

872715

9



UNIVERSIDAD
DON VASCO, A.C.

UNIVERSIDAD DON VASCO, A.C.

INGENIERIA CIVIL

INCORPORADA A LA U.N.A.M. (8727 - 15)

TEMA:

**" ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y
RED DE DISTRIBUCION PARA LAS COLONIAS
Y FRACCIONAMIENTOS DE SAN RAFAEL
EN LA ZONA ORIENTE DE URUAPAN, MICH. "**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

FELIPE } **ZACARIAS** GOMEZ

Uruapan, Michoacán, Méx. Octubre de 2002



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA

A MIS PADRES:

**Juan Zacarías Arévalo y
Paulina Gómez Vargas**

Por haberme dado la vida, por todo el cariño, la confianza y el apoyo incondicional que me han brindado, así como por todo el esfuerzo que han hecho para que obtuviera una profesión, además de haberme enseñado que el hombre debe ser responsable, honesto y sencillo.

A MIS HERMANOS:

Cecilia, Dante, Mónica, Sandro y Juan.

Por su cariño, confianza y apoyo que siempre me han brindado, además de que el tiempo que hemos pasado juntos ha sido tan hermoso, que donde quiera que me encuentre nunca los olvidare.

A MIS SOBRINOS:

Maritza, Omar y Diego.

Por que son un pilar importante que me ayuda a sostenerme para seguir adelante a demás de aportar bastante alegría a la casa cuando ustedes llegan.

A MIS ABUELOS^(t):

Gracias por su cariño, consejos, apoyo y bendiciones que me brindan lo cual ha contribuido para terminar mi carrera.

A MIS AMIGOS:

Por ser como son y por las cosas que hemos pasado juntos, además de que siempre pueden contar con miigo tanto en las buenas como en las malas, gracias.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Universidad Don Vasco A.C. y a la Escuela de Ingeniería Civil por el compromiso que adquieren al formar profesionales y por el apoyo que me han brindado para la realización de este trabajo.

Especialmente agradezco a mi asesor al Ing. Carlos Pérez Angeles por su tiempo, dirección, colaboración y apoyo incondicional que me brindo para la realización de este proyecto.

Al Ing. Anastasio Blanco Simiano, por que además de ser mi maestro y amigo, me brindo su amistad, confianza y apoyo para mi formación profesional.

Al Ing. Alfredo Valencia de C.A.P.A.S.U. que sin recibir nada a cambio me brindo su ayuda para la elaboración del proyecto.

A los profesores de la Escuela de Ingeniería Civil, ya que gracias a ellos tenemos los conocimientos necesarios para nuestro desarrollo profesional.

A todos mis compañeros y amigos de la generación 2001, así como a todas aquellas personas que de alguna u otra manera me brindaron su apoyo para la elaboración de este trabajo gracias.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

ÍNDICE GENERAL

	Página
INTRODUCCIÓN	10
1. ANTECEDENTES	13
1.1. Superficie territorial	13
1.2. Colindancias	13
1.3. Localidades y tenencias	13
1.4. Antecedentes históricos y territoriales	14
1.5. Climatología	15
1.6. Orografía	15
1.7. Recursos hidrológicos	15
1.8. Situación actual	16
1.8.1. Características demográficas	16
1.8.2. Aspecto económico	16
1.8.3. Actividades económicas	16
1.8.3.1. Sector primario	16
1.8.3.2. Sector secundario	16
1.8.3.3. Sector terciario	17
1.9. Agua potable	17
1.10. Drenaje	18
1.11. Usos del suelo	19
1.12. Tenencia de la tierra	19
2. ANTECEDENTES GENERALES DE SAN RAFAEL	21
2.1. Ubicación de la población	21
2.2. Hidrología	21
2.3. Topografía	21
2.4. Edafología	21
2.5. Temperatura media anual	21
2.6. Vegetación y uso actual	22
2.7. Vías de comunicación	22
2.7.1. Carreteras y caminos	22
2.8. Energía eléctrica	22
3. DATOS DE PROYECTO	24
3.1. Datos básicos de proyecto	24
3.1.1. Características generales	24
3.1.2. Población	24
3.1.2.1. Población de proyecto	25
3.1.3. Período de diseño y vida útil	26
3.1.3.1. Período de diseño	26
3.1.3.2. Vida útil	27

	Página
3.1.4. Demanda	27
3.1.4.1. Consumo	27
3.1.4.2. Demanda actual	28
3.1.4.3. Demanda futura	28
3.1.4.4. Demanda contra incendio	29
3.1.4.5. Dotación	29
3.1.5. Coeficientes de variación	29
3.1.5.1. Coeficientes de variación diaria y horaria	29
3.1.6. Gastos de diseño	30
3.1.6.1. Gasto medio diario	30
3.1.6.2. Gasto máximo diario	30
3.1.6.3. Gasto máximo horario	31
4. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	33
4.1. Disposiciones generales	33
4.2. Definiciones	34
4.2.1. Estudios topográficos	34
4.2.2. Levantamientos topográficos de baja precisión	34
4.2.3. Levantamientos topográficos definitivos	34
4.2.4. Recopilación de información	34
4.3. Poligonales	35
4.3.1. Trazo de apoyo	35
4.3.2. Brecheo	35
4.3.3. Orientaciones astronómicas	36
4.3.4. Poligonales abiertas	36
4.3.5. Poligonales cerradas	38
4.4. Nivelación	38
4.4.1. Bancos de nivel	38
4.4.2. Monumentación	39
4.4.3. Nivelación diferencial	39
4.4.4. Nivelación de perfil	39
4.4.5. Nivelación de secciones transversales	39
4.5. Levantamientos especiales	40
5. OBRAS DE CAPTACIÓN	42
5.1. Fuente de abastecimiento	42
5.1.1. Captación de aguas superficiales	42
5.1.1.1. Captación directa	43
5.1.1.2. Torres de toma	45
5.1.1.3. Presas de derivación	46
5.1.1.4. Presas de almacenamiento	48
5.1.2. Captación de aguas subterráneas	48
5.2. Manantiales	51

	Página
5.3. Galerías filtrantes	53
5.4. Puyones	55
5.5. Pozos	56
5.5.1. Pozos profundos	56
5.6. Tratamiento del agua	58
5.6.1. Impurezas del agua	59
5.6.2. Análisis del agua	59
5.6.3. Cloración	61
6. LÍNEA DE CONDUCCIÓN	64
6.1. Definición de línea de conducción	64
6.2. Tipos de conducciones	64
6.2.1. Conducciones por gravedad	64
6.2.2. Conducciones por bombeo	67
6.2.2.1. Equipo de bombeo	67
6.3. Cavitación	69
6.4. Golpe de ariete	69
6.5. Fórmulas empleadas en el cálculo de una conducción por bombeo	70
6.5.1. Gasto de diseño	70
6.5.2. Presión por golpe de ariete	70
6.6. Tuberías	72
6.6.1. Tuberías de PVC (policloruro de vinilo)	72
6.6.1.1. Ventajas del PVC	73
6.6.1.2. Desventajas del PVC	74
6.7. Especificaciones para líneas de conducción	75
6.7.1. Velocidades	75
6.7.2. Zanjas para la instalación de tuberías	76
6.7.3. Ancho de zanja	76
6.7.4. Profundidad de zanja	77
6.7.5. Plantilla o cama	78
6.7.6. Atraques de concreto	78
6.7.7. Prueba hidrostática	79
6.8. Accesorios	80
6.8.1. Válvulas de seccionamiento	80
6.8.2. Válvulas de flotador y de altitud	80
6.8.3. Válvulas de admisión y expulsión de aire	81
6.8.4. Válvulas de retención	81
6.8.5. Válvulas de alivio de presión	82
6.8.6. Registros	82
6.8.7. Desagües	83
6.8.8. Juntas	83
6.8.9. Signos convencionales para redes de agua potable	84

	Página
7. OBRAS DE REGULARIZACIÓN	86
7.1. Tipos de tanques	87
7.1.1. Tanques superficiales	87
7.1.2. Tanques elevados	90
7.2. Capacidad de reserva	91
7.3. Cálculo de la capacidad de regularización	92
8. REDES DE DISTRIBUCIÓN	95
8.1. Definición de red de distribución	95
8.1.1. Requisitos generales	95
8.1.2. Líneas de alimentación	96
8.1.3. Redes primarias	96
8.1.4. Redes secundarias o de relleno	97
8.1.5. Requerimientos contra incendio	98
8.1.6. Crucero de la red	98
8.1.7. Tomas domiciliarias	98
8.2. Métodos para calcular las redes de distribución	100
8.2.1. Redes abiertas	100
8.2.2. Redes cerradas o de circuitos método de Hardy Cross	100
9. CÁLCULO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LAS COLONIAS DE "SAN RAFAEL"	105
9.1. Cálculo de los datos de proyecto	105
9.2. Cálculo de la línea de conducción	106
9.2.1. Cálculo del diámetro de la tubería de conducción	106
9.2.2. Cálculo de las pérdidas por fricción	106
9.2.3. Cálculo de la velocidad de la tubería	107
9.2.4. Cálculo de la altura de impulsión	107
9.2.5. Cálculo de la altura manométrica	107
9.2.6. Cálculo del Golpe de Ariete	107
9.3. Cantidades de obra	110
9.4. Cálculo del equipo de bombeo (Plano 1)	111
9.5. Cálculo de la cantidad de almacenamiento del tanque (Plano 2)	113
9.6. Cálculo de la red de distribución	115
9.7. Cantidades de obra (Plano 3)	123
9.8. Análisis de cruceros	125
9.9. Lista de piezas especiales	128

Bibliografía

130

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

El agua como elemento esencial para la vida y motor del desarrollo, requiere indiscutiblemente de su cuantificación para la planeación y la realización de proyectos para su aprovechamiento en las actividades agropecuarias, industriales y urbanas.

Por regla, en la naturaleza todos los organismos viven en medios de vida físicos que les proporcionen condiciones adecuadas de existencia.

El espacio en el cual se produce el intercambio de materia entre las partes viva e inanimada de la naturaleza, en función de sustancias minerales orgánicas e inorgánicas, recibe el nombre de ecosistema. Los ecosistemas están determinados por factores ecológicos que cabe dividir en abióticos, bióticos (vida vegetal y animal) y antropógenos (efecto de la actividad del hombre sobre estos factores) (F.A.O. 1974).

Si los factores se relacionan de tal manera que facilite la adaptación continua de los organismos vivos, se produce un equilibrio ecológico. El factor que tiene más influencia en el equilibrio biológico es el hombre, sobre todo mediante sus actividades económicas y su crecimiento demográfico, que lleva consigo una sobre explotación de los recursos naturales. De todos los recursos explotados por el hombre, el agua en su estado líquido es uno de los que tiene más importancia.

El agua constituye el elemento natural de muchas especies animales. El peso corporal del hombre está integrado por agua en un 97% tres días después de su nacimiento, en un 81% ocho meses después y en un 65 - 75% en su vejez. El hombre, pues, necesita todos los días de 2.5 a 3 litros de agua potable de gran calidad biológica, incluida la contenida en los alimentos, (F.A.O. 1974).

De tal manera el problema que aquí nos ocupa, es el abastecer de tal líquido a determinada masa de gente sobretodo para resolver sus necesidades de orden doméstico, determinando el sistema adecuado que permita solucionar sus prioridades, para esto se recurrirán a diversas ramas de la Ingeniería Civil tales como: la topografía, la hidráulica, las estructuras, los costos, etc., las cuales contribuirán a decidir sobre la solución más óptima tanto en lo económico como en lo técnico del sistema.


Para cada uno de los capítulos que se mencionan en el presente trabajo, se indican todas las especificaciones y normas confiables para la proyección de un sistema adecuado. Desde la ubicación de la fuente de abastecimiento, el trazo de la línea de conducción la cual conduce al tanque que almacenará y regulará el agua, hasta llegar finalmente a la red de distribución lo que nos permitirá dotar de agua a los habitantes de las Colonias de "San Rafael" en la zona oriente de Uruapan Mich.,

Para el sistema todos los elementos son esenciales, y por lo tanto tienen la misma importancia.

Para este trabajo es necesario contemplar todos los aspectos teóricos necesarios que ayuden al desarrollo del proyecto, por lo que la primera parte tratará de estos aspectos básicos, los cuales nos permitirán en el último capítulo realizar los cálculos correspondientes al sistema que abastecerá a la colonia en cuestión.

Cuando se realizan proyectos relacionados con los medios naturales en este caso el de proveer el servicio de agua potable, es necesario contemplar medidas que ayuden a prever la explotación y el uso desmedido de los recursos para evitar un impacto que afecte enormemente al medio ambiente.

CAPÍTULO I



ANTECEDENTES

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

Uruapan es uno de los 113 municipios del Estado de Michoacán y la Ciudad de Uruapan es una de los centros urbanos más importantes del Estado. Se localiza en la porción Oeste del Estado de Michoacán, entre los paralelos 19° 38' 00" y los meridianos 101° 56' 00"; a los 19° 12' 00" de Latitud Norte y a los 102° 22' 00" de Longitud Oeste de Greenwich, con una variación en altitud de 900 m.s.n.m. a 3280 m.s.n.m. en el "Cerro de Angahuan", la cabecera Municipal se encuentra a 1,650 m.s.n.m.

Por lo que una vez conocida la ubicación exacta de la Ciudad es necesario mencionar a grandes rasgos sus características principales de modo que en este capítulo se tratará de la superficie territorial con que cuenta el municipio, las colindancias de este con otros municipios, los antecedentes históricos y territoriales así como de sus recursos hidrológicos, clima, orografía, temperatura media anual, usos del suelo y de la organización en lo referente a la tenencia de la tierra.

Debido a las características topográficas del lugar así como de las condiciones climatológicas la Ciudad de Uruapan es considerada como la Capital Mundial del Aguacate ya que esta zona es en su mayoría agrícola, el sector turismo ocupa un espacio importante dentro de la región debido a la belleza de los paisajes así como de zonas turísticas ya establecidas que aportan divisas para la población, en cuanto al sector industrial este es muy escaso ya que son contadas las empresas que se encuentran en esta Ciudad, aún así Uruapan ocupa el segundo lugar en importancia dentro del Estado.

1.1 Superficie Territorial

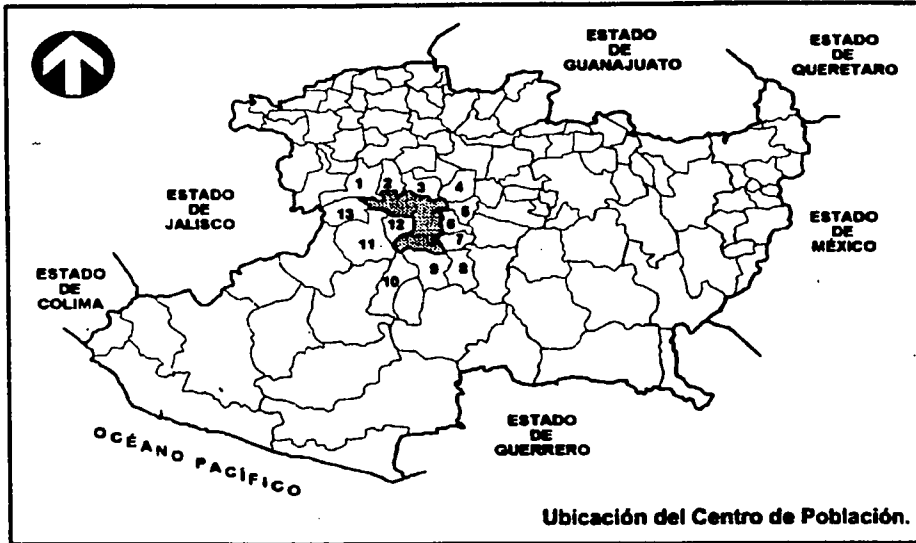
De acuerdo con el INEGI la extensión territorial del municipio de Uruapan es de 830.28 km², representando, éstos el 1.46% del total de la superficie estatal.

1.2. Colindancias

El municipio colinda al Norte con los municipios de los Reyes (1), Charapan (2), Paracho (3) y Nahuatzen (4); al Este con Tingambato (5), Ziracuaretiro (6) y Taretan (7); al Sur con Nuevo Urecho (8), Gabriel Zamora (9) y Paracuaro (10); al Oeste con los municipios de Tancitaro (11), Nuevo Parangaricutiro (12) y Peribán (13).

1.3. Localidades y Tenencias

En el municipio existen 137 localidades de diversos tamaños y características geográficas. El mismo se compone de 9 tenencias: Nuevo Zirosto, Caltzontzin, San Lorenzo, Corupo, Jucutacato, Angahuan, Santa Ana Zirosto, Jicalán y Capácuaro.



1.4. Antecedentes Históricos y Territoriales

Se tienen referencias confiables de que en Uruapan ya había asentamientos humanos Purepechas mucho antes de la llegada de los españoles. Una vez consolidada la conquista Europea, Fray Juan de San Miguel fundó definitivamente la ciudad en el año de 1553, reuniendo a los indios Purepechas de las diversas comunidades.

El trazo de Uruapan estuvo sujeto a las normas de urbanización de España, en esquema de retícula ordenando en ejes de Norte a Sur y de Este a Oeste.

Durante la guerra de independencia, Uruapan fue asiento del primer "Congreso de Anahuac". De 1825 a 1839 Uruapan forma parte del Distrito Sur; posteriormente en Febrero de 1856 Uruapan adquiere la categoría política y pasa a ser uno de los 6 Departamentos del Estado de Michoacán.

En la época de la Reforma, por su lealtad a las ideas liberales, el gobierno del General Epitasio Huerta le confirió el 28 de Noviembre de 1858 el rango de ciudad, quitándole el nombre del Santo Patrono "San Francisco de Uruapan" y agregándole después el epíteto "Del Progreso". Aunque 3 años después cambiaran definitivamente al de "Uruapan del Progreso".

De 1861 a 1910 Uruapan adquiere la categoría de Distrito del Estado; en la época revolucionaria, Uruapan siguió el influjo del devenir armado como la mayoría de los centros urbanos del país; en 1918 según el Artículo 15 se declara que "El Estado tendrá como base de su división territorial y de su organización política y administrativa, el Municipio libre", y en 1951 se agrega la tenencia de Zirosto, posteriormente las tenencias de Angahuan y Corupo también se adicionaron.

El desarrollo de la segunda mitad del presente siglo ha sido importante, al grado de convertirse en la segunda ciudad en importancia del Estado, tanto en aspectos demográficos como económicos. La Ciudad de Uruapan es considerada como "La Capital Mundial del Aguacate", esto se debe a que tiene la mayor cantidad de tierras dedicadas al cultivo de éste producto, así como a la alta producción del mismo.

1.5. Climatología

El municipio de Uruapan presenta diversos tipos de clima que van del Cálido hasta el Templado Semifrío. La altitud, factor geográfico del clima, tiene gran influencia en la gran variedad de climas. En la zona Norte encontramos los climas templados Semifríos y Templados Subhúmedos predominantemente. En la zona central el clima se vuelve más cálido y húmedo con lluvias de hasta 1,650 mm anuales y temperatura media de 19° C. En el Sur la parte más baja del Municipio, el clima es Tropical y menos húmedo que en el centro, con lluvias de 1,200 mm anuales y temperatura media anual de 22° C.

1.6. Orografía

El municipio de Uruapan, está incluido dentro de la Sierra Volcánica Transversal, principal sistema montañoso del Estado.

La orografía está compuesta de terrenos accidentados con una topografía montañosa, lomas, mesetas y llanuras.

1.7. Recursos Hidrológicos

Su hidrología tiene un potencial muy importante, estos recursos se componen principalmente por ríos, manantiales y presas.

Entre los ríos destacan los siguientes: el río "Cupatitzio", el río "Parota", el río Paracho "Tepalcatepec" y el río "Itzicuaró".

Con respecto a los manantiales, aprovechamientos y canales más importantes destacan: Llanos de Uruapan, Matanguaran, Santa Bárbara, Los Conejos, La Alberca, La Cofradía, El Vainillo, El Cangrejo y El Sauce, entre otros. Las presas "Cupatitzio" y "Caltzontzin" son los embalses más relevantes del Municipio.

1.8. Situación actual

1.8.1. Características demográficas

La Ciudad de Uruapan para el año 2000 contaba con 265,211 habitantes, de ellos 128,628 son hombres y 136,584 son mujeres, analizando el ultimo quinquenio con cifras del INEGI (1995-2000), la tasa de crecimiento resultante es del 6.2% y el porcentaje entre hombres y mujeres es de 48.5% y 51.4% respectivamente.

La Ciudad de Uruapan concentra el 86% de la población del municipio, entre la población urbana y rural, la diferencia es de 92%, para la primera y sólo el restante 8% para la segunda.

1.8.2. Aspecto económico

Del origen de sus ingresos (la producción), la diversidad y producción de los mismos, se puede juzgar la posibilidad de equilibrio económico de una región. Ahora bien, el conocimiento de la estructura económica de un lugar permite establecer el potencial de fuentes de trabajo y plantear acciones que favorezcan el desarrollo económico de la zona; en este aspecto se analizan los recursos humanos participantes en la economía y la manera como se participa en esto, de acuerdo a los sectores de ocupación y producción que existe dentro del Municipio de Uruapan.

1.8.3. Actividades económicas

1.8.3.1. Sector primario

Fuera de la cabecera Municipal, la mayoría de la población se ocupa en actividades agropecuarias. La economía en este sector está basada preponderantemente en la producción del aguacate, que se cultiva en algunas variedades de la mejor calidad en el mercado, llegando a ostentar el título de "Capital Mundial del Aguacate". No obstante, también son importantes sus cosechas de durazno, chirimoyas y limones; se cuenta además con producción de café de excelente calidad, hortalizas y cereales tales como: maíz, avena, trigo y sorgo; oleaginosas, como el cacahuete y leguminosas como el frijol. La producción forestal es muy importante en especies como el pino, encino, parota, fresno y cedro; Mucha de esta explotación se realiza de manera clandestina.

1.8.3.2. Sector secundario

Dentro de la región de Uruapan, la industria maderera tiene un desarrollo importante en la fabricación de muebles rústicos, es una gran industria de talleres tipo doméstico familiar. Otras incorporaciones de valor agregado a su producción primaria son: las seleccionadoras, procesadoras y empacadoras de frutales, así como la fabricación de derivados de frutales como el guacamole envasado para exportación.

Otra industria de valor agregado son las productoras de licor de caña conocido en la región como "Charanda", licor de café y otros que se derivan de la caña.

Existen otras industrias de menor cuantía pero no menos importantes para la economía y que generan empleos en el Municipio.

1.8.3.3. Sector terciario

En promedio este sector le da ocupación remunerada al 50% de la población económicamente activa. Por ser Uruapan un punto intermedio entre la región de tierra caliente y la capital Morelia, así como entre los municipios del Norte del Estado y los del Sur de la entidad, se conforma como un punto de servicios al transporte, de comercio, de productores agrícolas, de insumos agropecuarios y de servicios públicos regionales. La actividad turística tiene un desarrollo importante, su impulso representa una de las más inmediatas y económicas opciones para generar fuentes de empleo, las posibilidades de crecimiento de esta actividad son muy amplias, dada su gran demanda en las diferentes zonas de atracción.

1.9. Agua potable

Las principales fuentes de abastecimiento de agua potable son los manantiales: Riyitos, Revelero I y II, El Pescadito, Yerbabuena y Gandarillas I y II, ubicados al Noroeste de la ciudad; Piedra Ancha ubicado al Oriente de la ciudad.

- ◆ **Manantial Riyitos.** Con un potencial de 50 L.P.S., del que se aprovechan 30 L.P.S., Su principal línea de abastecimiento es de 10" de diámetro y se ubica por la Calzada Benito Juárez y la Avenida Ricardo Flores Magón en la colonia el periodista. Abastece a 17 colonias, en 2 zonas localizadas al Norte y Noroeste de la ciudad.
- ◆ **Manantiales Revelero I y II** con un potencial que suma 140 L.P.S., de los cuales se aprovechan el 100%. Su principal línea de distribución tiene diámetros de entre 16" y 4", localizándose al noroeste de la ciudad entre las avenidas Fray Juan de San Miguel y Dolores, aledaño al Parque Nacional. Abastece a 16 colonias principalmente en el centro de la ciudad.
- ◆ **Manantial El Pescadito.** Con un potencial de 2,400 L.P.S., de los que se aprovechan 310 L.P.S., estos se bombean a tres tanques de regularización el primero es el tanque Ruben Jaramillo la conducción se hace por medio de una línea con diámetro de 6" abastece a la zona Poniente, el segundo es el tanque Rodilla del Diablo da abasto a la zona Norte (parte baja) y el tercero es el tanque los Pinos que abastece a la zona Norte (parte alta) se localiza por la calzada Benito Juárez abastece a 47 colonias localizadas al Norte de la ciudad.

- ◆ **Manantial Yerbabuena.** Con un potencial de 2,000 L.P.S., del cual se aprovechan 190 L.P.S., su principal línea de distribución tiene diámetros entre 18" y 4"; se localiza en el anillo de circunvalación. Abastece a 46 colonias ubicadas al Norte y Sur de la ciudad.
- ◆ **Manantiales Gandarillas I y II.** Con un potencial que suma 970 L.P.S., del que se aprovechan 375 L.P.S., su principal línea de distribución tiene diámetros entre 16" y 4", localizándose por el margen derecho del Río Cupatitzio y el camino viejo a Zumpimito. Abastece a 38 colonias ubicadas al sur de la ciudad

La localidad no cuenta con sistema de potabilización ya que el agua extraída de los manantiales es de buena calidad y únicamente se le agrega cloro.

El sistema de distribución opera por gravedad en un 67% y por bombeo en un 33%.

La capacidad en conjunto es de 2,750 m³, los cuales se encuentran distribuidos en doce tanques reguladores, localizados en la parte Noroeste de la ciudad, siendo los siguientes:

- **Rodilla del Diablo.** Con una capacidad de 1,100 m³.
- **Paracho.** Con una capacidad de 250 m³.
- **Jaramillo.** Con una capacidad de 200 m³.
- **Pinos.** Con una capacidad de 250 m³.
- **28 de Octubre I.** Con una capacidad de 50 m³.
- **28 de Octubre II.** Con una capacidad de 50 m³.
- **28 de Octubre III.** Con una capacidad de 50 m³.
- **Piedra Ancha.** Con una capacidad de 100 m³.
- **Plan de Ayala.** Con una capacidad de 200 m³.
- **Balcones.** Con una capacidad de 200 m³.
- **Residencial Don Vasco.** Con una capacidad de 250 m³.
- **Bellavista.** Con una capacidad de 50 m³.

Actualmente el servicio de agua potable cubre el 85% de la ciudad, la zona oriente es una de las que más carece del servicio.

1.10. Drenaje

La ciudad de Uruapan no cuenta con un sistema de colectores y subcolectores, por lo que todas las descargas se hacen a los ríos Cupatitzio y San Antonio. Actualmente se han construido 8,770 metros de colectores y subcolectores de un proyecto total de 51,967 m.

