



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

20
24.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

**ANALISIS Y DISEÑO DE LA FUENTE DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL
POBLADO CUAUTENCO, MUNICIPIO DE ALMOLOYA
DE ALQUISIRAS, ESTADO DE MEXICO.**

TRABAJO DE INVESTIGACION

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
BAJO LA OPCION DE SEMINARIO TALLER-
EXTRACURRICULAR "CONDUCCIONES A
PRESION II" PRESENTA**

IGNACIO HIPOLITO LIGONA

RECEBIDO EN LA ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN EL DIA 12 DE MAYO DE 1997 A LAS 5:25 PM
SECRETARIA DE EDUCACION PUBLICA
SECRETARIA DE EDUCACION SUPERIOR

003313

Acatlán, Estado de México, Mayo de 1997



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.

ANALISIS Y DISEÑO DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL POBLADO CUAUTENCO, MUNICIPIO DE ALMOLOYA DE ALQUISIRAS, ESTADO DE MÉXICO.

INDICE

1.- INTRODUCCION

2.- ANTECEDENTES

- 2.1.- LOCALIZACION
- 2.2.- CLIMA
- 2.3.- NECESIDAD DEL AGUA POTABLE
- 2.4.- OROLOGIA
- 2.5.- HIDROLOGIA
- 2.6.- USO ACTUAL DEL SUELO Y DE LOS RECURSOS NATURALES
- 2.7.- DESARROLLO URBANO

3.- ANALISIS DE LA DEMANDA

- 3.1.- POBLACION ACTUAL (CENSOS)
- 3.2.- POBLACION DE PROYECTO
- 3.3.- DOTACION
- 3.4.- GASTOS DE DISEÑO
- 3.5.- COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES

4.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO

- 4.1.- TIPOS DE CAPTACION
- 4.2.- ANALISIS HIDROLOGICO
- 4.3.- ANALISIS DE AFOROS
- 4.4.- DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA
- 4.5.- SELECCION DEL EQUIPO DE BOMBEO

5.- LINEA DE CONDUCCION, ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS Y PIEZAS ESPECIALES.

6.- FENOMENO TRANSITORIO (GOLPE DE ARIETE)

7.- CATALOGO DE CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA

7.1.- PRECIOS UNITARIOS

7.2.- PRESUPUESTO

8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.- BIBLIOGRAFIA

**A MI PADRE
Q.E.P.D.**

Gracias por todo lo que me enseñó

A MI MADRE Y HERMANOS

**Gracias por su apoyo sincero
y por estar siempre a mi lado.**

A TERE Y ZYANYA

**Gracias por motivarme
para llegar a esta meta.**

A LOS PROFESORES DEL SEMINARIO

Gracias por la formación y la
enseñanza del valor del esfuerzo.

**A MIS AMIGOS, COMPAÑEROS
Y PERSONAS QUE ME AYUDARON**

Gracias por su confianza y compañía

**Y A TODOS AQUELLOS QUE QUIEREN
SER INGENIEROS CIVILES**

1.- INTRODUCCION.

EL SEMINARIO-TALLER EXTRACURRICULAR CONDUCCIONES A PRESION II, se crea por el interés de la UNAM (ENEP-ACATLAN), de que sus egresados de Licenciatura en Ingeniería Civil logren por esta opción su título profesional.

Es así como la ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES (ENEP-ACATLAN), se propuso la tarea de coordinar y organizar un SEMINARIO- TALLER EXTRACURRICULAR, el cual ofrece una opción más para que sus egresados obtengan su título profesional y una aportación no menos importante que la primera al elaborar un proyecto ingenieril demandado por la ciudadanía.

EL SEMINARIO-TALLER EXTRACURRICULAR tiene una duración de 200 horas divididos en cinco módulos de 40 hrs, cada módulo desarrollará un tema específico, el cual será primordial para poder desarrollar el proyecto en cuestión.

Ya que los ponentes son del área de hidráulica, se determinó proveer de agua potable a las poblaciones del Estado de México que demanden este vital líquido. A través de la Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento (CEAS).

Para nuestro caso en particular se desarrollará un proyecto para proveer de agua potable a la población de Cuautenco, Municipio de Almoloya de Alquisiras, Estado de México.

Para esto se realizó un programa, el cual fue dividido en cinco capítulos, por demás atractivos e interesantes, los cuales se enumeran a continuación.

- 1.- OBRA DE TOMA.
- 2.- DISEÑO HIDRAULICO DE TUBERIAS.
- 3.- BOMBAS.
- 4.- ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS Y PIEZAS ESPECIALES EN TUBERIAS.
- 5.- GOLPE DE ARIETE.

Para lograr ser aspirantes se cumplió con ciertos requisitos y mediante criterios de selección ya establecidos (generación, promedio, experiencia en el área, etc) se seleccionó un grupo de 15 alumnos.

Cada uno de los temas es cubierto por uno de los cinco ponentes que intervienen en el SEMINARIO-TALLER EXTRACURRICULAR. Así también cada ponente tendrá a su cargo un equipo formado por tres alumnos, fungiendo como asesor del proyecto a desarrollar.

En este SEMINARIO-TALLER EXTRACURRICULAR, el CEAS proporcionó cinco proyectos, los cuales fueron repartidos en equipos de tres.

Cabe hacer mención de la valiosa participación y cooperación del CEAS, (COMISION ESTATAL DE AGUAS Y SANEAMIENTO), organismo encargado del suministro de agua potable en el Estado de México, que ha otorgado las facilidades, apoyo técnico e información necesaria para la realización de estos proyectos.

Las autoridades municipales nos han permitido hacer visitas físicas al lugar, con el fin de recabar la información necesaria para el proyecto, este se complementará con los programas de desarrollo de los municipios, el INEGI, etc.

Estos datos recabados serán evaluados por los asesores de cada equipo cuyos resultados finales darán forma a los proyectos correspondientes.

FE DE ERRATAS ...

La palabra Cuautenco desde el inicio y hasta esta hoja se ha escrito, tal cual, debido a la información que se tenía hasta este punto. al desarrollarse la investigación de este proyecto, descubrimos que se escribe con una h intermedia como se muestra a continuación; Cuahtenco, esta es la forma correcta, por tanto a partir de esta hoja será escrita correctamente.

2.- ANTECEDENTES.

Cronología del Municipio.

Originalmente el pueblo de Almoloya de Alquisiras estuvo subordinado al señorío de Texcatitlán que formó parte a su vez, de la provincia de los Matlazincas, cuya cabecera fue Toluca.

Al iniciarse el movimiento de independencia, los indios del municipio los secundaron uniéndose a las tropas que mandó originalmente Don Mariano Ortiz, sobrino segundo del cura Hidalgo, después se mantuvieron a las órdenes de Pedro Ascencio de Alquisiras.

Desde 1844 Almoloya por influencia del Lic. Manuel Alas, se adhirió a los federalistas y después al movimiento de reforma. En 1858 se erigió como municipio, en 1869, recibe el nombre de Pedro Ascencio de Alquisiras, el gran guerrillero y su gente que a las órdenes de Morelos y Vicente Guerrero, operaron constantemente en la región quedando como Almoloya de Alquisiras.

Almoloya viene del Nahuatl "atl", agua; "moloni" manar una fuente; y "yan" en donde mana el agua: "lugar donde hay un manantial" el jeroglífico representativo del municipio ha sido el de una corriente de agua con cuatro

ramificaciones rematadas por perlas y caracoles alternados y un brazo con una mano.

2.1.- Localización Geográfica.

El Municipio de Almoloya de Alquisiras se ubica en la parte sur del Estado de México a 77 Kms. De la ciudad de Toluca, y tiene una altitud de 1,800 m. sobre el nivel del mar y el resto del territorio a 2,200 m.s.n.m. Su localización geográfica es la siguiente: longitud mínima 99°46'50". Longitud máxima 99°57'09" latitud mínima 18°47'00" y latitud máxima 15°55'02".

Limita al norte con Texcatitlán y Coatepec Harinas; al este, con Coatepec Harinas; al sur, con Zacualpan, y al oeste con Sultepec y Texcatitlán.

Según el Sistema Estatal de Información, el Municipio tiene una extensión de 167,3 Kms², y tiene la particularidad de poseer una "isla" en cuyo territorio se encuentran tres comunidades, las que están rodeadas por los municipios de Zacualpan y Sultepec, pertenecientes a la jurisdicción municipal.

La división política del municipio de Almoloya de Alquisiras, para efecto de su gobierno interior y según el Sistema Estatal de información es integrado de la siguiente manera:

División Política Municipal.

Comunidad.

| | | | |
|-------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|
| 1. Agua fría | 9. Colonia Guadalupe | 17. Mesa del Río | 25. San José Tizates |
| 2. Ahuacatlán | 10. Cuarta Manzana | 18. El Mirador | 26. Sexta Manzana |
| 3. Almoloya | 11. Cuauhtenco | 19. Pachuquilla | 27. Tepehuajes |
| 4. Aquiapan | 12. Jalatepec | 20. Plan de Vigas | 28. Totoltepec de la P |
| 5. Buenos Aires | 13. Las Mesas | 21. Plutarco González | 29. Vista Hermosa |
| 6. Capulmanca | 14. Los Pérez | 22. Quinta Manzana | 30. Triguillos |
| 7. Cerro Guayabo | 15. La U. Riva Palacio | 23. Los Ranchos | 31. Unión Riva Palacio |
| 8. Cerro Tlapexco | 16. Llano de las Casas | 24. San Andrés T. | 32. La Yerbabuena |

2.2.- Climatología.

Tres comunidades tienen clima frío similar al de Toluca, con heladas en invierno: Plan de Vigas, Sexta Manzana y Capulmanca. Las comunidades con clima semitemplado son: San Andrés Tepetitlán, y Quinta Manzana, que sufren heladas ocasionales. Almoloya, Jaltepec, Agua Fria, Triguillos, **Cuauhtenco**, las Mesas y Pachuquilla tienen clima templado húmedo, sin heladas; Agua Fria, Tepehuajes, Totoltepec, La Unión Riva Palacio, Llano de las casas, Tizates, Los Pérez, y Aquiapan son de clima semicálido seco esto permite el cultivo de gran cantidad de hectáreas de hortalizas y pastizales como: tomate, chícharo, avena, cebada, maíz.

Las estaciones del año son bien definidas. Las temperaturas se registran entre los 20° y 24° C a la sombra, en verano, y en invierno bajan hasta los 15°C.

Este clima templado subhúmedo con lluvias en verano se presenta inclusive en el 70% de la superficie estatal aproximadamente.

Los vientos dada su ubicación son moderados, presentándose del noroeste al sureste durante el mes de febrero.

El periodo de lluvias se presenta en los meses de mayo y junio, y se prolonga hasta octubre; durante este tiempo se forman cascadas y diferentes riachuelos. La precipitación pluvial total durante el año, en la mayor parte del municipio, es de 1113 mm. (Promedio de un periodo observado en 6 años).

Es importante mencionar que la lluvia cae generalmente en la tarde o noche, las mañanas son despejadas. Todos los factores geográficos y meteorológicos influyen para que en el municipio haya un clima bondadoso ya que no hace calor ni frío en extremo.

2.3.- Necesidad del agua potable.

Actualmente existen un sinnúmero de demandas, dentro del marco de servicios públicos, estas demandas exigen respuestas, sobre todo en las comunidades más alejadas; esto requiere de la ampliación de la infraestructura y el equipamiento, así como de la modernización de los servicios para mejorar la calidad de vida.

Si tomamos en cuenta que en el municipio de Almoloya de Alquisiras el porcentaje de viviendas que no cuenta con agua potable entubada es muy alto comparado con otros municipios, ya que mientras en Almoloya de Alquisiras es del orden del 50% en Cuautitlán Izcalli por ejemplo es de 3%, esta diferencia tan notable nos indica el atraso de este municipio con respecto a este servicio, lo cual conlleva a un desarrollo muy lento con respecto a otros, puesto que no se cubren satisfactoriamente las necesidades del agua, vitales para los usos primarios.

Por otro lado es importante crear conciencia en la población acerca de los efectos negativos que traen actos como la tala clandestina indiscriminada, que puede ocasionar daños en la recarga de los mantos acuíferos, pues tal recurso ha venido a menos en los últimos 15 años.

Si a lo anterior sumamos que los mantos acuíferos no son captados adecuadamente y por lo tanto no se obtiene el almacenamiento necesario y suficiente, por medio de tanques diseñados a la medida de las necesidades poblacionarias, para después conducir y distribuir el agua mediante redes hidráulicas, creando sistemas completos de agua potable; que den solución a este problema, previendo además la contaminación de ríos, arroyos, ojos de agua y veneros.

2.4.- Orografía.

La orografía nos dará una mejor idea sobre la tremenda irregularidad del territorio almoloyense; ahora mencionaremos las alturas más importantes; estas

oscilan entre los 2,900 metros sobre el nivel del mar, en el cerro de la culebra o Peña de ahucatlán, que en los mapas oficiales esta registrado como el peñón, hasta los 1,780 m, en la Unión Riva Palacio, y los cerros de Capulmanca, 2,600 m, y la Sexta Manzana, con 2,600 m; hay también pequeños valles, como los de pachuquilla, Aquiapan o Almoloya; planicies, como son las tierras fértiles las de San Andrés Tepetitlán, Plutarco González o Tizanes, esta última muy similar a una escalera que baja del noroeste al sureste, con la salida de la Cañada de los Arcos, que es un cauce natural del río de Almoloya; este relieve da la impresión de un enorme cono circular por montañas.

Hay pequeños poblados situados en las faldas de grandes cerros, como el Capulmanca, en donde se asientan Plan de Vigas y la Sexta Manzana; estas elevaciones son estribaciones surianas del enorme volcán Xinantécatl, que si bien esta a más de 45 kilómetros, les dio origen como parte de sus consecuencias telúrico geológicas.

2.5.- Hidrología.

Debido al relieve orográfico, que forma una especie de embudo, se comprenderá que el agua fluye hacia el valle, hecho que si bien no es exhaustivamente aprovechado, es el más representativo, pues el nombre mismo de la Cabecera Municipal lo implica en su significación.

Se cuenta con un río perenne y nace en Texcaltitlán; su cauce se dirige hacia el sureste, internándose en el territorio de Almoloya (por eso su nombre, río de Almoloya) y desemboca en el río Amacuzac, en el Estado de morelos.

Tiene como afluentes el riachuelo de la Gavia Chica, así como innumerables arroyos, entre los que se encuentran los siguientes: Ahuacatlán, El Salto, Jaltepec, **Cuauhtenco**, Pachuquilla y El Florido; su caudal es variable, pero en la época de lluvias es muy abundante, los arroyos se secan en los meses de Enero a Mayo.

Dos son los manantiales más importantes, los que desde tiempo inmemorial dan nombre a la Cabecera Municipal y son conocidos como "ojos de agua", los cuales representan, sin duda, el valioso recurso natural con que cuenta el municipio. El ojo de agua grande se encuentra a un kilómetro y medio al norte de Almoloya; sus aguas fertilizan, la porción más importante de las huertas y su caudal surte de agua potable a la población de la cabecera y a la de Jaltepec; el vital líquido llega entubado hasta los depósitos de la Cruz de Misión, desde donde es distribuido.

El ojo de agua chico se encuentra dentro de la población, a escasos 30 metros de la avenida Benito Juárez, proporciona agua, al igual que el anterior, para irrigación de huertas y hortalizas. Anteriormente era utilizado por muchas familias para bañarse, a pesar de que el agua es relativamente abundante, ha sido motivo de disputas por el mal uso del regadío y las malas condiciones de los acueductos. Su distribución se hace sancionada por medio de "jueces", que la van administrando a cada uno de los usuarios.

Hay otros veneros pequeños, uno conocido como Puesto de Tierra, cuyas aguas aprovecha el poblado de Tlapexco, y otro, el Chilacayote, que utiliza la Cuarta Manzana. La misma agua de Puesto de Tierra sirvió durante mucho tiempo para proveer de este líquido a Sultepec y diariamente van pipas

cargando agua almoloyense con destino a "El Real" como de antiguo se le conoce.

2.6.- Uso actual del suelo y de los recursos naturales.

El municipio de Almoloya de Alquisiras depende de los recursos naturales que son elementos básicos para su desarrollo, y sus comunidades por lo tanto dependen de esto por lo que es indispensable cuantificarlos, conservarlos, recuperarlos y explotarlos adecuadamente para el desarrollo de la vida productiva del municipio evitando su deterioro y desequilibrio ecológico.

El uso del suelo de este municipio según el Instituto e Investigación Geográfica y Catastral cuenta con 16,738.5 hectáreas; que se destina para actividades agrícolas siendo de temporal y riego, la actividad pecuaria es de tipo extensivo, la forestal es moderada, por otra parte se encuentra el uso urbano y cuerpos de agua como son los ríos, ojos de agua y manantiales.

Los cultivos de mayor importancia son el maíz, los frutales y las flores. El primero se realiza con prácticas ancestrales, el maíz se fertiliza en la mayoría de los casos en forma manual y la producción maizera es de subsistencia pero significativa, en todo el municipio, y en realidad de monocultivo, aunque se da el caso de sembrar junto con el maíz, frijol y calabaza.

En el cultivo de frutales también es importante y se destaca el aguacate, en variedades criollas y, principalmente tres de injerto: bacon, hass y aguacalli; después el durazno, la guayaba, el chabacano, el higo, etc. Antiguamente los

árboles se conservaban en el lugar donde nacían, por lo que una huerta, además de contener árboles productivos, tenía también una gran cantidad de árboles que crecían mal y eran poco productivos. Actualmente, una huerta se planifica y se cuida sistemáticamente, por lo que es más productivo y ofrece los productos deseados. Las comunidades donde más se practica la fruticultura son: San Andrés Tepetitlán, Quinta Manzana, Almoloya, Pachuquilla, Plutarco González y Ahuacatlán.

Los centros de consumo de los productos que se cultivan en Almoloya son, principalmente, las ciudades de Toluca y México, y, en menor grado los tianguis de Texcatitlán, Sultepec, Tejupilco y Zacualpan.

| | | | |
|--------------------|----------|-----------|---------|
| 1. Uso Agrícola | 3,790.3 | Hectáreas | 100.00% |
| a) Temporal | 3,017.1 | Hectáreas | 79.60% |
| b) Riego | 122.6 | hectáreas | 3.23% |
| c) Tierras Ociosas | 650.6 | Hectáreas | 17.17% |
| 2. Uso Pecuario | 1,811.7 | Hectáreas | 100.00% |
| a) Intensivo | 1.3 | hectáreas | 0.02% |
| b) Extensivo | 1,811.4 | Hectáreas | 99.98% |
| 3. Uso Forestal | 10,543.0 | Hectáreas | 100.00% |
| a) Bosques | 9,372.0 | Hectáreas | 88.89% |
| b) Arbustiva | 1,171.0 | Hectáreas | 11.11% |
| 4. Uso Urbano | 94.1 | Hectáreas | 100.00% |
| 5. Erosionado | 133.9 | Hectáreas | 100.00% |
| 6. Cuerpos de Agua | 3.7 | Hectáreas | 100.00% |
| 7. Otros Usos | 361.8 | Hectáreas | 100.00% |

2.7.- Desarrollo Urbano.

El municipio de Almoloya de Alquisiras, no es considerado como urbano ya que este, se encuentra en un proceso de transición, sin perder algo muy valioso, sus tradicionales y típicas costumbres culturales, es por esto que es considerado como un municipio rural.

