4853	2.6	44.9	12854.2430
63	63				1.7	59.7	2812.9622	2.4	58.3	3192.4789	3.3	56.5	3773.7107
80	80	1.7	76.8	734.1202	2.2	75.8	787.2716	3.1	74.0	894.9343	4.1	72.0	1035.7470
100	100	2.0	96.2	220.8479	2.7	94.8	238.8082	3.8	92.6	270.6668	5.2	89.8	318.8256
160	160	3.1	154.0	17.9577	4.2	151.8	19.3900	5.9	148.4	21.8799	8.1	144.0	25.6898
200	200	3.8	192.6	5.4475	5.3	189.6	5.9232	7.4	185.4	6.6749	10.1	180.0	7.8146
250	250	4.7	240.9	1.6516	6.5	237.3	1.7897	9.2	231.9	2.0234	12.6	225.1	2.3715
315	315	6.0	303.3	0.4835	8.2	298.9	0.5227	11.6	292.1	0.5909	15.9	283.5	0.6930
355	355	6.6	342.4	0.2532	9.3	337.0	0.2756	12.9	329.8	0.3093	17.9	319.8	0.3645
400	400	7.5	385.6	0.1344	10.4	379.8	0.1457	14.6	371.4	0.1641	20.1	360.4	0.1927
450	450	8.4	433.9	0.0716	11.7	427.3	0.0777	16.4	417.9	0.0875	22.6	405.5	0.1027
500	500	9.4	482.0	0.0409	12.9	475.0	0.0442	18.2	464.4	0.0498	25.1	450.6	0.0585
630	630	11.8	607.4	0.0119	16.3	598.4	0.0129	22.9	585.2	0.0145	31.6	567.8	0.0171

FORMULA DE MANNING

$$hf = \frac{KLQ}{d^5}$$

hf = pérdidas por fricción en m.
L = longitud en m.
Q = gasto en m³/s

CLASE

Presión máxima de trabajo (Kgf/cm²)

5	7	10	14
5	7	10	14

Módulo de elasticidad del PVC, E = 28, 100 Kgf/cm²

Espesores promedio - Diámetros interiores promedio

Norma NMX-E-145-SCFI vigente. Constantes "K" para cálculo de pérdidas por fricción de la tubería hidráulica AMANCO serie inglesa.

Diámetro Nominal (mm)	Diámetro Exterior Promedio (mm)	Espesores promedio (e), Diámetros interiores promedio (d) (en mm) y Constantes para pérdidas por fricción (K)																		
		RD-41			RD-32.5			RD-26			RD-13.5									
		e	d	k	e	d	k	e	d	k	e	d	k							
13	21.3																	1.9	17.5	1899275.7
19	26.7																	2.3	22.1	550519.93
25	33.4							1.8	29.8	112480							2.8	27.8	162717.09	
32	42.2							1.9	38.4	29210							3.4	35.4	45023.338	
38	48.3						1.8	44.7	13016.9	2.2	43.9	14329.8					3.9	40.5	22004.765	
50	60.3	1.8	56.7	3671.113	2.05	55.9	3885.04	2.6	55.1	4275.44	4.8	50.7	6658.5926							
60	73.0	2.1	68.8	1310.649	2.5	68.0	1394.88	3.1	66.8	1533.61										
75	88.9	2.5	83.9	455.5115	3.0	82.9	485.556	3.7	81.5	531.669										
100	114.3	3.1	108.1	118.5650	3.8	106.7	126.554	4.7	104.9	138.563										
150	168.3	4.4	159.5	14.8926	5.40	157.3	15.9402	6.9	154.5	17.6499										
200	219.1	5.6	207.9	3.6236	7.1	204.9	3.9156	8.9	201.3	4.3039										

FORMULA DE MANNING

$$hf = \frac{KLQ^2}{d^{5.33}}$$

hf = pérdidas por fricción en m.
L = longitud en m.
Q = gasto en m³/s



RD	Presión máxima de trabajo (Kgf/cm ²)
41	6.9
32.5	8.6
26	11.0
13.5	21.7

Módulo de elasticidad del PVC, E = 28, 100 Kgf/cm²

AMANCO se garantiza en frames de 6 metros. Conexiones de espigas y anillos de sistema de unión de espigas y anillos.

Tubería de cemento y con campana en

Para todos los análisis se asignaron diámetros tentativos con base al gasto que transporta y suponiendo una velocidad igual a 1 m/s, según el diámetro obtenido da el parámetro para analizar un diámetro menor y otro mayor, obteniendo así la mejor solución. Calculando posteriormente la velocidad real.

Para seleccionar el diámetro adecuado, su velocidad debe estar entre los rangos de 0.6 m/s - 3 m/s (puede ser un valor intermedio como 1.5 m/s), no podemos considerar cargas negativas ya que la tubería puede fallar por colapso.

El primer análisis corresponde a la **tabla 2.3.1** (pag. 47), como longitud se consideró la distancia total ($L = 15210$ m) entre el tanque de regulación y la red de distribución, el gasto máximo horario (47.27 lps), un desnivel de 150 m y una tubería de PVC clase A-10 para cuatro diámetros diferentes, la cual resiste una carga total de 10 kg/cm^2 .

El diámetro que cumple con lo anterior es el de 10" (250mm), PVC clase 10, ya que tenemos como resultado una carga de 81.18 m (8.1 kg/cm^2) con una velocidad de 1.12 m/s. Ahora, si se considera una válvula de control (compuerta) al final de la línea de alimentación y al inicio de la red de distribución, que pueda ser cerrada para mantenimiento de la misma, se presenta un fenómeno llamado GOLPE DE ARIETE, el cual se puede analizar con la siguiente fórmula:

$$H = \sqrt{\frac{143 V}{1 + \frac{FaD}{Efe}}}$$

Teniendo como resultado una carga total de 117.89 m (11.8 kg/cm^2), bajo estas condiciones de trabajo el tubo no es capaz de soportar estos valores de presión, ya que solo resiste 10 kg/cm^2 .

El segundo análisis corresponde a la **tabla 2.3.2** (pag. 48), como longitud se consideró también la distancia total $L = 15210$ m, entre el tanque de regulación y la red de distribución, el gasto máximo horario (47.27 lps), un desnivel de 150 m y una tubería de PVC clase A-14 para cuatro diámetros diferentes, la cual resiste una carga total de 14 kg/cm^2 .

El diámetro que cumple es de 10" (250mm), PVC clase A-14, teniendo como resultado una carga de 69.16 m (6.9 kg/cm^2) con una velocidad de 1.19 m/s . Ahora, si consideramos una válvula de control (compuerta) al final de la línea de alimentación y al inicio de la red de distribución, que pueda ser cerrada para mantenimiento de las mismas, se presenta un fenómeno llamado GOLPE DE ARIETE, provocando una carga total de trabajo de 115.01 m (11.5 Kg/cm^2) la tubería es correcta, si se considera que esta diseñada para resistir 14 Kg/cm^2 .

Los resultados obtenidos en este segundo análisis al ser graficados en el perfil topográfico se observó que en el cambio brusco de la pendiente del terreno, cadenamiento 2+135, tenemos una carga de trabajo de 125 m (12.5 kg/cm^2), que la tubería clase A-14 puede soportar. (Ver plano AP-01, capítulo 5).

El diámetro correcto para la línea de alimentación por gravedad en el proyecto de la colonia Santa Rita y Rinconada San Miguel, se recomienda de PVC clase 14 y con un diámetro de 10" (250 mm).

3. ANALISIS DE ACCESORIOS Y PIEZAS ESPECIALES, NECESARIOS EN LA LINEA DE ALIMENTACION.

3.1 Válvulas.

3.1.1 Definición y aspectos teóricos.

Las válvulas son “accesorios complementarios” que se utilizan en la tubería para el abastecimiento de agua potable.

Existen varios tipos de válvula que son necesarias para el funcionamiento adecuado de una línea de conducción de agua potable.

La selección de la válvula depende del tipo de servicio que se requiera.

En la selección de la válvula generalmente se toman en cuenta las siguientes características:

- ◇ Tipo de válvula (función y servicio).
- ◇ Materiales de construcción (fo. fo., bronce, acero inoxidable).
- ◇ Capacidad (presión, temperatura).
- ◇ Material de las juntas.
- ◇ Costo.
- ◇ Disponibilidad en el mercado.

Una consideración importante en la selección de las válvulas es verificar que estas cumplan con las normas y especificaciones que regulan la construcción y el uso de las mismas, ya que el fabricante al apegarse a estos estándares garantiza que su producto ha pasado satisfactoriamente las pruebas a las que debe ser sometido todo accesorio; a continuación se mencionan algunas de las más usuales.

- ◇ ANSI (American National Standard Institute).
- ◇ MSS (Manufacturers Standardization Institute).
- ◇ ASTM (American Society Testing of Materials).
- ◇ API (American Petroleum Institute).

Posteriormente deberá establecerse el uso o la función que vaya a tener la válvula.

a) Control.

- ◇ Seccionamiento o bloqueo. La función de estas válvulas es bloquear ciertas zonas, controlando los gastos que ingresan en ellas. El aislamiento generalmente se utiliza para realizar trabajos de mantenimiento o reparación.
- ◇ De drenado o vaciado. 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.
- ◇ De control de la cavitación. Este tipo de válvulas controla el flujo o disipa el exceso de energía, limitando con ello el valor de la cavitación a un valor aceptable.
- ◇ Bypass. La función de estas válvulas es recircular el agua en un arranque de bomba, en un llenado de tuberías o bien en una zona donde está instalada una válvula de difícil operación, actuando sobre la presión y facilitando con ello las maniobras de dicha válvula.

b) Regulación de presión.

- ◇ Alivio de presión. La función de estas válvulas es proteger a las tuberías de las presiones excesivas, principalmente de las sobrepresiones por golpe de ariete.

c) De no retorno.

- ◇ Válvula 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.

d) De control de aire.

- ◇ Eliminadora de aire. Este tipo de válvula expulsa pequeñas cantidades de aire que se acumula en los puntos altos de una línea de conducción. Este aire generalmente es arrastrado por el agua en su movimiento por la tubería y difícilmente se puede evitar, por lo que es importante no dejar de colocar este tipo de válvulas en las líneas, sobre todo en aquellas de gran longitud.
- ◇ De aire-vacío. Estas válvulas expulsan grandes volúmenes de aire de las líneas de conducción cuando se están llenando e inyectan aire a la línea de conducción cuando ésta se vacía.

◇ **Válvulas de compuerta.**

Las válvulas de compuerta se emplean con el objeto de aislar en un momento dado algún elemento o sección del sistema para poder efectuar una reparación, inspección o dar mantenimiento, sin que se interrumpa el servicio. Se instala en la descarga de cada bomba, después de la válvula de alivio, se instala con el fin de vaciar la tubería de tiempo en tiempo, lo que permite efectuarle una especie de lavado. El diámetro de la válvula de compuerta es la mitad del de la tubería de conducción. Esta diseñada propiamente para ser operada cuando se requiera un cierre o abertura total.

Como su nombre lo indica consiste en una estructura que permite el deslizamiento de un disco en posición vertical para dar paso o cerrar, en forma hermética a altas presiones, abierta totalmente causa pocas pérdidas. Requiere de una gran fuerza para su operación, si es de gran tamaño requiere de muchos minutos para ser cerrada. Estas válvulas pueden ser de vástago levantara o no, cuenta con extremos provistos de bridas. Las válvulas de uso frecuente pueden ser de operación hidráulica o eléctrica, así como de operación manual.