Las aguas residuales que colectan los drenajes municipales son vertidas al río Cupatitzio y San Antonio sin ningún tipo de tratamiento previo ocasionando la

contaminación de suelos y escurrimientos. En la actualidad se encuentra en proceso de operación en la zona Sudeste de la ciudad una planta de tratamiento de aguas negras. No existe sistema de drenaje pluvial por lo que las aguas de lluvia son vertidas a los drenajes existentes. **(Programa de Desarrollo Urbano de Uruapan, 1999).**

1.11. Usos del suelo

De acuerdo con la SAGAR (1994), el municipio cuenta con 83,112 Has de las cuales 27,551 (30%) son utilizadas para fines agrícolas, 8,305 (11%) en la producción pecuaria, 38,520 (51%) son de uso forestal y 8,736 (9%) se destinan a otro tipo de uso.

1.12. Tenencia de la tierra

Según datos de la SAGAR, en el municipio hay 19 ejidos constituidos que disponen de 26,872 Has (35%); la propiedad comunal ocupa 39,607 Has (52%) repartida entre 9 comunidades; 2,897 Has (4%) dedicadas a la pequeña propiedad y 6,736 Has (9%) representan otro tipo de propiedad, incluyendo la urbana. **(Programa de Desarrollo Urbano de Uruapan, 1999).**

Una vez conocidos los puntos más importantes por los que ha pasado y que han dado vida a la Ciudad de Uruapan, es necesario ubicar exactamente el lugar en donde se ejecutará la obra, por lo que en el siguiente capítulo se ubica la zona dentro de la Ciudad en donde se desarrollará el proyecto de abastecimiento de agua potable y la red de distribución, para realizar el proyecto se deben conocer las características específicas del lugar ya que esto permitirá tener un panorama más amplio para efectuar de manera precisa y eficaz la ejecución del proyecto.

CAPÍTULO II



ANTECEDENTES GENERALES DE SAN RAFAEL

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES GENERALES DE SAN RAFAEL.

En la elaboración de cualquier proyecto es necesario conocer las necesidades que demanda la población de tal forma que para dar una probable solución es de igual importancia conocer las características generales en donde se efectuara el proyecto, es decir se procede a la localización geográfica del lugar para identificar que tipo de topografía, climatología, geología, edafología e hidrología son las que predominan en el lugar, también no se pueden dejar de lado las condiciones demográficas, el aspecto económico así como las vías de comunicaciones y transportes, todo esto es para establecer el tipo de proyecto que cumpla con las condiciones que los habitantes demandan de modo que se pueda establecer cual es la solución más viable.

2.1. Ubicación de la población.

El predio en el que ha sido trazada la Colonia "San Rafael" se encuentra situada en la zona oriente de la Ciudad de Uruapan en el Estado de Michoacán. La colonia se encuentra delimitada al norte por la Colonia Ampliación San Rafael, al este por las Instalaciones de la Feria del Aguacate, al sur por la Colonia Jardines de San Rafael y al oeste por la Colonia Sol Azteca.

2.2. Hidrología.

El principal abastecedor de agua para esta colonia es la Presa de Caltzontzin aguas abajo se encuentra el manantial Piedra ancha del cual se bombea el agua hasta el tanque de regularización para abastecer a las Colonias de "San Rafael".

2.3. Topografía.

El relieve es predominantemente plano, lo cual dificulta un poco el sistema y habrá que buscar el punto más alto para colocar el tanque de regularización para obtener una adecuada distribución del agua.

2.4. Edafología.

La textura del suelo encontrado en la zona es del tipo medio (arcillas), contiene cantidades altas de materia orgánica resultando en una alta capacidad de retención de humedad.

2.5. Temperatura media anual

La temperatura media es de 21.7°C, lo que constituye un clima templado húmedo con abundantes lluvias, llegando a tener una precipitación promedio de 1,457 mm anuales.

2.6. Vegetación y uso actual

Los factores que influyen en la distribución de la vegetación son principalmente: el clima, asoleamiento, temperatura, vientos, humedad, precipitaciones, relieves, suelo, etc.

Predominan en San Rafael tierras abiertas a la agricultura, abundancia en especies arbóreas inducidas en gran cantidad al aguacate, así como los centros de población.

2.7. Vías de comunicación

2.7.1. Carreteras y caminos

Se puede acceder al lugar por la autopista de cuota Morelia - Uruapan. Tiene comunicación a sus calles por caminos de terracería.

2.8. Energía eléctrica

El suministro de electricidad se recibe a través de una línea de alta tensión con una carga de 115kv, la cual aunque cuentan con la capacidad suficiente falta la construcción de la infraestructura menor que permitiría dotar a la zona totalmente por lo que cuenta con servicio de energía eléctrica pero no al 100%, Se estima que en el escenario de población se tendrá que atender a un 75% más de las necesidades actuales.

Vale la pena mencionar que debido a la dispersión de la población, a lo pequeño de las localidades y a lo inaccesible, a sido muy difícil dotarlos del servicio.

Con respecto al alumbrado público, este es deficiente, por lo que se tornan indispensables programas de acción que permita dotar de éste servicio a las localidades, para evitar los riesgos en cuanto a la seguridad de los habitantes.

Debido a las características geográficas la región de Uruapan se puede considerar una zona privilegiada ya que cuenta con una amplia vegetación que dan vida a hermosos paisajes, sin embargo también se han presentado graves problemas de contaminación, así como incendios frecuentes que afectan a su bosque a pesar de todo esto aún se cuenta con importantes caudales de agua, aún así no se ha podido dotar de este líquido a toda la población por diferentes circunstancias una de estas ha sido la falta de recursos económicos así como la aparición de asentamientos humanos irregulares, por lo que el presente trabajo se enfoca a proporcionar una alternativa para solucionar el problema de agua potable que afecta ala Zona Oriente de esta Ciudad.

CAPÍTULO III

DATOS DE PROYECTO



CAPÍTULO 3

DATOS DE PROYECTO

La concentración de la población en núcleos cada vez mayores trae consigo múltiples problemas, uno de ellos es el abastecimiento de agua potable de tal forma que se recurre a idear la forma de un sistema eficiente.

En la elaboración de cualquier proyecto, es necesario tener especial cuidado en la definición de los datos básicos. Estimaciones exageradas provocan la construcción de sistemas sobredimensionados, mientras que estimaciones escasas dan como resultado sistemas deficientes o saturados en corto tiempo, ambos casos representan inversiones inadecuadas que imposibilitan su recuperación, en démerito del funcionamiento de los propios sistemas.

Tomando en consideración lo anterior, es importante mencionar que el ingeniero proyectista es el responsable de asegurar la recopilación de información confiable, de realizar análisis y conclusiones con criterio y experiencia para cada caso particular, y de aplicar los lineamientos que a continuación se presentan, con objeto de obtener datos básicos razonables para la elaboración de proyectos ejecutables de agua potable.

3.1. Datos Básicos de Proyecto

3.1.1. Características generales

Una vez recopilada toda la información disponible de los sistemas de agua potable en funcionamiento, se hará una síntesis que proporcione un diagnóstico del sistema, señalando sus características más importantes sus deficiencias y los requerimientos de rehabilitación, sustitución o expansión. Con lo anterior se deben plantear alternativas de desarrollo para las posibles áreas de crecimiento, y programar a futuro aquellas zonas consideradas en los planes de desarrollo urbano.

Se deben identificar las zonas habitacionales por su clase socioeconómica, diferenciándolas en: popular, media y residencial. De igual forma se delimita las zonas industriales, comerciales y de servicios públicos.

Lo anterior representa la información de inicio para obtener los datos básicos que son necesarios en la elaboración de estudios y proyectos de agua potable.

3.1.2. Población

Tomando en cuenta las diferentes zonas habitacionales descritas anteriormente, se debe definir la población actual correspondiente.

Utilizando la información que proporciona el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), relativa a cuando menos los últimos tres censos disponibles, se realiza la proyección de la población al término del periodo de diseño en que se ejecutan los estudios y proyectos.

Los resultados obtenidos de la población actual, por clase socioeconómica, se validan con la información que proporcione la Comisión Federal de Electricidad (CFE), referente a número de contratos de servicio doméstico, índice de nacimiento (número de habitantes por vivienda) y cobertura en el servicio de energía eléctrica.

9.8.1.1. Población de proyecto

De acuerdo con las características socioeconómicas de la población y tomando en cuenta los planes de desarrollo urbano, se definirán las zonas habitacionales actuales y futuras para cada grupo demográfico.

Basándose en el crecimiento histórico, las variaciones observadas en las tasas de crecimiento, su característica migratoria y las perspectivas de desarrollo económico de la localidad, se definirá en caso de ser posible, la tasa de crecimiento en cada grupo demográfico para proyectar la población anualmente en un horizonte de 20 años. Esta tasa podrá ser constante o variable, según sea el caso, indicando los periodos para los cuales corresponde cada tasa de crecimiento.

Se deben elaborar las gráficas correspondientes a las tasas de crecimiento para cada zona urbana (residencial, media y popular) para un horizonte de 5, 10 y 20 años.

Para definir la densidad de población futura y las estrategias planteadas por la rectoría municipal para el crecimiento de la localidad, se puede consultar el plan de desarrollo urbano de la localidad, de manera que se determine el área urbana a la que se le deberán proporcionar los servicios.

En caso de que el plan no especifique los horizontes de crecimiento a 5, 10 y 20 años, éstos se establecerán de acuerdo con los lineamientos seguidos en el mismo; si la localidad en estudio no cuenta con plan de desarrollo urbano, se definirán, con ayuda de las autoridades municipales o estatales, las proyecciones de crecimiento de la mancha urbana.

Los factores básicos del cambio en la población son: el aumento natural (más nacimientos que muertes) y la migración neta (movimiento de las familias hacia dentro y hacia fuera de un área determinada).

Se establecerá, junto con las autoridades correspondientes, la consistencia de los planes de desarrollo urbano y programas anteriormente realizados, comparándolos con el crecimiento observado en la ciudad y las razones por las cuales se presentaron diferencias, si éstas resultaran considerables.

Otra forma consiste en multiplicar el número de lotes que comprende la población, por el número de habitantes proyectados para cada uno de ellos. (JUÁREZ, 1976:35-39).

3.1.3. Período de diseño y vida útil

3.1.3.1. Período de diseño

Se entiende por período de diseño, el intervalo de tiempo durante el cual la obra llega a su nivel de saturación, este período debe ser menor que la vida útil.

Los períodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos, los cuales están en función del costo del dinero, esto es, a mayor tasas de interés menor período de diseño; sin embargo no se pueden desatender los aspectos financieros, por lo que en la selección del período se deben considerar ambos aspectos.

Considerando lo anterior, el dimensionamiento de las obras se realizará a períodos de corto plazo, definiendo siempre aquellas que, por sus condiciones específicas, pudieran requerir un período de diseño mayor por economía de escala.

Siempre que sea factible se deberán concebir proyectos modulares, que permitan diferir las inversiones el mayor tiempo posible. Se buscará el máximo rendimiento de la inversión, al disponer de infraestructura con bajos niveles de capacidad ociosa en el corto plazo.

De acuerdo con los criterios anteriores, las componentes de los sistemas deberán diseñarse para períodos de cinco años o más.

En la tabla 3.1 se presentan los períodos de diseño recomendables para los diferentes elementos de los sistemas de agua potable.

TABLA 3.1 PERIODO DE DISEÑO	
ELEMENTO	PERIODO DE DISEÑO (años)
Fuente	
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 (*)
Red de atarjeas	a saturación (*)
Colector y emisor	de 5 a 20
Planta de tratamiento	de 5 a 20

Fuente: CNA, 1994

(*) En el caso de distribución secundaria y red de atarjeas, por condiciones de construcción difícilmente se podrá diferir la inversión.

3.1.3.2. Vida útil

La vida útil es el tiempo que se espera que la obra sirva a los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que requiera ser eliminada por insuficiente. (CNA, 1994:1-5)

En la tabla 3.2 se indica la vida útil de algunos elementos de un sistema de agua potable, considerando una buena operación y mantenimiento.

TABLA 3.2 VIDA ÚTIL	
ELEMENTO	VIDA ÚTIL (AÑOS)
Pozo	
Civil	De 10 a 30
Electromecánica *	De 2 a 20
Línea de conducción	De 20 a 40
Planta potabilizadora	
Civil	40
Electromecánica *	de 5 a 20
Estación de bombeo	
Civil	40
Electromecánica *	de 5 a 20
Tanque	
Superficial	40
Elevado	20
Distribución primaria	de 20 a 40
Distribución secundaria	de 15 a 30
Red de atarjeas	de 15 a 30
Colector y emisor	de 20 a 40
Planta de tratamiento	
Civil	40
Electromecánica	de 15 a 20

Fuente: CNA, 1994

*La vida útil del equipo electromecánico, presenta variaciones muy considerables, principalmente en las partes mecánicas, como son cuerpos de tazones, impulsores, columnas, flechas, portachumaceras, estoperos, etc.. La cual se ve disminuida notablemente debido a la calidad del agua que se maneja (contenido de fierro y manganeso) y a sus condiciones de operación.

3.1.4. Demanda

3.1.4.1. Consumo

El consumo de agua se determina de acuerdo con el tipo de usuarios, se divide según su uso en: doméstico y no-doméstico; el consumo doméstico, se subdivide

según la clase socioeconómica de la población en residencial, medio y popular. El consumo no doméstico incluye el comercial, el industrial y de servicios públicos a su vez el consumo industrial se clasifica en industrial de servicio e industrial de producción (fábricas).

Los consumos se obtienen con base en los histogramas, de preferencia de un año, de los registros del organismo operador. En caso de no disponer de esta información se podrán considerar los valores de consumos domésticos que se dan en la tabla 3.3 que son los resultados medidos obtenidos en el "Estudio de actualización de dotaciones en el país" efectuados por la CNA a través del IMTA, en varias ciudades de la República Mexicana, durante los años de 1992 y 1993.

TABLA 3.3 CONSUMOS DOMESTICOS PER CAPITA			
CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONOMICA (lts/hab/dia)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
Cálido	400	230	185
Semicálido	300	205	130
Templado	250	195	100

Fuente: CNA, 1994

NOTAS:

- 1) Para los casos de climas semifrío y frío se consideran los mismos valores que para el clima templado.
- 2) El clima se selecciona en función de la temperatura media anual.

3.1.4.2. Demanda actual

Para determinar este dato, se multiplica la población de cada uno de los sectores socioeconómicos y el número de comercios, industrias y zonas de servicios públicos por el consumo de acuerdo a la clasificación (domestico, no domestico), además deberán tomarse en cuenta las fugas que pudiera presentar el sistema las cuales pueden definirse mediante un estudio de evaluación de pérdidas o mediante la comparación con una o más localidades de similares características socioeconómicas.

3.1.4.3. Demanda futura

La demanda actual deberá proyectarse considerando los diversos factores que pueden afectarla. Debe tenerse presente, el efectuar la proyección, que el consumo doméstico presentará decrementos con el transcurso del tiempo debidos principalmente a las políticas de uso racional del agua que implementan los

organismos operadores y que son de carácter obligatorio. En el caso de emplear una tasa creciente en el consumo, ésta deberá justificarse plenamente.

La demanda futura se obtendrá de considerar la población proyectada con su correspondiente consumo calculado para cada año dentro del período analizado.

En lo relativo a los sectores comercial, industrial y de servicios, en el caso de no existir planes serios de expansión, su consumo se considerará dentro de la demanda doméstica; cuando se cuente con programas de desarrollo en éstos sectores, la demanda futura se calculará aplicando los consumos de cada sector por su proyección correspondiente.

3.1.4.4. Demanda contra incendio

En pequeñas localidades, salvo casos especiales, se considera innecesario proyectar sistemas de abastecimiento de agua potable que incluyan protección contra incendios. En localidades medianas o grandes el problema debe ser estudiado y justificado en cada caso, de acuerdo con las características particulares de cada localidad.

3.1.4.5. Dotación

Se entiende por dotación el volumen de agua que considera el consumo de todos los servicios que se hacen por habitante por día, incluyendo pérdidas físicas. La dotación se obtiene a partir de las demandas.

3.1.5. Coeficientes de variación

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborables y otras actividades.

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni durante 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 diario y máximo horario, los cuales se determinan multiplicando el coeficiente de variación diaria por el gasto medio diario y el coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario respectivamente.

3.1.5.1. Coeficientes de variación diaria y horaria

Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria se debe:

- Realizar un estudio de demanda de la localidad

Si no se puede llevar a cabo lo anterior:

- Considerar los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medios, que se obtuvieron del estudio de "Actualización de dotaciones del país", llevado a cabo por el instituto Mexicano de Tecnología del Agua. En donde se determino la variación del consumo por hora y por día durante un período representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima.
- Del análisis de la información de este trabajo, se identificó que no había una diferencia significativa entre el tipo de usuario, clima y estaciones del año, por lo que se pueden utilizar valores promedio, los cuales son:

TABLA 3.4 COEFICIENTES DE VARIACION DIARIA Y HORARIA	
CONCEPTO	VALOR
Coefficiente de variación diaria (CVd)	1.40
Coefficiente de variación horaria (CVh)	1.55

3.1.6. Gastos de diseño

3.1.6.1. Gasto medio diario

El gasto medio diario es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

La expresión que define el gasto medio diario es la siguiente:

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

Donde:

- Q_{med} = Gasto medio diario (lts/seg)
- P = Número de habitantes
- D = Dotación (lts/hab/día)
- 86400 = Segundos/día

3.1.6.2. Gasto máximo diario

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.

Este gasto se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$Q_{MD} = CV_d \times Q_{med}$$

Donde:

Q_{MD} = Gasto máximo diario (lts/seg).

CV_d = Coeficiente de variación diaria.

Q_{med} = Gasto medio diario (lts/seg).

3.1.6.3. Gasto máximo horario

El gasto máximo horario, es el requerido para satisfacer las necesidades de la población en el día de máximo consumo y a la hora de máximo consumo.

Este gasto se utiliza, para calcular las redes de distribución. Se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{MH} = CV_h \times Q_{MD}$$

Donde:

Q_{MH} = Gasto máximo horario (lts/seg)

CV_h = Coeficiente de variación horaria

Q_{MD} = Gasto máximo diario (lts/seg)

Los datos mencionados en el presente capítulo son fundamentales para la realización del sistema de abastecimiento de agua potable, es de vital importancia que el proyectista los tome muy en cuenta ya que de no ser así el proyecto no cumplirá con las expectativas que la población demanda, para los capítulos posteriores se mencionan datos adicionales referentes a cada elemento del sistema, pero definitivamente los datos básicos mencionados son de igual importancia que los próximos.

CAPÍTULO IV 
ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

CAPÍTULO 4

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

En este capítulo se establecen los requisitos mínimos que deben cumplir cada una de las actividades de topografía, requeridas para elaborar proyectos de sistemas de agua potable.

Para una localidad en particular se definirán cuales de las actividades que se cubren en el presente capítulo se deben de realizar. Dicha definición está en función del sistema que se proyecta, de la información disponible, del tipo de localidad y de las condiciones topográficas en la zona de estudio, entre otros.

4.1. Disposiciones Generales

Se deben llevar registros de los levantamientos en libretas de campo específicas para cada clase de trabajo, cuyas hojas deben foliarse. En las páginas del lado derecho se hacen los croquis y dibujos alusivos al levantamiento y en las del lado izquierdo, se hacen los asientos de los levantamientos, los asientos equivocados no deben borrarse, sino tacharse de modo que sigan siendo legibles y debe anotarse a un lado el asiento correcto.

Las anotaciones deben hacerse con lápiz de mina relativamente dura, para evitar el manchado de las hojas, causado por minas muy blandas, debe evitarse el uso del bolígrafo ya que la tinta se corre, si alguna vez la libreta se llaga a mojar.

Se establecerá un control horizontal y otro vertical de los levantamientos que se realicen, como se indica a continuación:

- ◆ El control horizontal debe establecerse por la medición de distancias horizontales de los accidentes topográficos y orientación astronómica de la poligonal de apoyo.
- ◆ Para el control vertical deberá definirse un banco de nivel referido al nivel medio del mar, cuya localización sea la más próxima a la zona de estudio.

Al terminar la etapa de campo se continúa en la etapa de procesamiento de planos, auxiliándose con las libretas de campo, que sirvieron de apoyo en el levantamiento topográfico.

Las libretas de campo se deben clasificar según el tema y el orden en que fueron utilizadas en el campo, incluyendo en cada una de ellas en índice de su contenido.

4.2. Definiciones

4.2.1. Estudios topográficos

Es el conjunto de actividades de campo y gabinete que tiene como finalidad proporcionar información altimétrica y/o planimétrica, para presentarlas en planos y a una escala adecuada.

Los estudios topográficos se clasifican de acuerdo a su precisión:

4.2.2. Levantamientos topográficos de baja precisión

Son aquellos levantamientos cuya precisión es igual o menor a 1: 1000 y sirven como planos de reconocimiento para elaborar anteproyectos en zonas urbanas o proyectos en localidades rurales; el equipo empleado en esta clase de levantamientos es: teodolito con aproximación a 01: brújula, nivel de mano y nivel fijo.

4.2.3. Levantamientos topográficos definitivos

Son levantamientos con una precisión igual o mayor de 1:5000. Este tipo de levantamientos se realiza con equipo de primer orden, como son: distanciómetro, estación total y nivel electrónico.

4.2.4. Recopilación de información

Para la elaboración de levantamientos topográficos, se debe recabar previamente la información cartográfica, fotogramétrica y topográfica existente sobre el área en estudio.

La información mínima que se debe recopilar es la cartografía, editada por las dependencias y entidades de la federación (INEGI, SEDENA, CNA, ETC.) y gobiernos estatales.

De existir levantamientos topográficos anteriores de la zona en estudio, se analiza la información para determinar la posibilidad de utilizarlos, actualizarlos o complementarlos, según sea el caso.

Cuando exista topografía de áreas vecinas, se establecen los puntos de liga con respecto a la nueva área de estudio, los mismos que deben ser referenciados.

4.3. Poligonales

4.3.1. Trazo de apoyo

Con el objeto de comprobar la alternativa de trazo del eje de un conducto (línea de conducción, colector, emisor, etc.), que sea seleccionada previamente en gabinete con el apoyo de la información cartográfica existente se debe llevar a cabo un reconocimiento de campo, haciendo las modificaciones pertinentes de acuerdo con los obstáculos, características del suelo, relieve y tenencia de la tierra en la zona.

En general se procura que los trazos se ubiquen por calles, derechos de vía de carreteras, líneas de transmisión eléctricas y ferrocarriles, veredas y límites de predios.

En el origen de las coordenadas "X, Y" del trazo de apoyo o poligonal auxiliar, que permite definir el eje del conducto, debe referirse a coordenadas cartesianas determinadas por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI); en casos extraordinarios, cuando lo anterior no sea posible, se pueden utilizar medios gráficos tomados sobre cartas editadas por alguna dependencia oficial, indicándolo en las notas de los planos respectivos.

El levantamiento topográfico del trazo de apoyo, debe estar referenciado a un plano de comparación único de bancos de nivel.

4.3.2. Brecheo

Donde sea necesario, se debe ejecutar la actividad de brecheo con el ancho necesario, el cual usualmente varía entre 1.5 y 2.0 m, con la finalidad de realizar satisfactoriamente el trazo de apoyo.

Para efectos de clasificación de la vegetación del terreno, se debe considerar:

- ◆ Monte ligero. Arbustos, pastizales y, en general, vegetación con características Semejantes.
- ◆ Monte mediano. Árboles frutales, platanales y, en general, árboles entre 3 y 8 m de altura.
- ◆ Monte pesado. Bosque cerrado de coníferas, cocotales y todos los árboles de gran altura.

La monumentación de los P.I., P.S.T. (punto de inflexión y puntos sobre tangente, respectivamente) y puntos importantes del trazo de apoyo, debe hacerse con mojoneras de concreto precoladas de adecuado tamaño.

En el centro de la cara superior de la mojonera, debe colocarse una varilla de $\frac{3}{4}$ " de diámetro con punta de bala, que defina la línea de trazo, también es necesario que se coloque centrada y fija una placa de aluminio o de lámina galvanizada en la base superior, marcando sobre ella con número de golpe, el número de la mojonera.

Al excavar para hincar la mojonera, se debe apisonar el fondo y después el relleno, dejando sobresalir la mojonera de 10 a 15 cm sobre el nivel del terreno, se deberá colocar primero las mojoneras y después hacer las mediciones.

Los P.I., P.S.T. y puntos importantes que correspondan al trazo de apoyo deben quedar referenciados con dos mojoneras con las características antes mencionadas o puntos fijos de la zona como son: bases de torres de transmisión, estribos de puentes, etc. Las mojoneras se sitúan en lugares fijos y seguros, fácilmente identificables fuera del ancho de la franja a seccionar y se determinan con ángulos y distancias. Los ángulos que forma la línea de referencia con respecto al trazo deben ser mayores de 30° y las distancias que se tengan entre el trazo y cada una de las referencias deben ser mayores de 20 m.

4.3.3. Orientaciones astronómicas

Para obtener con precisión las direcciones de las líneas de los levantamientos y las posiciones geográficas de los diferentes puntos donde se trabaja es necesario recurrir a las observaciones y cálculos astronómicos tanto por su precisión como por el hecho de que produce datos invariables.

Las orientaciones astronómicas se deben hacer a cada 5km, así como al principio y al final del trazo de apoyo. Los métodos utilizados pueden ser por distancias cenitales o por alturas absolutas del sol. La determinación del acimut de la línea, se debe hacer con una aproximación de \pm un minuto.

Para cada orientación astronómica se debe realizar un mínimo de 4 series. En un croquis, debe señalarse el cuadrante donde se encuentre tanto la línea orientada como el sol, en el momento de la observación.

4.3.4. Poligonales abiertas

Una vez localizada la línea de trazo de apoyo y establecidos los puntos de partida y bancos de nivel, se realiza el trazo mediante una poligonal abierta, de acuerdo con el método de deflexiones o ángulos horizontales. Se utiliza distanciómetro y teodolito con lectura directa a $10''$ (diez segundos), verificando la poligonal con orientaciones astronómicas, de acuerdo a la sección anterior. Se colocan trompos a cada 20 m, que sirven de apoyo para realizar posteriormente la nivelación del perfil y las secciones transversales.

Si por las condiciones del terreno no fuera posible medir tramos de 20 m completos, se puede utilizar el procedimiento de cinta cortada, midiendo tramos horizontales parciales, según lo permitan las condiciones del terreno y hasta completar los 20 m antes citados, pero nunca se deben emplear métodos indirectos.

Con el objeto de replantear en cualquier momento este trazo, se deben referenciar todos los P.I., P.S.T. y puntos importantes del mismo, con las mojoneras necesarias.

Se deben levantar los cruces con ríos, líneas de alta tensión, puentes, caminos, construcciones, linderos de propiedades privadas, oleoductos, poliductos, tuberías de agua potable, alcantarillado, ductos telefónicos y todos los sitios relevantes.

Si el trazo atravesara una población, se deben definir los paramentos de las construcciones y las calles que incidan en el trazo en cuestión, identificando las obras subterráneas, en construcción y/o existentes, que puedan interferir en el proyecto.