El desarrollo económico urbano rural, tiene como principal actividad el comercio, clasificándose de la manera siguiente: Abarrotes, lonjas mercantiles, farmacias, ferreterías, tlapalerías, materiales para construcción, tortillerías, carnicerías, tiendas de ropa, así como la producción de ciruela, guayaba, durazno, tomate, jitomate, cebolla, aguacate. Por tanto son expedidos en la misma cabecera municipal, municipios aledaños, Toluca y el D.F.

La distribución natural porcentual del municipio refleja la importancia del sector forestal. La siguiente tabla nos ilustra de manera detallada el destino y cantidades por los diferentes usos.

| | SUPERFICIE | AGRICOLA | PECUNARIO | FORESTAL | URBANO | OTROS |
|-----------|------------|----------|-----------|----------|--------|-------|
| HECTAREAS | 16,739.0 | 3,791.0 | 1,812.0 | 10,543.0 | 94.0 | 499.0 |
| % | 100.00 | 22.65 | 10.82 | 62.99 | 0.56 | 2.98 |

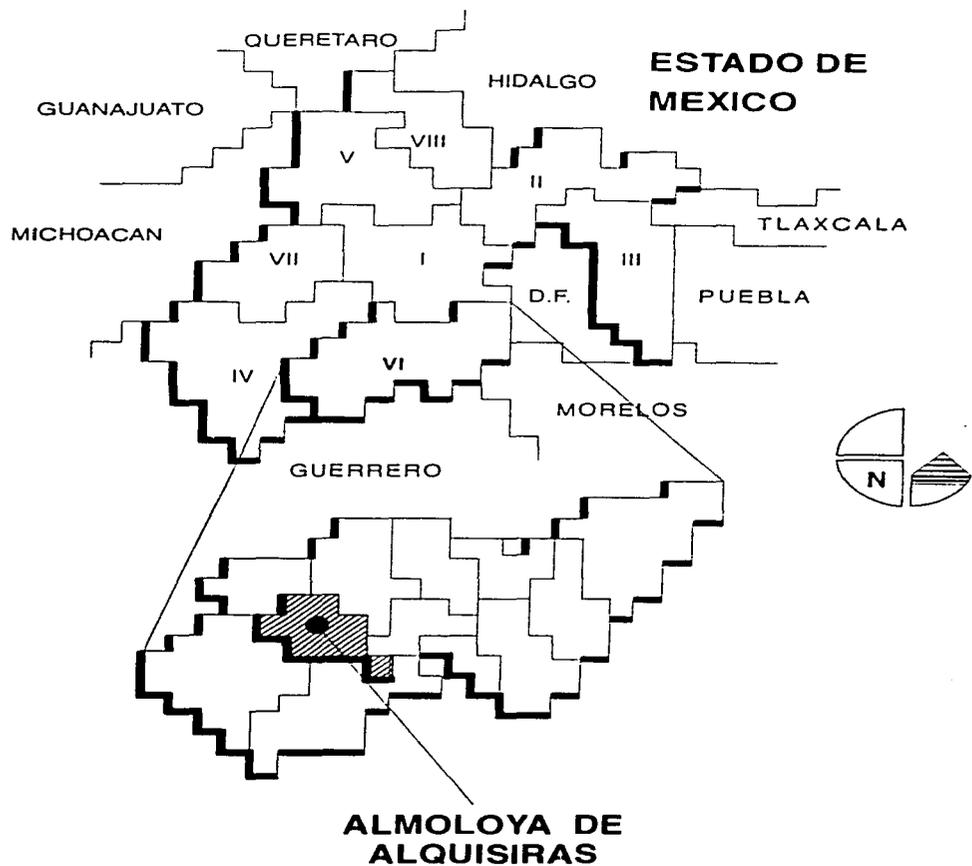
En este municipio en relación al sector agrícola, es importante mencionar que aproximadamente el 83% del área disponible es sembrada, destacando el maíz con 2,203 hectáreas, un 70% aproximadamente, después le siguen el

durazno y el aguacate. Y en porcentaje la población que se dedica a este rubro es del orden del 55% aproximadamente del total. Por otro lado del total del área forestal el 89% es bosque y el restante pertenece a arbustiva.

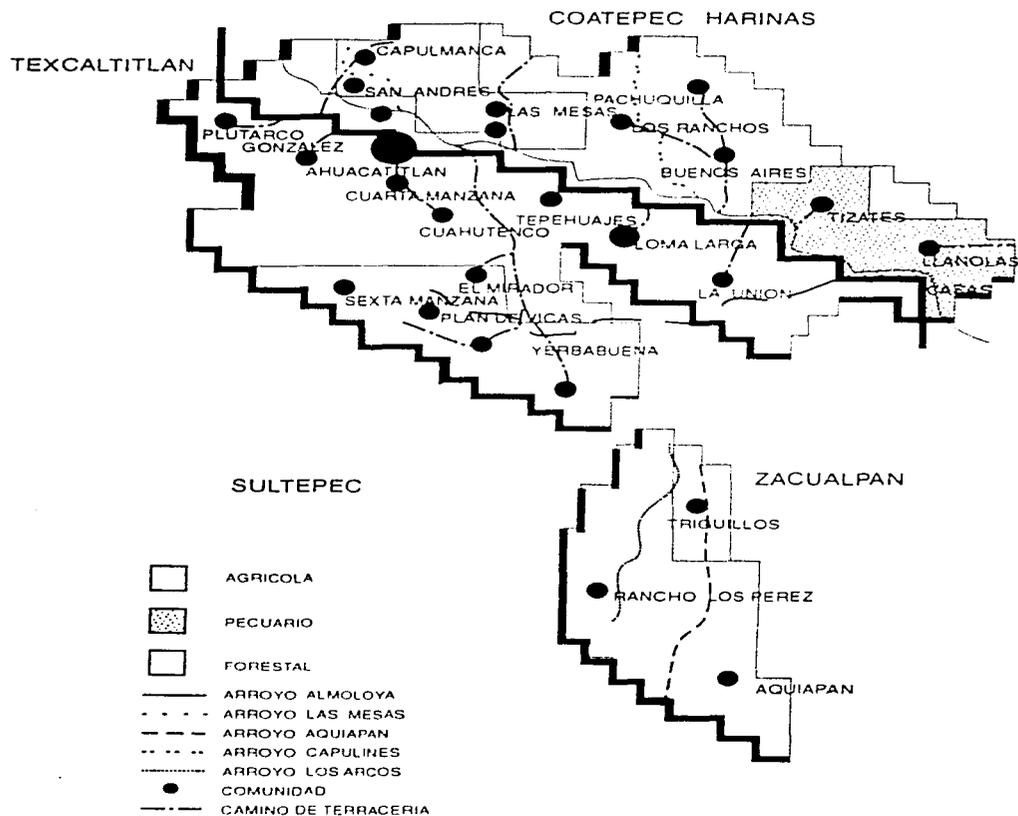
En cuanto a la población se observa un avance lento en su crecimiento pues en 1970 la población era de 8,229 habitantes y para 1990 fue de 12,021, con una tasa de crecimiento actual de 1.6%. En forma paralela se observa una caída significativa en la natalidad, tomando los hijos vivos nacidos en promedio por segmentos de edad de la madre, las mujeres de 50 a 54 años tuvieron 7.2 hijos mientras que las de 25 a 29 años sólo han tenido 2.6 hijos.

Por todo lo anteriormente mencionado el reto a tomar por parte de las autoridades municipales es elevar el bienestar ciudadano a través de fortalecer el campo, la agricultura, el comercio, las vialidades, el transporte y la infraestructura ya que en la actualidad existen carencias en los servicios, así como en el equipamiento urbano pues se cuenta apenas con instalaciones a nivel básico.

Ubicación



Localización



3. ANÁLISIS DE LA DEMANDA Y CALIDAD DEL AGUA.

3.1.-Población Actual (Censos).

Para que una obra de abastecimiento de agua potable cumpla con su cometido, se deberá predecir el número de habitantes que se tendrá de acuerdo al periodo de diseño que se usó, que en este caso será de 15 años. Lo anterior se torna un tanto complicado ya que algunos factores intervienen en el crecimiento de la población tales como: el aumento natural, es decir los nacimientos, sobre las muertes; y la migración neta, o sea el exceso o pérdida de la población que resulten del movimiento de las familias hacia dentro y hacia fuera de un área determinada.

Definitivamente la mejor manera de estimar la tendencia de crecimiento de la población en su pasado desarrollo, para lo cual se utilizará la información proporcionada por el Plan de Desarrollo Municipal (1990-1993) concentrada en la tabla siguiente:

Los datos de los censos de población se usarán para los siguientes modelos matemáticos:

- 1.- MODELO ARITMÉTICO.
- 2.- MODELO GEOMÉTRICO.
- 3.- TASA DE CRECIMIENTO.

MODELOS MATEMÁTICOS PARA ESTIMAR LA TENDENCIA DE CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN.

| MODELO MATEMÁTICO | CARACTERÍSTICAS | ECUACIONES |
|---------------------|--|--|
| MODELO ARITMÉTICO | Tiene como características un incremento de población constante para incrementos de tiempo iguales, en consecuencia la relación del incremento de habitantes y el periodo de tiempo es una constante | $K_a = \frac{P^2 - P^1}{T^2 - T^1}$ $P = P^2 + K_a (T - T^2)$ <p>Donde P=Población; t=tiempo K_a=constante que significa el incremento de población en la unidad de tiempo. T=año en que se desea saber el número de habitantes.</p> |
| MODELO GEOMÉTRICO | Se caracteriza por tener una velocidad de crecimiento directamente proporcional al valor de la población en cada instante de tiempo. | $K_g = \frac{\ln P^2 - \ln P^1}{t^2 - t^1}$ $\ln P = \ln P^2 + K_g (T - T^2)$ <p>Donde: P=Población; t=tiempo. K_g=Velocidad de crecimiento de la población. T=Año en que se desea saber el número de habitantes.</p> |
| TASA DE CRECIMIENTO | Se proyecta la población en función del número de habitantes actual y la tasa de crecimiento promedio anual. | $i = \frac{\text{Valor act.} - \text{Valor ant.}}{\text{Valor ant.}}$ $P = P_0 (1 + i)^t$ <p>Donde: P₀=población cuando t=0 P=Población i=ecuación p/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 que se consideró en la ecuación de la tasa de interés.</p> |

TABLA 2

Censos de Población.

Para determinar la población de proyecto necesaria para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable se solicitó información en el municipio de Almoloya de Alquisiras de los censos levantados con anterioridad en la población de Cuauhtenco, esta información fue obtenida del Plan de Desarrollo del Municipio de 1990-1993.

TABLA 1

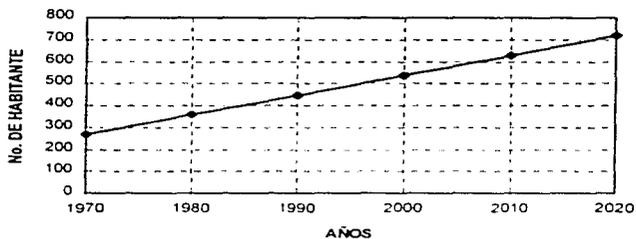
| AÑO | No. HABITANTES |
|------------|-----------------------|
| 1960 | 171 |
| 1970 | 268 |
| 1980 | 358 |

Utilizando el Método Aritmético y los datos de los censos, se calcula la tendencia de la población.

TABLA 3

| AÑO | POBLACIÓN |
|------------|------------------|
| 1970 | 268 |
| 1980 | 358 |
| 1990 | 448 |
| 2000 | 538 |
| 2010 | 628 |
| 2020 | 718 |

TENDENCIA DE LA POBLACIÓN MÉTODO ARITMÉTICO



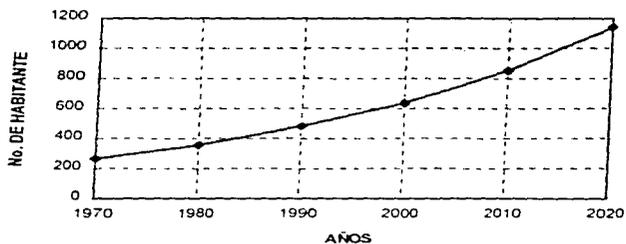
LA POBLACIÓN DE PROYECTO A 15 AÑOS 2011 - 637 Habitantes

Utilizando el Método Geométrico y los datos de los censos, se calcula la tendencia de la población.

TABLA 4

| AÑO | POBLACIÓN |
|------|-----------|
| 1970 | 268 |
| 1980 | 358 |
| 1990 | 478 |
| 2000 | 638 |
| 2010 | 852 |
| 2020 | 1138 |

TENDENCIA DE LA POBLACIÓN MÉTODO GEOMÉTRICO



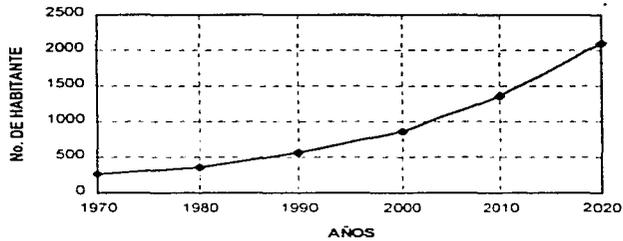
LA POBLACIÓN DE PROYECTO A 15 AÑOS
2011 - 877 Habitantes

Utilizando el Método Tasa de Crecimiento y los datos de los censos, se calcula la tendencia de la población.

TABLA 5

| AÑO | POBLACIÓN |
|------|-----------|
| 1970 | 268 |
| 1980 | 358 |
| 1990 | 557 |
| 2000 | 867 |
| 2010 | 1358 |
| 2020 | 2099 |

TENDENCIA DE LA POBLACIÓN TASA DE CRECIMIENTO



LA POBLACIÓN DE PROYECTO A 15 AÑOS 2011 - 1410 Habitantes

3.2.- Población de Proyecto.

Generalmente, las aguas se clasifican según el uso, en aguas de uso doméstico, comercial, industrial, público y para la agricultura.

Para el caso particular de este proyecto se destinará el agua para uso doméstico principalmente sin dejar de tomar en cuenta los otros usos, este consumo varía con el nivel de vida, pero es proporcional al número de habitantes de la población. La población de proyecto que se considera es de 1,410 habitantes, para un periodo de diseño de la obra de conducción de 15 años.

3.3.- Dotación.

Consumo per-cápita de agua para consumo doméstico.

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 medio anual se le llama "dotación". Esta dotación está en función de: el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento, del clima, del número de habitantes y sus costumbres, del costo de agua distribuida y de las medidas de control para evitar fugas, desperdicios y hacer uso racional de ella.

Utilizando las normas de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana, una población de diseño de 1.410 habitantes, un clima templado de la región, se obtuvo una dotación por habitante de 125 lts/hab/día como se observa en la siguiente tabla.

DOTACIÓN DE AGUA POTABLE.

TABLA 6

| NUMERO DE HABITANTES | CALIDO lts/hab/día | TEMPLADO lts/hab/día | FRIO lts/hab/día |
|-----------------------------|-------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| 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 de 150,000 | 350 | 300 | 250 |

NOTAS:

- 1.- Elegimos el resultado obtenido por el método "Tasa de Crecimiento" pues al compararlo con los demás este resultó ser el más desfavorable.
- 2.- Para lograr un mayor alcance del proyecto consideramos una dotación de 150 lts/hab/día aún cuando la Tabla No. 6 recomienda un valor de 125 lts/hab/día.

3.4.- Gastos de Diseño.

Determinación de los Gastos de Diseño.

Período de diseño de la obra de conducción: 15 años (de 1996-2011).

Población de proyecto: 1,410 Habitantes.

Dotación: 150 lts/hab/día.

Gasto Medio Diario Anual
(lts/seg)

$$Q_m = \frac{D \times P}{86,400} \text{ (lts/seg)}$$

Dotación = 150 (lts/hab/día) Población = 1,410 (Hab).

$$Q_m = \frac{(150) [(1,410)]}{86,400} = 2.45 \text{ lts/seg}$$

Gasto Máximo Diario
(lts/seg)

$$Q_{MD} = Q_m \times CVD$$

CVD = Coef. De variación (Comunmente usado en la República Mexicana)
CVD = 1.2

$$Q_{MD} = (2.45) (1.2) = 2.94 \text{ lts/seg.}$$

Gasto Máximo Horario
(lts/seg)

$$Q_{MH} = Q_m \cdot CVH \cdot CVD$$

CVH = Coef. de variación Horario (Comunmente usado en la República Mexicana)
CVH = 1.5

$$Q_{MH} = (2.45) (1.2) (1.5) = 4.41 \text{ lts/seg.}$$

Los coeficientes de variación se tomaron de las Normas de proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en localidades urbanas de la República Mexicana. Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado, SRH, 1974.

TABLA 7

| GASTO MEDIO DIARIO ANUAL (lts/seg) | GASTO MAXIMO DIARIO (lts/seg). | GASTO MAXIMO HORARIO (lts/seg). |
|---|---|--|
| 2.45 | 2.94 | 4.41 |

3.5.- Comentarios y Recomendaciones.

Acerca de la calidad del agua que se utilizará para llevar a cabo este proyecto, hacemos hincapié que debe cumplir con las condiciones de potabilidad, esto es; para que las aguas sean ingeridas por la población de manera que beneficie su salud es necesario que lleve en solución ciertas sustancias que las hacen agradables y nutritivas como el oxígeno y el bióxido de carbono y sales minerales de potasio, sodio, calcio y magnesio en cantidades pequeñas; pues el exceso hace impropia el agua para el consumo. Debe estar exenta de materias perjudiciales a la salud, libre de olores, colores y gérmenes infecciosos, conforme al título tercero, capítulo 1 (agua) del Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de actividades, establecimientos, productos y servicios.

Su temperatura debe fluctuar entre 10 y 15°C y debe ser de sabor agradable. Las aguas que reúnen estas condiciones son llamadas "aguas potables".

Análisis de las Características del Agua.

Para conocer las características del agua se deberán realizar una serie de análisis de laboratorio que se clasifican en: físicas, químicas, bacteriológicas y microscópicas. En la actualidad debe aumentarse un análisis más: el radiológico.

Análisis Físico.

Estos análisis consisten en determinar la turbiedad, color, olor, sabor y temperatura.

La turbiedad se debe a la materia orgánica en suspensión: arcilla, sólidos en suspensión, materia orgánica, organismos microscópicos, etc. Se puede reducir por la sedimentación, filtración, coagulación.

Sanitariamente es inocua si es debida a arcilla o a otras sustancias minerales, pero es peligrosa si la turbiedad proviene de aguas calcáreas o residuos industriales. La turbiedad no debe exceder del grado 10 de la escala de sílice, pero es conveniente que no sea mayor de 5.

El color proviene generalmente de la descomposición de materia vegetal, aunque a veces también proviene de las sales de hierro. En realidad el color se debe a materias en estado coloidal y en solución. Se quita por coagulación y filtración y también por el uso del carbón activado. No debe exceder del grado 20 de la escala normal de cobalto pero es preferible se mantenga por debajo de 10.

El olor y el sabor son dos parámetros que tienen una relación íntima y van casi siempre unidas; sin embargo, a veces puede haber sabor en el agua sin que se le aprecie olor alguno. No existe forma de medir el olor y el sabor, por lo tanto en los análisis solo se indica si éste es aromático, mohoso, rancio, de

cloro, etc. El olor se quita por aireación, por filtración, por coagulación y por el carbón activado.

La temperatura de una muestra de agua se mide con termómetros especiales u ordinarios; debe estar comprendida entre 7 y 18°C.

Análisis Químicos.

El análisis químico tiene estos dos objetivos:

- 1o.-** Averiguar la composición mineral del agua y su posibilidad de empleo para la bebida, los usos domésticos o industriales.