◇ **Válvulas de mariposa.**

Las válvulas de mariposa pueden sustituir a la de compuerta cuando se requieren diámetros grandes y para presiones bajas en la línea, se operan por medio de una flecha que acciona un disco haciéndola girar centrado en el cuerpo de la válvula; la operación puede ser manual, semiautomática o automática.

La válvula consiste en un cuerpo tubular en donde va montado un disco denominado mariposa que pivotea sobre un eje central. En el exterior se tiene un indicador para saber la posición del disco. Compite con las de compuerta en cuanto a su utilización, pero tiene la ventaja de ser más ligera cuando se requiere para grandes diámetros, ya que son de menor tamaño, tiene mínimo desgaste por fricción, facilidad de operación y son de menor precio que las de compuerta. Tiene la desventaja de presentar mayores pérdidas aún estando totalmente abierta y no son adecuadas para líquidos que contengan materias que puedan impedir su cierre.

◇ **Válvulas 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.

◇ **Válvulas de retención.**

Estas válvulas se usan con el objeto de retener la masa de agua que se encuentra en la tubería cuando la bomba suspende su operación y con el fin de evitar esfuerzos excesivos en las bombas debido al fenómeno del golpe de ariete.

Hay varios tipos de estas: de aire, check, duo-check, check silenciosa, roto check, compuerta, mariposa, alivio.

Las más usuales son la check tradicional o de columpio; El objeto de esta válvula consiste en dejar pasar el agua en un solo sentido y automáticamente impedir que lo haga en sentido inverso al normal de trabajo, para ello consta de una placa con charnela a manera de compuerta y casi equilibrada con su peso para ser movida y quedar abierta, con la ayuda del agua que circula en el sentido deseado.

La segunda se denomina duo- check y consta esencialmente de dos medias lunas conectadas a un eje vertical que se abren según el sentido de escurrimiento, las pérdidas de carga son mayores que en la tradicional.

La tercera se denomina check silenciosa tiene la característica de efectuar un cierre un poco lento, con lo cuál se consigue prolongar la vida de la válvula y elimina el ruido.

La selección del tipo de check para una determinada instalación dependerá del diámetro de la válvula a emplear de las presiones a que operara y de su costo.

◇ **Válvulas de alivio contra golpe de ariete.**

Su función es disipar las sobrepresiones por golpe de ariete, abriendo una conexión entre el interior del acueducto, y la atmósfera, cuando la presión interior sobrepasa un límite "P max." Previamente establecido. Esta válvula puede calibrarse y esta diseñada para abrir automáticamente y descargar al exterior, cuando la presión en la línea sea mayor que aquella a la que fue calibrada. Según el modelo, consta de un pistón que es accionado por la presión del agua para moverse hacia arriba del cuerpo de la válvula, a este movimiento se opone un resorte con presión controlable según se desee calibrar la presión del flujo.

◇ **Válvulas eliminadoras de aire.**

Algunas se instalan con el objeto de expulsar el aire retenido en la succión cuando la bomba no trabaja, esta expulsión se efectúa luego de iniciarse la operación de la bomba se ubican generalmente a continuación de la junta flexible, se instalan a lo largo de la línea de conducción.

Al acumularse en el interior de una conducción tiende a ocupar los puntos topográficos altos del perfil de la línea, si no se extrae se produce la interrupción del flujo del agua.

Cuando una línea de conducción no esta llena de agua, se le conoce como "purgada", los inconvenientes descritos se repiten en cada punto alto del perfil de la línea, sus efectos se suman y el rendimiento de la conducción disminuye en forma progresiva, todos los puntos altos deben estar provistos de válvulas que permitan evacuar el aire automáticamente a medida que se acumula, cuando la topografía sea plana las válvulas eliminadoras de aire se ubican en puntos situados a cada 1.5km como máximo y en los puntos más altos del perfil de la línea.

El diámetro de la válvula de expulsión de aire se puede seleccionar de acuerdo al diámetro de la tubería y gasto que conducirá la línea.

La instalación de este tipo de válvula permite dar salida al aire que contiene el agua que circula en una tubería de conducción, este aire se va acumulando en los puntos altos y cambios de pendiente y conforme aumenta el volumen reducen el área efectiva de flujo; pudiendo ocasionar inclusive una interrupción de toda la sección, por lo que, con la instalación de esta válvula se evitarán estos problemas, ya que se irá eliminando continuamente el aire acumulado. Existen varios modelos de estas válvulas, pero básicamente consta de una cámara en donde el agua eleva un flotador para cerrar un orificio existente en la parte superior y que baja cuando la cantidad de aire adquiere cierto volumen, permitiendo automáticamente la salida del aire acumulado.

◇ **Válvula combinada.**

La válvula combinada para aire esta constituida por dos válvulas, una eliminadora de aire, acoplada a otra de admisión y expulsión de aire; la primera permite descargar pequeñas y continuas cantidades de aire, lo que por su diseño la segunda no lo permite realizar.

◇ **Válvula de desfogue o drenaje.**

Este tipo de válvula se debe colocar en los puntos más bajos de una línea de conducción, con la finalidad de drenar la tubería para posibles inspecciones o reparaciones.

◇ **Válvula de admisión y expulsión de aire.**

También conocida como válvula de admisión y expulsión de aire o válvula de aire-vacío, éstas expulsan grandes cantidades de aire cuando una tubería se está llenando y por otro lado dejan entrar aire del exterior cuando una tubería se esta vaciando, aliviando de esta forma la presión negativa y evitando que la tubería se aplaste por el efecto de la presión atmosférica.

3.1.2 Diseño hidráulico.

3.1.2.1 Válvulas de seccionamiento.

a) Criterio de diseño. Se basa en considerar las pérdidas que produzca la válvula al sistema, para diferentes condiciones de funcionamiento o grados de apertura.

b) Metodología:

- ◇ Ubicar los sitios en donde se colocarán las válvulas. El sitio generalmente depende de la función que le queremos dar a la válvula.
- ◇ Seleccionamos el tipo de válvula a usar y se procede a hacer un análisis de funcionamiento como parte integrante del sistema .
- ◇ Para hacer el análisis del comportamiento de la válvula, es necesario obtener de los fabricantes "las curvas de descarga" o de "pérdidas" para diferentes porcentajes de apertura.
- ◇ Se proponen diferentes condiciones de apertura de la válvula en por ciento, con ayuda de la curva de descarga obtendremos el valor del coeficiente C_d para cada apertura.
- ◇ Para cada uno de los coeficientes C_d , se calcula el correspondiente valor de pérdidas K_e , utilizando la siguiente ecuación:

$$K_e = \frac{1}{C_d^2} - 1$$

- ◇ Para cada valor de K_e se calcula la velocidad en la válvula, considerando todas las tuberías del sistema; para ello se utiliza la ecuación de Bernoulli o de energía.

$$Z_1 = Z_2 + \frac{(f L + K_e)}{D} \frac{V^2}{2g}$$

- ◇ Para cada valor de velocidad calculada en el paso anterior se obtiene el porcentaje que representa el valor de velocidad máximo calculada. Estos resultados permitirán observar como se comporta la válvula para diferentes aperturas.

El criterio de selección consiste en tomar aquellas válvula que presentan pocas variación de velocidad para una variedad de aperturas.

Para este proyecto el cálculo de la válvula de seccionamiento es el siguiente:

c) Cálculo para la válvula de seccionamiento.:

- ◇ Se propone utilizar una válvula de compuerta de 10" de diámetro.
- ◇ Del fabricante solicitamos la gráfica de curvas de descarga, para diferentes porcentajes, y con la ayuda de esa curva obtenemos el valor del coeficiente C_d , para cada apertura; con este dato se calcula el coeficiente de pérdidas K_e , con la siguiente ecuación.

$$K_e = \frac{1}{C_d^2} - 1$$

Y posteriormente para cada valor de K_e obtenido se calcula la velocidad en la válvula, utilizando la siguiente ecuación de energía.

$$Z_1 = Z_2 + \frac{(f L + K_e) V^2}{D \cdot 2g}$$

De la cual se despeja la velocidad:

$$V = \sqrt{\frac{2g (Z_1 - Z_2) D}{(fL + K_e)}}$$

Se utiliza la válvula marca Mymaco ya que no presenta gran variación de velocidad para las diferentes aperturas.

% APERTURA	Cd	Ke	V (m/s)	% V max
100	1.00	0.00	1.70	100.00
90	0.84	0.42	1.70	99.98
80	0.59	1.87	1.70	99.91
70	0.38	5.93	1.70	99.71
60	0.25	15.00	1.69	99.27
50	0.16	38.06	1.67	98.17
40	0.10	99.00	1.63	95.45
30	0.06	276.78	1.51	88.63
20	0.04	624.00	1.34	78.68
10	0.02	2499.00	0.92	53.73

3.1.2.2 Válvulas de desfogue.

a) Criterio de diseño.

- ◇ Estas válvulas se diseñan para vaciar el agua contenida en las tuberías en un tiempo determinado.

El modelo matemático que se utiliza en el análisis de esta válvula es el equivalente a las descarga a través de un orificio del volumen de agua contenido en un depósito.

$$T = \frac{2 V_a}{Q_a}$$

Donde:

T = tiempo total de variación.

V_a = volumen del líquido contenido en el recipiente.

Q_a = gasto al iniciarse el vaciado, bajo la carga H_a

$$V_a = A L \text{ (del tubo)}$$

Donde:

V_a = volumen del agua a desalojar.

A = área interior de la tubería.

L = longitud de la tubería.

$$Q_a = C_d A \sqrt{2 g H_a}$$

b) Metodología:

- ◇ Ubicar el sitio donde se instala la válvula.
- ◇ Se calcula el volumen de agua a desalojar.

$$V_a = A L$$

- ◇ Se propone un tiempo de vaciado total de acuerdo a las necesidades de operación que se tenga en el sistema.
- ◇ Se calcula el gasto de vaciado total.

$$Q = \frac{2 V}{T}$$

- ◇ Se Calcula el área de la válvula para desalojar el gasto anterior mediante la ecuación siguiente:

$$A_v = Q \frac{\sqrt{K_v + 1 + f L/D}}{\sqrt{2 g h}}$$

Donde:

A_v = al área de apertura de la válvula.

Q = gasto desalojado.

f = factor de fricción de Darcy para el tubo de descarga, se calcula el número de Reynolds y de la tabla de rugosidad relativa ϵ / D , con los datos obtenidos entramos al diagrama de Moody para obtener f .

L = longitud del tubo de descarga.

D = Diámetro del tubo de descarga.

h = carga hidrostática sobre la válvula.

K_v = coeficiente de pérdida de la válvula.

- ◇ Se determina el tamaño de la válvula en función del área A_v

$$d_v = \sqrt{\frac{4 A_v}{\pi}}$$

Donde:

d_v = Diámetro de apertura de la válvula. Generalmente este valor se estima al 100% de apertura. No necesariamente es el tamaño nominal de la válvula.

Para este proyecto el cálculo de las válvulas de desfogue es el siguiente:

c) Cálculo para la válvula de desfogue:

- ◇ Ubicado el sitio donde se instalará este tipo de válvula, se calcula el volumen de agua a desalojar con la ecuación:

$$V_a = A * L$$

- ◇ Para el cálculo se toma la válvula que deberá estar colocada en el cadenamiento 2+135, que corresponde a una longitud acumulada en la tubería de 2135m; esta válvula es la que va a desalojar el agua donde termina la mayor pendiente topográfica.