Así se pueden tener las siguientes condiciones:

- Trazo libre
- Trazo con definición de paramentos de construcciones y calles
- Trazo con identificación de obras subterráneas existentes y en proceso
- Trazo con una combinación de las condiciones anteriores

Con el fin de revisar si existe error angular, se deben realizar orientaciones astronómicas, considerando la tolerancia siguiente:

$$TA = a \delta n$$

Donde:

TA= Tolerancia angular, según aproximación del aparato que se utilice, en minutos o segundos

a= Aproximación del aparato en minutos o segundos

n= Número de vértices de la poligonal

Para el error lineal, la tolerancia aceptada es:

$$TL = 0.002P$$

Donde:

TL= Tolerancia lineal en metros

P = Desarrollo de la poligonal en metros

4.3.5. Poligonales cerradas

El levantamiento del eje de las calles de la localidad se efectúa por medio de poligonales cerradas, de las cuales se derivan las de relleno o poligonales secundarias, utilizadas para situar todos los cruces. En todos los casos se deben comprobar los cierres lineal y angular. Los vértices de las poligonales se deben referenciar a los paramentos de las calles.

En el levantamiento de las poligonales de apoyo se deben incluir los detalles de los cruces de calles, por medio de radiaciones con ángulo y distancia, así como de cruces importantes con caminos, vías de ferrocarril, ríos, etc.

El azimut de las líneas de las poligonales de apoyo, se determina por medio de orientaciones astronómicas, a fin de referir el control horizontal a la meridiana astronómica.

4.4. Nivelación

4.4.1. Bancos de nivel

Con respecto a los bancos de nivel, éstos deben quedar perfectamente localizados e identificados. Se debe presentar una relación donde se indique la siguiente información:

- Número de banco
- Elevación
- Ubicación con respecto a la línea de trazo (kilometraje)
- Distancia al eje del trazo
- Lado en que se ubica (derecho o izquierdo)
- Tipo de banco establecido (monumento u objeto físico, indicando sus características)

Con objeto de lograr la identificación plana de los bancos de nivel, se deben anexar fotografías y/o videograbación de éstos.

Para obtener la elevación de un B.N., la nivelación debe de hacerse por alguno de los siguientes métodos.

- ◆ Nivelación de ida y vuelta
- ◆ Método de doble altura de aparato
- ◆ Método de doble o triple punto de liga

Para poligonales abiertas o cerradas, la tolerancia en la nivelación se da por la expresión:

$$T = 0.01 \partial k$$

Donde:

T = Tolerancia en metros

k = Desarrollo de la nivelación en km

Debe garantizarse que los bancos de nivel permanezcan fijos. Así, en donde sea posible, se deben utilizar como bancos de nivel objetos físicos permanentemente fijos (árboles, rocas, etc.), anotando en lugar visible el número de banco que le corresponda. Todos los bancos de nivel deben quedar ubicados fuera de la zona futura de trabajo.

4.4.2. Monumentación

La monumentación de los bancos de nivel debe hacerse con mojoneras de concreto precoladas. En todo el trayecto de una línea se deben monumentar bancos de nivel a cada 1000 m, marcando en la placa de cada banco su altura correspondiente, referida al nivel medio del mar.

4.4.3. Nivelación diferencial

La nivelación diferencial se utiliza para obtener el desnivel entre dos o más puntos, y sirve principalmente para:

- ◆ Correr la nivelación de un banco de nivel conocido a otro en el área de estudio.
- ◆ Ligar bancos de nivel en forma local.
- ◆ Comprobar alguna nivelación.
- ◆ Dar nivel a vértices de la poligonal.
- ◆ Configurar un área determinada.

En los trabajos de nivelación diferencial, la distancia entre el nivel y el estatal no debe ser mayor de 100m.

4.4.4. Nivelación de perfil

Este tipo de nivelación tiene por objeto apreciar con claridad todos los accidentes topográficos por los que atraviesa la línea del trazo, la nivelación de perfil debe tomar con precisión las elevaciones sobre el nivel medio del mar de todos los P.I., P.S.T. y trompos que se ubican a cada 20 m sobre la línea de trazo, y de todos aquellos puntos que tengan cambios bruscos de pendiente.

4.4.5. Nivelación de secciones transversales

Para obtener la configuración del terreno, se aplica el procedimiento terrestre directo con secciones transversales. Habiendo nivelado los trompos a cada 20 m con nivel fijo, se procede al levantamiento de las secciones, con nivel de mano, estatal y cinta.

Estas secciones deben ser normales (perpendiculares) a la línea de trazo, y en los puntos de inflexión (PI), en dirección de la bisectriz del ángulo formado por las dos tangentes.

Las secciones transversales deben estar apoyadas en las cotas del perfil de la línea, que fueron determinadas a cada 20 m con nivel fijo.

Con la nivelación del perfil de la línea y el seccionamiento que se realice en el trazo de apoyo, se configura una franja que cubra el área necesaria, con curvas de nivel equidistantes a cada metro o menos dependiendo de lo accidentado de dicha franja.

Si se requiere, se hace brecheo o picadura en los sitios donde haya que levantar secciones transversales. La picadura se diferencia del brecheo en que el ancho y el cuidado en la limpieza de la brecha es mucho menor.

Para la comprobación de los trabajos se recomienda a la supervisión repetir el levantamiento de algunas secciones elegidas al azar.

4.5. Levantamientos especiales

Se deben realizar los levantamientos topográficos requeridos para proyectar los arreglos de conjunto y los planos de detalle de las estructuras que se proyecten. Estos levantamientos deben realizarse con tránsito de una aproximación de 10" (diez segundos) y nivel fijo.

El método a utilizar consiste en el trazo de una poligonal cerrada que comprenda al sitio de interés, sé estaca a cada 20 m y se nivela. A partir de los puntos anteriores se trazan y nivelan ejes auxiliares para formar una cuadrícula. Con la información anterior se configura la zona de interés, normalmente con curvas de nivel equidistantes a cada 50 cm.

En los vértices de la poligonal deben colocarse mojoneras con las características mencionadas anteriormente. Dos de los vértices se referencian cada uno de ellos, mediante otras dos mojoneras ubicadas fuera del trazo de la poligonal.

Los detalles topográficos se deben tomar con el fin de obtener curvas de nivel que indiquen exactamente la altimetría del terreno así como la ubicación de las calles, zonas suburbanas de desarrollo futuro, patios, solares, en donde existan cambios de pendiente, zanjas, etc.

La realización de un buen levantamiento topográfico es esencial para el desarrollo del sistema de modo que en el presente capítulo se han dado las especificaciones más relevantes para llevarlo a cabo, ya que se recopilan datos muy importantes para elaborar el cálculo del sistema de agua potable y así obtener resultados confiables.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO V



OBRAS DE CAPTACIÓN

CAPÍTULO 5

OBRAS DE CAPTACIÓN

Las captaciones son aquellas obras civiles y electromecánicas que permiten el aprovechamiento del agua ya sea de forma superficial o subterránea proveniente de la fuente de abastecimiento.

La captación es sin duda, uno de los elementos más importantes del sistema en general, por que de ella dependerá la continuidad en el suministro del agua. Por lo que la determinación de la fuente de abastecimiento deberá ser el resultado de los estudios apropiados que garanticen la cobertura total de las necesidades actuales y futuras del lugar que lo demanda.

Para el presente capítulo, se presentan los aspectos más importantes de las diferentes obras de captación, así como las especificaciones para el tratamiento adecuado del agua, de tal forma que el agua cumpla los requisitos mínimos para considerarla potable.

5.1. Fuente de abastecimiento

Fuente de abastecimiento, es el lugar donde a base de la presencia de diversas características convenientes se puede disponer de agua. La fuente de abastecimiento debe de proporcionar al gasto máximo diario requerido por las necesidades futuras, tomando en cuenta el periodo de diseño o en su defecto debe de satisfacer las necesidades actuales mientras se contempla la posibilidad de reforzar a la zona mediante otras fuentes.

Para diseñar un buen sistema de abastecimiento de agua se debe de establecer las necesidades inmediatas y futuras de la localidad, siendo necesario que la fuente de abastecimiento proporcione el gasto máximo diario para cada etapa sin que haya peligro de reducción por sequía u otra causa, esto implica la determinación de las características generales y sanitarias de la localidad por servir, las condiciones climatológicas, la obtención de información necesaria para la planificación de acuerdo con los planes de desarrollo urbano.

Deben efectuarse análisis de laboratorio, físicos, químicos y bacteriológicos para elegir en su caso el proceso de potabilización adecuado o bien la localización de una nueva fuente de abastecimiento. Las fuentes de abastecimiento comprenden aguas superficiales y aguas subterráneas.

5.1.1 Captación de aguas superficiales

Captación de aguas superficiales, es el proceso de captura para el aprovechamiento de aguas rodantes superficiales que fluyen a través de los ríos o arroyos.

Las fuentes superficiales son muy importantes para los abastecimientos locales. Las cantidades de agua que pueden llegar a captarse dependen del tamaño del área colectora y de las pérdidas que pueden darse debido a la evaporación y a la transpiración.

Hay dos tipos de consumo en cuanto a las aguas superficiales: el consumo continuo cuando el flujo de la corriente o la capacidad del lago sean lo suficientemente grandes para proveer los volúmenes de agua requeridos en las diferentes estaciones del año, y el consumo selectivo donde el agua almacenada durante la época de lluvias deberá abastecer las demandas que se presentan en las temporadas donde no es posible obtener flujo de la corriente (FAIR, Et al, 1994:33,34).

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.

La corriente debe ser de escurrimiento perenne para justificar las obras de captación como son las tomas directas y torres de toma.

Los elementos principales que deben integrar una obra de captación superficial son los siguientes:

- Dispositivos de toma (orificios, tubos, canales, etc.)
- Dispositivos de control de excedencias (vertedores, canales de derivación)
- Dispositivos de limpia (rejillas, cámaras de decantación)
- Dispositivos de control (compuertas, válvulas de seccionamiento)
- Dispositivos de aforo (tubo pitot, diferencial de presión con transmisión, vertedores).

5.1.1.1. Captación directa

Captación Directa, la obra de captación en corrientes superficiales varia en su diseño de simples tubos sumergidos para pequeños abastecimientos, a grandes torres de toma usadas para localidades urbanas medianas y grandes.

Respecto a su localización se deberán tomar en cuenta la siguiente 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 la entrada de la toma se coloca a un nivel inferior al de las aguas mínimas de la corriente.

- En caso de corrientes afectadas por mareas, el agua salada puede llegar a grandes distancias aguas arriba del río, por lo que, antes de decidir respecto a la localización de la toma se debe de realizar un cuidadoso estudio de ese problema haciendo un análisis de la calidad del agua en las diferentes estaciones del año.
- Se tomarán en cuenta las características 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 épocas de avenidas, el fondo del cauce debe ser suficientemente estable.
- No es conveniente que en la entrada de la estructura de toma quede situada contra la dirección del escurrimiento debido a que se obtura con mayor facilidad.

En lo relativo al cálculo hidráulico de las tomas directas se deberán tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La toma directa es el tipo de obra de captación recomendada para localidades que requieren menos de 10 lts/seg, con objeto de aprovechar el agua de arroyos y ríos con escurrimiento permanente.
- La toma directa esta constituida a base de un tubo de acero tipo cedazo, apoyado y anclado sobre atraques de mampostería desplantados a una profundidad apropiada.
- El tubo de toma se une a una caja de control, el diámetro del cedazo normalmente es de 20 a 25 cm. Con una longitud dentro del cauce que puede variar de 12 a 24 metros, un espesor de 4.78mm y las ranuras con un ancho máximo de 3.97mm.

Existe otro tipo de toma directa constituida de la siguiente manera:

- Esta toma esta formada por piezas especiales de FoFo, instalando como mínimo dos tomas, las que deberán tener en su entrada una reja de alambre de acero galvanizado o de cobre, la toma se une a una caja de control.
- La elección del tipo de toma por utilizar dependerá del tirante de agua correspondiente al escurrimiento mínimo de la corriente, asegurando en lo posible, que la tubería ranurada o la entrada de la toma quede abajo del nivel de aguas mínimas, además el fondo del cauce deberá ser suficientemente estable.
- El cálculo hidráulico se basa en los gastos que se requieren para satisfacer las necesidades de proyecto y las de la población actual, debiendo obtener cuando menos el gasto máximo diario inmediato.

- Se debe contar con el plano del levantamiento topográfico de la corriente en el tramo por utilizar, con una sección transversal como mínimo en el sitio más apropiado para la obra de toma indicando los niveles de aguas mínimas y máximas, así como las velocidades medias correspondientes.

5.1.1.2. Torres de toma

Torres de toma, esta obra de toma consiste en una torre de concreto o de mampostería que se construye generalmente en una de las márgenes de la corriente, sobresaliendo del nivel de aguas máximas con dos o más entradas para el agua, con sus respectivas compuertas y rejillas.

Para que la torre permanezca estable, debe quedar enterrada abajo del nivel máximo de socavación, protegiéndose además con enrocamiento de tamaño adecuado en función de la velocidad de la corriente en época de avenidas.

Para el cálculo hidráulico de las torres de toma deberán tenerse presentes las siguientes consideraciones:

- El área de entrada de las bocatomas se determina considerando una velocidad de 0.45 a 0.60 m/seg. Es conveniente que en el tramo que se elija para su construcción la velocidad máxima de la corriente sea menor de 1.5 m/seg, para evitar erosión en las márgenes del río.
- Una torre de captación facilita tomar el agua en diferentes niveles, de acuerdo con las fluctuaciones del tirante de la corriente, utilizando siempre el más superficial a fin de aprovechar el agua con el menor contenido de sólidos en suspensión, con lo que se disminuirán los costos de operación de una planta potabilizadora. La distancia vertical mínima recomendable entre ejes de bocatomas es de dos metros.
- Este tipo de obra de toma es recomendable para captar gastos superiores a 50 lts/seg.
- A partir de la torre, la tubería de toma se une a una planta de bombeo, a la planta potabilizadora o directamente a la línea de conducción de acuerdo con las condiciones particulares de cada proyecto. También la torre puede funcionar como planta de bombeo (CNA, 1994: 3-5, 4-5, 5-6, 5-7).

Otros tipos de captaciones directas son las siguientes:

- Bocatoma con canal de derivación y compuerta, con o sin desarenadores, para captación de ríos o canales. Cuando se llegue a utilizar este tipo de captación deberá buscarse un tramo de la corriente o del canal que esté exento tanto de erosión como de azolve.

- Cajas de toma sumergidas empleadas para la captación en ríos, lagos, presas, etc. La profundidad de la caja de toma, que permitirá la captación del agua de mejor calidad, dependerá de la estación del año, pero se recomienda construirla a 60 cm máximo bajo el nivel mínimo del agua (**CÉSAR Y VÁSQUEZ, 1993:8**).

5.1.1.3. Presas de derivación

Para el diseño de las plantas de derivación, inicialmente se debe establecer su localización, definiendo las alternativas de ubicación que sean necesarias.

Se debe realizar un análisis técnico – económico de cada alternativa, considerando sus requerimientos de altura y longitud de la cortina, bombeo y longitud de la línea de conducción.

Para cumplir con sus fines relativos a la captación del agua en forma segura y continua, se consideran esenciales las tres partes señaladas: La Cortina, la Obra de Toma y la Estructura de Limpia.

Con la cortina se represa el agua hasta una elevación que asegure derivar el gasto requerido por la obra de toma, en función del diseño hidráulico de la presa, el resto del caudal vierte sobre la cortina.

La elevación de la cresta vertedora depende de la carga hidráulica que se requiera para operar la toma y de la elevación del conducto de toma.

En la obra de toma el orificio de captación se localiza dentro del canal desarenador, permitiendo el paso del agua a una caja con sección mínima de 70 x 70 cm.

La conexión de la obra de toma con la línea de conducción se controla generalmente por medio de una compuerta circular tipo miller o una compuerta estándar deslizante.

La conducción puede estar constituida por una tubería o canal, dependiendo de la ubicación de la planta potabilizadora.

En el cálculo hidráulico de la obra de toma se dimensiona el orificio de entrada, que puede ser un tubo con longitud igual al espesor del muro. Para el mejor funcionamiento hidráulico de la toma es conveniente que el orificio trabaje ahogado.

La carga sobre el orificio generalmente es pequeña (10 a 20 cm) para contar con velocidades bajas y permitir que la toma quede situada lo más alto que sea posible. La velocidad en el orificio puede variar de 0.5 a 1 m/seg.

La fórmula empleada para el dimensionamiento del orificio es la siguiente:

$$A = \frac{Q_{MD}}{C2gh}$$

Donde:

A = Área hidráulica del orificio, en m^2

Q_{MD} = Gasto máximo diario, en m^3/s

g = Aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$)

h = Carga hidráulica del orificio, considerando pérdidas, en m.

Los azolves formados por arena, grava y cantos rodados ocasionan problemas en el funcionamiento de la obra de toma y consecuentemente deben eliminarse; para tal fin se construye la estructura de limpia denominada generalmente desarenador con el objeto de realizar una limpieza periódica.

El canal desarenador esta formado por dos paredes verticales paralelas, una que divide la cortina del desarenador y la otra de la ladera donde se localiza la toma y la línea de conducción.

Cuando los azolves se hallan acomodados frente a la toma, para efectuar la operación de limpieza se abre la compuerta del desarenador estableciendo el escurrimiento para desalojar los materiales acomodados. Es necesario que el flujo se establezca con régimen rápido y con velocidad suficiente para generar el arrastre de los materiales.

En lo referente al cálculo hidráulico del canal desarenador, se requiere obtener la pendiente adecuada del canal verificando que las velocidades del escurrimiento estén comprendidas entre los 2.5 a 4 m/s, pero en el caso de presas de derivación pequeñas se puede aceptar una velocidad mínima de 1.5 m/s.

En los casos en los que el desarenador funcione como canal de acceso a la obra de toma, es conveniente que la velocidad del agua oscile entre 0.3 y 0.7 m/s, con lo cual se asegura la sedimentación de gran parte de las partículas que pueda llevar consigo la corriente. Se recomienda además que el desnivel existente de la plantilla del canal desarenador frente a la toma sea de 0.8m, aunque puede variar de acuerdo al tamaño y a la cantidad de acarreo de la corriente que se aprovechará.

Para fijar el ancho del canal se toman en cuenta los valores mínimos de anchos de compuertas comerciales, las cuales podrán ser del tipo deslizante o radiales. Las compuertas del tipo deslizante son recomendables en el manejo de gastos pequeños, en los casos de arroyos y ríos de caudales reducidos y por otra parte, las compuertas radiales se aconsejan cuando se trata del manejo de caudales mayores y tirantes de 2m o más. Cuando se utilizan compuertas con pantalla, el vano de la compuerta se diseñará de tal forma que se presente escurrimiento libre para el nivel del agua a la elevación de la cresta vertedora y no haya obstrucciones en el canal desarenador. También se procurará que la compuerta del canal desarenador quede lo más cerca posible de la obra de toma (CNA, 1994: 5-12).

5.1.1.4. Presas de almacenamiento

Una presa de almacenamiento se construye en el cauce de un río con el objeto de almacenar agua que aporta la corriente para emplearla de acuerdo a las demandas que se tengan. Sus partes esenciales son: la cortina, la toma y el vertedor de demasias.

En el proyecto de una presa de almacenamiento para abastecimiento de agua para los usos domésticos de una localidad intervienen dos factores principales: el agua disponible aportada por la corriente con base en el estudio hidrológico y la demanda del agua de la comunidad, que depende del gasto máximo diario requerido.

Debido a la magnitud de una obra de este tipo, resulta conveniente señalar los aspectos que influyen para su diseño hidráulico, los cuales son:

- Capacidad total del almacenamiento.
 - Capacidad de azolves.
 - Capacidad útil.
 - Almacenamiento mínimo (capacidad de azolves más 10% de la capacidad útil).
 - Elevación correspondiente a la capacidad de azolves.
 - Elevación correspondiente al NAMI (Nivel de aguas mínimas).
 - Elevación correspondiente al NAMO (Nivel de aguas máximas ordinarias).
 - Elevación correspondiente al NAME (Nivel de aguas máximas extraordinarias).
 - Carga mínima en la Obra de Toma.
 - Carga máxima en la Obra de Toma.
 - Capacidad de Obra de Toma.
- (CNA, 1994: 5-7, 5-9, 5-11, 5-12, 5-13).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.1.2. Captación de aguas subterráneas

Este tipo de fuentes de abastecimiento generalmente aporta volúmenes diarios menores a los superficiales pero son más numerosos.

Las aguas subterráneas a las que nos referimos en este apartado se extraen de algunas formaciones rocosas como:

- Los poros de depósitos aluviales, glaciales o eolianos de materiales granulares no consolidados como la arena y la grava, así como de materiales consolidados como las areniscas:
- Los pasajes, cavernas y los planos de fractura de soluciones en rocas sedimentarias, como la piedra caliza, la pizarra y el esquisto.
- Las fracturas y fisuras existentes en las rocas ígneas.

- La combinación de las formaciones geológicas consolidadas y no consolidadas aquí señaladas.

La recarga de las aguas subterráneas se efectúa a través de la infiltración a las aberturas presentes en el suelo y tienen un área de toma o captación.

El área de alimentación o de recarga de esta agua puede encontrarse a una distancia corta y en algunos casos a distancias considerables sobre todo cuando se trata de un flujo confinado en un estrato freático bajo un estrato impermeable.

El rendimiento de las aguas subterráneas depende principalmente del tamaño del área de captación y también de la diferencia entre la precipitación y la suma de pérdidas que están conformadas por el agua evapotranspirada y la que escurre en las tormentas.

El flujo de agua subterránea ocupa lateralmente la anchura del acuífero y su profundidad varía de acuerdo al tamaño de la zona de poros abiertos y pasajes de la costra de la tierra y es tan vadoso como el nivel freático.

Si la superficie del agua sube y baja de acuerdo a la estación y a su correspondiente recarga, el nivel freático tiende a inclinarse hacia abajo casi en forma paralela a la superficie del suelo.

Cuando el estrato poroso por el que circula el agua yace bajo una capa impermeable, el flujo estará como si se desplazara a través de un tubo que penetrara bajo la línea piezométrica.

En algunas otras formaciones geológicas, el agua se encuentra confinada en lentes impermeables por encima del nivel freático verdadero.

El afloramiento del agua subterránea se da a través de manantiales en las siguientes formas:

- Cuando la superficie subterránea cae bruscamente bajo el nivel freático normal originándose los llamados manantiales de depresión.
- Por alguna obstrucción geológica que lleva agua del suelo tras de sí y hace que salga a la superficie, creándose los manantiales de contacto.
- Cuando el agua artésiana puede salir a través de alguna falla del estrato impermeable en el que se encuentra confinada, que también puede considerarse como manantial de contacto.

Por la elevada resistencia de los poros al flujo, el agua avanza muy lentamente a una velocidad tal que en un año viaja a una distancia igual a la que el flujo de corriente

puede viajar en una hora. Pero cuando se opta por perforar un pozo en el suelo con la consecuente disminución del nivel del agua en el suelo por el bombeo, el agua es descargada al pozo no sólo en la dirección del flujo natural sino desde todas direcciones, por esto es conveniente espaciar los pozos a distancias mucho mayores de sus diámetros para evitar la pérdida de agua a través de los espacios intermedios (FAIR. Et, 1994: 40).

Las aguas subterráneas se clasifican generalmente en agua freática y agua confinada.

Un manto acuífero de agua freática es aquel que no tiene presión hidrostática, circulando el agua en materiales granulares no confinados 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 superficie horizontal.

El agua subterránea confinada es aquella que esta situada entre dos capas de materiales relativamente impermeables bajo una presión mayor que la atmosférica.

Las aberturas y los poros de una formación acuífera se pueden considerar como una red de conductos comunicantes a través de los cuales escurre el agua a velocidades muy bajas, (unos cuantos centímetros por día) desde las arenas de recarga hasta las de descarga. Dicha red sirve para proporcionar almacenamiento y funciones de conducción en un manto acuífero.

Con relación a la función de almacenamiento se tienen dos propiedades importantes conocidas como porosidad y rendimiento específico. La porosidad es un índice de la cantidad de agua del subsuelo que se puede almacenar en una formación saturada.

La cantidad de agua que puede tomarse de una formación acuífera se denomina como rendimiento específico definiéndose como el volumen de agua que se libera de un acuífero cuando éste permite que escurra libremente por gravedad.

La propiedad de un manto acuífero relacionado con su capacidad de conducción se conoce como permeabilidad (conductividad hidráulica), es proporcional a la diferencia de presión y la velocidad del flujo entre dos puntos que están en condiciones de escurrimiento y se expresa mediante la ley de DARCY.

$$V = KS$$

$$S = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

Donde:

V = Velocidad del flujo del agua (m/día)

K = Coeficiente de permeabilidad

S = Gradiente hidráulico

h_1 = Presión en la sección de entrada del conducto (m)

h_2 = Presión en la sección de salida del conducto (m)

L = Longitud total del recorrido (m)

(CNA, 1994: 5-14, 5-16).

Para la captación de las aguas subterráneas se distinguen tres diferentes obras: las cajas de manantial, las galerías filtrantes y los pozos.

5.2. Manantiales

En la captación del agua de los manantiales se busca aprovechar el flujo natural de un acuífero. Para dar un mejor aprovechamiento de este recurso se pueden instalar colectores o galerías situadas horizontalmente dentro de las formaciones freáticas que recargan al manantial. Se deberá tener presente la posible contaminación del manantial que puede darse cerca del lugar de la captación tomando medidas que eviten la infiltración de aguas poco profundas aislando el manantial mediante una cámara hermética hasta una distancia segura dentro del acuífero o también desviando el escurrimiento superficial hacia un lugar donde no se vea afectada la captación.

Los manantiales varían en cuanto a su rendimiento, algunos de ellos son perennes y otros periódicos de acuerdo a las estaciones **(FAIR, Et, 1994:40,41)**.

Las obras de captación existentes más comunes son dirigidas para el aprovechamiento de manantiales de los siguientes tipos:

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

Para el proyecto de captación de manantiales (afloramientos naturales de agua), el aspecto principal a tomar en cuenta es su protección para que no se contaminen y evitar que los afloramientos sé opturen (tapen); Ambos objetivos se logran con la construcción de una caja que aísla el área de salida del agua. Como en la época de lluvias el gasto que aporta el manantial es mayor al de la conducción, se suele situar la plantilla del tubo de demasías o la cresta vertedora por debajo del afloramiento más alto que se tenga.

De ser posible, el diseño se hará para captar el gasto máximo diario de proyecto, siempre y cuando se obtenga en el mayor número de meses del año, principalmente en el estiaje. Está precaución es muy importante para los manantiales dado que su gasto aumenta en época de lluvias y disminuye o a veces se agota en el estiaje.

Para el diseño hidráulico y en general para el proyecto de la caja de captación es indispensable estudiar con todo cuidado, su localización topográfica (planta y perfil), el área de los afloramientos, si se forma de inmediato una corriente de salida o una pequeña laguna antes de formar el escurrimiento; también se medirá el tirante en la zona de los afloramientos en los meses de máxima aportación.