- 2o.-** Averiguar los indicios sobre la contaminación por el contenido de cuerpos incompatibles con su origen geológico. Lo que únicamente se determina es: la presencia de cloruros, cantidad de oxígeno disuelto; contenido de nitrógeno amoniacal, nitritos, dureza y alcalinidad, acidez, gases disueltos, metales y metaloides. La manera de hacer estas determinaciones y las cantidades de estas sustancias en el agua se verá en las pruebas de laboratorio y se compararán con las tolerables que señale la norma correspondiente, atendiendo a los límites permisibles contenidos en el art. 213 del Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de control sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios.

Análisis Microscópicos.

Este análisis explica la presencia de olores y sabores inconvenientes, la obstrucción de filtros, el progreso de la autopurificación de corrientes, la presencia de un exceso de desechos industriales tóxicos, la presencia de aguas negras y por lo tanto, contaminación; ayuda en la interpretación de los análisis químicos; en el estudio de alimentos de peces, crustáceos y otros organismos acuáticos. En este examen generalmente se tomen 500 c.c., que se filtran a través de arena fina; hecho esto, se lava la arena con una cantidad conocida de agua destilada y se toma 1c.c. de ésta que en un portaobjeto se observa al microscopio. Se pueden encontrar: elementos inertes como arena, arcilla, restos de vegetales, paja, polen, etc.; seres vivos, animales y vegetales cuya presencia no es peligrosa pero puede ser molesta porque es causa frecuente del mal sabor y olor del agua; elementos que indican contaminación por el hombre o los animales, tales como restos textiles, elementos que provienen de materiales fecales, parásitos intestinales; elementos que acusan falta de filtración por el suelo o falta de protección al captar el agua, restos de insectos, crustáceos o cadáveres completos de estos animales.

La mayor utilidad del análisis microscópico es encontrar las algas que producen el olor y el sabor.

Análisis Bacteriológicos.

Las bacterias son seres microscópicos unicelulares. Existen en diferentes lugares, pero por lo general cada tipo en su ámbito natural y su presencia en

otro medio es meramente accidental. La mayoría de las bacterias son inocuas y muchas de ellas son importantes en la ecología; unas cuantas son peligrosas y éstas son las patógenas o bacterias que causan enfermedad, otras no son siempre peligrosas por sí mismas pero están usualmente asociadas con formas patógenas. El bacilo Coli o B. Coli es un miembro de este grupo. El examen se hace para determinar el número de bacterias que pueden desarrollarse bajo condiciones comunes, si como detectar la presencia de bacterias del tracto intestinal, que en caso afirmativo, constituye un índice de que la contaminación es de origen fecal y sugiere la presencia de organismos patógenos. La ausencia de B. Coli indica la bondad del agua pues en este medio los gérmenes productores de enfermedades hídricas son menos resistentes que el B. Coli, por lo tanto, cuando la colimetría acusa resultados negativos no debe temerse la presencia de otros gérmenes. La interpretación de los análisis está basada en las siguientes determinaciones:

- 1.- Determinación del número de gérmenes (cuenta de colonias) por cm^2 , en gelatina a 20°C y en agua a 37°C .
- 2.- Investigación de las bacterias del género Escherichia. Índice B. Coli.

Las bacterias desarrolladas en gelatina a 20°C , pueden incluir organismos dañinos o inocuos y su cuenta no debe exceder de 100 p.c.c., excepto en casos especiales como en ríos ,muy turbios donde puede llegar a 200 p.c.c. con la condición de que otros factores sean satisfactorios. La temperatura a 37°C interesa más que las anteriores y tiene mayor valor puesto que esta temperatura corresponde al cuerpo humano y las bacterias desarrolladas en este prueba comprende aquellas que habitan en el cuerpo humano. La cuenta de bacterias indica la cantidad y no la calidad de la flora

bacterial. En general su número no debe exceder de 100 p.c.c. en el agua potable y es deseable que no sea mayor de 10

Con relación a la investigación de las bacteria del género Escherichia y el Índice B Coli, el reglamento para los análisis de potabilidad de las aguas de la República Mexicana, impone ciertos procedimientos que demandan pericia en actividades de laboratorio, por lo que la técnica e interpretación de resultados de estas pruebas se darán en la clase correspondiente a Laboratorios de Ingeniería Sanitaria.

Análisis Radiológicos.

El avance de la ciencia y de la técnica ha impuesto el uso de elementos radiactivos que por lo mismo desechan las llamadas basuras radiactivas como consecuencia de actividades de investigaciones científicas en unos casos y como residuos de procesos industriales en otros.

Este análisis determina la radiactividad (neta, total, suspendida, disuelta); la presencia de estroncio total radiactivo, de estroncio total 90, de radio 226, de arsénico, de cianuro de plomo, de bario, de cadmio, del mercurio, etc.

Las glándulas sexuales y los gametos son los tejidos más vulnerables y sobre los que la radiactividad ejerce un mayor peligro. El material hereditario de las células reproductoras puede experimentar modificaciones más o menos profundas (si no mortales para la célula) lo suficiente intensa para modificar un gene.

Finalmente en relación a la visita física que llevamos a cabo a la captación, pudimos observar que el lugar se encuentra totalmente desprotegido, es una zona boscosa en la cual, las personas que por ahí pasan o desarrollan alguna actividad, cruzan generalmente el escurrimiento, sin precaución alguna, si a esto sumamos a la fauna del lugar que cubre sus necesidades totalmente del mismo escurrimiento, tenemos como resultado la contaminación del mismo, proponemos entonces proteger esta zona (la captación) en por lo menos 50.0 m aguas arribas con una cerca a base de puntuales hizados (polines) y tiras de alambre de púas y a partir de la captación y hacia aguas abajo las personas que tengan la necesidad del vital liquido, así como la fauna existente cubran satisfactoriamente esta, sin contaminar el agua, ya que la galería filtrante solo tomará 2.94 lt/seg de un total aproximado de estiaje de 20.0 lt/seg (dato aportado por personal de CEAS) que seguirá su cauce normal.

4.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO

4.1.- TIPOS DE CAPTACIÓN

El recurso vital de que se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano es el agua y de ésta el ciclo hidrológico o sea, los pasos del agua circulando durante el transcurso del tiempo a través de distintos procesos naturales como punto de partida la evaporación del agua en la superficie de los océanos, el agua en estado gaseoso circula con la atmósfera presentando desplazamientos verticales y horizontales.

En la atmósfera se condensa y precipita nuevamente a la superficie; tres cuartas partes a los océanos y un poco menos de la cuarta parte a la superficie continental. En los océanos y continentes inicia nuevamente el paso de evaporación y en la superficie continental llena lagos, se infiltra en el terreno y circula dentro de él para aflorar en áreas de menor elevación o hasta volver subterráneamente al mar, se retiene en la vegetación y finalmente escurre superficialmente y forma cauces desembocando en lagos o vasos de almacenamiento artificiales para su regulación a fin de usarla, o controlar los cauces de escurrimiento para su uso; de la superficie del terreno se produce la evaporación de agua que la transporta a la atmósfera junto con la que transpiran los organismos animales y vegetales y el resto vuelve al mar.

Así, gracias al ciclo hidrológico se encuentran disponibles en la naturaleza las siguientes fuentes de abastecimiento.

- A) Aguas Superficiales.
- B) Aguas Subterráneas.
- C) Aguas Atmosféricas.
- D) Aguas Saladas.

Se recurre a las aguas atmosféricas y a las saladas muy raramente y solo cuando no existe otra posibilidad ya sea porque son escasas o de muy mala calidad. En el caso de las aguas atmosféricas, tienen el inconveniente de que se requiere de obras civiles importantes para recolectarlas y almacenarlas en cantidades requeridas, por lo que sólo podrán emplearse en cantidades muy pequeñas. Para las aguas saladas, la ingeniería sanitaria ha desarrollado nuevas tecnologías que permiten desalarla para ser utilizada como fuente de abastecimiento de agua potable; pero por su alto costo de inversión, operación y mantenimiento, tales tecnologías resultan prohibitivas en nuestro medio y solo se aplican en casos excepcionales.

Por lo tanto hay dos grandes fuentes de abastecimiento de agua potable, las aguas superficiales y las subterráneas, cada una tiene diferentes características, subrayemos aquí que el abastecimiento de agua potable no depende solamente de la fuente que éste disponible, sino también de la calidad y cantidad del agua.

Las aguas superficiales incluyendo ríos, lagos, acuíferos superficiales que no estén contaminados. Algunas ventajas obvias de las aguas superficiales son su disponibilidad y que están visibles; son fácilmente alcanzadas para su abastecimiento y su posible grado de contaminación puede ser removido con relativa facilidad. Las aguas superficiales tiene típicamente aguas blandas, por estar abiertas a la atmósfera, tienen también un alto contenido de oxígeno, el cual oxida y remueve el hierro y manganeso en las aguas crudas. Las aguas superficiales están típicamente libres de sulfuro de hidrógeno, el cual produce un ofensivo olor semejante al de los huevos podridos.

Por otra parte, el volumen de las aguas superficiales es variable en cantidades y se contamina fácilmente por la descarga de aguas residuales; tienen alta actividad biológica, la cual puede producir sabor y olor aún cuando el agua ya ha sido tratada. Las aguas superficiales pueden tener alta turbiedad y color por lo cual requieren un tratamiento adicional generalmente tiene mucha materia orgánica y cuando se usa cloro para su desinfección se forman los trihalometanos (conocidos cancerígenos).

Las fuentes subterráneas están generalmente mejor protegidas de la contaminación que las aguas superficiales. La calidad es más uniforme por lo que el tratamiento es más consistente y por lo tanto más fácil. El color natural y la materia orgánica son más bajos en las aguas subterráneas que en las superficiales, de ahí que el tratamiento para remoción de color no lo requieren; esto al mismo tiempo significa que los trihalometanos son bajos en las aguas tratadas producidas a partir de aguas subterráneas. Es menos probable que las aguas subterráneas tengan olor y sabor; contaminación producida por actividad biológica. Las aguas subterráneas no son corrosivas por el bajo contenido de

oxígeno disuelto en ellas que reduce la posibilidad de que entre en juego la reacción química necesaria para la corrosión.

Las desventajas de las aguas subterráneas incluyen el difícil acceso a estas fuentes las concentraciones de sulfuro de hidrógeno son producidas en un ambiente reducido de oxígeno y estas son las condiciones típicas encontradas en las aguas subterráneas. Las características reductoras de estas aguas, solubilizan al hierro y manganeso que al entrar en contacto con el oxígeno tienden a manchar la superficie de los muebles sanitarios.

Una vez que los acuíferos subterráneos se han contaminado no existe método económico que los pueda limpiar. Las aguas subterráneas presentan frecuentemente dureza tan alta provocada por el exceso de carbonatos y bicarbonatos de calcio y magnesio que deben ser ablandadas para minimizar la formación de incrustaciones en las tuberías.

Captación.

Entendemos que es la obra mediante la cual se recolectará el agua y será conducida a través de la obra de toma hacia la conducción. Esta recolección se llevará a cabo tomando en cuenta cierta ley de demanda determinada.

Son las obras civiles y equipo electromecánico que se utilizan para reunir adecuadamente las aguas aprovechables, dichas obras varían de acuerdo a la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y su magnitud, el

diseño de la obra de captación debe ser tal que se prevean las posibilidades de contaminación del agua para evitarlas.

Es necesario desglosar el término general de "Obra de Captación", en el dispositivo de captación propiamente dicho y las estructuras complementarias que hacen posible un buen funcionamiento del mismo.

Un dique toma por ejemplo, es una estructura complementaria ya que su función es represar las aguas de un río, a fin de asegurar la carga hidráulica suficiente para la entrada de una cantidad predeterminada de agua en el sistema, a través del dispositivo de captación. Dicho dispositivo puede consistir en un simple tubo con pichancha conectado de una bomba, una tranquilla, un canal, una galería filtrante, etc. y representa aquella parte vital de las obras de toma, que asegura bajo cualquier condición de régimen, la captación de las aguas en la cantidad y calidad previstas.

Mientras los requisitos primordiales del dique son la estabilidad y la durabilidad, el principal mérito de los dispositivos de captación radica en su buen funcionamiento hidráulico.

Un reconocimiento sanitario de las fuentes de agua es de vital importancia. En el caso de un nuevo sistema de abastecimiento, el reconocimiento sanitario debe realizarse conjuntamente con la recolección de los datos iniciales desde el punto de vista de la ingeniería, cubriendo la explotación de la fuente y su captación para satisfacer las necesidades presentes y futuras. El reconocimiento debe incluir la identificación de cualquier riesgo contra la salud y la elevación de su importancia presente y futura. En el

caso de un sistema ya construido, el reconocimiento sanitario debe realizarse tan frecuentemente como sea compatible con el control de los peligros para la salud y para el mantenimiento de una buena situación sanitaria.

A continuación mencionaremos los diferentes tipos de captación.

Captación de Aguas superficiales:

- A) Obras de toma en presas de almacenamiento
- B) Obras de toma en presas derivadoras
- C) Obras de toma directas.
- D) Obras de toma en galerías filtrantes.

Captación de Aguas Subterráneas.

- A) Obras de toma de manantial.
- B) Obras de toma en norias o pozos someros excavados.
- C) Obras de toma a través de pozos perforados (someros y profundos)

La fuente de abastecimiento de nuestro proyecto pertenece al grupo de las aguas superficiales y la captación será por medio de una obra de toma en galería filtrante, por lo tanto profundizaremos en lo que a esto se refiere.

GALERIAS FILTRANTES.

Objetivo y Localización.

Una galería filtrante se utiliza principalmente para captar agua infiltrada naturalmente de corrientes superficiales, construyéndose de preferencia en una de las márgenes paralelamente a la corriente, debiéndose construir en el estiaje. En el proyecto se deben tomar en cuenta las características de socavación del terreno por efecto de la corriente, principalmente en la época de avenidas. También se puede construir casi superficialmente y dentro del cauce de una corriente, transversalmente a ella.

El agua captada por medio de una galería filtrante se conduce a un cárcamo de bombeo en donde se inicia la obra de conducción.

El conducto de la galería debe quedar situado a una profundidad y distancia adecuada respecto al cauce principal de la corriente, a fin de que el agua quede sometida a una filtración natural suficiente; depende esto de las características topográficas del tramo escogido y de los materiales del cauce y de la calidad del agua de la corriente. Se considera un recorrido del agua a través de la capa filtrante de 3 a 15 metros, puede ser suficiente para que se clarifique y elimine la contaminación bacteriana.

Galerías filtrantes por medio de tuberías.

En la captación de agua por medio de galerías filtrantes, se utilizaron inicialmente tuberías perforadas de concreto simple y armado, sin juntear, instaladas casi horizontalmente en zanja excavada a cielo abierto y rellena con material limpio debidamente seleccionado de granulometría adecuada constituyendo así el filtro, esto durante las décadas de los 50 y 60.

A partir de 1970 ya no fueron recomendables las tuberías de concreto debido a la dificultad de hacer un número adecuado de perforaciones y por supuesto el área que se obtenía era muy reducida, en comparación con el área hidráulica que tienen los tubos de acero o de P.V.C. tipo cedazo que son las que se recomiendan actualmente.

Galerías perforadas o excavadas.

Se han construido generalmente en las laderas de las montañas, cortando formaciones acuíferas como las que presentan las rocas calizas. El agua pasa al interior de la galería a través de sus paredes, las que pueden dejarse sin revestimiento a intervalos o construirse de concreto poroso o haciendo los orificios necesarios a lo largo de ellas. Sus dimensiones deben ser tales que permitan realizar visitas de inspección para conocer la importancia de los afloramientos, para desazolve y mantenimiento.

Si la galería por construir queda a una profundidad mayor de 8 metros, según proyecto, se debe hacer un estudio de alternativas que tomen en cuenta la construcción de la obra haciendo la excavación a cielo abierto o la perforación de un túnel. Aunque este tipo de galerías se han utilizado muy poco en la República Mexicana.

Hidráulica de las galerías.

Las fórmulas teóricas que se han desarrollado para el cálculo de los gastos que se pueden captar por medio de una galería filtrante están basados fundamentalmente en la "Ley de Filtración de Darcy" y en las teorías relativas al escurrimiento del agua en medios permeables, homogéneos e isótropos, generalmente son muchos los factores que intervienen en la filtración y escurrimiento del agua subterránea a través de terrenos de diversa naturaleza teniéndose como las más conocidas las siguientes: la de "Régimen de equilibrio" que considera que la realimentación o recarga del acuífero iguala la extracción de agua que se hace a gasto constante y, el de "Régimen de No equilibrio" que establece que en el escurrimiento del agua subterránea hacia una galería filtrante no se establece un régimen de equilibrio, cuando se capta de ella un gasto constante.

Para establecer en el diseño la localización y características de una galería filtrante constituida por tuberías es indispensable efectuar pruebas de campo. Se localiza primeramente un tramo apropiado de la corriente que sea recto y que sus márgenes muestren superficialmente la existencia de materiales granulares; a continuación se hacen perforaciones de explotación con profundidad de 6 a 12 metros, espaciadas de 5 a 10 metros en el eje probable

de la galería, para conocer las características del material, obteniendo el corte litológico de la sección en estudio o secciones establecidas por el Ingeniero.

Aprovechando una de las perforaciones y ya establecido el nivel estático, en esta, se procede a bombear el agua que produce, llevando un registro del gasto extraído, tiempo y abatimiento del nivel dinámico, con lo que en forma aproximada se puede obtener un rendimiento por metro lineal de excavación que será aquel que permita la máxima extracción de agua con el menor abatimiento del tirante en la perforación de exploración.

Las dimensiones de la galería están en función del gasto máximo diario de proyecto, del rendimiento obtenido experimentalmente afectado por un coeficiente de reducción de la velocidad del agua en la entrada de los orificios, de la pendiente que se pueda obtener, etc.

También se puede hacer el proyecto de una galería en la forma siguiente; teniendo como dato el gasto máximo diario de proyecto, se elige un diámetro en los catálogos de tubería de acero o de P.V.C. ranurado tipo cedazo, de preferencia tipo sincha con ranuras de 4.78 a 6.35 cm max, obteniendo el área de infiltración requerida, dividiendo el gasto entre la velocidad de entrada del agua a través de las ranuras considerando como máximo un valor de 1.0 cm/seg. La longitud de la tubería por utilizar se obtendrá dividiendo el área obtenida entre el área de infiltración por metro del diámetro considerado en el catálogo. Con el corte litológico obtenido de las perforaciones de exploración, siempre y cuando no se encuentre boleo grande y de acuerdo con el diámetro seleccionado, se establece la profundidad, dimensiones de la zanja y los espesores y granulometría del material filtrante.

4.2.- Análisis Hidrológico.

Un valle o cuenca o subcuenca está topográficamente definida como el área drenada por un río corriente o sistema de ríos corrientes, conectados de tal manera que todo el flujo es descargado a través de una salida.

Para este caso, el poblado de Cuauhtenco, procedemos apoyándonos por medio de la carta topográfica del INEGI y delimitaremos la subcuenca correspondiente de la zona que requerimos (que es el sitio donde se considera la captación) y así determinamos esta área.

De esta forma con el apoyo de la computadora, calculamos el área y tenemos que:

$$\text{Area "A"} = 2,732,227.07 \text{ m}^2$$

Con el dato anterior y buscando en el plan de desarrollo Municipal 1994-1996 encontramos en el mapa correspondiente a las ISOYETAS un valor de 1.2 m de precipitación anual para esta zona.

Calculando el área anterior por esta altura obtenemos el volumen disponible de capacidad de la subcuenca:

$$\text{Vil} = A \times h = 2,732,227.07 \text{ m}^2 \times 1.2 \text{ m.} = 3,278,642.48 \text{ m}^3.$$

Por otro lado se considera que del 100% de la precipitación:

El 65% es escurrimiento.