Datos:

Diámetro de la tubería 10 " = 250 cm

$A = 0.03976 \text{ m}^2$

$L = 2135 \text{ m}$

Sustituyendo:

$$V_a = 0.03976 * 2135$$

$$V_a = 84.89 \text{ m}^3$$

- ◇ Se propone un tiempo de vaciado total T, de acuerdo a las necesidades de operación que se tenga en el sistema:

Datos

$T = 2 \text{ hrs} = 7200 \text{ seg.}$

- ◇ Se calcula el gasto de vaciado total, que será igual a:

$$Q = \frac{2 V_a}{T} = \frac{2 * 84.89 \text{ m}^3}{7200}$$

$$Q = 0.02358 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

- ◇ A continuación se calcula el área de la válvula para desalojar el gasto Q anterior, mediante la fórmula siguiente:

$$A_v = Q \frac{\sqrt{K_v + 1 + f L/D}}{\sqrt{2 g h}}$$

Datos:

$$Q = 0.02358 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\epsilon = 0.0015 \quad \epsilon/d = 0.0000066 \quad f = 0.015.$$

L = se propone de 2 m.

D = diámetro del tubo de descarga, se propone de 2 " = 0.0449 m.

h = 125 m.

$$K_v = 0.29$$

Sustituyendo:

$$A_v = 0.02358 \frac{\sqrt{0.29 + 1 + 0.015 (2)/0.0449}}{\sqrt{2 * 9.81 * 125}}$$

$$A_v = 0.00067 \text{ m}^2$$

- ◇ Los valores de fricción " f " y el coeficiente de pérdida " K_v ", se consultaron en el libro "Hidráulica General" Gilberto Sotelo Avila, tabla 8.3 pág. 282 y tabla 8.11 pág. 305.

Finalmente se determina el tamaño de la válvula, en función del área A_v , con la siguiente formula:

$$d_v = \sqrt{\frac{4 A_v}{\pi}}$$

$$d_v = 0.029 \text{ m}$$

Como la dimensión que resultó no es una mediada comercial, se ajustará hacia arriba resultando una válvula de compuerta, que puede ser marca Mymaco o similar de 2" (0.0508 m). Se consideró el tramo más largo, es decir la tubería con las condiciones mas desfavorables, por lo que se puede uniformizar todas las válvulas para desfogue, con las mismas características.

3.1.2.3 Válvula eliminadora de aire.

a) Criterio de diseño.

- ◇ Se diseña para desalojar el aire que viene mezclado con el agua, se considera que este volumen de aire representa un 2 % del volumen de agua de la línea.

b) Metodología.

- ◇ Se calcula el gasto de aire " Q_a " a desalojar.

$$Q_a = 0.02 Q \text{ liquido}$$

Donde:

Q liquido = es el gasto que se tiene en la tubería.

- ◇ Del plano en el que está dibujada la línea de alimentación y el gradiente hidráulico, se puede obtener la presión "P" que produce el gradiente en el sitio donde se coloca la válvula.
- ◇ Con los valores Q_a y P se determina el diámetro de Venteo " Φ " de la válvula (diámetro por donde va a escapar el aire de la válvula), usando gráficas que proporciona el fabricante. Se escoge el diámetro " Φ " inmediato mayor al punto de intersección (P, Q_a).
- ◇ Con el valor " Φ " se recurre a los catálogos de los fabricantes para seleccionar el modelo de válvula que tenga ese tamaño de orificio de salida. Generalmente el diámetro nominal de la válvula no es igual al " Φ " calculado.

c) Cálculo para la válvula eliminadora de aire.

- ◇ Previamente se determina el sitio donde se colocará la válvula, para el cálculo se considera que el volumen total del agua transportada en una tubería contiene un 2% de aire disuelto, y se obtiene con la siguiente fórmula:

$$Q_a = 0.02 Q \text{ liquido}$$

Datos:

$$Q \text{ liquido} = 47.27 \text{ lps} = 0.04727 \text{ m}^3$$

Sustituimos.

$$Q_a = 0.02 * 0.04727$$

$$Q_a = 0.00095 \text{ m}^3/\text{seg}$$

- ◇ Como paso siguiente se necesita el dato de la presión P, que produce el gradiente hidráulico en el sitio donde se instalará la válvula. Tomando en cuenta la presión máxima que se encontró en la línea de alimentación (nodo 42), con el fin de analizar la más desfavorable y cubrir las necesidades en este renglón. Los siguientes datos se trasladan al sistema ingles para poder consultar los catálogos de los proveedores.

Datos:

$$Q_a = 0.00095 \text{ m}^3/\text{seg} = 0.0567 \text{ m}^3/\text{min} = 2.003 \text{ pie}^3/\text{min}.$$

$$P = 126 \text{ m} = 12.6 \text{ kg/cm}^2 = 179.25 \text{ lbs / pulg}^2.$$

- ◇ Finalmente con el gasto de Q_a y la presión P se consulta la tabla del fabricante para determinar el diámetro de venteo " Φ ", indica que se debe usar una válvula eliminadora de aire con orificio de salida de 3/32"; que corresponde a una válvula marca Renval, modelo RE1, clase 125, presión de operación máxima 200 PSI

3.1.2.4 Válvula de admisión y expulsión de aire.

a) Criterio de diseño.

- ◇ Se considera que el gasto de diseño Q_d es igual al gasto líquido transportado.

b.1) Metodología, para expulsar aire.

- ◇ Se identifica la ubicación de la válvula.
- ◇ Se calcula el gasto de aire Q_d por expulsar, donde la tubería llena es por gravedad.

$$Q_d = 0.08666 \sqrt{SD^5}$$

Donde:

Q_d en pies cubico por segundo (pie^3/seg).

S pendiente del tubo, se usará el tramo de tubería que tenga la pendiente mas pronunciada.

D diámetro del tubo en pulgadas. Las unidades se expresan en sistema ingles, debido a que los catálogos del fabricante así lo establecen.

- ◇ Se determina el tamaño de la válvula utilizando una gráfica del fabricante de Q_d con ΔP .

$$\Delta P = 0.14 \text{ Kg /cm}^2 = 2 \text{ psi (lbs/pulg}^2\text{)}$$

b.2) Metodología, para admitir aire.

- ◇ Calcular el flujo de aire Q_d considerando que el flujo se drena por gravedad.

$$Q_d = 0.08666 \sqrt{SD^5}$$

- ◇ Calcular la presión de colapso de la tubería (P_c).

$$P_c = 16,500,000 (e/D)^3$$

Donde:

e = espesor del tubo en pulgadas.

D = diámetro del tubo en pulgadas.

P_c = en PSI.

- ◇ Calculamos la presión atmosférica (P_{atm}) del lugar donde se colocará la válvula.

$$P_{atm} = \gamma_{\text{liquido}} * H_{\text{liquido}}$$

$$H_{\text{liquido}} = \frac{10 - \text{elevación del lugar en msnm}}{900}$$

- ◇ Se calcula la diferencia de presiones ΔP .

$$\Delta P = P_{atm} - P_c$$

Si $\Delta P > 5 \text{ PSI}$ usar $\Delta P = 5 \text{ PSI}$

$\Delta P < 5 \text{ PSI}$ usar el valor de ΔP que resulte.

- ◇ Se define el tamaño de la válvula usando las gráficas del fabricante con la intersección de los valores de ΔP y Q_d .
- ◇ Finalmente se selecciona la válvula más grande obtenida de las dos etapas de funcionamiento (expulsar y admitir aire).

c.1) Cálculo para la válvula de expulsión de aire.

- ◇ Este cálculo considera que el gasto de aire Q_d es igual al líquido Q_{liquido} transportado.
- ◇ Se identifica el lugar de ubicación de la válvula, y el gasto Q_d por expulsar, se obtiene de la siguiente fórmula.

$$Q_d = 0.08666 \sqrt{S D^5}$$

- ◇ Para expulsar aire. Se debe determinar el diámetro mínimo permisible de la válvula, capaz de expulsar aire en pies cúbicos por segundo (PCS), y no se debe exceder la presión diferencial ΔP que la válvula soporta y que es de 0.14 Kg/cm² (2 lbs/pulg²).
- ◇ Utilizamos la pendiente más desfavorables para cubrir todos los rangos.

Datos:

$$D = 10''$$

$$S = 0.0618$$

Sustituyendo:

$$Q_d = 0.08666 \sqrt{0.0618 * 10^5}$$

$$Q_d = 6.81 \text{ pies}^3/\text{seg (PCS)}$$

- ◇ Se determina el tamaño de válvula utilizando una gráfica del fabricante, entrando con el gasto de aire Q_d y la presión citada; y el diámetro que se obtiene es el de una válvula con un diámetro de 2" de entrada y salida, lo que corresponde a una válvula RAV2 marca RENVAL o similar.

c.2) Cálculo para la válvula de admisión de aire.

- ◇ Para el caso de admitir aire el cálculo se debe considerar que en el diseño de la válvula se toma en cuenta que no debe excederse una cantidad en la diferencial de presión ΔP , la cual es producida por la atmósfera en el momento que se vacía la tubería.
- ◇ Esta diferencial de presión ΔP a través del orificio de la válvula no deberá ser mayor de 0.35 Kg/cm² o bien 5 lbs/pulg² (PSI).
- ◇ Primero se calcula la presión de colapso de la tubería P_c con la siguiente:

$$P_c = 16,500,000 (e/D)^3$$

Datos:

$$e = 12.6 \text{ mm} = 0.496 \text{ "}$$

$$D = 10 \text{ "}$$

Sustituyendo:

$$P_c = 16500000 * (0.496 / 10)^3$$

$$P_c = 2013.39 \text{ PSI}$$

- ◇ Calculamos la presión atmosférica P_{atm} del sitio en donde se ubicará la válvula, con la siguiente expresión.

$$P_{atm} = \gamma_{\text{liquido}} H_{\text{liquido}}$$

Donde:

$$H_{\text{liquido}} = \frac{10 - \text{elevación del lugar en msnm}}{900}$$

$$H_{\text{liquido}} = 10 - 1780/900 = 8.02 \text{ m}$$

Entonces:

$$P_{atm} = 1000 \text{ Kg/m}^3 * 8.02 \text{ m}$$

$$P_{atm} = 8020 \text{ Kg/m}^2 = 11.41 \text{ PSI}$$

- ◇ Se calcula la diferencia de presión ΔP con la siguiente fórmula.

$$\Delta P = P_{atm} - P_c$$

$$\Delta P = 11.41 - 2013.39 = - 2001.98 \text{ PSI}$$

Entonces:

$$\Delta P < 5 \text{ PSI}$$

El valor negativo indica aparentemente que no hay necesidad de utilizar válvula para admitir aire, sin embargo con el gasto de aire Q_d calculado, entramos a la gráfica y se obtiene que debe utilizarse una válvula con diámetro de 2" de entrada y salida.

Tomando en cuenta los dos criterios para admitir y expulsar aire en la tubería, se concluye que pueden utilizarse para este caso, válvulas tipo RAV2 marca Renval o similar y para mayor seguridad en la línea de alimentación se puede utilizar válvulas combinadas de admisión y expulsión de aire de 2" de entrada y salida, conjuntamente con válvulas eliminadoras de aire de 3/32 de pulgada.

3.1.2.5 Válvula reductora de presión.

a) Criterio de diseño.

Su función es proteger a las tuberías de las presiones excesivas, reduciendo la presión.

b) Metodología.

