

13
201
870115
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA LE ORIGEN

CALCULO Y PROYECTO DE LA AMPLIACION DEL SISTEMA DE AGUA
POTABLE EN LA POBLACION DE SAYULA, JAL.

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

MAURICIO FERNANDO MAYA CALDERON

GUADALAJARA, JAL., MARZO DE 1990



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 está 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.

I N D I C E

			pag
CAPITULO No. 1 :		INTRODUCCION.	
		Introducción.....	1
CAPITULO No. 2 :		GENERALIDADES.	
		Aspectos Fisiográficos.....	3
		Sector Agropecuario y Forestal.....	7
		Sector Industrial.....	9
		Sector Turismo.....	10
		Sector Asentamientos Humanos.....	11
		Sector Comercio.....	12
		Sector Comunicaciones y Transportes	14
		Sector Salud.....	16
		Sector Educación.....	17
CAPITULO No. 3 :		FUENTE DE ABASTECIMIENTO.	
		Características.....	18
		Fuente de Abastecimiento.....	21
		Clasificación de las Aguas.....	22
		Procedencia.....	23
		Calidad del Agua.....	25
		Análisis Químico y Bacteriológico del Agua.....	27
		Cálculo de la Población de Proyecto	31
CAPITULO No. 4 :		DISEÑO Y CALCULO DE LA RED.	
		Diferentes Usos del Agua.....	37
		Dotación Específica.....	38
		Pozo Profundo.....	41
		Cálculo del Volumen del Tanque.....	46
		Proposición del Proyecto de la Red.	51
Cálculo de la Red de Distribución..	61		
CAPITULO No. 5 :		VOLUMENES DE OBRA.	
		Volumenes de Obra.....	68
CAPITULO No. 6 :		CONCLUSIONES.	
		Conclusiones.....	71
		BIBLIOGRAFIA.....	72

CAPITULO

1

I N T R O D U C C I O N

I N T R O D U C C I O N

Desde el inicio de su existencia, el hombre, ha utilizado su ingenio para satisfacer sus necesidades personales y lograr una vida más comoda para sí mismo y para sus semejantes. Dentro de estas necesidades una de las más importantes, sin duda alguna, es la de mitigar su sed.

Lo anterior es demostrado por la historia misma del hombre ya que éste siempre trató, dentro de sus limitaciones, de asentar su vivienda cerca de alguna fuente de agua, sea esta algún río, lago o manantial.

Definitivamente sin este preciado elemento no podría realizarse ningún proceso de vida en la superficie de la Tierra, ya que no sólo es indispensable para el hombre, sino también es un elemento básico de todo el reino animal y vegetal. El hombre la utiliza fundamentalmente para la elaboración de sus alimentos, para usos domésticos, comerciales, industriales y agrícolas.

Otro factor muy importante en la vida del hombre es su salud y esta depende en gran parte a la calidad del agua que consume y con la cual además prepara sus alimentos. En efecto, un buen abastecimiento de agua potable es de primordial importancia para la salud pública. Entiéndase por agua potable, toda aquella que es apta para el consumo humano. Pa-

ra garantizar que el agua es potable, deberá cumplir con los siguientes requerimientos mínimos.

- No tener gérmenes nocivos: deberá ser incolora, inolora y sin sabor, deberá tener un grado de dureza leve.
- El agua es muy abundante en la naturaleza en cualquiera de sus estados físicos:
 - Sólido.- Nieve, hielo, granizo y escarcha.
 - Líquido.- Mares, ríos y lagunas.
 - Gaseoso.- Como vapor de agua en la atmósfera, sun que no toda es potable.

C A P I T U L O

2

G E N E R A L I D A D E S

ASPECTOS FISIOGRAFICOS.

El municipio de Sayula, se localiza el Norte de la región Sur del estado: limita al Norte con los municipios de Amacueca y Atoyac, al Sur con Venustiano Carranza y Ciudad - Guzmán, al Este con Gómez Farías y al Oeste con Tapalpa y Venustiano Carranza.

Comprende una extensión territorial de 29,476 Ha. - clasificadas agrológicamente de la forma siguiente: 4,429 Ha. de riego, 6,183 Ha. de temporal y humedad, 2,300 Ha. de bosques 14,776 Ha. de pastizales y 1,788 Ha. de tierras improductivas.

Presenta una topografía irregular debido principalmente a que la mayor parte de su territorio forma parte de la Sierra de Tapalpa. Al Noreste se localiza el Valle de Sayula con altitudes entre los 900 y 1,500 metros sobre el nivel del mar y al Sureste y en las estribaciones de la Sierra varían - entre 1,500 y 2,100 metros sobre el nivel del mar; aún más, en el extremo Sureste se elevan hasta los 2,700 metros sobre el nivel del mar.

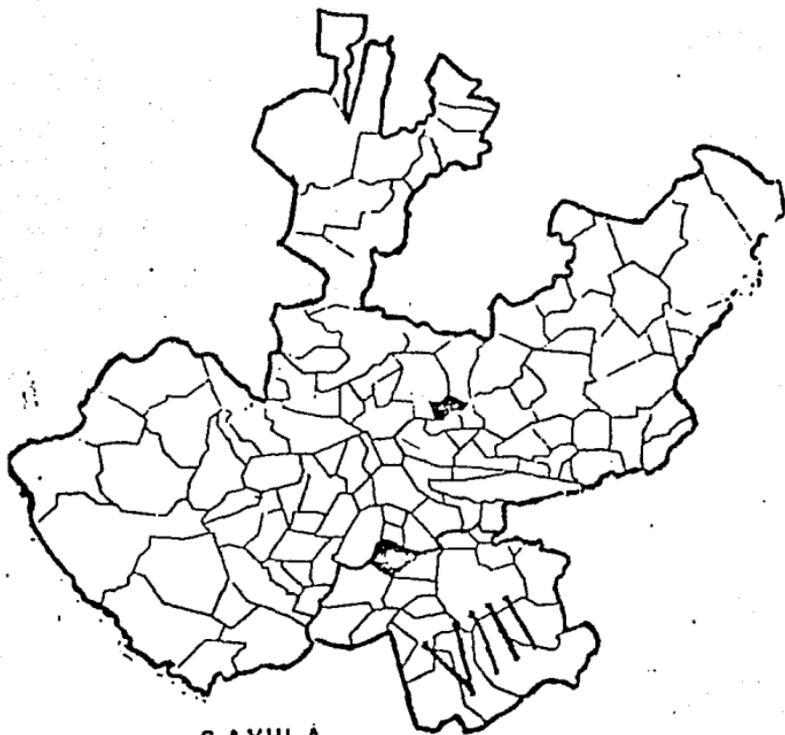
Sus recursos hidrológicos lo constituyen los ríos y arroyos de las subcuencas hidrológicas de la Laguna de Sayula y del Río Tuxcacuesco, pertenecientes ambos a la región hidrológica Pacífico-Centro, contando además con 150 pozos profun-

dos aproximadamente que utilizan para riego.

Su clima esta considerado como semi-seco con otoño e invierno secos y semi-cálidos, sin cambio térmico invernal bien definido. La temperatura media anual alcanza un promedio de 20°C teniéndose como extremosa una temperatura máxima de 38°C y una mínima de 1°C.

La mayor parte del municipio esta ocupado por áreas con un regimen pluviométrico superior a los 700 mm. anuales y recibe en promedio una precipitación pluvial anual de 810.9 mm.

SERVICIOS COMBINADOS DE SALUD PUBLICA EN EL ESTADO DE JALISCO



SAYULA

SECTOR AGROPECUARIO Y FORESTAL.

La agricultura está representada por cuatro cultivos principales y dos frutales en este municipio, los cuales se realizan en el 50% de la superficie laborable, siendo predominante el cultivo del sorgo, que ocupa el 60% de la superficie cultivada. Los rendimientos físicos que se obtienen, son superiores a los que registra como promedio el estado, excepto en el caso de los frutales.

En este municipio es recomendable un uso más intensivo de los insumos agrícolas, ya que los fertilizantes se utilizan en un 70% de las tierras cultivadas; lo mismo sucede con el empleo de maquinaria y solo las semillas mejoradas se sembraron en el 90% de dicha superficie.

El sector ganadero se encuentra representado por cuatro especies principales: bovina, porcina, caprina y aviar, que tienen como complemento una extensión de pastizales de regular calidad, superior a las 12,000 Ha., que sirven para el desarrollo de las especies bovina y caprina principalmente.

El inventario de la especie bovina se aproxima a las 20,000 cabezas, integrado por ganado corriente en su mayoría y de las razas Holstein y Cebú. Genera una producción de leche superior a los 3.5 millones de litros anuales que

se destinan en un 60% al consumo interno de la población y - el restante 40% a la elaboración de queso, crema y mantequilla.

La carne de res asciende a las 600 toneladas en - pié de canal, de las que un 75% satisface las necesidades - del consumo de la población y el 25% restante se envía al - mercado de Guadalajara, principalmente.

La especie porcina se calcula en 70,000 cerdos, y genera un volumen de producción equivalente a las 2,800 toneladas, destinadas en un 15% al consumo de la población y el resto enviándose a la ciudad de Guadalajara.

El ganado caprino de menor importancia debido a su producción, que apenas alcanza las 17 toneladas y 150,000 litros de leche, generados por unos 5,000 animales en promedio.

La especie aviar sobrepasa su inventario de 200,000 aves, con las que se genera una producción de huevo superior a los 18 millones y 200 toneladas de carne de pollo, que se envía a diferentes destinos.

SECTOR INDUSTRIAL.

En la elaboración de alimentos se finca la actividad industrial más importante del municipio, y en ella se ocupa el 52.3 % de trabajadores, se genera el 43.7 % de la producción y se labora en el 54.5 % de los establecimientos.

Continúa en importancia la producción de minerales metálicos y en esta actividad se emplea el 23.9 % del personal, se aporta el 47 % de la producción y se trabaja en el 1.5 % de los establecimientos, ya que solo hay una instalación industrial.

Las prendas de vestir representan la tercera actividad y aquí se proporciona ocupación al 7.1 % de los empleados, y se contribuye con el 1.9 % de la producción y su elaboración se lleva a cabo en el 10% de los establecimientos.

La industrialización y producción de madera y corcho absorbe el 3 % de la población trabajadora, se obtiene el 3.8 % de la producción y su transformación se opera en el 6 % de las plantas industriales.