El 15% se infiltra.

El 10% se evapora.

El 10% es el que recarga la cuenca.

Por lo tanto multiplicamos el volumen obtenido por 0.10 obteniendo el "Volumen Disponible".

$$\text{Vol. Disp} = 3,278,642.48 \text{ m}^3 \times 0.10 = 327,867.25 \text{ m}^3$$

Si comparamos con la fórmula que a continuación describimos.

$$\text{Vol Nec.} = (Q \text{ med.} \times 86,400 \times 365) / 1,000$$

Sustituyendo

$$\text{Vol Nec.} = (2.45 \times 86,400 \times 365) / 1,000 = 77,263.20 \text{ m}^3$$

Comparando volúmenes

$$\begin{aligned} \text{Vol. Disp.} &> \text{Vol. Nec.} \\ 327,867.25 \text{ m}^3 &> 77,263.20 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Como se observa el volumen disponible es mayor que el volumen necesario, por lo tanto concluimos que se tiene la suficiente capacidad de volumen de agua para ser utilizado sin alterar el balance hidrológico.

4.3.- Análisis de Aforos.

Nos referimos con esto a tomar con recipientes adecuados y con las precauciones sanitarias necesarias (expuestas en el capítulo anterior 3.5.- Comentarios y Recomendaciones) las muestras representativas de la fuente. Estas muestras servirán para analizarlas en laboratorio. Aforando la fuente se determinará el gasto que aporta. De esta manera sabemos la cantidad y posteriormente la calidad del agua de nuestra fuente.

Se cuenta con un registro de aforo proporcionado por el CEAS el cual arroja un gasto en época de estiaje, suficiente para las necesidades del proyecto. De cualquier manera recomendamos que antes de construir la galería filtrante se lleve a cabo el aforo correspondiente para constatar la capacidad del acuífero.

4.4.- Diseño de la Obra de Toma.

Se considera como tal a la estructura o estructuras que regulan y/o permiten la extracción de agua para satisfacer una ley de demanda, considerando las mejores condiciones posibles de sanidad de nuestra fuente elegida.

Concentrémonos en el diseño de la galería filtrante, se estima, en principio construir transversalmente a la dirección natural del flujo, de esta forma será aprovechado el volumen que capte en su sección trapezoidal así como también el volumen correspondiente a la longitud de influencia por ambos lados. (Como se observa en la siguiente figura).

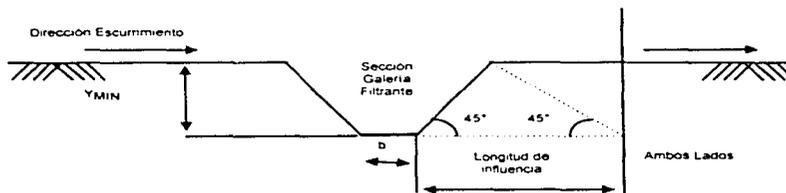


FIGURA 1

Esto nos redituará en un proyecto más económico y por otro lado suficiente para cubrir satisfactoriamente el volumen de agua demandado por el mismo que es de 2.94 lt/seg.

El lugar que tomaremos como captación y desde el cual fluye el agua escurriendo superficialmente es llamado por los lugareños El Capulín.

Es importante mencionar que el volumen de agua captado variará proporcionalmente con la profundidad del tirante mínimo Y_{min} , en otras palabras cuando más grande sea este valor más captación de agua tendrá la galería filtrante y viceversa.

La hidráulica de las aguas subterráneas se basa en las investigaciones realizadas por Henry Darcy en 1856 e indican que la velocidad del flujo en un medio poroso es directamente proporcional a la pérdida de la carga debida al gradiente hidráulico. Sus conclusiones se expresan en la siguiente ecuación.

$$V = KI$$

O sea.

$$Q = KIA$$

En donde:

V = Es la velocidad de escurrimiento del agua en el medio poroso.

i = Es el gradiente hidráulico.

K = Es un coeficiente de permeabilidad que depende de las características del acuífero, definiendo a este como la capacidad del terreno para permitir el movimiento de agua a través de él y se da como la relación del gasto que se filtra a través de una sección unitaria del terreno bajo la carga producida por un gradiente hidráulico unitario.

Q = Gasto de infiltración.

Generalmente las consideraciones teóricas para galerías filtrantes nos indican que se deben llevar a cabo excavaciones de prueba, en este caso no fue necesario ya que se constató en la visita física la presencia del agua escurriendo superficialmente como observamos en esta toma.



El primer paso en el análisis de un problema de filtración es determinar la forma del campo de flujo. Como los problemas tridimensionales de filtración son generalmente mucho más difíciles de manejar, se hará en este caso la suposición de que todos los problemas de filtración considerados son "bidimensionales" esto es, la forma del campo del flujo será idéntica sin importar cual sea el lugar donde se divide la estructura permeable.

Los campos de flujo que para empezar, están definidos geoméricamente, se llaman campos de flujo confinado, delimitado en este caso de A, B, C, D.

En el campo de flujo la descarga total que pasa se denota por Q , para cada punto dentro del campo de flujo existe un vector de velocidad que indica la magnitud y dirección del flujo en dicho punto. Como las líneas de flujo dentro del campo de flujo no se entrecruzan se puede pensar que este vector de velocidad separa el flujo a través del campo de manera que por un lado fluye una porción de Q , mientras que por el otro lado fluye el resto. De hecho hay una línea recta

que conecta puntos adyacentes dentro del campo de flujo de manera que la razón de Q que fluye a cada lado es constante, los vectores de velocidad en todos lados son tangentes a dicha línea, cuando el flujo es permanente estas líneas se llaman "líneas de corriente". En el caso nuestro estas líneas en cuestión se extienden de C a A.

En el análisis de un problema de filtración se enfoca la solución a determinar la localización de las líneas primarias, equipotenciales y de corriente. Existen diversos métodos para hallar la solución, entre las principales se incluyen la solución analítica conocida como transformación conforme; métodos numéricos que utilizan computadoras digitales, métodos experimentales basados en la analogía eléctrica y la construcción gráfica de redes de flujo, en la cual nos basaremos. Los otros métodos de solución son considerablemente más complejos que esta solución.

El concepto básico sobre el que se basa la solución de problemas de redes de flujo bidimensionales es que las líneas primarias equipotenciales y de corriente son mutuamente perpendiculares en todos los puntos del campo de flujo. Como el agua busca el camino de menor resistencia, la dirección de la velocidad en todos los puntos, tal como se observa en la figura tiene que ser perpendicular a la línea equipotencial. Por tanto si se consigue construir 2 juegos de líneas que se corten perpendicularmente incluyendo las líneas de límite equipotenciales y de corriente que ya se conocen de antemano, el resultado será el área delimitada.

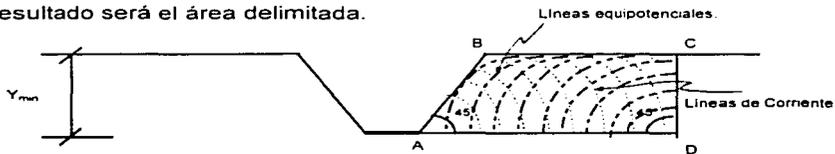


FIGURA 2

A continuación procedemos al diseño de la galería filtrante:

Suponiendo inicialmente un tirante mínimo de 2.65 m y una pendiente de pared de la galería de 45° (1:1) calculamos el área incluyendo la longitud de influencia (ambos lados) y una base de 0.60 m.

Tenemos que:

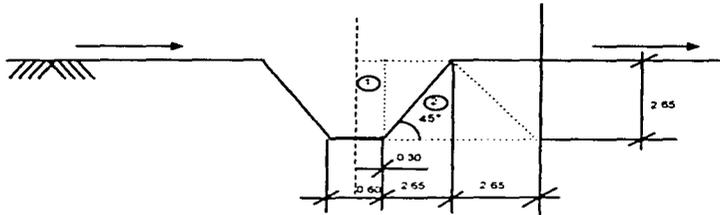


FIGURA 3

$A_1 = 0.30 \times 2.65 = 0.795 \text{ m}^2$ ----- 1)

$A_2 = (2.65 \times 2.65) 2 = 14.045 \text{ m}^2$ ----- 2)

$A_{\text{TOTAL}} = (A_1 + A_2) 2 = (0.795 + 14.045) 2$ ----- 3)

$A_{\text{TOTAL}} = 29.68 \text{ m}^2$ ----- 4)

$Q = KIA$ ----- 5)

Con el dato obtenido en las tablas de permeabilidad, el coeficiente K para el material representativo de la zona (obtenido del libro de Mecánica de Suelos teoría Pag. 198) es el siguiente:

$$K = 0.0001 \text{ m/seg}$$

El gradiente hidráulico por la pendiente de 45°

$$I = 1:1 = 1.0$$

La determinación de las medidas mínimas de la galería filtrante se calculan de manera más objetiva usando las ecuaciones 1 a 5 y los resultados se representan por medio de la siguiente tabla:

| Y_{MIN} (m) | A_1 (m^2) | A_2 (m^2) | A_T ($A_1 + A_2$)2(m^2) | K (m/seg) | I | Q (m^3/s) |
|------------------|--------------------|--------------------|------------------------------------|--------------|-----|------------------|
| 2.65 | 0.795 | 14.045 | 29.68 | 0.0001 | 1.0 | 0.00297 |

$Q = 0.00297 \text{ m}^3/\text{s} = \text{Gasto Máximo Diario.}$

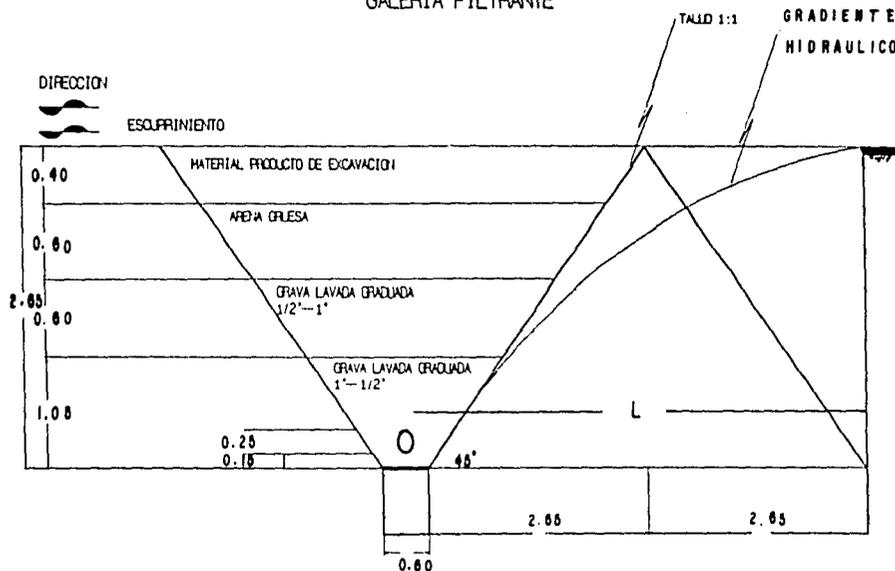
Presentamos a continuación en corte la galería filtrante.

TABLA 9-1

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD
 "K" en cm. por seg. (mils por seg.)

| | 10^4 | 10^3 | 1.0 | 10^{-1} | 10^{-2} | 10^{-3} | 10^{-4} | 10^{-5} | 10^{-6} | 10^{-7} | 10^{-8} | 10^{-9} |
|--|--|--------|--|-------------------------------------|-----------|---|---|-----------|--|--|-----------|-----------|
| Propiedad de Drenaje | | | Buen Drenaje | | | | Mal Drenaje | | Prácticamente Impermeables | | | |
| Aplicación en Pisos de Tierra y Oques | Secciones Permeables de Pisos y Oques | | | | | | Secciones Impermeables de Pisos de Tierra y Oques | | | | | |
| Tipo de Suelos | Grava Limpia | | Arena Limpia Mezcla de Grava y Arena Limpia | | | Arena muy Fina, Limos Orgánicos e Inorgánicos, Mezclas de Arena, Limo y Arcillas Menores Gases, Depósitos de Arcilla Estrofeada, etc. | | | Suelos "Impermeables" (según Arzobispo) clasificados como de viscosidad intermedia | | | |
| | "Suelos impermeables" que han sido modificados por los efectos de la vegetación y del intemperismo. | | | | | | | | | | | |
| Determinación Directa del Coeficiente de Permeabilidad | Prueba Directa de los Suelos en su Posición Original (según Poros de bombeo) Confiable si se conducen apropiadamente Requiere Considerable Experiencia | | | | | | | | | | | |
| | Permeámetro de Carga Constante Requiere poca Experiencia | | | Confiable Requiere poca Experiencia | | | Permeámetro de Carga Variable Rango de Permeabilidad limitado Requiere Mucha Experiencia para una Correcta Interpretación | | | Aceptable Requiere Considerable Experiencia | | |
| Determinación Indirecta del coeficiente de permeabilidad | Cálculo de la distribución granulométrica (según Fórmula de Hazen) Aplicable únicamente a Gravas y Arenas Limpas sin cohesión | | | | | | Prueba Horizontal de Capacidades Requiere Muy Poca Experiencia. Esencialmente U.S.A. para el Píedemonte de un gran Número de Muestras en el Campo sin Equipo de Laboratorio | | | | | |
| | | | | | | | | | | Cálculos de los Pisos de los Canales - U.S.A. a nivel de Laboratorio y en el Campo Requiere considerable experiencia | | |

GALERIA FILTRANTE



TUBO RANURADO TIPO CEDAZO $\phi 25$ cm RANURAS O PERFORACIONES DE $\phi 3/4"$

L=LONGITUD DE INFLUENCIA EN AMBOS LADOS

Como se observa la grava de envoltura se acomodará de la siguiente manera (funcionando como filtro) en orden ascendente: 1.05 m de grava lavada graduada de diámetro de 1" a 1 1/2", arriba de esta, una capa de 0.60 m de grava lavada graduada de diámetro de 1/2" a 1", una capa siguiente de 0.60 m de arena gruesa y finalmente una capa de material producto de excavación de 0.40 m.

Como podemos observar el $Q = 0.00294 \text{ m}^3/\text{seg}$ se logra exactamente con un tirante mínimo de 2.65 m, con estas medidas realizaremos la construcción de la galería filtrante ya que de esta manera aseguraremos en todo momento cumplir con la ley de demanda determinada bajo cualquier condición.

Calculamos a continuación el diámetro y la cantidad de perforaciones o ranuras, en la tubería de recolección que será de P.V.C. y de un diámetro de 10" recomendado por el Manual de Abastecimiento de Agua Potable de la UNAM. Para obtener la velocidad de entrada tal que se evite el arrastre de partículas finas desde el acuífero hasta dicha tubería, esta velocidad puede fijarse del orden de 5 a 10 cm/s, logrando este valor sin dificultad alguna para las condiciones dadas.

Suponiendo inicialmente una longitud de 4.0 m para la galería tenemos que:

$$Q = 0.00297 \text{ m}^3/\text{s} / 4.0 \text{ m (long. de la tubería)}.$$

Por lo tanto:

$$Q = 0.000743 \text{ m}^3/\text{s}$$

Velocidad de penetración de la tubería.

$$V = 0.10 \text{ m/s.}$$

Coefficiente de contracción por concepto de entrada por orificios.

$$C.C. = 0.55$$

Area total de ranuras o perforaciones del tubo recolector.

$$AT = Q / V \times C.C.$$

$$AT = \frac{0.000743}{0.10 \text{ m/s} \times 0.55} = 0.0135 \text{ m}^2 = 135.00 \text{ cm}^2$$

Con perforaciones de 3/4" se obtiene un área $A=2.85 \text{ cm}^2$ por orificio.

$A = 135.00 \text{ cm}^2$ de perforación por metro lineal entonces $135.00 \text{ cm}^2 / 2.85 \text{ cm}^2 = 48$ perforaciones.

El área requerida necesaria se logra con 48 perforaciones de 3/4" por metro lineal.

Considerando que el área de penetración de un tubo de 25 cm por metro lineal es de $\pi \times 25 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 7,853.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$ y tomando en cuenta que se ranurará medio diámetro, el superior para que la parte inferior sirva para transportar el agua captada hacia el cárcamo tenemos que el área de penetración será $A_{\text{Penetración}} = 7,853.90/2 = 3,926.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

El área a ranurar del tubo de 25 cm en porcentaje será:

$$P_{\text{TR}} = \frac{\text{Area total de ranuras}}{\text{Area de penetración}} = \frac{135.00}{3,926.95} = 0.0344 = 3.44 \%$$

Como puede observarse este porcentaje es adecuado ya que sin ningún problema se llevarán a cabo el número de perforaciones requeridas en el tubo de recolección que a su vez conducirá el agua hasta un cárcamo en donde se iniciará la conducción.

Obra de desvío durante la construcción de la galería filtrante.

Este será por medio de un ataguia a base de un bordo de tierra que será usado para proteger la excavación, cuyas medidas serán 0.50 m de altura y 0.5 m de base, su función más importante será permitir que la obra se lleve a cabo en un lugar casi seco. Esta opción además de ser la más económica es a la par la más sencilla que nos asegurará evitar que entre agua en la excavación desviando el cauce natural del escurrimiento temporalmente.

Cárcamo.

Este tanque al que llegará el tubo de recolección y donde iniciará la conducción será construido a base de tabique rojo recocido en muros, recubierto con aplanado de mortero acabado pulido en el interior y rugoso en el exterior y con elementos de concreto armado $F'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en losas, traveses y castillos y su dimensionamiento será con el siguiente criterio.

Considerando un tiempo de 15 minutos de vaciado o recuperación tenemos que:

Capacidad necesaria del tanque para $t=15 \text{ min} = \text{Vol. Max diario} \times 60 \text{ seg} \times t$
Capacidad necesaria del tanque para $t=15 \text{ min} = 0.00294 \text{ m}^3/\text{s} \times 60 \text{ seg} \times 15$
Capacidad necesaria del tanque para $t=15 \text{ min} = 2.67 \text{ m}^3$

De esta forma el tanque con cárcamo tendrá por lado 1.65 m (a paños interiores) y con una altura libre de 1.25 m considerando el tubo de recolección. Altura dada desde el lecho alto de la losa de fondo hasta el lecho bajo de la losa tapa, como se ilustra a continuación, obteniendo así el volumen requerido.

Volumen útil del tanque = $1.65 \times 1.65 \times 1.0 = 2.72 \text{ m}^3$.

5.- LINEA DE CONDUCCIÓN, ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS Y PIEZAS ESPECIALES.

Recibe el nombre de línea de conducción la parte del sistema de agua potable constituida por el conjunto de conductores y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento hasta un sitio o a la comunidad.

Cualquier línea de conducción para que cumpla su cometido necesitará forzosamente de una energía para poder operar, esta energía se obtiene por medio de un sistema de bombeo o por la acción de la gravedad terrestre; de lo anterior se puede distinguir tres tipos de formas de conducción, en cuanto a energía de funcionamiento se refiere, y que son:

- a) Por Bombeo
- b) Por Gravedad
- c) Una combinación de ambos

Para el caso del presente proyecto se utilizará la conducción por **gravedad**, ya que existe la posibilidad de aprovechar la carga de posición que **presenta**, debido a la diferencia de niveles entre la obra de toma y el tanque de **regularización**.