El criterio de diseño lo establece el valor de presión que se quiere reducir. Se considera en estos casos que la válvula principal tenga el tamaño de la línea de alimentación.

c) Cálculo para la válvula reductora de presión.

En este análisis se considera la carga necesaria para que la red de agua potable trabaje en buenas condiciones 45 mca (4.5 kg/cm²). Se tiene una carga total en la línea de alimentación de 69.16 metros columna de agua (6.92 kg/cm²) y una **carga máxima** de 115.01 mca (11.50 kg/cm²).

La **carga máxima** es la resultante del cierre de la válvula de control (compuerta), ubicada al final de la línea de alimentación.

$$Q_{ext} = \Delta h (g A) / a$$

Donde

$$\Delta h = 70.01 \text{ mca}$$

$$Q_{ext} = \text{extraordinario m}^3/\text{s}$$

$$A = 0.0398 \text{ m}^2, \text{ área del tubo}$$

$$a = 1000 \text{ m/s}^2, \text{ ac. de la onda}$$

$$Q_{ext} = 70.01 (9.81 * 0.0398) / 1000$$

$$Q_{ext} = 0.027 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se puede concluir que puede utilizarse para este caso, una válvula modelo 20WRT, marca Renval o similar y para mayor seguridad de nuestra línea de alimentación anexar las válvulas ya determinadas.

3.1.3 Especificaciones.

◇ Válvulas de seccionamiento y de desfogue.

Se utilizarán válvulas de compuerta con las siguientes características y tipo de material.

- De palanca con plato modulador.
- Cierre hermético.
- Cuerpo de acero fundido o hierro nodular.
- Disco de hierro nodular con recubrimiento de níquel.
- Vástago ascendente, de acero fundido.
- Asiento de teflon sobre acero.
- Instalación por medio de bridas atornilladas con empaque de plomo.

◇ Válvula eliminadora de aire.






Se utilizaran válvulas con las siguientes características y materiales:

- Cuerpo y tapa de fierro fundido con recubrimiento de pintura epóxica por dentro y por fuera.
- Flotador de acero inoxidable.
- Asiento de bronce o de acrílo-nitrilo (BUNAN).
- Esprea, palancas y mecanismos de acero inoxidable o bronce.
- Instalación: deben ser colocadas en posición vertical, colocándose siempre una válvula de seccionamiento entre la línea y la válvula.

◇ Válvula combinada.

Se utilizaran válvulas con las siguientes características y materiales:

- Cuerpo y tapa de fierro fundido con recubrimiento de pintura epóxica por dentro y fuera.
- Flotador de acero inoxidable.
- Asiento de bronce o de acrílo-nitrilo.
- Instalación: deberá colocarse verticalmente en todos los puntos de la línea y montarse sobre una válvula de admisión y expulsión del mismo diámetro.

Cadenamiento longitud real	Válvula de seccionamiento (pza)	Válvula eliminadora de aire (pza)	Válvula de admisión y expulsión (pza)	Válvula de desfogue (pza)	Válvula reductora de presión (pza)
					
0+000	1				
0+240			1		
0+850			1		
0+924			1		
1+355			1		
2+118			1		
2+135			1	1	
3+335			1		
3+337				1	
3+398		1			
3+605			1		
3+895				1	
3+993			1		
4+135		1			
4+639			1	1	
4+735		1			
5+135					
5+214				1	
5+396			1		
5+811		1			
5+935				1	
6+335		1		1	
6+635		1			
6+971			1		
6+984				1	
7+235		1			
7+535			1		
7+835			1		
7+999				1	
8+335		1			
8+635			1		
8+935		1			
9+682			1		
9+752		1		1	
10+135				1	
10+235			1		
10+835		1			
11+235			1	1	
11+335					
12+035		1			
12+260		1	1	1	
13+885			1		
15+208			1		
15+210	1			1	1

3.2 Atraques.

3.2.1 Definición y aspectos teóricos.

Con el nombre de atraques se define a ciertos elementos estructurales, generalmente de concreto, que impiden que una tubería a operación se presenten movimientos por efecto de las fuerzas dinámicas, producidas por la presión y el choque del agua en los puntos de cambio de dirección del flujo.

Tienen por objeto evitar que, por los empujes producidos por la presión la línea se mueva y se afecten sus acoplamientos.

Para el diseño de los atraques se consideran fundamentalmente tres fuerzas:

- ◇ Fuerza de presión (incluyendo el golpe de ariete).
- ◇ Peso de la tubería.
- ◇ Peso del agua.

Las fuerzas anteriores combinadas con los cambios de dirección (ángulos de deflexión) y la resistencia del terreno, permitirán diseñar el tamaño y tipo de atraque por instalar, siendo necesario en ciertos puntos a lo largo de toda la línea de conducción.

Su uso sirve para constituir un medio de anclaje entre la tubería, los accesorios y la pared de la zanja.

Las silletas son elementos que generalmente soportan a las tuberías que se instalan a cielo abierto, evitan que esta se apoye directamente al terreno con diversos fines, como por ejemplo, impide que el agua de lluvia se embalse en un costado de la tubería; y cuando el terreno es muy irregular, el uso de las silletas evita las continuas deflexiones.

El criterio de diseño se basa en considerar que trabajan como apoyos libres. Por ello la tubería se revisa como una viga continua con apoyos libres.

Las silletas se pueden construir de mampostería, de materiales de acero, pero comúnmente se construyen de concreto.

En el caso que nos ocupa no se utilizan las silletas en una forma general, debido a que la tubería de PVC estará colocada en zanja y por lo tanto no son necesarias, únicamente se construirán silletas de concreto para soportar a las válvulas que se instalaran sobre la línea de alimentación.

3.2.2 Diseño estructural.

Como se definió, un atraque sirve para evitar los movimiento de una tubería durante su operación por acciones del empuje hidrostático y dinámico, producidos por la presión y los cambios de dirección en el flujo.

Estas estructuras se ubicaran en los puntos de cambio de dirección tanto vertical como horizontal, y para este proyecto se diseñarán de concreto reforzado.

Para el diseño de estos elementos se consideraran las siguientes fuerzas:

- ◇ Fuerza de presión, incluida la de golpe de ariete.
- ◇ Peso del tubo.
- ◇ Peso del agua.

El criterio utilizado en el diseño de los atraques es el siguiente.

- ◇ La fuerza dinámica "F", que se produce en un atraque, esta definida por:

$$F = F_h + F_d$$

Donde:

$$F_h = P * A$$

$$F_d = \frac{\gamma Q V}{g}$$

F_h = fuerza de presión.

F_d = fuerza producida por el choque del agua al cambiar la tubería de dirección.

P = presión producida por el peso específico del agua y su nivel o altura (h), considerando el golpe de ariete.

γ = peso específico del agua.

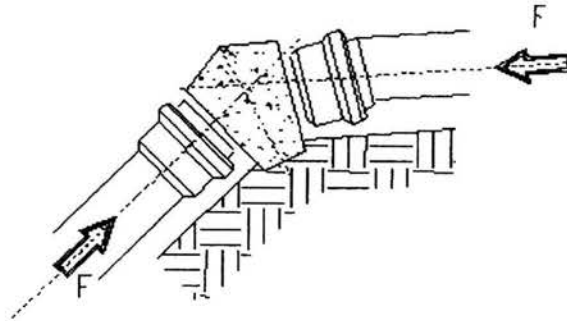
A = área de la sección transversal del tubo.

Q = gasto.

V = Velocidad del flujo.

g = aceleración de la gravedad.

La fuerza o empuje F se produce en los cambios de dirección de la tubería y en una forma general se puede ilustrar con la siguiente figura:



Si en la figura anterior se considera que se tiene la misma sección transversal en los dos puntos, la misma velocidad y que la pérdida local es cero, se tiene que:

$$A_1 = A_2$$

$$V_1 = V_2$$

$$P_1 = P_2$$

Se sabe que la resultante de un sistema de fuerzas viene dada por:

$$F = F_x^2 + F_y^2 + F_z^2$$

Pero si se toma en cuenta que $F_z = \text{peso de la tubería} + \text{el agua de la sección del atraque}$. Podemos considerar que esta fuerza es benéfica para el atraque, por lo tanto generalmente se desprecia y nos queda.

$$F = F_x^2 + F_y^2$$

Sustituyendo en F_x^2 y F_y^2 , las fuerzas producidas por los empujes dinámico e hidrostático, se tiene de esta manera:

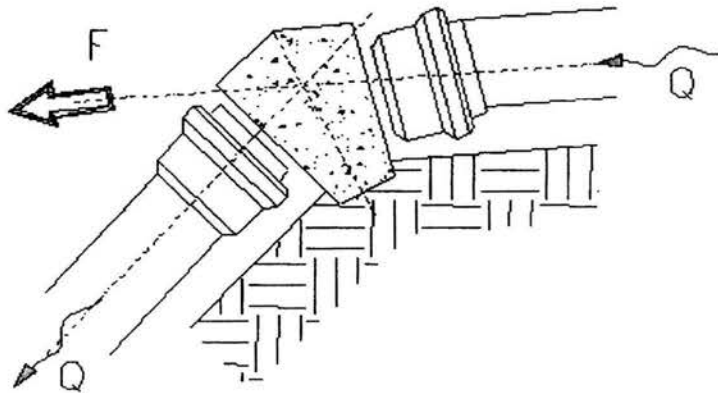
$$F = \frac{(\gamma Q V + P A)^2}{g} + \frac{(-\gamma Q V - P A)^2}{g}$$

$$F = \frac{2 (\gamma Q V + P A)^2}{g}$$

En el proyecto se pueden presentar las siguientes condiciones de diseño.

- ◇ Empuje hacia fuera del terreno.

Se presenta cuando F_y tiende a levantar el atraque, para impedirlo se debe cumplir que:



$$W \geq F_y$$

$$W = W_w + W_t + W_a$$

Donde

W = peso total.

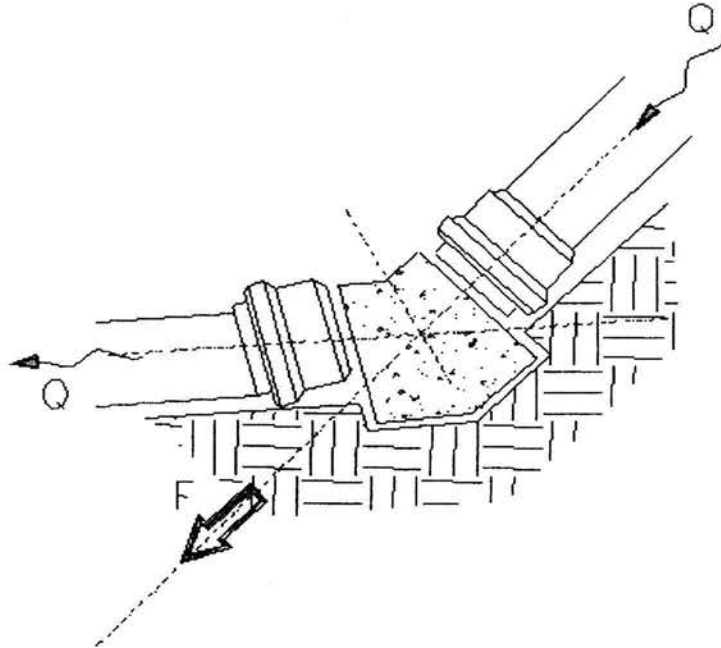
W_w = peso del agua.

W_t = peso del tubo.

