

21121
11



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ACATLÁN"**

**"DISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA
POBLACIÓN DE COJALTITLA, MUNICIPIO DE
SULTEPEC, ESTADO DE MÉXICO"**

**SEMINARIO -TALLER EXTRACURRICULAR
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
RAÚL GARCÍA GARCÍA**

ASESOR: ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO



NOVIEMBRE 2003

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

A



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

PAGINACION

DISCONTINUA

Mi mas profundo agradecimiento a la Universidad Nacional Autónoma de México por brindarme la oportunidad de desarrollar en la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán una carrera profesional.

Así también agradezco a la Unidad de Seminarios por el apoyo proporcionado en el Seminario – Taller Extracurricular “Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable” y a los profesores que participaron en él; en especial a mi asesor el ingeniero Hermenegildo Arcos Serrano, por su tiempo, conocimiento y experiencias para la culminación de esta tesis.

A todas aquellas personas que estuvieron cerca en toda mi carrera y fueron para mi una motivación para alcanzar este momento y que sin duda reciben con la misma alegría que yo este logro.

Avanzo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a efecto de formar el depósito de esta tesis en el Sistema de Estudios Profesionales.
NOMBRE: RAUL GARCIA GARCIA
FECHA: 09-DIC-2003
FIRMA: 

A MI MADRE

**POR SU AMOR, AMISTAD Y APOYO QUE SIEMPRE ME DEMOSTRÓ
PARA QUE AHORA PUDIERA COMPARTIR CON ELLA ESTE
MOMENTO.**

A MI PADRE

**POR SU PACIENCIA Y TODOS SUS CONSEJOS QUE ME ILUMINARON
EL CAMINO PARA LLEGAR A ESTE OBJETIVO.**

A MIS HERMANOS

**QUE DE MUCHAS MANERAS ME IMPULSARON A LOGRAR ESTE FIN Y
AL IGUAL QUE YO ESPERABAN CON ANHELO ALCANZAR ESTA META.**

A MI AMIGO FRANCISCO ANTONIO

**POR LA AMISTAD QUE LA VIDA NOS REGALO Y QUE NOS HA DADO
FUERZAS PARA ENFRENTAR LOS RETOS CON DIGNIDAD.**

**A AQUELLAS PERSONAS QUE AUN DESEANDO AYUDARME NO
PUDIERON HACERLO TAMBIÉN POR USTEDES ES ESTE LOGRO.**

ÍNDICE

PÁGINA

OBJETIVO GENERAL	I
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO PRIMERO	
1. ANTECEDENTES	
1.1. Localización geográfica	2
1.2. Clima	4
1.3. Orografía	5
1.4. Hidrografía	6
1.5. Flora y fauna	6
1.6. Aspectos socioeconómicos	8
1.7. Factibilidad social	10
CAPÍTULO SEGUNDO	
2. ANÁLISIS DE LA DEMANDA	
2.1. Periodo de diseño	12
2.2. Población actual	13
2.3. Población de proyecto	14
2.4. Usos del agua potable	20
2.5. Dotación	21
2.6. Coeficientes de variación	22
2.7. Gastos de diseño	23
CAPÍTULO TERCERO	
3. FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y OBRA DE TOMA	
3.1. Descripción general de las fuentes de abastecimiento	26
3.1.1. Captación de aguas superficiales	32
3.1.2. Captación de aguas subterráneas	37
3.2. Fuentes de abastecimiento disponibles en la zona de estudio	39
3.2.1. Diferentes sistemas de captación	40

3.2.1. Diferentes sistemas de captación.	40
3.2.2. Cajas de manantial, Pozos y Galerías filtrantes.	41
3.2.3. Captación por gravedad.	61
3.2.4. Captación por bombeo.	62
3.3. Calidad del agua.	64
3.3.1. Reconocimiento sanitario.	69
3.3.2. Localización recomendable de la obra de toma.	72
3.4. Aforos.	73
3.5. Selección y diseño de la obra de toma.	78
3.5.1. Consideraciones para la selección de la obra de toma.	78
3.5.2. Diseño de la obra de toma.	80
3.5.3. Características de los materiales.	90

CAPÍTULO CUARTO

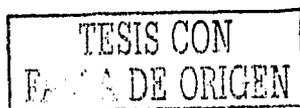
4. DISEÑO DE UNA LINEA DE CONDUCCIÓN

4.1. Aspectos a considerar en el diseño de una línea de conducción.	96
4.1.1. Generalidades.	97
4.1.2. Válvulas.	103
4.1.3. Piezas especiales.	104
4.2. Planeación y diseño de la línea de conducción a gravedad.	107
4.2.1. Diseño hidráulico de la línea de conducción.	108
4.2.2. Análisis y selección de la línea de conducción.	108
4.3. Planeación y diseño de la línea de conducción a bombeo.	118
4.3.1. Diseño hidráulico de la línea de conducción a bombeo. ..	118
4.3.2. Diámetro económico.	119
4.3.3. Análisis y selección de la línea de conducción a bombeo..	121

CAPÍTULO QUINTO

5. TANQUE DE REGULARIZACIÓN

5.1. Generalidades y funciones principales.	123
5.2. Tipos de tanques.	123
5.3. Criterios de diseño.	124
5.3.1. Diseño del tanque de regularización.	125



5.3.2. Secuela de cálculo del tanque superficial.	129
5.4. Diseño estructural del tanque de regularización.	131

CAPÍTULO SEXTO

6. RED DE DISTRIBUCIÓN

6.1. Generalidades y características de las redes de distribución.	132
6.1.1. Clasificación de redes de distribución.	133
6.2. Funcionamiento hidráulico de una red de distribución.	136
6.2.1. Procedimiento de diseño de una Red Abierta.	136
6.2.2. Procedimiento de diseño de una Red Cerrada.	137
6.3. Diseño hidráulico de la Red de Distribución.	139

CAPÍTULO SÉPTIMO

7. ANEXO DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

7.1. Planos.	149
7.2. Catálogos y especificaciones.	149

CONCLUSIONES.	150
---------------------------	------------

BIBLIOGRAFÍAS.	151
----------------------------	------------

"DISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA POBLACIÓN DE COJALTITLA, MUNICIPIO DE SULTEPEC, ESTADO DE MÉXICO"

OBJETIVO GENERAL

Aplicar los conocimientos adquiridos para el análisis y diseño de una obra de captación, en el sistema de abastecimiento de agua potable para la población de Cojaltitla, municipio de Sultepec, Estado de México.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

INTRODUCCIÓN

El agua como todos sabemos, es uno de los elementos básicos de sobre vivencia para la humanidad, sin ella no se desarrollarían gran cantidad de actividades, en algunos casos es fuente generadora de energía y en otros proporcionadora de alimento, en resumen no existiría el progreso y bienestar de las comunidades si se careciera de ella, de ahí la importancia del análisis para seleccionar el sistema de abastecimiento mas económico, eficiente y duradero para abastecer de agua potable a las poblaciones que carecen de este vital recurso.

Con el constante y desordenado crecimiento de la población se ha hecho mas difícil el abastecimiento de agua potable, este crecimiento ha traído como consecuencia un incremento de las manchas urbanas en los extremos de los valles, las faldas montañosas y en zonas donde prácticamente la topografía no permite siquiera hacerla transitable, por lo cual la ingeniería civil ha tomado participación en buscar la mejor solución a este problema que cada vez se hace mas grande, tratando de que este recurso sea utilizado de manera mas racional.

En este contexto nos enfocamos principalmente a los sistemas más comunes que utiliza el hombre para abastecerse de agua, tomando en cuenta la importancia que tiene, en cuanto a la cantidad y la calidad con la que la podemos encontrar en la naturaleza ya que de estas condiciones dependerá la buena salud de quien la consume. Se describen someramente todos los elementos de que consta un sistema de abastecimiento y se pretende describir a detalle las fuentes de abastecimiento y las obras de captación mas adecuadas para la correcta distribución de este recurso.

En la elaboración de un proyecto se deben plantear varias alternativas, analizando cada una de ellas y seleccionando la mas conveniente en función de los aspectos de eficiencia, construcción y economía. En este proyecto se hace una comparación entre la línea de conducción a gravedad y otra a bombeo para elegir la mejor alternativa. También se presentan los datos básicos necesarios para la correcta realización de un proyecto de abastecimiento de agua potable.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CAPÍTULO PRIMERO

1. ANTECEDENTES

1.1. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

El municipio de Sultepec se localiza en el extremo sur de la porción occidental del Estado de México; entre los paralelos 18°53'21" y 18° 33'03" de latitud norte y entre los meridianos 99° 51'25" y 100° 08'17" de longitud oeste. Sultepec forma parte de la región VI de Coatepec Harinas y uno de los 124 municipios; es distrito Judicial y rentístico; se le conoce como providente de la plata y se localiza a 126 Km. de la capital de la república y a 76 Km. de la localidad de Toluca.

El municipio, de acuerdo con su situación actual, colinda: al norte con los municipios de Tejupilco y Texcaltitlan; al sur con el estado de Guerrero y municipio de Zacualpan; al este con el municipio de Almoloya de Alquisiras y al oeste con el municipio de Amatepec.

La localidad de Cojaltitla es una localidad netamente rural aislada y dispersa, se ubica en la parte suroeste del municipio de Sultepec, y es una comunidad cuya población importante se sitúa al noroeste a una longitud aproximada de 5 km. Siendo esta la comunidad de San Miguel Totolmaloya, que aunque se le da el nombre de comunidad es una localidad rural aislada y compacta se localiza sobre la carretera estatal No. 10 en el Km. 75, estas localidades por estar totalmente aisladas de la cabecera municipal presentan un estado nulo en cuanto a infraestructura en los servicios públicos, entre ellos en el suministro de agua potable y de alcantarillado, lo que se traduce en un detrimento en la calidad de vida de la población.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.2. CLIMA

El clima dominante es semicálido y cálido por las regiones del sur y suroeste. En la cabecera municipal el clima es frío, subhúmedo por la ubicación a mas de 2,000 m.s.n.m. Aunque en las partes bajas y algunas planicies es semicálido y cálido, sobre todo en algunos lugares que colindan con el municipio de Tejupilco y el estado de Guerrero de acuerdo con la información metereológica de Sultepec.

La temperatura varía y muestra grandes oscilaciones; durante la primavera aumenta considerablemente casi en todo el territorio del municipio. En mayo se registran los valores mas elevados, principalmente en las regiones de menor altitud localizadas al suroeste, con 36° y 40° C. El promedio en la cabecera municipal es de 15° C y en las zonas altas es de 8° C. La temperatura media anual de 22.5° C.

Dentro de la zona en estudio no existen estaciones meteorológicas con suficiente tiempo de observación; por lo tanto los datos que a continuación se presentan se obtuvieron de registros correspondientes a poblados cercanos circunscritos a la cuenca del río Balsas en el Estado de México presa Colorines 1,680 m.s.n.m. presa Valle de Bravo 1,847 m.s.n.m, Hacienda San Juan Guadalupe a 2,445 m.s.n.m.

La precipitación pluvial media anual es de 43 mm y se presenta en los meses de octubre a febrero cuando la incidencia de lluvias es menor, y de 1000 mm cuando hay mayor incidencia de lluvias lo cual ocurre en los meses de junio a octubre.

1.3. OROGRAFÍA

El territorio es extremadamente abrupto y lo recorren tres series de montañas que forman parte del macizó del Nevado de Toluca o Xinantécatl. En la mayor parte del municipio hay montes, cerros, y pequeñas sierras, entre las cuales se extienden algunas llanuras, lomeríos y barrancas. Entre los cerros mas importantes sobresalen: el de La Culebra o San Joaquín, El Oro, La Albarrada, Cuauhtepec, El Campamento de las Águilas, El Picacho, el de Peñitas y el del Ordenamiento, los cerros restantes tiene alturas que oscilan entre los 1,950 y 2,430 m.s.n.m.

Tipo de Suelo

El suelo es un recurso natural donde se desarrollan las actividades vitales para la existencia de plantas, animales y el ser humano.

La superficie está constituida por una fase profunda que se presenta una capa de roca que limita la profundidad del suelo entre 50 y 100 cm. Estas rocas están consideradas de gran importancia minera, pues representan vetas auroargentíferas muy productivas en oro, plata, zinc, mercurio, bronce, plomo, cuarzo, estaño y cantera de color rosa, morado, y verde.

Las características del suelo están determinadas por las condiciones geológicas y climáticas propician una gran diversidad de suelos. La superficie esta constituida por la fase lícita profunda que permite el desarrollo de la vegetación y actividades productivas, con algunas limitantes para el almacenamiento de agua; se pueden hallar rocas de carácter sedimentario con capas arcillosas y calizas.

Sultepec presenta dos formas de relieve; una zona accidentada que constituye el 92% y otra plana que abarca el 8% restante. La superficie territorial comprende 15,558.496 has.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.4. HIDROGRAFÍA

En la localidad se cuenta con una serie de escurrimientos secundarios sin identificación esto debido a la configuración topográfica de la comunidad, el arroyo mas importante es el denominado la Goleta el cual nace en la sierra del mismo nombre y se incorpora al río Sultepec.

A nivel municipal debido a su sistema montañoso se forman dos grandes cuencas hidrológicas: la primera se sitúa en la parte oriente y es recorrida por el río Sultepec, en cual nace en un lugar llamado los Remedios. Cuenta con diversos afluentes como Potzontepec, Capulatengo, Coquillo, Jalpan y San Miguel Totolmaloya en el cual se ubica nuestra cuenca, descargando estos en el río Balsas en el estado de Guerrero.

La segunda se localiza en la parte occidental y lo forman los ríos de la Unión, Santa Cruz Texcalapa, San Tomas, San Hipólito, Carvajal y la Rinconada del Cristo, que son afluentes del río Cutzamala.

1.5. FLORA Y FAUNA

En la localidad podemos observar grandes extensiones de terreno de cultivo, primordialmente de maíz, sin embargo, a nivel municipal en las regiones pobladas se observaban una gran cantidad de especies frutales tal es el caso de manzana, pera, capulín, nogal, durazno, mango, limón, arrayán, naranjo, mamey, aguacate, lima, papaya, zapote prieto y blanco, guayabo, tamarindo, tejocote, ciruelo, chirimoyo, hilamos, limón real, caña de azúcar, varias clase de plátanos, zarzamora, membrillo y chabacano; en las planicies se siembra el frijol , haba, hortalizas, gramíneas, avena, trigo y forrajes.

Por lo que respecta a los árboles silvestres hay una extensa variedad, frondosos abetos, oyameles, ocotes, encinos y madroños; también se encuentran diversas variedades de brasil, acacia, chicahuil, cucharillo, fresno, mamahuastle,

mimbre, palo dulce y palo santo. La madera que predomina es el ocote, encino, cedro, oyamel.

La fauna del municipio esta integrada por mamíferos, reptiles aves, peces e insectos de diversas especies. La fauna silvestre es variada, sobre todo en las zonas mas alejadas y montañosas, a pesar de que se extinguen por causas de deforestación y la depredación del hombre. Sin embargo, todavía existen distintas variedades de animales como el venado, gato montes, tigrillo, lobo, coyote, conejo, ardilla, liebre, cacomixtle, tlacuhache, comadreja, rata y ratón de campo, cuiniqui, jabalí, tusa, zorrillo, hurón, iguana, topo, murciélago y murciélago de lago de sangre.

Entre los reptiles predominan: escorpiones, lagartijas, camaleones, culebras y víboras de cascabel, chirronera, mazacuata y coralillo.

Entre las variedades de aves silvestres se cuentan; águila real, gaviacín, aguillilla, gavilán, quebranta huesos, auras, cuervos, zopilotes, urracas, tecolote, chachalacas, guacamaya, pericos de diversos géneros, paloma blanca, paloma morada y codorniz.

La fauna acuática es escasa, solo en riachuelos y arroyos hay pez blanco y en algunas represas se cultiva la trucha y la carpa; de la familia de los renacuajos, la rana, el tepocate, el acocil y el sapo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.6. ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

Localización de la comunidad se ubica en la parte sudoeste de la cabecera municipal a 74 Km. sobre la Carretera federal No 10, se llega a San Miguel Totolmaloya, siendo el acceso principal un camino de terracería. Para acceder a la comunidad de Cojaltitla el camino de penetración es muy accidentado, construido por los mismos habitantes de la comunidad, el área donde se ubica la concentración principal de casas es relativamente pequeña, pero al considerar el total de las casas esta se extiende en una área aproximada de 5 Km., por 4 Km.

Población

Referente a los aspectos demográficos en 1980 el municipio contaba con 19,631 habitantes; para 1990 la población ascendió a un total de 23,462 personas, según conteo de Población y vivienda de 1995, Sultepec registró una población de 24,757 habitantes.

Su población total para el año 2000 es de 27,592 habitantes, siendo 13,404 hombres y 14,188 mujeres con una densidad de 50 habitantes por kilómetro cuadrado y una población económicamente activa de 12 años y más del 25.8%.

La Cuadrilla de Cojaltitla de acuerdo al censo de población y vivienda del 2,000 registra una población de 2244 Habitantes siendo en 42.55% analfabetas, ocupados en el sector primario el 82.15 % de la población.

En cuanto a educación, el municipio cuenta con 7,812 alumnos una plantilla de 455 maestros repartidos en 176 escuelas siendo 6,896 alumnos de nivel básico.

La comunidad de Cojaltitla cuenta con dos escuelas una a nivel preprimaria y otra a nivel primaria, una casa de salud, telefonía rural y luz eléctrica de reciente

construcción. En la localidad no existe iglesia, las calles o veredas son caminos de penetración sin revestir no existe sistema de abastecimiento de agua potable, ni de alcantarillado sanitario y no se cuenta con medios de transporte a esta localidad.

En cuanto a salud el municipio cuenta con 18 unidades medicas con una plantilla de 30 médicos lo que resulta de 920 habitantes por medico. En lo que respecta a la comunidad de Cojaltitla esta cuenta con un dispensario medico atendido por un medico rural que asiste cada tercer día a la localidad.

En el municipio las actividades principales que se ejercen son: agricultura, ganadería, industria, turismo, y comercio, también existe producción artesanal como elaboración de platería entre otras.

Las actividades económicas principales en la localidad son el sector primario, dedicados a la agricultura, de acuerdo a la información proporcionada de la localidad.

Resultado del Estudio Socioeconómico

Una vez que se analizaron las características socioeconómicas de la localidad de Cojaltitla, se pueden observar los siguientes resultados:

Existe una gran necesidad de la localidad de Cojaltitla por llevar a cabo la realización de las acciones correspondientes a la construcción del sistema de agua potable ya que actualmente este servicio es abastecido por mangueras de media pulgada de poliducto.

Se plantea la construcción de un buen diseño que sea funcional y económico del sistema de agua potable que permita suministrar en forma eficiente la cantidad requerida del vital líquido por el número de habitantes de la localidad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Actualmente la localidad no cuenta con un sistema formal de agua potable ya que se le abastece de los escurrimientos superficiales, mismos que son captados y conducidos a la localidad sin previa desinfección. Originando que la población recorra grandes distancias para abastecerse del vital líquido.

La fuente de abastecimiento tendrá que garantizar el caudal demandado por la comunidad, por tal motivo se propone que la estructura que esté captando sobre el arroyo la Goleta cubra dicha demanda aun en la época de estiaje.

1.7. FACTIBILIDAD SOCIAL

La localidad de Cojaltitla actualmente no cuenta con el servicio de agua potable ni con la infraestructura necesaria para su conducción o distribución y regularización siendo necesario realizar el conjunto de elementos que integrarán el sistema de agua potable.

Siendo de vital importancia la realización del proyecto ejecutivo del sistema de agua potable mismo que proporcione los elementos técnicos necesarios para la proyección de la obra, que una vez realizada logrará satisfacer la demanda actual y futura de la comunidad.

La madurez social de la comunidad se manifiesta en su toma de decisiones ya que todos los acuerdos son expuestos mediante una asamblea donde el total de la comunidad expresa sus ideas y determinan las posibles soluciones a efectuar.

Una de las finalidades de hacer obra civil es llevar a las comunidades bienestar e intervenir directa o indirectamente en el desarrollo del progreso por lo que la aceptación del proyecto por parte de la comunidad es importante e indiscutible la participación en la construcción, así como, en la operación,

mantenimiento y administración del sistema de agua potable, ya que este será para su propio beneficio.

A partir de los elementos del diagnóstico participativo se emite un Dictamen de Factibilidad Social Positivo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO SEGUNDO

2. ANÁLISIS DE LA DEMANDA

2.1. PERÍODO DE DISEÑO

Los elementos del sistema de abastecimiento de agua potable se proyectan con capacidad prevista para dar servicio durante un lapso de tiempo después de su instalación que se denomina periodo de diseño. Este proceder es lógico ya que no siempre se proyectan sistemas en áreas urbanas estáticas sino que están sujetas a la dinámica del cambio de población con el transcurso del tiempo.

Se entiende por Período de Diseño el número de años durante el cual el sistema que se proponga será adecuado para satisfacer las necesidades de una comunidad. El período de diseño en general es menor que la Vida Útil o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que requieran ser eliminadas por insuficientes. Rebasando el período de diseño, la obra continuará funcionando hasta cumplir su vida útil en términos de una eficiencia cada vez menor.

De igual manera el período de diseño del proyecto se define como el lapso de tiempo durante el cual el sistema funcionará eficientemente, considerando que cuando dicho período se cumpla, el sistema operará al 100 % de su capacidad, de acuerdo a la población de proyecto considerada.

El período se fija de acuerdo a las condiciones económicas imperantes, perspectivas de desarrollo de la localidad y en función al plan maestro de desarrollo urbano. Las Normas de Proyecto Para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana, recomiendan

que para localidades de 2,500 a 15,000 habitantes, el período diseño de las etapas de construcción del proyecto comprende entre 6 a 10 años.

Sin embargo de acuerdo con el Manual de diseño de agua potable emitido por la Comisión Nacional del Agua presenta los periodos de diseño recomendables para los diferentes elementos del sistema de agua potable y alcantarillado.

TABLA 2.1 PERÍODOS DE DISEÑO	
ELEMENTO	PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)
Pozo	5
Embalse (presa)	Hasta 50
Línea de Conducción	De 5 a 20
Planta potabilizadora	De 5 a 10
Estación de Bombeo	De 5 a 10
Tanque	De 5 a 20
Distribución Primaria	De 5 a 20
Distribución Secundaria	A saturación

Como se observa en la tabla No 2.1 los elementos que componen el sistema, en su mayoría su período de diseño o es de 5 a 20 años.

Para definir el período de diseño se consideró como factor importante de que como son comunidades rurales con población menor a 4,000 habitantes, difícilmente tendrán una atención continua en cuanto a ampliación o rehabilitación del sistema de agua potable, por la baja población que presentan, determinándose de común acuerdo como **Período de diseño 15 años**. Que se encuentra dentro del rango recomendado por la CNA.

2.2. POBLACIÓN ACTUAL

Dentro del estudio de factibilidad social, se realizó un censo de población en el que cada representante familiar informo sobre la cantidad de personas que viven en sus respectivas casas, teniendo un resultado de **3105 habitantes** correspondientes al año 2002.

2.3. POBLACIÓN DE PROYECTO

El Proyecto Ejecutivo debe cumplir con las necesidades de acuerdo con el período de planeación realizado, para el sistema que comprende el abastecimiento y regularización del agua potable de la población de proyecto.

El período de diseño del sistema de agua potable comprende 15 años, por lo que la proyección de la población se calculará para el año 2017, en este tiempo la obra debe de operar en forma eficiente para la población de proyecto calculada.

Se tienen varios métodos de proyección de la población, sin embargo la CNA en su manual de "datos básicos", recomienda los siguientes métodos:

- Método de Crecimiento por Comparación.
- Método de ajuste por Mínimos Cuadrados.

En la siguiente tabla se proporcionan los datos de la población para la localidad de Cojaltitla para diferentes años, con base a los censos del INEGI y al conteo antes mencionado:

TABLA 2.2 COJALTITLA	
AÑO	POBLACIÓN
1980	3257
1990	2079
1995	3207
2000	2244
2002	3105

Como se puede observar, no se tiene una tendencia de crecimiento ordenada, ya que se presenta aumento y disminución de la población, por lo que utilizaremos el método de crecimiento por comparación para la proyección de la población, en el cual se integrarán los métodos de proyección de la población a nivel municipal para sacar una tasa de crecimiento porcentual, la cual aplicaremos a la población de Cojaltitla.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En este método es necesario investigar otras poblaciones semejantes en costumbres actividades, desarrollo, clima y situación geográfica, a la población de estudio y suponer que ésta tendrá un desarrollo similar. Las poblaciones comparadas deberán tener una población superior a la estudiada en el momento que se haga el proyecto (tabla 2.3).

TABLA 2.3 SULTEPEC	
AÑO	POBLACIÓN
1980	19,631
1990	23,462
1995	24,757
2000	27,592

Para definir la proyección de la población a nivel municipal emplearemos el método de Mínimos Cuadrados, Incremento Geométrico e Incrementos Diferenciales:

Método de Mínimos Cuadrados

La relación final entre dos variables queda representada por una línea recta cuya ecuación general es $Y_f = a + bx$. El procedimiento matemático utilizado para determinar los valores numéricos de las constantes "a" y "b" en la ecuación. El método utiliza el conjunto de observaciones que en este caso son años y número de habitantes.

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

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

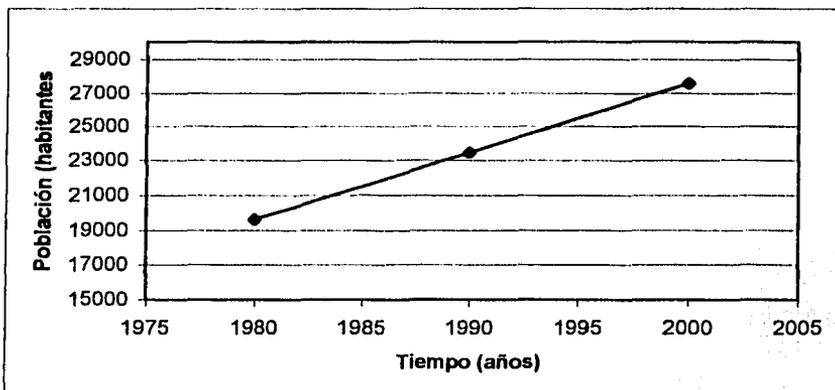
donde:

n = número de censos.

x = años.

y = población.

Se utiliza para estimaciones cuando los datos censales se ajustan a una recta.



X (AÑOS)	Y (HAB.)	X ²	Y ²	XY
1980	19631	3920400	385376161	38869380
1990	23462	3960100	550465444	46689380
2000	27592	4000000	761318464	55184000
Σ5970	Σ70685	Σ11880500	Σ1697160069	Σ140742760

$$a = -768557.833$$

$$b = 398.05$$

$$Y_f = -768557.833 + 398.05 (2017) = \mathbf{34,310 \text{ Habitantes.}}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Método de Incrementos Diferenciales

Este método consiste en considerar que la segunda diferencia entre los datos de población es constante lo cual equivale a ajustar los datos a los de una parábola de segundo grado. Se requiere que los datos sean equidistantes para la aplicación del método.

AÑO	POBLACIÓN	1a DIFERENCIA	2a DIFERENCIA
t_0	P_0		
t_1	P_1	$P_1 - P_0$	
t_2	P_2	$P_2 - P_1$	$(P_2 - P_1) - (P_1 - P_0)$
t_3	P_3	$P_3 - P_2$	$(P_3 - P_2) - (P_2 - P_1)$
		SUMA	$\Sigma 2asDif$
		PROM	$X = \Sigma 2asDif/n$

$n = \#$ de 2das Diferencias

AÑO	POBLACIÓN	1a DIF+prom2a Dif	Prom 2a DIF
t_3	P_3 ←	$P_3 - P_2$	← X
t_4	P_4 ←	↓	← X
t_5	P_5 ←	↓	← X
t_6	P_6		

$X = cte$

Cálculo de la población para los años 2010, 2017 y 2020

	AÑO	POBLACIÓN	1A DIFERENCIA	2A DIFERENCIA
	t_0 1980	19631		
	T1 1990	23462	3831	
	T2 2000	27592	4130	299
		SUMA:	7961	299

	AÑO	POBLACIÓN	1A DIF+PROM2A DIF	PROM 2A DIF
	t_2 2000	27592	4130	299
	t_3 2010	32021	4429	299
	t_4 2020	36749		

Interpolando para el año 2017 tendremos una Población de **35,331** Habitantes.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Método de Incremento Geométrico

El modelo de Incremento Geométrico de crecimiento de población se caracteriza por tener una velocidad de crecimiento directamente proporcional al valor de la población en cada instante de tiempo.

$$K_g = \frac{\text{Ln}(P_U) - \text{Ln}(P_P)}{t_U - t_P}$$

$$\text{Ln}(P_F) = \text{Ln}(P_U) + K_g(t_F - t_U)$$

donde:

K_g = Índice de crecimiento geométrico = pendiente de la curva de crecimiento poblacional.

P_U = Población último censo.

P_P = Población penúltimo censo.

P_F = Población futura.

t_U = Año último censo.

t_P = Año penúltimo censo.

t_F = Año futuro.

SULTEPEC	
AÑO	POBLACIÓN
1980	19,631
1990	23,462
2000	27,592

$$K_g = \frac{\text{Ln}(27592) - \text{Ln}(23462)}{2000 - 1990} = 0.01621$$

Para en año 2010

$$\text{Ln}(P_F) = \text{Ln}(27592) + 0.01621(2010 - 2000) = 10.39$$

$$P_F = e^{10.39} = 32,450 \text{ hab.}$$

Para en año 2020

$$\text{Ln}(P_F) = \text{Ln}(27592) + 0.01621(2020 - 2000) = 10.55$$

$$P_F = e^{10.55} = 38,150 \text{ hab.}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Interpolando para el año 2017 tendremos una Población de **36,440 Habitantes**.

Por lo tanto la población para el municipio de Sultepec en el año 2017, será de **35,361 habitantes** (promedio de los tres métodos anteriores).

Con el dato anterior y el censo del 2000 se determina una tasa de crecimiento porcentual con la formula de interés compuesto:

$$P_F = P_A * (1 + i)^n$$

Donde: P_F = Población futura a n años.
 P_A = Población actual (último registro).
 i = tasa de crecimiento anual.
 n = Número de años.

Despejando de la formula anterior la tasa de crecimiento:

$$i = (P_F / P_A)^{1/n} - 1$$

Despejando de la formula anterior la tasa de crecimiento:

$$i = \left(\frac{P_F}{P_A} \right)^{1/n} - 1$$

Por lo tanto para el municipio de Sultepec tenemos:

$$i = (35,361 / 27,592)^{1/17} - 1 = 0.0147 \longrightarrow 1.47 \%$$

La tasa de crecimiento la aplicaremos para la localidad de Cojaltitla, con la población del 2002 y 15 años del periodo de diseño:

$$P_{2017} = 3105 * (1 + 0.0147)^{15} = 3864.8 \longrightarrow 3865 \text{ habitantes}$$

La población de proyecto para la localidad de Cojaltitla es de **3865 habitantes**.

2.4. USOS DEL AGUA POTABLE

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

En las de uso doméstico se incluye toda el agua utilizada en las viviendas. La cantidad del consumo doméstico varía con el nivel de vida, pero es proporcional al número de habitantes.

En las de uso comercial se incluye el agua empleada en los distritos o zonas comerciales o mercantiles, por personas que no habitan en ellas. El agua de uso comercial se utiliza en pequeñas manufacturas, y al mismo tiempo también en usos domésticos y, por consiguiente, el consumo no puede establecerse con arreglo al número de usuarios de la zona comercial. Tal gasto es mejor estimarlo con base a la superficie del suelo de los edificios allí situados.

El agua de uso industrial sirve para fines de fabricación y la cuantía de este uso no guarda relación alguna con la población o número de habitantes de una zona industrial.

El agua de uso público o municipal sirve para limpiar calles y alcantarillas, riego de parques y jardines, combate de incendios, usos recreativos y de ornato así como para edificios públicos o sin, "medidor". A veces se clasifican como de uso público las pérdidas de agua por fugas en la red, las cuales representan frecuentemente una parte considerable del suministro total.

El agua para la agricultura se utiliza para fines de riego pero es preferible que a este uso no le de servicio el sistema de abastecimiento de agua potable de la población.

Para nuestro proyecto definiremos un uso de agua doméstico para la población de Cojaltitla, ya que es una comunidad rural donde no hay industrias, ni zonas comerciales y la agricultura que se realiza es de temporada.

2.5. DOTACIÓN

La dotación se define como la cantidad de agua que requiere una persona por día para satisfacer sus necesidades de agua potable, como es el aseo, alimentos, etc. Esta cantidad es la que se asigna como promedio durante todos los días del año y se expresa en litros/habitante-día.

La dotación se determina en función de un ESTUDIO DE CONSUMOS DE AGUA POTABLE (doméstico, público, comercial, fugas y desperdicios) que se tiene en una población.

Para llevar acabo el estudio de consumos, es necesario primeramente, contar con una infraestructura hidráulica que a su vez, cuente con un sistema completo de medición (aparatos de medición en la captación, conducción, regularización y en todas las tomas domiciliarias) que nos permita elaborar histogramas y conocer el comportamiento del consumo de agua en las horas pico. Como resulta prácticamente imposible, desde el punto de vista económico, contar con un sistema completo de medición, por falta de estadísticas de consumo de agua, la dotación de proyecto se determinará por el sistema tradicional, consistiendo en tomar en cuenta el clima que prevalece en la zona de estudio y la magnitud de la población de proyecto. En la siguiente tabla se indican las dotaciones de proyecto :

TABLA 2.4. DOTACIONES DE PROYECTO EN LTS./HAB./DÍA			
NUMERO DE HABITANTES	CLIMA		
	CALIDO	TEMPLADO	FRIO
DE 2,500 A 15,000	150	125	100
DE 15,000 A 30,000	200	150	125
DE 30,000 A 70,000	250	200	175
DE 70,000 A 150,000	300	250	200
MAYOR DE 150,000	350	300	250

En la zona de estudio prevalece un clima **templado** y la magnitud de la población de proyecto al año 2017 es de **3,864 habitantes**, por lo que la dotación de cada habitante será:

Dotación = 125 lts./hab./día.

2.6. COEFICIENTES DE VARIACIÓN

Las condiciones climáticas, los días laborales y otras actividades, producen fluctuaciones diarias y horarias en la demanda de agua, estas dan origen a los coeficientes de variación.

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni el día sino que la demanda varía en forma diaria y horaria. Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento de agua potable, es necesario obtener los gastos máximo diarios y horario, para lo cual se utilizan los coeficientes de variación diaria y horaria.

La C.N.A. establece que el ámbito de variación puede ser:

TABLA 2.5. COEFICIENTES DE VARIACIÓN DIARIA Y HORARIA	
Concepto	Valor
Coeficiente de Variación Diaria (CVD)	1.40
Coeficiente de Variación Horaria (CVH)	1.55

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.7. GASTOS DE DISEÑO

Población de proyecto	3865 hab.
Dotación (tablas)	125 lts/hab-día.
Coef. de var. Diaria C.V.D.	1.40
Coef. de var. Diaria C.V.H.	1.55

Gasto Medio Anual (Q_{med})

El gasto medio anual se define como la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio en el transcurso del año, el cual se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{\text{medio anual}} = \frac{(P_p * \text{Dotación.})}{86,400}$$

Donde: Q =	Gasto medio diario lts/s.
Pp =	Población de proyecto
Dotación =	Dotación por habitante - día.

Sustituyendo valores tenemos:

$$Q_{\text{medio anual}} = \frac{(3865 \text{ hab} * 125 \text{ l-hab-día})}{86,400}$$

$$Q_{\text{med. anual}} = 5.592 \text{ lts/seg.}$$

Gasto Máximo Diario (Q_{MD})

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

$$Q_{\text{máximo Diario}} = CV_d * Q_{\text{medio anual}}$$

Donde: Q = Gasto máximo diario l.p.s.

CV_d = Coeficiente de variación diario.

$Q_{\text{medio anual}}$ = Gasto medio diario anual lts/s.

$$Q_{\text{máximo. diario}} = 5.592 * 1.40 = 7.83 \text{ lts/seg}$$

Gasto Máximo Horario (Q_{MH})

El gasto máximo horario, es el requerido para satisfacer las necesidades de la población en el día de máximo consumo y a la hora de máximo consumo. Este gasto se utiliza, para calcular las redes de distribución. Se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{\text{máximo horario}} = CV_h * Q_{\text{máximo Diario}}$$

Donde: $Q_{\text{máximo horario}}$ = Gasto máximo horario l.p.s.

CV_d = Coeficiente de variación horario ver tabla 1.6

$Q_{\text{máximo diario}}$ = Gasto máximo diario l.p.s.

$$Q_{\text{máximo. horario}} = 7.83 * 1.55 = 12.134 \text{ lts/seg.}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Resumen de los Datos de Proyecto:

DATOS DE PROYECTO		
Población actual estimada, año 2002.	3105	Hab.
Población de Proyecto, año 2017.	3865	Hab.
Dotación.	125	Lts/hab-día
Coefficiente de Variación Diario.	1.40	
Coefficiente de Variación Horario.	1.55	
Coefficiente de Regularización.	14.6	24 horas
Gasto Medio Anual.	5.592	Lts/s
Gasto Máximo Diario.	7.83	Lts/s
Gasto Máximo Horario.	12.134	Lts/s
Fuente de abastecimiento.	Arroyo la Goleta.	
Potabilización.	Cloración en el tanque de regularización.	
Conducción.	Gravedad.	
Captación.	Caja de captación sobre arroyo la Goleta.	
Regularización.	Tanque superficial.	

CAPÍTULO TERCERO

3. FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y OBRA DE TOMA

3.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO

La calidad del agua que se encuentra en la Naturaleza es muy variable y depende fundamentalmente de las condiciones geográficas, geológicas y climáticas; de la oportunidad que tenga para disolver gases, sustancias minerales y orgánicas, o para mantenerlas en suspensión o en estado coloidal; de su temperatura, volumen, flora y fauna microbiana, y de la contaminación producida por las actividades propias de la humanidad.