Toda línea de conducción esta constituida por una serie de elementos que se pueden dividir en:

- a) Equipos eléctricos: motores, bombas, transformadores eléctricos, etc.
- b) Tubería: tubos, y aditamentos de unión.
- c) Accesorios: válvulas de seccionamiento, de admisión y expulsión de aire, de desfogue, de control, etc.
- d) Estructuras complementarias: silletas, atraques, estructuras de apoyo, etc.
- e) Piezas especiales: para cambios de dirección, de diámetro, de tipo de material, etc.
- f) Tanques: de almacenamiento, de regulación, de oscilación, cajas rompedoras de presión, etc.

Trazo de la línea de conducción

Los estudios a realizarse para efectuar el trazo de la línea de conducción son los siguientes:

- a.- Topográficos: Se deben de obtener perfiles con las características topográficas de la zona para evitar que, con respecto a la línea piezométrica, se tengan puntos de cargas muy altas, pues esto influye en el tipo y costo de tubería a utilizarse, por lo tanto se tiene que cuidar que la línea trabaje con las menores cargas disponibles posibles.

- b.- **Tipo de Terreno:** Es importante conocer el tipo de suelo con que se cuenta a lo largo del trazo de la línea, para poder determinar si la tubería se colocara enterrada, o será instalada en forma superficial.

- c.- **Cruzamientos y Afectaciones:** Cuando ha sido definida la ruta que seguirá la línea de conducción, es necesario realizar varios recorridos, para poder verificar que no se invadan terrenos ejidales o propiedades privadas, por lo que deberá de procurarse llevar la línea por zonas comprendidas dentro de los derechos de vía federal.

- d.- **Costos de Ejecución:** El objetivo primordial que se busca, después de haber realizado el análisis hidráulico es por que la propuesta presentada cumpla con un buen funcionamiento hidráulico , y que los costos de ejecución y mantenimiento sena los más bajos. Para conseguir esto es necesario considerar factores como: tipo y clase de tubería, el diámetro económico, funcionamiento por gravedad o bombeo, etc.

Diseño hidráulico de la línea de conducción

Conducción de la obra de toma al tanque de regularización.

A) Determinación del diámetro, material y clase de tubería.

Con el gasto requerido y los datos que se obtuvieron de los trazos planimétricos y altimétricos (longitud de línea y carga disponible) se puede determinar el diámetro teórico y comercial de la tubería, el tipo de material y la clase, los cuales están en función de la presión de trabajo.

En resumen los factores principales que se deben tomar en cuenta para la selección de la tubería son:

- a) Gastos a conducir.
- b) Características topográficas de la conducción y calidad del terreno por excavar.
- c) Costos de suministro e instalación.

Tomando en cuenta lo anterior se hicieron las siguientes determinaciones.

1.- Diámetro y Material de la Tubería.

La línea deberá de conducir el gasto máximo diario de la localidad, de acuerdo al cálculo de gastos realizados en el capítulo anterior tenemos.

$$Q_{MD} = 2.94 \text{ lt/seg.}$$

La longitud de conducción es de **4,242.90 m** y la carga disponible que se tiene es de **412.66m**.

Para la determinación del diámetro no se tomarán en cuenta las pérdidas locales por ser muy pequeñas. Por lo tanto, tomaremos en cuenta solamente las perdidas por fricción para lo cual , si consideramos.

$$HE = hf = 412.66m.$$

Entonces de la fórmula de pérdidas de Manning

$$hf = \frac{10.3n^2 Q^2 L}{D^{16/3}}$$

de donde

$$D = \frac{(10.3n^2 Q^2 L)^{3/16}}{hf}$$

Sí proponemos al P.V.C. como material a utilizarse en la línea (debido principalmente a su bajo costo y resistencia a la corrosión) se tiene que $n=0.009$ (Coeficiente de rugosidad de Manning)

$$D = \left(\frac{10.3 (0.009)^2 (0.00294)^2 (4242.90)}{412.66} \right)^{3/16}$$

$$D = 0.046 = 46.04 \text{ mm}$$

Este diámetro es el teórico, el diámetro comercial inmediato es $D=50.8$ mm que son 2", por lo que con este diámetro se tienen las siguientes características.

Para P.V.C (D=2")

Norma R.D. E.-26-68

Presión de trabajo 11.2 kg/cm²

Diámetro Nominal 50mm Diámetro Real 60.3mm

Diámetro Interior 55.3mm

Coeficiente de rugosidad $n=0.009$ $K= 4+069$

Por lo que las perdidas quedarán determinadas por:

$$h_f = \frac{10.3 (0.009)^2 (0.00294)^2 (4242.90)}{(0.0553)^{16/3}} = 155.29 \text{ m}$$

Como $h_f = 155.29 \text{ m} < H_E = 412.66 \text{ m}$ se acepta el diámetro propuesto revisando la velocidad tenemos.

$$\text{Si } Q = VA \Rightarrow V = Q/A$$

$$V = \frac{0.00294 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi (0.25) (0.0553 \text{ m})^2} = 1.22 \text{ m/s}$$

$$V = 11.22 \text{ m/s}$$

El cual es un valor aceptable ya que se encuentra dentro del rango de valores que indican las normas de aprovisionamiento de agua potable para localidades urbanas y que nos indica el siguiente intervalo para el caso de P.V:C:

Vel. Mínima permisible: 0.5 m/s para evitar asentamiento de partículas.

Vel. Máxima permisible: 5 m/s para evitar la erosión de las paredes de la tubería.

2.- Clase de la Tubería

La clase de tubería dependerá de la presión interna de trabajo (carga piezométrica), pero también deberá considerarse, en una línea que trabaje a gravedad la carga estática.

Analizando la clase de tubería necesaria para soportar la carga piezométrica, se debería colocar tubería capaz de resistir una presión interna elevada, debido a que la carga disponible que se tiene es muy grande, provocada por el diámetro de tubería a emplear, ya que este produce pérdidas por fricción muy pequeñas, dando como resultado cargas disponibles considerables. Pero tomando en cuenta la condición más desfavorable, que para nuestro caso es la siguiente:

La presión debida a la carga estática, cuando se cierre la válvula de llegada al tanque de regularización, puesto que en ese momento la tubería deberá soportar la presión que se origina por la diferencia de niveles entre la salida de la obra de toma y el nivel más bajo de la línea.

Una vez tomada en cuenta la consideración anterior, se procedió a analizar la presión a la que estará sujeta la línea y se verificó que aunque se instalará la tubería de P.V.C. de pared más gruesa (la RD=26 con presión de trabajo máxima de 11.2 kg/cm^2) no se alcanzaban a cubrir los rangos de presiones que se tienen, por lo que se tuvo que dividir la línea de conducción en secciones y colocar cajas rompedoras de presión a determinadas distancias, con el fin de tener una menor carga estática, el criterio de ubicación de las

mismas es considerando puntos en donde se tenga como máxima carga estática la de 60 m C. A.

Aplicando el criterio anterior y después de analizar el perfil, se llegó a la conclusión de ubicar 1 aja rompedora de presión cuya ubicación es la que se muestra a continuación:

| CADENAMIENTO | COTA | CLAVE |
|---------------------|-------------|--------------|
| 2 + 616 | 693.65 | (CRP-01) |

Para el diseño de la caja rompedora de presión se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones: estará en función del gasto de conducción, así como el tiempo de retención de la misma.

El tiempo de retención que consideramos es de 3.5 minutos. Las dimensiones de la caja a considerar están en función del volumen retenido, las cuales se presenta a continuación:

Volumen= Qxt ret.

$$V = 0.00294 \text{ m}^3/\text{seg} \times 210 \text{ seg} = 0.617 \text{ m}^3 = 0.62 \text{ m}^3$$

Proponiendo una base en la caja de 1 m^2 de superficie tenemos:

Volumen = Area de la base x altura

$$0.62 \text{ m}^3 = 1 \text{ m}^2 \times \text{altura}$$

$$\text{Altura} = 0.62 \text{ m}$$

Por lo tanto se considera una caja rompedora de presión como dimensión de 1 m^3 de capacidad, es decir, una base de 1 m^2 y una altura de 1 m , esto es para tener espacio en el acomodo de los dispositivos que integran dicha caja, como es la válvula de flotador, entre otros.

El análisis hidráulico definitivo nos conduce a considerar dos tramos a lo largo de la línea de conducción, mismos que están definidos por la ubicación del cambio de material de la tubería y de la caja rompedora de presión obtenida.

Diseño Definitivo

TRAMO 1 De la obra de toma al cadenamamiento 1+ 806.85

PI-42

Datos:

$$Q = 0.00294 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$L = 1806.85$$

$$D = 0.050 \text{ m (2") \quad \text{Diámetro Comercial}}$$

$O = 0.0553 \text{ m}$ Diámetro Interior
 $n = 0.009$ Material P.V.C.
 $H_c = 1000 \text{ m}$
 $V_m = 1.22 \text{ m/s}$

Realizando el cálculo de las pérdidas tenemos:

$$h_f = \frac{10.3 (0.009)^2 (0.00294)^2 (1806.85)}{(0.0553)^{16/3}} = 66.13 \text{ m}$$

En la siguiente tabla se presenta el cálculo de las pérdidas locales:

Deflexiones Horizontales

| Dispositivo | K | $V^2/2g$ | h/pza | No. De Pzas | Pérdidas. |
|-------------|--------|----------|----------|----------------|---------------|
| 15° | 0.042 | 0.0759 | 0.003188 | 1 | 0.0032 |
| 22.5° | 0.0066 | 0.0759 | 0.004811 | 1 | 0.0048 |
| 37.5° | 0.108 | 0.0759 | 0.008197 | 1 | 0.0082 |
| 45° | 0.236 | 0.0759 | 0.017912 | 4 | 0.0716 |
| 60° | 0.471 | 0.0759 | 0.035749 | 3 | 0.1072 |
| | | | | Total = | 0.195m |

Deflexiones Verticales

| Dispositivo | K | $V^2/2g$ | h/pza | No. De Pzas | Pérdidas. |
|-------------|-------|----------|----------|-------------|-----------|
| 15° | 0.042 | 0.0759 | 0.003188 | 3 | 0.0096 |
| 20° | 0.058 | 0.0759 | 0.004402 | 2 | 0.0088 |
| 27.5° | 0.082 | 0.0759 | 0.006224 | 2 | 0.0124 |
| 35° | 0.146 | 0.0759 | 0.001109 | 1 | 0.0011 |
| | | | | Total = | 0.0319m |

Dispositivos Adicionales.

| Dispositivo | K | $V^2/2g$ | h/pza | No. De Pzas | Pérdidas. |
|--------------------|------|----------|----------|-------------|-----------|
| Entrada Válvula | 0.5 | 0.0759 | 0.003795 | 1 | 0.00379 |
| Seccionamiento | 0.16 | 0.0759 | 0.01214 | 2 | 0.0243 |
| | | | | Total = | 0.0622 m |

Pérdidas Secundarias

$$\Sigma_t = 0.195 + 0.0319 + 0.0622 = 0.289 \text{ m}$$

La cota piezométrica del cadenamiento 1+806.85 es:

$$H = 1000 - (66.13 + 0.289) = 933.58 \text{ m}$$

$$\text{Con una carga de presión } H_p = 933.58 - 898.22 - 0.036 = 34.92 \text{ m}$$

$$P = 3.49 \text{ kg/cm}^2 < 11.2 \text{ P T,}$$

TRAMO 2: Del cadenamamiento 1+806.85 al cadenamamiento 2+516 (CRP-01)
PI- 59

Datos:

$$Q = 0.00294 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 709.15 \text{ m}$$

$$D = 0.050 \text{ m} \quad \text{NOMINAL}$$

$$D = 0.0525 \text{ m} \quad \text{INTERIOR}$$

$$h = 0.010 \quad \text{F}_o. \text{ GALVANIZADO}$$

$$H_E = 933.58 \text{ m}$$

$$V_M = 1.358 \text{ m/s}$$

Calculando las pérdidas se tiene

$$hf = \frac{10.3 (0.010)^2 (0.002944)^2 (709.15)}{(0.00525)^{16/3}} = 42.28\text{m}$$

Pérdidas Locales

Deflexiones Horizontales

| Dispositivo | K | $V^2/2g$ | h/pza | No. De Pzas | Pérdidas. |
|-------------|-------|----------|-------|-------------|-----------|
| 45° | 0.236 | 0.094 | 0.022 | 4 | 0.088 |
| 15° | 0.041 | 0.094 | 0.004 | 1 | 0.004 |
| 60° | 0.471 | 0.094 | 0.044 | 1 | 0.044 |
| | | | | Total = | 0.136m |

Deflexiones Verticales

| Dispositivo | K | $V^2/2g$ | h/pza | No. De Pzas | Pérdidas. |
|-------------|-------|----------|--------|-------------|-----------|
| 15° | 0.042 | 0.094 | 0.0039 | 1 | 0.0039 |
| 30° | 0.130 | 0.094 | 0.0122 | 1 | 0.0122 |
| 45° | 0.236 | 0.094 | 0.0222 | 1 | 0.0222 |
| | | | | Total = | 0.0383 m |

Dispositivos Adicionales: No hay

Perdidas

$$42.28 + 0.136 + 0.0383 = 42.454\text{m}$$

La cota piezométrica en el cadenamiento 2+516.0 es,

$$H_C = 933.58 - 42.45 = 891.13 \text{ m}$$

Con una carga de presión

$$H_P = 891.13 - 693.65 = 197.48 \text{ m}$$

Con una presión

$$P_C = 19.70 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

TRAMO 3 de CRP-01 al tanque de Almacenamiento
PI-94 cet. 610.86

$$L = 1726.9 \text{ m}$$

$$D = 0.050 \text{ m} \quad \text{NOMINAL}$$

$$D = 0.0553 \text{ m} \quad \text{INTERIOR}$$

$$h = 0.009 \quad \text{P.V.C.}$$

$$H_E = 694 \text{ m}$$

Cálculo de pérdidas

$$h_f = \frac{10.3 (0.009)^2 (0.00294)^2 (1.726.9)}{(0.0553)^{16/3}} = 63.20 \text{ m}$$

Pérdidas Locales

Deflexiones Horizontales

| Dispositivo | K | V ² /2g | h/pza | No. De Pzas | Pérdidas. |
|-------------|-------|--------------------|--------|-------------|-----------|
| 22.5° | 0.066 | 0.0759 | 0.005 | 1 | 0.005 |
| 45° | 0.236 | 0.0759 | 0.0179 | 3 | 0.054 |
| 60° | 0.471 | 0.0759 | 0.0357 | 1 | 0.036 |
| | | | | Total = | 0.095m |

Deflexiones Verticales

| Dispositivo | K | V ² /2g | h/pza | No. De Pzas | Pérdidas. |
|-------------|-------|--------------------|--------|-------------|-----------|
| 22.5° | 0.066 | 0.0759 | 0.005 | 2 | 0.010 |
| 45° | 0.236 | 0.0759 | 0.0179 | 3 | 0.054 |
| 60° | 0.471 | 0.0759 | 0.0357 | 4 | 0.143 |
| 90° | 1.129 | 0.0759 | 0.0823 | 4 | 0.329 |
| | | | | Total = | 0.536m |

Dispositivos Adicionales.

| Dispositivo | K | $V^2/2g$ | h/pza | No. De Pzas | Pérdidas. |
|-----------------|------|----------|---------|-------------|------------------|
| Entrada | 0.50 | 0.0759 | 0.03795 | 1 | 0.0379 |
| Válvula de Sec. | 0.16 | 0.0759 | 0.01219 | 2 | 0.0243 |
| | | | | | Total = 0.0622 m |

Pérdidas Totales.

$$63.20 + 0.095 + 0.536 + 0.0622 = 63.89 \text{ m.}$$

La cota piezométrica en la entrada del tanque de almacenamiento (cad. 4+242.9) será:

$$H_c = 694 - 63.89 = 630.11 \text{ m}$$

Y la carga de presión será:

$$H_p = 630.11 - 587.338 - 0.0759 = 42.696 \text{ m} = 42.70 \text{ m}$$

Con una presión interna

$$P_T = 4.27 \text{ Kg/cm}^2 < 11.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Conducción del Tanque de almacenamiento al tanque de regulación.

Determinación del diámetro, material y clase de la tubería.

1.- Diámetro y Material de la Tubería.

La línea conducirá el mismo gasto que en caso de la línea que parte de la Obra de Toma y llega al Tanque de Almacenamiento dicho gasto es igual a:

$$Q_{MD} = 2.94 \text{ lt/seg}$$

La longitud de conducción es de 1,316 m y la carga disponible que se tiene es de 23.24 m.

Para la determinación del diámetro no se tomarán en cuenta las pérdidas locales por ser muy pequeñas. Por lo tanto, tomaremos en cuenta solamente las pérdidas por fricción para la cual sí consideramos:

$$H_l = h_f = 23.24 \text{ m.}$$

Entonces, de la fórmula de pérdidas de Manning.

$$D = \left(\frac{10.3 h^2 Q^2 L}{h_f} \right)^{3/16}$$

Proponiendo nuevamente al P.V.C. como material a utilizarse en la línea (debido principalmente a su bajo costo y resistencia a la corrosión). Tenemos que:

$$D = \left(\frac{10.3 (0.009)^2 (0.00294)^2 (1.316)}{23.24} \right)^{3/16}$$

$$D = 0.0634 \text{ m} = 63.39 \text{ mm.}$$

Como este diámetro no existe comercialmente se considera el diámetro comercial más próximo que en este caso es:

$$D = 60 \text{ mm} = 2 \frac{1}{2}''$$

Por lo tanto con este diámetro se tienen las siguientes características:

Material: P.V.C.
Norma RD - 26
Presión de trabajo 11.2 Kg/cm²
Diámetro Nominal 60 mm.
Diámetro Real 73 mm.
Espesor 3 mm.
Diámetro Interior 67 mm.
Coefficiente de Rugosidad (Manning n = 0.009).

Por lo que las pérdidas quedarán determinadas por:

$$h_f = \left(\frac{10.3 (0.009)^2 (0.00294)^2 (1,316)}{(0.067)^{16/3}} \right) = 17.31 \text{ m}$$

Como $h_f = 17.31 \text{ m} < H_E = 23.24 \text{ m}$ se acepta el diámetro propuesto.

Revisando la velocidad tenemos que:

$$\text{Si } Q = VA \quad V = Q/A$$

$$V = \frac{0.00294}{\pi (0.25) (0.067)^2} = 0.83 \text{ m/s}$$

$$V = 0.83 \text{ m/s}$$

El cual se considera aceptable, ya que se encuentra en el intervalo de velocidades permisibles y que está definido de la siguiente forma:

$$\text{Vel. Mín } 0.5 \text{ m/s} < V < 5 \text{ m/s} \quad \text{Vel. Máx.}$$

2.- Clase de la Tubería.

La clase de la tubería dependerá de la presión interna de trabajo carga piezométrica, se tiene que colocar una tubería capaz de resistir la presión interna que se presente para hacer una elección apropiada se tomará en cuenta la conducción más desfavorable que se presente en la línea, que para nuestro caso es:

La presión debida a la carga estática, cuando se cierre la válvula de llegada al tanque de regulación, puesto que en este momento la tubería debería soportar la presión que se origina por la diferencia de niveles entre la salida del tanque de almacenamiento y el tanque de regulación.

Tomando en cuenta lo anterior se propone utilizar la tubería de P.V.C. más grande que es RD-26 con espesor de 3 mm y que soporta una presión de trabajo máximo de 11.2 Kg/cm^2 .

Considerando lo anterior se tiene el siguiente seccionamiento de la tubería.

Diseño definitivo de la Línea de Conducción 2.

Tramo del Tanque de Almacenamiento al Tanque de Regulación (cad. 1+316.0).