W_a = peso del atraque.

- ◇ Empuje hacia dentro del terreno.

Se presenta cuando F_y empuja el atraque hacia dentro del terreno, se debe cumplir que no falle el terreno y se hunda el atraque.



Para evitarlo se debe cumplir que:

$$\frac{W \leq R_t}{A_a}$$

$$W = W_w + W_t + W_a + F_y$$

A_a = area de la superficie de contacto entre el atraque y el terreno.

R_t = capacidad de carga del terreno.

- ◇ Del libro abastecimiento de agua potable, de la facultad de ingeniería de la UNAM, se obtuvo la siguiente fórmula para el cálculo de los atraques.

$$F = 2 A \left(P + \frac{\gamma V^2}{g} \right) \sin \alpha$$

Donde:

F = fuerza que ejerce el codo sobre el atraque, debido al empuje hidrostático y al dinámico (Kg).

A = área de la sección transversal del codo (m²).

P = presión hidrostática en la tubería, incluyendo la sobrepresión por golpe de ariete (kg/m²).

γ = peso específico del agua (1000 kg/m³).

α = ángulo del codo.

V = velocidad del agua (m/seg).

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/seg²).

- ◇ A continuación se presenta un ejemplo de cálculo para el codo nodo (1) de 10" de diámetro.

Datos:

$$A = 0.03976 \text{ m}^2$$

$$P = 2860 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = 22.5^\circ$$

$$V = 1.2 \text{ m/seg.}$$

Sustituyendo:

$$F = 2 * 0.03976 * \frac{(2860 + 1000 (1.2)^2)}{9.81} \frac{\text{sen } 22.5^\circ}{2}$$

$$F = 46.65 \text{ kg.}$$

- ◇ Para los atraques se aplica un factor de seguridad de 1.2.

$$F = 46.65 * 1.2 = 55.98 \text{ Kg}$$

- ◇ Para obtener el peso del atraque y que no se deslice, el resultado anterior deberá afectarse por el ángulo de fricción que existe entre el material del atraque y el terreno, para este caso el ángulo de fricción es 15° .

Datos:

$$F = 55.98 \text{ kg.}$$

$$\Theta = 15^\circ$$

$$F' = \frac{F}{\text{Tang } \theta} = \frac{55.98}{0.26795}$$

$$F = 208.92 \text{ kg} \quad \text{Peso necesario del atraque.}$$

- ◇ Para calcular el volumen del concreto, se sabe que $\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$.

$$V_c = \frac{F'}{2400} = \frac{208.92}{2400}$$

$$V_c = 0.087 \text{ m}^3$$

- ◇ Los cálculos para el proyecto se presentan en las siguientes tablas.

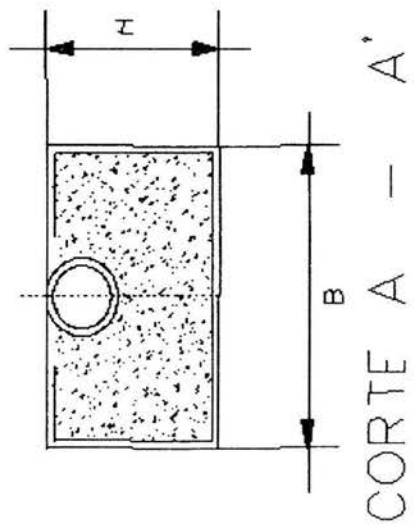
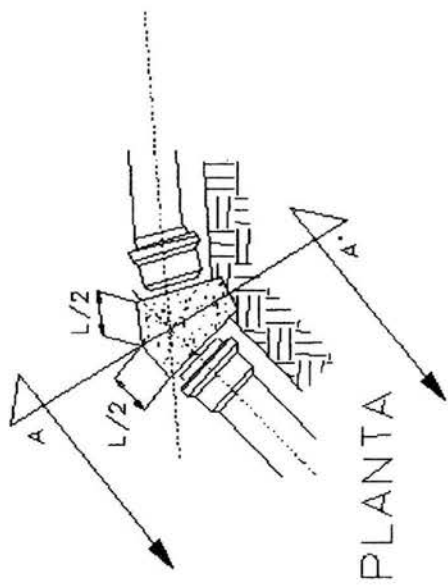
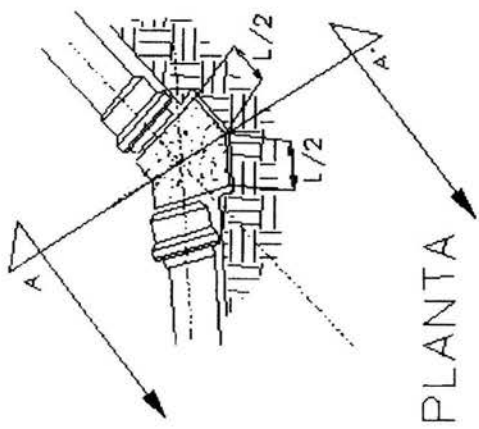
NODO No	PRESION Kg/m ²	CODO grados	F Kg	F' Kg	H m	B m	L m	Vc m ³
1	2860	22.5	46.646	12.499	0.50	0.40	0.35	0.070
2	4690	22.5	75.036	20.106	0.50	0.40	0.35	0.070
3	9750	22.5	153.534	41.140	0.50	0.40	0.35	0.070
4	11400	22.5	179.132	47.998	0.50	0.40	0.35	0.070
5	14600	45	448.779	259.102	0.55	0.45	0.39	0.097
6	15300	45	470.081	271.401	0.56	0.46	0.41	0.113
7	17800	45	546.162	315.327	0.59	0.49	0.44	0.131
8	18300	45	561.378	324.112	0.59	0.49	0.44	0.135
9	21500	45	658.762	380.336	0.62	0.52	0.47	0.158
10	22900	45	701.367	404.934	0.64	0.55	0.49	0.169
11	24200	45	740.929	427.775	0.65	0.55	0.50	0.178
12	25800	22.5	402.527	107.857	0.50	0.40	0.35	0.070
13	26900	22.5	419.592	112.430	0.50	0.40	0.35	0.070
14	31500	22.5	490.954	131.551	0.50	0.40	0.35	0.070
15	31500	22.5	490.954	131.551	0.50	0.40	0.35	0.070
16	32700	22.5	509.571	136.539	0.50	0.40	0.35	0.070
17	33900	45	1036.122	598.205	0.72	0.62	0.57	0.249
18	46500	22.5	723.658	193.904	0.52	0.42	0.37	0.081
19	50700	22.5	788.815	211.363	0.54	0.44	0.36	0.088
20	51400	22.5	799.674	214.273	0.54	0.44	0.36	0.089
21	57800	22.5	898.961	240.877	0.55	0.45	0.39	0.100
22	76600	22.5	1190.616	319.025	0.59	0.49	0.44	0.133
23	76800	22.5	1193.718	319.857	0.59	0.49	0.44	0.133
24	79400	22.5	1234.054	330.665	0.59	0.50	0.44	0.138
25	82000	45	2499.916	1443.327	0.93	0.83	0.78	0.601
26	82300	45	2509.046	1448.598	0.93	0.83	0.78	0.604
27	83700	22.5	1300.762	348.539	0.60	0.50	0.45	0.145
28	86500	22.5	1344.200	360.178	0.62	0.52	0.47	0.150

NODO No	PRESION Kg/m ²	CODO grados	F Kg	F' Kg	H m	B m	L m	Vc m ³
29	87600	45	2670.337	1541.719	0.95	0.85	0.79	0.642
30	93600	22.5	1454.346	389.692	0.63	0.53	0.48	0.162
31	94900	45	2892.493	1669.981	0.97	0.87	0.82	0.696
32	97200	45	2962.487	1710.392	0.98	0.88	0.82	0.713
33	98100	22.5	1524.157	408.398	0.64	0.54	0.49	0.170
34	98400	45	2999.006	1731.476	0.98	0.88	0.82	0.721
35	103200	22.5	1603.276	429.598	0.65	0.55	0.49	0.179
36	103400	22.5	1606.379	430.429	0.65	0.55	0.49	0.179
37	107200	22.5	1665.331	446.225	0.65	0.56	0.49	0.186
38	125700	45	3829.808	2211.139	1.05	0.96	0.91	0.921
39	125700	22.5	1952.331	523.127	0.68	0.58	0.54	0.218
40	126400	22.5	1963.191	526.037	0.69	0.59	0.55	0.219
41	126200	22.5	1960.088	525.206	0.69	0.59	0.55	0.219
42	124900	22.5	1939.920	519.802	0.69	0.58	0.53	0.217
43	124800	22.5	1938.369	519.386	0.68	0.58	0.53	0.216
44	125200	22.5	1944.575	521.049	0.69	0.58	0.53	0.217
45	125600	22.5	1950.780	522.711	0.68	0.58	0.54	0.218
46	126200	22.5	1960.088	525.206	0.69	0.59	0.55	0.219
47	126200	22.5	1960.088	525.206	0.69	0.59	0.55	0.219
48	126600	22.5	1966.294	526.868	0.69	0.59	0.55	0.220
49	126500	22.5	1964.742	526.453	0.69	0.59	0.55	0.219
50	126900	22.5	1970.948	528.115	0.69	0.59	0.54	0.220
51	126300	22.5	1961.639	525.621	0.69	0.59	0.55	0.219
52	124600	45	3796.332	2191.812	1.05	0.95	0.91	0.913
53	123400	45	3759.813	2170.728	1.05	0.95	0.90	0.904
54	124600	22.5	1935.266	518.555	0.68	0.58	0.53	0.216
55	124900	22.5	1939.920	519.802	0.69	0.58	0.53	0.217
56	124600	22.5	1935.266	518.555	0.68	0.58	0.53	0.216
57	123500	22.5	1918.201	513.982	0.67	0.58	0.53	0.214
58	123400	22.5	1916.650	513.566	0.67	0.58	0.53	0.214
59	123100	22.5	1911.996	512.319	0.67	0.58	0.53	0.213

NODO No	PRESION kg/m ²	CODO grados	F Kg	F' Kg	H m	B m	L m	Vc m ³
60	123000	22.5	1910.445	511.904	0.67	0.58	0.53	0.213
61	123400	22.5	1916.650	513.566	0.67	0.58	0.53	0.214
62	124000	22.5	1925.958	516.061	0.68	0.58	0.53	0.215
63	124300	22.5	1930.612	517.308	0.68	0.58	0.53	0.216
64	124400	22.5	1932.164	517.723	0.68	0.58	0.53	0.216
65	124700	22.5	1936.818	518.970	0.68	0.58	0.53	0.216
66	124700	22.5	1936.818	518.970	0.68	0.58	0.53	0.216
67	125000	22.5	1941.472	520.217	0.69	0.58	0.53	0.217
68	121700	22.5	1890.277	506.500	0.68	0.58	0.52	0.211
69	123100	22.5	1911.996	512.319	0.68	0.58	0.53	0.213
70	121900	22.5	1893.380	507.331	0.68	0.58	0.52	0.211
71	121300	22.5	1884.072	504.837	0.68	0.58	0.52	0.210
72	121200	45	3692.862	2132.074	1.05	0.94	0.89	0.888
73	120100	45	3659.387	2112.747	1.05	0.94	0.89	0.880
74	120100	22.5	1865.455	499.849	0.68	0.57	0.52	0.208
75	119600	22.5	1857.699	497.770	0.68	0.57	0.52	0.207
76	118000	22.5	1832.877	491.119	0.68	0.57	0.51	0.205
77	116900	22.5	1815.812	486.547	0.68	0.57	0.51	0.203
78	115400	22.5	1792.542	480.312	0.68	0.57	0.51	0.200
79	116100	22.5	1803.401	483.221	0.68	0.57	0.51	0.201

3.2.3 Especificaciones.

- ◇ Las piezas especiales deberán estar alineadas y niveladas antes de colocar los atraques, los cuales quedaran perfectamente apoyados al fondo y pared de la zanja.
- ◇ El atraque deberá colocarse en todos los casos antes de hacer la prueba hidrostática de las tuberías.
- ◇ Este tipo de atraque se usarán exclusivamente para tuberías alojadas en zanja (Ver VC 1938 del manual de normas de proyecto para agua potable del IPN).
- ◇ El concreto deberá tener una resistencia $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$.
- ◇ Acero de refuerzo $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$.
- ◇ Agregado máximo 1 1/2".