En los productos metálicos trabaja el 6.6 % de los trabajadores; se contribuye con el 1.4 % de la producción bruta y se labora en el 13.7 % de los establecimientos.

SECTOR TURISMO.

Este municipio cuenta con algunos recursos naturales (manantiales y áreas verdes), siendo recomendable su acondicionamiento para la recreación de los habitantes de la región, Se puede decir que la actividad turística fundamentalmente en la celebración del carnaval. Las acciones que se estime necesario realizar son: acondicionamiento del balneario de Tamaliagua, así como del manantial de aguas sulfurosas ubicado en la Hacienda del Reparó y por último, mayor apoyo y difusión de dichos atractivos lo mismo que a las artesanías del lugar.

SECTOR ASENTAMIENTOS HUMANOS.

Las acciones a realizar para el desarrollo del sector están enmarcadas y jerarquizadas dentro del Plan Estatal de Ordenación y Regulación de los Asentamientos Humanos, donde se contemplan obras y localidades prioritarias mediante programas de infraestructura inter-urbana, suelo, infraestructura y equipamiento para los Asentamientos Humanos, vivienda, servicios urbanos y ecología.

SECTOR COMERCIO.

Sayula después de operar como centro distribuidor interno a su área de influencia, debe al uso de su red carretera, la cual es aprovechada para el traslado de productos agropecuarios y forestales, el desarrollo de su comercio, por tener en las regiones de Guadalajara y Ciudad Guzmán, sus principales centros comerciales.

Se estima que el 39 % del valor de la producción agropecuaria, se exporte a la Ciudad de México, Guadalajara, Atemajac y Ciudad Guzmán, sus principales centros comerciales, sobresalientes por su volumen las ventas de sorgo, cebada, alfalfa verde y aguacate.

El 18% del valor total de la producción de leche se envía a Ciudad Guzmán. De su ganado bovino y el porcino 23% y el 89% respectivamente, tienen su mercado en la región la actividad avícola es de similar importancia, por su contribución al total de las ventas del municipio.

De su industria de transformación destaca la fabricación de harina, de alfalfa, la cual se vende al 100%, fuera del municipio. Para satisfacer la demanda de productos agrícolas es necesario traerlos desde Guadalajara, Amacueca y Atemajac de Brisuela, donde destacan las compras de legumbres, avena, cebada y frutales.

Entre los insumos adquiridos frecuentemente en la ciudad de Guadalajara, se encuentran los fertilizantes químicos y la semilla mejorada.

El comercio local se desarrolla como una actividad media respecto a otros municipios del estado, tanto por el número de establecimientos con que cuenta, como por la población Económicamente Activa empleada en dicha actividad. Además se considera como un centro de apoyo comercial hacia los municipios circunvecinos.

SECTOR COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

En el municipio existe una red vial de comunicaciones que permite una aceptable comunicación articulada dentro de sus límites, y una excelente integración con respecto a los municipios vecinos que integran esa importante región agrícola.

La infraestructura de caminos está compuesta por 32.5 Km de pavimento y 25.5 Km. de brecha. Tienen conexión principal con la carretera Guadalajara-Ciudad Guzmán, que en su conducto de desplazamiento básico, complementado en forma importante por la carretera Sayula-Venustiano Carranza.

Para movilizar los productos agrícolas en el año de 1977 se registraron 272 camiones y camionetas de carga dentro del municipio de los cuales solo 3 son de alquiler.

El desplazamiento de los pasajeros se realizó con 283 automoviles en total, de los cuales 11 son de alquiler. Se dispone además de 10 camiones de pasajeros de alquiler que masivamente efectúan traslados. Las líneas de autotransportes foráneos, que por este pasan, son también muy importantes en este aspecto. Los destinos principales son: Guadalajara, Ciudad Guzmán y Colima.

Valios. ayuda es lo que significa la presencia del

ferrocarril en este municipio a través de la línea Guadalajara-Manzanillo, del Sistema Ferrocarriles Nacionales de México, mediante 20 Km. de línea férrea en total.

Las dos principales poblaciones del municipio que son la cabecera municipal y Usmajac son las líneas que cuentan con los beneficios del servicio postal y telegráfico. El correo se atiende en la cabecera, con una administración; y en Usmajac, con una agencia.

El Teléfono funcionó con 806 líneas y 787 aparatos.

Esté establecida además una unidad de radiocomunicaciones que es propiedad de la Comisión Federal de Electricidad.

SECTOR SALUD.

Por lo que concierne a este sector, la mortalidad anual en el año de 1970 fué de aproximadamente 214 defunciones originadas principalmente por enfermedades diarréicas, - neumonías y perinatales.

Actualmente la mortalidad a descendido aproximadamente a 194 defunciones por año, ya que se han intensificado las campañas de vacunación y salud, así como los servicios médicos asistenciales. Sin embargo se tiene que de cada 1000 habitantes mueren antes de los 10 años 9.3, cifra superior a la del estado que es de 8.4 .

En lo que se refiere a las instalaciones oficiales con servicios clínicos hospitalarios, se cuenta con dos centros de salud, uno de los cuales se localiza en la cabecera municipal. Ambos centros de salud dan atención médica a la mayoría de la población del municipio. La relación entre hospital-habitantes, da un promedio de 0.96 para cada 10,000 habitantes, índice superior en comparación con la del promedio del estado que es de 0.85 hospitales.

SECTOR EDUCACION.

El analfabetismo en el municipio de Sayula ha disminuído considerablemente. Así, al analizar las cifras censales, éstas nos muestran que en el año de 1960 existía un porcentaje de población analfabeta aproximado al 25.0%; actualmente la población de más de 10 años tan solo el 18.8% se encuentra al margen de los servicios educativos.

Durante el ciclo 1976-77, el municipio contaba con 15 escuelas secundarias en las que funcionaban 114 aulas, - las cuales tuvieron una asistencia de 4,494 alumnos que constituyeron el 83.6% de la población de más de 10 años. El personal docente a nivel primaria lo integran 118 profesores. - Para el ciclo 1978-79 se incorporó un maestro federal para atender a 32 niños.

A nivel secundaria funcionaba una escuela que contaba con 3 aulas. Durante el ciclo 1978-79 la asistencia a esta escuela fué de 165 alumnos, a los que 15 maestros les impartieron la enseñanza; existe además una escuela preparatoria que cuenta con 6 aulas, en las que 15 maestros impartieron enseñanza a 126 alumnos.

CAPITULO

3

FUENTE

DE

ABASTECIMIENTO

CARACTERISTICAS.

Todo sistema de agua incluye una fuente de abastecimiento que puede ser: un lago un embalse natural o artificial, un río o agua subterránea. Además debe contar con 4 tipos diferentes de obras para su funcionamiento.

- 1.- Obras de Captación.
- 2.- Obras de Purificación.
- 3.- Obras de Conducción.
- 4.- Obras de Distribución.

Las obras de captación estan destinadas a tomar agua de las fuentes de abastecimiento. Es posible que estas fuentes proporcionen caudales suficientes para satisfacer las demandas presentes y futuras. En caso contrario será necesario convertir una fuente intermitente en un abastecimiento continuo almacenando el agua, para que de esta forma, el suministro sea siempre suficiente.

Las obras de purificación son necesarias y deben introducirse cuando la calidad del agua captada no sea satisfactoria; como en el caso de las fuentes superficiales y embalses. En algunos casos también el agua subterránea se trata.

Las obras de conducción se proyectan para transpor

tar el agua captada y purificada a la comunidad. En muchos - casos será necesaria una estación elevadora para que el agua tenga energía potencial suficiente para escurrir por gravedad a través de las canalizaciones de las calles. La bomba - puede descargar el agua en tanques elevados de almacenamiento o depósitos.

Las obras de distribución llevan el agua a los consumidores en el volumen deseado a la presión apropiada. Estas comprenden tuberías, válvulas, red de cañerías y bocas - de riego para incendios.

La capacidad de este tipo de sistemas se diseña para cubrir las necesidades de una comunidad durante un periodo de tiempo que normalmente es de 25 a 30 años.

En el punto anterior se trató de los tipos de obra con que debe contar un sistema completo de aprovechamiento de las aguas; ahora nos referiremos de manera especial al sistema de distribución de agua y particularmente a los tipos de red más comunes.

De acuerdo al trazo de las calles, existen dos modelos de distribución.

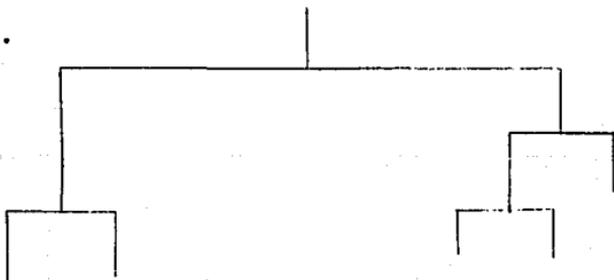
El sistema ramificado consiste en un alimentador primario que se va dividiendo en ramales secundarios, los -

cuales a su vez, se subdividen en otros tubos más pequeños. - En este sistema el agua llega en un solo sentido de tal forma que si ocurre una avería, deja sin servicio el tramo de la población, que está aguas abajo de ésta. Las terminales de este sistema son llamados tramos muertos.

El sistema reticulado o emparrillado nace de formar una malla de tubería, de tal forma que cada tubo recibe agua por sus dos extremos; lo cual evita los extremos muertos.

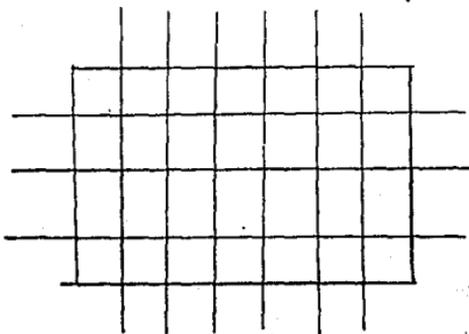
Su principal ventaja consiste en la posibilidad de aislar una parte del sistema, por medio de válvulas, sin afectar la complementaria. Es claro que por la cantidad de tube-ria y piezas especiales éste sistema es más costoso.

SISTEMA DE DISTRIBUCION DE TIPO RAMIFICADO



En nuestro caso particular, utilizaremos el tipo ra mificado dedo que la población es pequeña y no cuenta con los recursos económicos deseados para un sistema más completo.

SISTEMA DE DISTRIBUCION DE TIPO RETICULADO



FUENTE DE ABASTECIMIENTO.

Las aguas naturales disponibles en el medio ambiente son: aguas meteóricas, superficiales y subterráneas.