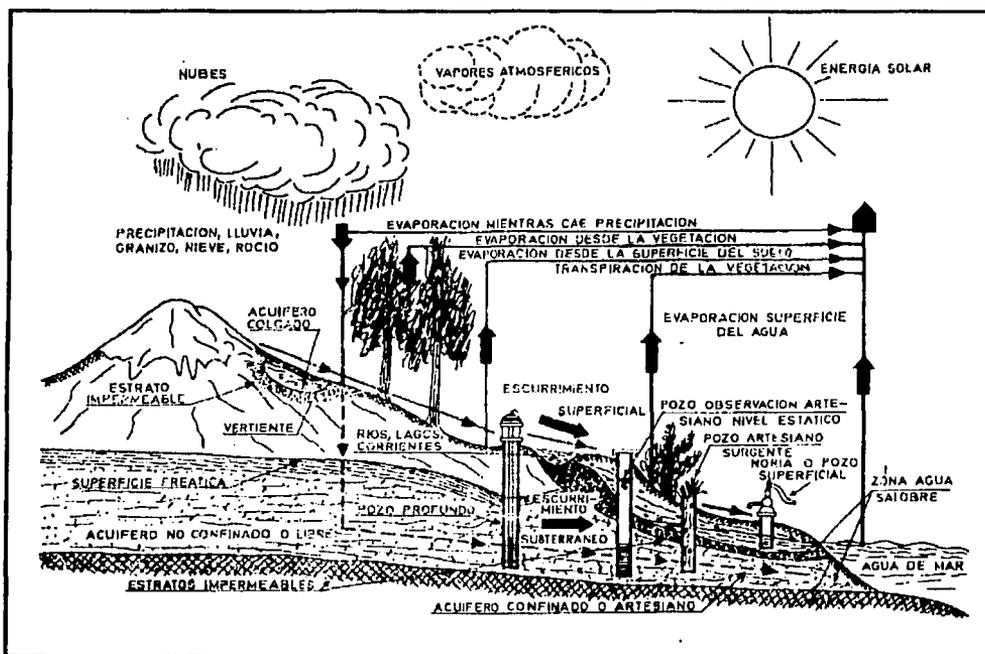


Figura 3.1 Ciclo Hidrológico.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El agua se mueve en la tierra y en la atmósfera, formando un "ciclo hidrológico". El concepto de ciclo hidrológico engloba la circulación del agua en la Naturaleza: desde el mar, masas o cursos de agua a la atmósfera, de la atmósfera a la tierra y de la tierra al mar, a través de escurrimientos superficiales o subterráneos; existen diversas variantes secundarias que se ilustran en la figura 3.1, en la cual se presentan los diferentes estados del agua en la Naturaleza y el sentido de los desplazamientos.

Gracias al ciclo hidrológico se encuentran disponibles en la naturaleza las siguientes fuentes de abastecimiento:

Sistemas individuales:

- o de aguas superficiales (ríos, arroyos, lagos)
- o de aguas subterráneas (pozos y manantiales)
- o de aguas de lluvia (cisternas o aljibes)
- o de aguas saladas (océano)

Aguas Superficiales

Son aquellas que se encuentran en el seno de los ríos, lagos y lagunas, o las de una cuenca de embalse, presas, etc. Las aguas de los ríos en su recorrido, se van transformando de diversas maneras, ya que debido a su gran poder disolvente, recogen materias de los diferentes suelos por los cuales pasan, además de recibir desechos de las poblaciones e industrias; generalmente estas aguas están contaminadas y para su uso sería necesario pasarlas por un proceso de potabilización.

Algunas ventajas obvias de las aguas superficiales son su disponibilidad y que están visibles; son fácilmente alcanzadas para el abastecimiento y su contaminación puede ser removida con relativa facilidad. Generalmente las aguas superficiales tienen aguas blandas; por estar abiertas a la atmósfera tienen un alto contenido de oxígeno, el cual oxida y remueve el hierro y el manganeso en las

aguas crudas. Normalmente las aguas superficiales están libres de sulfuro de hidrógeno, el cual produce un ofensivo olor, similar al de los huevos podridos. Las aguas superficiales pueden tener alta turbiedad y color, lo cual requiere un tratamiento adicional; generalmente tienen mucha materia orgánica que forma trihalometanos (conocidos cancerígenos) cuando se clora para la desinfección.

Los embalses o represas tienen características similares a los almacenamientos naturales. Normalmente, la mejor calidad de agua se encuentra a media profundidad. Las superficiales tienen exceso de algas; las de fondo, alto contenido de CO₂ y, probablemente, hierro, manganeso, y a veces H₂S.

Aguas Subterráneas

Parte del agua que cae a la tierra se infiltra al suelo. Además, el agua de corrientes, lagos y embalses artificiales y el agua dispersa en la superficie del terreno, ya sea para irrigación o para disposición, percolará, en parte al suelo. Una porción del agua subterránea regresa a la atmósfera mediante la evaporación y la transpiración, y otra parte es retenida por fuerzas capilares y el resto fluye hacia abajo hasta que encuentra un estrato impermeable. El agua contenida por una capa impermeable, o *acuicierre*, y que fluirá hacia pozos, manantiales u otros puntos de recuperación, se llama agua subterránea.

Las fuentes subterráneas están generalmente mejor protegidas de la contaminación que las fuentes superficiales, por lo que su calidad es mas aceptable. El color natural y la materia orgánica son mas bajos en las aguas subterráneas que en las superficiales, de allí que el tratamiento para remoción de color no lo requieren; esto al mismo tiempo significa que los trihalometanos son bajos en las aguas tratadas producidas a partir de aguas subterráneas. Es menos probable que las aguas subterráneas tengan sabor y olor, contaminación producida por actividad biológica. Las aguas subterráneas no son corrosivas porque el bajo contenido de oxígeno disuelto en ellas, reduce la posibilidad de que entre en juego la reacción química necesaria para la corrosión.

Las desventajas del agua subterránea incluyen la comparativa inaccesibilidad de estas fuentes; las concentraciones de sulfuro de hidrógeno son producidas en un ambiente de bajo oxígeno y estas son las condiciones típicas encontradas en las aguas subterráneas. Una vez que los acuíferos se contaminan, no existe un método conocido que los pueda limpiar. Las aguas subterráneas presentan frecuentemente dureza tan alta que deben ser ablandadas para minimizar las formación de incrustaciones en las tuberías. Las ventajas y desventajas de las fuentes de agua potable subterránea y superficial se resumen en el cuadro 3.1.

Cuadro 3.1 Principales diferencias entre aguas superficiales y aguas subterráneas.

CARACTERISTICA	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA
Temperatura	Variable según las estaciones	Relativamente constante
Turbiedad, materias en suspensión	Variables, a veces elevadas	Bajas o nulas
Mineralización	Variable, en función de los terrenos, precipitación, vertidos, etc.	Bajas o nulas
Hierro y manganeso	Generalmente ausente excepto en el fondo de los cuerpos de agua en estado de eutroficación	Generalmente presentes
Gas carbónico agresivo	Generalmente ausente	Normalmente ausente o muy bajo
Amoniaco	Presente solo en aguas contaminadas	Presencia frecuente sin ser índice de contaminación
Sulfuro de hidrógeno	Ausente	Normalmente presente
Sílice	Contenido moderada	Contenido normalmente elevado
Nitratos	Muy bajos en general	Contenido a veces elevado
Elementos vivos	Bacterias, virus, plancton	Ferrobacterias
Oxígeno disuelto	Normalmente próximo a al saturación	Normalmente ausente o muy bajo

Aguas Atmosféricas y Aguas Saladas

Se recurre a las aguas atmosféricas y las aguas saladas muy raras veces y solamente cuando no existe otra posibilidad ya sea por escasas o de muy mala calidad las aguas subterráneas y superficiales, o también en ocasiones o por factores económicos. En el caso de las aguas atmosféricas, tienen el inconveniente de que se requiere de obras civiles importantes para recolectarlas y

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

almacenarlas en las cantidades requeridas, por lo que solo podrán emplearse en poblaciones 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.

Existen zonas rurales donde no se dispone de agua superficial y subterránea o que se dispone de ellas pero que son económicamente inaccesibles, ya sea por su profundidad o por su distancia. En estos casos, se recurre al agua de lluvia. Siendo esta agua de buena calidad, no es una fuente permanente, por lo que debe almacenarse en época de lluvias para disponer de ella durante la sequía. Durante la recolección o el almacenamiento puede sufrir contaminación, por tal razón deben tomarse medidas para que esto no suceda. El almacenamiento se hace en cisternas o aljibes cuyas dimensiones varían según que sean unifamiliares o para un conjunto de viviendas.

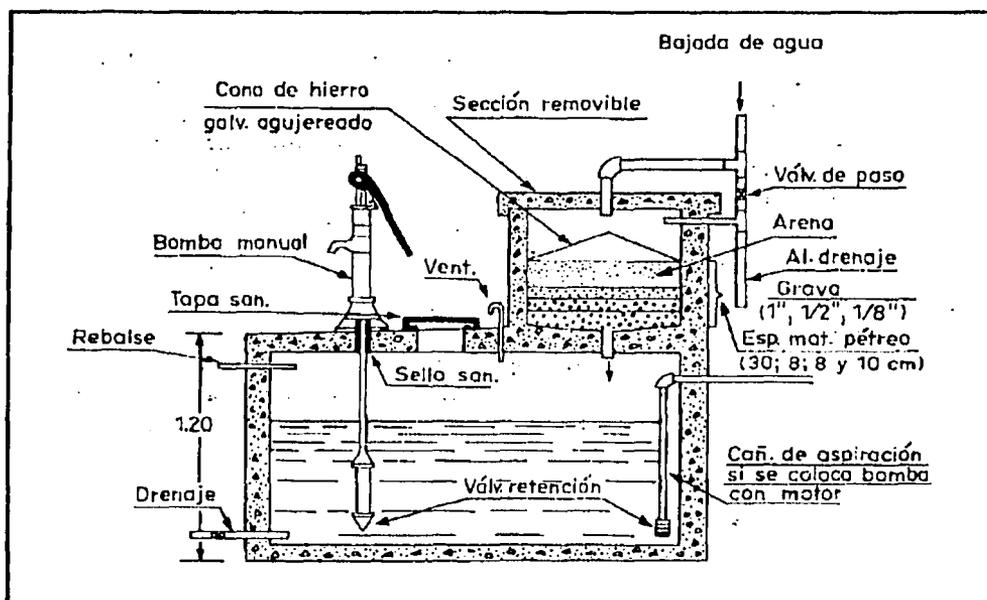


Figura 3.2 Sistema de Captación de Aguas Meteóricas.

Para captarlas se utilizan techumbres de las cuales el agua escurre a una canaleta que a su vez descarga en un tubo de bajada que entrega el agua al depósito donde se almacena, como lo muestra la figura 3.2, conviene que el aljibe lleve un filtro de arena, además debe de contar con un juego de válvulas que permita desviar o encauzar esta agua al tanque, según se requiera.

Partes de un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable

Las partes de que consta un sistema hidráulico urbano son las siguientes: fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización (cuando así lo requiera la calidad del agua), regularización, distribución, recolección o drenaje, tratamiento del agua residual y disposición. El sistema de abastecimiento de agua potable es un subsistema del sistema hidráulico urbano y esta integrado por los siguientes elementos: fuente, obra de captación, línea de conducción, tratamiento de potabilización, tanque de regularización y red de distribución (Figura 3.3). En este apartado solo se describirán las fuentes y las obras de captación.

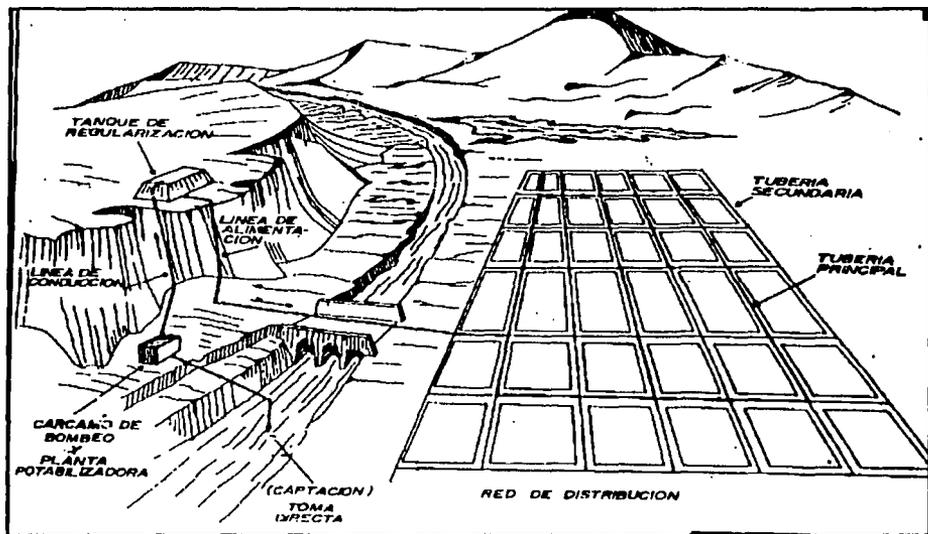


Figura 3.3 Elementos del sistema de abastecimiento de agua potable.

3.1.1. CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES

En el proyecto y construcción de obras de captación en corrientes superficiales es indispensable utilizar materiales resistentes al intemperismo y principalmente a la acción del agua.

a) En Ríos o Arroyos

La manera de captar el agua en cursos naturales como ríos o arroyos varía según el volumen por captar; las características de la corriente, es decir, si es de régimen permanente o variable, gasto, velocidad, pendiente; de la topografía de la zona de captación y constitución geológica del suelo; turbiedad del agua; material de arrastre; nivel de aguas máximas; nivel de aguas mínimas; zona de inundación; naturaleza del fondo del cauce y de otros factores que saltan a la vista en el proceso de elección de tipo de obra de captación por toma directa.

La variedad en las obras de captación en corrientes superficiales van desde una toma sencilla formada por un tubo y un atraque (que se introduce en la corriente para descargar el agua a una estructura de transición o cárcamo e iniciar desde allí la conducción ya sea por bombeo o por gravedad), hasta una presa de almacenamiento pasando por canales de llamada o derivación, muros de retención, torres, etcétera.

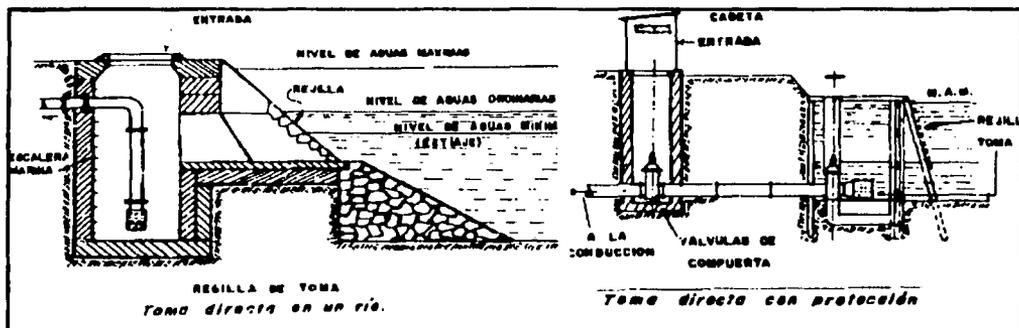


Figura 3.4 Captación de las aguas de un río.

Cualquiera que sea el tipo de obra que se elija en este caso debe satisfacer las siguientes condiciones:

- La toma se localizará en un tramo de la corriente que esté a salvo de la erosión o de los azolves y aguas arriba de cualquier descarga de residuos.
- La clave del conducto de la toma se situará a nivel inferior al de las aguas mínimas de la corriente. En la boca de entrada llevará una rejilla formada por barras o alambazón con un espacio libre de 3 a 5 cm. la velocidad a través de la rejilla será de 0.10 a 0.15 m.p.s. para evitar hasta lo posible el arrastre de materiales flotantes.
- Se tomarán en cuenta las características litológicas del cauce en el tramo seleccionado y la velocidad de la corriente en estiaje y lluvias, investigando lo relativo a la socavación en época de avenidas. El fondo del cauce debe ser estable.
- La velocidad dentro del conducto deberá ser como mínimo de 0.60 m.p.s. con el objeto de evitar azolves. El límite máximo de velocidad será fijado por las características del agua y el material del conducto.
- En el proyecto de la obra de captación se dispondrán los elementos que permitan la operación, el acceso, inspección y limpieza de las partes de la obra.

b) En Lagos o Lagunas

Cuando se utiliza como fuente de aprovechamiento un lago o laguna, se localizará la obra de toma, si la topografía lo permite, en una zona sensiblemente plana, ligeramente alejada de la orilla y en un punto donde pueda obtenerse el agua de la mejor calidad. Dicho sitio debe estar alejado de las desembocaduras de corrientes y sedimentos que ya previamente se habrá determinado en estudios de campo. La profundidad a la que debe estar la bocatoma será tal que no permita la entrada de azolves ni resienta los efectos del oleaje; efectos que experimentalmente se sabe están entre 4 y 6 m. de profundidad en lagos o lagunas de regular extensión. De todos modos, la bocatoma siempre debe estar abajo del nivel de aguas mínimas.

Generalmente la toma de agua de los lagos es preferible a la de los ríos, especialmente cuando procede de grandes profundidades. El agua de los lagos grandes y profundos, debido a la autodepuración por sedimentación que experimenta durante su largo reposo en ellos, es muy buena y presenta una temperatura uniforme. Durante su auto depuración, el agua bajo la acción de la luz absorbe oxígeno del aire en la superficie. Este oxígeno, ya directamente o a través de microorganismos, descompone la materia orgánica transformándolas en sustancias inorgánicas que no presentan inconvenientes desde el punto de vista de la higiene.

La obra de captación en muchos de estos casos está constituida por una estructura de acceso o puente, una torre que funciona como cárcamo en cuyo interior están los equipos y juegos de compuerta, los que se operan desde un puente de maniobras instalado sobre la misma torre; de esta torre misma sale a la profundidad conveniente, él o los tubos de toma cuyo extremo constituye la bocatoma, que debe estar protegida con rejilla como se indicó en las obras de toma de ríos o arroyos. En la figura 3.5 se puede observar el esquema de una obra de captación en un lago.

c) En Embalses

Si en la obra de captación en las corrientes se recurre a las presas de almacenamiento, se provoca un embalse mediante una cortina o muro que puede ser de los tipos y formas que nos enseñan las obras hidráulicas. La capacidad de esta obra está en función de la demanda de la población y de la aportación de la corriente en intervalos de tiempo más o menos definido y que se conocen cuando se dispone de la historia hidrográfica de la corriente.

La toma de agua para estos fines se efectúa mediante aberturas tubulares en el muro, protegidas con rejillas finas. Estos puntos de toma se encuentran a diferentes alturas -la mas baja a unos 10 m sobre el fondo del embalse- de modo que sea posible regular la temperatura del agua dentro de ciertos límites. El servicio lo efectúa un pozo con compuerta instalado en el muro de contención.

Una presa esta constituida por obra de toma, cortina y obra de excedencias; mismas que a su vez constan de otras partes. La elección de la obra de toma depende del tipo de cortina, del gasto por extraer, de la carga hidráulica, de la topografía, geología, volumen y tipo de azolves, etc.

La captación se lleva a cabo generalmente por medio de una torre que se localiza cerca del pie de la cortina en la parte de aguas arriba, disponiéndose entradas a diferentes niveles. En cada una de estas bocatomas se instalará una válvula cuyo mecanismo de operación se coloca en la parte superior de la torre. La válvula se puede instalar al pie de la torre, la que está ligada a la corona de la presa o a una de las laderas de la boquilla.

La toma puede estar también constituida por una tubería que se ahoga dentro de la cortina colocándole a la entrada una rejilla. En el lado de aguas abajo de la cortina se instalan las válvulas de emergencia y servicio.

La rejilla se forma con barras de acero soportadas por un marco de acero o de concreto. La separación de las barras varía de 5 a 7.5 cm centro a centro. La velocidad con que el agua debe pasar por la rejilla debe ser menor de 60 cm por segundo. En la figura 3.6 Captación en un Embalse vemos como esta conformada la obra de captación en un embalse.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.5 Captación en un Lago.

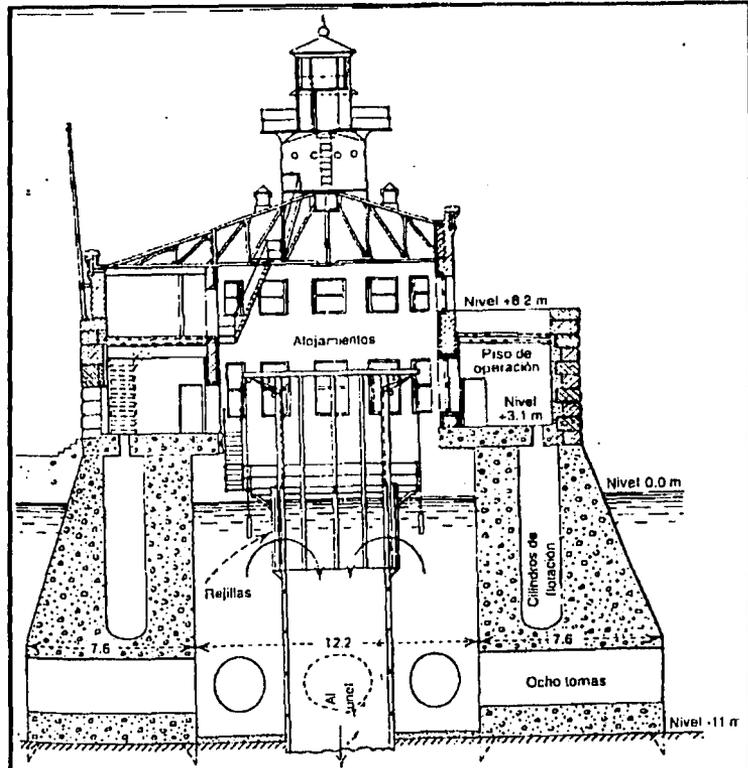
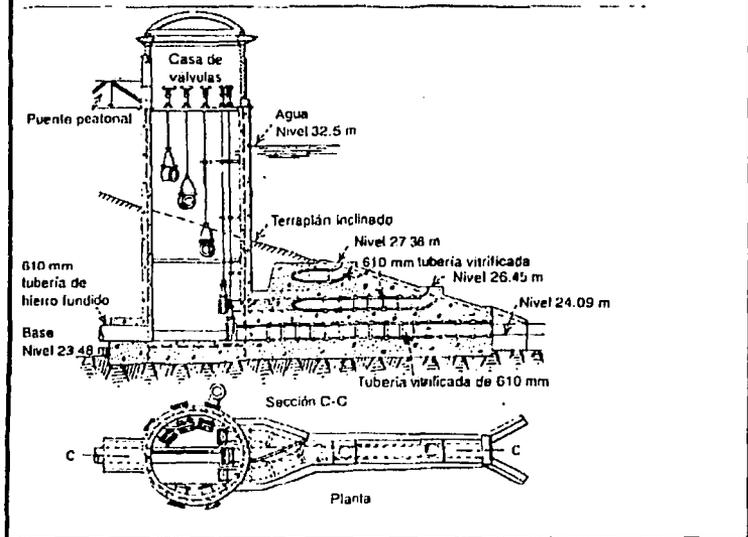


Figura 3.6 Captación en un Embalse.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

3.1.2. CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

La construcción de instalaciones para captar el agua subterránea para uso común es de costo elevado. Por eso es preciso asegurar con cuidadosos trabajos previos que la cantidad de agua captada coincida con las previsiones de consumo.

a) Agua de Manantial

No siempre es de buena calidad bacteriológica el agua de manantial; pues en muchos casos no son mas que pozos superficiales cuya agua procede de un estrato acuífero compuesto de piedra caliza fragmentada, arena o grava, situada a escasa profundidad. Debido a que no siempre es posible determinar la profundidad del estrato en que se encuentran las aguas, ni si el agua esta protegida de la contaminación superficial por la impermeabilidad del terreno, es necesario tomar precauciones rigurosas antes de aprovecharla para el consumo doméstico y para beber. Los manantiales que se enturbian después de las lluvias indican que el acuífero ha recibido una recarga posiblemente contaminada.

Cuando haya de ser utilizada el agua de manantial, deberá protegerse de los escurrimientos superficiales, del polvo, basuras, animales, etc. el venero debe de ser perfectamente protegido por una cámara formada por un muro y estructura de cubierta. El muro debe desplantarse sobre el material resistente y de ser posible impermeable, pero cuidándose de no tocar los veneros para no provocar su desaparición o cambio de comportamiento hidráulico. La losa o cubierta debe protegerlo del contacto directo con el exterior. El vertedor debe estar a la altura de la superficie libre del agua para no soportar sobrecarga en el manantial, y debe de ir protegido con rejillas para evitar la entrada de personas o animales. Adosado a este número o a distancia debe ir una caja o registro en donde se instalará la toma propiamente dicha y en la que se pondrá una válvula para controlar la entrada o bloqueo del agua en la conducción, pues es en este punto precisamente donde se inicia la línea de conducción. En la cubierta de la cámara, se hará un registro para dar acceso a una escalera marina que servirá para hacer la inspección de

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

su interior. Si el agua debe ser bombeada , el equipo no debe montarse sobre la cubierta de la cámara, sino sobre el registro adosado que servirá de cárcamo.

No debe usarse el agua de manantial para beber hasta disponer del análisis bacteriológico que demuestre que no existe contaminación intermitente y que el agua es inocua en todo el tiempo.

Si el resultado del análisis bacteriológico es desfavorable habrá que tratar el agua filtrándola por arena y grava y establecer un sistema de desinfección continua a base de cloro u otro desinfectante.

Con el objeto de mantener limpia la zona de afloramientos debe deshierbarse, procurando no arrancar los árboles ni de raíz ni aserrándolos sino limpiar a su alrededor; debe también circunvalarse la zona de afloramientos incluyendo la obra de captación, con una cerca de alambre para evitar la entrada de animales. Durante la cimentación del muro de la obra de captación no deben emplearse métodos violentos tal como el uso de explosivos; esta excavación debe hacerse con mucho cuidado.

Cuando hay varios manantiales en la zona de afloramientos se captan en forma individual cada manantial y mediante conductos particulares se reúnen en un cárcamo desde donde se inicia la conducción.

Aparte del tubo de toma, las cajas y cámaras deben llevar obras de excedencias y limpia y debe disponerse de aforador que permita apreciar en cualquier momento el gasto del manantial y poder llevar un registro de aportación.

b) Aguas Freáticas

Un manto acuífero de agua freática es aquel que no tiene presión hidrostática, estas aguas se caracterizan por estar a la presión atmosférica y no estar confinadas, pues circulan a través de mantos porosos como arena, grava, aluviones, etc. El manto superior del acuífero se llama capa freática y su perfil en

materiales granulares es semejante al perfil del terreno, mientras que en las rocas fracturadas el nivel freático es una capa horizontal.

Estas aguas se captan mediante pozos a cielo abierto, mediante galerías filtrantes o mediante sistemas de puyones (well point), o pozos Ranney, estos sistemas de captación los describimos con mayor detalle en los apartados en los apartados 3.2.1 Diferentes Sistemas de Captación y 3.2.2 Cajas de Manantial, Pozos y Galerías Filtrantes.

3.2. FUENTES DE ABASTECIMIENTO EN LA ZONA DE ESTUDIO

En la localidad de Cojaltitla se cuenta con una serie de escurrimientos secundarios sin identificación esto debido a la configuración topográfica de la comunidad, por lo que se dispondrá de las fuentes de abastecimiento superficiales que por fortuna existen en la zona y el arroyo mas importante del cual nos abasteceremos es el denominado la Goleta el cual nace en la sierra del mismo nombre y se incorpora al río Sultepec.

A nivel municipal debido a su sistema montañoso se forman dos grandes cuencas hidrológicas: la primera se sitúa en la parte oriente y es recorrida por el río Sultepec, el cual nace en un lugar llamado los Remedios.

Cuenta con diversos afluentes como Potzontepec, Capulatengo, Coquillo, Jalpan y San Miguel Totolmaloya en el cual se ubica nuestra cuenca, descargando estos en el río Balsas en el estado de Guerrero.

La segunda se localiza en la parte occidental y lo forman los ríos de la Unión, Santa Cruz Texcalapa, San Tomas, San Hipólito, Carvajal y la Rinconada del Cristo, que son afluentes del río Cutzamala.

3.2.1. DIFERENTES SISTEMAS DE CAPTACIÓN

La obra de toma es una estructura hidráulica de mayor importancia de un sistema de aducción, que alimentará un sistema de generación de energía hidroeléctrica, riego, agua potable, etc. A partir de la obra, se tomarán decisiones respecto a la disposición de los demás componentes de la obra.

En el caso de sistemas de cuencas de montaña, debido a las condiciones topográficas, las posibilidades de desarrollo de embalses son limitadas. Por tal motivo, es usual la derivación directa de los volúmenes de agua requeridos y conducirlos a través de canales, galerías y/o tuberías, para atender la demanda que se presenta en el sistema de recepción (agua potable, riego, energía, etc.).

Cada intervención sobre el recurso hídrico, origina alteraciones en el régimen de caudales, aguas debajo de la estructura de captación, por lo que su aplicación deberá considerar al mismo tiempo la satisfacción de la demanda definida por el proyecto y los impactos sobre los sectores ubicados en niveles inferiores. Las posibles obras de captación para la recolección de las aguas subterráneas son las cajas de manantial, pozos y galerías filtrantes.

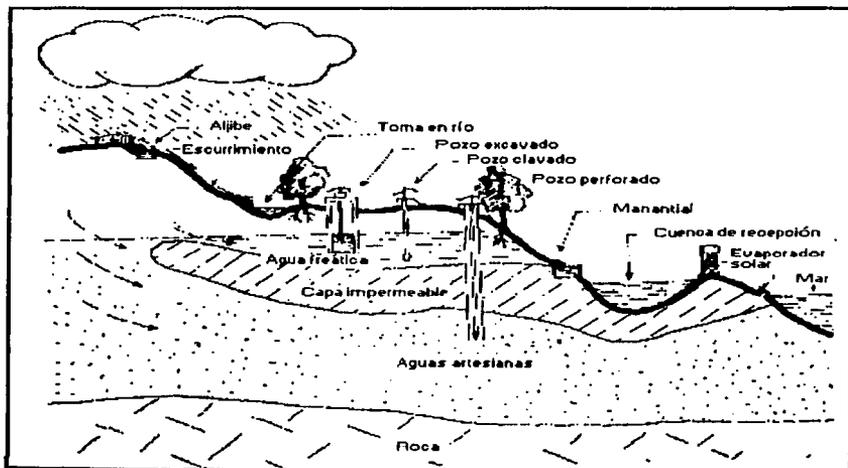


Figura 3.7 Diferentes Sistemas de Captación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.2.2. CAJAS DE MANANTIAL, POZOS Y GALERÍAS FILTRANTES

Cajas de Manantial

Antes de iniciar la protección de un manantial, debe hacerse un reconocimiento a fin de obtener información sobre la naturaleza de la capa acuífera, la calidad del agua, el rendimiento para las distintas épocas del año, la topografía de la zona circundante y la presencia de posibles fuentes de contaminación.

Los depósitos de captación son cámaras colectoras cerradas e impermeables, construidas de concreto reforzado o mampostería de tabique o piedra.

Para cimentar la caja colectora, debe excavar hasta encontrar la capa impermeable, retirando el cieno (lodo), las rocas intemperizadas y otros fragmentos de material mineral, por lo común carbonato de calcio, que el agua deposita al brotar. Esta operación deberá hacerse cuidadosamente, sobre todo en terrenos fisurados, para evitar que el manantial se desvíe o desaparezca por una fisura. En ningún caso se harán detonar cargas explosivas en un manantial.

Generalmente los diseños de obras de captación de manantiales se realiza para los dos tipos mas comunes que se presentan en nuestro medio, que son:

- Manantiales **tipo ladera**, con afloramiento de agua freática.
- Manantiales con afloramiento vertical, **tipo artesiano**.

La C.N.A. establece lo siguiente:

El manantial para su adecuado aprovechamiento deberá ser protegido perfectamente por una cámara, con muros y losa de cubierta, con la finalidad de evitar la contaminación de sus aguas por estar en contacto con la atmósfera.



Además deberá de contar con un vertedor de demasías el cual se colocará a la altura de la superficie libre del agua para no provocar sobrecarga en el manantial, así mismo contará con los siguientes accesorios complementarios como:

- Desagües.
- Registros.
- Válvula de seccionamiento.
- Zanja perimetral (para interceptar el agua superficial o de lluvia).
- Cerca de alambre (para evitar el acceso de animales y personas).

Antes de construir el muro de la caja de manantial adyacente a la ladera, es conveniente apilar rocas sin juntear contra el "ojo del manantial". Esto es con el fin de construir una cimentación adecuada del muro posterior de la caja por una parte, y por otra para evitar que al salir el agua deslave el material del acuífero hacia fuera. Debe tenerse presente que después de una lluvia el agua puede fluir mas rápidamente por lo que las rocas deben quedar firmemente colocadas. Esto puede requerir rocas de gran tamaño, quizá con algunas rocas pequeñas, grava e incluso arena para llenar los espacios entre ellas.

La elevación de la plantilla de la toma se ubica por arriba del tubo de desagüe, asegurando la carga hidráulica requerida, cuyo valor mínimo esta dado por la siguiente expresión, misma que recomienda el manual de diseño agua potable de la C.N.A.

$$H = \frac{V^2}{2g} + k \frac{V^2}{2g};$$

Donde: H = Carga hidráulica mínima, en m.
v = Velocidad de escurrimiento del agua, en m/s.
g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s².
k = Constante de la pérdida por entrada = 0.5

La carga hidráulica se mide desde el eje del conducto de toma hasta la plantilla del vertedor de demasías.

La tubería de salida debe estar colocada a cuando menos 10 cm sobre el fondo de la caja de manantial, y bajo el nivel donde aflora el agua. Si el nivel de agua en la caja del manantial fuera muy alto, los sedimentos podrían bloquear el afloramiento del agua. En el extremo de la tubería de salida localizado en el interior de la caja, debe instalarse un filtro para evitar que piedras u otros objetos obstruyan la tubería. También debe instalarse una tubería de demasías de diámetro suficiente para desaguar el gasto máximo del manantial en época de lluvias. Esta tubería también debe estar bajo el nivel de afloramiento del agua. En el extremo de la tubería de demasías localizado en el interior de la caja debe quedar cubierto con un filtro adecuado para mantener fuera a los mosquitos y a las ranas, que pueden bloquear las tuberías. La losa de la caja debe quedar al menos 30 cm arriba del nivel del terreno para evitar que el agua de lluvia entre a la caja. También con esta finalidad el registro que se construya en el techo de la caja debe tener un reborde de 10 cm. La tapa del registro debe quedar asegurada con bisagras y candado. Una tercera tubería localizada en el fondo de la caja se instala con la finalidad de extraer los sedimentos. Esta tubería debe tener en su extremo un tapón que no pueda retirar cualquier persona sin herramientas.

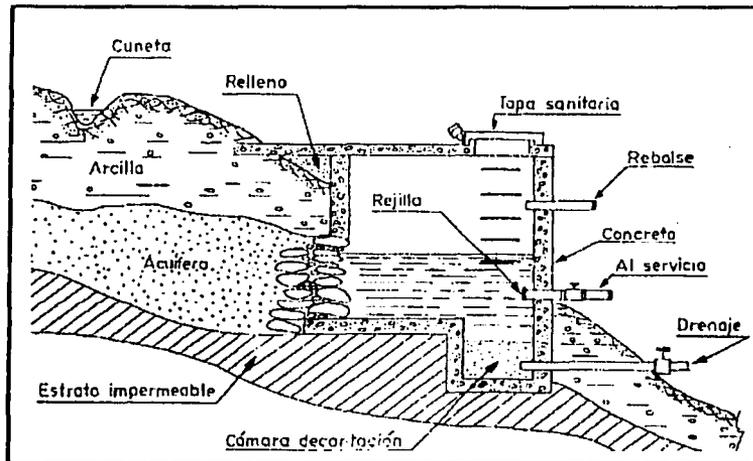


Figura 3.8 Caja de Manantial.

Si no es posible hacer una excavación suficiente para que el fondo de la caja del manantial este 10 cm por debajo de la tubería de salida, entonces puede usarse una tubería de 5 cm de diámetro y conducir el agua a otra caja localizada a una distancia no mayor de 50 m, a la cual se le llama "trampa de sedimentos" (figura 3.8). Esta caja también debe tener losa, tubería de demasías a prueba de mosquitos y tubería de salida a 10 cm del fondo con filtro. Si el manantial tiene un rendimiento menor a 5 litros por minuto, la caja de manantial puede ser bastante pequeña, pero no obstante debe tener registro con tapa y tubería de demasías. El agua de varios manantiales puede ser colectada en una misma trampa de sedimentos, como lo muestra la figura 3.9. Un aspecto importante que debe considerarse cuando se tienen tuberías de varios manantiales es el peligro de que la presión de una de ellas pueda detener el flujo de otra. Para evitarlo, las tuberías de varios manantiales separados deben tener diferente nivel de entrada sobre el nivel del agua en el depósito o caja de sedimentos.

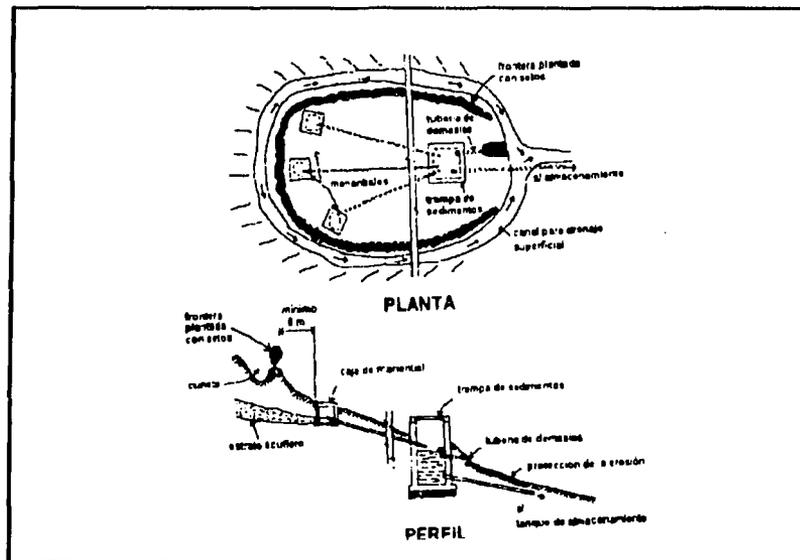


Figura 3.9 Varios manantiales conectados a una trampa de sedimentos.

Cuando se haya concluido la caja del manantial, el espacio que resulte detrás de ella debe rellenarse con suelo.

Finalmente, debe hacerse una cuneta a cuando menos 8 m hacia arriba de la ladera y alrededor de la caja del manantial para captar los escurrimientos superficiales y evitar la contaminación del agua del manantial. Debe construirse una cerca para evitar el paso de personas y animales. Su limpieza se realizará al menos una vez al año.