Esta información y los aspectos por considerar en el proyecto se tomarán como base para el dimensionamiento de la caja, la localización del tubo de desagüe, la toma y el vertedor de demasías.

Además de la caja indicada se debe construir otra adosada (unida), para la protección de las dos válvulas de seccionamiento que se consideran en los proyectos (la de desagüe y la de conducción). El diámetro de la tubería de toma esta dado por el cálculo hidráulico de la línea de conducción.

La elevación de la plantilla de la toma deberá ubicarse por encima de la del tubo de desagüe, de tal forma que se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$h = \frac{v^2}{2g} + k \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

h = Carga hidráulica mínima, en m.

v = Velocidad de escurrimiento del agua, en m/s.

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s).

k = Constante de la pérdida por entrada (0.5).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La carga hidráulica h se considera como la distancia entre el vertedor de demasías y el eje de la tubería de conducción (CNA, 1994: 5-17, 5-18).

En el aspecto constructivo, las cajas utilizadas para la captación del agua de manantiales pueden ser de concreto reforzado o mampostería de piedra o tabique. En la caja debe instalarse una tapa movable o registro y no es necesario darle ventilación.

Además, deberá excavarse lo suficiente para asegurar las verdaderas salidas de agua, procurando que el acceso del agua a la caja sea lo más profundo posible.

Para evitar la alteración de la calidad del agua de los manantiales se recomienda construir cunetas, situadas a 10 m de los afloramientos, a través de las cuales se interceptan y canalizan los escurrimientos superficiales (CÉSAR y VÁSQUEZ, 1993:10).

5.3. Galerías filtrantes

A través de esta forma de captación es que se pueden interceptar las aguas subterráneas provenientes de tierras altas vecinas; se busca que las galerías filtrantes queden perpendicularmente tendidas a la dirección del flujo conduciendo el agua a las estaciones de bombeo.

Cuando se trata de corrientes, el agua es llevada a conductos horizontales situados en una de las márgenes tapando el lado que da hacia el río para impedir que se infiltre agua proveniente del mismo, que generalmente es de calidad menos satisfactoria (FAIR, Et al, 1994:42).

Una galería filtrante se utiliza principalmente para captar agua por abajo del nivel de una corriente superficial, construyéndose de preferencia en el estiaje y en una de las márgenes paralelas a la corriente. En el proyecto se deben tomar en cuenta las características de socavación de la corriente en las avenidas importantes; esta consideración hace poco recomendable la construcción de una galería transversal a la corriente.

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

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 filtración natural.

Esto depende de las características topográficas del tramo escogido, de los materiales del cauce y de calidad del agua de la corriente. Se considera que un recorrido del agua a través de la capa filtrante de 3 a 15 m, puede ser suficiente para que se clarifique y se elimine la contaminación bacteriana.

En la captación de agua por medio de galerías filtrantes se utilizaron durante varios años tuberías perforadas de concreto. A partir de 1970 ya no fue recomendable lo anterior debido a la dificultad de hacer un número adecuado de perforaciones ya que el área obtenida era muy reducida en comparación con el área hidráulica que tienen los tubos de acero o de PVC ranurados tipo cedazo, que son los que se recomiendan actualmente.

También se han construido galerías filtrantes en laderas de montañas con lo que se cortan formaciones acuíferas como las que se presentan en las rocas calizas.

El agua se capta a través de las paredes de las galerías, las cuales pueden estar revestidas de concreto en intervalos o también pueden construirse con concreto poroso siempre que se cumpla con los orificios necesarios a lo largo de ellas.

Las dimensiones de las galerías deberán permitir las labores de inspección y de mantenimiento como son las acciones de desazolve.

Cuando se requiera construir una galería a más de 8 m de profundidad, es necesario hacer un análisis comparativo entre la conveniencia de realizar la excavación a cielo abierto o efectuar la perforación de un túnel.

Las teorías abocadas al estudio de los gastos que se pueden captar a través de las galerías filtrantes están basadas en la *Ley de Filtración de Darcy*.

Para establecer un diseño la localización, profundidad y características de una galería, es indispensable efectuar pruebas de campo. Primero se localiza un tramo apropiado de la corriente que sea recto y donde sus márgenes muestren superficialmente la existencia de materiales granulares; a continuación se hacen 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 del sitio y obtener la estratigrafía de la sección de estudio.

Sirviéndose de una de las perforaciones realizadas y con nivel estático ya establecido en el pozo, se comienza a bombear el agua del mismo observando el tiempo y abatimiento del nivel dinámico y llevando un registro del volumen de agua extraída para que con esta información se pueda realizar una estimación del rendimiento por metro lineal de excavación que será aquel que se presente con la máxima extracción del agua y un menor abatimiento del tirante en el pozo.

Los factores que deben considerarse en el dimensionamiento de toda galería filtrante se presentan enseguida:

- Gasto máximo diario de proyecto.
- Rendimiento obtenido a partir de las mediciones al que se afectará por un coeficiente de reducción que considera la velocidad del agua en la entrada de los orificios.
- La pendiente que se pueda tener con la tubería perforada.

Existe otra forma de efectuar el proyecto de una galería filtrante y consiste en lo siguiente:

Se elige un diámetro de los catálogos de tubería de acero ranurada tipo concha o tubería de PVC también ranurada de 4.78 a 6.35 mm, teniendo como dato el gasto máximo diario de proyecto se obtiene el área de infiltración requerida dividiendo el gasto ya mencionado entre la velocidad máxima de entrada del agua a las ranuras cuyo valor máximo se tomará como 1.0 cm/s. La longitud de la tubería necesaria se obtiene dividiendo el área obtenida entre el área de infiltración por metro del diámetro de la tubería seleccionada en el catálogo.

Con la información de la estratigrafía que se obtuvo luego de las perforaciones realizadas, siempre que no se encuentre boleo grande y considerando el diámetro seleccionado, se determina la profundidad, las dimensiones de la zanja, así como los espesores y granulometría del material filtrante que se colocará.

Para el cálculo hidráulico, una vez realizado el estudio de la granulometría y la determinación del coeficiente de permeabilidad, se toma como base para diseñar los pozos la siguiente fórmula:

$$Q = K \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{R}{r}}$$

Donde:

Q= Gasto probable en el colector, en m³/s.

K= Coeficiente de permeabilidad.

H= Espesor del acuífero, en m.

h= Carga hidráulica en el colector, en m.

ln= Logaritmo natural.

R= Radio del cono de depresión, en m.

r= Radio del pozo, del eje del colector a la orilla de la última capa de grava, en m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La fórmula presentada es de carácter totalmente experimental desarrollada por la SEDUE (CNA, 1994: 5-18,5-20,5-21,5-22,5-25).

5.4. Puyones

Estos pozos de pequeño diámetro también reciben el nombre de pozos hincados. Su construcción más 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 llama "sistema de puyones".

El método de hincado es introduciendo en el terreno una punta coladora de pozos llamada Puyon colocando en la punta tramos de tubo de acero galvanizado debidamente unidos. La punta se hunde hasta la formación acuífera que generalmente varía de 3 a 15 m, dependiendo de la naturaleza del terreno y de la profundidad del acuífero.

Este sistema se a utilizado pocas veces para el abastecimiento de agua potable principalmente en localidades rurales.

El diámetro de un Puyon varia de 1 a 4 pulgadas, la longitud de 0.60 a 3.0m, y se disponen en cedazos de varios tipos.

El gasto aproximado que se puede obtener con un Puyon varía de 0.20 a 1 litro por segundo basado en bombeo.

5.5. Pozos

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Los pozos se clasifican en someros y profundos:

Pozos someros (norias) se construyen cuando es conveniente explotar el agua freática y/o subálvea. El diámetro mínimo del pozo circular es de 1.5 m, y en caso de que fuera de sección rectangular su lado mayor deberá tener la longitud antes indicada, debe permitir que su construcción sea fácil. Para pozos con ademe de concreto y cuando se utiliza el procedimiento de construcción llamado "Indio" los anillos que queden dentro del estrato permeable deben llevar perforaciones dimensionadas de acuerdo con un estudio granulométrico previo; en caso de carecer de estos datos se recomienda que el diámetro de las perforaciones este comprendido entre 25 y 50 mm, centro a centro. Cuando las paredes del pozo sean de mampostería de piedra o tabique, se dejan espacios sin juntear justamente en el estrato permeable para que pueda pasar el agua.

5.5.1. Pozos profundos

Las condiciones climáticas adversas imperantes en bastas regiones de nuestro país, determinan que el agua subterránea sea uno de los recursos más importantes de México, en más del 50% de su territorio donde prevalecen los climas desértico o semidesértico, el subsuelo aloja a las principales y a menudo a las únicas fuentes de abastecimiento de agua.

El pozo de bombeo es la captación que suministra agua a innumerables desarrollos de todo tipo y tamaño: desde los pequeños asentamientos rurales, hasta las ciudades más importantes; desde las modestas factorías hasta las gigantescas zonas de riego por bombeo. Sin embargo es una obra que tradicionalmente se ha tratado con descuido, lo cual ha tenido negativas consecuencias sobre su construcción adecuada, eficiencia, costo y vida útil así como sobre la calidad del agua suministrada.

Los pozos profundos son pues perforaciones que se realizan con la finalidad de captar agua subterránea y cuyo comportamiento dependerá de las características del acuífero en el que se encuentran (CÉSAR y VÁZQUEZ, 1993:12).

En función de las formaciones geológicas prevalecientes en el sitio, los pozos pueden ser excavados, clavados, perforados, o barrenados en el suelo. La excavación de un pozo ocurre cuando se tiene suelo suave, arena y grava y a profundidades de alrededor de 30 m. Cuando se tienen suelos duros como roca es necesaria la barrenación o la perforación y las profundidades pueden llegar a ser mucho mayores que las que se alcanzan con los pozos excavados.

Los pozos, a excepción de cuando se realizan en roca dura, no sufren polución producto de la infiltración lateral sino que se da por entrada vertical de los contaminantes en la superficie del suelo. Para evitar la contaminación, se pueden colocar revestimientos herméticos o sellos que penetren el acuífero contra inundación por corrientes cercanas (FAIR, Et al, 1994:42).

Para la construcción del pozo en ocasiones es necesario colocar un ademe superficial, sobre todo cuando la superficie del terreno natural está formada por materiales inestables, no consolidados o fracturados. El ademe cumple con una serie de funciones que se listan a continuación:

- Facilita la perforación del pozo evitando cualquier clase de hundimientos y la caída de material en el agujero de perforación.
- Evita al máximo el lavado y la erosión que ocurren en las paredes del agujero de perforación ocasionados por las herramientas y fluidos utilizados en la perforación.
- Reducir la pérdida de los fluidos empleados en la perforación, los cuales generalmente son muy costosos por lo que su recuperación es importante.
- Para facilitar la instalación o retiro de otro tipo de ademe.
- Facilita la colocación de sellos sanitarios.
- Funciona como depósito para el empaque de grava.

Recomendaciones para el diseño de ademes:

TESIS CON
CARTA DE ORIGEN

5.1. Recomendaciones para ademes superficiales.

Diámetro del ademe superficial mm		Diámetro de la perforación del agujero para ademe (juntas soldadas)	Gasto l.p.s	Diámetro nominal de ademe mm	Ademe superficial permanente	
Pozos nat. desarrollados	Pozos empacados				Cédula ASA N	Máxima profundidad en m
200 a 250	455	250	Hasta 6	150+	20	130
250 a 305	510	300	3 a 10	200++	20	130
305 a 355	560	355	6 a 30	250++	20	70
405 a 455	610	410	20 a 95	305++	20	40
405 a 455	660	480	30 a 125	405++	20	20
455 a 510	710	480	95 a 190	405++	20	20
510 a 560	760	580	125 a 315	510++	20	35
610 a 660	860	685	190 a 315	610++	20	20
660 a 710	910	785	250 a 505	710++	20	30

+ a 3600 r.p.m.
++ a 1800 r.p.m.
+++ a 1200 r.p.m.

Fuente: CÉSAR y VÁZQUEZ, 1993.

El ademe del pozo es una parte esencial del mismo. En los pozos con un diámetro uniforme es el único que está arriba del cedazo y para otro tipo de pozos es donde se localizan los tazones de la bomba.

El ademe del pozo realiza una conexión directa entre la superficie del acuífero, soporta las paredes del agujero de perforación y protege de las aguas superficiales contaminadas cuando no se usa el ademe superficial.

El cedazo, por su parte cumple con las siguientes funciones:

- Estabiliza las paredes de la perforación.
- Mantiene la arena fuera del pozo.
- Facilita la entrada de agua al interior del pozo.

A continuación se presentan los diámetros mínimos recomendados para cedazos:

5.2. Diámetros recomendados para cedazos.

Gastos de explotación l.p.s.	Diámetro nominal de cedazo mm.
3	50
3 a 8	100
8 a 22	150
22 a 50	200
50 a 88	250
88 a 158	300
158 a 220	355
220 a 315	405
315 a 442	455
442 a 568	510

Fuente: CÉSAR y VÁZQUEZ

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La velocidad de entrada al cedazo se recomienda de 3 cm/s o menos, y cuando se presente una velocidad mayor de 4.5 cm/s debe aumentarse el diámetro o la longitud del cedazo o ambos para así limitarla a los 3 cm/s recomendados.

En cuanto al empaque de grava, sus funciones esenciales son las siguientes:

- Estabilizar el acuífero y minimizar el bombeo de arena.
- Permitir el uso del cedazo con la mayor área abierta posible.
- Proporcionar una zona anular de alta permeabilidad aumentando el radio efectivo del pozo y en consecuencia su gasto aprovechable (CÉSAR y VÁZQUEZ, 1993: 12,14,16,18).

5.6. Tratamiento del agua.

El objetivo principal del tratamiento del agua es mejorar su calidad física, química y bacteriológica para entregarla al consumo, apta, inocua, y aprovechable para el hombre, animales, agricultura o industria según sea el caso.

El carácter y grado del tratamiento necesario dependerá de la naturaleza del agua.

En el caso de las aguas superficiales es más fácil que presenten contaminación peligrosa y que sea más o menos turbia por lo que será necesaria su coagulación, sedimentación, filtración y desinfección.

5.6.1. Impurezas del agua.

Las impurezas del agua se pueden presentar en forma de suspensión, en disolución o en forma de gases.

En forma de suspensión se tienen las bacterias que son los agentes emisores de enfermedades.

En disolución se tienen las sales del calcio y magnesio en forma de carbonatos y bicarbonatos, los cuales producen dureza, y los cloruros que además de la dureza producen corrosión; sales de sodio en forma de carbonatos y bicarbonatos y cloruros que producen alcalinidad.

Los gases contaminantes del agua son el nitrógeno, el oxígeno y el bióxido de carbono que producen corrosión en los metales y sulfhídrico que produce malos olores, acidez y corrosión.

5.6.2. Análisis del agua.

Los análisis a que son sometidas las muestras de agua son:

- **Análisis físico:** Mediante este análisis se podrán determinar las siguientes propiedades:
 - **Olor:** Es producto de sustancias orgánicas y minerales.
 - **Color:** Es determinado con un colorímetro o también haciendo uso de patrones.
 - **Sabor:** Los carbonatos, el oxígeno y el bióxido de carbono producen un sabor agradable en el agua pero en grandes dosis producen un sabor desagradable.
 - **Turbiedad:** Consiste en la falta de transparencia o brillantez del agua y es producto de la materia en suspensión como el limo, arcilla o arena fina. Se mide por comparación de patrones.
 - **Temperatura:** Se considera como una temperatura aceptable la comprendida entre 10°C y 18°C.
 - **Estabilidad:** El agua potable debe conservarse inalterable durante un periodo mínimo de 15 días por lo que debe cuidarse de la presencia de cuerpos extraños que produzcan su descomposición.
 - **Conductancia específica:** Consiste en la mayor o menor facilidad con la que el agua conduce la electricidad y que dependerá del contenido de minerales de la misma.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- **Análisis químico**, este análisis nos sirve para determinar las siguientes propiedades:
 - **Dureza:** Es producida por la presencia de sales de calcio y magnesio.
 - **Alcalinidad:** Está determinada por el contenido de cloruros e hidróxidos de sodio, potasio, calcio y magnesio.
 - **Acidez:** Es producida por la presencia de ácidos minerales y le da al agua un sabor agrio y un efecto corrosivo sobre diferentes materiales.
 - **Salinidad:** Es producida por los cloruros de sodio y calcio.
 - **Corrosividad:** Es producida por la presencia de oxígeno en exceso o de algún cloruro.

- **Análisis biológico**, este comprende el análisis bacteriológico y el análisis microscópico y del plancton:
 - **Análisis Bacteriológico:** En este análisis se estudian todas las relaciones que existen entre las bacterias y los fenómenos de putrefacción y fermentación, con el fin de evitar enfermedades. Se realiza la investigación de bacterias del grupo coliforme que son indicadoras de contaminación fecal.
 - **Análisis Microscópico del Plancton:** Los causantes de olores y sabores desagradables del agua son microorganismos de origen vegetal y animal. El término Plancton es un sinónimo del término microscópico. A los microorganismos de origen vegetal se les llama Fitoplancton y los de origen animal son llamados Zooplancton.

Las normas de calidad que debe cumplir el agua para su apto consumo domestico son las siguientes:

5.3. Normas de calidad para el consumo de agua potable.

Concepto	Valor Tolerable	Valor Excesivo
Materias sólidas totales	500 mg/l	1500 mg/l
Color	5 unidades	50 unidades
Turbiedad	5 unidades	
Sabor	Aceptable	
Olor	Aceptable	
Hierro	0.3 mg/l	1.0 mg/l
Manganeso	0.1 mg/l	0.5 mg/l
Cobre	1.0 mg/l	1.5 mg/l
Zinc	5.0 mg/l	15 mg/l
Calcio	75 mg/l	200 mg/l
Magnesio	50 mg/l	150 mg/l
Sulfatos	200 mg/l	400 mg/l
Cloruros	200 mg/l	600 mg/l
P.H.	7.0 - 8.5 mg/l	< de 6.5 ó > de 9.2 mg/l
Sulfato de sodio y magnesio	500 mg/l	1000 mg/l
Compuesto genérico	0.001 mg/l	0.002 mg/l

Fuente: JUÁREZ, 1976.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Además se deberá cumplir con una concentración máxima tolerable de los siguientes elementos:

5.4. Concentración máxima de elementos químicos.

Elemento	Concentración
Plomo	0.10 mg/l
Selenio	0.05 mg/l
Arsenio	0.02 mg/l
Cromo	0.05 mg/l
Cianuros	0.01 mg/l

Fuente: JUÁREZ, 1976.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

5.6.3. Cloración.

El cloro se aplica al agua con el fin de desinfectarla, es decir, mata todos los organismos patógenos que existan en ella. Además, su poder oxidante tiende a precipitar el hierro y el manganeso los que a su vez son detenidos en los filtros (JUÁREZ, 1976: 29-34).

La demanda de cloro puede definirse como la diferencia entre la cantidad de cloro añadida al agua y el cloro residual en cualquiera de sus formas, (libre o combinado).

De acuerdo al momento en que se añade o a los resultados obtenidos, la cloración puede darse de las formas siguientes:


- **Simple cloración:** Se presenta cuando se emplean las aguas superficiales con el único tratamiento de una simple cloración, por lo que requieren de un período de almacenamiento considerable para poder eliminar la materia orgánica que normalmente llega a presentarse en las aguas superficiales. Este cloro podrá añadirse en la conducción de salida del embalse a la ciudad. La dosis recomendada para este caso es de 0.5 mg/l, lo cual asegura obtener algo de residuos disponibles para la red de distribución en la ciudad.
- **Precloración:** Se refiere a la aplicación de cloro antes de cualquier otro tratamiento que se le llegue a aplicar al agua. Este método tiene diversas ventajas ya que mejora la coagulación, reduce los gustos y olores producidos en los fangos de los sedimentadores y contribuye a evitar el taponamiento de los filtros debido a que elimina las algas que lo provocan. La dosis recomendada es de 0.1 a 0.5 mg/l.
- **Poscloración:** Se refiere a la aplicación de cloro de los tratamientos a los que ya ha sido sometida el agua. Normalmente se aplica en los tanques o después de los filtros para conseguir un tiempo de contacto adecuado. En ciertos casos se aplica cloro en puntos estratégicos de la red de distribución como protección contra conexiones extrañas y para evitar el crecimiento de materia orgánica y sus consiguientes olores. La dosis apropiada depende de las condiciones particulares

del agua y puede ser de 0.25 a 0.5 mg/l para poder obtener un residual de 0.1 a 0.2 mg/l al salir de la instalación.

- Cloración al break point: Se refiere a la dosis en la que los olores generados por el cloro desaparecen. Dicha dosis va de 7 a 10 mg/l, con lo que resultan 0.5 mg/l o más de cloro residual. En este caso, el cloro suele ser añadido cuando el agua entra a la planta de tratamiento **(STEEL y Mc GHEE, 1981: 297-299)**.

De esta manera se han conocido los diferentes tipos de captación, de los que se puede hacer uso de forma óptima, así como de la fuente de abastecimiento que ésta depende de las condiciones particulares de cada lugar y la cual determina el sitio en donde se ubicará la obra de toma, para que de ahí sea bombeada el agua por medio de la línea de conducción hasta el tanque de regularización donde será distribuida para que finalmente llegue hasta el lugar donde será consumida. De igual manera se han señalado los aspectos constructivos que son esenciales para la ejecución de las obras con el fin de que se tomen en consideración para que al final el agua cumpla con las características que la población demanda.

Todos los elementos del sistema son esenciales para que éste funcione adecuadamente, de manera que la buena ejecución de la obra de captación determinará de manera importante la base para diseñar los demás elementos, que se describen en capítulos posteriores.

CAPÍTULO VI 
LÍNEA DE CONDUCCIÓN

CAPÍTULO 6

LÍNEA DE CONDUCCIÓN

La línea de conducción es la parte del sistema que transporta el agua desde el sitio de la captación hasta un tanque de regularización, una planta potabilizadora o directamente a las tuberías de distribución.

Su capacidad se calcula con el gasto máximo diario, o con el que se considere conveniente tomar de la fuente de abastecimiento.

Las líneas de conducción deben ser de fácil inspección, preferentemente paralelas a algún camino, en caso contrario se debe de analizar la conveniencia de construir un camino de acceso, de acuerdo con el establecimiento del derecho de vía correspondiente a la línea de conducción, considerando que el incremento en costo de éste se verá compensado con el ahorro que se tendrá en los gastos de conservación de la conducción, y sobre todo podrán detectarse y corregirse de inmediato las fugas o desperfectos que sufran las tuberías.

Por lo que en este capítulo se tratarán los aspectos generales del sistema de conducción de agua potable así como las solicitudes de diseño, las características de los materiales empleados y accesorios que sirven para su protección, mantenimiento y control.

6.1. Definición

Se denomina línea de conducción al conjunto de conductos, estructuras de operación, de protección y especiales, destinado a conducir el agua desde la fuente de abastecimiento hasta el sitio de entrega. Línea de interconexión se refiere a la línea de interconexión de pozos.

6.2. Tipos de conducciones

6.2.1. Conducciones por gravedad

El escurrimiento del agua de las conducciones por gravedad se puede efectuar de dos maneras: trabajando a superficie libre o funcionando a presión, siendo este caso el que se considera en la casi totalidad de las obras de conducción.

Para el proyecto de líneas de conducción a presión, se deben tomar en cuenta los aspectos que se mencionan a continuación:

- ♦ La tubería debe seguir, en lo posible, el perfil del terreno y su localización se escoge para que sea la más favorable, con respecto al costo de construcción y las presiones resultantes.

- ◆ Se debe tener especial atención en la línea de gradiente hidráulico, ya que mientras más cercana esté la conducción a esta línea, la presión en los tubos es menor, esta condición puede traer como consecuencia un ahorro en el costo de la tubería. En ocasiones, las altas presiones internas se pueden eliminar rompiendo la línea de gradiente hidráulico con la instalación de almacenamientos auxiliares, como embalses o cajas rompedoras de presión. La velocidad en la tubería debe ser lo suficientemente grande para prevenir que se depositen sedimentos en ella.
- ◆ Como en casi la totalidad de las obras de conducción, las tuberías se instalan en zanja; durante el trazo topográfico debe procurarse disminuir al máximo posible, la excavación en roca.
- ◆ Cuando la topografía es accidentada se localizan válvulas de admisión y expulsión de aire en los sitios más elevados del perfil, mientras que, cuando la topografía sea más o menos plana se ubican en puntos situados cada 1.5 km como máximo, y en los puntos más altos del perfil de la línea.
- ◆ En tramos con pendiente fuerte, ascendente o descendente, se debe analizar la conveniencia de instalar válvulas de admisión de aire en los puntos intermedios.
- ◆ Se deberán instalar puntos de desagüe sobre la conducción ubicados generalmente en los puntos más bajos del perfil con el fin de vaciar la línea en caso de roturas durante su operación. También se utilizan para el lavado de la línea durante su construcción.

Generalmente en conducciones a presión las estructuras de protección más importantes son las cajas rompedoras de presión. En conducciones muy largas es recomendable y en ocasiones obligado, utilizar estas estructuras con la finalidad de mejorar el funcionamiento hidráulico de la conducción.

El escurrimiento del agua en las líneas de conducción a presión esta definido por la expresión:

$$h = \frac{V^2}{2g} + h_f + h_s$$

Donde:

h = Carga hidráulica (m).

V = Velocidad de escurrimiento del agua (m/seg)².

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg)².

h_f = Pérdidas de carga por fricción en la tubería (m).

h_s = Suma de pérdidas secundarias en la tubería (m).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

En el cálculo hidráulico de una conducción, el caso más frecuente que se presenta es el de determinar el diámetro, tipo y clase de tubería en función de lo siguiente:

- Carga disponible que es igual a la diferencia de niveles entre las superficies del agua en la obra de toma y en el tanque de regularización menos las pérdidas de carga que se presentan (dato topográfico).
- La longitud de la línea (dato topográfico).
- El gasto por conducir (gasto máximo diario).

Para dimensionar la tubería y calcular las pérdidas de carga por fricción que se presentan podemos aplicar la fórmula de DARCY – WEISBACH:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$$

Donde:

- h_f = Pérdidas de carga por fricción, en (m).
- f = Coeficiente de fricción.
- L = Longitud de la línea, en (m).
- D = Diámetro interno de la tubería, en (m).
- V = Velocidad media de flujo (m/s).
- g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El coeficiente de fricción "f", se calcula con alguna de las siguientes expresiones, según sea el caso:

$$F = \frac{64}{Re} \text{ (Poiseville) Para tubos lisos o rugosos en zona laminar, } Re < 2300$$

$$F = \frac{0.3164}{Re^{0.25}} \text{ (Blasius) Para tubos lisos en la zona de transición o turbulenta para tubos de aluminio, latón, cobre, plomo, PVC, vidrio, A – C, } Re > 10^5.$$

El número de Reynolds, que indica el régimen de escurrimiento del agua, se calcula con la siguiente expresión:

$$Re = \frac{VD}{\gamma}$$

Donde:

- V = Velocidad media del agua (m/s).
- D = Diámetro interno de la tubería.
- λ = Viscosidad cinemática del agua (1.145x10⁻⁶ m²/s, varía con la temperatura) (CNA, 1994: 5-28, 5-29).