Las aguas meteóricas son aquellas procedentes de la atmósfera en forma de lluvia. Las aguas superficiales son aquellas que se encuentran en los lagos, ríos, lagunas o las de alguna cuenca de embalse, presa, etc..... Las aguas subterráneas son las que se filtran en el terreno pudiendo aflorar de manera natural en forma de manantiales, o haciendo perfora

ciones (pozos) .

La fuente de abastecimiento es el lugar del cual se obtiene el agua para dotar a una población de este elemento - vital. Esta fuente puede ser un pozo profundo, una corriente superficial, un lago, un estanque, etc.....

CLASIFICACION DE LAS AGUAS.

1.- Agua de Lluvia: de los techados, almacenada en cisternas, para abastecimientos individuales reducidos. De cuencas mayores preparadas o colectores, almacenada en depósitos para suministros comunales grandes.

2.- Agua Superficial: son aquellas aguas provenientes de los lagos naturales, ríos, embalses, etc...., aunque por lo regular estas aguas se encuentran un poco contaminadas.

3.- Agua Subterránea: generalmente es la fuente de abastecimiento principal en nuestro medio, ya que estas aguas tienen muchas ventajas tales como: a) por lo general no se necesita someterlas a un tratamiento especial; b) es más fácil de captar y es más económica; c) desde el punto de vista sanitario son más recomendables.

Existen varios métodos para abastecernos de este líquido vital, los cuales pueden ser: pozo profundo, manantia--

les etc.....

En nuestro caso la fuente de abastecimiento será pozo profundo el cual es considerado dentro de las aguas subterráneas.

PROCEDECENCIA.

Como se ha explicado en el punto anterior, llamado fuente de abastecimiento, se cuenta con varias formas de obtener el agua del medio que nos rodea. De estos debemos seleccionar la que nos proporcione mayores posibilidades de captación, aunado a esto la garantía del rendimiento necesario.

Mencionamos también que el agua subterránea tiene la ventaja de ser más pura que la superficial; por el proceso de filtración natural a que ha sido sometida y por esto, es práctica común la perforación de pozos para el abastecimiento de las poblaciones.

CALIDAD DEL AGUA.

El agua pura no se encuentra en la naturaleza. Cuando el vapor de agua se condensa en el aire y cae, absorbe el polvo y disuelve oxígeno, anhídrido carbónico y gases. En la superficie recoge fango y otras materias inorgánicas. Es posible que las bacterias que recoge el agua del aire sean pocas,

pero de la superficie del suelo tomará muchas más, que al correr por los torrentes y ríos. También disolverá pequeñas cantidades de los productos de descomposición de la materia orgánica, tales como nitritos, nitratos, amoníaco y anhídrido carbónico.

Las aguas superficiales conservan todas las impurezas por tiempo indefinido; no así, las aguas de lluvia que se infiltran en el suelo, pues en éste proceso de infiltración pierden el fango, las bacterias en suspensión y es probable que hasta algunos productos de descomposición. Esta ventaja se contrarresta un poco con la disolución de sales, que sufre el agua a su paso por los diferentes estratos y su cuantía depende de la longitud del recorrido y la composición química de los estratos atravezados.

En la siguiente tabla se indican las impurezas que puede contener el agua, y sus efectos.

Impurezas
Suspensión

Bacterias.- algunas dan origen a enfermedades.

Algas, Protozoarios.- olor, color, turbidez.

Fango.- opacidad, turbidez.

Impurezas
Disueltas

Sales	Calcio Magnesio	Bicarbonato.- alcalinidad, dureza.
		Carbonato.- alcalinidad, dureza.
		Sulfeto.- dureza.
		Cloruro.- dureza y corrosión de calderas.
	Sodio	Bicarbonato.- alcalinidad, efecto de ablandamiento.
		Carbonato.- alcalinidad, efecto de ablandamiento.
		Sulfeto.- formación de espuma en generadores de vapor.
		Fluoruro.- actúa sobre el esmalte de los dientes.
		Oxido de Hierro.- gusto, agua rojiza, corrosión de metal, dureza.
		Manganeso.- aguas negruzcas o pardas.
Colorante Vegetal.- color, acidez.		
Oxígeno.- corrosión de metales.		
Anhidrido Carbónico.- corrosión de metales, gases, acidez.		
Sulfhídrido.- olor a huevo podrido, acidez y corrosión de metales.		
Nitrógeno		

Para definir una agua potable podemos decir que es aquella que se puede beber sin peligro, de sabor agradable y útil para los usos domésticos. En contraste una agua contaminada, es la que contiene microorganismos y sustancias químicas de origen industrial u otro, de modo que resulta, inadecuada para ser empleada normal.

La dirección de Ingeniería Sanitaria, en su reglamento federal sobre las aguas de provisión establece: " Se considera agua potable, toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos para la salud "

El agua contaminada puede producir enfermedades tales como: el Tifus, Paratífus, Disenterías Amibianas y Bacilar, la Gastroenteritis, la Hepatitis infecciosa, la Esquistosomiasis y el Cólera Asiático. Otras enfermedades menores a por beber agua contaminada son: Antrax, Tularemia, Tuberculosis y varios gusanos parásitos.

La mayoría de estas enfermedades se transmiten por los excrementos y orines de personas enfermas y de portadores de gérmenes. Por esto es muy importante disponer adecuadamente de las aguas residuales, evitando la contaminación de agua superficial y subterránea.

ANALISIS QUIMICO Y BACTERIOLOGICO DEL AGUA DE LA FUENTE DE
ABASTECIMIENTO.

Por lo mencionado anteriormente sobre las impurezas de las aguas, la Secretaría de Salubridad y Asistencia, ha fijado las cantidades máximas aceptables de las sustancias que puede contener el agua para ser considerada potable.

Los límites tolerables aparecen en la tabla siguiente:

FISICOS:

Turbiedad máxima 10 (en la escala de sílice)
inodora.

sabor agradable

color máximo 20 (escala platino-cobalto)

Químicos: pH de 6.0 a 8.0	miligramos/litro
Nitrógeno (N) anoniaco, hasta	0.50
Nitrógeno (N) proteico, hasta	0.10
Nitrógeno (N) de nitritos (con análisis bacteriológico aceptable)	0.05
Nitrógeno (N) de nitratos, hasta	5.00
Oxígeno (O) consumido en medio ácido, hasta	3.00
Sólidos totales, hasta	10.00
Alcalinidad total, expresada en CaCO_3 , hasta	4.00
Dureza total, expresada en CaCO_3 , hasta	3.00
Dureza permanente de no carbonatos expresado en CaCO_3 , en aguas naturales, hasta	1.50
Cloruros expresados en Cl, hasta	2.50
Sulfatos expresados en SO_4 , hasta	2.50
Magnesio expresado en Mg hasta	1.25
Zinc expresado en Zn, hasta	15.00
Cobre expresado en Cu, hasta	3.00
Fluoruros expresados en F, hasta	1.50
Hierro y Manganeso expresados en Fe y Mn, hasta	0.30
Plomo expresado en Pb, hasta	0.10
Arsénico expresado en As, hasta	0.05
selenio expresado en Se, hasta	0.05
Cromo exavalente expresado en Cr, hasta	0.05
Compuestos fenólicos expresados en fenol, hasta	0.001
Cloro libre de aguas cloradas, no menos de	0.20
Cloro libre en aguas no cloradas no menos de 0.20 ni más de	1.00

**El agua potable estará libre de gérmenes patógenos
procedentes de la contaminación fecal humana.**

El análisis físico-químico hecho a las muestras de agua extraídas del pozo arrojaron los siguientes resultados:

- Aspecto: Límpido y claro
- Sabor: Agradable
- Color: Incoloro
- P.H.: 6.5
- Cloruros 500 ppm
- Dureza en CO_3Ca : 305 ppm
- H_2SO_4 : No se encontró
- Fe: No se encontró
- Nitritus: No se encontró

Conclusiones: El agua correspondiente a la muestra es apta para el consumo humano.

A).- INTRODUCCION.

El objetivo de este capítulo es obtener la población futura para el año 2010; o sea que la vida útil de proyecto de agua potable sea de 20 años.

Esta población futura se obtendrá por medio de una serie de cálculos basados en los datos censales sobre esta población.

Existen varios métodos para el cálculo de población futura, en este estudio utilizaré cuatro métodos analíticos y un método gráfico. Los resultados obtenidos por cada método se promediarán obteniendo así la población total futura para el año 2010 de dicha población.

B).- DATOS CENSALES.

Población en 1950	-----	8,939	habitantes
Población en 1960	-----	9,381.	habitantes
Población en 1970	-----	12,686	habitantes
Población en 1980	-----	15,276	habitantes

C).- METODOS ANALITICOS.

1 - Aritmético.

Considera que la población tiene un crecimiento según una prolongación aritmética. Determina el incremento de población por año y se multiplica por los años previstos.

A Ñ O	HABITANTES	INCREMENTO
1950	8,939	
1960	9,381	442
1970	12,686	3,305
1980	15,276	2,590
		=====
		E = 6,337

$$6,337 \div 3 = 2,112.3 \quad \text{promedio}$$

$$\text{Incremento en 10 años} = 2,112 \text{ habitantes}$$

$$\text{Incremento en 1 año} = 211 \text{ habitantes}$$

$$\text{Al año 2010} = (211) (30) + 15,276 = 21,606 \text{ habitantes.}$$

Donde 30 es el número de años del último censo 1980 al año de vida útil de proyecto 2010.

$$\text{Población al año 2010} = 21,606 \text{ habitantes.}$$

2 - Geométrico.

Este método se basa en los porcentajes de crecimiento de la población cada 10 años.

Parte de la fórmula siguiente:

$$\% = \frac{P f - P i}{P i} \times 100$$

donde:

% - Incremento de población

P f - Población final

P i - Población inicial

entre 1950-60

$$\% = \frac{9,381 - 8,939}{8,939} \times 100 = 4.94 \%$$

entre 1960-70

$$\% = \frac{12,686 - 9,381}{9,381} \times 100 = 35.23 \%$$

entre 1970-80

$$\% = \frac{15,276 - 12,686}{12,686} \times 100 = 20.42\%$$

Promedio 4.94 + 35.23 + 20.42 = 20.20 %

20.20 % en 10 años.

.°. 2.02 % en 1 año.

Para 1981 = 15,276 (1,0202) = 15,584 habitantes.

Incremento anual = 15,584 - 15,276 = 308 habitantes.