3.3 Piezas especiales y juntas de dilatación.

3.3.1 Definición y aspectos teóricos.

◊ Piezas especiales.

Son las conexiones de las tuberías en las intersecciones, cambios de dirección, variación de diámetros, accesos a válvulas, etc; y pueden ser de hierro fundido, fibrocemento o PVC dependiendo de que material sean los tubos.

Estas piezas se conectan entre si o las válvulas por medio de bridas y tornillos y con un empaque de sellamiento intermedio, que puede ser de plomo, hule o plástico. La unión de estas piezas con las tuberías de fibrocemento se efectúa utilizando la junta gibault y que permite conectar por una de sus bocas una extremidad de hierro fundido y por la otra una punta de tubería de fibro cemento. El sellamiento se logra mediante la presión ejercida con las bridas y tornillos sobre el barrilete y empaques de hule. La forma cóncava del barrilete permite efectuar deflexiones; su diámetro interior debe de ser 2 mm más grande que el de las tuberías, en medidas hasta de 200 mm y de 6 a 10mm en las tuberías mayores.

Las piezas especiales de fibro cemento se fabrican con segmentos de tubería de ese material pegados con Epoxy una resina con gran adherencia, pero cuya resistencia a los golpes es reducida, para interconectar la tubería hidráulica de PVC y formar líneas de conducción y circuitos.

◊ Dispositivos de control y protección en la línea de conducción.

En las líneas de conducción siempre es necesario el empleo de ciertos elemento cuyo objeto es el de proteger a las tuberías, al equipo de bombeo en general principalmente del golpe de ariete, otros elementos controlan la descarga de la línea de conducción.

◇ Junta flexible.

La función de las juntas es absorber el alargamiento y contracciones del tubo, como consecuencia de las variaciones de temperatura.

En las tuberías expuestas a la intemperie y sobre todo en las metálicas se requiere instalar juntas de dilatación ya que de no colocarlas la línea de conducción podría fallar.

También son recomendables para absorber algunos movimientos ocasionados por el trabajo de la bomba, así como pequeños desalineamientos producidos durante el montaje del conjunto y se aprovecha para desconectar la unidad de bombeo cuando se requiera, generalmente son empleadas las juntas Dresser y Gibault.

Para la colocación de las juntas se debe calcular una separación máxima "S", que depende de la variación de la temperatura en el lugar y del alargamiento unitario del tipo de la tubería a emplear.

Con el fin de definir la variación de temperatura que se presenta con más frecuencia en la zona de estudio, en el servicio metereológico nacional se dispone de información para poder determinar los valores mínimo y máximo de temperatura.

Dependiendo del material se debe establecer un alargamiento permitido y la decisión de la separación de las juntas dependerá de un análisis técnico-económico, para encontrar el que cumpla mejor con las condiciones del proyecto.

Se conocen dos tipos de juntas:

- ◇ Tipo acordeón (metálica).
- ◇ Tipo unión o dresser (con empaque de hule).

Como en el proyecto utilizaremos tubería de PVC en zanja, no utilizaremos las juntas de dilatación, debido a que este material tiene una baja conductividad térmica y además el tipo de acoplamiento llamado "espiga-campana" con el que cuenta la tubería, ya incluye un espacio predeterminado desde su fabricación, el cual funciona como junta de dilatación.

3.3.2 Deflexiones horizontales y verticales.

El proyecto de una línea de alimentación está compuesta por tramos rectos y curvos, es necesario el uso de codos horizontales y verticales para ajustarse a los accidentes topográficos, además del uso de distintos dispositivos para el control del flujo en la tubería o para asegurar que el funcionamiento de la línea de conducción sea eficiente, es decir se necesita el uso de piezas especiales.

Para el diseño de estas piezas y debido a que la tubería de PVC es flexible y puede absorber deflexiones en las en las juntas, se consideró utilizar únicamente codos de 22.5°, 45° y de 90°.

A continuación se presentan las tablas que contienen el número de codos a utilizarse y sus grados de deflexiones:

Desarrollo de la tubería, sentido vertical, ver plano AP-02b, capítulo 5.

Nodo No.	Cadenamiento Ubicación	Angulo de deflexion	Codo con angulo de
1	0+050	23.00	22.50
2	0+060	26.00	22.50
3	0+080	23.00	22.50
4	0+090	25.00	22.50
5	0+092	44.00	45.00
6	0+102	44.00	45.00
7	0+109	44.00	45.00
8	0+116	45.00	45.00
9	0+123	45.00	45.00
10	0+146	45.00	45.00
11	0+149	45.00	45.00
12	0+172	22.00	22.50
13	0+178	23.00	22.50
14	0+240	23.00	22.50
15	0+808	23.00	22.50
16	0+840	22.00	22.50
17	0+848	42.00	45.00
18	0+867	21.00	22.50
19	0+900	17.00	22.50
20	0+917	22.00	22.50
21	1+355	25.00	22.50
22	1+565	23.00	22.50
23	1+573	22.00	22.50
24	1+603	22.00	22.50
25	1+618	45.00	45.00
26	1+629	45.00	45.00
27	1+638	22.00	22.50
28	1+670	22.00	22.50
29	1+729	45.00	45.00
30	1+771	22.00	22.50
31	1+791	45.00	45.00
32	1+797	45.00	45.00
33	1+810	23.00	22.50
34	1+830	45.00	45.00
35	1+866	39.00	22.50
36	1+879	29.00	22.50
37	1+935	8.00	*
38	2+135	44.00	45.00
39	2+155	23.00	22.50
40	2+170	23.00	22.50
41	3+335	23.00	22.50
42	3+371	23.00	22.50
43	3+424	22.00	22.50
44	3+435	22.00	22.50

Nodo No.	Cadenamiento Ubicación	Angulo de deflexion	Codo con angulo de
45	3+611	22.00	22.50
46	3+626	22.00	22.50
47	3+675	23.00	22.50
48	3+684	22.00	22.50
49	3+883	22.00	22.50
50	3+893	23.00	22.50
51	4+000	22.00	22.50
52	4+057	45.00	45.00
53	4+065	45.00	45.00
54	4+587	22.00	22.50
55	4+646	22.00	22.50
56	4+670	22.00	22.50
57	4+689	23.00	22.50
58	4+698	22.00	22.50
59	4+704	23.00	22.50
60	4+840	23.00	22.50
61	4+849	21.00	22.50
62	5+000	21.00	22.50
63	5+008	22.00	22.50
64	5+066	22.00	22.50
65	5+073	22.00	22.50
66	5+207	22.00	22.50
67	5+214	22.00	22.50
68	5+888	22.00	22.50
69	5+935	22.00	22.50
70	7+100	23.00	22.50
71	7+117	22.00	22.50
72	7+135	45.00	45.00
73	7+149	45.00	45.00
74	7+162	23.00	22.50
75	7+173	22.00	22.50
76	9+757	23.00	22.50
77	9+778	23.00	22.50
78	11+099	22.00	22.50
79	11+113	23.00	22.50

* Este ángulo de deflexión de 8°, es absorbido por la tubería de PVC.

Desarrollo de la tubería, sentido horizontal, ver plano AP-02a, capítulo 5.

Nodo No.	Cadenamiento Ubicación	Angulo de deflexión	Codo con ángulo de	Observaciones
1	0+000			Obra de toma
2	1+800			Alimentación al tanque de regulación
3	0+000			Inicio de la línea de alimentación
4	3+363			Cruce con carretera San Cayetano a Tres Puentes
5	4+091	80.00	90.00	
6	4+379	70.00	90-22.5	
7	4+662			Cruce con carretera Celaya a Sn Miguel de Allende
8	4+802	61.00	45+22.5	
9	5+061	94.00	90.00	
10	5+264	90.00	90.00	
11	6+057	72.00	90-22.5	
12	6+520	81.00	90.00	
13	6+687			Cruce con carretera Celaya a La Aurora
14	7+394	6.00		Este ángulo de deflexión, es absorbido por la tubería
15	8+409	29.00	22.50	
16	8+638	34.00	45.00	
17	9+048	37.00	45.00	
18	9+845	20.00	22.50	
19	10+987	20.00	22.50	
20	12+499	45.00	45.00	
21	12+716	47.00	45.00	
22	13+113	47.00	45.00	
23	13+290	45.00	45.00	
24	14+562	86.00	90.00	
25	14+734			Cruce con vías ferreas de Salvatierra a Sn M. Allende
26	14+981	80.00	90.00	
27	15+108			Cruce con Autopista Querétaro a Salamanca
28	15+210			Inicio de la red de alimentación

3.3.3 Especificaciones.

Es el conjunto de operaciones que se deberá ejecutar para colocar, conectar y probar satisfactoriamente las tuberías y demás dispositivos necesarios que, en conjunto, integran el sistema para conducir agua potable.

- ◇ Se deberá comprobar que los materiales empleados cumplan con las especificaciones de calidad, calibre y diámetro especificados en el proyecto.
- ◇ Se deberá comprobar el correcto funcionamiento del sistema de agua potable y cada uno de sus accesorios, verificándose los trabajos correspondientes a los especificados.
- ◇ Para la ejecución de este trabajo se deberá usar las herramientas apropiadas para retocar, fundir, pegar, vaciar y asentar.
- ◇ Sin excepción, todas las tuberías y conexiones, cualquiera que sea el material de que se compongan (acero negro, galvanizado, pvc, cobre), que constituyen la red de conducción, se probarán a presión hidrostática (mayor que la de su funcionamiento) antes de cubrirlas y en presencia de el "Residente de la Obra". Se probará cada sección dejando entrar el agua poco a poco, para expulsar el aire de las tuberías, golpeando ligeramente los tubos en su parte alta con el mismo fin. La presión hidrostática de prueba, debidamente autorizada por el "Residente", se aplicará en los lugares de más baja elevación durante no menos de 30 min.
- ◇ El relleno consisten en la colocación de materiales en excavaciones la obra de agua potable para su protección, utilizando el producto de las excavaciones o bancos de préstamo. La compactación es el procedimiento mediante el cual se aumenta la densidad de un suelo con el objeto de incrementar la resistencia y disminuir la compresibilidad, la permeabilidad y la erosionabilidad al agua del mismo.
- ◇ Los materiales que se empleen en el relleno de las excavaciones para estructuras o en la obra, para su protección, serán preferentemente aquellos que provengan de las mismas excavaciones. De no ser aceptable el material de la excavación para la formación del relleno, se deberá hacer éste con material de préstamo previamente aprobado.
- ◇ Antes de iniciar el relleno, el residente de obra verificará que la tubería se encuentre en el alineamiento indicados en el proyecto y que esté anclada en forma definitiva con atraques de material, de la forma y dimensiones adecuadas, en los codos, transiciones, terminales y cambios de dirección o de pendiente, evitando en forma definitiva cualquier movimiento de la tubería.