Para estimar el diámetro más económico en función del gasto, es común hacer uso de la fórmula de Dupuit, cuya expresión es la siguiente:

$$\phi = 1.5 \quad Q \text{ si } Q > 10 \text{ LPS.}$$

$$\phi = 1.2 \quad Q \text{ si } Q < 10 \text{ LPS.}$$

Deberá revisarse que el diámetro obtenido con la fórmula Dupuit, sea el adecuado para que la velocidad de flujo no sea tan baja que cause la depositación de sedimentos, ni tan alta que provoque el desgaste de la tubería.

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

6.2.2. Conducciones por bombeo

El bombeo del agua generalmente se realiza de un pozo o cárcamo hasta a un tanque de regularización. El equipo de bombeo que se instala produce un incremento brusco en el gradiente hidráulico para poder vencer tanto el desnivel existente como las pérdidas que se originan a lo largo de la conducción.

En el proyecto de una línea de conducción por bombeo, deben tenerse en cuenta los mismos aspectos señalados anteriormente para las conducciones por gravedad y además, tratar de reducir, cuanto sea posible, la longitud de la línea a presión para disminuir así los efectos de los fenómenos transitorios.

Se debe realizar una revisión de la magnitud de los fenómenos transitorios para determinar si los tipos y clases de tuberías son los adecuados, y si se requieren estructuras de protección, como son: tanques unidireccionales, válvulas aliviadoras de presión, torres de oscilación y cámaras de aire que contribuyan a resistir los fenómenos antes mencionados (CNA, 1994: 5-30).

6.2.2.1. Equipo de bombeo

Se puede definir a las bombas como un mecanismo transformador de energía, el cual recibe energía mecánica procedente de un motor eléctrico o de combustión interna, transmitiéndola a un líquido para hacerlo fluir de un punto a otro. Este mecanismo es una fuente de energía, y no una fuente de presión. La adición de energía que la bomba le da al líquido obliga a éste a realizar un trabajo, como fluir a través de la tubería o elevarse a otro punto.

Podemos encontrar diferentes diseños de las bombas como las de pistón, diafragma, engranes, tornillos, centrifugas, de chorro, etc., así como variaciones de cada una de ellas. Los materiales con los que se construyen las bombas son muy variados e incluyen a la mayoría de los metales moldeables e infinidad de aleaciones, lo que les permite el manejo de fluidos a muy altas temperaturas.

Existen dos grandes categorías de bombas: las bombas dinámicas y las bombas de desplazamiento positivo, cuyas clases y tipos se muestran a continuación:

6.1. Clasificación de las bombas.

CATEGORIA	CLASE	TIPO
DINÁMICAS	Centrifugas	Turbina horizontal Turbina vertical Sumergible
	Efecto especial	Chorro o eductor Presión de aire Electromagnética
DESPLAZAMIENTO POSITIVO	Rotatorias	Engrane Leva y pistón Tornillo
	Reciprocantes	Acción directa Potencia Diafragma

Fuente: Definición y clasificación de las bombas, 1992.

Las bombas dinámicas son aquellas en que la energía se agrega al fluido de una forma constante, mediante un movimiento giratorio, lo que imprime al fluido una cierta cantidad de energía cinética en forma de velocidad, y al llegar a un punto cercano a la descarga se presenta un cambio en el área de circulación, produciéndose un repentino cambio en la velocidad, lo que a su vez genera un cambio de energía de velocidad en energía de presión.

Las bombas centrífugas son aquellas en las que la energía es impartida al líquido por acción de la fuerza centrífuga ocasionada por el movimiento a alta velocidad del impulsor.

Las bombas de efectos especiales no siguen un patrón determinado de diseño y funcionamiento por lo que su uso no es muy ordinario.

Por su parte, las bombas de desplazamiento positivo, añaden la energía al fluido de una forma intermitente debido a un movimiento alternativo de aumento y disminución del volumen del cuerpo de la bomba, lo cual genera un incremento directo en la presión del fluido hasta alcanzar un valor requerido para poder desplazarse a través de las válvulas ubicadas a lo largo de la línea de descarga.

Las bombas rotatorias son aquellas bombas donde el líquido es obligado a fluir por el desplazamiento inducido por un dispositivo giratorio, el cual crea cavidades que se mueven de la succión a la descarga forzando al líquido en su trayecto.

Las bombas reciprocantes, desplazan el líquido como resultado de un incremento y disminución mecánico alternativo en el volumen del cuerpo de la bomba a través de un movimiento de reciprocación.

6.3. Cavitación

Es un fenómeno de naturaleza compleja que suele existir en una instalación de bombeo en mayor o menor grado. Su presencia se manifiesta mediante vibraciones o ruido, una caída leve o drástica en la eficiencia de operación de la bomba, y por la presencia de erosión o picaduras en el impulsor de la bomba.

La cavitación es originada por un proceso de alta rapidez debido a que el presentarse cambios repentinos de presión, se van creando zonas de baja presión o vacíos parciales que son ocupados por vapor de agua que da origen a la formación de burbujas las cuales se deslizan hasta un punto donde la presión circundante es mayor por lo que ésta se colapsará y al ser llenado nuevamente el espacio con agua, el aspa sufre un golpe de gran magnitud, (calculado en aproximadamente 1000 bars), desprendiéndose pequeñas porciones del aspa del impulsor. Cuando este proceso se presenta en rápidas sucesiones, el impulsor es severamente erosionado en su superficie y pueden producirse otros efectos mecánicos, tales como una operación ruidosa y vibración, debido a los repetidos choques de las burbujas colapsadas.

Para que no ocurra la cavitación, es importante evitar, hasta donde sean posible las siguientes condiciones:

- Cargas mucho menores que las correspondientes a la óptima eficiencia de la bomba.
- Capacidades mucho mayores que las correspondientes a la máxima eficiencia.
- Succión de levantamiento o carga de succión menor a la recomendada por el fabricante.
- Temperaturas del líquido mayores a aquella para la cual el sistema fue originalmente diseñado.

6.4. Golpe de ariete

Es una serie de pulsaciones de presión, sobre y por debajo de la presión de operación en una línea de conducción de un líquido, con una magnitud potencialmente destructiva, ocasionada por un repentino cambio en las condiciones de circulación, cuyas causas pueden ser:

- El cerrado de una válvula repentinamente.
- El abrir repentinamente una válvula.
- Operación arrítmica al abrir o cerrar una válvula.
- Al parar una bomba.

- Movimientos de bolsas de aire dentro de la tubería.

Frecuentemente, este fenómeno se acompaña de un sonido similar al que se percibe en el choque de metales. Si al presentarse este fenómeno la elevación de la presión es excesiva, pueden causarse daños severos a la bomba y al sistema en general. Para evitar el golpe de ariete, se recomienda tomar las siguientes medidas de protección:

- Cerrar lentamente las válvulas en la tubería de descarga.
 - Utilizar tuberías de diámetro apropiado para que la velocidad del agua no sea muy grande.
 - Emplear tubos que sean capaces de resistir la presión máxima prevista, generalmente dos veces la presión de operación.
 - Instalar válvulas de retención (Check) y válvulas de alivio de presión.
 - Inyección de aire para formar un muelle elástico durante la sobrepresión (cámaras hidroneumáticas).
- (Definición y Clasificación de las bombas, 1992: 1-6, 42-45, 48).

6.5. Fórmulas empleadas en el cálculo de una conducción por bombeo

6.5.1. Gasto de diseño

El cálculo de la línea de conducción se realiza basándose en el gasto máximo diario del proyecto. Cuando el tiempo de bombeo es menor de 24hrs., el gasto que se debe emplear en el cálculo de la línea de conducción es el que se obtiene de aplicar la siguiente fórmula:

$$Q_d = \frac{24 \times Q_{md}}{t_b}$$

Donde:

Q_d = Gasto de diseño, en lps.

Q_{md} = Gasto máximo diario, en lps.

T_b = Tiempo de bombeo, en hrs/día.

6.5.2. Presión por golpe de ariete

El cálculo del golpe de ariete puede efectuarse mediante la Teoría de la Onda Elástica de Joukovsky, que señala que la presión instantánea creada (Golpe de Ariete), es directamente proporcional a la velocidad del flujo y a la magnitud de la onda, es decir:

$$h = \frac{aV}{g}$$

Donde:

h = Sobrepresión expresada en metros de agua producida por el Golpe de Ariete.

La velocidad de la Onda Elástica está dada por la siguiente expresión:

$$a = \frac{1425}{1 + \frac{K_w D}{K_E e}}$$

Donde:

1425 = Constante (velocidad del sonido del agua).

a = Velocidad de la onda (m/s).

K_w = Módulo de compresión del agua (20,670 kg/cm²).

K_E = Módulo de elasticidad del material de la tubería.

D/e = Diámetro interior de la tubería/espesor mínimo de pared del tubo. (AMITUP, 1977:17).

Existen otras expresiones para determinar el Golpe de Ariete, las cuales son:

$$T = 1 + \frac{KLV}{gHm}$$

Donde:

T = Tiempo de cierre.

L = Longitud del conducto.

V = Velocidad.

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

Hm = Altura manométrica (carga dinámica total).

$Hm = Z_0 + h_f + 5\% h_f + ND$.

ND = Nivel dinámico.

$K = 2$ si $L < 500$ m.

$K = 1.5$ si $500 < L < 1500$ m.

$K = 1.0$ si $L > 1500$ m.

Para el tipo de impulsión y cálculo del Golpe de Ariete (H_g), las formulas son:

Si $\frac{aT}{2} > L$ La impulsión es corta y se aplica el método de Michaud.

Por lo que el Golpe de Arite será igual a:

$$H_g = \frac{2LV}{gT}$$

Si $\frac{aT}{2} < L$ La impulsión es larga y se aplica el método de Allievi.

Por lo que el Golpe de Ariete será igual a:

$$H_g = \frac{aV}{g}$$

6.6. Tuberías

Para la conducción del agua, por gravedad o a presión, se han utilizado diversos materiales como: piedra, barro petrificado, madera, plomo, cobre, hierro forjado, acero, concreto e inclusive bambú así como la combinación de diferentes materiales.

En la actualidad los tipos de tuberías con más aceptación en cuanto a su manejo son el: hierro fundido, fibrocemento, cobre, hierro galvanizado, plástico, acero, concreto reforzado y presforzado, con o sin cilindro interior de acero.

Las tuberías de plástico que se manejan son las de polietileno (Ps), y las de policloruro de vinilo (PVC).

La selección del tipo de material para la conducción estará en función primordialmente del diámetro requerido y de las presiones a las que estará sometida.

Existen recomendaciones para determinar el material más adecuado de acuerdo al diámetro requerido, las cuales se muestran en el siguiente cuadro:

6.2. Tuberías recomendadas de acuerdo al diámetro.

Diámetro (mm)	Tipo de tubería recomendada
Hasta 76	Fierro galvanizado, cobre, plomo, plásticos
De 76 a 760	Asbesto – cemento, acero
De 760 a 5000	Acero, concreto reforzado y presforzado, con y sin cilindro de acero

Fuente: CÉSAR Y VÁZQUEZ, 1993.

A continuación se presentan las características generales de las tuberías de PVC.

6.6.1. Tuberías de PVC (policloruro de vinilo)

El policloruro de vinilo es un material plástico sintético creado y producido por el hombre, clasificado dentro de los termoplásticos, materiales que arriba de cierta temperatura se convierten en una masa moldeable a la que se le puede dar la forma deseada y por debajo de esa temperatura se transforman en sólidos.

Como todos los plásticos comerciales el PVC esta compuesto por un polimero base que es la resina del PVC y aditivos estabilizadores, lubricantes, pigmentos modificadores y plastificantes.

Como todos los materiales las tuberías de PVC presentan ventajas y limitaciones, las cuales es necesario conocer para lograr los mejores resultados en el uso de esta tubería.

6.6.1.1. Las ventajas más importantes que este material presenta son:

- El peso de un tubo de PVC es de aproximadamente la mitad de un tubo de aluminio y alrededor de una quinta parte del peso de un tubo de acero de las mismas dimensiones facilitando su manejo e instalación así como su mantenimiento, lo que permite un ahorro en tiempo, transporte y mano de obra.
- Su módulo de elasticidad es menor al de las tuberías tradicionales representa una mayor flexibilidad que le permite un mejor comportamiento frente a los esfuerzos producidos por sobrepresiones momentáneas como golpes de ariete y por cargas externas, muertas y vivas.
- El tener paredes lisas representa un mayor caudal transportable a igual diámetro con otras tuberías debido a su bajo coeficiente de fricción (0.009); además la sección de paso se mantiene constante a través del tiempo ya que la lisura de su pared no propicia incrustaciones ni tuberculizaciones.
- Las tuberías de PVC son inmunes a los tipos de corrosión que normalmente afectan a los sistemas de tuberías enterradas. Resisten el paso de ácidos, bases y soluciones sólidas pueden conducir aguas de mar e instalarse en suelos altamente salitrosos.
- No lo atacan los roedores.
- No se incrusta debido a que su superficie interior no permite la incrustación que aumenta el costo de mantenimiento y disminuye la sección de flujo como sucede en otras tuberías.
- Facilidad de instalación.- Para instalarse las tuberías de PVC pueden emplearse tres métodos.
 - a).- Cementado.- Utilizando cemento
 - b).- Roscado.
 - c).- Unión con campana.
- Además de no ser tóxicas tampoco alteran el olor ni el sabor del agua, por lo que son apropiadas para la conducción de agua potable.
- Costo de mantenimiento nulo ya que no requiere de ninguna pintura protectora o cualquier otro procedimiento de conservación.
- Auto extingüible. Estas tuberías no forman llama ni facilitan la combustión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Instalación sencilla y económica. No se requiere de herramientas especiales debido a su facilidad de corte.

6.6.1.2. Entre sus limitaciones podemos mencionar las siguientes:

- A temperaturas inferiores a 0°C el PVC reduce su resistencia al impacto.
- Cuando una tubería de PVC se expone a temperaturas mayores de 25°C debe reducirse la presión de trabajo puesto que al aumentar la temperatura el PVC disminuye su resistencia. Además las tuberías de PVC no deben conducir agua caliente a temperaturas mayores de 60°C pues temperaturas mayores las reblandecen.
- Las tuberías de PVC no deben quedar expuestas por periodos prolongados a los rayos solares, por que estos pueden afectar ciertas propiedades mecánicas de la tubería.

La industria de tuberías plásticas fabrica dos líneas de tubos hidráulicos de PVC para el abastecimiento de agua potable, la línea métrica y la línea inglesa.

La línea métrica fue diseñada de acuerdo con el sistema internacional de unidades. La integran trece diámetros (de 50 a 630 mm), y 5 espesores que permiten presiones máximas de trabajo que van de 5, 7, 10, 14 y 20 kg/cm²; en función de cada presión se clasifican en clases, el diámetro nominal del tubo es igual (para fines prácticos) a su diámetro exterior. La unión entre tubos y conexiones se realiza mediante el sistema ingles.

Las tuberías de PVC se fabrican en tramos de 6 metros de longitud y cada tramo lleva una campana para su acoplamiento. El sistema de sellamiento difiere de acuerdo con los diámetros.

En un diámetro de 38 mm (1 ½") a 200 mm (8") las campanas llevan una ranura interior en donde se aloja un anillo de hule que produce el sellamiento. Los anillos se proporcionan en cada tubo. Esta junta es de una hermeticidad absoluta. Los movimientos de dilatación y contracción son absorbidos satisfactoriamente.

Los tramos de 6 metros de cada tubo representan un mayor avance en el tendido al efectuar menor número de enchufes.

En función de la relación y su espesor mínimo de pared (RD), y las presiones máximas de trabajo se clasifican en:

RD - 41 (7.1 kg/cm²)
RD - 32.5 (8.7 kg/cm²)
RD - 26 (11.2 kg/cm²)

RD - 21 (14 kg/cm²)
RD - 13.5 (22.4 kg/cm²)

En esta línea existe además del sistema de unión espiga – campana, el sistema cementado, con una longitud útil de tubo de 6 m.

6.3. DIMENSIONES Y PESOS DE TUBERÍA HIDRÁULICA P.V.C							
Ø NOMINAL		RD	Ø EXTERIOR (mm)	ESPESOR (mm)	PRESIÓN DE TRABAJO		PESO (kg/m)
(mm)	(pulg)				(kg/cm ²)	(lb/pulg ²)	
38	1 ½	26	48.3	1.9	11.2	160	0.45
50	2	26	60.3	2.3	11.2	160	0.67
60	2 ½	26	73	2.8	11.2	160	0.97
60	2 ½	32.5	73	2.2	8.7	130	0.79
75	3	26	88.9	3.4	11.2	160	1.41
75	3	32.5	88.9	2.7	8.7	130	1.15
90	3 ½	26	101.6	3.9	11.2	160	1.86
90	3 ½	32.6	101.6	3.1	8.7	130	1.53
90	3 ½	41	101.6	2.5	7.1	100	1.28
100	4	26	114.3	4.4	11.2	160	2.34
100	4	32.5	114.3	3.5	8.7	130	1.92
100	4	41	114.3	2.8	7.1	100	1.59
125	5	26	141.3	5.4	11.2	160	3.57
125	5	32.5	141.3	4.3	8.7	130	2.88
125	5	41	141.3	3.5	7.1	100	2.41
150	6	32.5	168.3	5.2	8.7	130	3.73
150	6	41	168.3	4.1	7.1	100	2.96
200	8	41	219.1	5.3	7.1	100	4.98

Para interconectar la tubería hidráulica de PVC existen todas las conexiones necesarias; ya sea para cambiar la dirección del flujo del agua, derivar o unir sistemas de igual o diferente diámetro, cerrar los extremos de una línea, unir tubería de PVC a válvulas o piezas metálicas bridadas o con rosca y reparar fallas en una línea ya tendida.

6.7. Especificaciones para líneas de conducción

6.7.1. Velocidades

Dependiendo de las características topográficas que se tengan, al emplear tubería para la conducción, se está en posibilidad de realizar el análisis hidráulico de los conductos trabajando a superficie libre o a presión.

Las velocidades permisibles están gobernadas por las características del material del conducto y la magnitud de los fenómenos hidráulicos transitorios. Existen límites tanto inferiores como superiores. La velocidad máxima será aquella con la cual no deberá ocasionarse erosión. La velocidad mínima de escurrimiento será de 0.3 m/s, para evitar el asentamiento de las partículas que van suspendidas en el fluido.

La velocidad máxima permisible para evitar erosión, en las diferentes tuberías, se indica en la tabla 6.4.

TABLA 6.4. VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE

TIPO DE TUBERÍA	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm. de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 60 cm. de diámetro O mayores	3.5
Concreto presforzado	5.0
Asbesto cemento	5.0
Aceros galvanizado	5.0
Aceros sin revestimiento	5.0
Aceros con revestimiento	5.0
P.V.C (policloruro de vinilo)	5.0
Poliétileno de alta densidad	5.0

6.7.2. Zanjas para la instalación de tuberías

Las tuberías se instalan sobre la superficie o enterradas, dependiendo de la topografía, clase de tubería y tipo de terreno.

Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda que se instalen en condición de zanja, debiendo ser ésta de paredes verticales, como mínimo hasta el lomo del tubo y con el ancho indicado en la tabla 3.8. El tipo de instalación que se adopte, debe considerar otros factores relacionados con la protección de la línea, como son el deterioro o maltrato por personas y animales, la exposición a los rayos solares, variación de temperatura, etc.

En terreno rocoso debe analizarse la conveniencia de instalar la tubería superficialmente sobre apoyos adecuados, y esta no podrá ser en ningún caso de policloruro de vinilo (PVC), y solo en casos excepcionales de Asbesto-Cemento (A-C) y concreto, garantizando su protección y seguridad.

6.7.3. Ancho de zanja

En la tabla 6.5 se indica el ancho recomendable de la zanja, para diferentes diámetros de tubería.

Es indispensable que las paredes de la zanja sean verticales por lo menos hasta el lomo del tubo, y que la zanja tenga realmente el ancho que se indica en la tabla, a partir de este punto puede dársele a sus paredes el talud necesario para evitar el empleo de ademe. Si resulta conveniente el empleo de un ademe, el ancho de zanja debe ser igual al indicado en la tabla 1.3 más el ancho que ocupe el ademe.

TABLA 6.5. ANCHO DE ZANJA		
DIÁMETRO NOMINAL		ANCHO (cm)
(cm)	(pulgadas)	
2.5	1.0	50
3.8	1.5	55
5.0	2.0	55
6.3	2.5	60
7.5	3.0	60
10.0	4.0	60
15.0	6.0	70
20.0	8.0	75
25.0	10.0	80
30.0	12.0	85
35.0	14.0	90
38.0	15.0	95
40.0	16.0	95
45.0	18.0	90
50.0	20.0	115
61.0	24.0	130
76.0	30.0	150
91.0	36.0	170
107.0	42.0	190
122.0	48.0	210
152.0	60.0	250
183.0	72.0	280
213.0	84.0	320
244.00	96.0	355

Fuente: CNA, 1994

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.7.4. Profundidad de zanja

La profundidad mínima de las zanjas está en función del diámetro de la tubería por instalar, como se indica en la tabla 6.6.

TABLA 6.6. PROFUNDIDAD MÍNIMA DE ZANJA	
DIÁMETRO DEL TUBO	PROFUNDIDAD MÍNIMA DE ZANJA
Hasta 5 cm	0.70 m
Mayores de 5 cm y hasta 90 cm	0.90 m más el diámetro exterior del tubo
Mayores de 90 cm y hasta 122 cm	1.0 m más el diámetro exterior del tubo
Mayores de 122 cm	1.30 m más el diámetro exterior del tubo

Las profundidades de zanja indicadas anteriormente, podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificación de cada caso. Los principales factores que intervienen para modificar la profundidad son el tipo de tubería a utilizar (polietileno de alta densidad, acero, etc.) el tipo de terreno en la zona (roca, etc.) y las cargas vivas que se pueden presentar.

En lo referente a la profundidad máxima, deberá realizarse un estudio técnico – económico para cada caso en particular.

6.7.5. Plantilla o cama

La plantilla o cama consiste en un piso de material fino, colocado sobre el fondo de la zanja que previamente ha sido arreglado con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa inferior de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60% de su diámetro exterior (De). El resto de la tubería debe ser cubierto hasta una altura de 30 cm arriba de su lomo con material granular fino colocado a mano y compactado cuidadosamente, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes a la tubería. Ese relleno se debe hacer en capas que no excedan de 15 cm de espesor.

Deberán excavarse cuidadosamente las cavidades o conchas para alojar la campana o coplee de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la plantilla apisonada. El espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería será de 5 cm.

En caso de instalar tubería de acero y si la superficie del terreno lo permite pudiendo no ser necesaria la plantilla, en lugares excavados en roca o tepetate duro, se preparará la cama de material suave que pueda dar un apoyo uniforme al tubo, con tierra o arena suelta.

El relleno de la zanja puede ser a volteo o compactado, según se especifique en el proyecto el criterio para seleccionar el tipo de relleno será dependiendo del lugar en que se instale la tubería.

El material del relleno, se procurará sea el mismo producto de la excavación, seleccionado y libre de piedras, si esto no es posible por el tipo de suelo, se hará con material de banco.

Este relleno puede ser a volteo o compactado según se especifique en el proyecto; el criterio para seleccionar el tipo de relleno será dependiendo del lugar en que se instale la tubería.

6.7.6. Atraques de concreto

En una línea que trabaja a presión interna se producen esfuerzos axiales iguales al producto de la presión del agua por el área de la sección de la tubería, este empuje puede alcanzar varias toneladas y se presenta en los puntos en donde hay cambio de dirección (codos y Tes) y en las terminales. Los atraques tienen por objeto evitar que la línea se mueva y se afecte su acoplamiento por efecto de los empujes producidos por la presión.

El tamaño y tipo de atraque por instalar depende de los esfuerzos que se produzcan y estos a su vez dependen de los siguientes factores: diámetro de la tubería, presión máxima en la línea (presión de prueba de campo), tipo de accesorio, ángulo de deflexión y tipo de terreno.

Los atraques constituyen medios de anclaje entre la tubería, accesorios y la pared de la zanja; deben construirse y tener resistencia adecuada antes de la prueba de presión. El tipo de atraque recomendable es el de concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Las piezas especiales deberán estar alineadas y niveladas antes de colocar los atraques los cuales quedarán perfectamente apoyadas al fondo y pared de la zanja. El atraque deberá colocarse en todos los casos antes de hacer la prueba hidrostática de la tubería. Estos atraques se usaran exclusivamente para tuberías alojadas en zanja.

DIÁMETRO NOMINAL DE LA PIEZA ESPECIAL (TABLA 6.7.) (mm)		ALTURA (cm)	LADO A (cm)	LADO B (cm)	VOL/ATRAQUE (m^3)
76	3	30	30	30	0.027
102	4	35	30	30	0.032
152	6	40	30	30	0.036
203	8	45	35	35	0.055
254	10	50	40	35	0.070
305	12	55	45	35	0.087
356	14	60	50	35	0.105
406	16	65	55	40	0.143
457	18	70	60	40	0.168
508	20	75	65	45	0.219
610	24	85	75	50	0.319
762	30	100	90	55	0.495
914	36	115	105	60	0.727
1067	42	130	120	65	1.014
1219	48	145	130	70	1.320

6.7.7. Prueba hidrostática

El propósito de la prueba es comprobar que no hay fugas de agua en la tubería y que por lo tanto el acoplamiento de los tubos se hizo en forma correcta.

Se recomienda probar tramos de 500 a 1000 metros y no menores a los existentes entre cruceros en las redes de distribución.

La prueba se realiza tres días después de terminado el último atraque debiendo tener la tubería un relleno mínimo de 30 cm sobre el lomo excepto en las juntas o uniones, las cuales estarán descubiertas.

Se deberán instalar las válvulas eliminadoras de aire para un funcionamiento hidráulico adecuado procediendo al llenado con agua a muy baja presión y velocidad ya una vez eliminado todo el aire se procede a cerrar la válvula y se aplica la presión de prueba en campo correspondiente con una bomba hidráulica manual y con un manómetro verificamos si se presenta descenso de la presión durante una hora y media a dos horas, lo cual significaría que se tiene una fuga en la tubería.

6.8. Accesorios

Se instalan para aislar y drenar secciones de tubería con fines de prueba, inspección, limpieza, reparación y seguridad.

6.8.1. Válvulas de seccionamiento

En las líneas de conducción se debe analizar la conveniencia de instalar válvulas de seccionamiento que permitan aislar tramos de la tubería, para operación y mantenimiento, sin necesidad de vaciar toda la línea.

Generalmente se utilizan válvulas de mariposa para diámetros grandes y bajas presiones, en cambio, las válvulas de compuerta son más utilizadas para diámetros pequeños y altas presiones.