Para el año 2010 = 15,276 + (308) (30) = 24,516.

Población al año 2010 = 24,516 habitantes.

2 - Incrementos.

Consiste en determinar el incremento entre los datos censales, sacando la diferencia entre estos incrementos.

Datos	Habitantes	Incremento	Diferencia
1950	8,939		
1960	9,381	442	
1970	12,686	3,305	2,863
1980	15,276	<u>2,590</u>	<u>715</u>
	Promedios	2,112	1,074

Con esto calculemos las poblaciones por periodos de 10 años hasta llegar a 30

Año

$$1990 \quad 15,276 + 2,112 + 1,074 = 18,462 \text{ habitantes}$$

$$2000 \quad 18,462 + (18,462 - 15,276) + 1,074 = 22,722 \text{ habitantes}$$

$$2010 \quad 22,722 + (22,722 - 18,462) + 1,074 = 28,056 \text{ habitantes}$$

$$\text{Población al año 2010} = 28,056 \text{ habitantes.}$$

4 - Interés Compuesto.

En este método se utiliza la conocida fórmula empleada para calcular el interés compuesto

$$P_f = P_i (1 + r)^n$$

donde

$$r = n \frac{P_f}{P_i} - 1$$

Por lo tanto

$$r_1 = 10 \frac{9,381}{8,939} - 1 = 10 \cdot 1.0494 - 1 = .0048$$

$$r_2 = 10 \frac{12,686}{9,381} - 1 = 10 \cdot 1.3523 - 1 = .036$$

$$r_3 = 10 \frac{15,276}{12,686} - 1 = 10 \cdot 1,2042 - 1 = 0.0188$$

$$r = \text{promedio} = 0.0181$$

Por lo tanto

$$P_f = 15,276 (1 + 0.0181)^{30} =$$

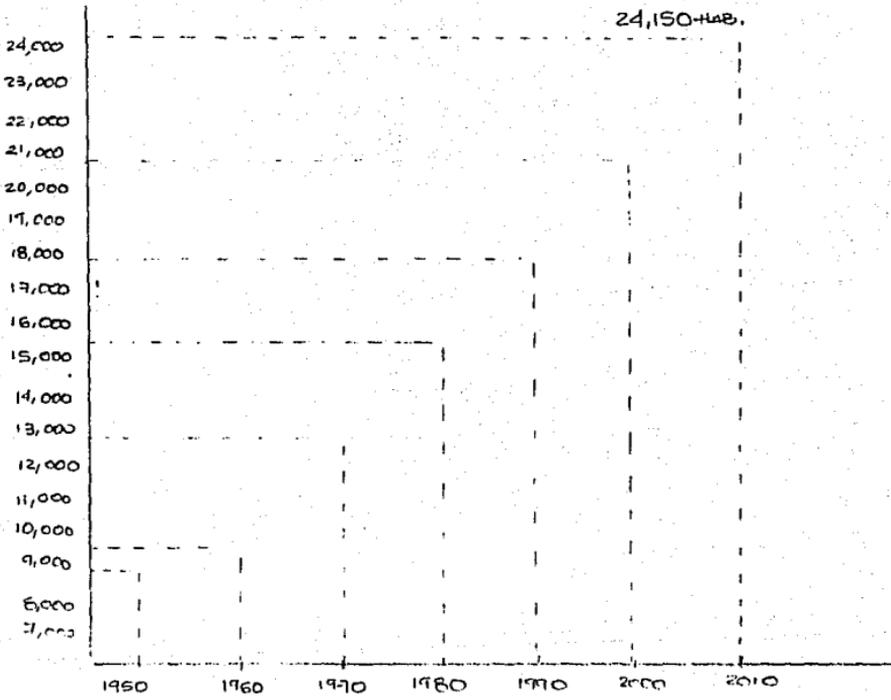
donde 30 es el número de años del último censo 1980 al año de vida de proyecto 2010.

Población al año 2010 = 26,165 habitantes.

D).- METODO GRAFICO.

1 - Prolongación de la curva de crecimiento.

En este método se emplea una gráfica años-no. habitantes, donde se grafican los puntos obtenidos de los censos; se prolonga la curva y de esta manera se aproxima el valor de número de habitantes para el año deseado.



E).- PROMEDIO DE POBLACION FUTURA.

1.- Aritmético	21,606	habitantes.
2.- Geométrico	24,516	"
3.- Incrementos	28,056	"
4.- Interés Compuesto	26,165	"
5.- Método Gráfico	24,150	"
T O T A L	124,493	habitantes.
Promedio :	$124,493 \div 5$	= 24,899 habitantes.

Por lo tanto la población de proyecto que se tomará para los cálculos siguientes será:

Población de Proyecto = 24,899 habitantes.

CAPITULO

4

DISEÑO Y CALCULO DE LA RED

DIFERENTES USOS DEL AGUA

1.- Uso Doméstico:

La cantidad es muy variable de acuerdo a las condiciones de vida, esta cantidad varía entre 38 y 225 lts., por habitante al día. Se consideran dentro de estos: los jardines particulares, lavado, agua para cocina, etc. Lo mínimo es de 85 lts. por habitante al día. Se considera en general en un 30% de la dotación específica total.

2.- Uso Industrial y Comercial:

Comprende los servicios de fábricas, garages, lavaderos públicos, etc. Es el gasto necesario para satisfacer las necesidades de agua en zonas comerciales.

Su consumo se calcula en en 32% de la dotación específica total, varía de un 15% a un 65% del total de la dotación específica.

3.- Uso Público:

Comprende el abastecimiento de agua a edificios pú-

blicos y servicios como: riego y limpieza de calles, riego de plazas y jardines, etc. Se le considera en un 20% de la dotación específica total.

4.- Pérdidas y Fraudes:

Este consumo de agua se clasifica en no computable. Es difícil cuantificar el agua que se pierde debido a escapes en los contadores y bombas, en conexiones no autorizadas y en las fugas de tuberías de la red de distribución.

En condiciones normales se le estima en un 15% del total de la dotación específica.

DOTACION ESPECIFICA

Se la llama dotación específica, a la cantidad de agua que se fija como consumo diario por habitante.

Para la dotación específica se toma en cuenta el tipo de clima, el caracter cultural y el tipo de industria para elegir entre el mínimo, medio ó máximo.

No. de Habitantes	Dotación Especifica		
	Mínimo (Frio)	Medio (Templado)	Máximo (Cálido)
- 2,000	50	100	150
2,000 - 5,000	100	150	200
5,000 - 20,000	150	200	250
más de 20,000	200	250	300

Como el cálculo se hizo en base a población futura arrojó una cifra de más de 20,000 habitantes, de la table anterior obtenemos un gasto entre 200 y 300 lts. por habitante al día, de los cuales tomaremos 300 lts por habitante al día debido al clima de la región y por ser cabecera municipal.

CONSUMOS Y GASTOS

1.- Consumo Medio Diario (lts/día)

C.M.D. = (No. de Habitantes)(dotación específica)

C.M.D. = (24,899) (300) = 7'469,700 lts/día.

C.M.D. = 7'469,700 lts/día.

2.- Consumo Medio Horario (lts/día)

C.M.H. = Consumo medio diario \div 24 horas.

C.M.H. = 7'469,700 \div 24 = 311,237.5 lts/hr.

C.M.H. = 311,237.5 lts/hr.

3.- Consumo Máximo Diario (lts/día)

C. Max. D. = (Consumo medio diario)(Coeficiente variación - diaria) donde coeficiente de variación diaria es de 1.9 .

C. Max. D. = (7'469,700) (1.9) = 14'192,430 lts/día.

C. Max. D. = 14'192,430 lts/día.

4.- Consumo Máximo Horario (lts/hr.)

C. Max. H. = Consumo máximo diario \div 24 horas

C. Max. H. = 14'192,430 \div 24 = 591,351.25 lts/hr.

C. Max. H. = 591,351.25 lts/hr.

5.- Consumo Máximo Horario en el día de máxima demanda lts/hr.

C. Max. H. = (Consumo max. horario) (Coeficiente de variación horaria) donde coeficiente de variación horaria es 2.2

C. Max. H. = (591,351.25) (2.2) = 1'300,972.7 lts/hr.

C. Max. H. = (día max. demanda) = 1'300,972.7 lts/hr.

6.- Gasto Máximo Diario en el día de Máxima Demanda (lts/seg.)

Q. Max. D. = (C.M.D.) (Coef. Var. H.) \div (24) (3600).

Q. Max. D. = (7'469,700) (1.9) (2.2) \div (24) (3600).

Q. Max. D. = (día máximo demanda) = 361.38 lts/seg.

INTRODUCCION

Las fuentes de abastecimiento se clasifican en: Meteóricas, Corrientes Superficiales y Aguas Subterráneas.

- Aguas Meteóricas:

Son aquellas que provienen de las precipitaciones atmosféricas bajo forma de lluvia o nieve.. Este tipo de - aguas solo se usa en caso de no existir otro recurso para obtener agua en la región.

- Corrientes Superficiales:

Son las aguas que se encuentran en la superficie - de la tierra, algunas con movimiento continuo formando ríos, y otras acumuladas como presas o lagos.

- Aguas Subterráneas:

Son las que se infiltran en la corteza terrestre, provenientes de las precipitaciones pluviales de ríos y la-gos de fondos permeables.

POZO PROFUNDO

En este inciso se pretende hacer una descripción - del sistema existente basado en los datos obtenidos y las propias observaciones. El sistema establecido cuenta con dos po-

zos profundos de 8".

El gasto de ambos pozos es de 38 LPS.