- ◇ El material que se emplee para rellenar la parte de la zanja, comprendida desde 30 cm sobre la corona de la tubería hasta la superficie del terreno natural, cuando la obra se encuentre en despoblado, o bien hasta 20 cm debajo de la subrasante del pavimento, cuando la obra se ejecute en zona urbana, podrán contener cantos rodados, piedras y pedazos de concreto que no sean mayores de veinte (20) cm si así lo autoriza el residente. En las zonas urbanas en los últimos 20 cm se empleará material seleccionado de buena calidad que no tenga partículas mayores de 2".
- ◇ El relleno en los últimos 20 cm, de la subrasante de cualquier pavimento se colocará en capas sucesivas, con un espesor de 10 cm, antes de compactarse, la compactación se efectuará con apisonadores mecánicos o con pisones de hierro pesados, con el fin de obtener la máxima compactación.
- ◇ No se permitirá el paso de equipo pesado sobre la obra o cualquier otra estructura que se esté rellenando, hasta que éstas tengan el colchón mínimo fijado en el proyecto.

4.- CRUCES.

4.1 CRUCES CON VIALIDADES.

El diseño para cruzar una vialidad con la tubería de PVC se puede basar en las recomendaciones que hacen los fabricantes de este tipo de tubería.

La recomendación toma en cuenta la mayor flexibilidad de los tubos de PVC, con respecto a la de los materiales más rígidos (asbesto cemento y acero). Esta propiedad permite que los tubos de PVC sean enterrados a menos profundidad que la que necesitan otras tuberías.

En el trayecto de la línea de alimentación existen cruces con vialidades de carreteras y con carreteras federales; los primeros son con vialidades de carreteras y con vías del tren, para sus cruces aprovechamos las obras existentes ya que la tubería se proyecta paralela a un río de riego comunitario.

Para el cruce con la autopista Querétaro-Salamanca se aprovecha el derecho de vía de la carretera que comunica a los poblados cercanos de San Miguel Octopan, San Luis Rey, Santa Rita y La Trinidad con el estado de Celaya.

Existen tablas de los fabricantes de tubería en donde se recomiendan las profundidades mínimas, dependiendo del diámetro, a las que debe enterrarse un tubo de PVC, ya sea en zona rural o bien en zona urbana.

4.2 DISEÑO.

- ◇ Zanjas para tubería de PVC.
 - Ancho. El ancho de la zanja deberá ser de 50cm más el diámetro exterior del tubo para tuberías con diámetro exterior igual o menor de 50cm. Cuando este sea mayor de 50cm el ancho de la zanja será de 60cm más dicho diámetro. En la siguiente tabla se indica el ancho mínimo de la zanja en función de la profundidad.
 - Profundidad. La profundidad mínima será por instalar de 90cm más el diámetro exterior de la tubería, cuando se trate de tuberías con diámetro exterior igual o menor de 90 cm.

- Fondo. Deberá excavarse cuidadosamente a mano las cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de la tubería, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja, es decir sobre la plantilla ya apisonada; se recomienda un espesor mínimo de plantilla de 10cm.
- Relleno. Se utilizará el material extraído de las excavaciones, pero hasta 30cm a lomo de tubo se usará tierra exenta de piedras. En zonas urbanas con pavimento se recomienda que todo el relleno sea apisonado.

DIAMETRO NOMINAL		ANCHO cm	PROFUNDIDAD cm
mm	Pulgadas		
25.4	1	50	70
50.8	2	55	80
65.5	2.5	60	100
76.2	3	60	100
101.6	4	60	100
152.4	6	70	110
203.2	8	75	115
254	10	80	120
304.8	12	85	125
355.6	14	90	130
406.4	16	100	140

Para los cruces con carreteras tomaremos en cuenta la profundidad mínima recomendada para zona urbana, ya que esta toma en cuenta los dos tipos de carga a los que esta sujeta la tubería y que son:

- ◇ La carga muerta sobre la tubería debido al relleno en la zanja.
- ◇ La carga viva producida por los vehículos en movimiento que transitan sobre el camino y que pasarán por encima del relleno de la tubería.

Tomando en cuenta lo anterior, para el diámetro de 10", utilizaremos la profundidad de 120 cm (1.2 m) y un ancho en la zanja de 80 cm (0.80 m).

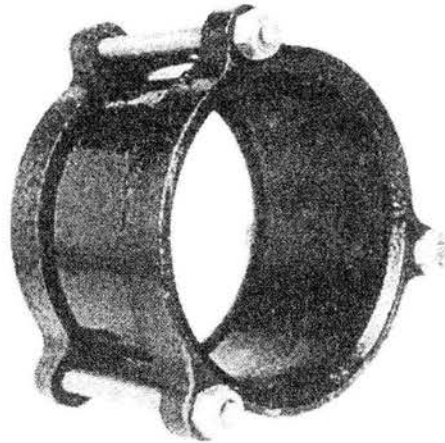
4.3 Procedimiento constructivo.

Como ya se menciona en el trazo de la línea de conducción se aprovecha el derecho de vía de un río de riego comunitario, por lo que en los cruces de la tubería con las carreteras se utilizarán las construcciones existentes.

La tubería de agua potable la cruzaremos adosada a un muro existente, que sirve de puente para el cruce del río de riego comunitario (ver foto 2, en capítulo 5), con las diferentes vías de comunicación, utilizaremos abrazaderas de forma Ω (omega) steel pipe clamps fig. 103, para un rango de 10", material de acero al carbón.

Debido a que la tubería de PVC que se utiliza en la línea de alimentación, se degrada al estar sometida a las radiaciones solares que se presentan durante el día, no será conveniente utilizarla para estos cruces, se propone para estos tramos tubería de acero diámetro de 10" grado B - cédula 40 (26.6 kg/cm²).

Además con este material se garantiza que aunque se presenten elevaciones en los niveles del tirante, no será factible que el agua potable se llegue a contaminar. Se pueden presentar elevaciones en el tirante del arrollo, debido a que éste tiene su origen de los puntos altos de la región, entonces en época de lluvia se incrementa su cauce. Para el cambio de material en la tubería se necesitan accesorios especiales, por ejemplo:

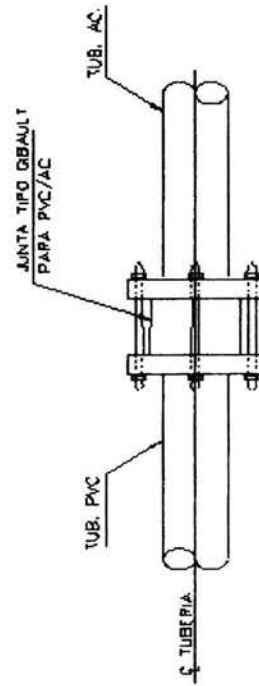
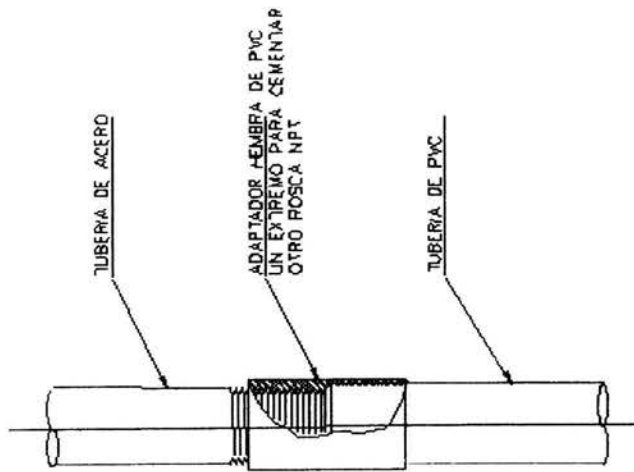
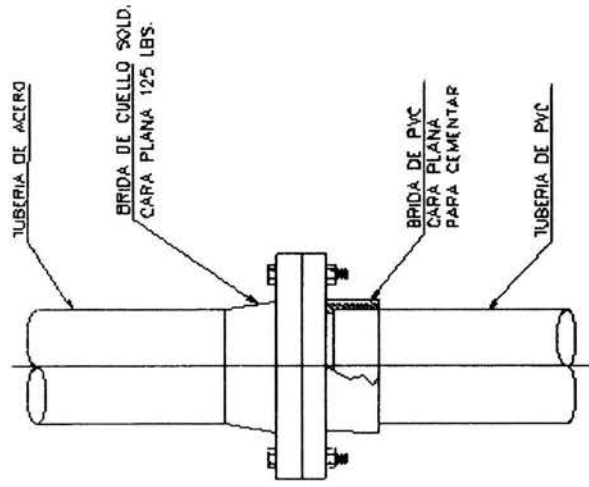


JUNTA GIBAULT PARA TUBERÍA.

Medidas en mm	Longitud brida	Número taladros
110	130	3
125	130	3
140	130	3
160	135	3
180	140	3
200	150	3
250	155	4
315	200	6

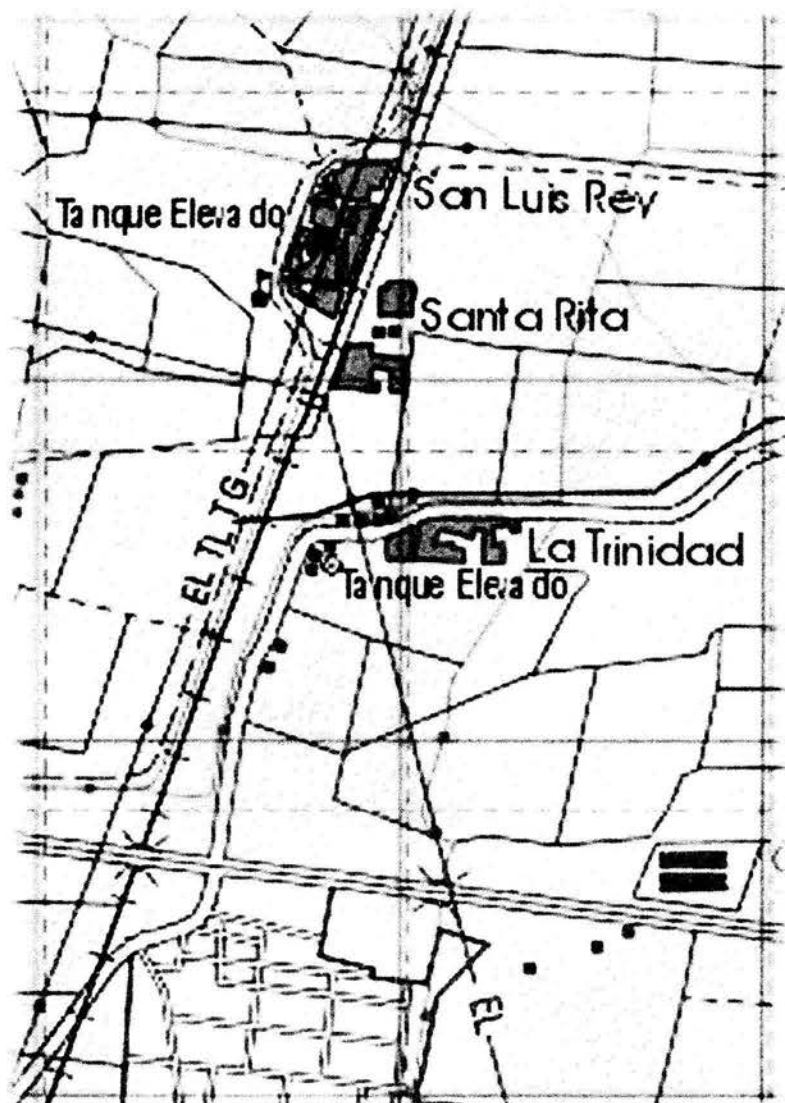
Bridas fundición gris.