Pozos

Un pozo es una perforación vertical en el suelo, en general de forma cilíndrica y de diámetro mucho menor que la profundidad. El agua penetra a lo largo de las paredes creando un flujo de tipo radial.

Clasificación de los Pozos

Según sea el origen del agua que captan y el procedimiento seguido para su construcción, los pozos pueden clasificarse como:

- Los que captan el agua del manto freático (pozos rasos, a cielo abierto, freáticos o someros):
 - excavados (más de 0,80 m de diámetro)
 - perforados o tubulares (entre 0,05 y 0,40 m)
- Los que captan el agua del manto profundo (pozos profundos).

Pozos Someros

Cuando se recurra a pozos a cielo abierto o someros se recomiendan que tengan un diámetro mínimo de 1.50 m si es circular y si es rectangular debe tener también 1.50 m, en el lado menor. Estos pozos tienen una profundidad generalmente comprendida entre 10 y 20 m, y raras veces podrá ir mas allá de los 25 m. Si la pared del pozo es de concreto, la parte situada en el estrato permeable debe llevar perforaciones de acuerdo con un previo estudio granulométrico, pero si

no se dispone de estos datos, se recomienda que el diámetro de las perforaciones sea de 2.5 a 5 cm colocadas en trebolillo (también llamada 5 de oros) a una distancia de 15 a 25 cm centro a centro. Para pozos con ademe de mampostería de piedra o tabique, se dejarán espacios sin juntear en el estrato permeable, procurando apegarse a la consideración anterior.

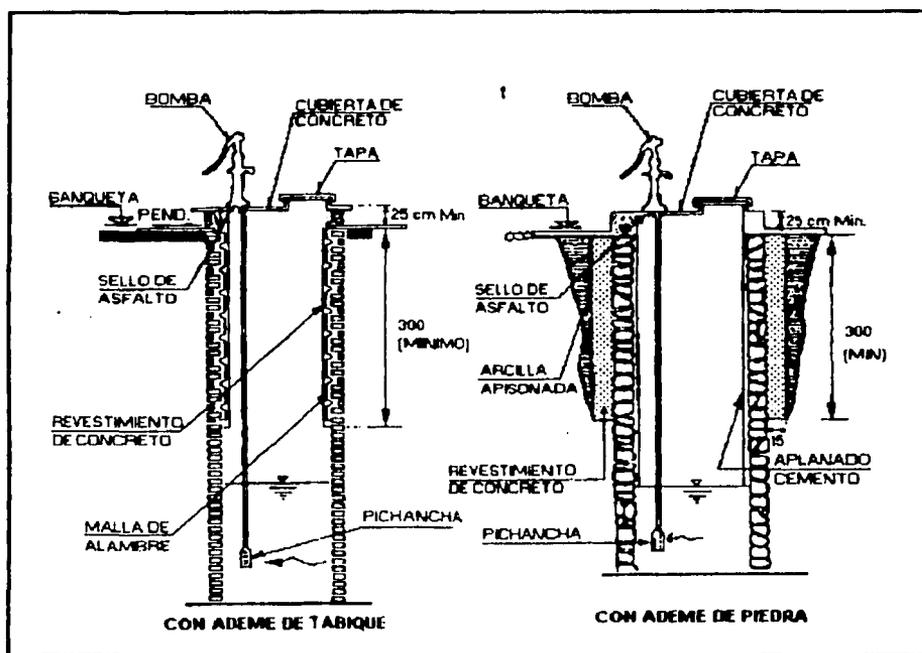


Figura 3.10 Pozos Someros.

Los pozos poco profundos pueden también construirse por perforación o entubado. En el que consiste en un tubo forrado, que tiene en su extremo un taladro de diámetro ligeramente superior al del revestimiento. Encima del taladro se disponen orificios, o una rejilla, a través de los cuales penetra el agua en el revestimiento. La inca se efectúa por medio de un mazo o por la caída de un peso. Los pozos entubados tienen un diámetro de 25 a 75 mm y pueden emplearse solo en terrenos que no estén muy consolidados.

Pozos Radiales o Ranney

Los pozos radiales, de los que el tipo más característico es el Ranney consisten en un pozo central armado, de un diámetro interior mínimo de 4.00 m., con paredes de 0.45 m. cuyo fondo está cerrado por una solera fuerte de concreto armado, como puede observarse en la figura 3.11.

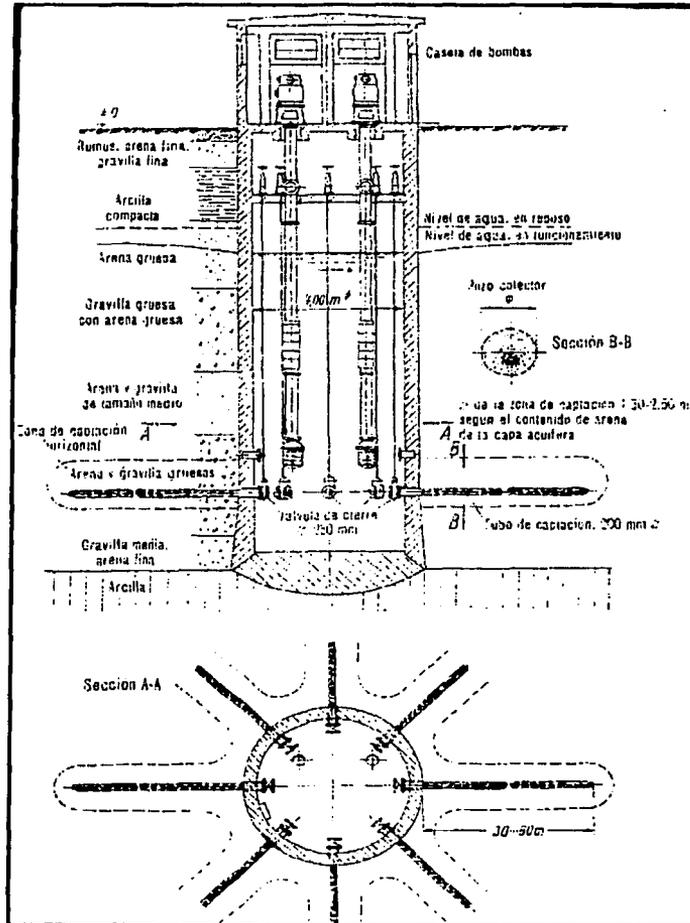


Figura 3.11 Captación por medio de Pozos Ranney.

A 1.20 m. del fondo del pozo y en orificios previamente dejados en las paredes del mismo, se introducen horizontalmente, con ayuda de gatos, unos tubos perforados con longitud de 30 a 80 m. cada tubo. Los tubos llevan los siguientes accesorios:

Una punta patentada para la extremidad externa, que facilitan su penetración en el terreno.

Unos anillos que sirven de guía al tubo y un cople o manguito impermeable.

La extremidad interior de cada tubo esta provista de una compuerta plana que acciona desde la casa de máquinas, emplazada sobre el pozo central. Estos pozos están fundados en los principios siguientes:

- a) Filtración de una gran superficie de capa acuífera.
- b) Extracción artificial de la arena de la misma capa acuífera.
- c) Control del gasto o caudal del pozo cerrando los tubos convenientes.
- d) Impermeabilidad de las paredes del pozo, pues actúa como cárcamo o recolector de las aguas.

Los tubos son de lámina de acero de 8 mm de espesor con diámetro exterior de 216 mm y sus ranuras son de 9 x 37.5 mm. (15 a 20% de la superficie total). Su longitud es de 2.50 m. cada tramo. La punta está taladrada de ranuras mas grandes para permitir el paso de las arenas y gravas pequeñas. La velocidad del paso del agua debe estar entre 6 y 12 mm/s y en el tubo mismo de 1 a 2 m/s.

La zona de captación que se forma alrededor de cada tubo en servicio tiene una anchura comprendida entre 1.50 y 2.50 m según sea la composición de la capa filtrante subálvea.

La capacidad de captación en régimen normal de servicio la dá la formula:

$$Q = 2\pi rh_0 \sqrt{\frac{k}{15}}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

en la que: Q = gasto en m^3 por segundo.

r = radio del pozo en m.

h_0 = altura del agua sobre la solera en régimen normal.

k = coeficiente de permeabilidad en m/s.

El caudal pues, depende del radio r y de la altura h_0 y como poco se puede hacer para aumentar dicha altura, debe actuarse sobre el radio, que puede ser grande.

Al ser la velocidad de infiltración en estos pozos hasta 30 veces menor a la de los ordinarios (0.1 mm contra 3 mm por seg.) el arrastre de arenas y elementos finos es menor y se reduce el peligro de azolvamiento de los tubos. Para regular esta velocidad se maniobran las compuertas. Al ser menor la velocidad de evacuación y mayor la velocidad de captación de aguas, el descenso de la capa acuífera es menor que la de los pozos ordinarios.

El rendimiento hidráulico de la capa acuífera llega en estos pozos a 70 o 90% contra 25 o 30% de un pozo ordinario, pudiendo llegar, en capas freáticas, de 200 a 400 lt. por seg. y si están próximos a un río los pozos pueden dar de 750 a 1150 lt. por seg.

La velocidad de construcción de un pozo puede ser de 5 a 7 m por semana para el pozo central o cárcamo y 8 a 10 ml. diarios para la penetración de los tubos horizontales.



Sistema de Puyones (Well Point)

Estos pozos someros de pequeño diámetro que también reciben el nombre de pozos hincados, se construyen de diversas formas, dependiendo del diámetro del pozo y del material que atraviesan. Su construcción mas común es en terreno blando y para obtener un gasto importante es necesario hincar varios; en este caso, al conjunto de varios pozos se le denomina "Sistema de Puyones".

Los pozos perforados por el método de hincado, se construyen introduciendo en el terreno una punta coladora de pozo, denominada generalmente con el nombre de "puyón", ajustada al extremo de secciones de tubo de acero galvanizado debidamente acopladas. La punta se hunde hasta la formación acuífera, utilizando un equipo que incluye un martillo de impulsión, una tapa para hincado para proteger el extremo de la tubería ascendente durante la operación, un trípode, una polea y cuerda con o sin malacates. Cualquiera que sea el método de hincado (manual o con máquina), primero se práctica un agujero, cavado hasta una profundidad de 0.6 a 1.0 m y después se inca la punta colocadora de acero (puyón), hasta la profundidad deseada, que generalmente varía de 3 a 15 m., dependiendo de la naturaleza del material y de la profundidad del acuífero.

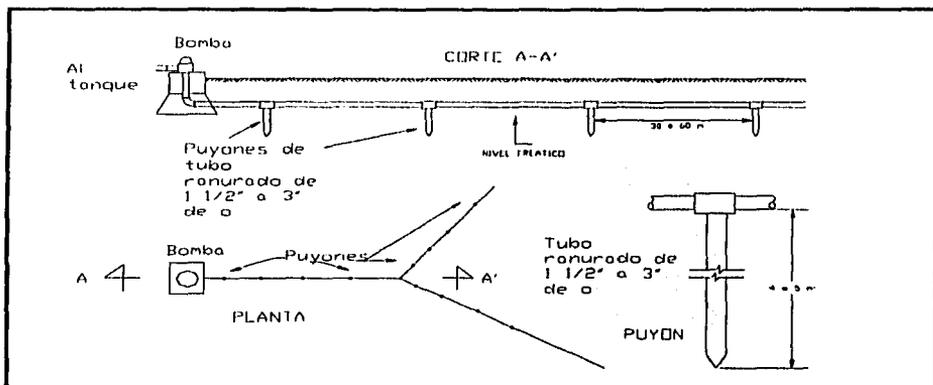


Figura 3.12 Sistema de Puyones.

El sistema de puyones (Well Points) se ha utilizado pocas veces para el abastecimiento de agua potable, principalmente en localidades rurales.

El diámetro de un puyón varía de 25 a 100 mm (1" a 4"), y se disponen en cedazos de varios tipos. El gasto aproximado que se puede obtener con un puyón varía de 0.2 a 1.0 lts por seg, y su instalación se ha hecho situándolo con equidistancias que varían de 2.5 a 8.0 m. Los puyones se unen a una tubería principal que funciona como múltiple de succión, la que generalmente se une a un equipo de bombeo, como se muestra en la figura 3.12 Sistema de Puyones.

Pozos Profundos

En nuestro país el 80% del abastecimiento de agua potable se hace a través de la explotación de agua subterránea extrayéndose por medio de pozos profundos.

De las aguas subterráneas esta es la fuente que mas agua proporciona y a la que se recurre cuando se abastece a poblaciones de fuerte concentración demográfica. Estas aguas en el mayor de los casos presentan la ventaja de que por su remoto origen mantienen casi constante su nivel piezométrico que se traduce en rendimiento constante y uniforme.

Estas aguas se captan mediante pozos profundos, que son de diámetro insignificante comparado con la profundidad. El diámetro de perforaciones de estos pozos varía de 350 a 750 mm (14" a 30") y sus profundidades fluctúan entre 30 y 650 m y a veces mas. El diámetro de ademe, que es de tubo de acero varía de 250 a 600 mm. (10" a 24").

Muchas veces el diámetro de ademe no es constante desde la superficie de la tierra hasta la capa acuífera, sino que va disminuyendo a medida que se profundiza. Se hace el diámetro de perforación unos 100 o 150 mm (4" a 6") mas grande que el diámetro del tubo de ademe con el objeto de colocar en el espacio

entre los diámetros, una capa de grava. Se ranura el tubo de ademe en el tramo que estará en contacto con el manto acuífero.

El sitio elegido para la perforación estará de acuerdo con los estudios geohidrológicos y/o geofísicos. El proyecto de entubación dependerá del corte geológico del pozo ya perforado y del registro eléctrico que se hará posterior a la perforación. Este registro eléctrico nos dará la profundidad del acuífero. El diámetro del ademe estará en función del diámetro de los tazones del equipo de bombeo que asegura el gasto de explotación.

Terminada la construcción del pozo, se procede al desarrollo y limpieza, es decir, se pone a funcionar la bomba de aforo para extraerle el barro y otros materiales caídos durante la construcción. Una vez hecho el desarrollo y limpia, se efectuará el aforo mediante un bombeo continuado de por lo menos 72 h. Los resultados se registrarán y tabularán y con ellos se formará una grafica llamada de "gastos-abatimiento" con la que se determinará el gasto de explotación. Se llama "gastos-abatimiento" porque en uno de los ejes (el horizontal) se indican los gastos, y en el otro (el vertical) lo que baja el nivel de agua dentro del pozo a medida que se va aumentando el gasto de extracción. El nivel que tiene el agua en el pozo cuando no se le extrae agua después de un tiempo se llama "nivel estático"; al nivel que tiene cuando la bomba esta funcionando se le llama "nivel dinámico". En la figura 3.13 se muestran las partes que conforman a los Pozos Profundos.

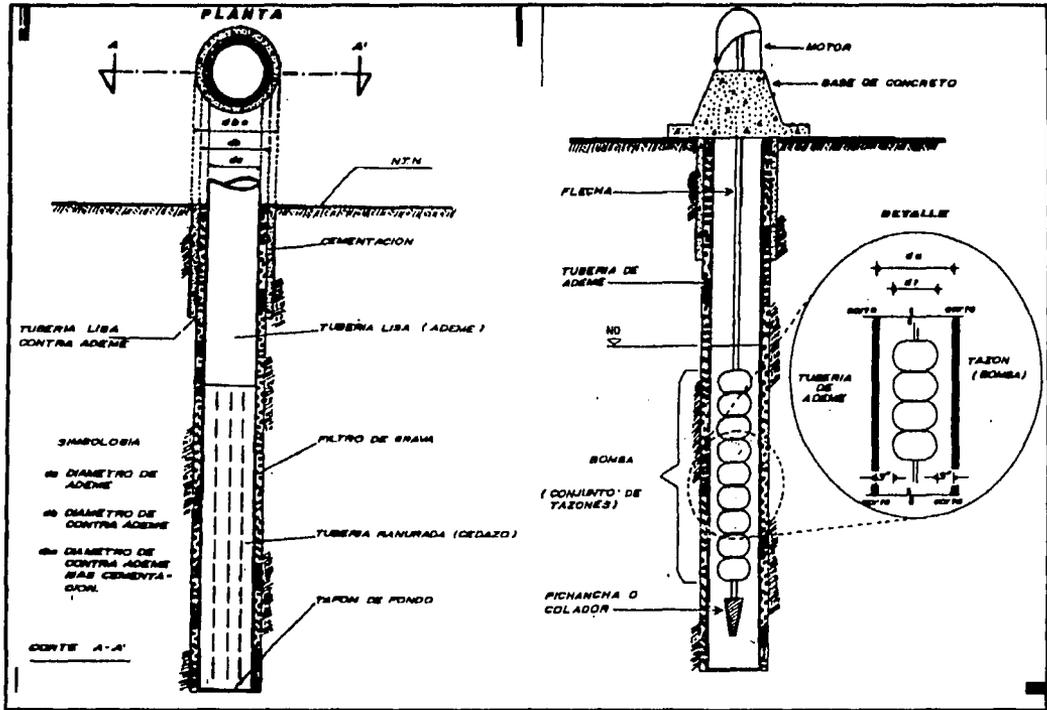
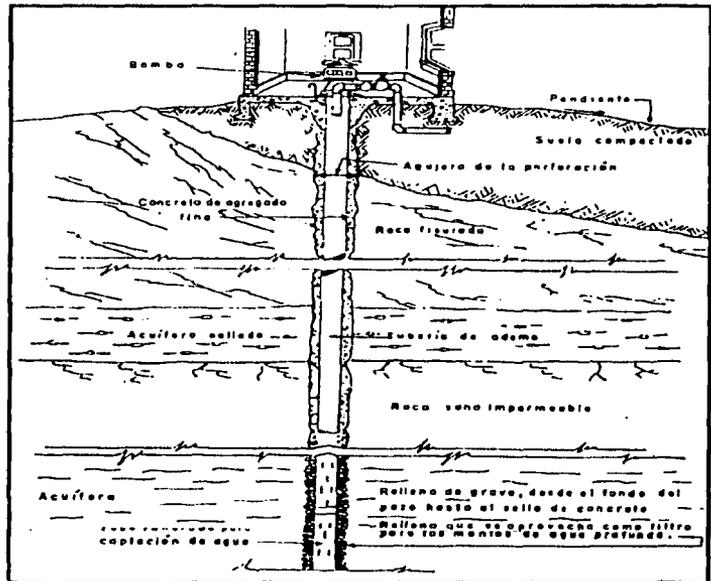


Figura 3.13
Construcción de Pozos Profundos.



Factores que provocan la contaminación del agua en un Pozo

El agua de los pozos está expuesta a la contaminación si no se tienen los cuidados suficientes para su captación. Esto ocurre por los siguientes mecanismos:

1. Si el *brocal* está defectuoso, o si no lo tiene, el agua de la superficie del terreno penetra en el pozo.
2. El agua de la superficie del terreno se puede infiltrar en el subsuelo y penetrar por las paredes del pozo.
3. Los *pozos negros* cercanos pueden contaminarla.
4. Se puede contaminar por medio de la soga y el cubo utilizados para la extracción del agua.
5. Los animales domésticos en su cercanía pueden contaminarla.
6. Una mala ubicación del sistema de evacuación de excretas puede contaminarla.

Protección sanitaria de un Pozo

Para evitar la contaminación de los mantos subterráneos se debe proceder de la siguiente forma:

1. El pozo debe perforarse aguas arriba y apartado de los focos de contaminación (más de 20 metros de letrinas y corrales de animales).
2. Utilizar bomba para la extracción del agua.
3. Impermeabilización de las paredes interiores del pozo hasta 3 m desde la superficie.
4. Protección de la abertura superior con tapa de concreto y registro para la limpieza.
5. Elevación del borde superior sobre el terreno y declive hacia afuera desde el mismo (piso lateral, zanja de intersección).
6. Desinfección del pozo después de construido y cada vez que se repare.

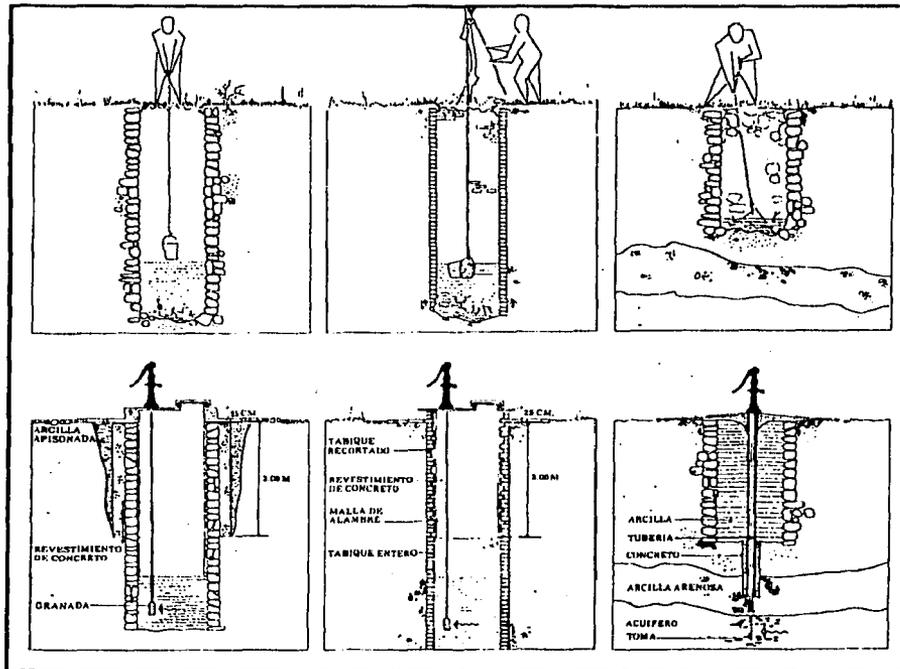
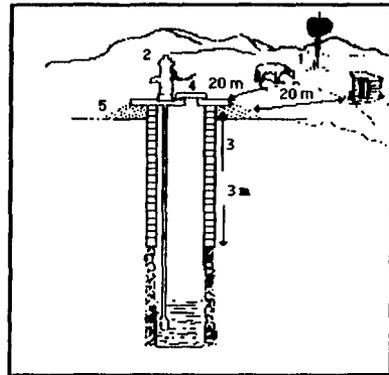
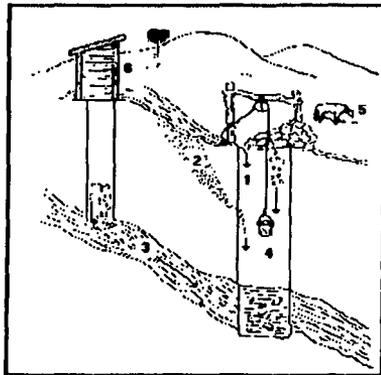


Figura 3.14 Contaminación y Protección de un Pozo.

Galerías Filtrantes

La galería filtrante en principio consiste en un tubo perforado o ranurado, rodeado de una capa de granzón o piedra picada graduada instalada en el acuífero subsuperficial, o en el caso de captación indirecta de aguas superficiales, en el estrato permeable que se comunica con dichas aguas.

En los extremos aguas arriba de la galería y a longitud aproximada de 50 m, normalmente se coloca un pozo de visita. En el extremo aguas abajo se construye un tanque o pozo recolector, de donde se conducen las aguas por gravedad o por bombeo hacia el sistema de conducción.

El tubo de recolección es normalmente de concreto o de fibro-cemento. Su diámetro está en función del gasto de captación, siendo el mínimo recomendable del orden de 200 ó 250 mm, como puede verse en la siguiente figura 3.15.

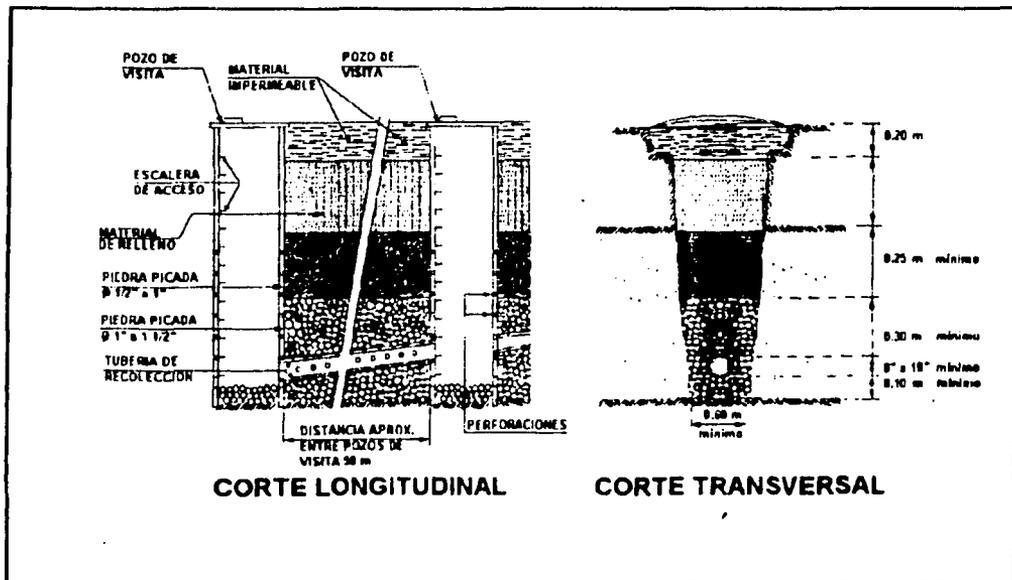


Figura 3.15 Detalle de una Galería Filtrante.

La galería filtrante se orienta de acuerdo con la dirección predominante del flujo subterráneo. Cuando la velocidad de un río es pequeña y existen estratos de alta permeabilidad que se conectan con el río, la galería de infiltración normalmente se instala paralela al eje del mismo. En este caso la dirección del flujo subterráneo es principalmente desde el río hacia la galería, aunque desde el lado opuesto de la misma también penetrará el agua, ya que todo el acuífero se encuentra saturado. (Figura 3.16 A).

En caso de acuíferos de gran extensión que alimentan el río, el flujo predominante es normalmente desde el acuífero hacia el río y la instalación de la galería será análoga. ((Figura 3.16 B).

En caso de cursos rápidos y estratos de baja permeabilidad, será necesario investigar la dirección del flujo subterráneo, a fin de interceptar el paso del mismo con la galería filtrante. Normalmente unos ramales perpendiculares al eje del río dan los resultados deseados. (Figura 3.16 C).

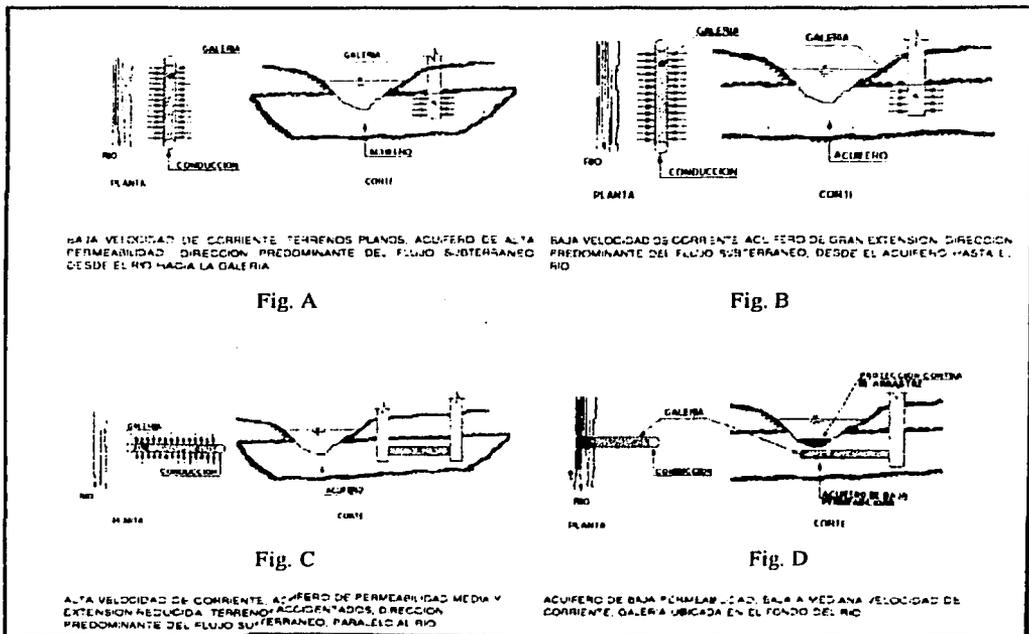


Figura 3.16 Instalación de las Galerías Filtrantes.

Cuando, con la excepción de unos bancos de arena o grava depositados por el río en un lecho limitado, no existen estratos permeables, la galería se instala por debajo del río, normal a su eje. La misma solución se emplea cuando el acuífero es de muy baja permeabilidad. (Figura 3.16 D).

A fin de determinar las características de diseño de las galerías, es necesario hacer excavaciones o perforaciones de prueba en cada caso específico. En vista de que las galerías son obras costosas, conviene determinar: 1) la permeabilidad media del acuífero, para estimar la producción por metro lineal de galería y 2) la granulometría del terreno para determinar las características de la grava de envoltura.

En caso de gastos pequeños, del orden de 3 a 6 lts/seg, normalmente basta una excavación de prueba hasta una profundidad conveniente por debajo del nivel estático del agua.

Se extrae luego el agua con bomba, a un gasto fijo y se observa el descenso de nivel. La estabilización de dicho nivel para un gasto fijo de bombeo prolongado, significará que la recarga natural del acuífero desde el río, es igual al gasto extraído. En base a este gasto y estimando el área total de penetración del agua en la excavación de prueba, puede formarse una idea acerca de la longitud necesaria de galería para el gasto de diseño.

En caso de gastos mayores, además de la excavación de prueba, será necesario perforar o excavar uno o varios pozos de observación, a fin de determinar el descenso del nivel de agua a cierta distancia del punto donde se efectúa el bombeo de prueba.

El procedimiento para determinar la longitud necesaria de galería para el gasto de diseño, es como sigue:

a. Se bombea a un gasto constante hasta que el nivel del agua se estabilice en la excavación de prueba.

b. Se mide el nivel, tanto en la excavación de prueba como en el pozo de observación y se calculan los valores de h_1 y h_2 . Igualmente se miden las distancias r_1 y r_2 .

c. Sustituyendo en la fórmula de Thiem (Hidrólogo alemán que estudio la permeabilidad de los materiales sobre el terreno) tenemos:

$$Q = \frac{\pi}{2.31} P \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{\log \frac{r_2}{r_1}} \quad \text{para acuíferos no confinados}$$

$$Q = \frac{2\pi}{2.31} P b \frac{(h_2 - h_1)}{\log \frac{r_2}{r_1}} \quad \text{para acuíferos confinados}$$

Se obtiene el valor P que representará la permeabilidad media. Nótese que en vista de que el flujo radial del agua hacia la excavación de prueba será desigual, debido a la cercanía del río la posición del pozo de observación tendrá una influencia decisiva sobre el valor calculado de P. Tomando en cuenta que nuestro interés es determinar la permeabilidad media de los estratos porosos entre la futura galería y el río, el pozo de observación debe ubicarse en esa zona.

d. De acuerdo con la Ley de Darcy, se tiene:

$$Q = P i A$$

En este caso Q es el gasto de diseño y P la permeabilidad media. El área de penetración queda definida por la grava de envoltura del tubo de recolección y la longitud total del mismo.

El diámetro y separación de las perforaciones de la tubería de recolección se calculan para obtener una velocidad de entrada tal, que se evite el arrastre de partículas finas desde el acuífero hasta dicha tubería. Esta velocidad puede fijarse de 5 a 10 cm/s por recomendación en los manuales de la C.N.A., lográndose este valor sin dificultad alguna en la mayoría de los casos. La grava de envoltura estará

en función de la granulometría del acuífero y de las perforaciones de la tubería de recolección, empleándose normalmente piedra picada de 1/2 a 1" de diámetro nominal cerca del acuífero y tamaños ligeramente mayores cerca del tubo. Nótese que debido a la baja velocidad de acercamiento del agua, el arrastre de arena hacia el tubo de recolección es poco probable. El arrastre de partículas muy finas en suspensión puede evitarse únicamente con un verdadero filtro de arena alrededor del tubo, filtro cuyo diseño y construcción debe ser bien realizado para evitar la obturación y no requiera de un mantenimiento constante.

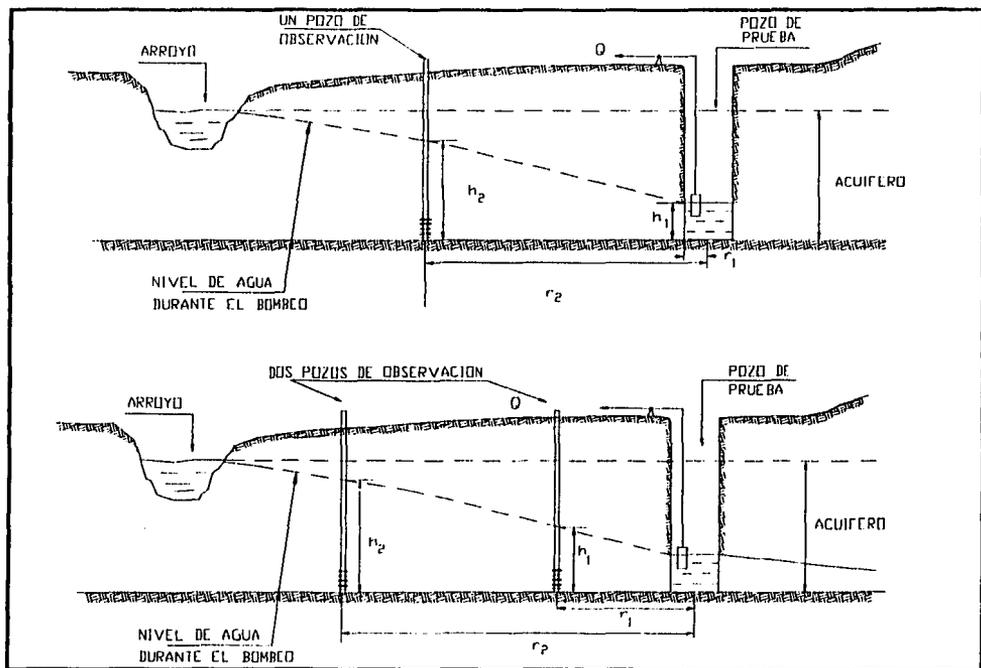


Figura 3.17 Método para determinar la permeabilidad media del acuífero.

3.2.3. CAPTACIÓN POR GRAVEDAD

La captación por gravedad es recomendable cuando las condiciones topográficas son favorables, es decir, que contamos con un desnivel propicio para dotar a una comunidad en zonas bajas con la presión adecuada, lo cual resulta mucho mas económico y duradero que un sistema de captación por bombeo debido su alto costo de instalación y mantenimiento.

Cuando las aguas de un río están relativamente libres de materiales de arrastre en toda época del año, el dispositivo de captación por gravedad puede ir desde un sencillo diseño a base de tubos sumergidos para pequeños abastecimientos correspondientes a comunidades rurales hasta grandes torres de toma usadas para localidades urbanas.

Es conveniente orientar la entrada del tubo en forma tal que no quede enfrente de la dirección de la corriente, y protegerla con malla metálica contra el paso de los objetos flotantes. Tomando en cuenta en el proyecto el gasto de diseño, la velocidad de entrada al tubo y el coeficiente de contracción que es del orden de 0.5 según el manual de diseño de agua potable de la C.N.A.

En la siguiente figura se muestra la forma en que pueden ser captadas las aguas superficiales por gravedad.

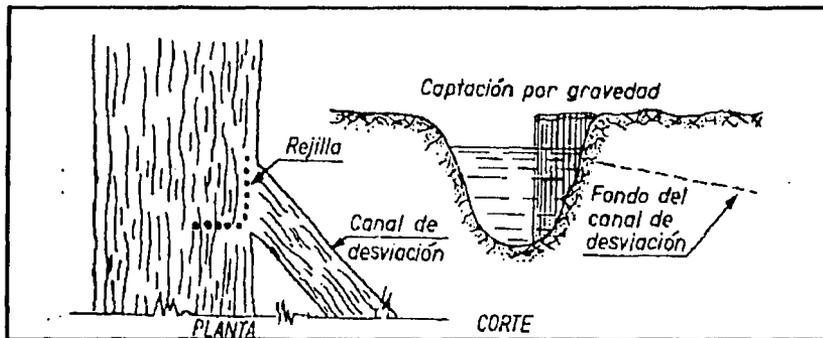


Figura 3.18 Captación por Gravedad.

3.2.4. CAPTACIÓN POR BOMBEO

En caso de que la captación por gravedad no sea factible, debido a la topografía, el método de captación recomendable es por bombeo. De las bombas disponibles comercialmente, la bomba centrífuga horizontal tiene la ventaja de que la ubicación del equipo de bombeo y el punto de captación pueden ser distintos, o sea que la estación de bombeo puede construirse en el sitio mas favorable desde el punto de vista de cimentación, acceso, protección contra inundaciones, etc. su desventaja principal es que la altura de succión queda limitada y que el desnivel de bombeo, es relativamente pequeño.

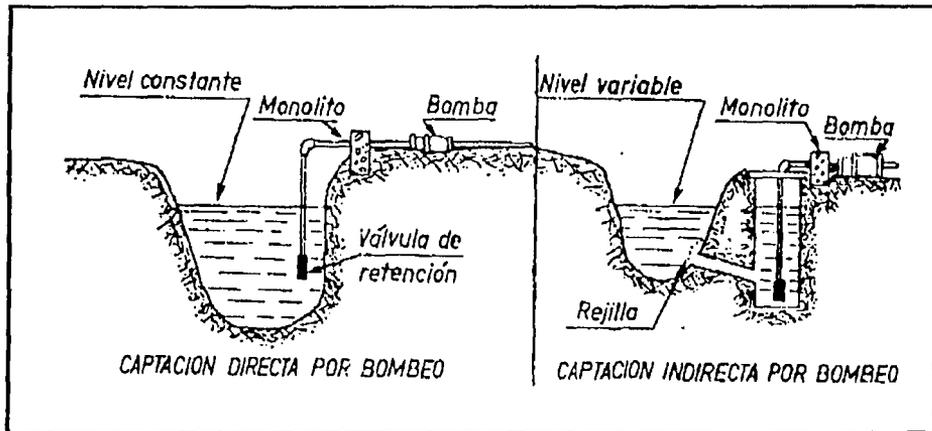


Figura 3.19 Captación por Bombeo.