6.8.2. Válvulas de flotador y de altitud

Cuando la línea de conducción se conecta a un tanque de regularización y se requiera una válvula, ésta generalmente será de flotador.

Las válvulas de flotador controlan el nivel máximo del agua en un tanque, son accionadas directamente mediante un flotador. La válvula de acción directa se coloca a una elevación cercana al nivel máximo del agua, ya sea a un lado del tanque o encima de la losa del techo.

Si la válvula es de acción indirecta, se coloca a una elevación inferior y fuera del tanque, se utiliza un dispositivo de flotador y válvula piloto de diámetro reducido (3/4"), que se comunica al tanque mediante una línea del mismo diámetro, que transmite la presión con la cual se acciona la válvula de flotador.

En general, las válvulas de flotador de acción directa, son recomendables para diámetros de descarga de hasta 200 mm.

Una variante de estas válvulas son las denominadas válvulas de altitud, las cuales se colocan a una elevación inferior al nivel máximo del agua y cercanas al depósito, controlan el llenado del mismo por medio de un piloto hidromecánico que sustituye al flotador, actúan exclusivamente mediante la presión hidráulica que transmite una línea de diámetro reducido, conectada al tanque.

Estas válvulas de altitud son recomendables en instalaciones donde no se presenten frecuentemente fenómenos transitorios (golpe de ariete).

6.8.3. Válvulas de admisión y expulsión de aire

En todos los puntos altos de las líneas a presión, se instalan válvulas de admisión y expulsión; operan automáticamente para remover el aire desplazado cuando la línea se comienza a llenar o el que se acumula en dichos puntos.

Estas válvulas automáticas sirven también para admitir aire en la línea, evitando el colapso si se presenta una presión negativa.

El tamaño requerido de la válvula depende del diámetro del conducto y de las velocidades a las cuales se vacía la línea, para lo cual se debe calcular el gasto de aire por admitir o expulsar.

Para eliminar pequeñas cantidades de aire que se acumulen en los puntos más elevados de la línea, se utilizan válvulas llamadas comúnmente "eliminadoras de aire", éstas se adicionan a las de admisión y expulsión de aire.

6.8.4. Válvulas de retención

Cuando se suspende la energía eléctrica, debido a un paro programado o imprevisto, se presentan fenómenos transitorios, ocasionando que la masa de agua, en el caso de flujo descendente, actúe sobre el equipo de bombeo, produciendo en algunos casos daños severos a éste. Para interrumpir el flujo inverso y proteger al equipo, se utiliza la válvula de retención.

Existen varios tipos:

- Válvula check tradicional, comúnmente llamada de columpio. Es una válvula de contrapeso externo y cierre con asiento de hule o metal, que cuenta con una cámara amortiguadora cuya función es permitir el flujo en una dirección y cerrar herméticamente cuando la presión en el lado de la descarga es mayor que del lado de la entrada.
- Válvula duo-check. Es una válvula para uso general que desarrolla el trabajo de cualquier válvula de retención convencional, frente a la tradicional es más liviana y de menor tamaño. A diferencia de las válvulas tradicionales, divide la abertura de la válvula por la mitad, la zona sin apoyo del plato se reduce, disminuyendo el peso respecto a la lenteja convencional, pero las pérdidas de carga son relativamente mayores que en la anterior.

- Válvula check silenciosa. Su característica principal es efectuar un cierre más o menos lento con lo cual se consigue prolongar la vida de la válvula y casi eliminar el ruido que producen las otras.
- Válvula roto-check. Su operación es semejante a la válvula check tradicional, tiene la ventaja de efectuar un cierre lento y hermético, además de que se puede instalar un dispositivo externo para controlar los tiempos de apertura y cierre.

6.8.5. Válvulas de alivio de presión

Las válvulas aliviadoras de presión son empleadas para proteger al equipo de bombeo, tuberías y accesorios contra un aumento de presión producido por el arranque o paro del equipo de bombeo. Su función es permitir la salida del flujo a la atmósfera cuando la presión interior sobrepasa un límite previamente establecido.

Es conveniente que la apertura de la válvula esté controlada por medio de una válvula solenoide, la cual al interrumpirse el suministro eléctrico, habilita a un circuito hidráulico o neumático que abre la válvula instantes antes de que ocurra el ascenso de presión.

En el cuerpo de la válvula se encuentra el elemento actuante, constituido por un pistón cuya posición regula el funcionamiento de la válvula. El control de este pistón se efectúa por medio de una válvula piloto calibrada, que funciona con una presión determinada y no es más que una válvula de aguja de precisión para pequeños flujos. El piloto de control de esta válvula puede ser hidráulico, eléctrico o de ambos tipos.

Las válvulas aliviadoras que se usan con más frecuencia son las de pistón y las de diafragma, preferentemente con ambas clases de control. Las dos funcionan satisfactoriamente pero en ocasiones se prefiere la válvula con pistón, por que la otra requiere de un servicio de mantenimiento más frecuente, debido a que el material de que esta echo el diafragma (hule, neopreno, u otros) se deteriora con facilidad cuando el tipo de agua que se maneja es agresivo a estos materiales.

Cuando se ha definido el empleo de válvulas de alivio, su diámetro se determina en función del gasto de escurrimiento en la tubería a la que se conecta, y de las presiones originadas por el golpe de ariete.

Su ubicación se elige después de los elementos de control o al principio de la tubería de descarga común, o bien, se instala una válvula de alivio a cada bomba, entre la check y la de seccionamiento, mediante una "T". Para el caso de plantas de bombeo se recomienda su ubicación a la salida del múltiple de descarga.

6.8.6. Registros

Son accesorios útiles durante la construcción y para inspecciones y reparaciones. En los grandes conductos se instalan registros separados a una distancia que varía de 250 a 500 m.

6.8.7. Desagües

Con el propósito de limpiar la línea durante su construcción y también para desaguarla en caso de tener que realizar maniobras para una reparación, se deben instalar válvulas de seccionamiento de un diámetro adecuado, localizada en las partes bajas.

En líneas de longitud y diámetro considerables, se debe analizar la separación entre desagües, dependiendo del tiempo requerido para vaciarla.

6.8.8. Juntas

Para cada proyecto en particular se deben definir los tipos de juntas a utilizar, tomando en cuenta las condiciones de trabajo externas e internas a que estará sometida la tubería, el tipo de terreno, agresividad del suelo, entre otros.

Generalmente se utilizan juntas en los siguientes casos:

- Para absorber movimientos diferenciales de la tubería (en la conexión con una estructura, en caso de sismo, etc.)
- Para absorber movimientos en la tubería por efectos de temperatura
- Para unir tuberías del mismo o de diferente material
- Para unir tuberías con piezas especiales y válvulas (CNA, 1994: 5-32, 5-34).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CAPÍTULO VII



OBRAS DE REGULARIZACIÓN

CAPÍTULO 7

OBRAS DE REGULARIZACIÓN

La regularización tiene por objeto lograr la transformación de un régimen de aportaciones (de la conducción) que normalmente es constante en un régimen de consumos o demandas (de la red de distribución) que siempre es variable.

El tanque de regularización debe proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad, procurando que su costo de inversión y mantenimiento sea mínimo.

Adicionalmente a la capacidad de regularización se puede contar con un volumen para alimentar a la red de distribución en condiciones de emergencia (incendios, desperfectos en la captación o en la conducción, etc.) Este volumen debe justificarse plenamente en sus aspectos técnicos y financieros.

La capacidad del tanque está en función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad, calculándose ya sea por métodos analíticos o gráficos.

El coeficiente de regularización (R), está en función del tiempo (número de horas/día) de alimentación de las fuentes de abastecimiento al tanque, requiriéndose almacenar el agua en las horas de baja demanda para distribuirlas en las de alta demanda.

Es por ello importante tomar en consideración para el cálculo de la capacidad de los tanques, el número de horas de alimentación o bombeo, como su horario, el cual estará en función de las políticas de operación y los costos de energía eléctrica, los cuales son mayores en las horas de máxima demanda (horas pico).

En los sistemas de agua potable es recomendable la conducción directa a los tanques y a través de éstos alimentar a la red. Cuando la fuente de abastecimiento tenga la capacidad suficiente para proporcionar el gasto máximo horario, existe la alternativa de eliminar el tanque regulador, diseñando la conducción para este gasto; sin embargo, debe hacerse un análisis económico que permita seleccionar la mejor alternativa.

La elección del sitio y del tipo de tanque (superficial o elevado), se basa en las características físicas de la localidad, considerando las líneas de conducción y redes de distribución, tanto existentes como de proyecto.

La selección del tipo de estructura para el tanque depende de los materiales existentes en la región, de la disponibilidad de terreno y de las condiciones topográficas.

El diseño de la fontanería de entrada y salida del tanque se realiza con el gasto máximo diario y horario, respectivamente.

Se debe realizar un análisis técnico - económico de las alternativas necesarias para definir el número de tanques adecuados, su capacidad, estructuración y localización; Considerando que su operación y mantenimiento sean accesibles.

Existen diferentes tipos de tanques que se pueden utilizar en este tipo de obras, a continuación se analizan las características así como los aspectos constructivos de algunos de ellos.

7.1. Tipos de Tanques

7.1.1. Tanques superficiales

Son los más comunes se construye para todo tipo de localidad siempre y cuando se cuente con una topografía adecuada, esto es, que existe el desnivel adecuado entre el sitio donde se construye el tanque y la población por abastecer.

Los tanques basados en muros de mampostería, con piso y techo de concreto reforzado, se recomiendan para tirantes que van desde 1.0 hasta 3.5m.

Los tanques de concreto reforzado se recomiendan para tirantes entre 2.0 y 5.5m.

Para capacidades que varían de 5,000 a 50,000m³, se pueden construir tanques de concreto presforzado, con tirantes de 5.0 a 9.0m. Este tipo de tanques puede ser la solución más adecuada por tiempo de construcción, ya que gran parte de sus elementos son prefabricados.

En cualquier caso, el tanque superficial debe quedar desplantado en su totalidad en terreno firme, evitando que alguna porción del mismo se apoye en rellenos.

En casos especiales puede desplantarse en terreno uniforme con una compactación adecuada.

Si el fondo del tanque se encuentra a un nivel más bajo que el alcantarillado, drenes, letrinas, depósitos de agua estancada u otra fuente de polución, el tanque debe alejarse de la misma 15m como mínimo.

La capacidad de un tanque de regularización se obtiene en función del gasto máximo diario de proyecto y de la ley de la demanda de la localidad.

En general se deben programar las inversiones, considerando construir el tanque en varias cámaras o módulos, dejando las preparaciones de fontanería y el área de terreno suficiente para construir estas cámaras.

En el diseño se debe buscar que el volumen almacenado no se estanque y se dé movilidad al agua, para evitar el deterioro de la calidad de la misma.

En general el suministro de agua al tanque es continuo durante las 24hrs, tanto en conducciones por gravedad como por bombeo, ya que no se justifica económicamente el diseño de una conducción con bombeo de menos de 24hrs, salvo en casos excepcionales.

El diseño de la fontanería se debe realizar procurando que el flujo de agua tenga el menor número de cambios de dirección, con un mínimo de piezas especiales, pero cubriendo todas las posibilidades de operación.

En la entrada, el diámetro de la tubería corresponde al de la conducción. La descarga puede ubicarse por un lado del tanque o por el fondo del mismo.

Se debe analizar el conjunto línea de conducción - tanque de almacenamiento, considerando los fenómenos transitorios, la topografía y los aspectos estructurales, para definir la ubicación de la entrada. En el diseño se debe asegurar que con cualquier falla de la línea de conducción el tanque funcione adecuadamente, evitando que se vacíe por la línea. Con estos accesorios se permitirá realizar trabajos de mantenimiento en la conducción.

En cualquier caso se debe llevar a cabo una revisión, para tener en cuenta la necesidad de proteger la losa de fondo, del efecto por impacto de la caída o velocidades altas del flujo de entrada para niveles mínimos en el tanque. En el diseño de la fontanería de entrada se deben prever todas las etapas de proyecto para estas instalaciones.

En la salida, la tubería puede quedar alojada en una de las paredes del tanque o en la losa de fondo. En tanques que tienen una superficie proporcionalmente grande o tuberías de gran diámetro, es conveniente que la salida quede ubicada en el fondo, ya que para niveles bajos, el volumen almacenado puede aprovecharse en forma más eficiente que en una salida lateral.

En lo referente a la macromedición, los medidores de gasto se instalarán preferentemente en la salida. Se debe tener especial atención con las recomendaciones del fabricante.

Para dar mantenimiento o hacer alguna reparación a los tanques de regularización, se debe considerar un paso lateral. Entre las tuberías de entrada y salida, con sus correspondientes válvulas de seccionamiento, siempre y cuando no se pueda aislar modularmente un tanque que cuente con cámaras.

Se debe analizar la necesidad de diseñar una caja rompedora de presión o caja de transición, dentro de las instalaciones del paso lateral, en función de las

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

características de la conducción, con la finalidad de mantener la presión adecuada a la salida.

La caja rompedora debe contar con una obra de excedencias y válvulas para controlar el flujo de entrada.

Generalmente en caso de una fuga o reparación, los tanques se vacían a través de las líneas de salida que son las tuberías de mayor diámetro. El volumen remanente se extrae a través del desagüe de fondo, dimensionado en función del tiempo requerido para vaciar el tanque, se recomienda de 2 a 4hrs, aunque puede variar este lapso en función de las condiciones particulares de cada caso.

El vertedor de demasías es, en general, una tubería que se instala verticalmente en el interior del depósito, adosada a las paredes del mismo. Con el propósito de impedir la entrada de roedores y animales, el tubo vertedor debe estar preparado, en su parte inferior, con una trampa hidráulica que además proporciona un colchón amortiguador para efecto de la caída del flujo de excedencias.

Deben colocarse uno o varios tubos que garanticen desalojar los excedentes de agua cuando el tanque se llene totalmente, y el área de los mismos debe ser tal que sean capaces de desalojar el gasto máximo diario. La tubería de demasías se puede calcular con la siguiente expresión (cálculo de gasto en orificios).

$$Q = CA \sqrt{2gh}$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Donde:

Q= Gasto de la conducción, en m³/seg.

C= Coeficiente de descarga = 0.6, para orificios circulares con arista viva.

A= Area de la tubería de demasías, en m².

h= Carga sobre el orificio, en m. Su valor puede variar de 8 a 12 cm, de acuerdo con la situación de las ventanillas y el valor del bordo libre.

g= Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg.)

Dependiendo de las características geotécnicas del sitio donde se desplante el tanque, se define la necesidad de diseñar un drenaje de fondo, que puede ser a partir de filtros corridos o de una red de drenes.

Adicionalmente se debe analizar el drenaje pluvial de la zona de influencia del tanque, definiendo las obras necesarias para su desalojo.

Es recomendable que la fontanería de entrada y salida de tanques de regularización quede alojada en una sola trinchera, salvo limitaciones de espacio o topográficas.

Esta trinchera tendrá la suficiente profundidad para que las líneas de entrada y salida al tanque queden totalmente visibles, sobre apoyos de concreto o metálicos.

Sus dimensiones deben ser tales que permitan la instalación, operación y mantenimiento del equipamiento alojado en ella y su ampliación a futuro si es el caso.

Es conveniente unir las descargas de demasías, desagüe de fondo, drenaje pluvial y drenaje de la trinchera, con la finalidad de proyectar una sola descarga general a las instalaciones de alcantarillado cercanas, revisando previamente su capacidad hidráulica, o bien, descargar en un sitio conveniente para su incorporación a alguna corriente natural.

Para la ventilación se colocan dispositivos en la parte superior de los muros o en el techo y que además de permitir la circulación de aire, deben impedir la contaminación del agua. Para esto pueden usarse ventilas o una extremidad de fierro insertado en la losa de techo, unida a una tee que debe llevar un codo de 90° en ambos extremos orientados con la salida hacia abajo para evitar la entrada de polvo o cualquier otro material. Es conveniente colocar una tela tipo mosquitero entre las bridas de unión de la tee con los codos.

La ventilación de los tanques se proporciona con tubos verticales u horizontales, provistos de codos, que atraviesan el techo o la pared, y terminan con un tubo colador o malla.

El registro de acceso debe sobresalir cuando menos 10cm por encima del techo, se construirá con una cubierta impermeable que sobresalga alrededor del mismo, considerando un dispositivo de cierre.

Deben colocarse escaleras de acceso para la inspección, limpieza o para efectuar reparaciones en los tanques.

7.1.2. Tanques elevados

Se utilizan en localidades con topografía plana, donde no se dispone en su proximidad de elevaciones naturales con altimetría apropiada, considerando su localización de acuerdo con la operación del sistema, para que proporcione las presiones requeridas en la red de distribución. Se pueden construir de concreto y metálicos, en torres de 10, 15 y 20m y con capacidades desde 10 hasta 1000m³, para zonas rurales se recomiendan tanques con una capacidad mínima de 10 m³.

La determinación de la capacidad de un tanque elevado se efectúa, como se mencionó para los tanques superficiales, en función del gasto máximo diario. En ocasiones puede justificarse construir tanques de menor capacidad (previo análisis técnico – económico), difiriendo la inversión a lo largo del periodo de diseño.

En la tubería de entrada se debe considerar la instalación de una válvula de seccionamiento que permita acciones de mantenimiento y una válvula de flotador o de altitud, localizando su entrada al tanque por la parte superior.

La tubería de salida siempre debe instalarse en la parte inferior del depósito y deben diseñarse las piezas especiales y válvulas de seccionamiento necesarias para que sea posible efectuar la limpieza del depósito, es decir, que funcione como desagüe.

En climas fríos debe preverse una adecuada protección para evitar el congelamiento del agua en la tubería.

Debe asegurarse que en los tanques elevados no se tengan demasías, dado que representa un desperdicio inadmisibles, se evita por medio de válvulas de flotador, electroneveles o de preferencia con válvulas de altitud, sin embargo como un requisito de seguridad es conveniente instalar un vertedor de demasías que esté constituido por tubería situada en el interior del depósito la que se continúa en la torre unida a una de las columnas. Su diámetro se determina con la fórmula indicada para los tanques superficiales.

La ventilación de los tanques se proporciona con tubos verticales, provistos de codos, que atraviesan el techo, y terminan con un tubo colador o malla.

El registro de acceso debe sobresalir cuando menos 10cm por encima del techo, para que no penetren las aguas pluviales, se construirá con una cubierta impermeable que sobresalga alrededor del mismo, considerando un dispositivo de cierre.

Debe colocarse escaleras de acceso tipo "marino" para la inspección, limpieza o para efectuar reparaciones en los tanques.

7.2. Capacidad de reserva

En los sistemas de agua potable para comunidades rurales, pequeñas y medianas, los tanques se diseñan exclusivamente para regularizar, salvo en casos excepcionales.

En sistemas grandes o con importante actividad industrial, comercial o turística, se debe analizar la capacidad adicional de los tanques tomando en cuenta los requerimientos para atender imprevistos como son, demandas contra incendio, falla de energía eléctrica (en sistemas de bombeo) y fallas en las líneas de conducción.

El análisis anterior debe realizarse para cada caso en particular, considerando las necesidades y experiencia del cuerpo de bomberos, además de investigar la vulnerabilidad de las líneas de transmisión eléctrica y la frecuencia en los cortes del suministro de energía.

Para el caso de localidades turísticas se debe considerar la población flotante para dimensionar el volumen de reserva que se requerirá en las temporadas de máxima demanda.

Es importante tener en cuenta que la capacidad de reserva sólo funcionará como tal cuando se cuente con un sistema de agua potable que satisfaga plenamente las demandas de la población, en caso contrario, el sobredimensionamiento de la capacidad de almacenamiento, en localidades que no cumplen con la condición anterior, no representa beneficio alguno ya que la demanda de la localidad no permite en ningún caso utilizar el volumen de reserva. Por esta razón, la programación de estas obras se llevará a cabo una vez cubierto el déficit de las fuentes de abastecimiento y de la infraestructura hidráulica, además de considerar la factibilidad económica y financiera y la disponibilidad de recursos económicos para su ejecución.

En este análisis se debe considerar que la capacidad de regulación de proyecto será aprovechada en su totalidad a partir de que se presente la población calculada como futura. Mientras esto sucede, se contará con una capacidad adicional que puede funcionar como de reserva para los casos mencionados.

De experiencias en otros países, se recomienda un incremento del 10% de la capacidad de regulación para demanda contra incendio en comunidades grandes, y un incremento del 25%, como máximo, para condiciones de emergencia y de acuerdo con los resultados del análisis que se realice. En cualquier caso, el incremento de la capacidad del tanque no debe exceder de un 25%.

7.3. Cálculo de la capacidad de regularización

Para el cálculo de la capacidad de regularización, el aspecto principal por considerar es el número de horas de alimentación por bombeo, así como su horario y la ley de demandas del lugar, con lo que se puede determinar un coeficiente que asegure el agua en las horas de baja demanda para distribuirlas en las de alta demanda.

La fórmula para calcular la capacidad de regularización es la siguiente:

$$C = R \times Q_{md}$$

Donde:

C = Capacidad de regularización, en m³.

R = Coeficiente de regularización.

Q_{md} = Gasto máximo diario, en lps.

<p style="text-align: center;">TESIS CON FALLA DE ORIGEN</p>

Para determinar el coeficiente de regularización, se debe realizar un estudio de la ley de demandas de la localidad, de acuerdo al tiempo de bombeo considerado. Cuando no se conoce la ley de demandas de un lugar en particular, pueden utilizarse los siguientes coeficientes de regularización:

7.1. Coeficientes de regularización en general.

Tiempo de suministro al tanque (hr)	Coeficiente de regularización
24	11.0
20 (de las 4 a las 24hrs.)	9.0
16 (de las 6 a las 22hrs.)	19.0

Fuente: CNA, 1994.

En el caso de poblaciones pequeñas se pueden emplear los siguientes coeficientes:

7.2. Coeficientes de regularización para poblaciones pequeñas.

Tiempo de suministro al tanque (hr)	Coeficiente de regularización
24	14.6
20 (de las 4 a las 24hrs.)	7.2
16 (de las 6 a las 22hrs.)	15.3

Fuente: CNA, 1994.

De modo que una vez determinado el lugar adecuado para la ubicación del tanque de regularización se debe realizar el cálculo para el diseño estructural del mismo, tomando en cuenta que este cumpla con su función durante el más tiempo posible y con el mínimo mantenimiento, de igual forma buscar que el costo no sea muy elevado, por lo que las consideraciones presentadas en este capítulo deben ser aplicadas en el proyecto para proponer la Obra de Regularización más adecuada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO VIII



REDES DE DISTRIBUCIÓN

CAPÍTULO 8

REDES DE DISTRIBUCIÓN

La red de distribución es el último elemento que compone el sistema, de tal forma que el cálculo y ejecución requieren del mismo cuidado que los anteriores elementos que conforman el sistema de agua, por lo que en este capítulo se tomarán en consideración todas las formas posibles en que puede distribuirse el agua potable de acuerdo a las características de cada proyecto, así como las especificaciones que el sistema demande.

8.1. Definición de red de distribución

Una red de distribución es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde el tanque de regularización hasta la entrada de los predios de los usuarios. Este sistema se forma con dos partes principales:

- Instalaciones del servicio público (red y tomas domiciliarias)
- Instalaciones particulares (instalación hidráulica de toda la edificación, que a partir del cuadro de la toma domiciliaria, es responsabilidad de los usuarios.

8.1.1. Requisitos generales

La red de distribución debe satisfacer, los requisitos siguientes:

- Suministrar agua en cantidad suficiente (gasto máximo horario de proyecto).
- El agua debe ser potable. Se debe tomar en cuenta lo indicado en las normas vigentes, referentes a la calidad del agua potable.
- Las presiones o cargas disponibles de operación en cualquier punto de la red deben estar comprendidas entre 1.5 y 5.0kg/cm² (15 a 50 m.c.a). Para localidades urbanas pequeñas se puede admitir una presión mínima de 1.0 kg/cm² (10 m.c.a).
- El diseño de la red de distribución debe tomar en cuenta la situación económica de los usuarios, para lo cual se debe considerar el estudio de factibilidad económica y financiera; esto es, tomando en cuenta los recursos económicos y financieros y su desarrollo, se debe analizar la conveniencia de diseñar la red para una etapa inmediata o bien, para un período más amplio.
- Las tuberías de agua potable se ubican separadas de otros conductos subterráneos (alcantarillado, gas, electricidad y telecomunicaciones), a una distancia libre mínima de 20cm vertical y horizontal, aunque para esta última es

recomendable una separación de 40cm. La tubería de agua potable siempre debe localizarse por encima del alcantarillado.

- En función de la topografía de la localidad y de los tanques de regularización disponibles (existentes y de proyecto), se define el funcionamiento hidráulico de la red de distribución y en caso necesario se divide en zonas independientes entre sí.
- Se debe analizar la operación y mantenimiento de la red, en condiciones normales y extraordinarias, para diseñar los seccionamientos adecuados.
- La planimetría de la localidad es determinante para elegir el tipo de red por diseñar: abierta, en forma de malla o cerrada, o con una combinación de ambas (red combinada).
- La red abierta se tiene generalmente cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permiten tener circuitos, o bien, en comunidades con predios muy dispersos.
- Lo recomendable es tener redes basadas en circuitos, por su eficiencia hidráulica y flexibilidad de operación.

De acuerdo con la magnitud de sus diámetros, las tuberías se clasifican en: líneas de alimentación, redes primarias y redes secundarias o de relleno.

8.1.2. Líneas de alimentación

Una línea de alimentación es una tubería que inicia en un tanque de regularización y suministra agua directamente a la red de distribución. En caso de que haya más de una línea de alimentación, la suma de los gastos en estas líneas hacia la red de distribución debe ser igual al gasto máximo horario.

8.1.3. Redes primarias

Este tipo de redes se usa para conducir el agua por medio de líneas troncales o principales. Las secundarias o de relleno están conectadas a las redes primarias.

Cuando el trazo de las calles forme una malla que permita proyectar circuitos, su longitud deberá variar entre 400 y 600m.

El diámetro mínimo por utilizar es de 100mm (4"); sin embargo, en colonias urbanas populares se puede aceptar 75mm (3") y en zonas rurales hasta 50mm (2").

El cálculo hidráulico de la red primaria se realiza para las condiciones estáticas; sin embargo, cuando es posible, ésta se calcula para las condiciones dinámicas, lo que

permite verificar las presiones en la red y las variaciones de nivel en los tanques a través del tiempo.

Se debe utilizar como base para el cálculo hidráulico un plano actualizado de la localidad, con la infraestructura existente y de proyecto, que muestre las diferentes zonas por abastecer (doméstico, comercial e industrial), así como las zonas de futura ampliación, de acuerdo con los planes de desarrollo urbano.

Las válvulas de seccionamiento sirven principalmente para operar y dar mantenimiento a la red primaria; cuando no se consideran, el costo de inversión se reduce, pero en consecuencia, los costos de operación y mantenimiento aumentan en forma considerable. Por otro lado, ubicar válvulas en cada cruce encarece la construcción y complica la operación y el mantenimiento.