Todas las bridas van equipadas con juntas y tornillos.



DETALLE PARA UNIR PVC-AC
SIN ESC.

Carretera que comunica a los poblados de San Miguel Octopan, San Luis Rey, Santa Rita y La Trinidad con el estado de Celaya



En el caso del cruce con la autopista Querétaro-Salamanca se utilizará la carretera que comunica a los poblados cercanos de San Miguel Octopan, San Luis Rey, Santa Rita y La Trinidad con el estado de Celaya. Esta vialidad tiene un carril para cada sentido de circulación (ver foto 3, capítulo 5).

Se procederá a cerrar un carril de los dos con los que cuenta, colocando dispositivos (señalamiento) para protección por eliminación de un carril, además de personal calificado y equipo de comunicación entre ellos y en ambos lados, para dar paso combinado entre un sentido del flujo vehicular y el otro.

Una vez que se cuentan con los avisos necesarios se procederá a abrir una zanja de 80 cm mínimo de ancho, en el carril protegido, tomando en cuenta que la profundidad por debajo del pavimento deberá de ser mínimo de 120 cm (más la cama de arena de 10cm). Se colocará la tubería en la zanja sobre la cama de arena. Una vez colocado el tubo se rellenará la zanja con material apropiado para que pueda compactarse en capas de 10cm, hasta el nivel en donde se recibirá el nuevo pavimento.

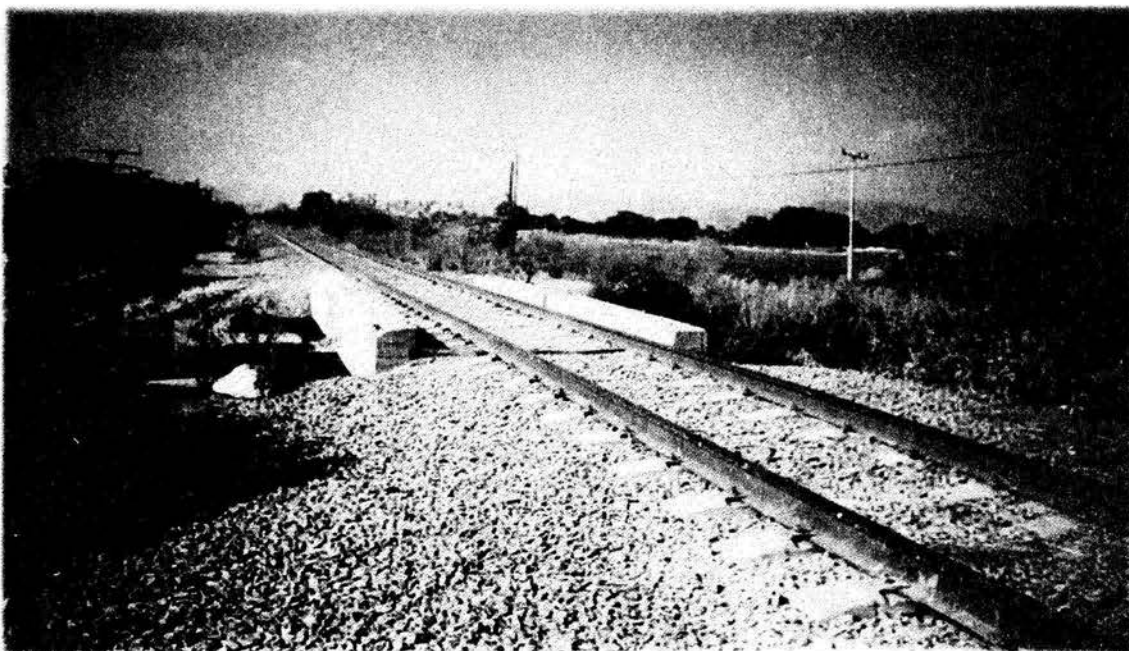
5 PLANOS Y ANEXOS.

5.1 Carta topográfica disponible.

5.2 Plano de línea a gravedad.

5.3 Plano de cruceros de la línea a gravedad.

5.4 Informe fotográfico.



1. Cruce entre el canal de riego comunitario existente y las vías férreas.
El derecho federal del canal de riego comunitario,
se utilizará para el desarrollo de la línea de alimentación.



2. Vista del canal de riego comunitario.



3. Carretera que comunica a los poblados Sn. Miguel Octopan, Sn. Luis Rey, Snta. Rita, y la Trinidad en el Estado de Celaya.
Se utilizará el derecho de vía de esta carretera para cruzar la tubería de alimentación con la autopista Querétaro-Salamanca.



4. Vista de la autopista Querétaro-Salamanca



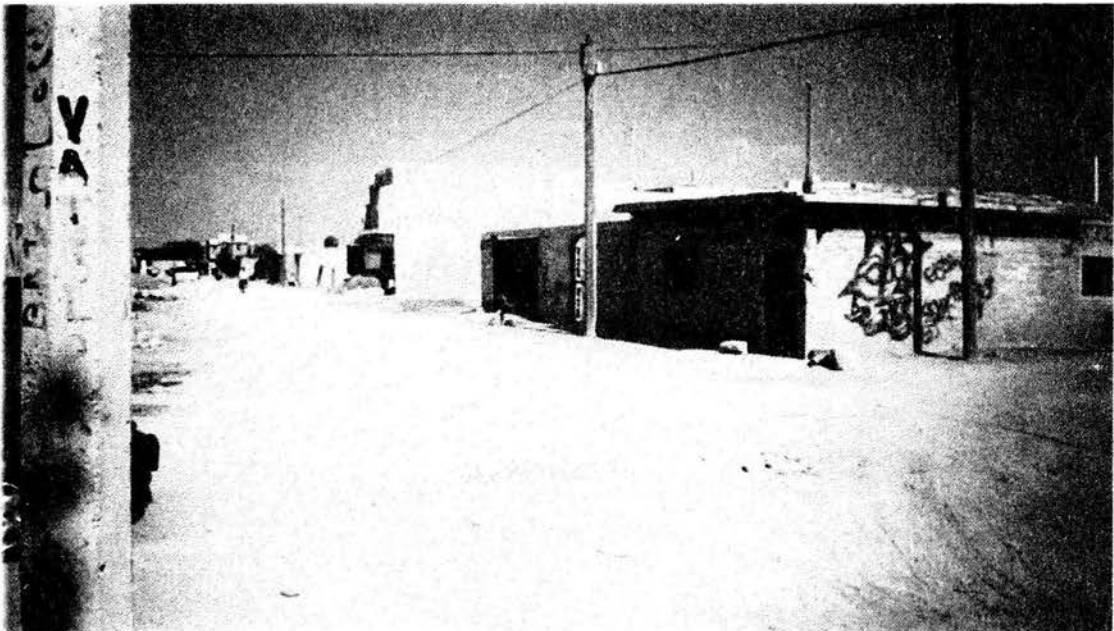
5. Vista de la colonia Rinconada San Miguel



6. Vista de la colonia Rinconada San Miguel



7. Vista de la Colonia Santa Rita.



8. Vista de la Colonia Santa Rita.



9. Vista de la Colonia Santa Rita



10. Vista de la Colonia Santa Rita

CONCLUSIONES.

De acuerdo a los objetivos planteados para este seminario, este trabajo complementa los conceptos teóricos de hidráulica de tuberías, recibidos en el curso, con la investigación de campo, buscando solucionar un problema real de abastecimiento de agua potable.

El proyecto consistió en surtir de agua al poblado de Santa Rita y Rinconada San Miguel, resultando factible, ya que como se mencionó en el capítulo correspondiente, la presa "Palo Blanco" tiene sobrada capacidad para abastecer del vital líquido, a una población de proyecto a beneficiar de 12 547 habitantes.

El diámetro determinado para la línea de alimentación por gravedad en el proyecto es de 10" (250mm) PVC clase A-14 (14 Kg/cm²), presentándose una carga mínima de trabajo de 69.16 m (6.9 kg/cm²) y una máxima de 115.01 m (11.5 Kg/cm²), con una velocidad del agua en el sistema de 1.19 m/s. Se diseñó para un gasto máximo horario de 47.27 lps.

Se optó por el tubo de PVC, debido a su bajo costo para los diámetros requeridos y a que el tipo de terreno no presenta grandes problemas para la excavación de la zanja, en la que se alojará la tubería. Esta línea tendrá su desarrollo a lo largo de un canal de riego existente, utilizando su derecho de vía.

En cuanto a los temas de los capítulos centrales, podemos comentar lo siguiente:

- a) En la selección de las válvulas se propone utilizar en su mayoría válvulas del tipo combinado (admisión-expulsión de aire con eliminadora de aire), para mayor protección de la línea de conducción.
- b) Para el diseño de los atraques es determinante tomar en cuenta el empuje o fuerza que se presenta en cada punto en particular, y no establecer sólo una dimensión, de esta forma se estará colocando únicamente la cantidad necesaria de concreto en cada atraque, con el consiguiente ahorro en este concepto.
- c) En los cruces de la línea de alimentación con caminos, no fue necesario utilizar ningún elemento en especial, considerando la ventaja de que la tubería de PVC es flexible; por lo que solo bastara con colocar el tubo a una mayor profundidad.

En cuanto a los cruces con vías de comunicación, se propone realizar cambio de tubería de PVC a tubería de acero con un diámetro de 10" grado B - cédula 40 (26.6 kg/cm²), utilizando una junta gibault; Esta tubería, se propone ser adosada al puente que utiliza el arroyo de riego comunitario para su cruce con estas mismas vías.

Finalmente se puede concluir, que la impartición de los conocimientos en cada uno de los módulos del seminario, fue básica para lograr la integración de este proyecto.

BIBLIOGRAFIA

Hidráulica General Vol. 1 fundamentos

Gilberto Sotelo Ávila

Edit. Limusa.

Fundamentos de Hidráulica General

Paschoal Silvestre

Edit. Limusa.

Mecánica de fluidos

Victor L. Streeter

Edit. Mc Graw Hill.

Mecánica de los fluidos

Enzo Levi

Facultad de Ingeniería, UNAM.

Abastecimiento de agua potable

Enrique César Valdez

UNAM Facultad de Ingeniería

Departamento de Ingeniería Sanitaria.

Manual para la instalación de tubería de PVC

Asociación Mexicana de Industrias de Tuberías

Plásticas, A.C.

Manual de Proyectos para Obras de Agua Potable

Instituto Politécnico Nacional

Comisión Académica y de Impresiones CEP-ESIA .

Mendoza Gamez Gaston

Sistemas de abastecimiento de agua

División de Estudios Superiores, UNAM.

Steel Ernest W.

Abastecimiento de agua y alcantarillado

Ed. Gustavo Gili.

Rusell E. George

Hidráulica

Ed. CECSA.

Nuñez Luis A.

Hidráulica aplicada, Tomo I

Universidad de Puerto Rico .

Comisión Nacional del Agua

Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y

Proyectos de Agua Potable y alcantarillado Sanitario.