ESTA TESIS N9 DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Datos:

- Q = 0.00294 m³/seg
- L = 1,316 m.
- D = 0.060 m (2 1/2") Diámetro Nominal
- n = 0.009 Diámetro Interior
- H_E = 287 m P.V.C.
- V_M = 0.83 m/s

Cálculo de Pérdidas:

$$h_f = \left(\frac{10.3 (0.009)^2 (0.00294)^2 (1,316)}{(0.007)^{16/3}} \right) = 17.30 \text{ m}$$

Pérdidas Secundarias.

En la siguiente tabla se presentan el cálculo de las pérdidas locales.

Deflexiones horizontales.

| Deflexión | K | V ² /2g | h/pza | No. De Pzas | Pérdidas. Locales |
|-----------|-------|--------------------|---------|-------------|-------------------|
| 15° | 0.042 | 0.035 | 0.00147 | 3 | 0.0044 |
| 22.5° | 0.066 | 0.035 | 0.00239 | 2 | 0.0046 |
| 45° | 0.236 | 0.035 | 0.00826 | 2 | 0.0165 |
| Total = | | | | | 0.0255 m |

Dispositivos Adicionales.

| Dispositivo | K | $V^2/2g$ | h/pza | No. De Pzas | Pérdidas. |
|----------------------|-----|----------|--------|-------------|------------------|
| Entrada | 0.5 | 0.035 | 0.0175 | 1 | 0.0175 |
| Válvula de Sec. | 0.7 | 0.035 | 0.0245 | 2 | 0.0490 |
| Tee 60x60 roscada | 1.4 | 0.035 | 0.049 | 3 | 0.1470 |
| | | | | | Total = 0.2135 m |

Total de Pérdidas.

$$h_f = 17.30 + 0.0255 + 0.2135 = 17.539 \text{ m.}$$

La cota piezométrica en el cad. 1+316.0 (tanque de reg.), es:

$$H_c = 587 \text{ m} - 17.539 \text{ m} = 569.46 \text{ m.}$$

Y la carga de presión es:

$$H_p = 573.47 - (569.46 + 0.035) = 3.975 \text{ m.}$$

$$H_p = 3.975 \text{ m.}$$

$$Y \quad P_c = 0.3975 \text{ Kg/cm}^2 < P_T = 11.2 \text{ Kg/cm}^2$$

ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS Y PIEZAS ESPECIALES.

INTRODUCCIÓN

Las tuberías de conducción están compuestas por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos, por cambios que se presentan en la geometría de la sección, y por distintos dispositivos para el control del flujo en la tubería o para asegurar que el funcionamiento de la línea de conducción sea eficiente.

Las válvulas son una parte importante en el diseño de tuberías, son usadas para regular el flujo y la presión, protegen la tubería y las bombas de sobrepresiones, ayudan a prevenir transitorios, previenen el flujo reverso a través de las bombas, remueven el aire y ejecutan otras funciones. Si no son seleccionadas y operadas apropiadamente, pueden además causar problemas. Por ejemplo, cerrando una válvula de control muy rápido, usando el tipo erróneo de válvula check, o llenando una línea muy rápidamente puede resultar en transitorios hidráulicos muy severos. Si las válvulas son sujetas a cavitación se desgastarán rápidamente y tendrán fugas de agua y necesitarán reemplazarse.

Hay amplia variedad de diferentes tipos de válvulas usadas para una gran variedad de propósitos, sin embargo las válvulas y sus usos pueden ser separadas dentro de cuatro categorías.

- 1.- Válvulas de control.
- 2.- Válvulas de regulación de presión.
- 3.- Válvulas de no retorno de flujo.
- 4.- Válvulas de control de aire.

Estas categorías no son exclusivas porque el mismo tipo de válvula podría ser usado con diferentes controles para desempeñar cualquiera de las cuatro funciones. Por ejemplo, una válvula reguladora de flujo debería estar diseñada para no producir cavitación excesiva. Esto puede requerir de múltiples válvulas en serie, así que funcionarán como ambas, válvula reguladoras de flujo y de control de la cavitación.

Independientemente de los grupos en que puedan clasificarse, todas las válvulas tienen ciertas características comunes, que son:

- a) Superficies correlativas que actúan como sellos para cortar el paso en la válvula. En general se requieren de un sello fijo y uno móvil.
- b) Un componente que sobresale del cuerpo y que mueve el asiento movable que suele ser el vástago.
- c) Una empaquetadura o sello para el vástago para evitar pérdidas de fluido. El vástago sale del cuerpo de la válvula.
- d) Un volante o aparato similar para ayudar en el movimiento del vástago.
- e) Un conducto para el paso del fluido por la válvula, la configuración del conducto define el tipo de control que se puede esperar de la válvula.

TIPOS DE VÁLVULAS, USOS Y CRITERIOS DE SELECCIÓN.

Un punto 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.

ANSI (American National Standard Institute)

MSS (Manufacturers Standardization Society of the Valve and fitting Industry)

ASTM (American Society Testing of Materials)

API (American Petroleum Institute)

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

USO DE LAS VÁLVULAS

- a) Control
 - 1.- Seccionamiento o bloqueo.
 - 2.- De drenado o vaciado.
 - 3.- De control de la cavitación.
 - 4.- De ByPass

- b) Regulación de presión.
 - 1.- Alivio de presión.

- c) De no retorno.
 - 1.- Válvula Check

- d) De control de aire.
 - 1.- Eliminadoras de aire.
 - 2.- De aire-vacio.

TIPOS DE VÁLVULAS.

- a) Válvula de compuerta.
- b) Válvula de mariposa.
- c) Válvula de globo.
- d) Válvula Check.
- e) Válvula aliviadora de presión.
- f) Válvula eliminadora de aire.
- g) Válvula de admisión y expulsión de aire.
- h) Válvula combinada.
- i) Válvula de desfogue o drenaje.

TIPOS DE ATRAQUES, USOS Y CRITERIOS DE SELECCIÓN.

ATRAQUES.

Con este nombre se define a ciertos elementos estructurales, generalmente de concreto, que impiden que en una tubería en operación se

produzcan deformaciones por efecto de las fuerzas dinámicas producidas por la presión y 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.

En el criterio para el diseño de los atraques se consideran fundamentalmente tres fuerzas:

- a) Fuerza de presión (Incluyendo el Golpe de Ariete).
- b) Peso de la tubería
- c) Peso del agua.

Las fuerzas anteriores combinadas con los cambios de dirección (ángulos de deflexión) y la resistencia del terreno nos permitirán diseñar el tamaño y tipo de atraque por instalar, siendo necesarios para toda línea de conducción.

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

TIPOS DE SILLETAS, USOS Y CRITERIOS DE SELECCIÓN.

SILLETAS.

Son elementos que generalmente soportan a las tuberías que se instalan a cielo abierto, evitan que esta se apoye directamente en el 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 que haya muchas deflexiones.

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

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

PIEZAS ESPECIALES Y JUNTAS DE DILATACIÓN.

PIEZAS ESPECIALES

Así son denominadas todas las conexiones necesarias en una línea de conducción y que se utilizan para continuar y guiar la tubería en las intersecciones, en los cambios de dirección, variación del diámetro, acceso a válvulas, etc.

Las piezas especiales de fierro fundido son las más empleadas y se fabrican para todos los diámetros de tubería. Estas piezas se conectan entre sí o a las válvulas por medio de bridas y tornillos, con un empaque de sellamiento intermedio, que puede ser de plomo, hule o plástico.

Por otra parte para interconectar la tubería hidráulica de P.V.C. y formar líneas de conducción y circuitos, existen todas las conexiones necesarias, ya sea para cambiar la dirección del flujo del agua, derivar o unir sistemas de igual o diferente diámetro, cerrar los extremos de una línea y unir tubería de P.V.C. a válvulas o piezas bridadas o con rosca.

Dentro de las piezas especiales se pueden encontrar las siguientes:

- a) Codos.
- b) Cruces y Tees
- c) Reducciones.
- d) Tubos cirtos o carretes.

JUNTAS DE DILATACIÓN.

La función de estas 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. Para la colocación de las juntas de dilatación se debe calcular una separación máxima "S" que depende de la variación de la temperatura en el lugar y el alargamiento unitario del tipo de tubería definido.

En el Servicio Meteorológico Nacional se dispone de mucha información para determinar los valores registrados de máxima y mínima temperatura, con el fin de definir la variación que se presenta con más frecuencia.

Se deben hacer cálculos para establecer un alargamiento permitido y la decisión de la separación de las juntas dependerá de un análisis económico para encontrar el que cumpla mejor con las condiciones de nuestro proyecto.

Se conocen dos tipos de juntas:

- a) Tipo acordeón (Metálica)
- b) Tipo unión o dresser (con empaque de hule).

Como en el proyecto utilizaremos tubería de P.V.C. en zanja, no analizaremos el cálculo de la separación de juntas, debido a que este material tiene una baja conductividad térmica, además el tipo de acoplamiento llamado espiga campana con el que cuenta la tubería, ya incluye un espacio predeterminado que funciona como junta de dilatación.

TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN.

Introducción.

El objeto de una Obra o Tanque de Regulación es transformar un régimen de aportación constante en un régimen de demandas variables, en estas estructuras se almacena el agua que no se consume en las horas de demanda mínima (es decir, cuando el consumo es menor que el gasto que aporta la fuente) para aprovecharla después en las horas de máxima demanda (cuando el consumo es mayor que el gasto aportado por la fuente).

El objeto del Tanque de Almacenamiento es disponer, además del volumen adicional como reserva en previsión de incendios o alguna suspensión que pueda presentarse por contaminación de la fuente o por reparación de la línea de conducción o de la obra de captación. Salvo que sea para combatir incendios, por requerirlo así la población, no se recomienda en nuestro medio el empleo del tanque de almacenamiento para otros usos, pues si se dispusiera de una reserva de un día, como algunas veces se aconseja se requerirá un volumen de un 600% del volumen de regulación, que demandaría una fuerte inversión que muy probablemente no se justificaría y si daría lugar a pensar en otra fuente de abastecimiento como reserva en todo caso. Si las condiciones económicas y la necesidad de la localidad lo requieren se podrá tomar cuando más un tiempo de 4 horas ya que obligaría a prever un volumen aproximadamente igual al doble del de regulación.

En general podemos clasificar a los tanques por dos parámetros, el primero es por el material con el que se construye, y que pueden ser metálicos, de concreto armado y de mampostería.

El segundo parámetro lo constituye su posición con respecto al nivel del suelo, y se denominan superficiales o elevados. Se llaman superficiales cuando la plantilla del depósito está en contacto directo con el suelo. Se llaman elevados cuando la plantilla del tanque está separada del suelo y su cuerpo está soportado por una torre o cualquier otra estructura que la mantenga en esta posición.

En el caso de los tanques metálicos y de concreto armado estos pueden ser elevados y para el caso de mampostería este será siempre superficial. Es importante mencionar que el tanque más socorrido es el superficial de forma rectangular. Se recurre a los tanques elevados cuando topográficamente no se dispone de elevación apropiada para emplazar un tanque superficial.

A continuación analizamos el tanque de almacenamiento (ya construido) mediante el método gráfico, la regulación se hace por períodos de 24 horas y básicamente el cálculo del volumen del tanque consiste en conciliar las leyes de suministro o de entrada y de demanda o de salida del gasto que considera el problema en cuestión, de esta forma se tiene que:

METODO ANALÍTICO
CALCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE DE REGULARIZACION.

| HORAS | DEMANDA HORARIA % | VOL. CONSUMIDO | VOL. ACUM. CONSUMIDO |
|--------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------------|
| 0-1 | 45 | 4.77 | 4.77 |
| 1-2 | 45 | 4.77 | 9.58 |
| 2-3 | 45 | 4.77 | 14.31 |
| 3-4 | 45 | 4.77 | 19.08 |
| 4-5 | 45 | 4.77 | 23.85 |
| 5-6 | 60 | 6.35 | 30.20 |
| 6-7 | 90 | 9.52 | 39.72 |
| 7-8 | 135 | 14.28 | 54.00 |
| 8-9 | 150 | 15.87 | 69.87 |
| 9-10 | 150 | 15.87 | 85.74 |
| 10-11 | 150 | 15.87 | 101.61 |
| 11-12 | 140 | 14.82 | 116.43 |
| 12-13 | 120 | 12.70 | 129.13 |
| 13-14 | 140 | 14.82 | 143.95 |
| 14-15 | 140 | 14.82 | 158.77 |
| 15-16 | 130 | 13.76 | 172.53 |
| 16-17 | 130 | 13.76 | 186.29 |
| 17-18 | 120 | 12.70 | 198.99 |
| 18-19 | 100 | 10.58 | 209.57 |
| 19-20 | 100 | 10.58 | 220.15 |
| 20-21 | 90 | 9.52 | 229.67 |
| 21-22 | 90 | 9.52 | 239.19 |
| 22-23 | 80 | 8.47 | 247.66 |
| 23-24 | 60 | 6.34 | 254.00 |
| | 2,400 | 254.00 | |

- Alimentación al tanque durante 24 horas.
- Población pequeña 1,410 hab.
- Gasto Máximo diario 2.94 l/s

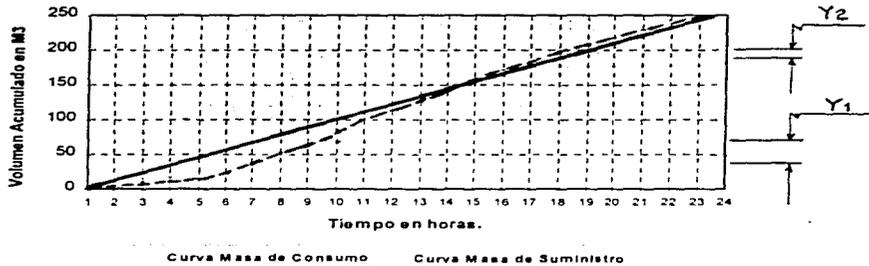
$$V_{\text{TOTAL}} = \frac{2.94 \times 86400}{1,000} = 254 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{MED}} = \frac{254}{24} = 10.58 \text{ m}^3/\text{hr.}$$

$$V = Y_1 + Y_2$$

$$V = 36.0 + 9.0$$

$$V = 45.0 \text{ m}^3$$



En la figura anterior se ha graficado la Curva Masa de los consumos a partir de la columna de la tabla inicial. Debido a que en la condición que se tiene de suministro por gravedad es constante durante las 24 horas, la curva masa correspondiente es una línea recta que se inicia en el origen y termina a las 24 horas con un volumen de salida acumulado de 254.0 m^3 .

Observamos en la figura Y_1 es el "Máximo Excedente" y corresponde a la mayor distancia vertical medida entre la curva masa de suministro y la curva masa de consumos cuando la primera se encuentra por arriba de la segunda, y Y_2 es el "Máximo Faltante" y corresponde a la mayor distancia vertical medida entre la curva masa de suministro y la curva masa de consumos cuando la primera se encuentra por debajo de la segunda.

Por lo tanto el volumen del tanque para esta condición es la suma del Y_1 más Y_2 .

Actualmente se encuentra construido este tanque con una capacidad de 60.0 m^3 , por lo tanto el resultado obtenido de 45.0 m^3 necesarios para cubrir la exigencia del proyecto es satisfactorio para el mismo.

Tanque de regulación. (Inicio de la distribución).

Este tanque que dará fin a la conducción y al mismo tiempo a la distribución será construido a base de concreto hidráulico armado de $f'c= 200$

Kg/cm² y acero $f'y= 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ en muros y losas y su dimensionamiento será con el siguiente criterio:

Considerando un tiempo de 15 minutos de vaciado o recuperación tenemos que:

Capacidad necesaria del tanque para $t=15 \text{ min} = \text{Vol. Max Diario} \times 60 \text{ seg} \times t$

Capacidad necesaria del tanque para $t=15 \text{ min} = 0.00294 \text{ m}^3/\text{s} \times 60 \text{ seg} \times 15$

Capacidad necesaria del tanque para $t=15 \text{ min} = 2.65 \text{ m}^3$

6.- GOLPE DE ARIETE.

Clasificación.

Existen dos tipos de transitorios hidráulicos: lentos y rápidos a continuación se describen en forma breve sin embargo cabe mencionar que en este capítulo únicamente se tratarán los transitorios hidráulicos rápidos (golpe de ariete).

Transitorios Hidráulicos Lentos (Oscilaciones de masas).

Todo cambio en las condiciones de operación del acueducto cuya duración sea sustancialmente mayor que el período de la conducción T , igual al intervalo de tiempo que emplea una onda de presión o gasto en recorrer el acueducto dos veces (ida y regreso) puede analizarse como un fenómeno de oscilación de masa. Estos fenómenos poseen importancia práctica en los casos en que el acueducto conecta tanques a superficie libre. El paro del sistema implica la conversión de la energía cinética de masas de miles de toneladas de agua moviéndose a 2 o 3 m/s, en energía potencial gravitatoria. Ello supone fenómenos de oscilación que deberán tenerse presentes durante el diseño del sistema con el fin de evitar derrames por el coronamiento de los tanques o vaciado de los mismos con el consiguiente arrastre de aire al interior de la conducción.

Transitorios Hidráulicos Rápidos (golpe de ariete).

Los transitorios hidráulicos rápidos ocurren siempre que se modifica el gasto en el acueducto, debe tenerse especial cuidado en el diseño del sistema, debido a que las consecuencias sobre la instalación pueden causar graves daños. Si bien toda aceleración en el gasto da lugar a un transitorio hidráulico que se propaga con una celeridad del orden de 1,000 m/s por todo el sistema; en el diseño, por razones de seguridad, se considera la alteración más brusca del gasto cuando existe un paro de emergencia de las máquinas. Este tipo de paro generalmente ocurre cuando la planta de bombeo se queda sin energía eléctrica.

El paro repentino del bombeo produce un descenso de presión que puede crear depresiones considerables en tramos largos de la conducción. Si estas depresiones llegan a alcanzar presiones cercanas a la presión de vapor puede ocurrir un eventual colapso de la tubería o la entrada masiva de aire en la conducción a través de la depresión es de tal magnitud que se alcanza la presión de vapor a la temperatura ambiente, se producirán grandes burbujas de vapor y aire en tramos largos de la conducción. Se tiene así el fenómeno de separación de columna. Este fenómeno es seguido de una reunión violenta de las columnas líquidas, lo cual genera una onda de sobrepresión de gran magnitud. Por todo ello, se trata en lo posible de reducir la intensidad de la onda de depresión primitiva mediante dispositivos de control.

El golpe de ariete es un fenómeno que consiste en la transformación de la energía cinética del agua a través de un conducto, cuando el flujo es permanente, en energía de deformación elástica de agua y del conducto y en

energía calorífica por rozamiento con las paredes de este último. Las condiciones originales de presión y velocidad del flujo varían en forma violenta de un estado permanente inicial a un estado final, presentándose el flujo transitorio en forma de ondas elásticas que viajan a través de la tubería. El fenómeno se transmite a una velocidad semejante a la propagación del sonido en el agua. Conforme se reduce el tiempo empleado para realizar las maniobras que generan el golpe de ariete, aumentan los efectos producidos por éste.

A continuación se presentan algunas definiciones necesarias para comprender mejor el fenómeno a estudiar:

Flujo Unidimensional.

Este flujo se presenta cuando las características hidráulicas en un conducto como son presión P, velocidad V, y gasto Q, varían como funciones del tiempo y una coordenada curvilínea X que usualmente se hace coincidir con el eje de la tubería.

Flujo Permanente.

En este flujo las condiciones de presión y velocidad se mantienen constantes, no cambian con el tiempo, en una determinada sección del conducto, representándose como:

$$\frac{d}{dt} (P, V, Q) = 0$$

Flujo No Permanente.