La bomba centrífuga vertical (tipo pozo profundo) tiene mayor eficiencia que la horizontal, pero el costo inicial del equipo es mayor y la estación de bombeo tiene que ubicarse directamente por encima del punto de captación. Esta condición a veces representa problemas graves de cimentación, resultando obras de costo sumamente elevado.

Se puede afirmar que cuando se trata de la captación directa de las aguas superficiales, el tipo de bomba mas comúnmente empleada es la centrífuga

horizontal. En los siguientes esquemas se muestran ambos tipos de bombas y se puede apreciar el lugar en que deben instalarse.

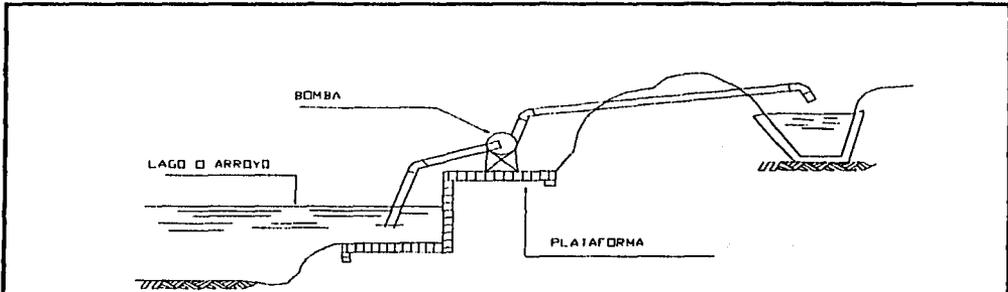


Figura 3.19.A. Captación directa con bomba centrífuga horizontal.

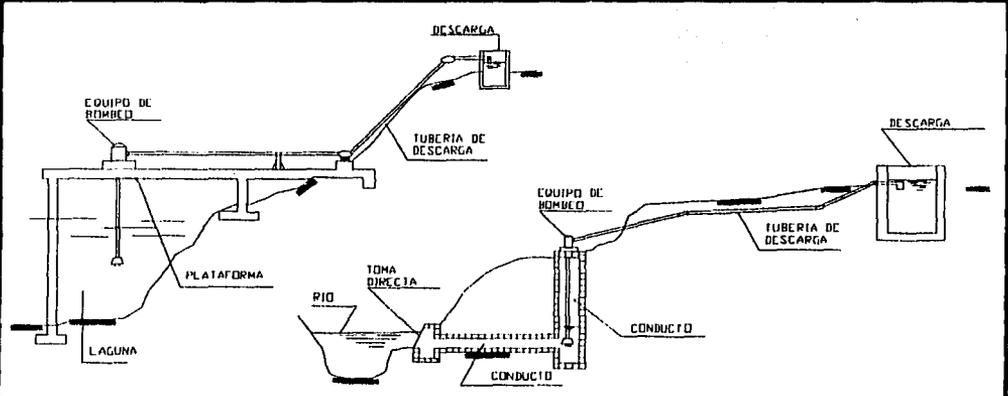


Figura 3.19.B. Captación con bomba centrífuga vertical.

Dependiendo de la máxima altura de succión, el equipo de bombeo puede instalarse fijo; en una estructura móvil que se desplaza sobre una plataforma inclinada, siguiendo la variación horizontal y vertical del río, o bien sobre estructuras flotantes.

3.3. CALIDAD DEL AGUA

Para que las aguas sean ingeridas por el hombre de manera que beneficie su salud, es necesario que lleven en solución ciertas sustancias que las hacen agradables y nutritivas, como el oxígeno, bióxido de carbono, sales minerales, 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 y gérmenes infecciosos.

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

Para conocer las características del agua se realizan una serie de análisis de laboratorio que se clasifican en: físicas, químicas, microscópicas y bacteriológicas. En la actualidad debe aumentarse un análisis mas: 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, barro, materia orgánica, organismos microscópicos, etc. se pueden hacer desaparecer por la sedimentación, filtración o coagulación.

El color proviene generalmente de la descomposición de materia fecal, 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.

El olor y el sabor son dos sensaciones que tienen relación íntima y van casi siempre unidos; 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 este es aromático, mohoso, rancio, de cloro, etc. el olor se quita por aireación, por filtración, por coagulación y por el carbón activado.

Análisis Químico

El análisis químico tiene estos dos objetivos:

1. Averiguar la composición mineral del agua y su posibilidad de empleo para la bebida, los usos domésticos o industriales.
2. Averiguar los indicios sobre la contaminación por el contenido de cuerpos incompatibles con su origen geológico, lo que químicamente se determina es: contenido de sólidos totales, presencia de cloruros, cantidad de oxígeno consumido; contenido de nitrógeno amoniacal, nitritos y nitratos, dureza y alcalinidad, acidez, gases disueltos, metales y metaloides. La manera de hacer estas determinaciones y las cantidades tolerables de estas sustancias en el agua se verá en las pruebas de laboratorio.

Análisis Microscópico

Este análisis explica la presencia de olores y sabores inconvenientes, la obstrucción de filtros, 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; Se pueden encontrar: elementos inertes como arena, arcilla, restos vegetales, paja, polen, etc.; seres vivos, animales y vegetales cuya presencia no es peligrosa pero puede ser molesta porque son causa frecuente del mal olor y sabor del agua; elementos que indican contaminación por el hombre o los animales, tales como restos textiles, elementos que provienen de materias fecales, parásitos intestinales; elementos que acusan falta de infiltración por el suelo o falta de protección al captar el agua, restos de insectos, crustáceos o cadáveres completos de estos animales.

Análisis Bacteriológico

La mayoría de las bacterias son inocuas y muchas de ellas son importantes en la ecología; unas cuantas son peligrosas y estas son las patógenas o bacterias que causan enfermedad, otras no son siempre peligrosas por si 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, así como detectar la presencia de bacterias del grupo 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.

Análisis Radiológico

El avance de la ciencia y 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 y de estroncio total 90.

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

Límites permisibles de calidad del agua

Límites permisibles de características microbiológicas.

El contenido de organismos resultante del examen de una muestra simple de agua, debe ajustarse a lo establecido en la tabla 3.3.1.

TABLA 3.3.1

CARACTERÍSTICAS	LÍMITE PERMISIBLE
Organismos coliformes totales	Ausencia o no detectables
E. coli o coliformes fecales u organismos termotolerantes	Ausencia o no detectables

El agua abastecida por el sistema de distribución no debe contener E. Coli o coliformes fecales u organismos termotolerantes en ninguna muestra de 100 ml. los organismos coliformes totales no deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml.

Límites permisibles de características físicas y organolépticas.

Las características físicas y organolépticas deberán ajustarse en lo establecido en la tabla 3.3.2.

TABLA 3.3.2

CARACTERÍSTICA	LÍMITE PERMISIBLE
Color	20 unidades de color verdadero en la escala de platino-cobalto
Olor y sabor	Agradable (se aceptaran aquellos que sean tolerables para la mayoría de los consumidores)
Turbiedad	5 unidades de turbiedad nefelométricas (UTN) o su equivalente en otro método

Límites permisibles de características químicas.

El contenido de constituyentes químicos se ajustará a lo establecido en la tabla 3.3.3. Los límites se expresan en mg/l. Excepto cuando se indique otra unidad.

TABLA 3.3.3

CARACTERÍSTICA	LÍMITE PERMISIBLE
Aluminio	0.20
Arsénico	0.05
Bario	0.70
Cadmio	0.005
Cianuros	0.07
Cloro residual libre	0.2-1.50
Cloruros	250.00
cobre	2.00

TRINIDAD
FALLA DE ORIGEN

Cromo total	0.05
Dureza total (como CaCO ₃)	500.00
Fenoles o compuestos fenólicos	0.3
Fierro	0.30
Fluoruros	1.50
Hidrocarburos aromáticos en microgramos/l:	
Benceno	10.00
Etilbenceno	300.00
Tolueno	700.00
Xileno	500.00
Manganeso	0.15
Mercurio	0.001
Nitratos	10.00
Nitritos	1.00
Nitrógeno amoniacal	0.50
pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH	6.5-8.5
Plaguicidas en microgramos/l:	
Aldrin y dieldrin (separados o combinados)	0.03
Clordano	0.20
DDT	1.00
Gamma-HCH	2.00
Hexaclorobenceno	1.00
Heptacloro y epóxido de heptacloro	0.03
Metoxicloro	20.00
Plomo	0.01
Sodio	200.00
Sólidos disueltos totales	1000.00
Sulfatos	400.00
Sustancias activas al azul de metileno	0.50
Trihalometanos totales	0.20
Yodo residual libre	0.2-0.5
zinc	5.00

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Límites permisibles de características radiactivas.

El contenido de características radiactivos deberá ajustarse a lo establecido en la tabla 3.3.4. Los límites se expresan en Bq/l (becquerel por litro).

TABLA 3.3.4

CARACTERÍSTICA	LÍMITE PERMISIBLE
Radiactividad alfa global	0.56
Radiactividad beta global	1.85

En el proyecto de abastecimiento para la comunidad de Cojaltitla consideramos que por la ubicación de la fuente la calidad es aceptable, ya que se encuentra en la parte mas alta y lejos de focos de contaminación. Aunque si es totalmente recomendable que se tomen varias muestras de agua a determinadas distancias y sean analizadas en laboratorio para tener la certeza de que el agua es potable y de buena calidad.

3.3.1. RECONOCIMIENTO SANITARIO

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 una fuente dada y su capacidad para satisfacer las necesidades presentes y futuras.

El reconocimiento sanitario debe incluir la localización de cualquier riesgo contra la salud y la evaluación de su importancia presente y futura.

No todos los rubros son aplicables a cualquier abastecimiento y, ocasionalmente, algunos que no aparecen constituirán aumentos importantes a la lista que se presenta:

Abastecimiento con agua subterránea.

- a) Características geológicas locales; pendientes del terreno superficial.

- b) Naturaleza de los suelos y de los estratos porosos inferiores, ya sean arena, grava, roca (especialmente calizas porosas); granulometría de la arena y grava; espesor de los estratos que contienen agua; profundidad del nivel freático, localización y registro de pozos locales ya sea que estén en uso o abandonados.
- c) Pendiente del manto freático de preferencia determinada de la observación de pozos existentes o de pozos de prueba, o estimándola por la pendiente del terreno superficial, sin la exactitud que este procedimiento implica.
- d) Extensión de la superficie de escurrimientos que puede aportar agua para el abastecimiento.
- e) Naturaleza, distancia y dirección de las fuentes de contaminación locales.
- f) Posibilidad de que el agua de desagüe superficial, penetre en el sistema y de que los pozos se inunden; métodos de protección.
- g) Métodos utilizados para protección del abastecimiento contra la contaminación por medio del tratamiento de las aguas residuales, disposición de desechos y similares.
- h) Características constructivas del pozo, materiales, profundidad del ademe, profundidad de pichancha o cedazo y longitud.
- i) Protección superior y lateral del pozo.
- j) Construcción de la caseta de bombeo (pisos, desagües, etc.); capacidad de las bombas; abatimiento cuando las bombas están en operación.
- k) Desinfección: equipos. supervisión, estuches para pruebas u otros tipos de control de laboratorio.

Abastecimiento con agua superficial.

- a) Naturaleza geológica de la superficie; características de los suelos y de las rocas.
- b) Características de la vegetación; bosques; tierra cultivada e irrigación incluyendo, salinidad, efecto en el agua de riego, etc.
- c) Población con alcantarillado por kilómetro cuadrado de superficie de captación.
- d) Métodos para la disposición de las aguas residuales. ya sea por medio de su desviación de la cuenca o por tratamiento.

- e) Características y eficiencia de las plantas de tratamiento de las aguas residuales en el interior de la cuenca.
- f) Proximidad de fuentes de contaminación fecal en la toma de abastecimiento del agua.
- g) Proximidad, fuentes y características de los desechos industriales, salmueras de campos petroleros, aguas ácidas de origen minero, etc.
- h) Características del abastecimiento en cuanto a cantidad.
- i) Si el abastecimiento es de lagos o represas; datos de dirección y velocidad de los vientos; acarreo de contaminantes; datos relativos a luz solar (algas).
- j) Características y calidad del agua cruda; organismos coliformes, algas, turbiedad, color, constituyentes minerales objetables.
- k) Tiempo mínimo probable que requiere el agua para escurrir desde las fuentes de contaminación hasta la represa y a través de la obra de toma en la represa.
- l) Forma de la represa, haciendo referencia a posibles corrientes de agua inducidas, ya sea por el viento o descarga de la represa, desde la boca toma hasta la admisión al sistema.
- m) Medidas de protección en relación con la utilización de la cuenca colectora para el control de pesca, utilización de botes, natación, vadeo, tolerancia de animales ya sea en las zonas marginales, sobre o en interior de las aguas, etc.
- n) Eficiencia y constancia de las actividades de vigilancia.
- o) Potabilización del agua: Clase y condiciones adecuadas de los equipos; existencia de refacciones; efectividad de los procesos de potabilización; evaluación de la supervisión y realización de pruebas; determinación del cloro libre residual.
- p) Instalaciones de bombeo; caseta de bombeo, capacidad de bombas y de unidades de repuesto, instalaciones para almacenamiento.

3.3.2. LOCALIZACIÓN RECOMENDABLE DE LA OBRA DE TOMA

Respecto a su localización, se deberán tomar las siguientes recomendaciones:

- Es conveniente que la obra de toma quede situada aguas arriba de la localidad por abastecer, con el objeto de protegerla lo mejor posible de las fuentes de contaminación.
- La obra de captación debe quedar situada en un tramo recto de la corriente y entrada de la toma se coloca a un nivel inferior al de las aguas mínimas de la corriente.
- Se tomarán en cuenta las características litológicas del cauce en el tramo seleccionado y la velocidad de la corriente en estiaje y lluvias, investigando lo relativo a la socavación de la corriente en época de avenidas. El fondo del cauce debe ser suficientemente estable.
- No es conveniente que la entrada de la tubería de toma quede situada contra la dirección del escurrimiento, debido a que se obtura con mayor facilidad. Debe efectuarse un aforo después de construida la caja captadora para asegurar que se obtiene el gasto requerido, haciendo la medición en época de estiaje.

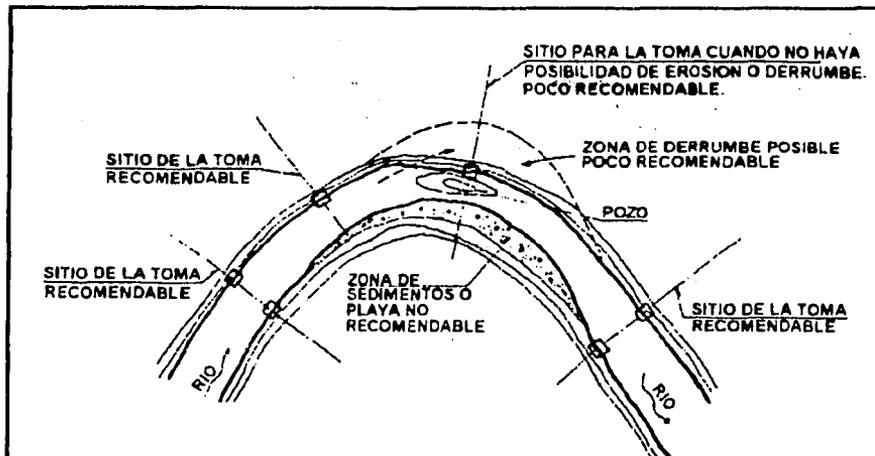


Figura 3.20 Localizaciones recomendables para la obra de toma.

3.4. AFOROS

En las fuentes susceptibles de aprovechamiento, se realizarán aforos por los distintos métodos conocidos (volumétrico, medidor Parshall, de la escuadra en pozos profundos, por pitometría, por velocidad superficial entre muchos otros). Todos ellos tienen la función de determinar la cantidad de agua que puede proporcionar la fuente que se está aforando. La medición siempre se debe repetir varias veces para obtener un mejor resultado, de preferencia se deben realizar las mediciones en época de estiaje para obtener el nivel de agua mínimo que lleva el arroyo, según los datos proporcionados para la localidad de Cojaltitla se presenta en los meses de diciembre a abril; y en época de lluvias para obtener el nivel de agua máximo, cuya mayor incidencia se registra en los meses de junio a octubre, según los datos obtenidos de estaciones meteorológicas cercanas la precipitación anual es de alrededor de 1000 mm la máxima y de 43 mm la mínima.

Método Volumétrico

Esta técnica consiste en desviar el flujo de la fuente hacia un pequeño canal, construido con madera u otro material apropiado y en la descarga se coloca un depósito con una entrada suficientemente amplia para captar el chorro descargado por el canal, la capacidad del tanque debe ser conocida (ejemplo un tanque de 200 litros) y con un cronómetro o reloj que marque los segundos se mide el tiempo que tarda en llenarse el depósito.

El gasto será igual a lo que resulte de dividir el volumen del depósito entre el tiempo que tarda en llenarse. Para lograr resultados mas precisos se recomienda que la capacidad del depósito sea tal, que al menos se necesiten 15 segundos para llenarlo con el chorro descargado.

La ecuación que se emplea para calcular el gasto es:

$$Q_i = \frac{C}{t}$$

donde: Q = Gasto de la medición, $i = 1, 2, \dots, n$ en lts/seg.

C = Capacidad del depósito, en lts.

t_i = Tiempo que tarda en llenarse el depósito en la medición i , en seg.

Velocidad Superficial

Este método consiste en colocar sobre una de las orillas de la corriente, dos marcas A y B a una distancia fija. Se suelta un flotador (tapón de corcho, pelota de hule, taquete de madera, etc.), a la altura del punto A, aproximadamente a la mitad de la corriente y se toma el tiempo que tarda el flotador en llegar desde A hasta B, como se observa en la figura 3.21. Utilizando la siguiente expresión se obtiene la velocidad $V = d / t$, donde: d = distancia, en m., t = tiempo, en seg.

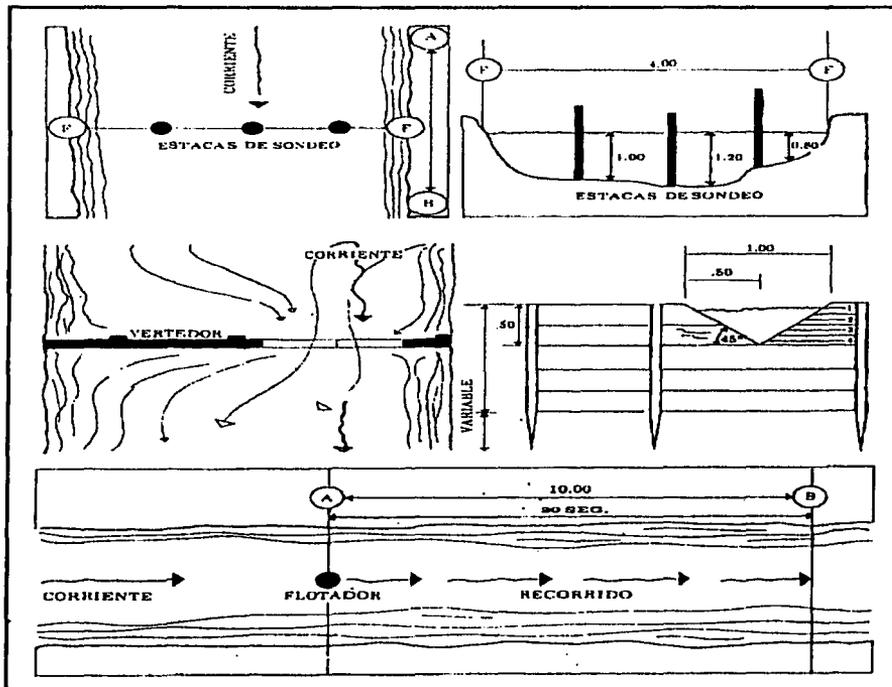


Figura 3.21 Metodología para aforar.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Determinación del Área Transversal

En corrientes regulares tanto en anchura como en profundidad se procede de la siguiente manera:

Se escoge una sección (F-F) intermedia entre dos puntos A y B midiéndose el ancho de la corriente en dicha sección, ver figura 3.21. Se efectúa un sondeo a lo largo de la sección (F-F), introduciendo en diferentes puntos: varas, palos o escalas con divisiones métricas.

Para el proyecto de abastecimiento a la comunidad de Cojaltitla se colocaron las marcas en la sección 1 ubicada en la elevación de terreno 996.60 a 6.5 metros de distancia de la sección 2 localizada en la elevación 996.20 y el tiempo promedio de recorrido de un punto a otro fue de 13.0 seg, por lo que la velocidad $V = d / t$ resultó de **0.5 m/s**. Véase topografía del arroyo en la siguiente página.

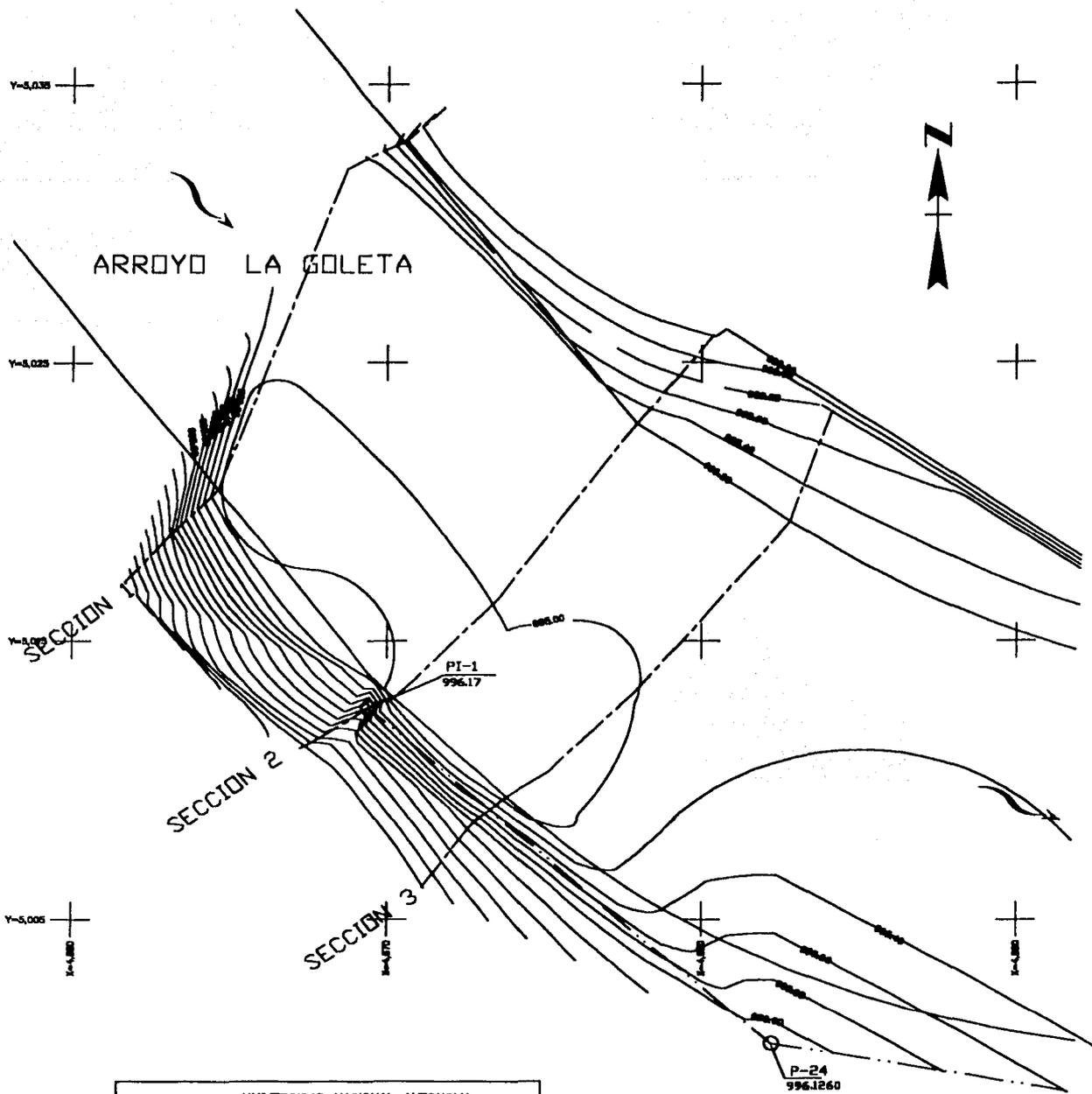
Las secciones que elegimos tienen un tirante promedio de 1.0 metro en época de máximas avenidas con un ancho aproximado de 14 metros, por lo tanto el área transversal es de 14 m^2 . finalmente el gasto de la corriente será:

$$Q = \text{Área transversal} * \text{Velocidad}$$

$$Q = 14 \text{ m}^2 * 0.5 \text{ m/seg} = 7 \text{ m}^3/\text{s} = \mathbf{7000 \text{ lts/seg.}}$$

El gasto máximo diario que se requiere al final del periodo de diseño del proyecto (año 2017) es de 7.83 lts/seg. que comparado con el gasto que produce el arroyo la Goleta, nos permite garantizar sin ninguna dificultad el suministro del vital líquido, aun en época de estiaje cuando el arroyo desciende el 50% de su nivel máximo de agua.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO		
ESCUELA NACIONAL DE ESPANOL PROFESIONALES AGLAI		
SEMINARIO-TALLER EXTRAORDINARIO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE "COJALITLA", MUNICIPIO DE BULTEPEC, ESTADO DE MEXICO. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA OBRA DE CAPTACION		
ALUMNO	ASESOR	
DR. OSCAR GARCIA	DR. FERNANDO ARCO BUSTOS	
NOVIEMBRE, 2003	HOJA 1 DE 2	CLAS: TOPO-01

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



3.5. SELECCIÓN Y DISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN

Una vez comprobado que la fuente de abastecimiento es suficiente para dotar de agua a la localidad en estudio se procede a analizar las consideraciones y dimensionar la obra de captación.

3.5.1. CONSIDERACIONES PARA LA SELECCIÓN DE LA OBRA DE TOMA

La selección de la fuente de abastecimiento está en función de la susceptibilidad de aprovechamiento desde el punto de vista cualitativo y cuantitativo, es decir, que se escogerá una fuente que cubra las demandas futuras de agua potable (gasto máximo diario) durante los 365 días del año.

Dadas las condiciones topográficas y las características del arroyo, se propone la construcción de una galería filtrante para captar el gasto de diseño ya que la fuente satisface sin problemas nuestras necesidades. Por lo tanto las proporciones de la caja no serán de grandes dimensiones ya que trabajará siempre lleno y bastará como medida de precaución, que tenga una cubicación adecuada para poder abastecer el gasto de diseño, durante el tiempo que se ha proyectado y para efectuar labores de mantenimiento y que el sistema pueda proporcionar el caudal máximo.

Es importante destacar que el abastecimiento de agua potable no depende solamente de qué fuente esté disponible, sino también de la cantidad y calidad del agua.

Para tal efecto se tendrán que a llevar cabo estudios hidrológicos y/o geohidrológicos según sea el caso, que nos permitan determinar el potencial de la fuente de abastecimiento. Además, a las fuentes de abastecimiento se les deberán realizar los estudios de calidad de agua, para que se defina el proceso de potabilización que se aplicará en el sistema, ya que el resultado puede ser por

medio de una simple cloración o un proceso completo de potabilización (planta potabilizadora).

Una galería filtrante se utiliza principalmente para captar agua del subálveo de corrientes superficiales, construyéndose de preferencia en el estiaje y en una de las márgenes, paralela a la corriente. En el proyecto se deben de tomar en cuenta las características de socavación de la corriente en las avenidas importantes.

El tramo seleccionado para la construcción de la obra de toma, se considera apropiado ya que se encuentra en una zona alta lejos de cualquier contaminante por asentamientos humanos, en un tramo ligeramente recto y donde sus márgenes muestran la existencia de materias granulares propicias para una buena filtración del agua, es recomendable hacer perforaciones de exploración con profundidad de 6 a 12 m, espaciadas de 5 a 10 m en el eje probable de la galería, para conocer las características del material, para así obtener el corte litográfico de la sección o secciones en estudio.

La construcción de la obra de toma se realizará en época de estiaje, para facilitar los trabajos de excavación, realizando las obras complementarias como el desvío temporal del cauce por donde estará la toma; pero su diseño se hará para funcionar con el nivel máximo de agua cuando este se presente.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

3.5.2. DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA

Para el sistema de abastecimiento de agua potable a la localidad de Cojaltitla, municipio de Sultepec en el Estado de México, se tomarán las aguas del arroyo "La Goleta", el cual se encuentra ubicado a 4.8 Km. aproximadamente de distancia del poblado. Este arroyo se localiza a una elevación de terreno de 996.00 m, con respecto al tanque de regularización ubicada en la elevación 909.00 m, por lo que podrá aprovecharse un sistema de abastecimiento por gravedad, ya que se cuenta con un desnivel aproximado de 86.00 m.

De acuerdo con el levantamiento topográfico realizado del sitio donde se encuentra el arroyo y el cual presenta laderas suaves, se propone para la obra de captación una galería filtrante que captará el agua y la transportará hacia una caja colectora dentro de la cual habrá otro filtro tipo gavión integrado para garantizar aun mas la calidad del agua, esta caja estará construida con estructuras de concreto armado y cuyas dimensiones serán mencionadas mas adelante.

La galería filtrante se va a construir transversalmente a la dirección del flujo, esto nos permitirá obtener un mayor volumen de captación, y estará ubicada en el fondo del arroyo.

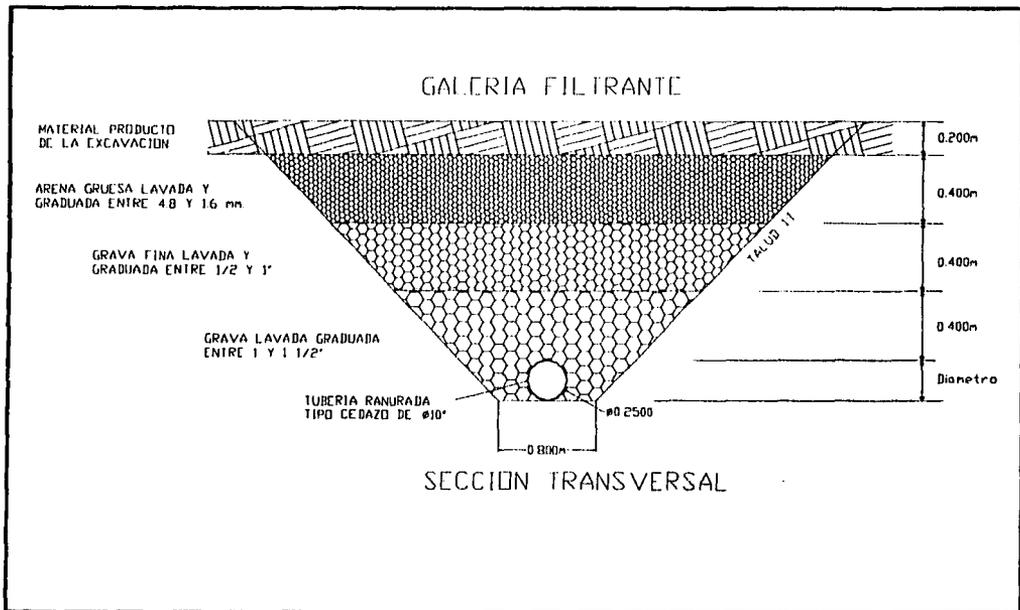
El conducto de la galería debe quedar situado a una profundidad y distancia adecuadas, con respecto al cauce principal de la corriente, con el fin de que el agua quede sometida a una infiltración natural esto depende de las características topográficas del tramo escogido, de los materiales del cauce y de la calidad del agua de la corriente. Se considera que en el recorrido del agua a través de la capa filtrante, se logrará que se clarifique y se elimine de la contaminación bacteriana.

El agua captada por medio de la galería filtrante será conducida a un cárcamo donde se inicia la obra de conducción por gravedad.

Esta obra de captación estará conformada por una tubería perforada en su parte superior, instalada en el fondo de una zanja o tajo de sección trapecial,

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

según recomendaciones del manual de diseño de agua potable de la CNA, con la pendiente adecuada, en donde para evitar que a través de las perforaciones entre arena o tierra del relleno de la zanja y para lograr filtrar el agua al mismo tiempo, se coloca sobre el tubo como material de relleno, grava generalmente en tres capas o espesores que varían de 40 a 70 cm según la profundidad del tajo. Esta zona filtrante estará constituida por material pétreo lavado con una granulometría adecuada a la del terreno natural del acuífero. La ultima capa estará formada por material producto de la excavación. En ningún caso el diámetro del conducto será menor de 25 cm y la zanja de preferencia de sección trapecial. La profundidad máxima de estas obras no debe exceder de 6.0 m.

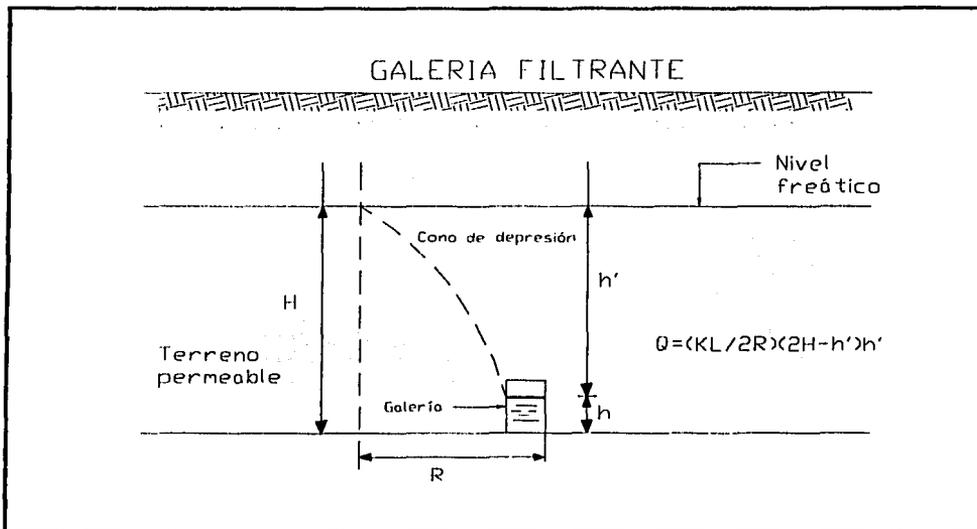


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las formulas teóricas que se han desarrollado para el cálculo de los gastos que se pueden captar por medio de una galerías filtrante están basadas fundamentalmente en la "Ley de filtración de Darcy". La capacidad de la galería filtrante se puede determinar teóricamente con la expresión matemática siguiente:

$$Q = \frac{KL}{2R} (2H - h')h'$$

donde: Q = Gasto en m³/s.
 K = Coeficiente de permeabilidad que depende de la finura y porosidad del material, en m/s.
 R = Radio del circulo de influencia, en m.
 H = Carga estática o distancia vertical del nivel estático al estrato impermeable, en m.
 L = Longitud de la galería en m.
 h' = Abatimiento observado.



Generalmente en lugar de un fondo horizontal se tiene cierta pendiente S . En este caso puede calcularse previamente el gasto que escurre por el manto acuífero antes de la construcción de la galería, con la ecuación.

$$Q = KSHL$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La posición de la galería en el arroyo puede ser transversal a la corriente o paralela a ella dentro o fuera del cauce, de acuerdo con la distribución y la circulación del agua freática o subálvea, que se determinarán por la revisión de los pozos de observación.

Las perforaciones de los conductos deben ser en forma de ranuras en vez de círculos por presentar mas dificultad a la obturación.

Teniendo como dato el gasto máximo diario de proyecto, se elige un diámetro en los catálogos de tubería de acero o P.V.C., para obtener un área de infiltración requerida resultando de dividir el gasto entre la velocidad de entrada del agua a través de las ranuras la cual es del orden de 5 a 10 cm/s. 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 catalogo.

Cantidad de perforaciones o ranuras del colector

Actualmente se recomienda usar tubos de acero o de PVC ranurados tipo cedazo y las dimensiones de la galería deben ser tales que permitan realizar visitas de inspección para realizar acciones de desazolve y mantenimiento.

Para una tubería de P.V.C y un diámetro de 10" recomendado por el Manual de diseño de agua potable de la C.N.A. La Velocidad de penetración tal que evite la entrada de partículas finas es del orden de 5 a 10 cm/s.

Proponiendo una longitud inicial de 6.0 m para la galería tenemos:

$$Q = (0.00783 \text{ m}^3/\text{s})/6 = 0.00131 \text{ m}^3/\text{s por metro lineal}$$

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

Coefficiente de contracción por concepto de entrada por orificios $C_c = 0.55$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Área total de ranuras o perforaciones del tubo recolector.

$$A_T = \frac{Q}{V * C_c} \quad \text{sustituyendo: } A_T = \frac{0.00131}{0.10 * 0.55} = 0.0237 m^2$$

Con perforaciones de 3/4" se tiene un área de $A = 2.85 \text{ cm}^2$ por orificio y como el $A_T = 237 \text{ cm}^2$ por metro lineal, entonces tenemos $237/2.85 = 84$ perforaciones.