El gasto de bombeo que por lo menos nos deben proporcionar los pozos, es el doble de gasto medio, es decir:

$$Q \text{ bombeo} = Q \text{ m} \frac{(24)}{(12)}$$

$$\text{en donde } Q \text{ m} = \frac{(\text{No. habitantes}) (\text{Dot. esp.})}{86,400}$$

$$Q \text{ m} = \frac{(24,899) (300)}{86,400} = 86.45 \text{ lts/seg.}$$

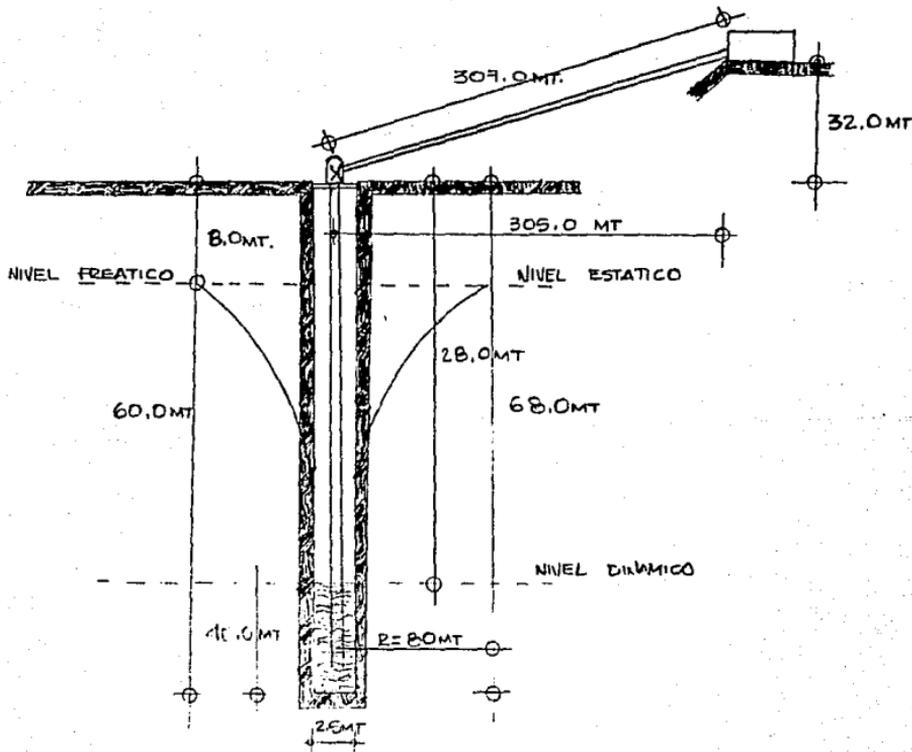
$$Q \text{ bombeo} = (86.45) (2) \quad Q \text{ bombeo} = 172.9 \text{ lps.}$$

Como vemos los pozos profundos actuales son insuficientes para satisfacer las necesidades de la población, por lo que se propone construir un pozo nuevo.

- Cálculo del pozo profundo.

Este método consiste en utilizar una herramienta - que por su propio peso va triturando el material y porste---riormente se extrae mediante una cuchara de arena. En este - método se utilice lodo bentonítico para que se adhiera a las - paredes y ejerza una presión que evite derrumbamientos.

El corte del pozo con sus respectivas medidas es - el siguiente.



Según el estudio geológico del pozo, se encontró - que el tamaño efectivo del material en general es de 0.2 milímetros, es decir, es un material fino; en donde la porosidad (p) de dicho material resultó ser de 0.25, lo que nos da una constante de $K = 31.0$.

La fórmula que nos permite encontrar el gasto en - metros cúbicos por día es:

$$Q = \frac{P \times K (D^2 - d^2)}{\ln (R/r)} = \text{Gasto } M^3/\text{día.}$$

Por lo tanto:

$$Q = \frac{X 0.25 \times 31 (60^2 - 40^2)}{\ln (80/2.5)} = 14,073.64 M^3/\text{día}$$

$$Q = 14,073.64 M^3/\text{día} \frac{(1000 \text{ lts}/M^3)}{86,400 \text{ seg}/\text{día}} = 162.89 \text{ lps}$$

$$Q \text{ Pozo} = 162.89 \text{ l.p.s.}$$

Sumando los gastos que nos proporcionan los dos pozos profundos, más el nuevo, encontramos un gasto total de - 250.89 l.p.s. que es mucho mayor al gasto requerido de bombeo que es de 172.9 l.p.s.

LINEA ECONOMICA DE BOMBEO

A continuación se hará una tabla de la línea económica de bombeo para saber que tubería de asbesto-cemento nos convendrá más para bombear el agua del pozo profundo al tanque de almacenamiento.

El gasto que debemos utilizar es el gasto de bombeo, que viene siendo el gasto medio multiplicado por 24 y dividido entre 12.

$$Q \text{ bombeo} = Q_m (24/12) = 86.45 (24/12) = 172.9 \text{ lps}$$

$$Q \text{ bombeo} = 172.9 \text{ lps} - 88 \text{ lps de pozos existentes}$$

$$= 84.9 \text{ lps}$$

Con la fórmula siguiente calcularemos la potencia en Horse-Power que deberá tener la bomba para ser capaz de bombear el agua del pozo profundo al tanque de almacenamiento.

$$H.P. = \frac{(Q \text{ bombeo})(Ht)}{E (75)} \quad E = 75\%$$

$$H.P. = \frac{(84.9)(Ht)}{(.75)(75)}$$

$$H.P. = 1.5093 (Ht)$$

donde:

H.P. Caballos de Fuerza

Q. Gasto de bombeo

Ht $H_1 + H_2 + H_f + 0.1 H_f$

H1 Altura del nivel dinámico del pozo a la bomba

H_2 Altura de la bomba al tanque

H_f Pérdida de carga por fricción

0.1 H_f 10% de la pérdida de la carga (Válvulas y Ac
cesorios)

E Eficiencia de la bomba que es de 75%

La pérdida de carga (H_f) se obtiene del monograma
de la fórmula de Williams y Hazen.

CALCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE

La distribución del agua a los consumidores se realiza por distintos métodos que dependen de las condiciones locales o de otras consideraciones.

Estos métodos son:

1.- Distribución por Gravedad.

Este sistema es posible cuando la fuente de suministro es un lago o un embalse, situado en algún punto elevado con respecto a la ciudad, de manera que pueda mantenerse una presión suficiente en las tuberías principales, tanto para los servicios domésticos como para los de extinción de incendios. Es el método más aconsejable si la conducción de la fuente que la une con la ciudad es de tamaño adecuado y esta bien protegida contra roturas accidentales. Sin embargo la alta presión de agua es necesaria para combatir el fuego, lo puede obtenerse empleando las motobombas del departamento de incendios.

2.- Distribución por medio de Bombas (Almacenando más o menos cantidad de Agua).

En general cuando se emplea este método, el exceso de agua elevada durante los períodos de bajo consumo se almacena

cena en depósitos. Durante los períodos de alto consumo el agua se utiliza para aumentar la suministrada por las bombas. Este sistema permite obtener rendimiento uniforme en las bombas y, por lo tanto, es económico, ya que se las puede hacer trabajar en condiciones óptimas. Por otra parte, como el agua almacenada proporciona una reserva que puede utilizarse en los casos de incendio y cuando se producen averías en las bombas, este método de operación proporciona una amplia seguridad.

3.- Empleo de Bombas sin Almacenamiento.

En este caso, las bombas introducen agua directamente en las tuberías sin otra salida que la del agua realmente consumida. Es el sistema menos deseable, ya que una avería en la fuente de energía ocasionará una interrupción completa en el suministro de agua.

El agua se almacena con diversas finalidades: igualar el rendimiento de la bomba durante el día; equilibrar el suministro y la demanda en los períodos prolongados de alto consumo; proporcionar agua para necesidades urgentes tales como la extinción de incendios o en caso de averías accidentales.

Para conseguir almacenar agua a una cota elevada se contruyen depósitos de tierra o mampostería, situados en

zonas altas o depósitos elevados, o bien depósitos de regulación.

En nuestro caso, por ser el más apropiado, la distribución se hará por gravedad y el tanque se hará de manera superficial y de mampostería.

El cálculo del volumen del tanque se hace de acuerdo a la tabla de regulación o de bombeo tomando en cuenta las diferentes horas en que vamos a bombear el agua.

Con 8 horas de bombeo

$$V \text{ tanque} = \frac{(Q_m) (3600) (\% \text{ bombeo})}{(1000 \text{ lts/M}^3)}$$

donde

$$Q_m = 86.45 \text{ lts/seg.}$$

$$\% \text{ bombeo} = 1040 + (-285) = 1.325 = 13.25\%$$

$$V \text{ tanque} = \frac{(86.45 \text{ lts/seg}) (3600 \text{ seg}) (13.25)}{(1000 \text{ lts/M}^3)}$$

$$V \text{ tanque} = 4.123.66 \text{ M}^3$$

Con 12 horas de bombeo

$$\% \text{ bombeo} = 520 + (-285) = 805 = 8.05\%$$

$$V \text{ tanque} = \frac{(86.45 \text{ lts/seg}) (3600 \text{ seg}) (8.05)}{(1000 \text{ lts/M}^3)}$$

$$V \text{ tanque} = 2.505.32 \text{ M}^3$$

Con 16 horas de bombeo

$$\% \text{ bombeo} = 140 + (-285) = 4.25 = 4.25\%$$

$$V \text{ tanque} = \frac{(86.45 \text{ lts/seg}) (3600 \text{ seg}) (4.25)}{(1000 \text{ lts/M}^3)}$$

$$V \text{ tanque} = 1.322.68 \text{ M}^3$$

Para obtener el volumen del tanque, se suman los valores absolutos de los máximos positivos y negativos que se obtienen en la columna de diferencias acumuladas, obteniéndose así el porcentaje de bombeo que ha de modificarse por el volumen de agua correspondiente al gasto en una hora del día de máximo consumo.

Como conclusión del resultado de las diferentes horas de bombeo. Para alargar la vida útil de los equipos de bombeo y permitir cualquier tipo de reparación que se pudiera presentar en la conducción y ahorro de energía eléctrica, se tomarán doce horas de bombeo. El cálculo con ocho horas de bombeo queda descartado por las grandes dimensiones del tanque y su implicación en el costo.

Para obtener el porcentaje de demanda según la hora del día, se toman los valores establecidos por la S.A.R.H.

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TANQUE

El sistema actual de Sayula, cuenta con tres tanques superficiales de mampostería de 1000 M^3 de capacidad cada uno y en buen estado de conservación que se tomará en cuenta.

Por lo anterior es necesario almacenar:

$$3000 \text{ M}^3 - 2.505.32 \text{ M}^3 = 494.68$$

∴ están sobrados los tanques.

A).- INTRODUCCION.

Se conoce como red de tuberías a un sistema de tuberías interconectadas entre sí, de tal manera que el gasto que se tiene a través de determinada salida pueda provenir de determinados circuitos.

En una red de tuberías, se deberán satisfacer las siguientes condiciones:

1.- La suma algebraica de las caídas de presión alrededor de un circuito deberá ser cero.

2.- El gasto que llega a cada unión debe ser igual al que sale de ella.