En una red primaria el número de válvulas debe tender al mínimo, considerando que su operación y mantenimiento sean económicos y que se puedan realizar acciones de detección y control de fugas en forma sistemática.

8.1.4. Redes secundarias o de relleno

Una vez definidas las líneas de alimentación y las redes primarias, las tuberías restantes para cubrir la totalidad de calles son conocidas como redes secundarias o de relleno.

El diámetro de las redes secundarias para áreas urbanas populares debe ser de 50 a 60 mm, y para ciudades de importancia de 75 a 100 mm. Para la justificación de estos diámetros se considerará la densidad de población del área por servir.

La red de relleno no se calcula hidráulicamente, se consideran tres arreglos: red convencional, red en dos planos y red secundaria en bloques.

En la red convencional, los conductos se unen a la red primaria y entre sí en cada cruce de calles, instalando válvulas de seccionamiento tanto en su conexión a la red primaria como en sitios estratégicos de la red secundaria. Este arreglo da por resultado utilizar una gran cantidad de válvulas y piezas especiales, lo que representa un alto costo de los accesorios y una complicada operación de las redes.

Cuando se trata de una red en dos planos, 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 en los casos de las líneas exteriores a ellos (funcionando como líneas abiertas).

En condiciones topográficas favorables, la longitud máxima de una tubería secundaria debe estar entre 400 y 600m, principalmente cuando tiene una sola conexión a la red primaria (funcionando como línea abierta).

La red secundaria en bloques consiste en que las tuberías secundarias forman bloques que se conectan con la red primaria en dos puntos. La red principal no recibe conexiones domiciliarias. La longitud total de las tuberías secundarias dentro de un bloque normalmente es de 2000 a 5000m.

8.1.5. Requerimientos contra incendios

En las localidades donde sea necesario atender la demanda contra incendio, se deben ubicar hidrantes en función a las necesidades, equipo disponible y experiencia del cuerpo de bomberos.

La mínima presión en cualquier hidrante no será inferior a 3 mca, cuando se esté extrayendo agua.

En condiciones de emergencia se acepta que el suministro de la red de distribución se destine a la zona de conflicto, mediante el manejo de válvulas, disminuyendo el servicio a los usuarios.

8.1.6. Cruceos de la red

Para hacer las conexiones de las tuberías en los cruceos, para cambios de dirección y de diámetro, interconexiones, instalación de válvulas de seccionamiento, etc., se utilizan piezas especiales y en los proyectos se utilizan los símbolos que se muestran. Para su localización se emplea la numeración adoptada en el cálculo hidráulico de la red.

8.1.7. Tomas domiciliarias

Una toma domiciliaria consiste primordialmente en una conexión a la línea de distribución, de un tramo de tubería que lleve a la llave de banquetta, y de un tramo final que conduzca al sistema de plomería del predio. La conexión de la toma domiciliaria a la línea de distribución se realiza por medio de una llave de inserción.

Una toma domiciliaria consta de dos partes principales: la conexión del servicio que va desde la línea de distribución hasta la acera o lindero del predio y que es a cuenta del municipio, la parte que se extiende desde la acera o lindero del predio hasta su interior debe ser instalada y solventada por el propietario del lugar.

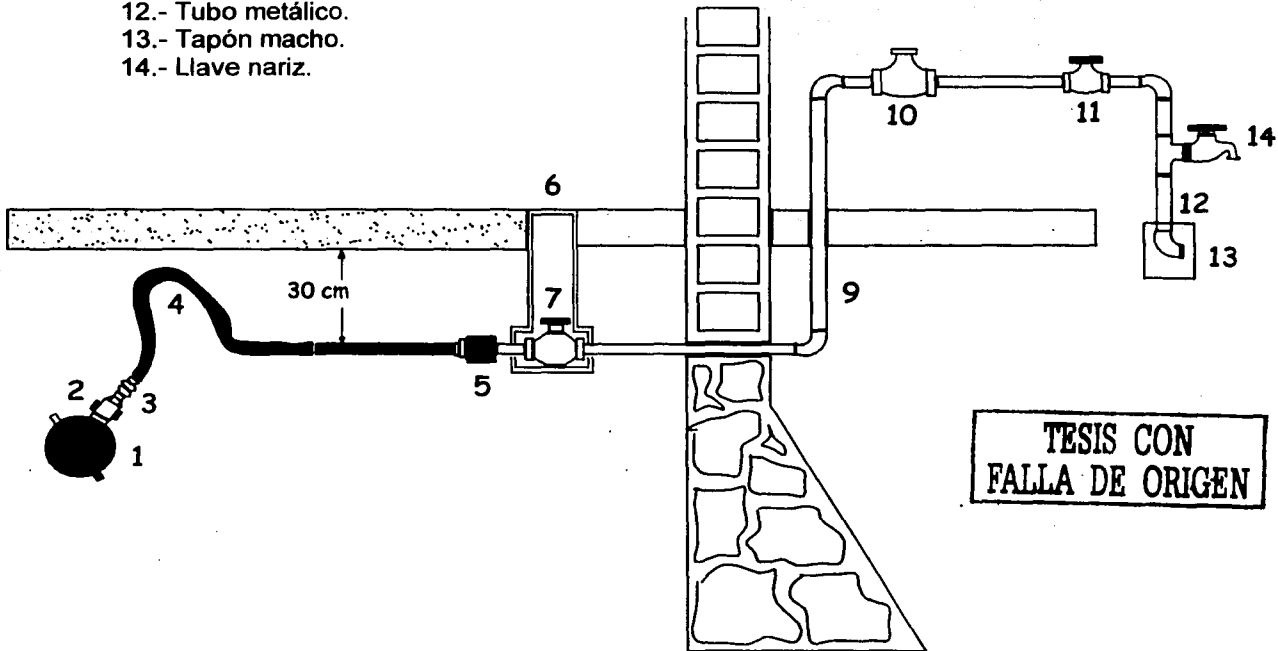
Resulta conveniente que la instalación de la toma domiciliaria sea realizada por el servicio público ya que este trabajo implica trabajos en vías, caminos y cruceos de servicio público, por lo que se deben evitar problemas ya que de otra manera la responsabilidad recae en más de una persona.

Los materiales de mayor uso para la instalación de tomas domiciliarias son: el acero, el fierro fundido, asbesto – cemento y las piezas de plástico (polietileno).

La selección del tipo de toma queda a criterio del organismo operador, en función de su experiencia y de las características particulares de la localidad. Se debe analizar en las localidades urbanas las zonas donde es conveniente instalar micromedición. (Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario) CAPASU (Comisión de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Uruapan).

Componentes tipo recomendadas para las tomas domiciliarias:

- 1.- Derivación para la toma domiciliaria.
- 2.- Llave de inserción.
- 3.- Conector o insertor al tubo metálico.
- 4.- Tramo de tubo flexible.
- 5.- Conector o insertor al tubo metálico.
- 6.- Caja de banqueta.
- 7.- Cuadro del medidor.
- 9.- Tubo metálico.
- 10.- Medidor.
- 11.- Llave de globo.
- 12.- Tubo metálico.
- 13.- Tapón macho.
- 14.- Llave nariz.



Fuente: CÉSAR y VÁZQUEZ, 1993

8.2. Métodos para calcular las redes de distribución

8.2.1. Redes abiertas

El cálculo de estas consiste en determinar por tramos los diámetros de la tubería en función del gasto que lleva y la velocidad adecuada para el tipo de material. Debe iniciarse por los tramos finales para considerar la acumulación del gasto en los tramos anteriores ya que vienen alimentándose uno a otro.

8.2.2. Redes Cerradas o de Circuitos Método de Hardy Cross

Este método consiste en revisar si la red trabaja correctamente con el diseño inicial que se hace de la misma.

Se resuelve por aproximaciones sucesivas que pueden aplicarse a los gastos supuestos en un principio o bien a las pérdidas de carga iniciales.

El procedimiento consiste en corregir los gastos, el método se basa en suponer una distribución de gastos que corresponden a los caudales propios del tramo más los acumulados por la alimentación. Estos caudales no son los reales en el equilibrio hidráulico de la red.

Para hallar los que en forma teórica escurrirán por cada tramo, se emplea una fórmula que va dando una corrección al gasto supuesto, para obtener un segundo gasto y así sucesivamente continuando por aproximaciones hasta llegar a obtener prácticamente el definitivo.

Los gastos se van corrigiendo con los valores obtenidos de fórmulas que se basan en las pérdidas de carga; estas fórmulas están dadas en función del gasto por:

$$H = KQ^n$$

Donde:

H = Pérdida de carga

K = Constante numérica para un tubo en particular

Q = Gasto

ⁿ = Constante común de la tubería

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para aplicar el método de Cross, se deben efectuar los pasos siguientes:

1.- Formar circuitos principales y numerarlos; el resto de la red estará integrada en general por circuitos secundarios y tuberías de relleno. Para formar los circuitos se pueden escoger tramos con longitud de 600 a 1000 m.

El criterio general para escogerlos es que cada ramal tenga más o menos la misma área de influencia ya que son estas las que van a alimentar a las demás y en último término a la población entera.

2.- Suponer que la tubería va a trabajar sin presión es decir, como canal; de esta manera se determina fácilmente tomando en cuenta la topografía, un sentido de escurrimiento en los tramos.

3.- Fijar los sentidos de escurrimiento, generalmente se toma positivo cuando es igual al de las manecillas del reloj y negativo en el contrario.

4.- Valuar el gasto que se requiere en cada tramo cuando se considera un consumo uniforme, el gasto en cada tramo se estima empleando un caudal unitario, es decir por metro de longitud de tubería, que resulta de dividir el caudal total demandado por la población entre la longitud total de la red.

5.- En forma ficticia suponer que se interrumpe la circulación del agua en un tramo para formar una red abierta con el objeto de definir perfectamente cual tubería alimenta a otras. Así se llega a definir puntos en los que ya existe posibilidad de alimentación a otros tramos; estos reciben el nombre de "puntos de equilibrio" (P.E).

6.- Acumular gastos en sentido contrario al escurrimiento partiendo de los "P.E" hasta la alimentación.

7.- Suponer los diámetros de cada tramo. Para lograrlo es conveniente fijar una velocidad adecuada del agua en el tubo y así, en función del gasto definir su área ajustándola finalmente a un diámetro comercial. Se supone que la velocidad es de 0.5 a 1.5 m/seg; para evitar grandes pérdidas por fricción. Se puede encontrar el diámetro preliminarmente usando una expresión sencilla en función de la velocidad y el gasto.

Debe tenerse presente el signo que tiene el gasto; la pérdida de carga lleva el signo correspondiente al gasto. En los tramos comunes a dos circuitos, cuando se consideran pertenecientes solo a uno de ellos tendrán ciertos valores los gastos y las pérdidas; al calcular estos mismos tramos para el circuito contiguo diferirán los gastos y las pérdidas en signo pero no en valor absoluto.

Como la corrección se determina para cada circuito, afectando con ella a todos los gastos pertenecientes al mismo, los tramos comunes tendrán dos correcciones, una para cada circuito, debiendo consignarse con los signos que le correspondan. Se respeta el signo de la corrección en el circuito que se estudia pero a la correspondiente del circuito vecino se le cambia porque proviene de gastos y pérdidas de carga con signos contrarios.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para encontrar las pérdidas se puede emplear la fórmula de HAZEN WILLIAMS o MANNING. En el primer caso "n" en la fórmula de la corrección valdrá 1.85; en el segundo caso "n" vale 2.0.

Fórmula de corrección:

$$\Delta = - \frac{\Sigma H}{n \Sigma \frac{H}{Q}}$$

Donde:

H = Pérdida de Carga
 n = 2 con Manning
 n = 1.85 con Williams
 Q = Gasto
 Σ = Sumatoria

8.- Cambiar diámetros en caso necesario, en los tramos en que desde la primera serie de cálculos la corrección resulta muy grande.

9.- Ejecutar los cálculos, conviene ayudarse de una tabla en la que se consignan por columnas los siguientes datos:

- a).- Circuito Propio.
- b).- Circuito Común.
- c).- Tramo Estudiado.
- d).- Longitud del tramo en metros.
- e).- Gasto Tributario en litros/segundo.
- f).- Gasto Acumulado.
- g).- Diámetro del tubo propuesto.
- h).- Diámetro Real en pulgadas.
- i).- Valor del Coeficiente K.
- j).- Velocidad m/seg.
- k).- Pérdida de carga en metros.
- l).- Relación de la pérdida de carga/gasto.
- m).- Corrección del gasto.
- n).- Gasto corregido.
- o).- Nueva pérdida de carga.
- p).- Nueva relación entre pérdida de carga y gasto corregido.
- q).- Corrección del gasto.
- r).- Cota piezométrica.
- s).- Cota del terreno natural.
- t).- Carga disponible.
- u).- Número de cruceo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En el presente capítulo se han cubierto todas las especificaciones necesarias para hacer llegar de manera adecuada el agua hasta cualquier predio que se ubique dentro del sistema, se recomienda utilizar piezas y accesorios de buena calidad para evitar problemas no contemplados como el de tener que romper banquetas y en ocasiones hasta el pavimento por hacer uso de accesorios de mala calidad en un periodo de tiempo corto.

De esta manera se han mencionado las partes que integran un sistema de agua potable, por lo que cada uno de los capítulos que se han presentado, será la base para realizar el cálculo del Sistema de Agua Potable que abastecerá a las colonias de "San Rafael" el cual se presenta en el siguiente capítulo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO IX



CÁLCULO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE
PARA LAS COLONIAS DE "SAN RAFAEL"

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 9

**CÁLCULO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LAS COLONIAS Y
FRACCIONAMIENTOS DE "SAN RAFAEL".**

En este capítulo se presentan los resultados de los cálculos que se aplicarán para diseñar el sistema de agua potable, el cual abarca desde la obtención de los datos básicos de proyecto, la captación, la línea de conducción el tanque de regularización así como el de la red de distribución.

9.1. Datos de Proyecto

Población de proyecto (estimada de acuerdo al número de lotes e información de las dependencias locales encargadas de proporcionar datos estadísticos). Se consideraron 6 habitantes por lote de acuerdo al índice de población para la zona.

COLONIA O FRACCIONAMIENTO	POBLACIÓN (HAB)
a) SOL AZTECA	1440
b) MORELOS	1830
c) AREAS A POBLAR A FUTURO (HUERTAS)	11750
d) SANTA CATARINA	1398
e) SAN RAFAEL	1020
f) ANEXO SAN RAFAEL	630
g) JARDINES DE SAN RAFAEL	2016
h) LEANDRO VALLE	600
SUB-TOTAL DE POBLACIÓN (permanente)	20,684
i) TELESECUNDARIA	1350
POBLACIÓN TOTAL	22,034 Hab.

- Dotación
Para zona tipo popular **150 Lts/Hab/Día**

- Coeficientes de Variación
 - a) Diario **1.4 (adimensional)**
 - b) Horario **1.55 (adimensional)**

- Gastos
 - a) Medio diario = $\frac{22034 \times 150}{86400} = 38.253472$ **38.2534 Ips.**
 - b) Máximo diario = $38.253472 \times 1.4 = 53.55486$ **53.5548 Ips.**
 - c) Máximo horario = $53.55486 \times 1.55 = 83.0100$ **83.0100 Ips.**

□ Fuente de Abastecimiento **MANANTIAL PIEDRA ANCHA**

9.2. Cálculo de la línea de conducción

□ Longitud de Conducción	1856m.
□ Altura del Tanque	3m.
□ Altura de Succión del Cárcamo	2.0m.
□ Altura de Descarga del tanque	5.0m.
□ Longitud Total	1866m.
□ Desnivel Topográfico	31.38m.

9.2.1. Cálculo del diámetro de la tubería de conducción

Utilizando la formula de Dupuit para encontrar el diámetro más económico, por lo que:

$$\emptyset = 1.5 \sqrt[3]{Q}$$

Sustituyendo:

$$\emptyset = 1.5 \sqrt[3]{53.5548} = 10.97 \text{ l.p.s.}$$

Para nuestro caso después de realizar varios cálculos se encontró que el diámetro apropiado es el de 8" (0.2032m) por lo que se propone tubería de PVC de 8" RD – 26 (112m.c.a) en 1856m y tubería de fierro fundido de 8" en los 10m restantes, que es el tramo de tubería que se expone a la intemperie.

9.2.2. Cálculo de las perdidas por fricción:

$$h_f = kLQ^2$$

Donde:

$$k = \frac{10.293n^2}{D^{16/3}}$$

$$n = 0.009 \text{ (PVC)}$$

$$n = 0.012 \text{ (FoFo)}$$

$$D = 0.2032 \text{ (diámetro de la tubería 8")}$$

Sustituyendo:

$$K_{PVC} = \frac{10.293(0.009)^2}{(0.2032)^{16/3}} = 4.09355$$

$$K_{FoFo} = \frac{10.293(0.012)^2}{(0.2032)^{16/3}} = 7.2774$$

Por lo que: $h_f = (KLQ^2)_{PVC} + (KLQ^2)_{FoFo}$

$$h_f = (4.09355)(1856)(0.05355)^2 + (7.2774)(10)(0.05355)^2 = 21.787 + 0.21$$

$$h_f = 21.99m$$

9.2.3. Velocidad de la tubería

Formula:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{CONTINUIDAD})$$

a).- Sustituyendo en la formula de la continuidad:

$$V = \frac{4(0.05355m^3 / seg)}{\pi(0.2032m)^2} = 1.6512m/s. \quad \text{Bien}$$

9.2.4. Cálculo de la altura de impulsión (Zo).

Zo = Diferencia Topográfica + La Altura del Tanque

$$Zo = (98.79 - 67.41) + 3.0 = 31.38 + 3.0 = 34.38 m$$

9.2.5. Cálculo de la altura manométrica (Hm)

Hm = Zo + H_f + 5% H_f + H_{succión}

$$Hm = 34.38 + 1.05(21.99) + 2 = 59.47m$$

□ Hm = 59.47m < RD 26 = 112m.c.a.

La tubería de PVC 8"Ø RD – 26 resiste esta altura manométrica y por lo tanto se acepta, ahora se procede a revisar si resiste la sobrepresión y la subpresión debido al Golpe de Ariete.

9.2.6. Verificando clase y diámetro de tubería sometida a Golpe de Ariete.

El rápido cierre o apertura de una válvula produce una onda de presión en una tubería que se denomina "Golpe de Ariete", la intensidad de ésta es proporcional a la velocidad de propagación de la onda que se produce y a la velocidad del flujo que se destruye.

Se debe cumplir que:

1.- P_{máx} < Resistencia del tubo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.- La línea de subpresión no deberá penetrar al terreno en más de 10m.c.a. lo que provocaría el aplastamiento de la tubería.

□ Cálculo del periodo o tiempo de cierre (T).

Formula del periodo:

$$T = 1 + \frac{KLV}{ghm}$$

Donde:

- T = Tiempo de cierre
- L = Longitud del conducto
- V = Velocidad
- g = Aceleración de la gravedad
- Hm = Altura manométrica
- Hm = Zo + ht + 5% ht + Hs
- Hs = Altura de succión
- K = 1.0 si L > 1500 m
- K = 1.5 si 500 < L < 1500 m
- K = 2.0 si L < 500 m

Datos:

- L = 1866m
- K = 1.0 (L > 1500 m)
- V = 1.6512 m/s
- g = 9.81 m/s²
- Hm = 59.47m

Sustituyendo en la formula del periodo (T).

$$T = 1 + \frac{1.0(1866m)(1.6512m/s)}{(9.81m/s^2)(59.47m)} = 5.28seg.$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

□ Cálculo de la velocidad de onda (a).

$$a = \frac{1425}{1 + \frac{KwD}{K_E e}}$$

Donde:

- 1425 = Constante (velocidad del sonido en el agua)
- Kw = Modulo de elasticidad del agua
- Kw = 20670 kg/cm²
- KE = Modulo de elasticidad del tubo
- KE = 29300 (Tubo PVC)

D = Diámetro de la tubería
 D = 8" (20.32 cm)
 e = Espesor del tubo
 e = 0.84 cm

Sustituyendo:

$$a = \frac{1425}{1 + \frac{(20670)(20.32)}{(29300)(0.84)}} = 335.26 \text{ m/s.}$$

□ Tipo de impulsión.

$\frac{aT}{2} = \frac{(5.28)(335.26)}{2} = 885.31 \text{ m} < L = 1866 \text{ m.}$ La impulsión es Larga se emplea el criterio de Allievi.

Por lo que la presión por golpe de ariete:

$$H_g = \frac{(1.6512 \text{ m/s}^2)(335.26 \text{ m})}{9.81 \text{ m/s}^2} = 56.43 \text{ m}$$

□ $P_{\text{máx}} = Z_0 + H_g$

$P_{\text{máx}} = 34.38 + 56.43 = 90.8 \text{ m.c.a.} < 112 \text{ m.c.a.}$ por lo que la tubería propuesta resiste dicha presión por sí sola.

Se recomienda emplear una válvula de alivio esta ayuda a la línea absorbiendo el 80% de la presión por Golpe de Ariete y la tubería absorbe el 20% restante.

□ $H'g = (0.2)(56.43) = 11.28 \text{ m}$

□ $P_{\text{máx}} = Z_0 + H'g = 34.38 + 11.28 = 45.66 \text{ m}$

□ $P_{\text{mín}} = Z_0 - H'g = 34.38 - 11.28 = 23.1 \text{ m}$

□ $(P_{\text{máx}} = 45.66 \text{ m} < H_m = 59.47 \text{ m}) < RD - 26 = 112 \text{ m.c.a.}$ Opera a régimen permanente.

Por lo tanto la tubería de PVC 8"Ø resiste tanto por altura manométrica como por sobrepresión y subpresión debido al golpe de ariete, por lo que se acepta (**Plano 1**).

9.3. Cantidades de obra

Excavación de zanja en material tipo B:

Longitud = 1856m

Ancho = 0.75

Profundidad = $0.90 + 0.219 = 1.119\text{m}$; Profundidad = 1.119m.

$$\text{Vol.} = 1856 (0.75)(1.119) = 1557.64\text{m}^3$$

$$\text{Excavación} = 1557.64\text{m}^3$$

Suministro y colocación de plantilla con material producto de la excavación:

Longitud = 1856m

Ancho = 0.75m

$$A = 1856 (0.75) = 1392\text{m}^2$$

$$\text{Plantilla} = 1392\text{m}^2$$

Relleno y compactado de zanja con material producto de excavación en capas de 15cm.

$$\text{Relleno} = \text{Vol. Excavado} - \text{Vol. Tubo} - \text{Vol. Plantilla}$$

$$\text{Vol. Excavado} = 1557.64\text{m}^3$$

$$\text{Vol. Tubo} = 0.03242 (1856) = 60.18\text{m}^3$$

$$\text{Vol. Plantilla} = 1856 (0.075) = 139.2\text{m}^3$$

$$\text{Relleno} = 1557.64 - 60.18 - 139.2 = 1358.26\text{m}^3$$

9.4. Cálculo del equipo de bombeo:

Utilizando la formula de la potencia.

$$HP = \frac{\gamma QH}{76\eta}$$

Datos:

$$Q_{\text{MÁX.DIARIO}} = 0.05355 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$H = H_m = 59.47 \text{ m}$$

$$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$$

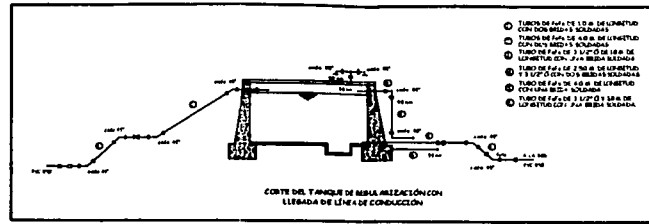
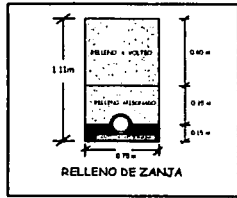
$$\eta = 0.75$$

Sustituyendo:

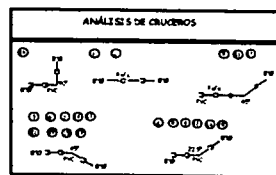
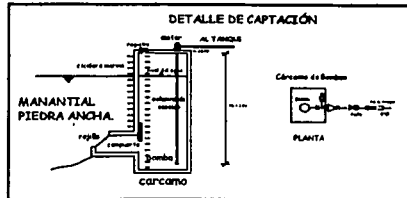
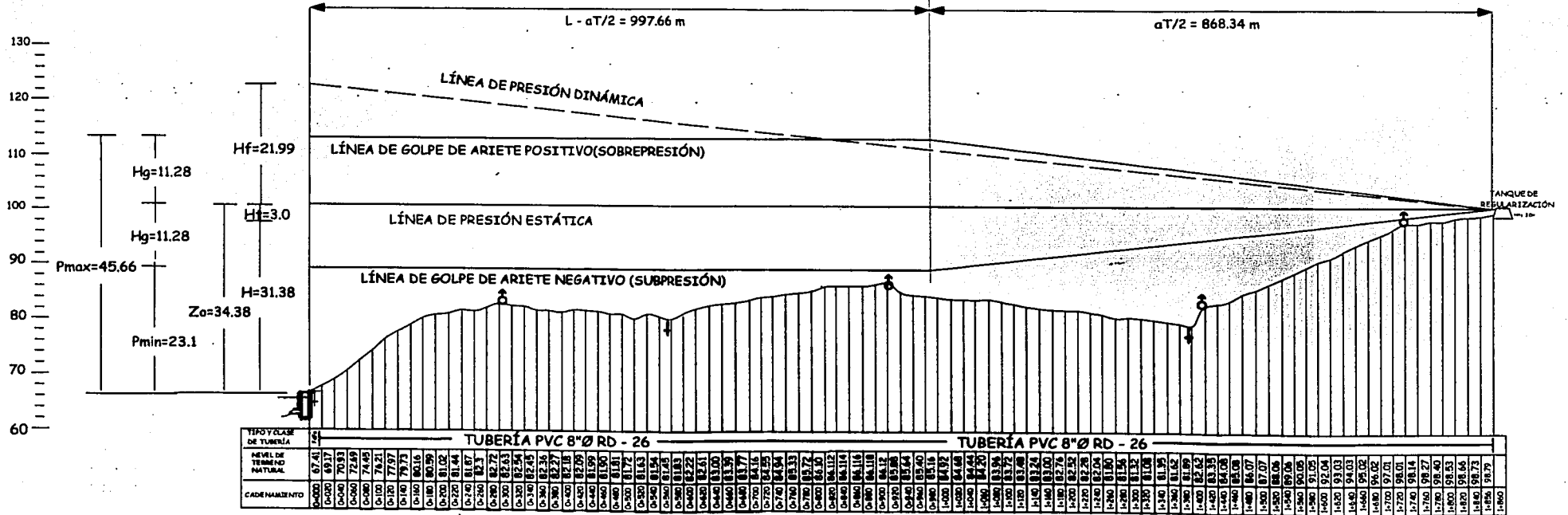
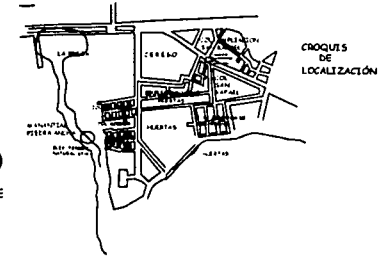
$$HP = \frac{(1000 \text{ kg/m}^3)(0.05355 \text{ m}^3/\text{seg})(59.47 \text{ m})}{76(0.75)} = 52.37 \text{ HP}$$

Por lo que se utilizará una bomba de **60 H.P.**

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



CANTIDADES DE OBRA	
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
TRAZADO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	1.00
CONSTRUCCIÓN DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	1.00
CONSTRUCCIÓN DE LA CÁMARA DE REGULARIZACIÓN	1.00
CONSTRUCCIÓN DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN	1.00
CONSTRUCCIÓN DEL CARCAMO	1.00
CONSTRUCCIÓN DEL MANANTIAL	1.00

LISTA DE PREZOS ESPECIALES	
DESCRIPCIÓN	PRECIO
TRAZADO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	1.00
CONSTRUCCIÓN DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	1.00
CONSTRUCCIÓN DE LA CÁMARA DE REGULARIZACIÓN	1.00
CONSTRUCCIÓN DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN	1.00
CONSTRUCCIÓN DEL CARCAMO	1.00
CONSTRUCCIÓN DEL MANANTIAL	1.00

DATOS DE PROYECTO	
POBLACIÓN DE PROYECTO	22,034 HAB.
DOTACIÓN	180 LITROS/HAB.
GASTO MEDIO DIARIO	39,661 LPS.
GASTO MÁXIMO DIARIO	81,886 LPS.
GASTO MÁXIMO HORARIO	89,01 LPS.
COEFICIENTE DE VARIACION DIARIA	2.40
COEFICIENTE DE VARIACION HORARIA	1.80
PUNTEO DE ABASTECIMIENTO	MANANTIAL PIEDRA ANCHA POR BOMBEO
CONDUCCIÓN	CONCRETO
CAPACIDAD DE REGULARIZACIÓN	190 M ³

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
TESIS PROFESIONAL	
LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LAS COLONIAS DE "SAN RAFAEL"	
REALIZADO: HELPEZ MORALES	REVISADO: ING. CARLOS PEZ MORALES
URUJAPAN MICH.	PLANO No.1
OCTUBRE DE 2002	

9.5. Cálculo de la Capacidad del Tanque de Regularización

La ubicación del tanque es de vital importancia para el diseño de este, su limitación se basa en las características físicas de la localidad de tal forma que para nuestro caso se eligió la parte más alta de la zona de esta manera se tratará de hacer la distribución por gravedad.