Considerando que el área de penetración de un tubo de 25 cm por metro lineal es de $\pi D (100 \text{ cm}) = \pi \times 25 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 7853.9 \text{ cm}^2$ por metro lineal, y como solo se harán perforaciones en medio diámetro, el de la parte superior para que la parte inferior sirva para transportar el agua captada hacia la caja, entonces tenemos que el área de penetración será:

$$A_{Penet} = \frac{7853.9 \text{ cm}^2}{2} = 3,926.95 \text{ cm}^2/ml$$

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

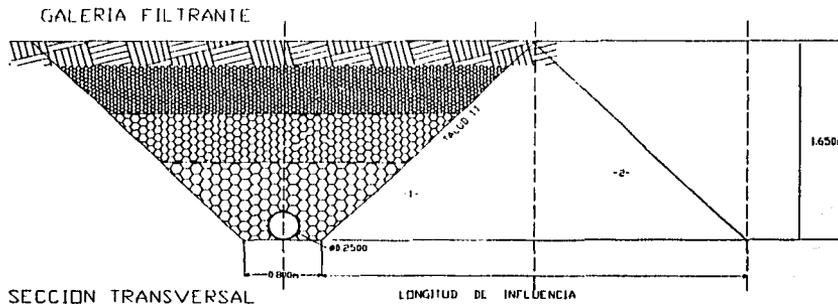
$$A_{ranurar} = \frac{\text{Area total de ranuras}}{\text{Area de penetracion}} = \frac{237 \text{ cm}^2}{3,926.95 \text{ cm}^2} = 0.06035$$

Con esto nos damos cuenta que el porcentaje de perforaciones es mínimo y sin ningún problema se pueden llevar a cabo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Cálculo de la capacidad de la Galería Filtrante

Con el tirante total de la galería que es de 1.65 m. y una pendiente de 45° por el talud de 1:1, calculamos su área respectiva incluyendo la longitud de influencia de ambos lados, la base será de 0.80 m.



$$\text{ÁREA -1-} = 2.05 \text{ m} \times 1.65 \text{ m} = 3.383 \text{ m}^2.$$

$$\text{ÁREA -2-} = 1.65 \text{ m} \times 1.65 \text{ m} = 2.723 \text{ m}^2.$$

$$\text{Atotal} = \{ (A-1-) + (A-2-) \} \times 2 = 12.211 \text{ m}^2.$$

Sustituyendo en la siguiente expresión:

$$Q = K I A$$

donde $K = 0.0025 \text{ m/s}$ (para la zona según la tabla siguiente de valores de permeabilidad del libro "Captación y almacenamiento del agua potable" de Purshel W. pag 45) y el gradiente hidráulico por la pendiente de 45° será de $I = 1.0$

Tipo de suelo	Diámetro de los granos (mm)	Permeabilidad K (m/s)
Arena muy fina		0.0001
Arena fina con escasa proporción de barro		0.0008
Arena fina con barro		0.001-0.003
Arena de río	1-3	0.0025
	1-8	0.0088
Gravilla fina	20-40	0.03
Gravilla media	40-70	0.035

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la siguiente tabla se muestran los resultados para el cálculo de la galería filtrante:

Ymin	A -1-	A -2-	At	K	I	Q
1.65 m	3.218 m ²	2.723 m ²	12.211 m ²	0.0025 m/s	1.0	0.0305 m ³ /s

Como el gasto obtenido tendrá variaciones a través del tiempo, se recomienda hacer en campo mediciones periódicas con la finalidad de profundizar o alargar la galería a fin de contar con el caudal necesario.

Cálculo de la capacidad del Tanque de Captación

La capacidad del tanque puede determinarse con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{\text{Capacidad del Tanque}}{\text{tiempo de llenado}}; \text{ en donde se conoce el gasto y el tiempo,}$$

por lo tanto, despejamos la C_{tanque} y tenemos:

$$C_{\text{tanque}} = \text{Gasto máximo diario} * \text{ tiempo de llenado del tanque}$$

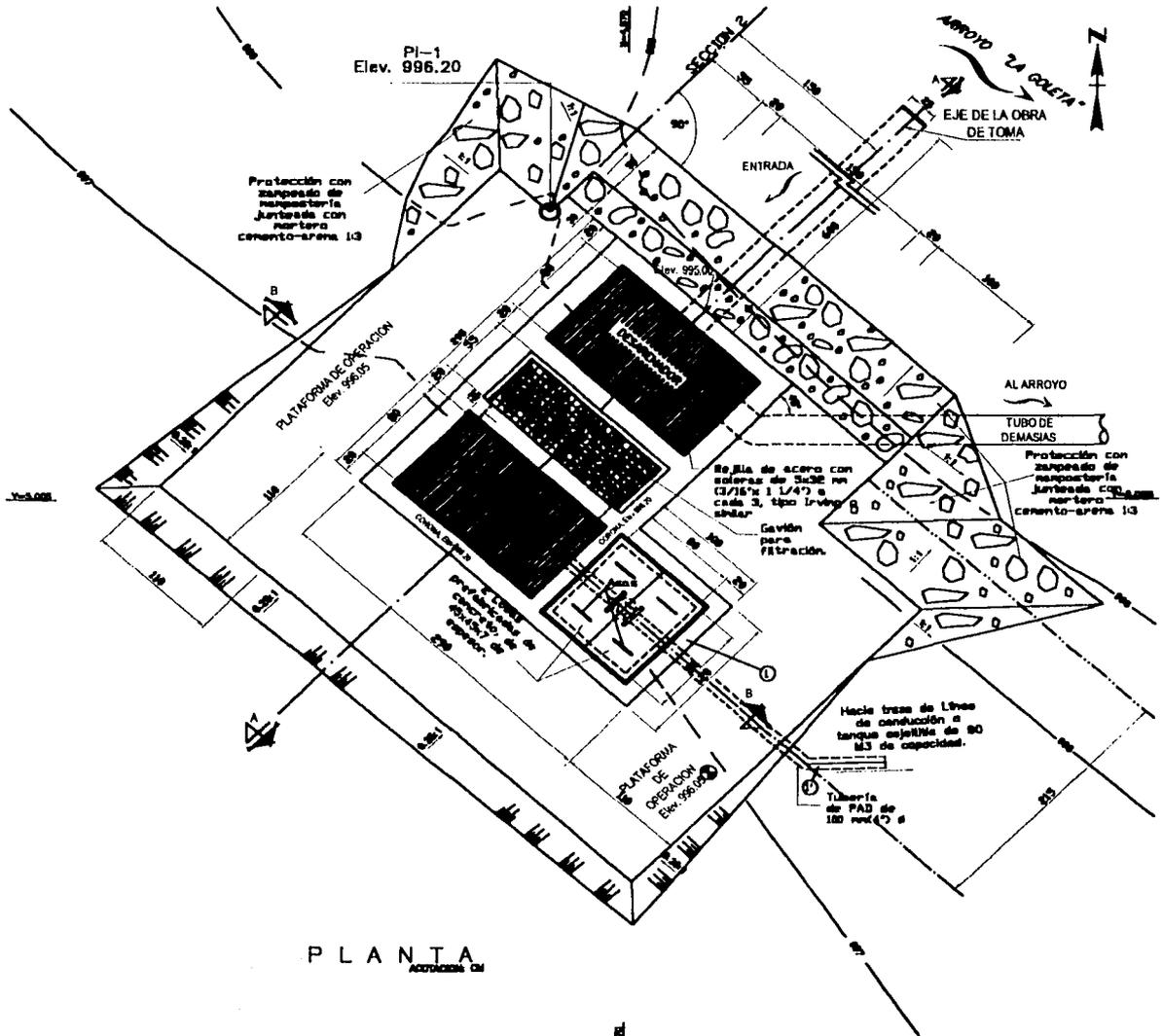
Donde t es el tiempo propuesto considerado para vaciado o recuperación del tanque de captación = 15 min.

$$\text{Entonces } C_{\text{tanque}} = 0.00783 \text{ m}^3 / \text{s} \times \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}} \times 15 \text{ min} = 7.047 \text{ m}^3$$

De esta manera proponemos una estructura que capte ese volumen requerido de agua, ya que se trata de una fuente potencialmente generosa, trabajará siempre llena y las dimensiones recomendadas no son de grandes proporciones.

Por lo tanto con una estructura de 2.50 m por 1.50 m de base y con una altura de 2.60 m se logra asegurar el volumen necesario sin dificultad con una capacidad aproximada de 10 m³. La caja colectora estará estructurada con losas

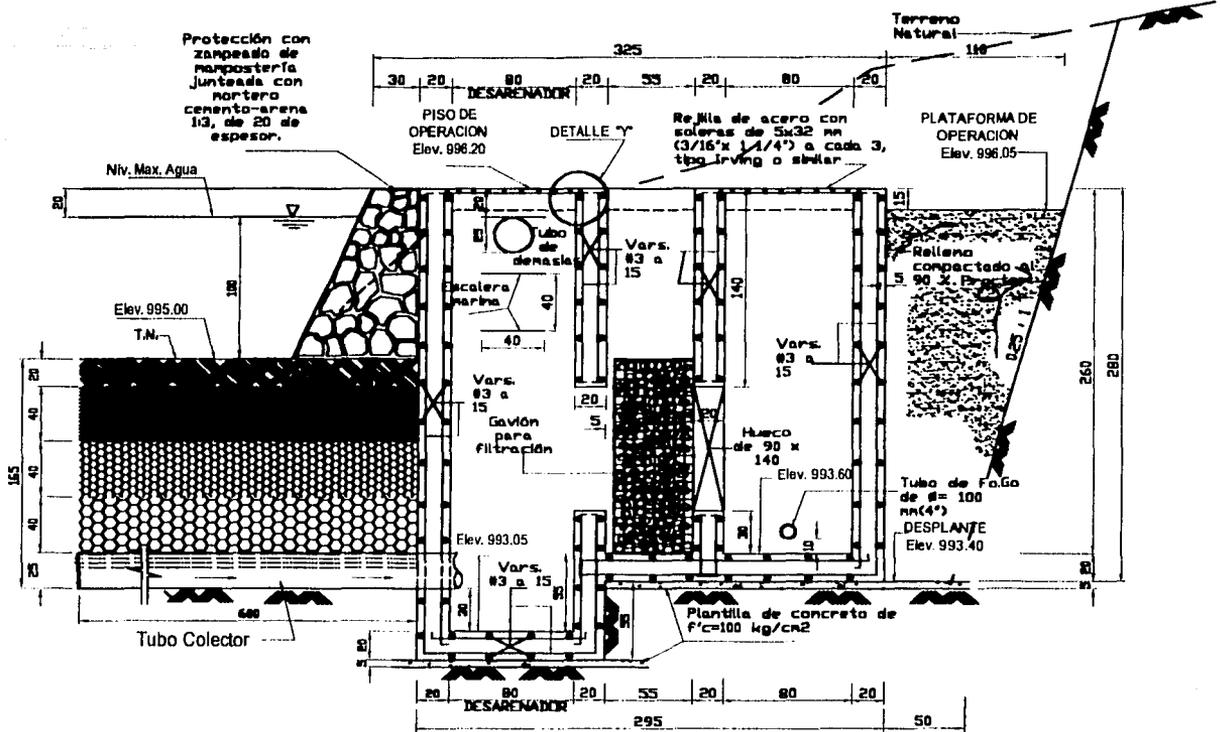
de fondo, rejillas de acero para ventilación y muros de concreto armado. Estos detalles se muestran a continuación en el plano general siguiente:



PLANTA
ACTUACION DE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO		
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES		
CAMPUS ACATLAN		
SEMPARD-TALLER EXTRAESCOLAR SISTEMA DE AGUA POTABLE, "DOLANITLA", MUNICIPIO DE BULTEPEC, ESTADO DE MEXICO.		
OBRA DE CAPTACION		
ALIBRO	PLANO GENERAL	ARQUITO DE TITULO
DEL DISEÑO DEL DISEÑO		DEL TITULO DEL DISEÑO
SEPTIEMBRE 2003	PLANO 1 DE 3	CASE: OP-01

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



CORTE A - A
ACOTACION: CM

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ACATLAN		
SEMINARIO-TALLER EXTRACURRICULAR SISTEMA DE AGUA POTABLE, "COJALTLILA", MUNICIPIO DE BULTEPEC, ESTADO DE MEXICO. OBRA DE CAPTACION		
ALUMNO	CORTE A - A	ASESOR DE TESIS
RAUL GARCIA BARRA		ING. HERIBERTO ARCOZ BERRIO
NOVIEMBRE 2003	PLANO 2 DE 3	CLAVE: CAP-02

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.5.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

La caja captadora consta de tres compartimientos, el primero de ellos funcionará como desarenador donde llegará el agua de la galería filtrante, ahí mismo se instalará un tubo de demasías de PVC que desalojará el agua que rebase el límite del tanque, esta agua pasa al segundo compartimiento donde se encuentra un filtro de 50 cm de ancho por 140 de base y 140 de altura, mismo que incrementará la calidad del agua, en el tercer compartimiento se almacenará y conducirá y al tubo de salida de 4" de diámetro donde contará con un registro para colocar la válvula de seccionamiento roscada tipo compuerta de fierro galvanizado que regulará el paso del agua a la línea de conducción. A continuación se muestran algunos detalles importantes para la construcción de la caja de captación. Un buen mantenimiento alargará la duración de la obra, por ello se recomienda limpiar la caja captadora, principalmente el desarenador cuando menos una vez al año, utilizando una bomba manual.

Para el filtro interior de la caja captadora se utilizará un gavión con las siguientes características:

1.- Se rellenará el gavión con boleos y gravas de diámetros que varían entre 2" y 4". La malla que formará el gavión será de polipropileno tipo Triton o similar con abertura de 2" x 2".

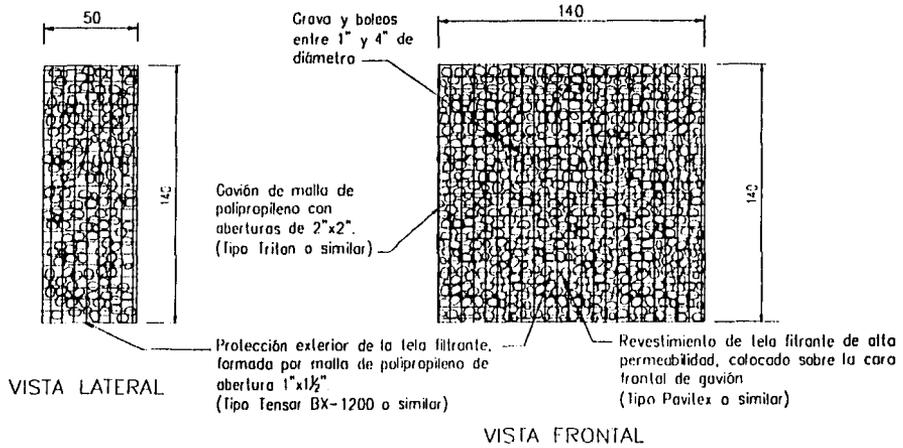
2.- Se revestirá la cara frontal del gavión con una capa de tela filtrante de alta permeabilidad, tipo Pavitex o similar.

3.- Finalmente se recubrirá todo el gavión con una malla adicional de polipropileno con abertura de 1" x 1.5", para protección de la tela filtrante y rigidizante del gavión. (La malla será del tipo Tensor BX-1200 o similar).

Las dimensiones del gavión y otros detalles del plano general de la obra de captación se presentan a continuación en la siguiente página.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

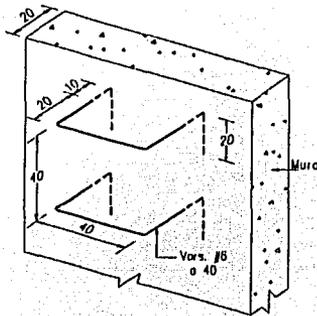
DIMENSIONES DEL GAVIÓN



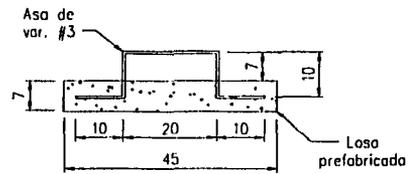
GAVION

DETALLE DE ESCALERA MARINA Y LOSAS DE 45X45X7

ACOTACION: cm



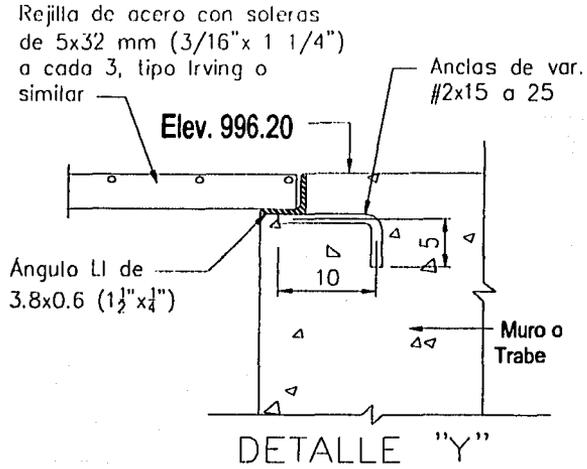
DETALLE DE ESCALERA



DETALLE DE ASA

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

DETALLE "Y" . En esta parte se muestra la forma en que se colocarán las rejillas de acero tipo solera sobre las ángulos LI de 3.8x0.6 (1 1/2" x 1/4").



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PRESUPUESTO DE OBRA

A continuación se presenta el catálogo de conceptos, unidades de medición, precios unitarios y el total de la obra de captación propuesta.

CONCEPTOS DE OBRA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO CON NUMERO	IMPORTE EN PESOS
DESCRIPCION				
CAJA DE CAPTACIÓN				
1. PRELIMINARES				
Limpieza y trazo y nivelación para desplante de estructuras.	100	M2	\$ 3.72	\$ 372.00
2. TERRACERIAS				
Excavación a mano para desplante de estructuras en material "B" en agua con afloje y extracción del material, amacice o limpieza de plantilla y taludes, remoción afines, carga a camión o a un lado de la zanja, incluye acarreo a 10 mts del eje de la misma y conservación de la excavación. Excavación a mano para desplante de estructuras tipo "B" zona "B" de 0.0 a 2.0 mts de profundidad, en agua (no incluye bombeo).	45	M3	\$ 89.97	\$ 4,048.65
3. RELLENOS				
Rellenos de excavación para estructuras y/o alcanzar niveles de proyecto, en capas de 20 cm de espesor compactado con equipo manual al 90 % de la prueba proctor. previa la incorporación de agua necesaria, medido compactado, incluye acarreo libre a 20 mts. con tepetate.	35	M3	\$ 40.65	\$ 1,422.75
Bombeo de achique con bomba de 50.8 mm (2") diámetro y 5 H.P.	20	HORA	\$ 39.86	\$ 797.20
4. ALBAÑILERÍA				
Zampeado con piedra de pepena, incluye obtención, selección, acarreo primer kilometro obtención, cribado de arena, descarga, acarreo,almacenamiento del cemento, mortero, elaboración, mampostería y terminado del muro. Zampeado con piedra juntada con mortero cemento-arena 1:3	3.00	M3	\$ 152.42	\$ 457.26
Fabricación y colado de concreto simple, vibrado curado con membrana, incluye: obtención de arenas, gravas, cribado, acarreo primer km, descarga,				

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

almacenamiento del cemento, fabricación del concreto, acarreo y colocación. Fabricación y colado de concreto simple $f_c=100$ kg/cm ² con agregado de 19 mm (3/4") diam. en plantilla vibrado y curado.	1.00	M3	\$ 772.88	\$ 772.88
Fabricación y colado de concreto simple en losas $f_c=250$ kg/cm ² con agregado de 19 mm (3/4") diametro vibrado y curado.	9.00	M3	\$ 966.24	\$ 8,696.16
Cimbra de madera para acabados no aparentes en cimentaciones , incluye: fletes, maniobras locales del material, fabricación, cimbrado, descimbrado y terminado del área colada.	10.00	M2	\$ 84.28	\$ 842.80
Cimbra de madera para acabados no aparentes en losas, con alturas de obra falsa hasta 3.60 mts, incluye: fletes maniobras locales, del material, fabricación, descimbrado y terminación del área colada.	13.00	M2	\$ 107.17	\$ 1,393.21
Cimbra de madera para acabados no aparentes en muros hasta 3.00 mts de altura, incluye: fletes maniobras locales, del material , fabricación, descimbrado y terminación del área colada.	57.00	M2	\$ 114.39	\$ 6,520.23
Impermeabilizaciones y colocación de tubo PVC con todos los materiales y mano de obra.	200	KG	\$ 16.50	\$ 3,300.00
Fierro de refuerzo en estructuras, incluye: suministro en bodega de la compañía, desperdicios, alambre de amarre, habilitación y colocación. Suministro y colocación de fierro de refuerzo (F'Y= 2520 kg/cm ²).	10.00	KG	\$ 9.03	\$ 90.30
Suministro y colocación de fierro de refuerzo (F'Y= 4200 kg/cm ²).	785.00	KG	\$ 7.37	\$ 5,785.45
Suministro e instalación de escalera marina con 2" soleras de 2" x 1/4" y escalones de 3/4" a 40 cm	15.00	ML	\$ 380.05	\$ 5,700.75
5. SUMINISTRO E INSTALACIÓN				
Fabricación de estructura de acero estructural A-36 formada con perfiles ligeros (hasta 12 Kg/mts)(rejilla de acero con soleras de 5x32mm (3/16"x1 1/4") a cada 3 cm, tipo irving o similar.y angulo L1 de 3.8 x0.60 (1 1/2" x 1/4")	136.00	KG	\$ 14.39	\$ 1,957.04
Gavión formado con bolcos y grava de diámetros de 2" a 4" formado con malla de polipropileno tipo triton con aberturas de 2"x2", revestida la cara frontal con una capa de tela filtrante de alta permeabilidad tipo pavitex o similar, recubierto con malla de polipropileno con aberturas de 1"x1.5" tipo tensor BX-1200.	1.00	PIEZA	\$ 1,780.65	\$ 1,780.65

Losas prefabricadas de concreto F'c= 250 Kg/cm2 y reforzadas con varillas del No 3 a cada 15 cm. Con dimensiones de 45x45x7cm	2.00	PIEZA	\$ 565.00	\$ 1,130.00
6. ACARREOS Y FLETES				
Acarreos primer kilómetro de materiales pétreos arena, grava, piedra, cascajo, etc, en camión de volco incluyendo carga a mano y descarga a volco, medido suelto de 7 M3. Acarreos primer kilómetro de materiales pétreos en camino plano brecha, lomerío suave terracería, lomerío pronunciado revestido, montañoso pavimentado.	10.00	M3	\$ 48.57	\$ 485.70
7. Instalación de válvula de seccionamiento tipo compuerta de 4"	1	PIEZA	\$ 46.50	\$ 46.50
8. Colocación de malla ciclonica H=2.20 mts.	40	M	\$ 19.75	\$ 790.00
			SUMA	\$ 46,389.53
			TOTAL	\$ 46,389.53

PARA LA ELABORACIÓN DEL PRESENTE PRESUPUESTO SE EMPLEARON PRECIOS BASE CAEM DEL 2003.

CAPÍTULO CUARTO

4. DISEÑO DE UNA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

4.1. ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE UNA LINEA DE CONDUCCIÓN

Se denomina "línea de conducción" a la parte del sistema constituida por el conjunto de tuberías, válvulas y piezas especiales, destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento hasta un sitio, que comúnmente es el tanque de regularización.

El agua se transporta desde la fuente de abastecimiento a la comunidad en conductos abiertos o cerrados, suministrándose la energía necesaria por gravedad. Para el proyecto de líneas de conducción, se deben tomar en cuenta los siguientes factores.

1. Topografía: El tipo y clase de tubería por usar en una conducción depende de las características topográficas de la línea.

2. Afectaciones: Para el trazo de la línea se deben tomar en cuenta los problemas resultantes por la afectación de terrenos ejidales y particulares.

3. Clase de terreno por excavar (Geotecnia): En general, las tuberías de conducción deben quedar enterradas, principalmente las de asbesto cemento, PVC y polietileno.

4. Cruzamientos: Durante el trazo topográfico se deben localizar los sitios más adecuados para el cruce de caminos, vías férreas, ríos, etc.

5. Calidad del agua por conducir: Es indispensable saber si el agua es turbia, incrustante, corrosiva, o si tienen hierro y manganeso, dado que se puede afectar notablemente la capacidad de los conductos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6. Gasto por conducir: Para gastos pequeños, con diámetros de 150 mm y menores, son recomendables las tuberías de policloruro de vinilo (PVC) y polietileno; para diámetros mayores hasta de 500 mm y carga de operación menor a 14.0 kg/cm², son recomendables las de fibro-cemento Para diámetros de 610 mm y mayores, se debe hacer un estudio económico mas cuidadoso.

7. Costos de suministro e instalación de tuberías: Se tomarán en cuenta los costos de suministro para los casos de adquisición por parte de los Gobiernos Federal, Estatales y por contratistas.

8. Normas de calidad y comportamiento de tuberías: Es indispensable conocer las especificaciones de fabricación de las tuberías disponibles en el mercado.

De acuerdo con la posición relativa de la fuente y el centro de distribución, la conducción puede hacerse aprovechando la acción de la gravedad o por medio de bombas.

4.1.1. GENERALIDADES

Para el cálculo hidráulico de una línea de conducción siempre es necesario tomar en cuenta los siguientes parámetros que marca la C.N.A.:

Velocidades

La velocidad en un conducto cerrado es de vital importancia, ya que en un momento dado nos puede acarrear serios problemas en la operación del sistema, por consiguiente se tiene una velocidad máxima y mínima permisible, siendo estas:

MÁXIMA = 5 m/seg.

VELOCIDAD PERMISIBLE

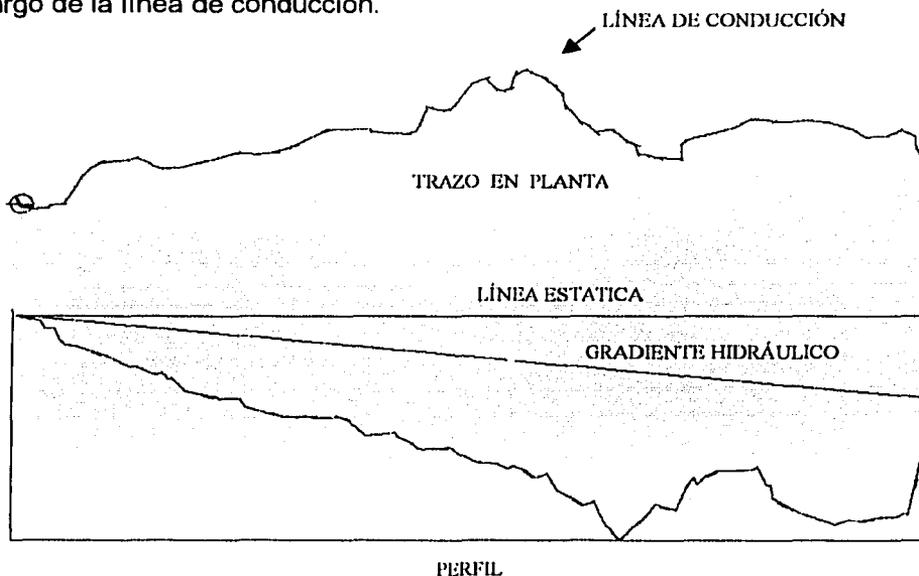
MÍNIMA = 0.3 m/seg.

Velocidad máxima: En condiciones normales no es conveniente rebasar de los 5.0 m/seg., ya que la tubería podría "EROSIONARSE", teniéndose finalmente fugas de agua en la misma.

Velocidad mínima: No es conveniente que el escurrimiento del agua sobre la tubería sea menor de 0.3 m/seg., ya que la idea es evitar el "ASENTAMIENTO" de partículas sólidas que arrastra el agua y con esto evitamos taponamiento en las tuberías.

Gradiente hidráulico

El "Gradiente Hidráulico" es la representación de la presión hidrostática (presión interna) en la tubería, y a su vez es el reflejo de las pérdidas de fricción a lo largo de la línea de conducción.



La fórmula de Manning determina las pérdidas por fricción a lo largo de la línea de conducción, siendo su expresión:

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

donde:

h_f = Pérdida de energía por fricción, en m.

n = Coeficiente de rugosidad.

L = Longitud total en m.

Q = Gasto en m^3/s

D = Diámetro comercial en m.

Tuberías

La línea de conducción se define como un conjunto formado por el tubo y su sistema de accesorios. En la actualidad los tubos más utilizados son fabricados a base de fibras de asbesto cemento, acero, concreto reforzado y plástico (polietileno y PVC).

Tuberías de Asbesto - Cemento

Los diámetros que hay en el mercado son los que a continuación se enlistan:

MILÍMETROS	PULGADAS
60	2 ½
75	3
100	4
150	6
200	8
250	10
300	12
350	14
400	16
450	18
500	20
600	24
750	30
900	36
1220	48

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El coeficiente de rugosidad "n" del asbesto-cemento, se puede emplear:

$$n = 0.010$$

Tuberías de P.V.C.

Estas tuberías de plástico son procesadas a base de policloruro de vinilo, tienen un largo estándar (longitud útil) de 6 m y regularmente para agua potable se usan las que tienen "campana integral", permitiendo con esto que la unión entre ellas sea "espiga campana", llevando interiormente un anillo de hule.

Las tuberías de P.V.C. únicamente se fabrican con diámetros y clases como se indica a continuación:

DIÁMETRO	CLASE	
150 mm 6"	RD 41.0	7.1 Kg/cm ²
	RD 32.5	9.0 Kg/cm ²
	RD 26.0	11.2 Kg/cm ²
100 mm 4"	RD 64.0	4.5 Kg/cm ²
	RD 41.0	7.1 Kg/cm ²
	RD 26.0	11.2 Kg/cm ²
75 mm 3"	RD 64.0	4.5 Kg/cm ²
	RD 41.0	7.1 Kg/cm ²
	RD 26.0	11.2 Kg/cm ²
60 mm 2 ½"	RD 41.0	7.1 Kg/cm ²
	RD 32.5	9.0 Kg/cm ²
	RD 26.0	11.2 Kg/cm ²

También se fabrica en diámetros de 2", 1 ½" y 1", pero son utilizados para instalaciones industriales.

El coeficiente de rugosidad "n" del P.V.C. es:

$$n = 0.009$$

Tuberías de Acero

Únicamente se usan en "casos especiales" como cruzamientos de ríos, canales, vías de ferrocarriles, carreteras, etc., los cuales presentan tramos pequeños.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los coeficientes de rugosidad son:

$n = 0.011$ para acero con protección epoxy.

$n = 0.014$ sin revestimiento interior.

Tuberías de polietileno de Alta Densidad

La tubería y conexiones son fabricadas con resina de polietileno de alta densidad y alto peso molecular, el cual ofrece gran resistencia hidrostática, física, mecánica y propiedades de flexibilidad, así mismo permite su fusionabilidad a base de calor controlado. Las ventajas que ofrece este material son: ligereza, flexibilidad, unión por termofusión, resistencia a la abrasión, resistencia a la intemperie, compatibilidad con otros sistemas, conexiones y accesorios, durabilidad, resistencia al impacto y bajo coeficiente de fricción.

Los diámetros que hay en el mercado son los que a continuación se enlistan:

MILÍMETROS	PULGADAS
13	½
19	¾
25	1
32	1 ¼
38	1 ½
50	2
60	2 ½
75	3
100	4
150	6
200	8
250	10
300	12
350	14
400	16
450	18
500	20

550	22
600	24
650	26
700	28
750	30
800	31 ½
810	32
850	34
900	36

El coeficiente de rugosidad es: $n = 0.009$

"Para el presente proyecto se utilizará Tubería de Polietileno de Alta Densidad, para la Línea de Conducción, debido a su ventajas que presenta y considerando como factor importante que es una comunidad rural, que difícilmente tendrá un mantenimiento continuo."

Por supuesto que "NO" solamente se tienen tuberías a base de materiales Asbesto-cemento, P .V .C., Acero, y Polietileno de Alta Densidad, sino otras como: Fierro Galvanizado (fo. Go.), Cobre y Concreto Armado.

Simbología de tuberías

En la práctica profesional el manejo de tuberías se hace a través "SIGNOS CONVENCIONALES", los cuales se indican en la siguiente lista:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tubería de:

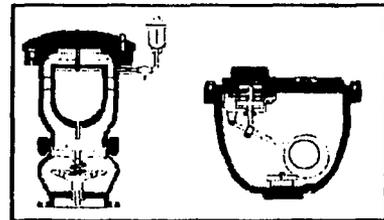
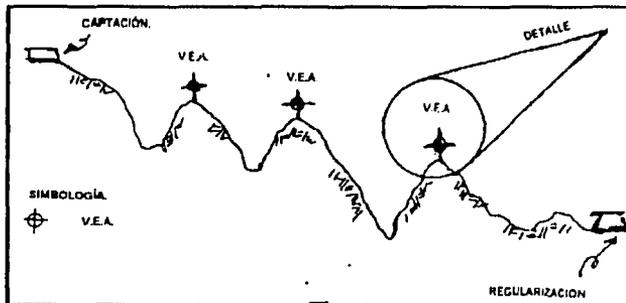
Simbología

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

4.1.2. VÁLVULAS

Válvulas de expulsión de aire

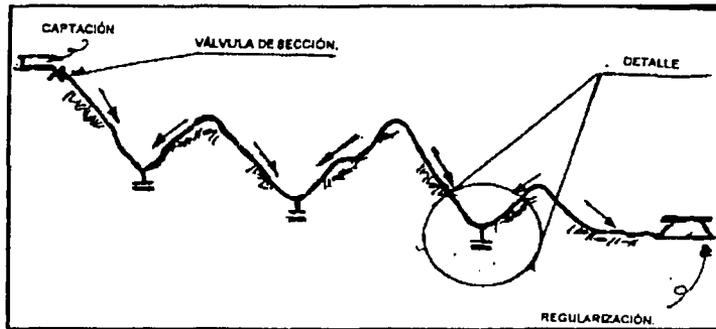
Las V.E.A. son componentes esenciales para el buen funcionamiento de las Líneas de Conducción, estas válvulas son "dispositivos" hidromecánicos, los cuales expulsan todo el "aire" en forma automática a medida que éste se acumula en los puntos altos de la tubería.



En el caso cuando la topografía es "sensiblemente plana", las V.E.A., se localizarán a distancias no mayores de 2.5 Km.

Desagües

Así mismo en todos los puntos bajos de la línea de conducción, se colocarán DESAGÜES, siendo el diámetro de estos "1/3 del diámetro de la tubería de conducción".



Ubicación de los desagües.

4.1.3. PIEZAS ESPECIALES

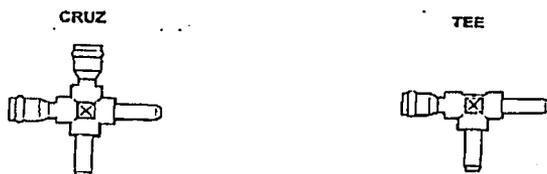
Piezas especiales de Fierro Fundido

Este tipo de piezas especiales se proponen cuando la conducción es a base de tuberías de asbesto-cemento, y presenta a lo largo de su desarrollo derivaciones, deflexiones e instalaciones de V.E.A. y desagües.

La característica principal de éstas piezas especiales es que son "bridadas" entendiéndose como brida a la terminación que tienen cada pieza especiales en sus extremos. Su abreviación literaria es Fo.Fo.

Piezas especiales de P.V.C.

Este tipo de piezas especiales se seleccionan cuando la conducción es base de tuberías de P.V.C. y presenta a lo largo de su desarrollo derivaciones, deflexiones e instalaciones de V.E.A. y desagües. La característica principal de estas piezas especiales es que uno de sus extremos es "ESPIGA" y el otro es "CAMPANA".



Piezas especiales de polietileno de Alta Densidad

Están disponibles en diámetros hasta de 6" en piezas comunes como tees, codos, coples, tapones y reducciones.

Signos convencionales de piezas especiales de fierro fundido.

Válvula de seccionamiento de f.f. con brida _____	
Cruz de f.f. con brida _____	
Te de f.f. con brida _____	
Codo de 90° de f.f. con brida _____	
Codo de 45° de f.f. con brida _____	
Codo de 22°30' de f.f. con brida _____	
Reducción de f.f. con brida _____	
Carrete de f.f. con brida (corta y larga) _____	
Extremidad de f.f. _____	
Tapa con cuerda _____	
Tapa cega de f.f. _____	
Junta Giratoria _____	φ

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Signos convencionales de piezas especiales de P.V.C.

CRUZ	_____	
TEE	_____	
EXTREMIDAD CAMPANA	_____	
EXTREMIDAD ESPIGA	_____	
REDUCCION CAMPANA	_____	
REDUCCION ESPIGA	_____	
TAPON CAMPANA	_____	
TAPON ESPIGA	_____	
CODO DE 90°	_____	
CODO DE 45°	_____	
CODO DE 22.5°	_____	
ADAPTADOR DE AC A P.V.C	_____	

Signos convencionales de piezas especiales de polietileno de alta densidad.

SILLETA DE SERVICIO U SOCKET	_____	
SILLETA DE RAMALEO U TOPE	_____	
TAPON U SOCKET	_____	
TAPON U TOPE	_____	
TEE U SOCKET	_____	
TEE U TOPE	_____	
COPLE U SOCKET	_____	
CODO 90° U SOCKET	_____	
CODO 90° U TOPE	_____	
CODO 45° U TOPE	_____	
REDUCCION U SOCKET	_____	
REDUCCION U TOPE	_____	
BRIDA U TOPE	_____	
BRIDA U SOCKET	_____	
CONTRA BRIDA METALICA	_____	

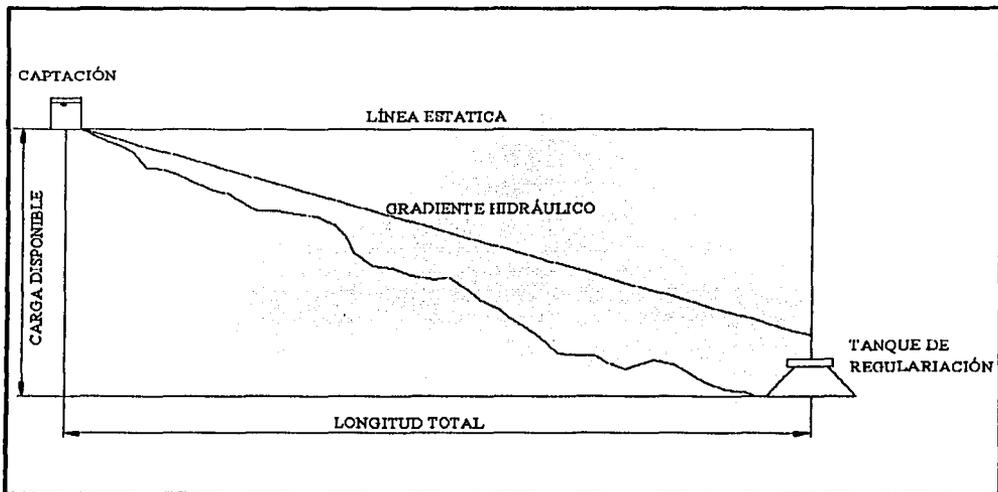
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.2. PLANEACIÓN Y DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN A GRAVEDAD

La planeación de una Línea de Conducción por Gravedad, básicamente se establece en función del tipo de terreno sobre el cuál se localizará la tubería. En general se presentan dos casos.