3.- Para cada tubería, deberá satisfacerse la ecuación de Durey Wersbach u otra fórmula equivalente de fricción de tipo exponencial; con esto se da a entender que para cada tubería, se debe mantener la relación adecuada entre pérdida de carga y gasto.

En esta tesis, el cálculo se hará por medio del método de Hardy Cross; que consiste en suponer una distribución del caudal en una red y en compensar las pérdidas de carga resultantes..

Se pueden emplear las fórmulas de Manning, Chezy y Hazen-Williams. En términos generales puede expresarse como sigue:

$$h = k Q^x$$

en la cual h es la pérdida de carga en la tubería, Q es el caudal circulante y k es una constante que depende del tamaño de la tubería, de sus condiciones internas y de las unidades empleadas. La fórmula de Hazen-Williams escrita en esta forma es:

$$h = k Q^{1.85}$$

Siguiendo el análisis de Hardy Cross, se puede decir de cualquier tubería en circuito que $Q = Q_1 + A$. En la que Q_1 es la cantidad real de agua circulante, Q , es la cantidad supuesta y A es la corrección del caudal necesario.

Por lo tanto:

$$K Q^x = k (Q_1 + A)^x = k (Q_1^x + x Q_1^{x-1} A + \dots).$$

Los restantes términos de la serie pueden despreciarse, si A es pequeño en comparación de Q_1 . Para un circuito la suma de pérdidas de carga debe ser cero.

$$\sum K Q^x = 0$$

y de la anterior

$$E K Q^x = E K Q,^x + E X K Q,^{(x-1)} A = 0$$

de donde:

$$A = - \frac{E K Q,^x}{E X K Q,^{(x-1)}} = - \frac{E h}{K E h/Q}$$

El procedimiento puede resumirse como sigue:

1.- Supóngase una distribución cualquiera de caudal en cuanto a cantidad y sentido del flujo. La suma de los caudales que llegan a cualquier conexión debe ser igual a la suma de los caudales salientes.

2.- Calcúlese la pérdida de carga en cada tubería por medio de una ecuación o diagrama. Se adopta el convenio que los caudales en el sentido de las agujas del reloj son positivos y producen pérdidas de carga positivas.

3.- Teniendo en cuenta el signo, calcúlese la pérdida de carga total en cada circuito:

$$E h = E K Q,^x .$$

4.- Calcúlese, prescindiendo del signo, para el mismo circuito, la suma de

$$E K X Q,^{(x-1)}$$

Para compensar la pérdidas de carga en cada circuito

se emplean en la ecuación

$$A = E h / K E h / Q$$

al caudal de cada línea. Las líneas comunes a dos mallas han de corregirse para cada malla, teniendo en cuenta el signo.

Las cargas que constituyen $E K Q$,^x se pueden obtener directamente del monograma de Hazen-Williams.

Se puede demostrar que la solución no depende de C , es decir, que la distribución de caudales será la misma, siempre que se emplee el mismo valor C para todas las tuberías de la red.

En nuestro caso el valor C adoptado será de 100 como tener un promedio de este valor, en caso que la tubería tenga un valor de C más alto, esto será como un rango de garantía.

Entre una intersección y otro, es decir, (entre un punto y otro), hay demandas de agua para uso doméstico y comercial que van a formar pequeños circuitos, estas demandas se obtienen proporcionalmente al área suministrada y a la densidad de población de la misma. Estas demandas solo pueden ser aproximadas y su exactitud depende de la experiencia y criterio del ingeniero.

Las diferencias en las presiones a que se mantienen las redes de distribución de las distintas ciudades son muy am

plias.

Para poblaciones con construcciones no mayores de 4 pisos, como es Sayula, Jalisco; la presión recomendada es entre 1.5 y 3.0 kg/cm².

Para revisar las cotas piezométricas en los diferentes puntos de la red, es necesario primero saber la presión en la división, del tubo que proviene del tanque, de los dos circuitos principales de la población.

Datos:

$$D = 14'' = .3556 \text{ mts.}$$

$$L = 200 \text{ mts.}$$

$$Q = 361.38 \text{ lps} = .3613 \text{ M}^3 / \text{seg.}$$

La cota piezométrica en la división será la diferencia de cotas menos las pérdidas entre los dos puntos.

Utilizando la fórmula de Hazen-Williams

$$C = 100 \quad V = 0.8494 \quad C R^{.63} S^{.54} \quad R = \frac{D}{4} = .0889$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{.3613}{\frac{\pi (.3556)^2}{4}} = 3.64 \text{ m/seg}$$

$$S^{.54} = \frac{3.64}{.849(100)(.0889)^{.63}} = .1969$$

$$S = (.1969)^{1.85} = 0.495$$

$$hf = L(S) = .0495(200) = 9.9 \text{ mts.}$$

$$Z = 101.35 - 57.35 = 44 \text{ m.}$$

$$\text{Cota piezométrica} = 44 \text{ mts} - 9.9 \text{ mts} = 34.1 \text{ mts}$$

$$P = 3.41 \text{ kg/cm}^2$$

De la división de la tubería de 14" a la entrada del sistema se hace la misma operación.

$$L = 36 \text{ mts.}$$

$$D = 12" = .3048 \text{ mts.}$$

$$Q = M^3 / \text{min. } 16 = .2667 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

$$Z = 57.35 - 56.66 = .69 \text{ mts.}$$

$$\text{Cota piezométrica inicial} = 24.1 \text{ mts.}$$

$$R = \frac{D}{4} = \frac{.3048}{4} = .0762 \text{ V} = \frac{.2667}{H \left(\frac{.3048}{6} \right)^2} = 3.65 \text{ m}^2 / \text{seg}$$

$$S^{.54} = \frac{3.65}{.8494(100)(.762)^{.63}} = .2175 \text{ S} = .0595$$

$$hf = 2.14 \text{ mts.}$$

$$\text{Cota piezométrica} = 34.1 + .69 - 2.14 = 32.65 \text{ mts}$$

El resto de cotas se saca fácilmente, solo sumando a la cota piezométrica inicial el desnivel y restando las pérdidas entre punto y punto que ya tenemos en las tablas de iteraciones.

Como podemos ver en la hoja de iteraciones, las tuberías de los puntos 4-13 y 7-8, tienen pérdidas aproximadas a cero, esto significa que el diámetro de estas tuberías es muy grande para el agua que circula por ellas, por lo que el diámetro de 4-13 se reduce de 10" a 8" y el de

7-8 se reduce de 8" a 6".

Analizando las cotas piezométricas, podemos darnos cuenta, que la más desfavorable es el punto 7, pero que cumple ampliamente con la presión mínima requerida en esta población.

Se procede ahora a repetir el procedimiento de la otra red principal de la población.

En la intersección de las dos mallas principales del poblado tenemos una cota piezométrica de 34.4 mts. como ya lo habíamos calculado.

La cota piezométrica a la entrada de esta segunda malla principal se calcula de la siguiente manera:

$$L = 78 \text{ mts.}$$

$$D = .4064 \text{ mts.}$$

$$Q = 5.4 \text{ M}^3/\text{min.} = .09 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Cota piezométrica inicial} = 34.1 \text{ mts.}$$

$$Z = 57.35 - 58 = -.65$$

$$R = \frac{.4064}{4} = .1016 \text{ mts } V = \frac{.09}{H(\frac{.4064}{4})^2} = .6938 \text{ M/seg}$$

$$S^{.54} = \frac{.6938}{.8494(100)(.1016)^.63} = .0345 \text{ S} = .1623$$

$$nf = 12.65$$

$$\text{Cota piezométrica} = 34.1 - .65 - 12.65 = 20.8 \text{ m}$$

Observamos que las tuberías 5-6 y 6-7 no tienen ca
si pérdidas, por lo que podemos reducirlas de 8" a 6" y de -
10" a 8".

Vemos que todos los puntos cumplen satisfactoria--
mente con las presiones requeridas por el poblado.

DISEÑO DE CRUCEROS.

En nuestra red de distribución se presentan unio--
nes, terminaciones, válvulas que presentan generalmente dife
rencias en cuanto a diámetros y clases de materiales, lo que
hace necesario usar ciertos accesorios especiales que permi
tiran evitar las fugas de agua y aumentar la eficiencia en -
el uso de la red.

Existen varios tipos de canalizaciones que corres
ponden a los diferentes modos de unión corrientemente utili
zados. Se distinguen:

- Las tuberías de enchufe con juntas rígidas
(juntas de plomo)
- Las tuberías de enchufe con uniones flexibles
(juntas tipo Gibault)
- Las tuberías con bridas.
- Las tuberías " Repid " (con junta automática).

Las tuberías constituyen el elemento esencial de las canalizaciones. Se completan por medio de las piezas de enlace, cada vez que el trazado muestra algún punto singular tales como:

- Unión de dos tramos.
- Cambio de dirección.
- Bifurcación.
- Cambio de diámetro.
- Cambio del tipo de junta.
- Interposición o adición de un órgano de maniobra o de explotación.

Existen en cada serie de tuberías un cierto número de piezas de enlace " corrientes " que permiten realizar todas las combinaciones normales.

Las piezas especiales de las canalizaciones con enchufe para juntas rígidas o flexibles llevan, en su mayor parte, dos enchufes. Esta particularidad tiene principalmente las siguientes ventajas:

- Permitir utilizar trozos de tubos inevitables cuando deben cortarse en puntos determinados a priori.
- Tener piezas más robustas, puesto que el enchufe constituye por sí mismo un refuerzo.
- Colocar más fácilmente los codos y las tees cuando haya necesidad de hacerlo.
- Tees, codos y tapas ciegas llevarán atraque de -

concreto que variará de 0.27 M^3 a 0.070 M^3 en -
diámetros de 3 a 10 " respectivamente.

VALVULAS DE SECCIONAMIENTO.

Se localizan en las tuberías principales o de circuito a modo de poder derivar en un momento un mayor gasto - en cierta dirección de la red o bien detener el fluido completamente en cierto tramo de la red.

El diseño de los cruceros de este proyecto se localiza en la sección de planos, al final de esta tesis.

TABLA DE ITERACIONES DEL CIRCUITO 1 PRINCIPAL.

PRIMERA CORRECCION.