En este flujo las características hidráulicas varían respecto al tiempo en una determinada sección del conducto y se representan como:

$$\frac{d}{dt} (P, V, Q) \neq 0$$

Flujo Transitorio.

Estado que se presenta cuando las condiciones del flujo, presión y velocidad, están cambiando entre el flujo permanente inicial y el flujo permanente final de un conducto.

$$\frac{d}{dx} V \neq 0$$

Golpe de Ariete.

Es un fenómeno que se origina debido a cambios en el flujo permanente inicial debido a maniobras o aperturas de los mecanismos de control (válvulas para controlar el flujo) dando origen a un flujo transitorio en el conducto, al cual se le conoce comúnmente como golpe de ariete, el cual consiste en variaciones violentas de presión en forma de ondas elásticas que viajan por la tubería.

ANÁLISIS DEL GOLPE DE ARIETE.

Características del sistema.

La línea de conducción que abastecerá de agua potable a la población de Cuauhtenco, Municipio de Almoloya de Alquisiras tiene las siguientes características:

La línea de conducción tiene una longitud total de 5,558.90 m., la cual está dividida en 2 líneas, la línea 1 tiene una longitud de 4,242.90m. y la línea 2 de 1,316 m., las cuales conducirán un gasto de 0.00294 m/s. trabajando a gravedad, estos datos se resumen a continuación.

| LINEA DE CONDUCCION | TIPO DE CONDUCCION | GASTO (M3/SEG) | LONGITUD (M) |
|----------------------------|---------------------------|-----------------------|---------------------|
| Línea 1 | Gravedad | 0.00294 | 4,242.90 |
| Línea 2 | Gravedad | 0.00294 | 1,316.00 |
| | | Total | 5,558.90 |

Las tuberías que se propusieron en el diseño hidráulico de la línea 1 y 2 se resumen a continuación.

| LÍNEA 1 | LONGITUD | TUBO DE | PRESIÓN MAX. DE TRABAJO (KG/CM2) |
|--|----------|-----------------|----------------------------------|
| TRAMO 1 | | | |
| De la obra de toma al cadenamiento 1+806.85 | 1,806.85 | P.V.C. DR-26 | 11.2 |
| TRAMO 2 | | | |
| Del cadenamiento 1+806.85 al cadenamiento 2+516.00 | 350.00 | FoGo CED.40 | 100 |
| TRAMO 3 | | | |
| Del cadenamiento 2+516.00 al cadenamiento 4+242.90 | 1,726.90 | P.V.C. RD-26 | 11.2 |

ANÁLISIS DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR GOLPE DE ARIETE.

A continuación se presentan los datos de entrada requeridos para analizar las líneas 1 y 2.

LÍNEA 1

| DATOS GENERALES | TRAMO 1-2 | TRAMO3 |
|-----------------|-----------|---------|
| NP | 2 | 1 |
| NRLP | 12 | 30 |
| IPRINT | 1 | 1 |
| G | 9.81 | 9.81 |
| Qo | 0.00294 | 0.00294 |
| HRES | 1000 | 694 |
| TLAST | 6.0 | 6.0 |

| DATOS DE LA VALVULA | TRAMO 1-2 | TRAMO3 |
|---------------------|-----------|---------|
| M | 25 | 25 |
| TV | 6.0 | 6.0 |
| DXT | 1.0 | 1.0 |
| TAUO | 1.0 | 1.0 |
| TAUF | 0.0 | 0.0 |
| QS | 0.00294 | 0.00294 |
| HS | 891.013 | 630.11 |

| DATOS DE LA TUBERÍA | Tramo 1 | Tramo2 | Tramo 3 |
|---------------------|---------|--------|----------|
| L | 1806.80 | 709.15 | 1,726.90 |
| D | 0.0553 | 0.0553 | 0.0553 |
| A | 230 | 230 | 230 |
| F | 0.013 | 0.010 | 0.013 |

Los resultados obtenidos son los siguientes:

| PRESIÓN MÁXIMA POR GOLPE DE ARIETE (M) | COTA (M) | SOBREPRESIÓN (M) | SOBRE PRESIÓN KG/CM2 |
|---|---------------------|-----------------------------|-------------------------------------|
| TRAMO 1 | | | |
| 979.71 | 898.22 | 81.49 | 8.15 |
| TRAMO 2 | | | |
| 987.74 | 693.65 | 294.09 | 29.4 |
| TRAMO 3 | | | |
| 692.71 | 587.34 | 105.36 | 10.5 |

De acuerdo a los resultados obtenidos, los materiales propuestos en el diseño hidráulico de la línea soportan la sobrepresión por golpe de ariete.

| DATOS GENERALES | TRAMO 1 |
|------------------------|----------------|
| NP | 1 |
| NRLP | 23 |
| IPRINT | 1 |
| G | 9.81 |
| Qo | 0.00294 |
| HRES | 587.34 |
| TLAST | 6.0 |

| DATOS DE LA VALVULA | TRAMO 1 |
|---------------------|---------|
| M | 25 |
| TV | 6.0 |
| DXT | 1.0 |
| TAUO | 1.0 |
| TAUF | 0.0 |
| QS | 0.00294 |
| HS | 568.94 |

| LÍNEA 2 | LONGITUD | TUBO DE | PRESIÓN MAX. DE TRABAJO (KG/CM2) |
|---|----------|-----------------|----------------------------------|
| TRAMO 1 | | | |
| Del tanque de almacenamiento al tanque de regulación. | 1,316.00 | P.V.C. RD-26 | 11.2 |

PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA ANALIZAR EL FENÓMENO DEL GOLPE DE ARIETE.

El análisis por golpe de ariete considerará un cierre de válvula al final de cada tramo de tubería, por ser esta la condición más desfavorable.

Los datos requeridos para poder utilizar el programa son los siguientes:

DATOS GENERALES.

- NP = Número de tubos.
NRLP = Número de secciones del último tubo.
IPRINT = Número de intervalos de tiempo después del cual las condiciones serán impresas.
G = Valor de la gravedad, en m/s.
Qo = Gasto en flujo permanente, en m³/s.
HRES = Nivel en el tanque de almacenamiento, en m.
TLAST = Tiempo en el cuál las condiciones serán calculadas, en seg.

DATOS DE LA VÁLVULA.

- M = Número de puntos en la curva de TAU contra tiempo.
TV = Intervalo de tiempo para cerrar o abrir una válvula, en seg.
DXT = Intervalo de tiempo para guardar la curva de TAU contra tiempo, en seg.
TAUO = Apertura-Cierre inicial en la válvula, adimensional.
TAUF = Apertura-Cierre final en la válvula, adimensional.
QS = Descarga en la válvula.
HS = Pérdida de carga por el flujo de Qo, en m.

DATOS DE LA TUBERÍA.

- L = Longitud del tubo, en m.
D = Diámetro del tubo, en m.
A = Celeridad de la onda.
F = Factor de fricción de Darcy-Weisbach.

DATOS DE LA TUBERÍA.

| | Tramo 1 |
|---|----------------|
| L | 1,316.00 |
| D | 0.0067 |
| A | 230 |
| F | 0.013 |

Los resultados obtenidos son los siguientes:

| PRESIÓN MÁXIMA POR GOLPE DE ARIETE (M) | COTA (M) | SOBREPRESIÓN (M) | SOBRE PRESIÓN KG/CM2 |
|---|---------------------|-----------------------------|-------------------------------------|
| TRAMO 1 | | | |
| 596.73 | 564.10 | 32.63 | 3.26 |

De acuerdo a los resultados obtenidos, el material propuesto en el diseño hidráulico de la línea soporta sobrepresión por golpe de ariete.

7.- CATALOGO DE CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA.

Hemos cuantificado los conceptos que intervienen directa e indirectamente de lo correspondiente a la Galería filtrante, al cárcamo, al tanque grande de regulación, la tanque chico de regulación y a la línea de conducción y los presentamos a continuación ya que de esta forma tendremos un presupuesto que nos dará la visión real del costo que implicará la realización de este proyecto considerando costos para el Estado de México vigentes a Enero '97, hacemos hincapié que los montos que arroja la suma de los presupuestos se consideraron a costo directo, de tal forma que solo faltaría incrementar para la contratista que lleve a cabo los trabajos lo correspondiente a los indirectos que van del orden del 30% aproximadamente más el I.V.A. 15%.

Presupuesto que presentamos a continuación de la **Galería Filtrante** para su construcción, incluyendo, los conceptos que intervienen, su cantidad previamente generada, su precio unitario e importe a costo directo, utilizando tabulador de precios de Enero, 97.

GALERÍA FILTRANTE.

| No | CONCEPTO | U. | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | IMPORTE |
|-----------|---|----------------|-------------------|------------------------|---------------------|
| 1.- | Limpieza y trazo del terreno para desplante de estructuras. | M ² | 28 44 | 1 14 | 32 42 |
| 2.- | Excavación a mano para desplante de estructuras, en material "B", en seco, con afloje y extracción del material, remoción, acarreo hasta 10.0 m dentro de la misma y traspaleos verticales para su extracción de 3.0 a 4.0 m. de profundidad. | M ³ | 54 88 | 36 80 | 2,019 58 |
| 3.- | Amacice o limpieza de plantilla y taludes | M ² | 54 19 | 5 50 | 298 05 |
| 4.- | Suministro y colocación de grava lavada graduada de ½" a 1" de tamaño. | M ³ | 7 66 | 98 00 | 750 68 |
| 5.- | Suministro y colocación de grava lavada graduada de ½" a 1" de tamaño. | M ³ | 10 94 | 105 00 | 1,148 70 |
| 6.- | Suministro y colocación de arena gruesa. | M ³ | 15 55 | 105 00 | 1,632 75 |
| 7.- | Relleno en zanjas con material "B". Incluyendo: selección y volteo de material. | M ³ | 20 45 | 31 56 | 645 40 |
| 8.- | Acarreo primer km de material producto de excavación en camión de volteo incluyendo: carga a mano y descarga de volteo, medido suelto. | M ³ | 44 76 | 35 05 | 1,568 84 |
| 9.- | Acarreo kms subsecuentes al primero de material producto de excavación en camión. | M ³ | 447 60 | 1 51 | 675 88 |
| 10.- | Suministro y colocación de protección a base de polin hincado de 4" x 4" x 8". | Pza. | 40 00 | 40 00 | 1,600 00 |
| 11.- | Alambre de puas para cerca cal. 12 5, con 4 puas @ 76 mm. Incluyendo: su colocación. | MI | 336 0 | 2 94 | 987 84 |
| 12.- | Bordo de tierra p/ataguia | M ³ | 19 20 | 47 34 | 908 93 |
| 13.- | Suministro y colocación de tubo P.V.C. perforado, ranurado, tipo cedazo 10" sin juntear. | MI | 8 0 | 628 | 5,024 00 |
| | | | SUMA COSTO | DIRECTO | \$ 17,293.07 |

Presupuesto que presentamos a continuación del Cárcamo para su construcción, incluyendo, los conceptos que intervienen, su cantidad previamente generada, su precio unitario e importe a costo directo, utilizando tabulador de precios de Enero, 97.

CÁRCAMO (2.72 M³ CAP).

| No | CONCEPTO | U. | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | IMPORTE |
|-----|--|----------------|----------|-----------------|----------|
| 1.- | Limpieza y trazo del terreno para desplante de estructuras | M ² | 3 80 | 1 14 | 4 33 |
| 2.- | Excavación a mano para desplante de estructuras, en material "B", en seco, con afloje y extracción del material, remoción, acarreo hasta 10.0 m dentro de la misma y traspaleos verticales para su extracción de 4.0 a 5.0 m. de profundidad. | M ³ | 29 70 | 39 39 | 1.169.88 |
| 3.- | Amacice o limpieza de plantilla y taludes | M ² | 6 00 | 5 50 | 33 00 |
| 4.- | Plantilla a base de concreto simple f'c=100 Kg/cm ² , fabricación y vaciado Incluye: obtención y cribado de grava y arena, acarreo en 1er. Km, descarga y almacenamiento del cemento, acarreo y colocación. | M ² | 6 00 | 39 05 | 243 30 |
| 5.- | Acarreo de refuerzo en estructuras Incluye: suministro en la bodega de la compañía, desperdicios, alambre de amarre, habilitación y colocación o 3/8" (f'y= 4,200 Kg/cm ²) para losas, muros, traveses y castillos. | Ton | 0 151 | 8,088 00 | 1.221.29 |
| 6.- | Acero de refuerzo en estructuras. Incluye: suministro en la bodega de la compañía, desperdicios, alambre de amarre, habilitación y colocación o 1/4" (f'y= 2,520 Kg/cm ²) para losas, muros, traveses y castillos. | Ton | 0 018 | 8,088.00 | 145.58 |
| 7.- | Cimbra de madera para acabados no aparentes para losas Incluye: fletes y maniobras locales del material, fabricación, cimbrado, descimbrado y terminado del área colada. | M ² | 2 72 | 61.46 | 167.17 |
| 8.- | Cimbra de madera para acabados no aparentes en dallas, castillos y cerramientos Incluye: fletes y maniobras locales, fabricación, cimbrado, descimbrado y terminado del área colada. | M ² | 6 60 | 54.92 | 362.47 |
| 9.- | Fabricación y colado de concreto simple, vibrado y curado con membrana. Incluye: obtención y cribado de grava y arena en 1er Km; descarga y almacenamiento del cemento, fabricación del concreto, acarreo y colocación f'c= 200 Kg/cm ² | M ³ | 1.10 | 716.10 | 787.71 |

| No | CONCEPTO | U. | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | IMPORTE | |
|-------------|--|----------------|----------|-----------------|----------------|--------------------|
| 10.- | Muro de tabique rojo recocido, hasta 6.0 m de altura, junteado con mortero cemento - arena 1:5. Incluye: acarreo en 1er Km, descarga, acarreo y almacenamiento del cemento, fabricación del mortero, asentado del tabique y terminación del muro de 12 cm espesor. | M ² | 7.06 | 97.85 | 690.82 | |
| 11.- | Aplanados y emboquillados, con todos los materiales y mano de obra. Incluye obtención, cribado de la arena, descarga, acarreo, almacenamiento del cemento y caldria, fabricación del mortero, colocación del aplanado y terminado de la superficie. Acabado fino para muro de tabique. | M ² | 8.40 | 40.56 | 340.70 | |
| 12.- | Aplanados y emboquillados, con todos los materiales y mano de obra. Incluye obtención, cribado de la arena, descarga, acarreo, almacenamiento del cemento y caldria, fabricación del mortero, colocación del aplanado y terminado de la superficie. Acabado rugoso para muro de tabique. | M ² | 11.14 | 29.24 | 325.73 | |
| 13.- | Repellado con todos los materiales y mano de obra. Incluye: obtención, cribado de la arena, descarga, acarreo, almacenamiento del cemento y caldria, fabricación del mortero, colocación del repellado y terminado de la superficie. | M ² | 43.20 | 24.37 | 1,052.78 | |
| 14.- | Chaffán de concreto f'c= 150 Kg/cm ² de 0.12 x 0.12 m. Incluyendo terminación. | Ml | 6.60 | 27.24 | 179.79 | |
| 15.- | Relleno en zanjas con material "B" Incluyendo: selección y volteo de material. | M ³ | 7.52 | 31.56 | 237.33 | |
| 16.- | Acarreo primer Km de material producto de excavación en camión de volteo. Incluyendo carga a mano y descarga a volteo, medido suelto. | M ³ | 28.83 | 35.05 | 1,010.49 | |
| 17.- | Acarreo kms subsiguientes al primero de material producto de excavación en camión. | M ³ | 288.34 | 1.51 | 435.39 | |
| 18.- | Acarreo Kms subsiguientes al primero de cemento, fierro de refuerzo, madera, piezas especiales, tuberías en camión de redilas o plataforma de 8 ton de cap. en camino de terracería. | Ton | 54.40 | 1.58 | 85.95 | |
| 19.- | Suministro y colocación de marco y contramarco de ángulo y tapa metálica lámina cal. 18 de 0.80 x 0.80 m. | Pza. | 1.0 | 422.00 | 422.00 | |
| 20.- | Suministro e instalación de escalera manna de acero redondo de 5/8" de diámetro, fijada con mortero cem-arena 1:3. | Ml | 1.0 | 156.60 | 156.60 | |
| SUMA | | | | COSTO | DIRECTO | \$ 9,072.31 |

Presupuesto que presentamos a continuación del **Tanque de Regulación Grande** para su construcción, incluyendo, los conceptos que intervienen, su cantidad previamente generada, su precio unitario e importe a costo directo, utilizando tabulador de precios de Enero, 97.

TANQUE REGULACIÓN 60 M³.

| No | CONCEPTO | U. | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | IMPORTE |
|-----|---|----------------|----------|-----------------|----------|
| 1.- | Limpieza y trazo del terreno para desplante de estructuras. | M ² | 73.10 | 1.14 | 83.33 |
| 2.- | Excavación a mano para desplante de estructuras, en material "B", en seco, con afloje y extracción del material, remoción, acarreo hasta 10.0 m dentro de la misma y traspaños verticales para su extracción de 0.0 a 2.0 m. de profundidad. | M ³ | 36.55 | 28.55 | 1,043.50 |
| 3.- | Amacice o limpieza de plantilla y taludes | M ² | 90.20 | 5.50 | 496.10 |
| 4.- | Plantilla a base de concreto simple f'c=100 Kg/cm ² , fabricación y vaciado. Incluye obtención y cribado de grava y arena, acarreo en 1er. Km, descarga y almacenamiento del cemento, acarreo y colocación. | M ² | 73.10 | 39.05 | 2,854.55 |
| 5.- | Acarreo de refuerzo en estructuras Incluye: suministro en la bodega de la compañía, desperdicios, alambre de amarre, habilitación y colocación o 3/8" (f'y= 4,200 Kg/cm ²) para losas, muros, traves y castillos. | Ton | 0.474 | 8,088.00 | 3,833.71 |
| 6.- | Acero de refuerzo en estructuras. Incluye: suministro en la bodega de la compañía, desperdicios, alambre de amarre, habilitación y colocación o 1/2" (f'y= 2,520 Kg/cm ²) para losas, muros, traves y castillos. | Ton | 0.032 | 8,088.00 | 258.82 |
| 7.- | Cimbra de madera para acabados no aparentes para losas. Incluye: fletes y maniobras locales del material, fabricación, cimbrado, descimbrado y terminado del área colada. | M ² | 15.60 | 61.46 | 958.78 |
| 8.- | Cimbra de madera para acabados no aparentes en dallas, castillos y cerramientos. Incluye: fletes y maniobras locales, fabricación, cimbrado, descimbrado y terminado del área colada. | M ² | 15.00 | 54.92 | 823.80 |
| 9.- | Fabricación y colado de concreto simple, vibrado y curado con membrana. Incluye: obtención y cribado de grava y arena en 1er. Km; descarga y almacenamiento del cemento, fabricación del concreto, acarreo y colocación f'c= 200 Kg/cm ² . | M ³ | 5.14 | 716.10 | 3,680.75 |

| No. | CONCEPTO | U. | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | IMPORTE |
|------|---|----------------|-------------------|-----------------|---------------------|
| 10.- | Aplanados y emboquillados, con todos los materiales y mano de obra. Incluye: obtención, cribado de la arena, descarga, acarreo, almacenamiento del cemento y calhidra, fabricación del mortero, colocación del aplanado y terminado de la superficie. Acabado fino. | M ² | 62.41 | 40.56 | 2,531.35 |
| 11.- | Chafán de concreto f'c= 150 Kg/cm2 de 0.12 x 0.12 m. Incluyendo terminación. | Ml | 15.80 | 27.24 | 430.39 |
| 12.- | Relleno en zanjas con material "B". Incluyendo selección y volteo de material. | M ³ | 2.14 | 31.56 | 67.54 |
| 13.- | Acarreo primer Km de material producto de excavación en camión de volteo. Incluyendo: carga a mano y descarga a volteo, medido suelto. | M ³ | 44.73 | 35.05 | 1,567.79 |
| 14.- | Acarreo kms subsecuentes al primero de material producto de excavación en camión. | M ³ | 447.30 | 1.51 | 675.42 |
| 15.- | Mampostería de piedra braza con paramentos rostreados, junteada con mortero cemento - arena. Incluye: obtención, selección, acarreo en 1er. Km, obtención y cribado de arena, descarga, acarreo y almacenamiento del cemento, fabricación del mortero, elaboración de mampostería y terminado del muro. | M ³ | 128.40 | 400.70 | 51,449.88 |
| 16.- | Acarreo Kms subsecuentes al primero de cemento, fierro de refuerzo, madera, piezas especiales, tuberías en camión de redilas o plataforma de 8 ton de cap. en camino de terracería. | Ton | 925.20 | 1.58 | 1,461.82 |
| 17.- | Suministro y colocación de marco y contramarco de ángulo y tapa metálica lámina cal. 18 de 0.80 x 0.80 m. | Pza. | 1.0 | 422.00 | 422.00 |
| 18.- | Suministro e instalación de escalera marina de acero redondo de 5/8" de diámetro, fijada con mortero cem-arena 1:3. | Ml | 3.80 | 156.60 | 595.08 |
| | | | SUMA COSTO | DIRECTO | \$ 73,234.62 |

Presupuesto que presentamos a continuación del **Tanque de Regulación Chico** para su construcción, incluyendo, los conceptos que intervienen, su cantidad previamente generada, su precio unitario e importe a costo directo, utilizando tabulador de precios de Enero, 97.