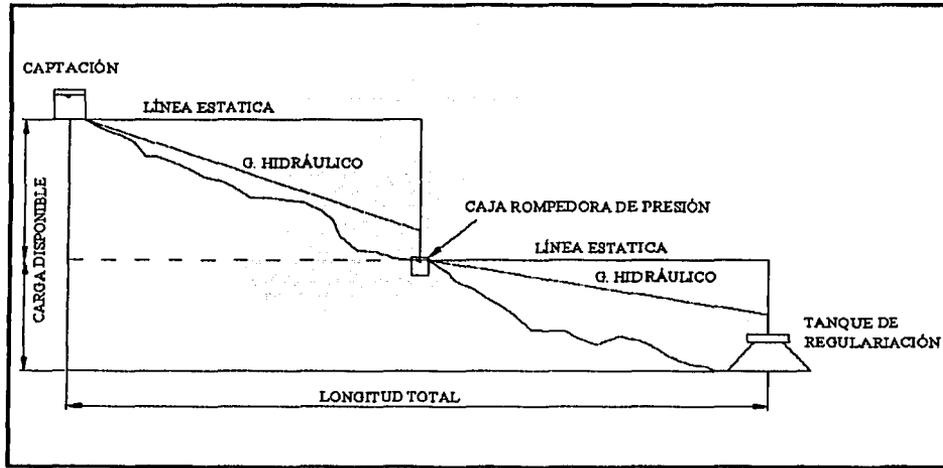
Caso N° 1 Terreno plano

Cuando el desnivel topográfico es muy pequeño entre la captación y el tanque de regularización (hasta 50 m), es decir, que se tiene un terreno sensiblemente plano, la solución será conducir directamente el agua desde la captación hasta el tanque de regularización, como se indica en la siguiente figura:



Caso N° 2 Terreno medio y accidentado

Cuando el desnivel topográfico entre la captación y el tanque de regularización sea considerable (del orden de 100 m. ó más), es decir, que se tenga un terreno medio o accidentado, se recomienda colocar sobre la línea de



4.2.1. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

El cálculo hidráulico de una línea de conducción por gravedad consiste en aprovechar “LA CARGA DISPONIBLE” para vencer las pérdidas de fricción (h_f). Para poder realizar el cálculo hidráulico primeramente deberemos contar con el “perfil” de la línea de conducción en el cual se trazará la “línea piezométrica” que corresponda al diámetro seleccionado, tratando que satisfaga la primera condición: LA CARGA DISPONIBLE = PERDIDAS POR FRICCIÓN

Datos para abastecer de agua a la comunidad de Cojaltitla, Municipio de Sultepec:

$$Q_{MD} = 7.83 \text{ Ips.}$$

$$L_T = 4803.40 \text{ m.}$$

$$\text{DESNIVEL TOTAL} = 994.5 - 909.00 = 85.50 \text{ m.}$$

4.2.2. ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Alternativa 1: Colocando la caja rompedora de presión a una distancia de 822.29m. de la captación.

Datos del primer tramo:

Desnivel topográfico = 38.56 m.

Longitud del tramo = 822.29 m.

Datos del segundo tramo:

Desnivel topográfico = 46.94 m.

Longitud del tramo = 3981.11 m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1. Obtención de la pendiente topográfica (STOP).

Primer tramo:

$$STOP = \frac{DESNI\VE\LL\ TOTAL}{LONGITUD\ TOTAL} = \frac{H}{L} = \frac{38.56}{822.29} = 0.047$$

Segundo tramo:

$$STOP = \frac{DESNI\VE\LL\ TOTAL}{LONGITUD\ TOTAL} = \frac{H}{L} = \frac{46.94}{3981.11} = 0.012$$

2. Obtención del diámetro teórico; despejando D en la ecuación IV.1

$$D_{teórico} = \left[\frac{10.3n^2 LQ^2}{h} \right]^{3/16}$$

donde:

n = coeficiente de rugosidad de P.A.D. = 0.009

L = Longitud total en m.

Q = Gasto en m³/s

h = Desnivel total en m.

Primer tramo:

$$D_{teórico} = \left[\frac{10.3 \times 0.009^2 \times 822.29 \times 0.00783^2}{38.56} \right]^{3/16} = 0.0762m.$$

Para evitar cargas hidráulicas negativas, tomaremos el Diámetro Comercial de 4".

Segundo tramo:

$$D_{teórico} = \left[\frac{10.3 \times 0.009^2 \times 3981.11 \times 0.00783^2}{46.94} \right]^{3/16} = 0.0987m \approx 4"$$

Por lo tanto tomaremos el Diámetro Comercial de 4"

3. Cálculo de las PERDIDAS REALES POR FRICCIÓN.

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

donde:

hf = pérdida de energía por fricción, en m.

n = coeficiente de rugosidad de P.A.D. = 0.009

L = Longitud total en m.

Q = Gasto en m³/s

D = Diámetro comercial en m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Primer tramo:

$$hf = \frac{10.3 \times 0.009^2 \times 822.29 \times 0.00783^2}{0.1^{16/3}} = 9.06m.$$

Segundo tramo:

$$hf = \frac{10.3 \times 0.009^2 \times 3981.11 \times 0.00783^2}{0.1^{16/3}} = 43.87m.$$

4. Carga Hidráulica al final de la línea de conducción.

$$Carga H. = h - hf$$

donde:

h = Desnivel total en m.

hf = Perdidas por fricción en m.

Primer tramo:

$$Carga H. = 38.56 - 9.06 = 29.5m.$$

Segundo tramo:

$$Carga H. = 46.94 - 43.87 = 3.07m.$$

5. Comprobación del cálculo, por VELOCIDAD.

$$Q = V.A \qquad \therefore V = \frac{Q}{A}$$

$$V_{qm} = \frac{Q}{A_{qm}} = \frac{0.00783}{0.008103} = 0.9663 \text{ m/seg} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

6. Cálculo del Golpe de Ariete y la Sobre Presión.

Para reducir la sobrepresión se colocará una válvula contra Golpe de Ariete, que absorberá el 80% del valor total y la tubería el 20% restante. El valor del golpe de ariete se determina con la siguiente expresión debida a Allievi:

$$h = \frac{145 \times V}{\sqrt{1 + \frac{Ea \times d}{Et \times e}}}$$

Donde:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

h = Sobre presión por golpe de ariete en m.

V = Velocidad (m/seg).

E_a = Módulo de elasticidad del agua = 20,670 Kg/cm²

E_t = Módulo de elasticidad de la tubería.

Para P.A.D. = 11,249.3 Kg/cm² (Dato del fabricante)

d = Diámetro de la tubería en cm.

e = Espesor de la tubería en cm.

145 = Factor de conversión.

Primer tramo:

Seleccionando una tubería de P.A.D. de la empresa EXTRUMEX, S.A. DE C.V., con un RD-21.0 \Rightarrow 5.6 Kg/cm² = 56 m.c.a., y con un e = 0.54 cm. (Datos del fabricante)

$$h = \frac{145 \times 1}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 10}{11249.3 \times 0.54}}} = 24.50 \text{ m.c.a.}$$

Sobre presión = Carga Hidráulica + Golpe de Ariete

Sobre presión = 29.5 + (24.50 x 0.20) = 34.40 m.c.a. O.K.

Segundo tramo:

Seleccionando una tubería de P.A.D. de la empresa EXTRUMEX, S.A. DE C.V., con un RD-41.0 \Rightarrow 2.8 Kg/cm² = 28 m.c.a., y con un e = 0.28 cm. (Datos del fabricante).

$$h = \frac{145 \times 1}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 10}{11249.3 \times 0.28}}} = 17.70 \text{ m.c.a.}$$

Sobre presión = Carga Hidráulica + Golpe de Ariete

Sobre presión = 3.07 + (17.70 x 0.20) = 6.61 m.c.a. O.K.

7. Obtención del Diámetro de las V.E.A.

Después de haber hecho el cálculo hidráulico de la tubería, se procede a seleccionar el diámetro de las válvulas de expulsión de aire; considerando que las

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

presiones de trabajo de las válvulas para este proyecto, oscilan entre los 20 y 140 lb/pulg².

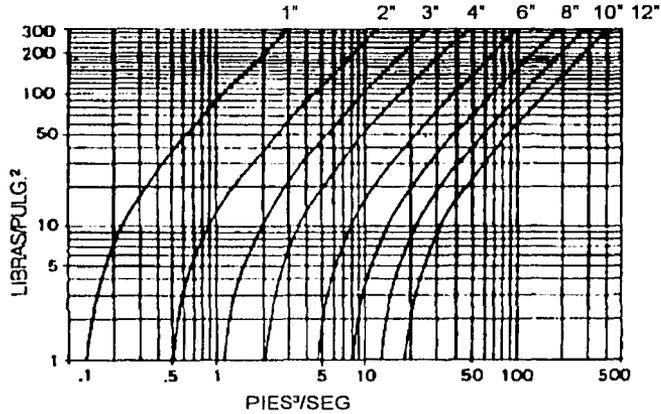
Datos:

$$Q = 7.83 \text{ l.p.s.}$$

Factor de Transformación; $0.0353 \text{ pies}^3/\text{seg.} = 1 \text{ lps.}$

$$Q = 0.28 \text{ pie}^3/\text{seg.}$$

Con este valor entramos al NOMOGRAMA que nos proporciona el fabricante de las V.E.A.



Diámetro de V.E.A. = 1"

8. Determinación del Diámetro de los DESAGÜES.

Siendo el diámetro de estos "1/3 del diámetro de la tubería de conducción".

$$\text{Para diámetro de tubería de } 4'' \theta = \frac{4}{3} = 1.33'' = 1\frac{1}{2}''$$

NOTA: Se colocarán 2 válvulas aisladoras tipo compuerta de 4" de diámetro, una a la salida de la obra de captación y otra a la salida de la C.R.P.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Alternativa 2: Colocando la caja rompedora de presión a una distancia de 2003.37m. de la captación.

Datos del primer tramo:

Desnivel topográfico = 72.97 m.

Longitud del tramo = 2003.37 m.

Datos del segundo tramo:

Desnivel topográfico = 12.53 m.

Longitud del tramo = 2800.03 m.

1. Obtención de la pendiente topográfica (STOP).

Primer tramo:

$$STOP = \frac{DESNIVEL\ TOTAL}{LONGITUD\ TOTAL} = \frac{H}{L} = \frac{72.97}{2003.37} = 0.036$$

Segundo tramo:

$$STOP = \frac{DESNIVEL\ TOTAL}{LONGITUD\ TOTAL} = \frac{H}{L} = \frac{12.53}{2800.03} = 0.0045$$

2. Obtención del diámetro teórico.

$$D_{teórico} = \left[\frac{10.3n^2 LQ^2}{h} \right]^{3/16}$$

donde:

n = coeficiente de rugosidad de P.A.D. = 0.009

L = Longitud total en m.

Q = Gasto en m³/s

h = Densivel total en m.

Primer tramo:

$$D_{teórico} = \left[\frac{10.3 \times 0.009^2 \times 2003.37 \times 0.00783^2}{72.97} \right]^{3/16} = 0.0799m.$$

Para evitar cargas hidráulicas negativas, tomaremos el Diámetro Comercial de 4"

Segundo tramo:

$$D_{teórico} = \left[\frac{10.3 \times 0.009^2 \times 2800.03 \times 0.00783^2}{12.53} \right]^{3/16} = 0.118m \approx 6"$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Por lo tanto tomaremos el Diámetro Comercial de 6"

3. Cálculo de las Perdidas Reales de Fricción.

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

donde:

n = coeficiente de rugosidad de P.A.D. = 0.009

L = Longitud total en m.

Q = Gasto en m³/s

D = Diámetro comercial en m.

Primer tramo:

$$hf = \frac{10.3 \times 0.009^2 \times 2003.37 \times 0.00783^2}{0.1^{16/3}} = 22.08m.$$

Segundo tramo:

$$hf = \frac{10.3 \times 0.009^2 \times 2800.03 \times 0.00783^2}{0.15^{16/3}} = 3.55m.$$

4. Carga Hidráulica al final de la línea de conducción.

$$Carga H. = h - hf$$

donde:

h = Desnivel total en m.

hf = Perdidas por fricción en m.

Primer tramo:

$$Carga H. = 72.97 - 22.08 = 50.89m.$$

Segundo tramo:

$$Carga H. = 12.53 - 3.55 = 8.98m.$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5. Comprobación del cálculo, por VELOCIDAD.

$$Q = V.A \qquad \therefore V = \frac{Q}{A}$$

$$V_{4''} = \frac{Q}{A_{4''}} = \frac{0.00783}{0.008103} = 0.9663 \text{ m/seg} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$V_{6''} = \frac{Q}{A_{6''}} = \frac{0.00783}{0.001823} = 0.429 \text{ m/seg} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

6. Cálculo del Golpe de Ariete y la Sobre Presión.

$$h = \frac{145 \times V}{\sqrt{1 + \frac{Ea \times d}{Et \times e}}}$$

Donde:

h = Sobre presión por golpe de ariete en metros (m.c.a.).

V = Velocidad (m/seg).

Ea = Módulo de elasticidad del agua = 20,670 Kg/cm²

Et = Módulo de elasticidad de la tubería.

Para P.A.D. = 11,249.3 Kg/cm² (Dato del fabricante)

d = Diámetro de la tubería en cm.

e = Espesor de la tubería en cm.

145 = Factor de conversión.

Primer tramo:

Seleccionando una tubería de P.A.D. de la empresa EXTRUMEX, S.A. DE C.V., con un RD-13.5 = 9.0 Kg/cm² = 90 m.c.a., y con un e = 0.85 cm. (Datos del fabricante).

$$h = \frac{145 \times 1}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 10}{11249.3 \times 0.85}}} = 31.19 \text{ m.c.a.}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Sobre presión = Carga Hidráulica + Golpe de Ariete

Sobre presión = 50.89 + (31.19 x 0.20) = 57.128 m.c.a. O.K.

Segundo tramo:

Seleccionando una tubería de P.A.D. de la empresa EXTRUMEX, S.A. DE C.V., con un RD-41.0 = 2.8 Kg/cm² = 28 m.c.a., y con un e = 0.41 cm. (Datos del fabricante).

$$h = \frac{145 \times 0.442}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 15}{11249.3 \times 0.41}}} = 7.76 \text{ m.c.a.}$$

Sobre presión = Carga Hidráulica + Golpe de Ariete

Sobre presión = 8.98 + (7.76 x 0.20) = 10.532 m.c.a. O.K.

7. Obtención del Diámetro de las V.E.A.

Después de haber hecho el cálculo hidráulico de la tubería, se procede a seleccionar el diámetro de las válvulas de expulsión de aire; considerando que las presiones de trabajo de las válvulas para este proyecto, oscilan entre los 20 y 140 lb/pulg².

Datos: Q = 7.83 l.p.s.

Factor de Transformación; 0.0353 pies³/seg. = 1 lps.

Q = 0.28 pie³/seg.

Con este valor entramos al NOMOGRAMA que nos proporciona el fabricante de las V.E.A.

Diámetro de V.E.A. = 1"

8. Determinación del Diámetro de los DESAGÜES.

Siendo el diámetro de estos "1/3 del diámetro de la tubería de conducción".

Para diámetro de tubería de 4" $\theta = \frac{4}{3} = 1.33" = 1\frac{1}{2}"$

Para diámetro de tubería de 6" $\theta = \frac{6}{3} = 2" = 2"$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

NOTA: Se colocarán 2 válvulas aisladoras tipo compuerta, una de 4" de diámetro a la salida de la obra de captación y otra de 6" de diámetro a la salida de la C.R.P.

Todas las V.E.A., Desagües y Válvulas Aisladoras llevaran una caja para operación de válvulas.

Teniendo calculadas hidráulicamente las alternativas, se procede a obtener su costo (precios obtenidos de la empresa EXTRUMEX, S.A. DE C.V.).

ALTERNATIVA No. 1

CONCEPTO	CANTIDAD	P.U. (\$)	TOTAL (\$)
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 41.0 DE Ø = 4"	933.71 m.l.	26.68	24911.383
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 26.0 DE Ø = 4"	822.29 m.l.	35.16	28911.716
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 21.0 DE Ø = 4"	696.1 m.l.	45.21	31470.681
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 17.0 DE Ø = 4"	418.82 m.l.	54.29	22737.738
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 13.5 DE Ø = 4"	1613.44 m.l.	67.39	108729.720
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 11.0 DE Ø = 4"	319.04 m.l.	80.50	25682.720
CODO 22.5° DE Ø = 4"	51 Piezas	130.94	6677.940
CODO 45° DE Ø = 4"	24 Piezas	130.94	3142.560
CODO 60° DE Ø = 4"	22 Piezas	130.94	2880.680
CODO 90° DE Ø = 4"	8 Piezas	130.94	1047.520
		TOTAL:	256,192.660

ALTERNATIVA No. 2

CONCEPTO	CANTIDAD	P.U. (\$)	TOTAL
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 41.0 DE Ø = 4"	475.46 m.l.	26.68	12685.273
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 26.0 DE Ø = 4"	346.83 m.l.	35.16	12194.543
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 21.0 DE Ø = 4"	351.58 m.l.	45.21	15894.932
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 17.0 DE Ø = 4"	582.13 m.l.	54.29	31603.838
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 13.5 DE Ø = 4"	247.37 m.l.	67.39	16670.264
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 41.0 DE Ø = 6"	693.18 m.l.	51.95	36010.701
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 32.5 DE Ø = 6"	395.18 m.l.	65.05	25706.459
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 21.0 DE Ø = 6"	679.98 m.l.	95.94	65237.281
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 17.0 DE Ø = 6"	712.65 m.l.	121.45	86551.343
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 13.5 DE Ø = 6"	319.04 m.l.	146.02	46586.221
CODO 22.5° DE Ø = 4" = 13 PIEZAS	13 Piezas	130.94	1702.220
CODO 45° DE Ø = 4" = 8 PIEZAS	8 Piezas	130.94	1047.520
CODO 60° DE Ø = 4" = 7 PIEZAS	7 Piezas	130.94	916.580
CODO 90° DE Ø = 4" = 1 PIEZAS	1 Piezas	130.94	130.940
CODO 22.5° DE Ø = 6" = 37 PIEZAS	37 Piezas	211.98	7843.260
CODO 45° DE Ø = 6" = 15 PIEZAS	15 Piezas	211.98	3179.700
CODO 60° DE Ø = 6" = 14 PIEZAS	14 Piezas	211.98	2967.720
CODO 90° DE Ø = 6" = 7 PIEZAS	7 Piezas	211.98	1483.860
		TOTAL:	368,412.650

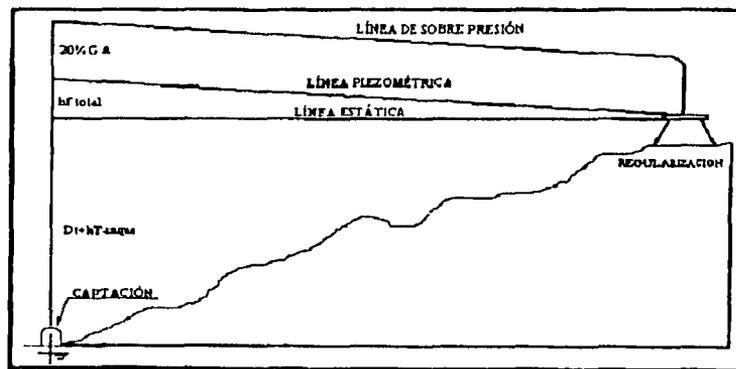
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se puede apreciar que **la alternativa ganadora es la No. 1**, por lo que se seleccionará para llevarla a proyecto ejecutivo.

4.3. PLANEACION Y DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN A BOMBEO.

Perfiles tipo y criterios básicos para el uso de una conducción por bombeo.

Caso No. 1 Terreno plano y medio. Cuando el desnivel topográfico ya es representativo entre la captación y el tanque de regularización (hasta 70 m), es decir, que se tenga un terreno tanto plano como medio, la solución será bombear directamente el agua desde la captación hasta el tanque de regularización, como se indica en la figura:



Caso No. 2 Terreno accidentado. Cuando el desnivel topográfico entre la captación y el tanque de regularización sea considerable (más de 70 m.), es decir, que se tenga un terreno muy accidentado, se recomienda colocar sobre la línea de conducción plantas de rebombeo, las cuáles reducirán considerablemente las cargas hidrostáticas y el uso de la tubería de acero.

4.3.1. Diseño hidráulico de la línea de conducción a bombeo

Para determinar la clase de tubería que requiere la línea de conducción por bombeo, se toma como punto de referencia la "línea de sobrepresión", ya que ésta

representa las cargas más críticas que soportaría la tubería. La secuela para clasificar la tubería, se hace, desde luego, sobre el perfil topográfico aplicando los siguientes pasos:

PASO N° 1.- Se considera a la Línea de sobre presión con un valor relativo igual a CERO.

PASO N° 2.- El perfil del terreno se divide con líneas paralelas a la línea de sobre presión y la división se hace dependiendo del material comercial de la tubería que regularmente es A.C., P.V.C. y Polietileno de Alta Densidad.

4.3.2. Diámetro económico

En toda línea de conducción por bombeo, se hará un "ANÁLISIS" del diámetro más económico, determinando el costo total de operación anual para varios diámetros y el "costo más bajo" será el que fije el "diámetro más económico".

Todos los cálculos se realizan en la tabla de cálculo, en la que se toma en cuenta la sobre presión producida por el fenómeno transitorio denominado "golpe de ariete", el formato de dicha tabla se muestra a continuación:

Como se pudo apreciar, la topografía de la zona en estudio no permite que sea viable una alternativa por bombeo, por lo que el sistema a gravedad es mucho mas recomendable.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.3.3. Análisis y Selección de la Línea de Conducción a Bombeo

1. Primeramente propondremos un diámetro tentativo, utilizando la siguiente fórmula que resulta de proponer una velocidad de $V \approx 0.9$:

$$\theta = \sqrt{Q} \times 1.2$$

De donde:

θ = Diámetro en m.

Q = Gasto de diseño en m³/s.

1.2 = Factor de ajuste

2. Se proponen 3 diámetros por analizar, partiendo del diámetro teórico y tomando el comercial cercano, los dos siguientes serán el inmediato superior e inferior a éste.

3. Obtención de las Áreas de cada uno de los 3 diámetros:

$$Area = \frac{\pi d^2}{4}$$

4. Determinación de las velocidades:

$$Q = V \times A \qquad \therefore V = \frac{Q}{A}$$

Se revisará que todas las velocidades sean permisibles. Con éstos datos ya podemos pasar a la Tabla de Cálculo.

5. Pérdidas menores.- Se considerará un 10% adicional de "hf" a lo largo de la conducción por las pérdidas menores que se tienen en todas las deflexiones verticales y horizontales.

6. Determinación del desnivel "h" en cada uno de los diámetros.

$$Desnivel\ Total = D_{top} + hf_r + 10\%hf_r$$

7. Determinación del golpe de ariete.

Si analizamos la Tabla de Cálculo podemos observar que para calcular el golpe de ariete, primeramente tenemos que proponer un valor "Tentativo de presión de trabajo", dado en kg/cm²:

Dicho valor lo podemos determinar considerando el 20% del desnivel topográfico, y ésto se hace con la finalidad de tener una línea de "sobrepresión

Tentativa" y con ésta podemos proponer los espesores en los tres diámetros que se están analizando.

8. Cálculo de la presión total.

Presión Total = H + 20% G.A real

9. Cuantificación de los volúmenes de las terracerías.

Se calculan los volúmenes de excavación, plantillas y rellenos de cada tubería analizada. La clasificación del material que se está excavando se hace directamente en campo, y ésta se maneja en forma porcentual.

10. Calculo del costo de energía.

Para obtener el valor de los k.w.h., lo que hacemos es transformar la potencia requerida (H.P), con la siguiente equivalencia:

1 K.W.H. = 0.7457 H.P.

11. Costo por hora de bombeo.

Se obtiene tomando en cuenta el Valor presente del K.W.H.

12. Cargo anual de bombeo.

Se obtiene considerando el número de horas que tiene un año, siendo éste valor:

$$24 \times 365 = 8760 \text{ hrs.}$$

Como podrá observarse, el análisis del diámetro económico de una línea de conducción por bombeo, se resume en determinar en cada uno de los diámetros, tanto el costo anual de amortización de la tubería, como el costo anual de amortización de bombeo, y ya sumados, el que resulte más bajo, será el más económico.

Finalmente se procede a armar los planos ejecutivos de la línea de conducción, para tal efecto el plano contendrá.

En el área de la solapa:

Croquis de localización

Datos de proyecto

Simbología

Notas

Sello

En el área del plano:

Escala gráfica y numérica

Diseño de cruceros

Cantidades de obra

Cantidades de tubería

Lista de piezas especiales

CAPÍTULO QUINTO

5. TANQUE DE REGULARIZACIÓN

5.1. GENERALIDADES Y FUNCIONES PRINCIPALES

El tanque de regularización es una de las partes más importantes de un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, ya que éste cumple dos funciones sumamente imprescindibles en el sistema, siendo éstas:

1) Convertir una ley de aportaciones constantes en una ley de demandas variables, esto quiere decir que el tanque le está llegando de la conducción un "gasto constante" durante las horas de aportación, siendo éste el "gasto máximo diario", durante las 24 hrs. del día la población demandará "gastos variables" que en algunas horas son "menores" a la aportación, por lo tanto, el agua no utilizada en esas horas se almacenará en el Tanque de Regularización.

2) Tiene como segunda función principal la de regular y controlar todas las presiones en la Red de Distribución.

5.2. TIPOS DE TANQUES

Tipos de tanque de acuerdo a su funcionamiento, regularización y almacenamiento.

Dependiendo de las características topográficas de la zona donde se vaya a establecer el sistema de "Regularización – Distribución", se propondrá el tipo de tanque. Existen dos tipos de tanques:

- Superficiales
- Elevados

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tanques Superficiales

De preferencia se debe procurar tener un depósito a nivel, se situará en una elevación natural que se tenga en la proximidad de la zona urbana, de manera que la diferencia de nivel entre el piso del tanque con respecto a los puntos más "ALTOS" y "BAJOS" de la población, sean de 15 y 50 metros columna de agua respectivamente. Este tipo de tanque se construye comúnmente de concreto armado y de mampostería (dependiendo lógicamente del material más próximo que se tenga en la zona de estudio).

Tanques Elevados

La justificación de instalar un tanque elevado cuando no es posible construir un tanque superficial; es por no tenerse en la proximidad de la zona urbana, una elevación natural adecuada. De preferencia el tanque elevado conviene situarlo en la Cota Topográfica más alta de la localidad, con la finalidad de evitar que la torre sea tan alta. La altura de la torre del tanque podrá ser de 10, 15 y hasta 20 metros como mínimo, de acuerdo con la elevación del terreno en el sitio en que se elija su construcción y las presiones que se requieran en la red.

5.3. CRITERIOS DE DISEÑO

Para que los tanques cumplan su función principal en forma óptima, y a su vez resulte una obra económica, es conveniente, como ya se dijo, seleccionarlos de acuerdo a las condiciones topográficas que presenta la zona de estudio, para tal efecto su localización, tipo y forma, debe cubrir las siguientes condiciones de criterio.

Entre el tanque de regularización y los puntos más altos y bajos de la población, debe haber una disponibilidad de carga de 15 m.c.a. y 50 m.c.a. respectivamente. Los 15 m. (de carga disponible mínima) se dejan para que el agua potable llegue hasta los tinacos de las casa. Desde luego que éstos 15 m. varían de acuerdo a las condicione económicas, políticas y sociales del centro

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

poblacional al cual se le está abasteciendo de agua potable, ya que, en ciudades como el Distrito Federal, Guadalajara, Monterrey, etc. en donde se tienen áreas metropolitanas, la carga mínima es de 15 m.c.a., y en poblaciones rurales dispersas puede dejarse una carga disponible de hasta 5 m.c.a. En el caso contrario, una red de distribución por economía nunca deberá estar trabajando a una carga mayor de los 50 m.c.a., para así poder proponer tuberías de A.C. ó de P.V.C.

5.3.1. DISEÑO DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN

La capacidad del tanque está en función del "gasto máximo diario" y de la ley de demandas de la localidad. Para obtener la demanda de una población determinada se deben instalar medidores en todas las tomas domiciliarias, en la captación y el Tanque de Regularización. Es decir, que se requiere de un sistema completo de medición instalado prácticamente en todo el sistema actual de abastecimiento de agua potable.

Como esto último es prácticamente imposible por lo costoso que resulta, la capacidad de regularización se determina en función de los factores que establece la C.N.A.

Tiempo de suministro al tanque (hr)	Coficiente de regularización (R)
24	11.0
20 (de las 4 a las 24 hrs.)	9.0
16 (de las 5 a las 24 hrs.)	19.0

En las tablas siguientes se presenta el análisis que realizó la C.N.A. a través del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. (I.M.T.A.) Considerando las leyes de demanda propuestas por el ex Banco de Obras y Servicios, combinado con el tiempo de explotación de la fuente

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA A

COEFICIENTE DE REGULARIZACION PARA SUMINISTRO DE 24 HORAS/DIA				
HORAS	SUMINISTRO (ENTRADAS) Q %	DEMANDA DE SALIDAS		
		DEMANDA DIARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0-1	100	60.60	39.40	39.40
1-2	100	61.60	38.40	77.80
2-3	100	63.30	36.70	114.50
3-4	100	63.70	36.30	150.80
4-5	100	65.10	34.90	185.70
5-6	100	82.80	17.20	202.90
6-7	100	93.80	6.20	209.10
7-8	100	119.90	-19.90	189.20
8-9	100	130.70	-30.70	158.50
9-10	100	137.20	-37.20	121.30
10-11	100	134.30	-34.30	87.00
11-12	100	132.90	-32.90	54.10
12-13	100	128.80	-28.80	25.30
13-14	100	126.60	-26.60	-1.30
14-15	100	121.60	-21.60	-22.90
15-16	100	120.10	-20.10	-43.00
16-17	100	119.60	-19.60	-62.60
17-18	100	115.10	-15.10	-77.70
18-19	100	112.10	-12.10	-89.80
19-20	100	105.60	-5.60	-95.40
20-21	100	90.10	9.90	-85.50
21-22	100	78.40	21.60	-63.90
22-23	100	71.00	29.00	-34.90
23-24	100	65.10	34.90	0.00
TOTAL	2400	2400		

QMD = Gasto Máximo diario.

CR = Capacidad de regulación.

R = Coeficiente de Regularización.

ct = 209.10 + 95.4 = 304.50

R = (304.50 / 100) (3600 / 1000) = 10.96,

se aproximara a 11.00

CR = (11.00) (QMD)

TABLA B

COEFICIENTE DE REGULARIZACION PARA SUMINISTRO DE 20 HORAS/DIA (de las 4 a las 24 hrs.)				
HORAS	SUMINISTRO (ENTRADAS) Q BOMBEO %	DEMANDA DE SALIDAS		
		DEMANDA DIARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0-1	0	60.60	-60.60	-60.60
1-2	0	61.60	-61.60	-122.20
2-3	0	63.30	-63.30	-185.50
3-4	0	63.70	-63.70	-249.20
4-5	120	65.10	54.90	-194.30
5-6	120	82.80	37.20	-157.10
6-7	120	93.80	26.20	-130.90
7-8	120	119.90	0.10	-130.80
8-9	120	130.70	-10.70	-141.50
9-10	120	137.20	-17.20	-158.70
10-11	120	134.30	-14.30	-173.00
11-12	120	132.90	-12.90	-185.90
12-13	120	128.80	-8.80	-194.70
13-14	120	126.60	-6.60	-201.30
14-15	120	121.60	-1.60	-202.90
15-16	120	120.10	-0.10	-203.00
16-17	120	119.60	0.40	-202.60
17-18	120	115.10	4.90	-197.70
18-19	120	112.10	7.90	-189.80
19-20	120	105.60	14.40	-175.40
20-21	120	90.10	29.90	-145.50
21-22	120	78.40	41.60	-103.90
22-23	120	71.00	49.00	-54.90
23-24	120	65.10	54.90	0.00
TOTAL	2400	2400		

QMD = Gasto Máximo diario.

CR = Capacidad de regulación.

R = Coeficiente de Regularización.

ct = 249.20

R = $(249.20 / 100) (3600 / 1000) = 8.97$, se aproximara a 9.00

CR = (9.00) (QMD)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA C

COEFICIENTE DE REGULARIZACION PARA SUMINISTRO DE 16 HORAS/DIA				
HORAS	SUMINISTRO (ENTRADAS) Q %	DEMANDA DE SALIDAS		
		DEMANDA DIARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0-1	0	60.60	-60.60	-60.60
1-2	0	61.60	-61.60	-122.20
2-3	0	63.30	-63.30	-185.50
3-4	0	63.70	-63.70	-249.20
4-5	0	65.10	-65.10	-314.30
5-6	150	82.80	67.20	-247.10
6-7	150	93.80	56.20	-190.90
7-8	150	119.90	30.10	-160.80
8-9	150	130.70	19.30	-141.50
9-10	150	137.20	12.80	-128.70
10-11	150	134.30	15.70	-113.00
11-12	150	132.90	17.10	-95.90
12-13	150	128.80	21.20	-74.70
13-14	150	126.60	23.40	-51.30
14-15	150	121.60	28.40	-22.90
15-16	150	120.10	29.90	7.00
16-17	150	119.60	30.40	37.40
17-18	150	115.10	34.90	72.30
18-19	150	112.10	37.90	110.20
19-20	150	105.60	44.40	154.60
20-21	150	90.10	59.90	214.50
21-22	0	78.40	-78.40	136.10
22-23	0	71.00	-71.00	65.10
23-24	0	65.10	-65.10	0.00
TOTAL	2400	2400		

QMD = Gasto Máximo diario.

CR = Capacidad de regulación.

R = coeficiente de regulación.

ct = 314.30 + 214.50 = 528.80

R = (528.28 / 100) (3600 / 1000) =

19.0368, se aproximara a 19.00

CR = (19.00) (QMD)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Finalmente la capacidad de regularización se determina con la siguiente expresión:

$$C_R = R \times Q_{Max \text{ diario}}$$

donde:

C_R = Capacidad de Regularización, en m^3 .

R = Coeficiente de Regularización.

Q_{md} = Gasto máximo diario, en l.p.s.

Por lo que respecta a la capacidad de regularización del tanque superficial no implica gran problema, ya que se determina en forma directa, es decir, que no importando el valor de la capacidad siempre se diseñará una sola estructura. Cuando los tanques superficiales son menores de $1,500 m^3$, se proponen de dos formas geométricas: cuadrados ó rectangulares, y cuando son mayores a esa capacidad se diseñan de forma circular.

5.3.2. SECUELA DE CÁLCULO DEL TANQUE SUPERFICIAL

Datos: $Q_{md} = 7.83$ lps.

Factor de Regularización para 24 Hrs. de aportación = 11.00

Elevación de terreno = 906.00 m.

Altura de tanque (según plano tipo) = 3.00 m.

Cálculos:

1. Capacidad de regularización.

$$C_R = R \times Q_{Max \text{ diario}}$$

$$C_R = 11.00 \times 7.83 = 86.13 m^3; \text{ que para fines prácticos se redondea a } 90.00 m^3$$

2. Dimensionamiento propuesto para el tanque.

$$A = \frac{90 m^3}{3 m} = 30 m^2$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

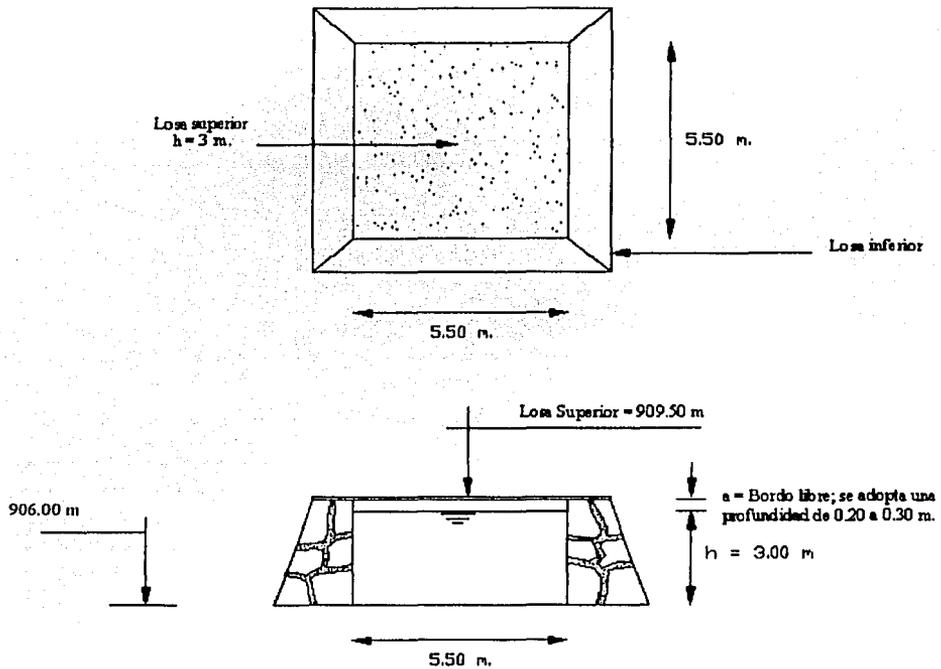
$Lados = \sqrt{30} = 5,477m$; que se redondea a 5.5 m.

Lado 1 = 5.5 m.

Lado 2 = 5.5 m.

Altura = 3 m.

Volumen total = $5.5m \times 5.5m \times 3m = 90.75 m^3$



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN

El diseño estructural se hace con las siguientes condiciones de carga:

- Con agua y sin empuje de tierra.
- Con empuje de tierra y vacío.
- Con agua y con empuje de tierra.

Los tanques a base de muros de mampostería, con piso y techo de concreto reforzado, se recomiendan para tirantes que van desde 1.0 metros hasta 3.5 metros y capacidades hasta de 10,000 metros cúbicos.

Los tirantes para tanques con muros de concreto reforzado, se recomiendan entre 2.0 metros y 5.5 metros, para capacidades que varían de 5,000 a 50,000 metros cúbicos.

Estos también se pueden construir de concreto presforzado, con tirantes de 5.0 metros a 9.0 metros en este caso gran parte de los elementos son prefabricados, y pueden ser todavía más grandes de que los anteriores.

Los tirante superficiales se sitúan en una elevación natural en la proximidad de la zona a que servirán de manera que la diferencia de altura entre el nivel del tanque estando lleno y el punto mas bajo por abastecer sea de 50 metros.

Materiales usados en la construcción de tanques de Regularización

El tipo de material con que se proyecte construir la ora de regularización, deberá seleccionarse de acuerdo con los materiales que se tengan mas próximos en la zona de estudio. Los materiales comúnmente usados en la construcción de Tanques de regularización son:

- Mampostería (piedra seleccionada)
- Concreto armado
- Acero

CAPÍTULO SEXTO

6. RED DE DISTRIBUCIÓN

6.1. GENERALIDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN

Una red de distribución es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde tanques de servicio o de distribución hasta las tomas domiciliarias o hidrantes públicos. Su finalidad es proporcionar agua a los usuarios para consumo doméstico, público, comercial, industrial y para condiciones extraordinarias como el extinguir incendios. La red debe proporcionar este servicio todo el tiempo, en cantidad suficiente, con la calidad requerida y con una presión adecuada.