Circuito 1

Línea	M^3Q/min	D m	L m	S	h	$M^3h/Q/\text{min}$
1- 2	-8.0	0.3556	350	-0.0090	-3.15	0.3938
2- 3	-6.0	0.3556	422	-0.0050	-2.11	0.3517
3- 4	-5.5	0.3048	292	-0.0070	-2.044	0.3716
4-13	0.5	0.2540	432	0.0002	0.0864	0.1728
13-12	2.0	0.3048	325	0.0010	0.3250	0.1625
12- 1	8.0	0.3048	315	0.0150	<u>4.7250</u>	<u>0.5006</u>
					-2.1676	2.0430

$$1 = \frac{-2.1676}{1.85(2.043)} = + 0.5735$$

Circuito 2

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
12-13	-2.0	0.3048	325	-0.0011	-0.3575	0.1788
13- 4	-0.5	0.2540	432	-0.0002	-0.0959	0.1901
4- 5	-4.5	0.2540	150	-0.0140	-2.1000	0.4667
5- 6	-3.5	0.2540	302	-0.0088	-2.6576	0.7593
6- 7	-2.7	0.2540	258	-0.0055	-1.4190	0.5256
7- 8	-0.5	0.2032	64	-0.0006	-0.0352	0.0704
8- 9	8.5	0.2032	290	0.0006	0.1740	0.3048
9-10	2.5	0.2540	345	0.0006	1.6560	0.6624
10-11	3.5	0.2540	48	0.0085	0.4080	0.1166
11-12	4.0	0.2540	91	0.0090	<u>0.8190</u>	<u>0.2048</u>
					-3.6073	3.5227

$$2 = - \frac{-3.6073}{1.85(3.5227)} = + 0.5535$$

SEGUNDA CORRECCION.

Circuito 1

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
1- 2	-7.43	0.3556	350	-0.0057	-1.9950	0.2685
2- 3	-5.43	0.3556	422	-0.0045	-1.8990	0.3497
3- 4	-4.93	0.3048	292	-0.0063	-1.8396	0.3731
4-13	0.52	0.2540	432	0.0005	0.1944	0.3738
13-12	2.02	0.3048	325	0.0009	0.2925	0.1448
12- 1	8.57	0.3048	315	0.0017	<u>0.5355</u> -4.7114	<u>0.0625</u> 1.5724

$$1 = - \frac{-4.7114}{1.85(1.5724)} = + 1.6511$$

Circuito 2

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
12-13	-2.02	0.3048	325	-0.001	-0.3250	0.1609
13- 4	-0.52	0.2540	432	-0.0003	-0.0003	0.2077
4- 5	-3.95	0.2540	150	-0.0100	-1.5000	0.3707
5- 6	-2.95	0.2540	302	-0.0007	-0.2054	0.0696
6- 7	-2.15	0.2540	258	-0.0034	-0.8772	0.4080
7- 8	0.05	0.2032	64	0.0000	0.0000	0.0000
8- 9	1.05	0.2032	290	0.0031	0.8990	0.8562
9-10	3.05	0.2540	342	0.0067	2.3115	0.7579
10-11	4.05	0.2540	48	0.0100	0.4800	0.1185
11-12	4.55	0.2540	91	0.0140	<u>1.2740</u> 1.9489	<u>0.2800</u> 3.2385

$$2 = - \frac{1.9489}{1.85(3.2385)} = - 0.3253$$

TERCERA CORRECCION.

Circuito 1

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
1- 2	-5.78	0.3556	350	-0.0044	-1.5400	0.2664
2- 3	-3.78	0.3556	422	-0.0003	-0.1055	0.0279
3- 4	-3.28	0.3048	292	-0.0030	-0.8760	0.2671
4-13	2.50	0.2540	432	0.0046	1.9872	0.7949
13-12	4.00	0.3048	325	0.0042	1.3650	0.3413
12- 1	10.22	0.3048	315	0.0250	<u>7.8750</u>	<u>0.7705</u>
					8.7057	2.4681

$$1 = - \frac{8.7057}{1.85(2.4681)} = 1.9066$$

Circuito 2

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
12-13	-4.0	0.3048	325	-0.0039	-1.2675	0.3109
13- 4	-2.50	0.2540	432	-0.0040	-1.7280	0.6912
4- 5	-4.28	0.2540	150	-0.0120	-1.8000	0.4206
5- 6	-3.28	0.2540	302	-0.0074	-2.2348	0.6813
6- 7	-2.48	0.2540	258	-0.0050	-1.2900	0.5202
7- 8	-0.28	0.2032	64	-0.0003	-0.0160	0.0571
8- 9	0.72	0.2032	290	0.0014	0.4060	0.5639
9-10	2.72	0.2540	345	0.0056	1.9320	0.7103
10-11	3.72	0.2540	48	0.0090	0.4320	0.1161
11-12	4.22	0.2540	91	0.0110	<u>1.0010</u>	<u>0.2372</u>
					-4.5653	4.3148

$$2 = - \frac{-4.5653}{1.85(4.3148)} = + 0.5719$$

CUARTA CORRECCION.

Circuito 1

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
1- 2	-7.69	0.3556	350	-0.0090	-3.150	0.4096
2- 3	-5.69	0.3556	422	-0.0040	-1.6880	0.2967
3- 4	-5.19	0.3048	292	-0.0050	-1.4600	0.2813
4-13	0.02	0.2540	432	0.0000	0.0000	0.0000
13-12	1.52	0.3048	325	0.0006	0.1950	0.1283
12- 1	8.31	0.3048	315	0.0110	<u>3.4650</u>	<u>0.4170</u>
					-2.6380	1.5239

$$1 = - \frac{-2.6380}{1.85 (1.5329)} = + 0.93$$

Circuito 2

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
12-13	-1.52	0.03048	325	-0.0007	-0.2275	0.1497
13- 4	-0.02	0.2540	432	0.0000	0.0000	0.0000
4- 5	-3.71	0.2540	150	-0.0090	-1.3500	0.3639
5- 6	-2.71	0.2540	302	-0.0055	-1.6610	0.6129
6- 7	-1.91	0.2540	258	-0.0024	-0.6192	0.3242
7- 8	0.29	0.2032	64	0.0003	0.0160	0.0552
8- 9	1.29	0.2032	290	0.0037	1.0730	0.8318
9-10	3.29	0.2540	345	0.0073	2.5185	0.7655
10-11	4.29	0.2540	48	0.0120	0.5760	0.1343
11-12	4.79	0.2540	91	0.0150	<u>1.3650</u>	<u>0.2850</u>
					2.3100	3.5225

$$2 = - \frac{2.31}{1.85(3.5225)} = - 0.3545$$

QUINTA CORRECCION.

Circuito 1

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
1- 2	-6.76	0.3556	350	-0.0060	-2.1000	0.3117
2- 3	-4.76	0.3556	422	-0.0036	-1.5192	0.3192
3- 4	-4.26	0.3048	292	-0.0053	-1.5476	0.3633
4-13	1.30	0.2540	432	0.0013	0.5616	0.4320
13-12	2.80	0.3048	325	0.0024	0.7800	0.2786
12- 1	9.24	0.3048	315	0.0200	<u>6.3000</u>	<u>0.6818</u>
					2.4748	2.3856

$$1 = - \frac{2.4748}{1.85(2.3856)} = - 0.5608$$

Circuito 2

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
12-13	-2.80	0.3048	325	-0.0022	-0.7150	0.2554
13- 4	-1.30	0.3048	432	-0.0015	-0.6480	0.4985
4- 5	-4.06	0.2540	150	-0.0098	-1.4700	0.3621
5- 6	-3.06	0.2540	302	-0.0063	-1.9026	0.6218
6- 7	-2.26	0.2540	258	-0.0042	-1.0836	0.4795
7- 8	-0.06	0.2032	64	0.0000	0.0000	0.0000
8- 9	0.94	0.2032	290	0.0022	0.6380	0.6787
9-10	2.94	0.2540	345	0.0065	2.2425	0.7628
10-11	3.94	0.2540	48	0.0100	0.4800	0.1218
11-12	4.44	0.2540	91	0.0140	<u>-1.2740</u>	<u>0.2869</u>
					-1.1847	4.0675

$$2 = - \frac{-1.1847}{1.85(4.0675)} = + 0.1574$$

SEXTA CORRECCION.

Circuito 1

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
1- 2	-7.32	0.3556	350	-0.007	-2.4500	0.3347
2- 3	-5.32	0.3556	422	-0.0042	-1.7724	0.3332
3- 4	-4.82	0.3048	292	-0.0055	-1.6060	0.3332
4-13	0.58	0.2540	432	0.0000	0.0000	0.0000
13-12	2.08	0.3048	325	0.0013	0.4225	0.2031
12- 1	8.68	0.3048	315	0.190	<u>5.9850</u>	<u>0.6895</u>
					0.5791	1.8937

$$1 = - \frac{0.5791}{1.85(1.8937)} = - 0.1653$$

Circuito 2

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
12-13	-2.08	0.3048	325	-0.0012	-0.3900	0.1875
13- 4	-0.58	0.2540	432	0.0000	0.0000	0.0000
4- 5	-3.90	0.2540	150	0.0094	-1.4100	0.3615
5- 6	-2.90	0.2540	302	0.0080	-2.4160	0.8331
6- 7	-2.10	0.2540	258	0.0035	-0.9030	0.4300
7- 8	0.10	0.2032	64	0.0000	0.0000	0.0000
8- 9	1.10	0.2540	290	0.0011	0.319	0.2900
9-10	3.10	0.2540	345	0.0068	2.346	0.7568
10-11	4.10	0.2540	48	0.0120	0.576	0.1440
11-12	4.60	0.2540	91	0.0130	<u>1.170</u>	<u>0.2543</u>
					-0.708	3.2572

$$2 = - \frac{-0.708}{1.85(3.2572)} = + 0.1175$$

TABLA DE ITERACIONES DEL CIRCUITO 2 PRINCIPAL.

Primera Corrección.

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
1-2	-2.00	0.2540	200	-0.0025	-0.0500	0.2500
2-3	-1.00	0.2032	146	-0.0025	-0.3650	0.3650
3-4	-0.50	0.2032	215	-0.0006	-0.1183	0.2365
4-5	-0.20	0.2032	146	-0.0001	-0.0190	0.0949
5-6	0.60	0.2032	310	0.0010	0.3100	0.5167
6-7	1.10	0.2540	176	0.0013	0.2288	0.2080
7-8	1.90	0.2540	319	0.0025	0.7975	0.4197
8-1	3.40	0.2540	175	0.0070	<u>1.2250</u>	<u>0.3603</u>
					1.5590	2.4511

$$= - \frac{1.5590}{1.85(2.4511)} = - 0.3438$$

Segunda Corrección.