TANQUE REGULACIÓN 2.72 M³.

| No | CONCEPTO | U. | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | IMPORTE |
|-----|---|----------------|----------|-----------------|----------|
| 1.- | Limpieza y trazo del terreno para desplante de estructuras. | M ² | 3.80 | 1.14 | 4.33 |
| 2.- | Excavación a mano para desplante de estructuras, en material "B", en seco, con afloje y extracción del material, remoción, acarreo hasta 10.0 m dentro de la misma y traspaleos verticales para su extracción de 0.0 a 2.0 m. de profundidad. | M ³ | 1.90 | 28.55 | 54.25 |
| 3.- | Amacice o limpieza de plantilla y taludes | M ² | 7.70 | 5.50 | 42.35 |
| 4.- | Plantilla a base de concreto simple f'c=100 Kg/cm ² , fabricación y vaciado. Incluye: obtención y cribado de grava y arena, acarreo en 1er Km, descarga y almacenamiento del cemento, acarreo y colocación. | M ² | 3.80 | 39.05 | 148.39 |
| 5.- | Acarreo de refuerzo en estructuras. Incluye: suministro en la bodega de la compañía, desperdicios, alambre de amarre, habilitación y colocación o 3/8" (f'y= 4.200 Kg/cm ²) para losas y muros. | Ton | 0.265 | 8,088.00 | 2,143.32 |
| 6.- | Cimbra de madera para acabados no aparentes para losas. Incluye: fletes y maniobras locales del material, fabricación, cimbrado, descimbrado y terminado del área colada. | M ² | 28.45 | 61.46 | 1,748.54 |
| 7.- | Fabricación y colado de concreto simple, vibrado y curado con membrana. Incluye: obtención y cribado de grava y arena en 1er. Km; descarga y almacenamiento del cemento, fabricación del concreto, acarreo y colocación f'c= 200 Kg/cm ² . | M ³ | 3.24 | 716.10 | 2,320.16 |
| 8.- | Aplanados y emboquillados, con todos los materiales y mano de obra. Incluye: obtención de la arena, descarga, acarreos, almacenamiento del cemento y calhidra, fabricación del mortero, colocación del aplanado y terminado de la superficie. Acabado fino. | M ² | 8.40 | 40.56 | 340.70 |

| No. | CONCEPTO | U. | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | IMPORTE |
|------|---|----------------|----------|---------------------------|--------------------|
| 9.- | Aplanados y emboquillados, con todos los materiales y mano de obra. Incluye: obtención de la arena, descarga, acarreos, almacenamiento del cemento y calhidra, fabricación del mortero, colocación del aplanado y terminado de la superficie. Acabado rugoso. | M ² | 11.14 | 29.24 | 325.73 |
| 10.- | Chafán de concreto f'c= 150 Kg/cm ² de 0.12 x 0.12 m. Incluye terminación. | MI | 6.60 | 27.24 | 179.78 |
| 11.- | Acarreo primer Km de material producto de excavación en camión de volteo. Incluyendo: carga a mano y descarga a volteo, medido suelto. | M ³ | 2.47 | 35.05 | 86.57 |
| 12.- | Acarreo kms subsiguientes al primero de material producto de excavación en camión. | M ³ | 24.70 | 1.51 | 37.29 |
| 13.- | Acarreo Kms subsiguientes al primero de cemento, fierro de refuerzo, madera, piezas especiales, tuberías en camión de redilas o plataforma de 8 ton de cap. en camino de terracería. | Ton | 74.26 | 1.58 | 117.34 |
| 14.- | Suministro y colocación de marco y contramarco de ángulo y tapa metálica cal. 18 de 0.80 x 0.80 m. | Pza. | 1.0 | 422.00 | 422.00 |
| 15.- | Suministro e instalación de escalera marina de acero redondo de 5/8" de diámetro, fijada con mortero cem-arena 1:3. | MI | 1.50 | 156.60 | 234.90 |
| | | | | SUMA COSTO DIRECTO | \$ 9,398.65 |

Presupuesto que presentamos a continuación de la Línea de Conducción para su construcción, incluyendo, los conceptos que intervienen, su cantidad previamente generada, su precio unitario e importe a costo directo, utilizando tabulador de precios de Enero, 97.

LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

| No | CONCEPTO | U. | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | IMPORTE |
|------|--|----------------|----------|-----------------|------------|
| 1.- | Excavación a mano para zanjas en material "A" en seco, incluye afloje y extracción del material, amacice o limpieza de plantilla y taludes, remoción, traspaleo hasta 10 m del eje de la misma, traspaleos verticales para su extracción y conservación de la excavación hasta la instalación satisfactoria de la tubería. | | | | |
| 1.a. | Excavación de 0.0 m a 2.0 m de profundidad. En material tipo "A" | M ³ | 386.60 | 31.20 | 12,061.92 |
| 2.- | Excavación a mano para zanjas en material "B" en seco, incluye afloje y extracción del material, amacice o limpieza de plantilla y taludes, remoción, traspaleo hasta 10 m del eje de la misma, traspaleos verticales para su extracción y conservación de la excavación hasta la instalación satisfactoria de la tubería. | | | | |
| 2.a. | Excavación de 0.0 m. a 2.0 m. de profundidad, en material tipo "B" | M ³ | 1,200.00 | 36.80 | 44,160.00 |
| 3.- | Plantilla apisonada con pisón de mano, en zanjas incluyendo selección del material producto de la excavación, colocación de la plantilla y construcción del apoyo completo de la tubería. | | | | |
| 4.- | Plantilla con materiales "A" y/o "B" | M ³ | 158.70 | 28.35 | 4,499.15 |
| 5.- | Relleno de zanjas con materiales "A" y/o "B", incluyendo selección y volteo del material. | | | | |
| 5.a. | Relleno apisonado y compactado con agua, en capas de 0.20 m. de espesor. | M ³ | 1,410.83 | 31.56 | 44,525.79 |
| | AGUA POTABLE | | | | |
| 6.- | Suministro, instalación, junteo y prueba de tuberías de P.V.C. Incluye bajada, material y equipo para prueba, flete a un kilómetro y maniobras locales. | | | | |
| 6.a. | Tubería de 63.5 mm. (2 1/4") de diámetro | MI | 1,284.0 | 45.10 | 57,908.40 |
| 6.b. | Tubería de 51 mm. (2") de diámetro. | MI | 4,004.65 | 33.84 | 135,517.36 |
| 7.- | Cajas para operación de válvulas, incluyendo plantilla de pedacera de tabique recocido junteado con mortero cemento arena 1:5, aplanado con mortero cemento arena 1:5, acero de refuerzo F's= 1,265 Kg/cm ² y cimbra de madera. (según plano tipo V.C. 1957). | | | | |

| No. | CONCEPTO | U. | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | IMPORTE |
|------|--|------|----------|-----------------|------------|
| 7 a. | Caja para operación de válvula "Tipo 1" de 0.70 x 0.70 m.] | Caja | 3 00 | 872.39 | 2,617.17 |
| 8.- | Suministro, instalación y prueba de tubería de fierro galvanizado. Incluyendo mano de obra, fletes y maniobras locales | | | | |
| 8 a. | Tubería de 51 mm (2") de diámetro | MI | 1,001.15 | 124.88 | 125,023.61 |
| 8 b. | Tubería de 63.5 mm (2 1/2") de diámetro | MI | 32.00 | 89.20 | 2,854.40 |
| 9.- | Instalación de piezas especiales de fierro galvanizado. Incluye mano de obra, fletes. Maniobras locales y pruebas. | | | | |
| 9 a. | Instalación de piezas especiales de fierro galvanizado. | Kg | 22.50 | 5.52 | 124.20 |
| | SUMINISTROS | | | | |
| 10.- | Suministro de válvula "APCO" aliviadoras o eliminadoras de aire. LAB lugar de compra. | | | | |
| 10a | Válvulas APCO de 13 mm (1/2" de diámetro | Pza. | 6.00 | 698.05 | 4,188.30 |
| 10b | Válvulas APCO de 51 mm (2") de diámetro | Pza. | 6.00 | 1,727.75 | 10,366.50 |
| 10c | Válvulas APCO de 63.5 mm (2 1/2") de diámetro. | Pza. | 2.00 | 2,159.68 | 4,319.36 |
| 11.- | Suministro y colocación de válvulas tipo compuerta, 720 F completas, para 14.22 Kg/cm ² (200 lb/pulg ²) de agua, aceites o gas. | | | | |
| 11a | Válvula de 63.5 mm (2 1/2") de diámetro | Pza. | 1.0 | 1,626.71 | 1,626.71 |
| 11b | Válvula de 51 mm (2") de diámetro | Pza. | 3.00 | 1,301.37 | 3,904.11 |
| 12.- | Suministro y colocación de válvula de globo de fierro roscado de 51 mm (2") | Pza. | 2.00 | 105.48 | 210.96 |
| 13.- | Abrazadera de inserción con rosca de 1/2" o 3/4" para: | | | | |
| 13a | Tubo de 51 mm (2") de diámetro. | Pza. | 8.00 | 93.88 | 751.04 |
| 13b | Tubo de 63.5 mm (2 1/2") de diámetro. | Pza. | 3.00 | 117.36 | 352.08 |
| 14.- | Suministro de tubería de fierro galvanizado C-40, Tipo "A". | | | | |
| 14a | Tubo de fierro galvanizado de 51 mm. (2") de diámetro. | MI | 1,000.15 | 46.78 | 46,833.80 |
| 14b | Tubo de fierro galvanizado de 63.5 mm(2 1/2"). | MI | 32.00 | 7.16 | 2,245.12 |
| 15.- | Codo galvanizado de 90 grados. | | | | |
| 15a | Codo de (2") de diámetro. | Pza. | 3.00 | 18.34 | 55.02 |
| 15b | Codo de (2 1/2") de diámetro | Pza. | 1.00 | 23.84 | 23.84 |
| 16.- | Codo galvanizado de 45 grados. | | | | |
| 16a | Codo de (2") de diámetro. | Pza. | 10.00 | 14.25 | 142.50 |
| 16b | Codo de (2 1/2") de diámetro | Pza. | 3.00 | 21.37 | 64.11 |
| 17.- | Niple Roscado galvanizado | | | | |
| 17a | niple de 1/2" x 76 mm. | Pza. | 22.00 | 3.35 | 93.70 |
| | PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C PUESTOS EN EL ALMACEN DE LA OBRA. | | | | |
| 18.- | Codos de P.V.C. de 22 grados. | | | | |
| 18a | Codo de 63.5 mm. (2 1/2") | Pza. | 5.00 | 47.89 | 239.45 |
| 18b | Codo de 50 mm (2") | Pza. | 21.00 | 38.31 | 804.51 |
| 19.- | Codos de P.V.C. de 45 grados | | | | |
| 19a | Codo de 63.5 mm (2 1/2") | Pza. | 3.00 | 72.19 | 216.57 |
| 19b | Codo de 50 mm. (2") | Pza. | 15.00 | 48.13 | 721.95 |

| No | CONCEPTO | U. | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | IMPORTE |
|---------------------------|---|------------------------|-----------|-----------------|---------------------|
| 20.- | Codos de P.V.C. de 90 grados | | | | |
| 20a | Codo de 63.5 mm (2 1/2") | Pza | 2.00 | 78.85 | 157.70 |
| 20b | Codo de 50 mm (2") | Pza. | 8.00 | 63.08 | 504.64 |
| 21.- | Tee de P.V.C. Sencilla. | | | | |
| 21a | Tee sencilla de 63.5 x 63.5 mm (2 1/2" x 2 1/2") | Pza | 1.00 | 117.00 | 117.00 |
| 21b | Tee sencilla de 50 x 50 mm (2" x 2") | Pza. | 3.00 | 75.45 | 226.35 |
| 22.- | Adaptador campana de Fo.Go./P.V.C. | | | | |
| 22a | Adaptador campana de 63.5 mm (2 1/2") | Pza. | 1.00 | 87.46 | 87.46 |
| 22b | Adaptador campana de 50 mm (2") | Pza | 3.00 | 67.28 | 201.84 |
| 23.- | Adaptador espiga de Fo.Go./P.V.C. | | | | |
| 23a | Adaptador espiga de 63.5 mm (2 1/2") | Pza | 1.00 | 43.60 | 43.60 |
| 23b | Adaptador espiga de 50 mm (2") | Pza | 3.00 | 29.07 | 87.21 |
| 24.- | atraque de concreto de F'c= 150 Kg/cm ² . | M ³ | 5.28 | 716.10 | 3,781.01 |
| ACARREOS Y FLETES. | | | | | |
| 25.- | Acarreo primer kilómetro de materiales petreos: arena, grava, piedra, cascajo, etc. en camión de volteo. Medido suelto, de 7 M ³ . | | | | |
| | Acarreo primer Kilómetro de materiales petreos en camino lomerío pronunciado brecha y montañoso terracería. | | | | |
| 25a | Material tipo "A" o "B" para relleno. | M ³ | 1,586.60 | 35.05 | 55,610.33 |
| | Acarreo kms. subsiguientes al primero, de materiales petreos arena, grava, piedra, cascajo, etc. en camión de volteo. | | | | |
| | Acarreo Kms subsiguientes al primero, en materiales petreos en camión de volteo en camino lomerío pronunciado brecha y montañoso terracería. | | | | |
| 25b | Material tipo "A" o "B" para relleno. | M ³ - Km | 15,866.00 | 1.51 | 23,957.66 |
| SUMA COSTO | | | | DIRECTO | \$604,226.43 |

Resumen de presupuestos del proyecto de agua potable del poblado,
Cuauhtenco, Municipio de Almoloya de Alquisiras, Estado de México.

| No. | CONCEPTO | IMPORTE |
|-------------------|-----------------------------|----------------------|
| 1.- | Galería Filtrante | \$ 17,293.07 |
| 2.- | Cárcamo. | \$ 9,072.31 |
| 3.- | Tanque de regulación grande | \$ 73,234.64 |
| 4.- | Tanque de regulación chico | \$ 8,205.65 |
| 5.- | Línea de conducción. | \$ 591,226.43 |
| Suma Total | | \$ 699,032.10 |

Este presupuesto tiene un importe a costo directo de \$ 699,032.10
(Seiscientos noventa y nueve mil treinta y dos pesos 10/100 M.N.)

8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El realizar el proyecto que llevará agua potable al poblado de Cuauhtenco, Municipio de Almoloya de Alquisiras, Estado de México, es una brillante oportunidad con doble fin; la primera, contribuir de manera significativa e importante al desarrollo de esta población y por ende del Municipio; así como también al mejor aprovechamiento de los recursos naturales y la segunda obtener mediante este proyecto el título profesional a los egresados de la carrera en Ingeniería Civil.

Este proyecto nos dio la oportunidad de acercarnos y conocer detalladamente, la población, su municipio, su historia, sus costumbres y tradiciones, valioso tesoro que da identidad a un pueblo.

Además de sus necesidades y demandas justificadas pudimos observar también que la zona corresponde a una comunidad rural, la cual se dedica básicamente a las labores del campo como son la agricultura y la ganadería (menor) y a la comercialización de sus productos. Las carencias de servicios e infraestructura son notables, ya que cuentan solamente con instalaciones a nivel básico. Factores indispensables para aspirar a una mejor calidad de vida.

En la zona observamos también como punto a resaltar la calidez y amabilidad de la gente, dicho fenómeno pensamos es apoyado con la

temperatura tan agradable que ahí se presenta pues va de los 15°C a los 20°C favorable para desarrollar satisfactoriamente cualquier actividad.

Es importante crear conciencia en la población acerca de cuidar de posibles daños, la recarga de los mantos acuíferos para que estos no se vean disminuidos con el tiempo, lo anterior se puede lograr a base de pláticas ilustrativas a la comunidad por parte de las autoridades municipales apoyadas con personal calificado de la Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento.

Recomendamos también proteger adecuadamente el sitio de la captación para que quede exento de posible contaminación y al mismo tiempo llevar a cabo la potabilización del agua por medio de la cloración (proceso que debe llevarse y observarse por personal calificado, recomendado por la Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento) y que esta llegue a la población en óptimas condiciones para su uso y aprovechamiento.

Relativamente el costo del proyecto, consideramos es realmente económico ya que se tiene la ventaja de ser un sistema que funcionará por gravedad debido a que se aprovecha la carga de posición que presenta debido a la diferencia de niveles de la captación a la población, por otro lado el material considerado en el proyecto es el que nos proporcionó mayor ventaja en cuanto a funcionamiento y precio.

Consideramos importante y esperamos que la Universidad Nacional Autónoma de México, a través de la Escuela Nacional de Estudios Profesionales ENEP ACATLÁN, siga apoyando y promoviendo este tipo de seminarios altamente beneficiosos, para todas las partes que intervienen en ellos,

traduciéndose directamente en aportaciones a las comunidades, principalmente a las más alejadas y con menos recursos del Estado de México, pues estos proyectos coadyuvan enormemente al mejoramiento y al desarrollo elevando el nivel de vida de la población.

9.- BIBLIOGRAFIA

- 1.- INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS
LINSEY R.K. Y FRANCINI J.B.
EDITORIAL CECSA
MEXICO, 1984**

- 2.- HIDRAULICA GENERAL
SOTELO GILBERTO
EDITORIAL LIMUSA
MEXICO, 1974**

- 3.- ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION Y
ELIMINACION DE EXCRETAS
PEDRO LOPEZ ALEGRIA
INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL
MEXICO, 1990**

- 4.- ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
VOLUMEN 1
ENRIQUE CESAR VALDEZ
U.N.A.M. FACULTAD DE INGENIERIA
MEXICO, 1994**

5.- OBRAS DE TOMA EN PRESAS DE ALMACENAMIENTO
DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS Y DE INGENIERIA
AGRICOLA PARA EL DESARROLLO RURAL, SARH
MEXICO, 1970

6.- CONDUCCIONES A PRESIÓN
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
HIDROTECNIA A.2.3
C.F.E. MÉXICO, 1981