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

Siempre se preferirá abastecer a la red por gravedad a través de tanques, en vez de bombeo directo. En aquellos casos en los que el sistema sea abastecido por gravedad, y cuando la fuente tenga la capacidad suficiente para proporcionar el gasto máximo horario, puede eliminarse el tanque regulador; El proceso de selección de los diámetros de las tuberías de la red no es sencillo, ya que para llevar el agua a los sitios de consumo existen numerosas opciones que satisfacen las condiciones de operación hidráulica. Para las redes que son abastecidas desde uno o más tanques de regulación conviene escoger la opción que tiene el mínimo costo de adquisición e instalación.

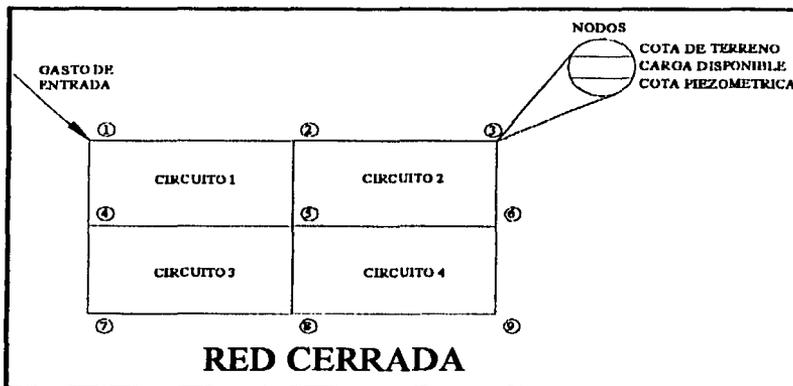
6.1.1. Clasificación de Redes de Distribución

Los esquemas básicos o configuraciones se refieren a la forma en la cual se enlazan o trenzan las tuberías de la red de distribución para abastecer de agua a las tomas domiciliarias. Se tienen tres posibles configuraciones de la red: Cerrada, Abierta y Combinada.

Antes de definir las posibles configuraciones de la red es conveniente definir qué es un circuito. Un circuito es un conjunto de tuberías conectadas en forma de polígono, donde el agua que parte de un punto puede volver al mismo después de fluir por las tuberías que la componen.

Redes Cerradas

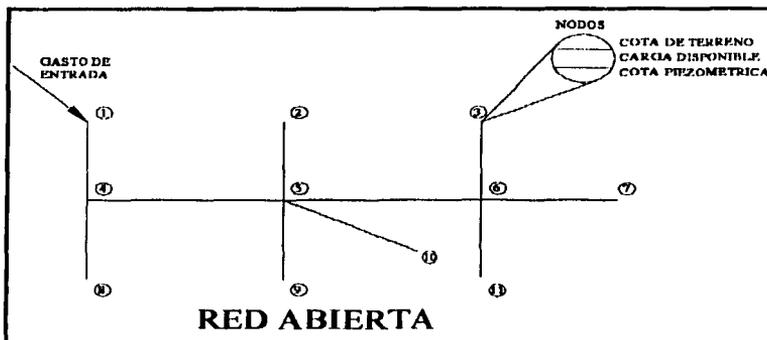
Cuando una red es cerrada (o tiene forma de malla), sus tuberías forman al menos un circuito. La ventaja de diseñar redes cerradas es que en caso de falla, el agua puede tomar trayectorias alternas para abastecer una zona de la red. Una desventaja de las mismas es que no es fácil localizar las fugas.



Redes Abiertas

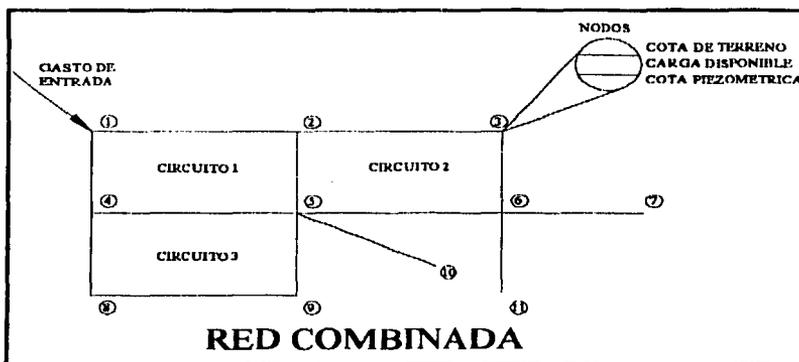
La red abierta se compone de tuberías que se ramifican sin formar circuitos (forma de árbol). Esta configuración de la red se utiliza cuando la planimetría y la topografía son irregulares dificultando la formación de circuitos o cuando el poblado es pequeño o muy disperso. Este tipo de red tiene desventajas debido a

que en los extremos muertos pueden formarse crecimientos bacterianos y sedimentación; además, en caso de reparaciones se interrumpe el servicio más allá del punto de reparación; y en caso de ampliaciones, la presión en los extremos es baja.



Redes Combinadas

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



Una red de distribución se divide en dos partes para determinar su funcionamiento hidráulico: la red primaria, que es la que rige el funcionamiento de la red, y la red secundaria o "de relleno". La red primaria permite conducir el agua por medio de líneas principales y alimentar a las redes secundarias. Sin embargo,

en colonias urbanas populares se puede aceptar de 75 mm y en zonas rurales hasta 50 mm. aunque en grandes urbes se puede aceptar a partir de 500 mm.

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

a) Red secundaria convencional: En este tipo de red los conductos se unen a la red primaria y funcionan como una red cerrada. Se suelen tener válvulas tanto en las conexiones con la red primaria como en los cruceros de la secundaria.

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

c) Red secundaria en bloques: En este caso las tuberías secundarias forman bloques que se conectan con la red primaria solamente en dos puntos y la red principal no recibe conexiones domiciliarias. La longitud total de las tuberías secundarias dentro de un bloque normalmente es de 2,000 a 5,000 m. A su vez, la red secundaria dentro de un bloque puede ser convencional o en dos planos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.2. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN

6.2.1. Procedimiento de diseño de una Red Abierta

1. Se divide la ciudad en zonas de distribución, atendiendo al carácter de las mismas en: residencial, comercial e industrial. Resulta práctico colorearlas zonas con un color distinto para cada clase, con el fin de localizarlas rápidamente durante el diseño.

2. Se procede a un trazado tentativo, que tenga un conducto principal, que se ramifique para conducir el agua a cada zona o grupo de zonas de distribución y se anotan las longitudes de cada tramo de tubería, que se obtendrán con el uso de un escalímetro.

3. Se determina el coeficiente de gasto por metro de tubería, dividiendo el gasto máximo horario entre la longitud virtual de toda la red. El concepto de "longitud virtual" se usará exclusivamente para definir qué gasto ha de circular por cada tramo de tubería al cual se le denomina gasto propio

4. Se numeran los cruceros que se tengan en la red.

5. Se calculan los gastos propios de cada tramo de la red, multiplicando el coeficiente de gasto "q" por la longitud virtual del tramo de tubería.

6. Se efectúa el cálculo de los gastos acumulados por cada tramo de tubería, comenzando desde el más distante al más cercano al depósito de regularización, sumando, cuando sea necesario, los gastos de los tramos secundarios.

7. Se determina el diámetro de los distintos tramos o secciones del conducto, haciendo uso del gasto acumulado que deben conducir, considerándolo concentrado en el extremo o nudo terminal.



8. Se determina el nudo de la red con la presión más desfavorable. Este puede ser aquel al que para llegar se requiera consumir la mayor pérdida de carga y que a la vez exista la presión requerida (entre 1.5 y 5 Kg/cm²). En general, son puntos de presión desfavorable:

- a) Los más distantes al tanque regularizador.
- b) Los nudos de nivel topográfico más alto.
- c) Los más distantes y más altos, simultáneamente

El que presente mayor pérdida de carga será el punto más desfavorable que gobierna el diseño. Las pérdidas de carga pueden calcularse con la fórmula de Manning o con la fórmula de Hazen y Williams.

9. Se procede a situar las válvulas de seccionamiento, para cada proyecto se recomienda estudiar con todo cuidado la situación de las válvulas procurando utilizar el menor número posible de estos accesorios.

10. Una vez terminado el diseño, se procede a dibujar el plano definitivo de la red de distribución: a) Diámetros y longitudes, b) Piezas de conexión, válvulas, etc. y c) En cada nudo un círculo con los siguientes datos: Cota piezométrica, Cota del terreno y Carga disponible.

6.2.2. Procedimiento de diseño de una Red Cerrada

1. Obtener un plano topográfico del área a ser servida, escala 1 :2000 con curvas de nivel equidistantes 0.50 m o por lo menos con cotas en las intersecciones de las presentes y futuras.

2. Basado en la topografía, seleccione la posible localización de los tanques regularización.

3. Disponer un "esqueleto" de una red cerrada que muestre la o las líneas de alimentación.

4. Estime el gasto máximo horario para el área o para cada subárea, según sea el caso, teniendo en cuenta el crecimiento futuro.

5. Asigne una dirección al flujo en las tuberías y calcule el gasto propio de cada tramo de tubería utilizando el criterio de la longitud virtual que se menciono anteriormente. Si se consideran zonas de distintos consumos, se calcula según su

amplitud, a partir de un gasto por unidad de área, distinto para cada zona consumo.

6. En forma ficticia, suponer que se interrumpe la circulación del agua en unos tramos para formar una red abierta, con el objeto de definir perfectamente cuál tubería alimenta a otras. Así se llegan a definir puntos en los que ya no existe posibilidad de alimentación a otros tramos, los cuales reciben el nombre de "puntos de equilibrio".

7. Acumular los gastos propios calculados en el paso 5 en sentido contrario al escurrimiento, partiendo de los puntos de equilibrio hasta llegar al punto de alimentación a la red.

8. Estimar el diámetro de las tuberías utilizando el gasto acumulado en cada tramo.

9. Usando alguno de los varios métodos que a continuación se mencionan: De relajación, De secciones, De la tubería equivalente, Del círculo, De análisis de computadora y de Analogía eléctrica; analizar los gastos y presiones en la red de distribución. Un análisis por separado debe efectuarse para cada subárea.

10. Ajuste el diámetro de las tuberías para corregir irregularidades de presión en la red.

11. Con los diámetros ajustados, reanalice la capacidad hidráulica del sistema.

12. Añada las tuberías secundarias o de relleno.

13. Localice las válvulas necesarias.

14. Prepare los planos de diseño final.

6.3. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

El análisis de redes por computadora es el proceso de emplear un modelo matemático contenido en un programa de computadora para simular el funcionamiento hidráulico de un sistema de distribución de agua potable, así como para definir las características del sistema para cumplir con criterios preestablecidos de diseño en lo referente a gastos y presiones disponibles. El modelo de computadora o "programa de redes", está compuesto de dos partes: un archivo de datos de la red que define el sistema en términos de tuberías, nudos y parámetros operacionales de tanques, estaciones de bombeo y válvulas; y un programa que resuelve una serie de ecuaciones hidráulicas de presión y gasto basadas en leyes físicas.

A continuación se presenta el programa "Análisis para flujo permanente (estático) en redes de distribución de agua potable (programa REDESTA) desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

La red de distribución para la localidad de Cojaltitla fue desarrollada con el empleo del programa REDESTA considerando una red primaria con un total de 43 nodos de donde se extrae el gasto necesario para poder abastecer a la red secundaria de alimentación en bloque, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

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

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

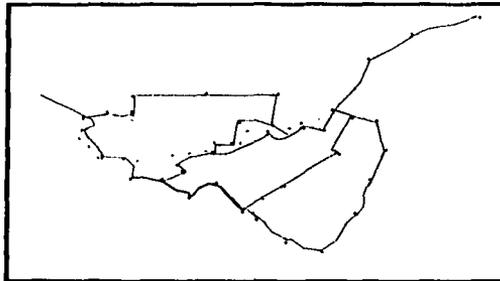
1) En tuberías: Asignar un número de identificación. Establecer la longitud entre nudos. Determinar el diámetro y coeficiente de rugosidad de cada segmento de tubería.

2) Para los nudos: Asignar un número de identificación. Establecer la cota topográfica.

3) Para las válvulas reguladoras: Asignar nudos o segmentos de línea a cada válvula. Determinar las disposiciones de operación (gasto o presión) tanto aguas arriba como aguas abajo (las disposiciones de gasto aguas arriba de cada

válvula reguladora de presión se obtuvo haciendo una primera corrida con el arreglo sin considerar válvulas). Establecer las cotas superficiales en cada válvula.

4) En el tanque de regularización: Asignar la localización del tanque. Indicar un nodo en el tanque. Definir la capacidad, dimensiones, gasto y rango de operación. Establecer la cota topográfica y elevación del nivel del agua en el tanque.



Trazado de la red primaria

Una vez habiendo hecho todas las consideraciones anteriores se procedió a realizar la captura de datos. En algún procesador de texto como Word Pad de la siguiente manera:

Nombre del proyecto	Ejemplo
Indique si grabe o no el armado de la red	si
Número de tuberías de la red	7
Tubería, nudo inicial, nudo final, longitud del tramo(m) diámetro(pulgadas)y factor de fricción. (rugosidad absoluta)	1,1,2,300,3,0.0015 2,2,3,250,2,0.0015 3,1,6,60,2,0.0015 4,6,5,300,2,0.0015 5,2,5,60,1.5,0.0015 6,5,4,1.5,0.0015 7,3,4,60,1,0.0015
Número de tanques	1
Nudo del tanque, cota de desplante del tanque, área del tanque (m ²), altura del tanque (m), relación de llenado (entre 0 y 1), gasto de entrada m ³ /seg.	1,906.94,133,3,1,0.00452
Indica que grabe o no el armado de la red en el archivo	no
Número de nudos	6
Número de nudo y cota de terreno	1,906.94 2,900.53 3,894.87 4,858.7 5,892.18

	6,898.24
Número de nudos con demanda	5
Nudo y su demanda respectiva en (m ³ /seg)	2,0.00106 3,0.00088 4,0.00109 5,0.00127 6,0.00021
Número de bombas	0
Número de fugas	0
Número de gastos constantes de ingreso	0
Factor Q/Qmed de los gastos demandados en los nudos	1
Indica que grabe o no (si/no) resultados	si
Indicador para realizar simulación (M para el estático modificado que considera déficit y T para el tradicional)	T
Indicador para realizar ajustes (si/no) al factor de fricción	no
Número de accesorios reductores de presión	0

Si el número de bombas es distinto de cero se debe incluir lo siguiente: Número de identificación de la bomba, carga de la bomba (m), b0, b1, b2 (coeficientes obtenidos de la curva característica), se darán tantos renglones como bombas tenga la red.

Si el número de fugas es distinto de cero se deberá incluir lo siguiente: Número de nudo con fuga, coeficiente de fuga. Serán tantos renglones como fugas tenga la red. Si el número de gastos constantes de ingreso es distinto de cero se deberá incluir lo siguiente: Número de nudo con gasto constante de ingreso, gasto constante de ingreso (m³/seg).

Si el número de accesorios reductores de presión es distinto de cero, entonces se debe incluir lo siguiente: Número de nudo donde se ubica el accesorio reductor de presión, nudo aguas abajo del accesorio, serán tantos renglones como accesorios tenga la red.

Para calcular la red de distribución de la localidad de Cojaltitla tenemos los siguientes datos de entrada para el programa red esta:

Alternativa 1. Sin considerar válvulas reductoras de presión:

Coj SIN VALVULAS REDUCTORAS DE PRESION	... 7,7,8,132.52,3,0.0015
SI	8,8,9,137.94,3,0.0015
41	9,9,10,110.95,3,0.0015
1,1,2,202.27,6,0.0015	10,10,11,68.56,3,0.0015
2,42,3,60.90,4,0.0015	11,11,12,58.16,3,0.0015
3,3,4,40.07,3,0.0015	12,12,13,146.26,3,0.0015
4,4,5,77.17,3,0.0015	13,13,14,43.96,3,0.0015
5,5,6,290.82,3,0.0015	14,14,15,102.24,3,0.0015
6,6,7,274.24,3,0.0015	15,15,16,127.59,4,0.0015
Continuar en lista en la otra columna ...	16,16,17,186.75,4,0.0015...
	...continua en lista...

... 17,17,18,144.75,4,0.0015
18,18,2,98.52,4,0.0015
19,15,19,134.14,4,0.0015
20,19,20,122.76,3,0.0015
21,20,21,154.72,3,0.0015
22,22,23,262.90,3,0.0015
23,21,22,197.25,3,0.0015
24,23,24,209.64,3,0.0015
25,24,25,68.9,3,0.0015
26,25,26,101.05,3,0.0015
27,26,27,81.4,3,0.0015
28,28,27,177.85,3,0.0015
29,12,28,248.34,3,0.0015
30,43,29,138.31,3,0.0015
31,29,30,156.06,3,0.0015
32,30,31,232.24,3,0.0015
33,31,32,148.99,3,0.0015
34,32,33,145.6,3,0.0015
35,33,34,132.21,3,0.0015
36,34,24,109.57,3,0.0015
37,25,35,258.22,2.5,0.0015
38,35,36,200.76,2.5,0.0015
39,36,37,265.24,2.5,0.0015
40,2,42,88.09,4,0.0015
41,21,43,83.40,3,0.0015
1
1,906.94,63.38,2,1,0.012134
NO
39
1,906.94
2,889.95
3,886.87
4,880.03
5,892.59
6,878.5
7,866.57
8,858.75
9,865.39
10,851.47
11,854.75
12,849.96
13,853.59
14,855.31
15,863.91
16,863.02
17,873.01
18,882.84
19,861.96
20,862.47
21,863.36
22,851.81
23,839.12
...continua en forma de lista...

... 24,832.38
25,831.68
26,835.17
27,829.53
28,839.52
29,855
30,869.85
31,856.28
32,845.4
33,838.52
34,833.49
35,806.29
36,793.3
37,788.57
42,887.57
43,864.07
38
2,0.000413
3,0.000124
4,0.000082
5,0.000158
6,0.000594
7,0.00056
8,0.00027
9,0.000282
10,0.000227
11,0.00014
12,0.000418
13,0.00009
14,0.00021
15,0.00026
16,0.000382
17,0.000296
18,0.000201
19,0.000274
20,0.000251
21,0.000316
22,0.000403
23,0.000537
24,0.000632
25,0.000347
26,0.000166
27,0.000363
28,0.000507
29,0.000283
30,0.000319
31,0.000508
32,0.000304
33,0.000296
34,0.00027
35,0.000323
...continua en forma de lista...

TESES CON
FALLA DE ORIGEN

... 36,0.00041
 37,0.000542
 42,0.000179
 43,0.000283
 0
 0
 0
 1
 SI
 T
 NO
 0

Una vez ingresados los datos requeridos el programa nos dio los siguientes resultados:

Archivo de resultados: C:\ERICK1\COJALTITLA\Co35RTRA.RES Fecha:07-15-2003
 hora03:26:30

Coj SIN VALVULAS REDUCTORAS DE PRESION
 ESTATICO TRADICIONAL

PROGRAMA ESTADEF (1) Instituto de Ingenieria, UNAM (OAFM/JOR)

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

Nudos del tubo	Gasto (lps)	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
21 a 43	1.825	41	0.25	37	895.7	107.12	0.542	0.542	0.000
42 a 03	3.626	02	0.16	02	908.3	18.31	0.413	0.413	0.000
03 a 04	3.502	03	0.42	42	908.0	20.45	0.179	0.179	0.000
04 a 05	3.420	04	0.77	03	907.9	20.99	0.124	0.124	0.000
05 a 06	3.262	05	2.64	04	907.4	27.41	0.082	0.082	0.000
06 a 07	2.668	06	1.70	05	906.7	14.09	0.158	0.158	0.000
07 a 08	2.108	07	0.53	06	904.0	25.54	0.594	0.594	0.000
08 a 09	1.838	08	0.42	07	902.3	35.77	0.560	0.560	0.000
09 a 10	1.556	09	0.25	08	901.8	43.07	0.270	0.270	0.000
10 a 11	1.329	10	0.12	09	901.4	36.01	0.282	0.282	0.000
11 a 12	1.189	11	0.08	10	901.1	49.68	0.227	0.227	0.000
13 a 12	2.241	12	0.65	11	901.0	46.28	0.140	0.140	0.000
14 a 13	2.331	13	0.21	12	901.0	50.99	0.418	0.418	0.000
15 a 14	2.541	14	0.58	13	901.6	48.01	0.090	0.090	0.000
16 a 15	7.125	15	1.19	14	901.8	46.50	0.210	0.210	0.000
17 a 16	7.507	16	1.93	15	902.4	38.48	0.260	0.260	0.000
18 a 17	7.803	17	1.61	16	903.6	40.56	0.382	0.382	0.000
02 a 18	8.004	18	1.15	17	905.5	32.50	0.296	0.296	0.000
15 a 19	4.323	19	0.48	18	907.1	24.27	0.201	0.201	0.000
19 a 20	4.049	20	1.68	19	901.9	39.95	0.274	0.274	0.000
20 a 21	3.798	21	1.87	20	900.2	37.75	0.251	0.251	0.000
22 a 23	1.254	22	0.40	21	898.4	34.99	0.316	0.316	0.000
21 a 22	1.657	23	0.50	22	897.9	46.04	0.403	0.403	0.000
23 a 24	0.717	24	0.11	23	897.5	58.34	0.537	0.537	0.000
25 a 24	0.355	25	0.01	24	897.3	64.96	0.632	0.632	0.000
26 a 25	1.977	26	0.36	25	897.4	65.67	0.347	0.347	0.000
27 a 26	2.143	27	0.33	26	897.7	62.54	0.166	0.166	0.000

28 a 27	2.506	28	0.98	27	898.0	68.51	0.363	0.363	0.000
12 a 28	3.013	29	1.93	28	899.0	59.50	0.507	0.507	0.000
43 a 29	1.542	30	0.31	43	898.1	34.03	0.283	0.283	0.000
29 a 30	1.259	31	0.24	29	897.8	42.79	0.283	0.283	0.000
30 a 31	0.940	32	0.21	30	897.6	27.70	0.319	0.319	0.000
31 a 32	0.432	33	0.03	31	897.3	41.07	0.508	0.508	0.000
32 a 33	0.128	34	0.00	32	897.3	51.91	0.304	0.304	0.000
34 a 33	0.170	35	0.01	33	897.3	58.79	0.298	0.298	0.000
24 a 34	0.440	36	0.02	34	897.3	63.83	0.270	0.270	0.000
25 a 35	1.275	37	1.00	35	896.4	90.06	0.323	0.323	0.000
35 a 36	0.952	38	0.45	36	895.9	102.60	0.410	0.410	0.000
36 a 37	0.542	39	0.21	01	908.9	2.00	0.000	0.000	0.000
02 a 42	3.805	40	0.25						
01 a 02	12.222	01	0.68						

Suma = 12.222

TUBO	VELOCIDAD	# REYNOLDS	f
41	0.400	30503	0.028
2	0.447	45445	0.026
3	0.768	58521	0.026
4	0.750	57151	0.026
5	0.715	54511	0.026
6	0.585	44585	0.027
7	0.462	35228	0.028
8	0.403	30717	0.028
9	0.341	26005	0.029
10	0.291	22212	0.030
11	0.261	19872	0.030
12	0.492	37453	0.028
13	0.511	38957	0.027
14	0.557	42466	0.027
15	0.879	89286	0.024
16	0.926	94073	0.024
17	0.962	97782	0.024
18	0.987	100301	0.024
19	0.533	54178	0.025
20	0.888	67659	0.026
21	0.833	63465	0.026
22	0.275	20948	0.030
23	0.363	27682	0.029
24	0.157	11976	0.033
25	0.078	5928	0.039
26	0.433	33031	0.028
27	0.470	35804	0.028
28	0.549	41870	0.027
29	0.661	50341	0.027
30	0.338	25774	0.029
31	0.276	21045	0.030
32	0.200	15715	0.031
33	0.095	7227	0.037
34	0.028	2147	0.052

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

35	0.037	2832	0.047
36	0.096	7344	0.037
37	0.403	25565	0.030
38	0.301	19089	0.031
39	0.171	10868	0.034
40	0.469	47688	0.026
1	0.670	102110	0.022

Carga promedio = 46.76

Tenemos una carga mínima de 14.09 m.c.a. en el nudo # 5, una carga máxima de 107.12 m.c.a. en el nudo # 37, lo cual sale de las normas permisibles por lo tanto es indispensable colocar algún accesorio reductor de presión. En cuanto a las pérdidas por fricción la mayor se encuentra en el tramo # 5 que va del nudo 5 al 6 con 2.64 m lo cual es tolerable ya que la longitud de la tubería de ese tramo es de 290.82 m con un $\varnothing = 3"$.

Después de haber realizado varias interacciones modificando diámetros para obtener el menor número de pérdidas de fricción posibles y colocando accesorios reductores de presión se llegó a lo siguiente:

Coj 2 VALVULAS REDUCTORAS DE PRESION

Si	... 19,15,19,134.14,4,0.0015
43	20,19,20,122.76,3,0.0015
1,1,2,202.27,6,0.0015	21,20,21,154.72,3,0.0015
2,38,3,60.90,4,0.0015	22,22,23,262.90,3,0.0015
3,3,4,40.07,3,0.0015	23,21,22,197.25,3,0.0015
4,4,5,77.17,3,0.15	24,23,24,209.64,3,0.0015
5,5,6,290.82,3,0.0015	25,24,25,68.9,3,0.0015
6,6,7,274.24,3,0.0015	26,25,26,101.05,3,0.0015
7,7,8,132.52,3,0.0015	27,26,27,81.4,3,0.0015
8,8,9,137.94,3,0.0015	28,28,27,177.85,3,0.0015
9,9,10,110.95,3,0.0015	29,12,28,248.34,3,0.0015
10,10,11,68.56,3,0.0015	30,39,29,138.31,3,0.0015
11,11,12,58.16,3,0.0015	31,29,30,156.06,3,0.0015
12,12,13,146.26,3,0.0015	32,30,31,232.24,3,0.0015
13,13,14,43.96,3,0.0015	33,31,32,148.99,3,0.0015
14,14,15,102.24,3,0.0015	34,32,33,145.6,3,0.0015
15,40,16,5,4,0.0015	35,33,34,132.21,3,0.0015
16,16,17,186.75,4,0.0015	36,34,24,109.57,3,0.0015
17,17,18,144.75,4,0.0015	37,25,41,5,2,5,0.0015
18,18,2,98.52,4,0.0015	38,35,36,200.76,2,5,0.0015
continua en forma de lista...	...continua en forma de lista...

TRIBUS CON
FALLA DE ORIGEN

... 39,36,37,265.24,2.5,0.0015
40,2,38,88.09,4,0.0015
41,21,39,83.40,3,0.0015
42,15,40,122.59,4,0.0015
43,41,35,253.22,2.5,0.0015
3
1,906.94,63.38,2,1,0.012134
40,863.02,1,23,1,1
41,831.68,1,10,1,1
NO
41
1,906.94
2,889.95
3,886.87
4,880.03
5,892.59
6,878.5
7,866.57
8,858.75
9,865.39
10,851.47
11,854.75
12,849.96
13,853.59
14,855.31
15,863.91
16,863.02
17,873.01
18,882.84
19,861.96
20,862.47
21,863.36
22,851.81
23,839.12
24,832.38
25,831.68
26,835.17
27,829.53
28,839.52
29,855
30,869.85
31,856.28
32,845.4
33,838.52
34,833.49
35,806.29
36,793.3
37,788.57
38,887.57
39,864.07
40,863.02

...continua en forma de lista...

... 41,831.68
38
2,0.000413
3,0.000124
4,0.000082
5,0.000158
6,0.000594
7,0.00056
8,0.00027
9,0.000282
10,0.000227
11,0.00014
12,0.000418
13,0.00009
14,0.00021
15,0.00026
16,0.000382
17,0.000296
18,0.000201
19,0.000274
20,0.000251
21,0.000316
22,0.000403
23,0.000537
24,0.000632
25,0.000347
26,0.000166
27,0.000363
28,0.000507
29,0.000283
30,0.000319
31,0.000508
32,0.000304
33,0.000298
34,0.00027
35,0.000323
36,0.00041
37,0.000542
38,0.000179
39,0.000283
0
0
0
1
SI
T
NO
2
40,15
41,35
...termina.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Con estos datos el programa nos lleva al siguiente resultado:

Archivo de resultados: C:\ERICK1\COJALTITLA\Co38RTRA.RES Fecha:07-24-2003 hora01:23:33

Coj 2 VALVULAS REDUCTORAS DE PRESION

ESTATICO TRADICIONAL

PROGRAMA ESTADEF (1)

Instituto de Ingenieria,UNAM (OAFM/JOR)

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

Nudos del tubo	Gasto (lps)	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
36 a 37	0.542	39	0.21	35	840.7	34.41	0.323	0.323	0.000
38 a 03	5.813	02	0.39	02	908.3	18.31	0.413	0.413	0.000
03 a 04	5.689	03	1.06	38	907.7	20.10	0.179	0.179	0.000
04 a 05	5.607	04	1.98	03	907.3	20.42	0.124	0.124	0.000
05 a 06	5.449	05	7.06	04	906.2	26.20	0.082	0.082	0.000
06 a 07	4.855	06	5.33	05	904.3	11.66	0.158	0.158	0.000
07 a 08	4.295	07	2.03	06	897.2	18.70	0.594	0.594	0.000
08 a 09	4.025	08	1.87	07	891.9	25.30	0.560	0.560	0.000
09 a 10	3.743	09	1.31	08	889.8	31.09	0.270	0.270	0.000
10 a 11	3.516	10	0.72	09	888.0	22.58	0.282	0.282	0.000
11 a 12	3.376	11	0.56	10	886.7	35.19	0.227	0.227	0.000
13 a 12	0.308	12	0.02	11	885.9	31.20	0.140	0.140	0.000
14 a 13	0.398	13	0.01	12	885.4	35.42	0.418	0.418	0.000
15 a 14	0.608	14	0.04	13	885.4	31.81	0.090	0.090	0.000
02 a 38	5.992	40	0.59	14	885.4	30.10	0.210	0.210	0.000
17 a 16	5.320	16	1.00	15	885.5	21.54	0.260	0.260	0.000
18 a 17	5.616	17	0.86	36	840.2	46.95	0.410	0.410	0.000
02 a 18	5.817	18	0.62	16	905.8	42.77	0.382	0.382	0.000
15 a 19	4.070	19	0.43	17	906.8	33.77	0.296	0.296	0.000
19 a 20	3.796	20	1.49	18	907.6	24.80	0.201	0.201	0.000
20 a 21	3.545	21	1.64	19	885.0	23.06	0.274	0.274	0.000
22 a 23	1.114	22	0.32	20	883.5	21.07	0.251	0.251	0.000
21 a 22	1.517	23	0.42	21	881.9	18.53	0.316	0.316	0.000
23 a 24	0.577	24	0.08	22	881.5	29.66	0.403	0.403	0.000
25 a 24	0.608	25	0.03	23	881.1	42.03	0.537	0.537	0.000
26 a 25	2.230	26	0.45	24	881.1	48.69	0.632	0.632	0.000
27 a 26	2.396	27	0.41	25	881.1	49.42	0.347	0.347	0.000
28 a 27	2.759	28	1.17	26	881.5	46.38	0.166	0.166	0.000
12 a 28	3.266	29	2.26	27	882.0	52.43	0.363	0.363	0.000
39 a 29	1.428	30	0.27	28	883.1	43.61	0.507	0.507	0.000
29 a 30	1.145	31	0.20	39	881.7	17.60	0.283	0.283	0.000
30 a 31	0.826	32	0.16	29	881.4	26.40	0.283	0.283	0.000
31 a 32	0.318	33	0.02	30	881.2	11.35	0.319	0.319	0.000
32 a 33	0.014	34	0.00	31	881.0	24.76	0.508	0.508	0.000
34 a 33	0.284	35	0.01	32	881.0	35.62	0.304	0.304	0.000
24 a 34	0.554	36	0.04	33	881.0	42.50	0.298	0.298	0.000
21 a 39	1.711	41	0.22	34	881.0	47.54	0.270	0.270	0.000
35 a 36	0.952	38	0.45	37	840.0	51.47	0.542	0.542	0.000
01 a 02	12.222	01	0.68	01	908.9	2.00	0.000	0.000	0.000
16 a 40	4.938	15	0.02	40	886.0	23.00	0.000	0.000	0.000
25 a 41	1.275	37	0.02	41	841.7	10.00	0.000	0.000	0.000
40 a 15	4.938	42	0.57						
41 a 35	1.275	43	0.98						

Suma = 12.222

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

TUBO	VELOCIDAD	# REYNOLDS	f
39	0.171	10868	0.034
2	0.717	72852	0.025
3	1.248	95063	0.025
4	1.230	93693	0.025
5	1.195	91053	0.025
6	1.065	81128	0.026
7	0.942	71771	0.026
8	0.883	67259	0.026
9	0.821	62547	0.026
10	0.771	58754	0.026
11	0.740	56415	0.026
12	0.068	5144	0.040
13	0.087	6648	0.037
14	0.133	10157	0.034
40	0.739	75095	0.024
16	0.656	66666	0.025
17	0.693	70375	0.025
18	0.717	72894	0.025
19	0.502	51003	0.025
20	0.832	63425	0.026
21	0.777	59231	0.026
22	0.244	18621	0.030
23	0.333	25355	0.029
24	0.127	9648	0.034
25	0.133	10162	0.034
26	0.489	37264	0.028
27	0.525	40038	0.027
28	0.605	46104	0.027
29	0.716	54575	0.026
30	0.313	23867	0.029
31	0.251	19138	0.030
32	0.181	13808	0.032
33	0.070	5320	0.040
34	0.003	240	0.266
35	0.062	4739	0.041
36	0.121	9250	0.035
41	0.375	28596	0.029
38	0.301	19089	0.031
1	0.670	102110	0.022
15	0.609	61879	0.025
37	0.403	25565	0.030
42	0.609	61879	0.025
43	0.403	25565	0.030

Carga promedio = **30.49**

Se puede observar que la carga máxima es de 52.43 m.c.a. en el nudo # 27 mientras que la carga mínima es de 10 m.c.a. justo después del nudo # 41 en el lugar donde se pretende colocar una válvula reductora de presión. Por otra parte la pérdida de fricción máxima es de 7.06 metros en el tramo # 5. Una pérdida de fricción justificable ya que la carga en los extremos de dicha tubería es mayor a 10 m.c.a.

Los resultados del programa REDESTA son representados en el plano general de la red de distribución cuya referencia es RED-01 (ver capítulo 7).

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

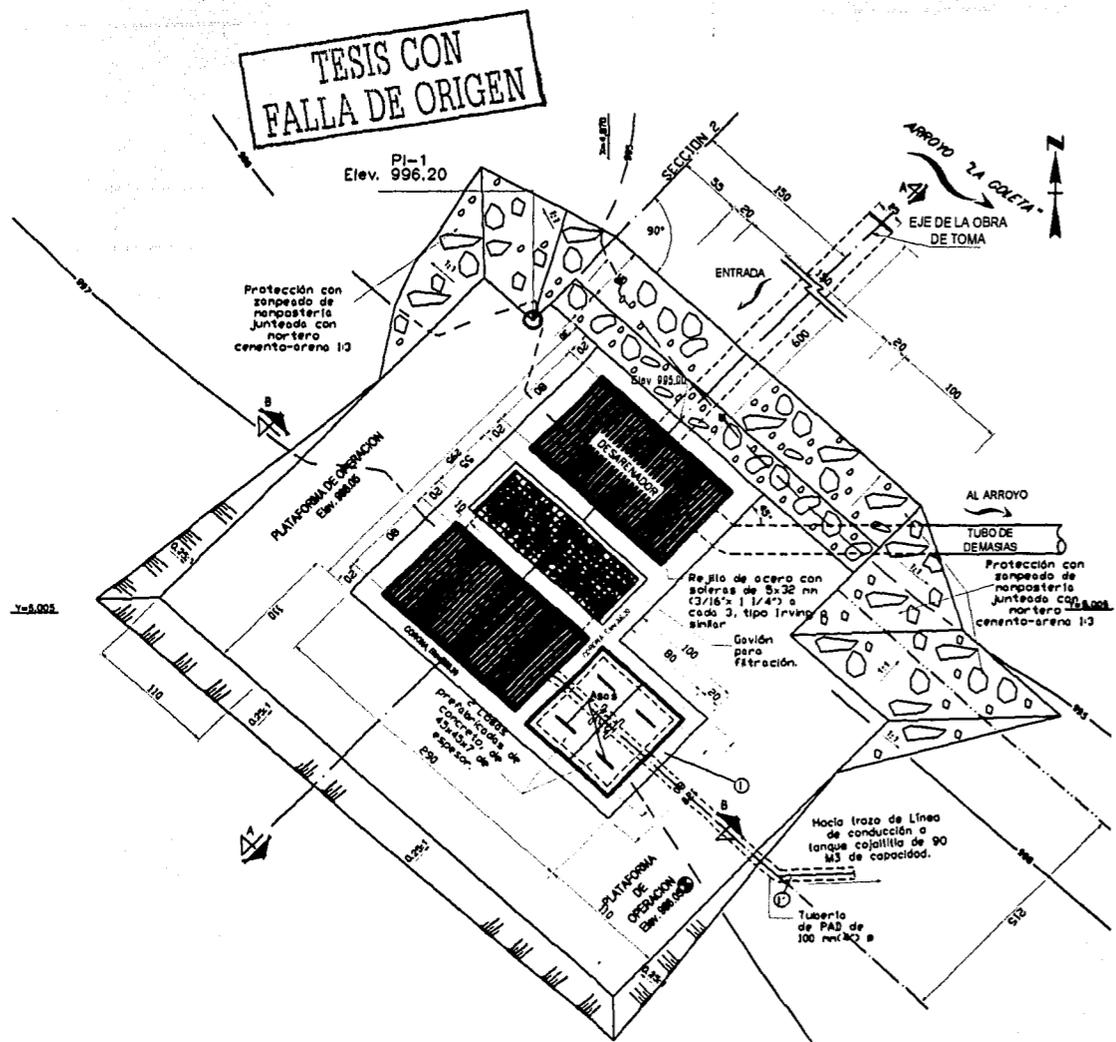
CAPÍTULO SEPTIMO

7. ANEXO DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

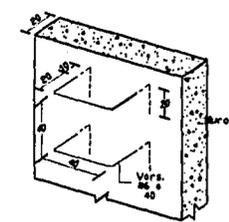
7.1 PLANOS QUE INTEGRAN EL SISTEMA DE AGUA POTABLE

En este apartado se presentan los planos mas representativos del sistema de abastecimiento de agua potable desde la obra de captación, línea de conducción, tanque de regularización hasta la red de distribución, para la localidad de Cojaltitla, municipio de Sultepec en el Estado de México.