Línea	Q	D	L	S	h	h/Q
1-2	-2.34	0.2540	200	-0.0040	-0.8000	0.3419
2-3	-1.34	0.2032	146	-0.0045	-0.6570	0.4903
3-4	-0.84	0.2032	215	-0.0019	-0.4085	0.4863
4-5	-0.54	0.2032	146	-0.0008	-0.1168	0.2163
5-6	0.26	0.2032	310	0.0002	0.0682	0.2623
6-7	0.76	0.2540	176	0.0005	0.0880	0.1158
7-8	1.56	0.2540	319	0.0022	0.7018	0.4499
8-1	3.06	0.2540	175	0.0060	<u>1.0500</u>	<u>0.3431</u>
					-0.0743	2.7059

$$= - \frac{-0.0743}{1.85(2.7059)} = + 0.0148$$

CAPITULO

5

VOLUMENES DE OBRA

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
<u>TANQUES DE REGULACION</u>		
1.- Muros de Mampostería	386	M ³
2.- Piso de Concreto 20cm	58	"
3.- Armado y Colado de Zapatas.	2	Pza.
4.- Armado y Colado de Columnas.	2	"
5.- Aplanado en Muros Cemento-Arena.		
- Pulido	336	M ²
- Viguería	9,861	Kg.
- Embovedado	384	M ²
- Hormigón	384	"
- Ladrillo de Azotea	384	"
- Impermeabilización	384	"
- Accesorios (drenes, válvulas, accesos, salidas, etc.).	2	Lotes

CAPTACION A TANQUES DE ALMACENAMIENTO

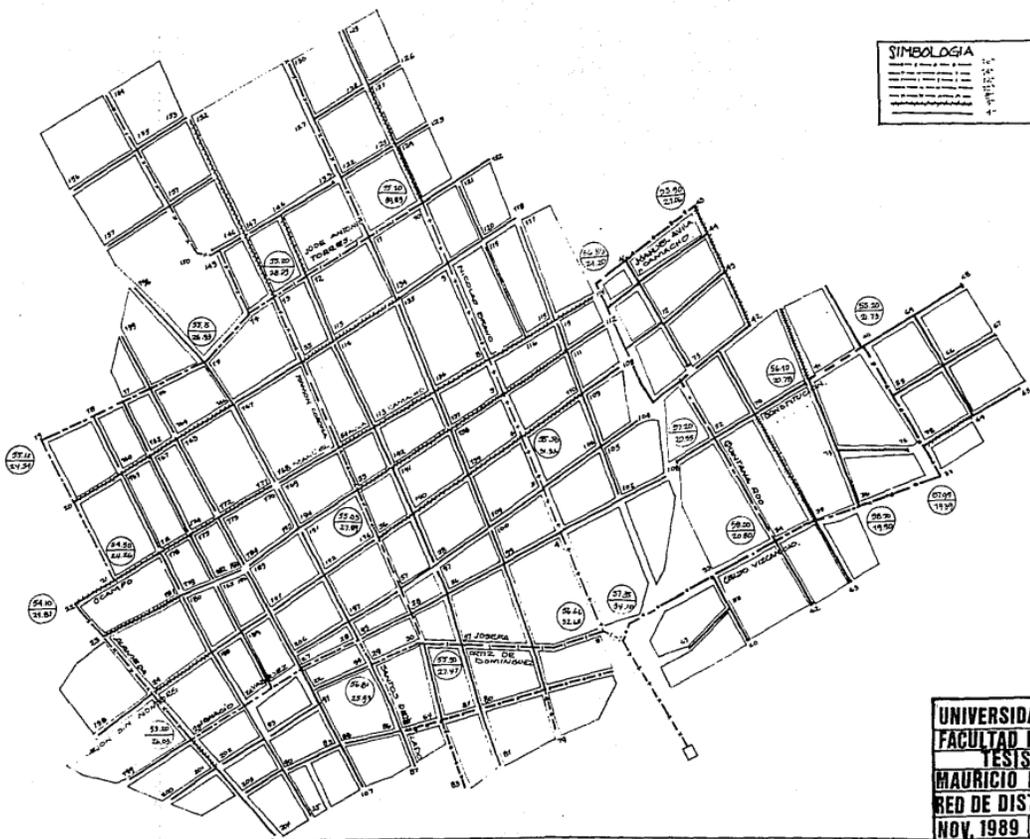
RED DE DISTRIBUCION

1.- Excavación	9,382	M ³
2.- Válvulas y Accesorios:		
- Válvulas de Compuerta		
- 16"	1	Pza.
- 14"	2	Pzas.
- 12"	3	"
- 10"	8	"
- 8"	13	"

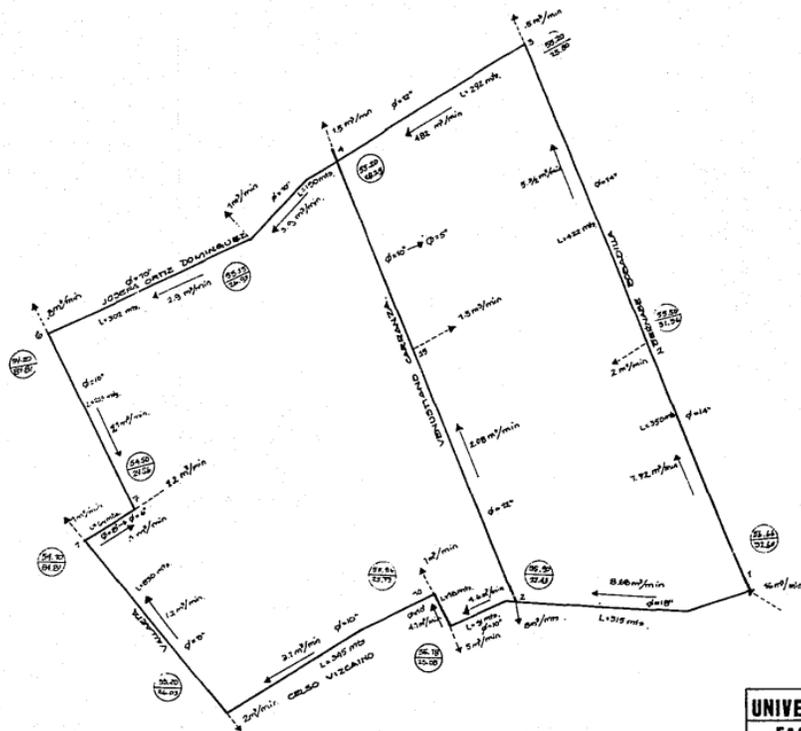
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
- 6"	16	Pzas
- 4"	25	"
3.- Cruceiros de FoFo		
- 14"	7	"
- 12"	10	"
- 10"	12	"
- 8"	7	"
- 6"	6	"
- 4"	11	"
4.- Toes de FoFo		
- 16"	1	Pza
- 10"	14	Pzas
- 8"	8	"
- 6"	18	"
- 4"	14	"
5.- Codos FoFo de 45 ^o		
- 16"	1	Pza
- 8"	3	Pzas
- 4"	1	Pza
6.- Codos FoFo de 90 ^o		
- 10"	1	Pza.
- 6"	2	Pzas
- 8"	1	Pza
7.- Codos FoFo de 22 ^o		
- 30"	2	Pzas
- 10"	2	"
- 8"	1	Pza
- 4"	1	"
8.- Extremidades FoFo		
- 8"	2	Pzas
- 6"	4	"
- 4"	85	"

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
9.- Reducciones FoFo		
- 16/14"	1	Pza
- 14/12"	3	Pzas
- 14/6"	8	"
- 14/4"	4	"
- 12/8"	2	"
- 12/4"	2	"
- 12/6"	2	"
- 12/10"	1	Pza
- 10/8"	5	Pzas
- 10/11"	22	"
- 10/6"	11	"
- 8/6"	11	"
- 8/4"	14	"
- 16/10"	1	Pza
- 6/4"	45	Pzas
10.- Juntas Gibault		
- 16"	5	Pzas
- 14"	16	"
- 12"	9	"
- 10"	51	"
- 8"	42	"
- 6"	97	"
- 4"	149	"
11.- Relleno y Compactado Tubería A-C	9,382	M ³
- 16"	55	Trazas
- 14"	128	"
- 12"	137	"
- 10"	270	"
- 8"	344	"
- 6"	850	"
- 4"	1,345	"

SIMBOLOGIA	
	Carretera principal
	Carretera secundaria
	Carretera con drenaje
	Carretera con drenaje y alcantarillado
	Carretera con drenaje, alcantarillado y agua
	Carretera con drenaje, alcantarillado, agua y gas
	Carretera con drenaje, alcantarillado, agua, gas y electricidad



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUAD.
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
MAURICIO F. MAYA CALDERON
RED DE DISTRIBUCION SAYULA, JAL.
NOV. 1989 | ESC: 1:2500



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUAD.
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
MAURICIO F. MAYA CALDERON
CIRCUITO I DEFINITIVO
NOV. 1989 ESC 1:2500

C A P I T U L O

6

C O N C L U S I O N E S

CONCLUSIONES

Acerca del presente trabajo, podría concluir con la insistencia en la importancia de un buen sistema de aprovechamiento del agua potable para el asentamiento de una población y de su futuro desarrollo tanto comercial como industrial.

Gracias a éste trabajo, tuve la oportunidad de profundizar un poco más en el tema, y de aumentar mis conocimientos en el área de Hidráulica, principalmente. Aprendí nuevos métodos para el cálculo de redes de distribución, profundicé también en aspectos como: calidad del agua, aspectos geológicos, perforación de pozos y de tanques de almacenamiento.

Pero, definitivamente, el beneficio más importante que creo haber adquirido al elaborar éste trabajo, fué el de adquirir experiencias en este tipo de obras, experiencia que espero, me sea de gran utilidad a lo largo del ejercicio profesional de mi carrera.

BIBLIOGRAFIA.

ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO

Ernest W. Stell.

Editorial Gustavo Gili.

INGENIERIA SANITARIA APLICADA A SANEAMIENTO Y SALUD PUBLICA

Unda Opazo - Salinas Cordero

UTEHA

APUNTES DE LA CATEDRA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Ing. Carlos Trujillo del Río.

APUNTES DE LA CATEDRA DE HIDRAULICA

Ing. Sebastian Becerra.

NORMAS PARA LA CONSTRUCCION DE REDES DE AGUA POTABLE Y ALCAN
TARILLADO.

Editado por SEDUE.

NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA
POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA

Editado por SAHOP, en 1981