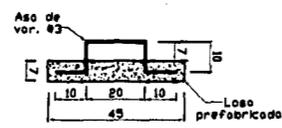
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



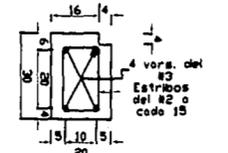
PLANTA
ACOTACION: CM



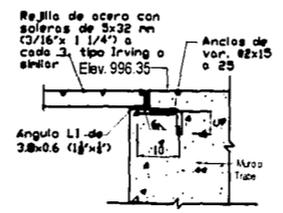
DETALLE DE ESCALERA MARINA
ESC. 110



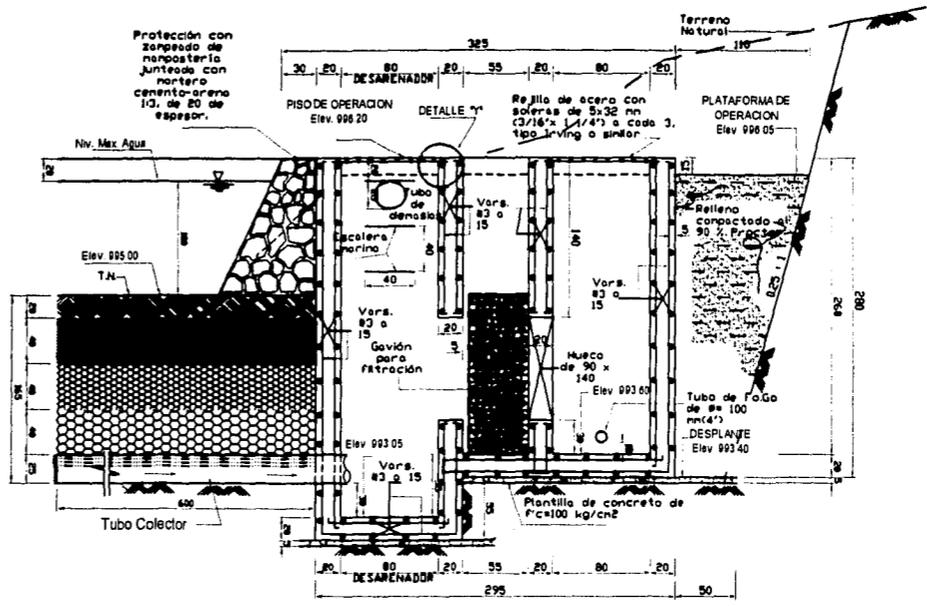
DETALLE DE ASA
ESC. 110



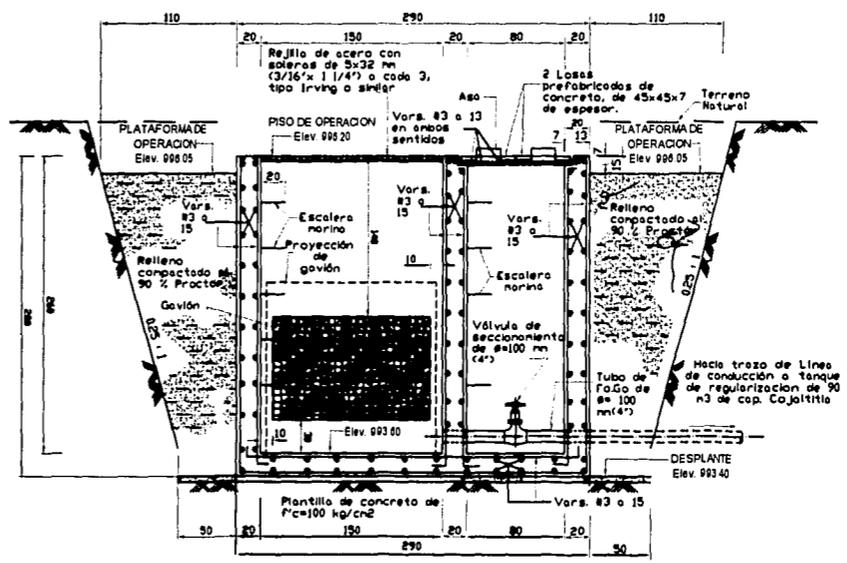
TRABE T-1
ESC. 110



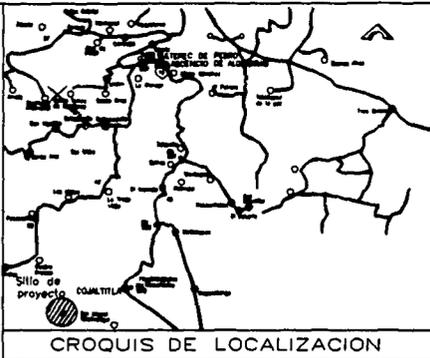
DETALLE "Y"
ESC. 110



CORTE A-A
ACOTACION: CM



CORTE B-B
ACOTACION: CM



CROQUIS DE LOCALIZACION

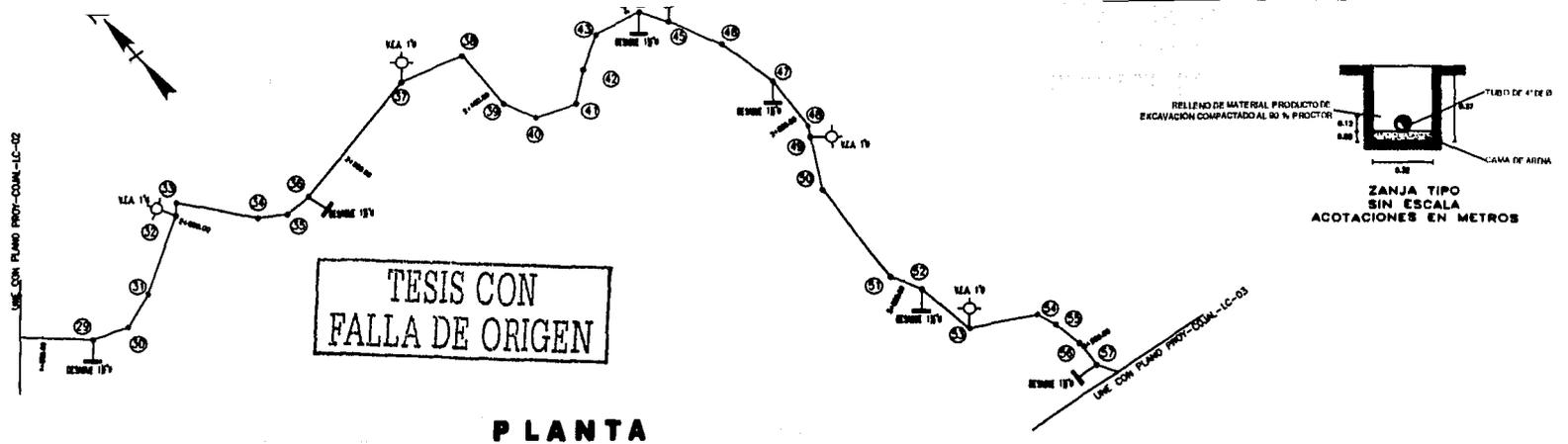
CANTIDADES DE OBRA		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m ³	45
Relleno compactado	m ³	35
Zanpeado de mampostería	m ³	3
Concreto de f'c=100 kg/cm ²	m ³	1
Concreto de f'c=250 kg/cm ²	m ³	9
Acera de refuerzo de f'y=4,200 kg/cm ²		
# 1/4" (# 2)	kg	10
# 3/8" (# 3)	kg	785
Cimbra para acabado aparente	m ²	80
Angulo L1 de 3.8x0.6 (1 1/4")	kg	21
Rejilla de acero con soleras de 3x32 mm (3/16" x 1 1/4") o cada 3, tipo Irving o similar	kg	115
Gavión para filtración	pza	1
Losas prefabricadas de concreto, de 45x45x7 de espesor.	pza	2
Escalera marina de var. #6	pza	15

DATOS DE PROYECTO	
GASTO DE DISEÑO	7.83 lps
CONDUCCION	GRAVEDAD

- NOTAS**
- Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.
 - Elevaciones en metros referenciadas al IN-100 sistema.
 - El concreto será de f'c=250 kg/cm² en toda la estructura y de 100 kg/cm² en la plantilla. Se le adicionará impermeabilizante integral.
 - El acero de refuerzo será de f'y=4,200 kg/cm². Los traslapes serán de 30 diámetros.
 - La fontanería de salida de caja de captación se ubica en el plano PRD1-COJAL-LC-01.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ACATLAN		
SEMINARIO-TALLER EXTRACURRICULAR SISTEMA DE AGUA POTABLE, "COAJITILTA", MUNICIPIO DE SULTEPEC, ESTADO DE MEXICO. OBRA DE CAPTACION		
ALUMNO	PLANO GENERAL	ASESOR DE TESIS
RIS ORDOZ GARCIA		ING. HENRIQUEZ ARCOY BERRIO
NOVIEMBRE 2003	PLANO 1 DE 1	CLAVE: CAP-01



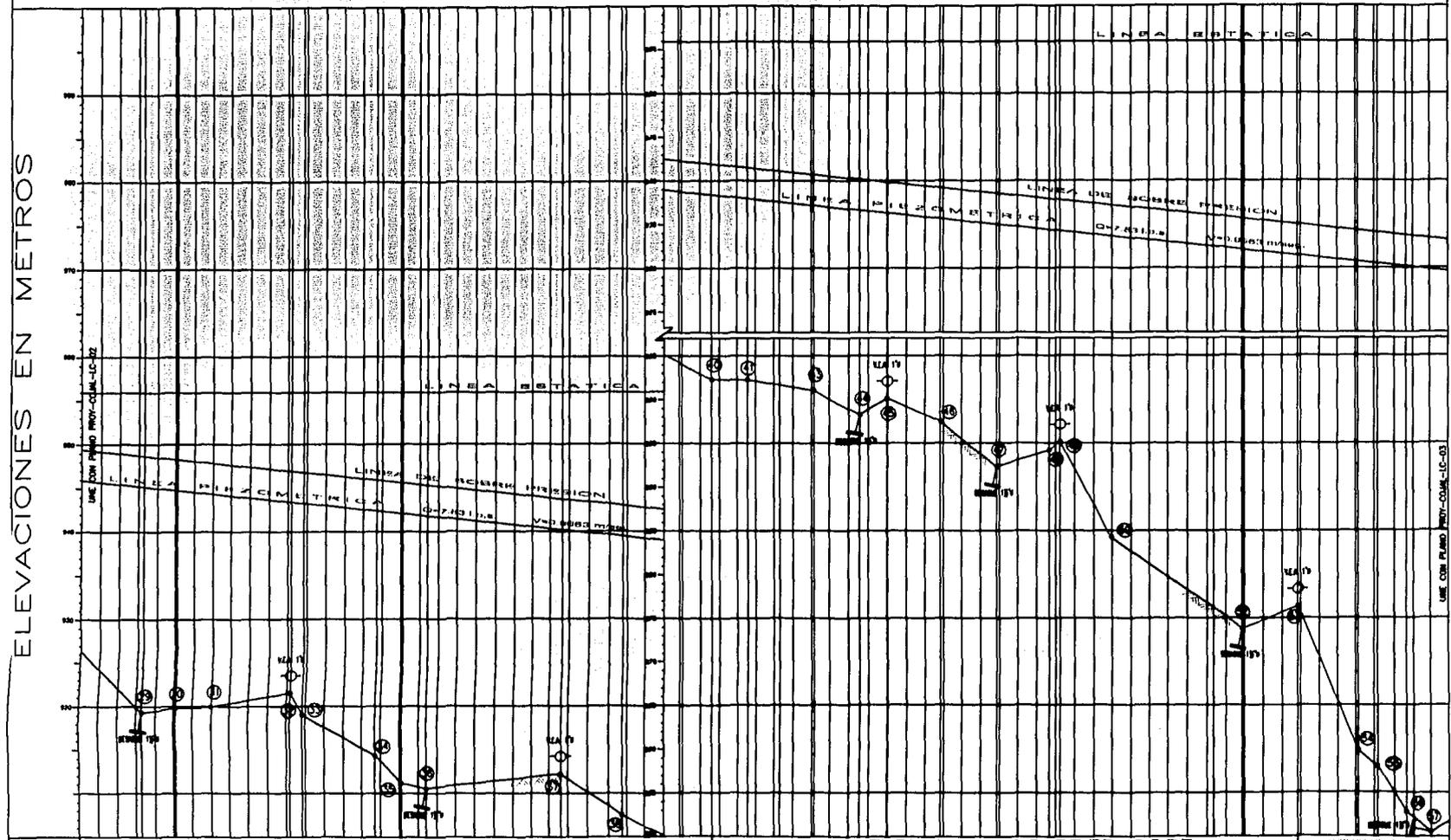
PLANTA

LISTA DE PIEZAS ESPECIALES			
SIMBOLO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
┌	CODO DE P.A.D. DE 90° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	8	PZA.
└	CODO DE P.A.D. DE 90° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	22	PZA.
┘	CODO DE P.A.D. DE 45° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	24	PZA.
┙	CODO DE P.A.D. DE 22.5° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	51	PZA.
⊙	VALVULAS DE EXPULSION DE AIRE DE 28 mm (1") DE DIAMETRO	13	PZA.
⊥	VALVULAS DE DESAGUE DE 38 mm (1 1/2") DE DIAMETRO	18	PZA.
⊠	VALVULAS DE REGULACION DE 100 mm (4") DE DIAMETRO	2	PZA.
⊞	CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 1	30	PZA.

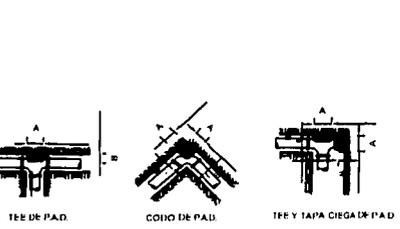
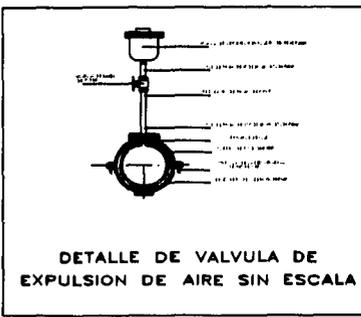


CROQUIS DE LOCALIZACION

DATOS DE PROYECTO	
POBLACION ACTUAL (AÑO 2002)	3105 Hab.
POBLACION DE PROYECTO (AÑO 2017)	3400 Hab.
OTACION	125 Hab./ha/día
COCIENTE DE VARIACION DEMIA	1.50
COCIENTE DE VARIACION HORARIO	1.10 (24 hrs.)
GRUPO MEDIO AEREO	5.507 l.a.s.
GRUPO BARRIO OSIMO	7.83 l.a.s.
GRUPO BARRIO AGUAYO	72.34 l.a.s.
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	Agua superficial Arroyo la Coahuila
CONDUCCION	Gravedad
POTABILIZACION	Operacion en la obra de fabricacion
CAPTACION	Caja de Captacion sobre el Arroyo la Coahuila
REGULACION	Tanque de regularizacion de 30.75 m ³ de capacidad (PROYECTO)



ELEVACIONES EN METROS



CANTIDADES DE OBRA		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
EXCAVACION: 2m de profundidad con material producido en la obra	881.81	m ³
CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 1	30	Caja

CANTIDADES DE TUBERIA		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
TUBERIA DE P.A.D. DE 100 mm (4") DE DIAMETRO	699.15	m
RD-11.0	316.00	m
RD-13.5	138.00	m
RD-17.0	48.00	m
RD-21.0	88.15	m
RD-28.0	82.20	m
RD-41.0	53.71	m

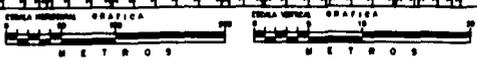
SIMBOLOGIA	
TUBERIA DE 38 mm (1 1/2") DE DIAMETRO	1 = 38mm
KILOMETRAJE	○
NUMERO DE CRUCEO	⊙
VALVULA DE EXPULSION DE AIRE	⊕
DESAGUE	⊥
OBRA DE CAPTACION	⊠
TANQUE DE REGULACION PROYECTO	⊞

NOTAS:

1. LAS ELEVACIONES Y LONGITUDES SERAN EN METROS.
 2. ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON LOS PLANOS: PROJ-COAH-LC-03.
 3. LOS CONCEPTOS, LISTA DE PIEZAS ESPECIALES Y CANTIDADES DE TUBERIA CORRESPONDEN AL TOTAL DEL PROYECTO.
 4. LAS LONGITUDES DE TUBERIA A 17 SEERAN REVISADAS POR LA TUBERIA.
 5. LAS LONGITUDES DE TUBERIA DE 100 mm (4") DE DIAMETRO SERAN DE 100 mm (4") DE DIAMETRO.
 6. EL ANCHO DE LA TUBERIA DE 100 mm (4") DE DIAMETRO SERA DE 110 mm (4 3/8").
 7. EL ANCHO DE LA TUBERIA DE 38 mm (1 1/2") DE DIAMETRO SERA DE 42 mm (1 3/4").
 8. EL ANCHO DE LA TUBERIA DE 28 mm (1") DE DIAMETRO SERA DE 30 mm (1 1/8").
 9. EL ANCHO DE LA TUBERIA DE 21 mm (3/4") DE DIAMETRO SERA DE 24 mm (1 1/4").
 10. EL ANCHO DE LA TUBERIA DE 17 mm (5/8") DE DIAMETRO SERA DE 18 mm (3/4").
 11. EL ANCHO DE LA TUBERIA DE 13.5 mm (1/2") DE DIAMETRO SERA DE 15 mm (1/2").
 12. EL ANCHO DE LA TUBERIA DE 11.0 mm (7/8") DE DIAMETRO SERA DE 12 mm (1/2").
 13. EL ANCHO DE LA TUBERIA DE 8.0 mm (5/8") DE DIAMETRO SERA DE 9 mm (3/8").
 14. EL ANCHO DE LA TUBERIA DE 4.0 mm (1/4") DE DIAMETRO SERA DE 5 mm (1/8").

CLASE DE TUBERIA	TUBERIA DE P.A.D. DE RD-21.0 DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=699.10 m.	TUBERIA DE P.A.D. DE RD-13.5 DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=625.15 m.	TUBERIA DE P.A.D. DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=316.00 m.
CARGA DISPONIBLE
ELEVACION PIEZOMETRICA
ELEVACION DE PLANTILLA
ELEVACIONES DE TERRENO
CADENAMIENTOS

PERFIL



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

149-C

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
 ACATLAN

PROYECTO EJECUTIVO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, "COAHUILA", MUNICIPIO DE BALTIEREC, ESTADO DE MEXICO.
 LINEA DE CONDUCCION
 KM 1+780.10 AL KM 3+240.10

ALUMNO: FELIPE DE JESUS JUAREZ GARCIA
 ASESOR: ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO

NOVIEMBRE 2003 PLANO 2 DE 3 CLAVE: PROJ-COAH-LC-02

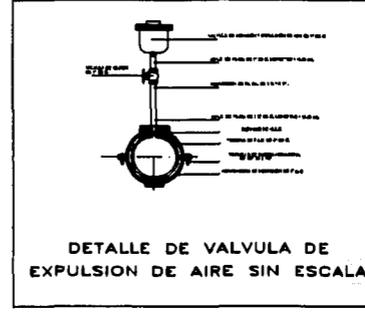


CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
CODO DE P.A.D. DE 90° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	8	PZA.
CODO DE P.A.D. DE 90° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	22	PZA.
CODO DE P.A.D. DE 45° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	24	PZA.
CODO DE P.A.D. DE 22.5° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	51	PZA.
VALVULAS DE EXPULSION DE AIRE DE 25 mm (1") DE DIAMETRO	13	PZA.
VALVULAS DE DESAGUE DE 38 mm (1 1/2") DE DIAMETRO	15	PZA.
VALVULAS DE SECCIONAMIENTO DE 100 mm (4") DE DIAMETRO	2	PZA.
CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 1	30	PZA.



POBLACION ACTUAL (AÑO 2007)	3105 Hab.
POBLACION DE PROYECTO (AÑO 2017)	3807 Hab.
DENSIDAD	175 Ha/Hab/año
COCIENTE DE VARIACION DEMIA	1.60
COCIENTE DE VARIACION URBANA	1.35
COCIENTE DE RECOLECCION	11.0 (24 hrs.)
COSTO MEDIO ANUAL	5,867 L.p.a.
COSTO MEDIO DIARIO	7.83 L.p.a.
COSTO MEDIO HORARIO	121.54 L.p.a.
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	Acueducto superficial Arroyo La Golera
CONDICION	Operado
POTABILIZACION	Cloración en la obra de captación
CAPTACION	Caja de Captación sobre el Arroyo La Golera
REGULACION	Tanque superficial de 80.75 m ³ de capacidad (PROYECTO)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
EXCAVACION	601.81	M ³
Relevo compactado con material proctor de 10 cm espesor	488.43	M ³
CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 1	30	Caja

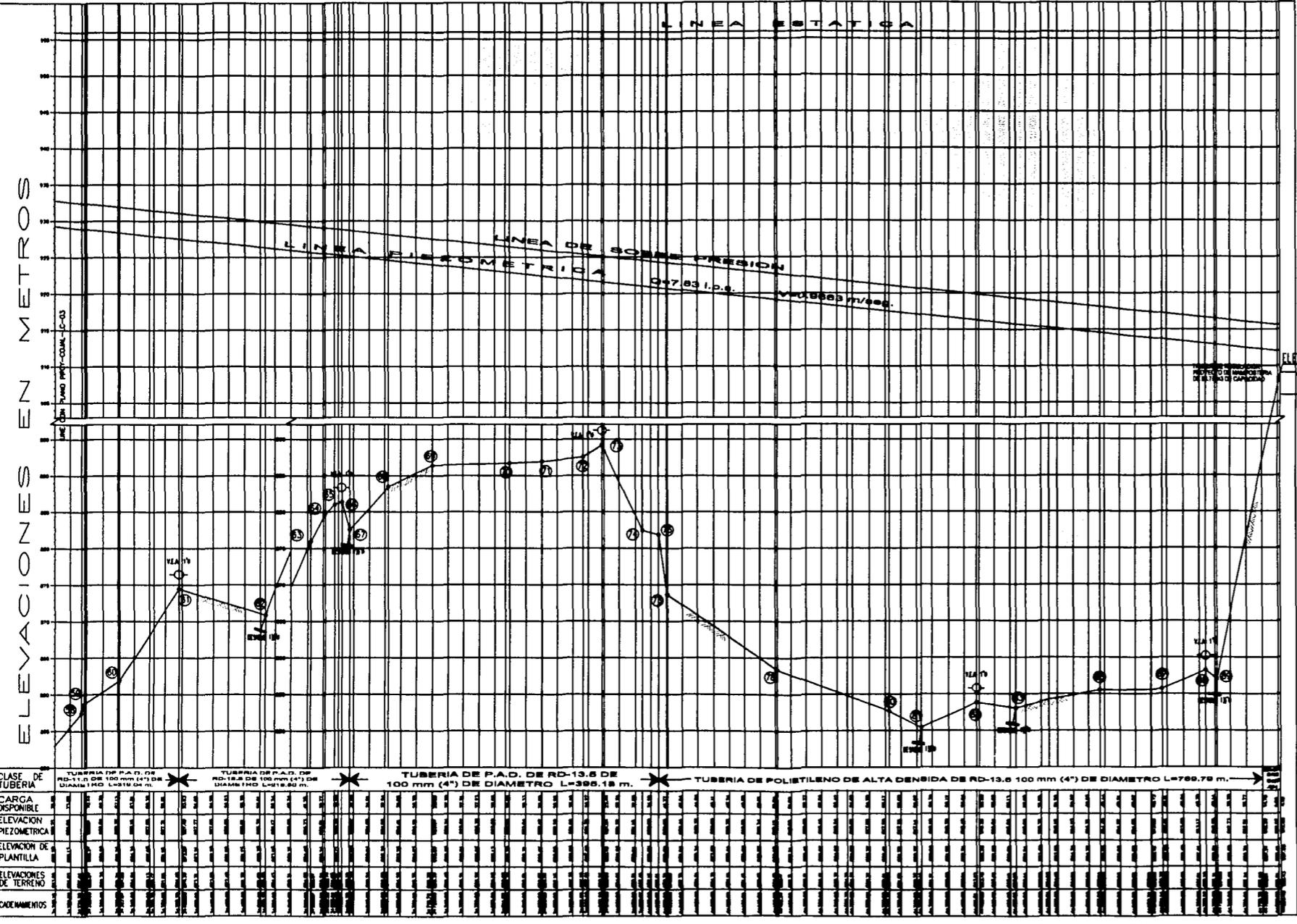
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
TUBERIA DE ALTA DENSIDAD DE 100 mm (4") DE DIAMETRO	318.84	m.
RD-11.5	1,813.44	m.
RD-17.0	418.89	m.
RD-21.0	880.9	m.
RD-24.0	892.29	m.
RD-41.0	833.71	m.

TUBERIA DE 38 mm (1 1/2") DE DIAMETRO	— + 38.00
HELOMETRAJE	⊕ + 000.00
NUMERO DE CRUCERO	⊕
VALVULA DE EXPULSION DE AIRE	⊕
DESAGUE	⊕
OBRA DE CAPTACION	⊕
TANQUE DE REGULACION PROYECTO	⊕



diámetro nominal	altura	leada "A"	leada "B"	Vol. por atraque
10	4"	25	30	0.038

NOTAS:
 LAS ELEVACIONES Y LONGITUDES ESTAN DADAS EN METROS
 COTE PLANO DE COORDENADAS CON LOS PUNTO
 PROY-CDM-1C-01
 CON LAS CANTIDADES DE PIEZAS ESPECIALES Y CANTIDADES DE TUBERIA CORRESPONDEN
 AL VOLUMEN DEL PROYECTO
 LAS DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES DE CONCRETO SON LAS SIGUIENTES
 10 CM DE ANCHO POR 4 CM DE ALTO Y 25 CM DE LONGITUD PARA LOS ATRAQUES
 10 CM DE ANCHO POR 4 CM DE ALTO Y 30 CM DE LONGITUD PARA LOS ATRAQUES
 LAS DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES DE CONCRETO SON LAS SIGUIENTES
 10 CM DE ANCHO POR 4 CM DE ALTO Y 25 CM DE LONGITUD PARA LOS ATRAQUES
 10 CM DE ANCHO POR 4 CM DE ALTO Y 30 CM DE LONGITUD PARA LOS ATRAQUES
 LAS DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES DE CONCRETO SON LAS SIGUIENTES
 10 CM DE ANCHO POR 4 CM DE ALTO Y 25 CM DE LONGITUD PARA LOS ATRAQUES
 10 CM DE ANCHO POR 4 CM DE ALTO Y 30 CM DE LONGITUD PARA LOS ATRAQUES



CLASE DE TUBERIA	TUBERIA DE P.A.D. DE RD-11.5 DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=1813.44 m.	TUBERIA DE P.A.D. DE RD-17.0 DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=418.89 m.	TUBERIA DE P.A.D. DE RD-21.0 DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=880.90 m.	TUBERIA DE P.A.D. DE RD-24.0 DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=892.29 m.	TUBERIA DE P.A.D. DE RD-41.0 DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=833.71 m.
CARGA DISPONIBLE
ELEVACION PIEZOMETRICA
ELEVACION DE PLANTILLA
ELEVACIONES DE TERRENO
CADEMIMTOS

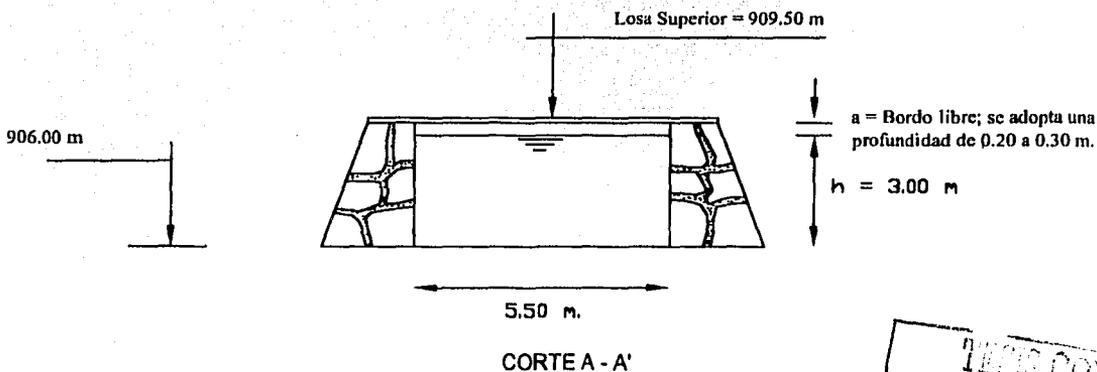
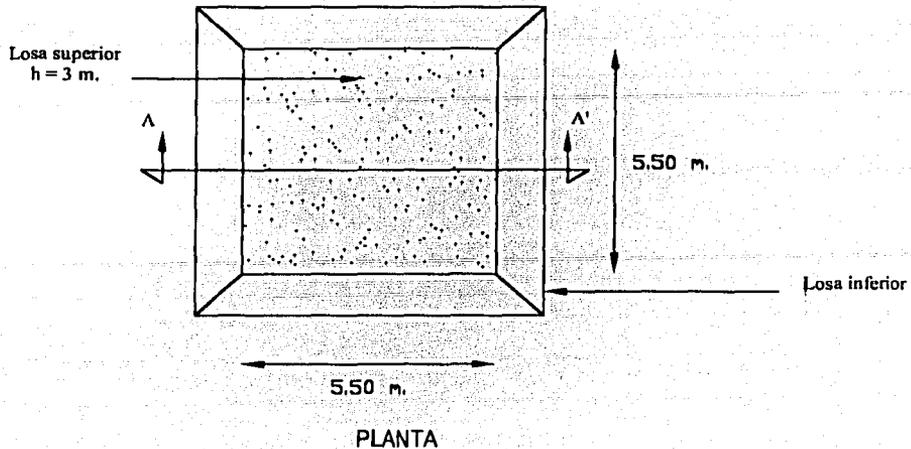
PERFIL



149-D

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

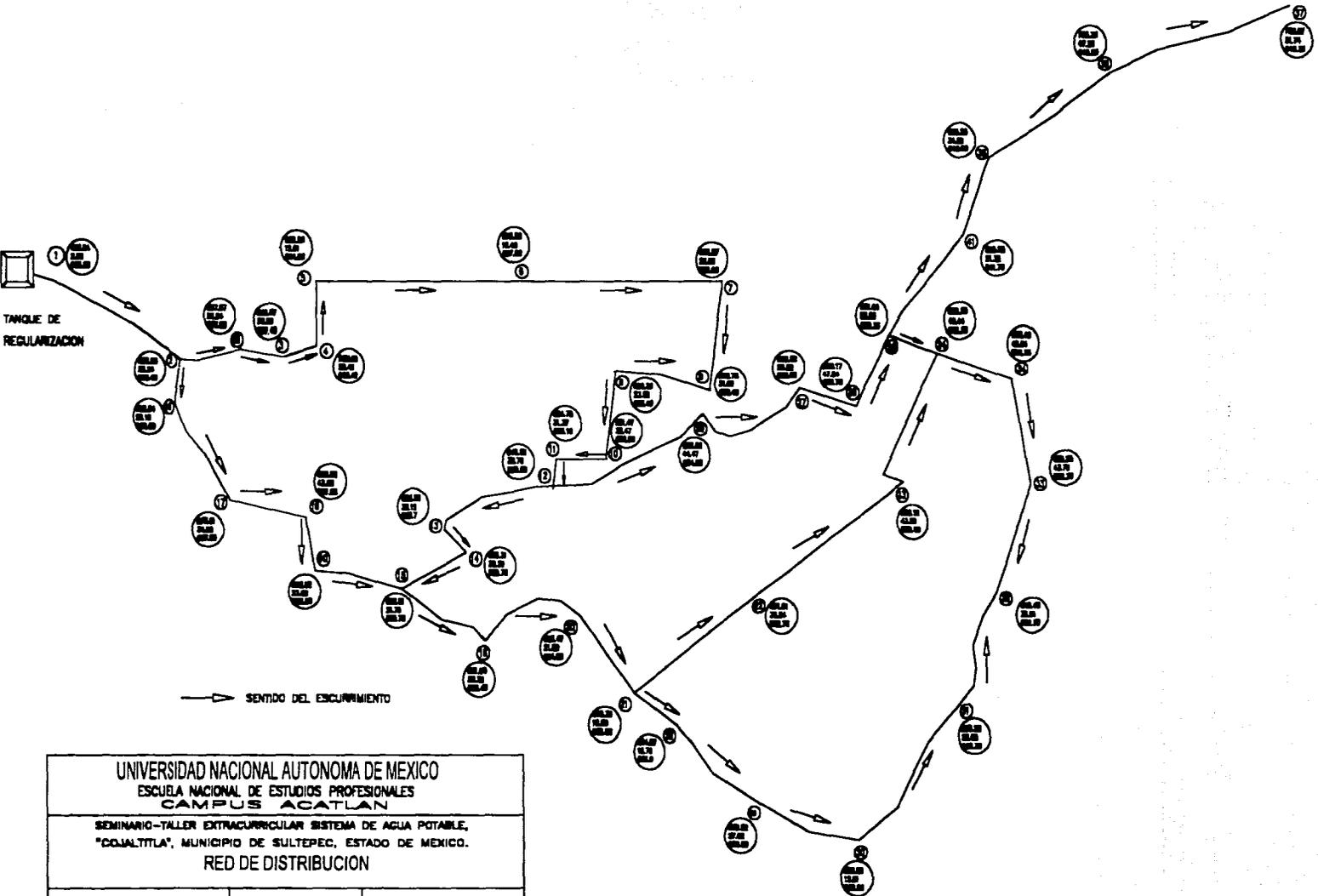
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
 ACATLAN
 PROYECTO EJECUTIVO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE.
 COATLÁN, MUNICIPIO DE SALTILLO, ESTADO DE MEXICO.
 LINEA DE CONDUCCION
 KM 3+240.10 AL KM 4+803.40
 ALUMNO: FELIPE DE JESUS JUAREZ GARCIA
 ASesor: ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO
 NOVIEMBRE 2003 PLANO 3 DE 3 COTE: PROY-CDM-1C-01



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ACATLAN		
SEMINARIO-TALLER EXTRACURRICULAR SISTEMA DE AGUA POTABLE, "COJALTLTLA", MUNICIPIO DE SULTEPEC, ESTADO DE MEXICO. TANQUE DE REGULARIZACION		
ALUMNO		ASESOR DE TESIS
RAUL GARCIA GARCIA		ING. HERMENEGILDO ARCOB BERRIANO
NOVIEMBRE 2003	PLANO 1 DE 1	CLAVE: REG-01

149-E



→ SENTIDO DEL ESCURRIMIENTO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ACATLAN		
SEMINARIO-TALLER EXTRACURRICULAR SISTEMA DE AGUA POTABLE, "COJALITTLA", MUNICIPIO DE SULTEPEC, ESTADO DE MEXICO. RED DE DISTRIBUCION		
NOVIEMBRE 2003	PLANO 1 DE 1	CLAVE: RED-01

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

1041

CONCLUSIONES

Los sistemas de abastecimiento de agua potable son una forma de impulsar el desarrollo de las comunidades que no cuentan con este indispensable servicio, ya que contribuyen al mejor aprovechamiento de los recursos naturales y al bienestar de los pobladores.

De acuerdo al estudio realizado al poblado de Cojaltilla, ubicado en el Municipio de Sultepec Estado de México, la población requiere una dotación media diaria de 7.83 lts./s, mientras que el arroyo del cual se abastecerá del vital líquido, tiene una capacidad de abastecimiento de 7000 lts./s. en época de lluvia, cabe mencionar que, en época de estiaje el arroyo abastece sin problema el gasto de diseño, motivo por el cual este cubre la demanda social.

La obra de captación se proyectó para 15 años y su buen funcionamiento dependerá de la protección del sitio y mantenimiento de la caja captadora para que quede exento de cualquier contaminación y su vida útil sea óptima.

Al analizar el funcionamiento de la "Línea de Conducción" se llegó a la conclusión, de que al ser el terreno es muy accidentado, será necesaria la colocación en un punto estratégico de una caja rompedora de presión a una distancia de 822.29 m. con respecto a la obra de toma, lo anterior es para reducir considerablemente las presiones hidrostáticas en la tubería y por lo tanto su costo, para garantizar la llegada del agua con las velocidades recomendadas por la C.N.A. hasta el tanque de regularización de 90 m³.

Es interesante ver que la ingeniería civil nos permite involucrarnos en muchas otras áreas para llevar a cabo proyectos en beneficio de las civilizaciones, como lo constata al hacer este trabajo.

BIBLIOGRAFIAS

- 1.- ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.
Enrique César Valdez.
Edit. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 2.- PLANEACIÓN Y DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.
José Luis de la Fuente Severino.
Edit. I. P. N.
- 3.- HIDRAULICA GENERAL.
Gilberto Sotelo Avila.
Edit. Limusa.
- 4.- MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO.
Comisión Nacional del Agua.
México 2001.
- 5.- HIDRAULICA.
George E. Rusell.
Edit. CECSA.
- 6.- OBRAS DE CAPTACIÓN EN CURSOS SUPERFICIALES.
Nicolas V. Nyerges.
Edit. Nicolas V. Nyerges
- 7.- ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO.
Ernest W. Steel.
Edit. Gustavo Gili.
- 8.- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCIÓN DE AGUAS RESIDUALES.
Geyer G.M. Fair.
Edit. Limusa.

- 9.- CAPTACION Y ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE.
Purschel Wolfgang.
- 10.- MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA.
Universidad Nacional Autónoma de México
México 1979
- 11.- ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LAS ZONAS RURALES Y EN LAS PEQUEÑAS COMUNIDADES.
Edmundo G. Wagner.
Ginebra 1980
- 12.- ABASTECIMIENTO DE AGUA.
Hernandez Muñoz Aurelio.
Ginebra 1980