La capacidad del tanque esta en función del gasto máximo diario y de la ley de demandas de la localidad.

El $Q_{MAX,DIARIO} = 53.55$ lps; esta cubierto con el bombeo continuo propuesto de acuerdo a lo siguiente:

A que el diámetro del tubo de la línea de conducción que llega al tanque es de 8"Ø la cual tiene una capacidad de conducir = 64 lps.

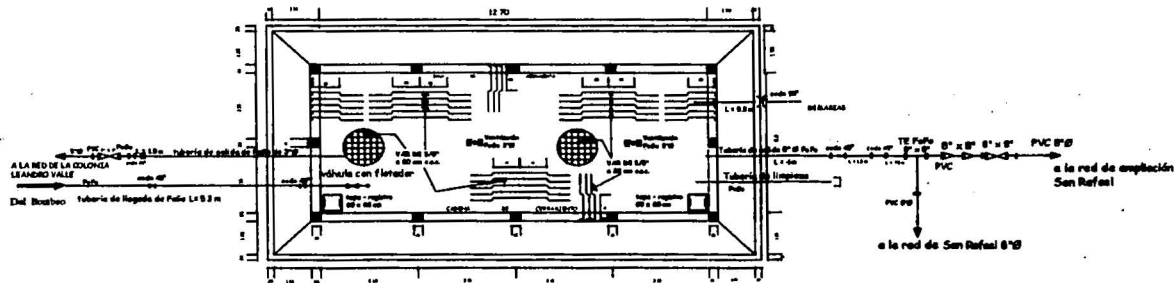
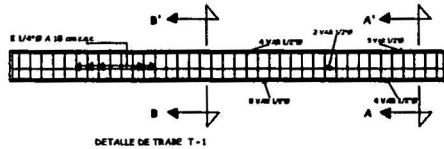
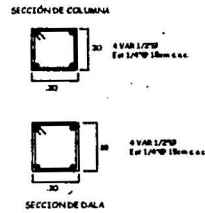
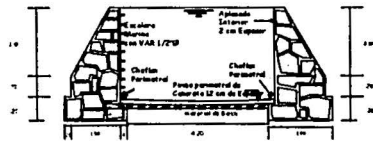
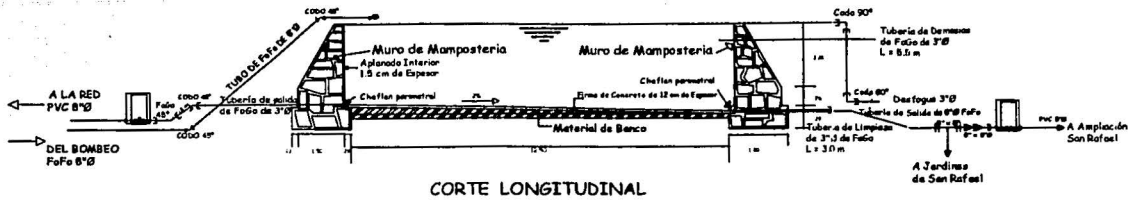
Por lo que en este caso la capacidad del tanque requerido para el proyecto se puede calcular de acuerdo a lo siguiente:

Si el gasto máximo diario que lo tenemos en litros por segundo lo convertimos a metros cúbicos por hora, y este se divide entre el tiempo de alimentación de la fuente de abastecimiento al tanque, se obtiene la capacidad del mismo entonces:

$$53.55 \text{ lps} \times (86,400\text{s}/1000) = 4626.72\text{m}^3 \text{ diarios}$$

$$\frac{4622\text{m}^3 \text{ diarios}}{24 \text{ horas}} = 192.78\text{m}^3 / \text{ hora}$$

Por lo que para la capacidad del tanque requerido **se propone un tanque de 190m³ (Plano 2).**



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO	
1-	EL RELLENO DE BASE PARA EL FIRME DEL TANQUE SERA CON MATERIAL DE BANCADO INDIVIDUALMENTE COMPACTADO
2-	LOS MUROS DE MAMPOSTERIA SERAN DE PIEDRA BRASA JUNTADA CON MORTERO DE CEMENTO ARENA EN PROPORCION 1:3
3-	EL APLAMADO INTERIOR DE MUROS SERA CON MORTERO DE CEMENTO ARENA EN PROPORCION 1:3 DE 2 cm DE ESPESOR
4-	SE APLICARA IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL A LAS PAREDES INTERIORES DE MUROS
5-	EL FIRME SERA DE CONCRETO F'c = 300 kg/cm ² DE 12 cm DE ESPESOR ARMADO CON MALLALAC 6-6, 10-10
6-	LA LOSA DE CUBIERTA, TRAVES Y CASTILLOS SERAN DE CONCRETO F'c = 300 kg/cm ²
7-	EL ARMADO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO SERA CON VARILLA Fy = 4300 kg/cm ² , ASI COMO Fy = 3800 kg/cm ² (ALAMBRO)
8-	EL CHAPFLAN PERIMETRAL SERA DE CONCRETO F'c = 180 kg/cm ² ACABADO Y PULIDO DE 30 X 10 cm
9-	SE COLOCARA ESCALERA MADERA EN LOS ACCESOS DEL TANQUE (VARILLA DE 1/2"Ø)
10-	SE COLOCARAN LAS PIRZAS ESPECIALES INDICADAS EN EL PROYECTO
11-	CUALQUIER MODIFICACION EN LA ESTRUCTURA DEL TANQUE Y/O DE SUS PIRZAS ESPECIALES, SE NOTIFICARA AL OBRASIVO OPERADOR O A LA DEPENDENCIA ENCARGADA DE SUPERVISAR LA OBRAS

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
TESIS PROFESIONAL	
PROYECTO DEL TANQUE DE REGULARIZACION DE 190 M ³ DE CAPACIDAD PARA ABASTECER DE AGUA POTABLE A LAS COLONIAS DE "SAN RAFAEL"	
REALIZO:	REVISO:
FELIPE ZACARIAS GOMEZ	ING. CARLOS PEREZ ANGELES
URUAPAN MICH.	OCTUBRE DE 2002
	PLANO No.2

9.6. Cálculo de la Red de Distribución

Datos:

Dotación = 150 lts/hab/día

Longitud total = 6251 m

Población Total = 22034 hab

$$Q_{\text{Med.Diario}} = \frac{22034 \times 150}{86400} = 38.2534722 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{Máx.Diario}} = 1.4 \times 38.2534722 = 53.554861$$

$$Q_{\text{Máx.Horario}} = 53.554861 \times 1.55 = 83.01000347$$

$$q = \frac{83.0100347 \text{ lts/seg}}{6251 \text{ ml}} = 0.01327948 \text{ lts/seg/ml}$$

CIRCUITO I (negativos)

$$Q_{P.E-13} = \frac{144}{2} \times 0.01327948 + \frac{5.4476}{2} + 280 \times 0.01327948 = -7.3981769 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{13-12} = -7.3981769 - \frac{556}{2} \times 0.01327948 - 240 \times 0.01327948 = -14.276947 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{12-11} = -14.276947 - \frac{600}{2} \times 0.01327948 - 99 \times 0.01327948 = -19.57546 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{11-10} = -19.57546 - 425 \times 0.01327948 = -25.219239 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{10-9} = -25.219239 - 63 \times 0.01327948 = -26.055846 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{9-8} = -26.055846 - 64 \times 0.01327948 = -26.9057332 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{8-7} = -26.9057332 - 266 \times 0.01327948 = -30.438074 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{7-6} = -30.438074 - 125 \times 0.01327948 = -32.09801 \text{ lts/seg}$$

CIRCUITO I (positivos)

$$Q_{P,E-1} = \frac{144}{2} \times 0.01327948 + \frac{5.4476}{2} + 344 \times 0.01327948 = 8.2480637 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{1-2} = 8.2480637 + 476 \times 0.01327948 = 14.5690962 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{2-3} = 14.5690962 + 333 \times 0.01327948 + 294 \times 0.01327948 = 22.895331 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{3-4} = 22.895331 + \frac{556}{2} \times 0.01327948 + 184 \times 0.01327948 = 29.0304515 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{4-5} = 29.0304515 + \frac{87}{2} \times 0.01327948 + 152 \times 0.01327948 = 31.626590 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{5-6} = 31.626590 + \frac{600}{2} \times 0.01327948 + 260 \times 0.01327948 = 39.06309931 \text{ lts/seg}$$

CIRCUITO II (negativos)

$$Q_{P,E-2} = -294 \times 0.01327948 = -3.9041671 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{2-3} = -3.9041671 - 14.5690962 - 333 \times 0.01327948 = -22.895331 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{3-4} = -22.895331 - \frac{556}{2} \times 0.01327948 - 184 \times 0.01327948 = -29.0304515 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{4-5} = -29.0304515 - \frac{87}{2} \times 0.01327948 - 152 \times 0.01327948 = -31.62659005 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{5-6} = -31.62659005 - \frac{600}{2} \times 0.01327948 - 260 \times 0.01327948 = -39.06309931 \text{ lts/seg}$$

CIRCUITO II (positivos)

$$Q_{P,E-14} = 324 \times 0.01327948 = 4.3025515 \text{ lts/seg}$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

$$Q_{14-15} = 4.3025515 + \frac{87}{2} \times .01327948 + 360 \times .01327948 = 9.6608217 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{15-16} = 9.6608217 + 96 \times .01327948 = 10.9356518 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{16-17} = 10.9356518 + 324.5 \times .01327948 = 15.2448431 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{17-6} = 15.2448431 + 4.5208 + 154.5 \times .01327948 = 21.8173228 \text{ lts/seg}$$

El diámetro de la tubería se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$dt = 1.15 \times \sqrt{Q}$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{7.3981769} = 3.127952''; \quad dt = 1.15 \times \sqrt{14.276947} = 4.345257''$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{19.57546} = 5.088078''; \quad dt = 1.15 \times \sqrt{25.219239} = 5.77515''$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{26.05584} = 5.87016''; \quad dt = 1.15 \times \sqrt{26.90573} = 5.965134''$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{30.43807} = 6.344632''; \quad dt = 1.15 \times \sqrt{32.09801} = 6.515337''$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{8.248063} = 3.302735''; \quad dt = 1.15 \times \sqrt{14.56909} = 4.38949''$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{22.89533} = 5.011568''; \quad dt = 1.15 \times \sqrt{29.03045} = 6.19619''$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{31.62659} = 6.467315''; \quad dt = 1.15 \times \sqrt{30.06309} = 7.187555''$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{3.904167} = 2.272281''; \quad dt = 1.15 \times \sqrt{22.89533} = 5.502642''$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{29.03045} = 6.196190''; \quad dt = 1.15 \times \sqrt{31.62659} = 6.467315''$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{39.06309} = 7.187555''$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{4.30255} = 2.385398''; \quad dt = 1.15 \times \sqrt{9.66082} = 3.574414''$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{10.93565} = 3.802946''; \quad dt = 1.15 \times \sqrt{15.24484} = 4.490134''$$

$$dt = 1.15 \times \sqrt{21.81732} = 5.371537 \text{ pulg}$$

Las pérdidas de carga se obtienen aplicando la siguiente expresión:

$$H = KLQ^2$$

Donde:

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

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

$$n = 0.009 \text{ (tubo PVC)}$$

$$D = \text{metros}$$

3.10 DIAMETRO		K
(pulg)	(mm)	
1"	25	268457.6319
1 ½"	38	31319.1328
2"	50	7246.8436
2 ½"	63	2112.7072
3"	75	833.6726
4"	100	179.7449
6"	150	20.6777
8"	200	4.4582
10"	250	1.3562

$$P.E-P13 \quad H = (179.7449)(280)(-7.398177)^2(1/1000000) = -2.7546$$

$$P13-P12 \quad H = (4.4582)(240)(-14.2769)^2(1/1000000) = -0.2180$$

$$P12-P11 \quad H = (4.4582)(99)(-19.57546)^2(1/1000000) = -0.1691$$

$$P11-P10 \quad H = (4.4582)(425)(-25.2192)^2(1/1000000) = -1.2050$$

$$P10-P9 \quad H = (4.4582)(63)(-26.0558)^2(1/1000000) = -0.1906$$

$$P9-P8 \quad H = (4.4582)(64)(-26.9057)^2(1/1000000) = -0.2065$$

$$P8-P7 \quad H = (4.4582)(266)(-30.4380)^2(1/1000000) = -1.0986$$

$$P7-P6 \quad H = (4.4582)(125)(-32.0980)^2(1/1000000) = -0.5741$$

$$P.E-P1 \quad H = (20.6777)(344)(8.2480)^2(1/1000000) = 0.4839$$

$$P1-P2 \quad H = (20.6777)(476)(14.5690)^2(1/1000000) = 2.0891$$

$$P2-P3 \quad H = (4.4582)(333)(22.8953)^2(1/1000000) = 0.7782$$

$$P3-P4 \quad H = (4.4582)(184)(29.0304)^2(1/1000000) = 0.6913$$

$$P4-P5 \quad H = (4.4582)(152)(31.6265)^2(1/1000000) = 0.6778$$

$$P5-P6 \quad H = (4.4582)(260)(39.0630)^2(1/1000000) = 1.7687$$

$$P.E-P2 \quad H = (20.6777)(294)(-3.9041)^2(1/1000000) = -0.0926$$

$$P2-P3 \quad H = (4.4582)(333)(-22.8953)^2(1/1000000) = -0.7782$$

$$P3-P4 \quad H = (4.4582)(184)(-29.0304)^2(1/1000000) = -0.6913$$

$$P4-P5 \quad H = (4.4582)(152)(-31.6265)^2(1/1000000) = -0.6778$$

$$P5-P6 \quad H = (4.4582)(260)(-39.0630)^2(1/1000000) = -1.7687$$

$$P.E-P14 \quad H = (20.6777)(324)(4.3025)^2(1/1000000) = 0.1240$$

$$P14-P15 \quad H = (20.6777)(360)(9.6608)^2(1/1000000) = 0.6947$$

$$P15-P16 \quad H = (20.6777)(96)(10.9356)^2(1/1000000) = 0.2373$$

$$P16-P17 \quad H = (20.6777)(324.5)(15.2448)^2(1/1000000) = 1.5594$$

$$P17-P6 \quad H = (20.6777)(154.5)(21.8173)^2(1/1000000) = 1.5206$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Relación Pérdida de Carga entre Gasto. (H/Q)

H = metros

Q = lts/seg

$$P.E-P13 = \frac{2.75}{7.39} = 0.3723$$

$$P13-P12 = \frac{0.218}{14.27} = 0.1527$$

$$P12-P11 = \frac{0.1691}{19.57} = 0.0086$$

$$P11-P10 = \frac{1.2050}{25.21} = 0.0477$$

$$P10-P9 = \frac{0.1906}{26.055} = 0.0073$$

$$P9-P8 = \frac{0.2065}{26.9057} = 0.0076$$

$$P8-P7 = \frac{1.098}{30.43} = 0.036$$

$$P7-P6 = \frac{0.5741}{32.098} = 0.01788$$

$$P.E-P1 = \frac{0.4839}{8.2480} = 0.0586$$

$$P1-P2 = \frac{2.089}{14.569} = 0.1433$$

$$P2-P3 = \frac{0.7782}{22.89} = 0.033$$

$$P3-P4 = \frac{0.6913}{29.03} = 0.02381$$

$$P4-P5 = \frac{0.6778}{31.62} = 0.0214$$

$$P5-P6 = \frac{1.7687}{39.06} = 0.0452$$

$$P.E-P2 = \frac{0.0926}{3.9041} = 0.0237$$

$$P.E-P14 = \frac{0.124}{4.302} = 0.0288$$

$$P14-P15 = \frac{0.6947}{9.6608} = 0.07119$$

$$P15-P16 = \frac{0.2373}{10.9356} = 0.0217$$

$$P16-P17 = \frac{1.5594}{15.2448} = 0.1022$$

$$P17-P6 = \frac{1.5206}{21.8173} = 0.06969$$

Corrección al gasto:

$$\Delta = - \frac{\sum H}{n \sum \frac{H}{Q}}$$

$n = 2.0$ (MANNING)

$$\Delta_{o I} = - \frac{[(-6.41705) + (6.4891)]}{2(0.5130 + 0.32658)} = -0.04295 \quad (\text{circuito propio})$$

$$\Delta_{o II} = - \frac{[(-4.008) + (4.1362)]}{2(0.1482 + 0.2944)} = -0.1439 \quad (\text{circuito propio})$$

$$\Delta_{o I} = -0.04295 - (-0.1439) = 0.1010$$

$$\Delta_{o II} = -0.1439 - 0.04295 = -0.1010$$

Se debe cumplir que:

Sí Δ propio > 0.001 OTRA

Sí Δ propio ≤ 0.001 FIN

Realizando el cálculo completo para encontrar el diámetro adecuado en cada cruceo conviene utilizar la tabla siguiente donde se consignan por columnas los siguientes datos: **(Apuntes de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado Octavo Semestre Ingeniería Civil).**

Circuito	Circuito	Tramo	Longitud	Gasto (Q)	Gasto (Q)	Diámetro	Diámetro	Valor de	Velocidad	Ho	Ho/Qo	Do	Q1	Diámetro	Diámetro	Valores de	Velocidad	H1	H1/Q1
Propio	Común		(m)	Tributario (lts/seg)	Acumulado (lts/seg)	(Pulg)	Real (Pulg)	K	(m/seg)				(lts/seg)	(pulg)	Real (pulg)	K	(m/seg)		
		18-PE	144	-5.4476	-2.7238	1.897953													
*		P.E-P13	280		-0.95612262	1.1244875													
*		P13-P12	240		-7.398177255	3.1279529	4	179.7479	-1.046626	-2.754681	0.3723459	-0.0429568	-7.4411341	3.1370208	4	179.748	-1.0527	-2.786764	0.3745079
*		P12-P11	99		-14.27694833	4.3452577	8	4.4582	-1.136121	-0.218093	0.0152759	-0.0429568	-14.319905	4.3517898	8	4.4582	-1.13954	-0.219407	0.0153218
*		P11-P10	425		-19.57546118	5.088079	8	4.4582	-0.692339	-0.169129	0.0086399	-0.0429568	-19.618418	5.0936586	8	4.4582	-0.69386	-0.169872	0.0086588
*		P10-P9	63		-25.21924054	5.7751576	8	4.4582	-0.891946	-1.205071	0.0477838	-0.0429568	-25.262197	5.780074	8	4.4582	-0.89347	-1.209179	0.0478652
*		P9-P8	64		-26.05584783	5.8701668	8	4.4582	-0.921535	-0.190682	0.0073182	-0.0429568	-26.098805	5.8750038	8	4.4582	-0.92305	-0.191312	0.0073303
*		P8-P7	266		-26.90573461	5.9651349	8	4.4582	-0.951593	-0.206552	0.0076769	-0.0429568	-26.948691	5.9698948	8	4.4582	-0.95311	-0.207212	0.0076891
*		P7-P6	125		-30.43807651	6.3446321	8	4.4582	-1.076524	-1.058691	0.0360959	-0.0429568	-30.481033	6.3491075	8	4.4582	-1.07804	-1.101794	0.0361469
					-32.09801162	6.5153373	8	4.4582	-0.638568	-0.574151	0.0178874	-0.0429568	-32.140968	6.5196956	8	4.4582	-0.63942	-0.575688	0.0179114
				5.4476	2.7238					-6.41705	0.5130239							-6.461229	0.5154314
		18-PE	144		0.95612262														
*		P.E-P1	344		8.248064029	3.3027359	6	20.6777	0.656359	0.48391	0.0586695	-0.0429568	8.2051072	3.2941242	6	20.6777	0.65294	0.4788828	0.058364
*		P1-P2	476		14.56909691	4.3894909	6	20.6777	1.159369	2.089173	0.1433976	-0.0429568	14.52614	4.383015	6	20.6777	1.155951	2.0768716	0.1429748
*		P2-P3	333		22.89533139	5.5026426	8	4.4582	0.809755	0.778212	0.03399	0.1010395	22.996371	5.5147711	8	4.4582	0.813328	0.7850953	0.03414
*		P3-P4	184		29.03045154	6.1961901	8	4.4582	1.02674	0.691329	0.0238139	0.1010395	29.131491	6.2069636	8	4.4582	1.030313	0.69615	0.0238968
*		P4-P5	152		31.62659005	6.4673152	8	4.4582	1.118559	0.67781	0.0214316	0.1010395	31.72763	6.4776377	8	4.4582	1.122133	0.6821477	0.0215001
*		P5-P6	260		39.06309931	7.1875551	8	4.4582	0.777134	1.768749	0.0452793	0.1010395	39.164139	7.1968447	8	4.4582	0.779144	1.7779112	0.0453964
										6.489183	0.326582							6.4970584	0.3262721
**		P.E-P2	294		-3.904167367	2.2722811	6	20.6777	-1.242732	-0.092663	0.0237344	-0.1439963	-4.0481637	2.3138056	6	20.6777	-0.82468	-0.099624	0.0246098
**		P2-P3	333		-22.89533139	5.5026426	8	4.4582	-3.239019	-0.778212	0.03399	-0.1010395	-22.996371	5.5147711	8	4.4582	-1.82999	-0.785095	0.03414
**		P3-P4	184		-29.03045154	6.1961901	8	4.4582	-2.310165	-0.691329	0.0238139	-0.1010395	-29.131491	6.2069636	8	4.4582	-2.3182	-0.69615	0.0238968
**		P4-P5	152		-31.62659005	6.4673152	8	4.4582	-2.516758	-0.67781	0.0214316	-0.1010395	-31.72763	6.4776377	8	4.4582	-2.5248	-0.682148	0.0215001
**		P5-P6	260		-39.06309931	7.1875551	8	4.4582	-1.381571	-1.768749	0.0452793	-0.1010395	-39.164139	7.1968447	8	4.4582	-3.11658	-1.777911	0.0453964
										-4.00876	0.1482492							-4.040928	0.1495431
**		P.E-14	324		4.302551792	2.3853982	6	20.6777	1.369542	0.124022	0.0288253	-0.1439963	4.1585554	2.3451417	6	20.6777	0.847172	0.1158597	0.0278606
**		P14-P15	360		9.66082231	3.5744143	6	20.6777	0.768782	0.694757	0.0719149	-0.1439963	9.516826	3.5476756	6	20.6777	0.757323	0.6742004	0.070843
**		P15-P16	96		10.93565247	3.8029463	6	20.6777	0.87023	0.23739	0.0217079	-0.1439963	10.791656	3.7778255	6	20.6777	0.858771	0.2311797	0.0214221
**		P16-P17	324.5		15.244844	4.4901343	6	20.6777	1.213143	1.559419	0.1022916	-0.1439963	15.100848	4.4668878	6	20.6777	1.201684	1.5300992	0.1013254
**		P17-P6	154.5	4.5208	21.81732379	5.3715371	6	20.6777	0.771628	1.520665	0.0696999	-0.1439963	21.673327	5.3537814	6	20.6777	0.766535	1.5006586	0.0692399
										4.136254	0.2944396							4.0519975	0.2906909

Dotación----- 150 Lts/Hab/Día.
Longitud Total----- 6251 m.
Población Total----- 22034 Hab.
Gasto Medio Diario----- 38.253472 L.P.S.
Gasto Máximo Diario----- 53.554861 L.P.S.
Gasto Máximo Horario----- 83.010035 L.P.S.
Gasto Unitario----- 0.0132795 Lts/Seg/ml.

Diámetro(pulg)	K
3	833.6726
4	179.7479
6	20.6777
8	4.4582

D1	Q2	Dímetro	Dímetro	Valores de	Velocidad	H2	H2/Q2	D2	Q3	Dímetro	Dímetro	Valores de	Velocidad	H3	H3/Q3	D3	Cota	Cota Terreno	Carga	Numero de
	(fta/seg)	(Pulg)	Real (Pulg)	k	(m/seg)				(fta/seg)	(Pulg)	Real (Pulg)	K				Piezometrica	Natural	Disponible	Crucero	
-0.021284	-7.462418	3.1415041	4	179.7479	-1.05571	-2.802728	0.3755791	-0.001854	-7.4642719	3.1418943	4	179.7479	-1.05598	-2.804121	0.375672	-0.0008964	97.304889	82.73	14.574889	P-E
-0.021284	-14.341189	4.3550227	8	4.4582	-1.14123	-0.22006	0.0153446	-0.001854	-14.343043	4.3553042	8	4.4582	-1.14138	-0.220117	0.015347	-0.0008964	100.10901	81.45	18.65901	P-13
-0.021284	-19.639702	5.0964209	8	4.4582	-0.69461	-0.170241	0.0086682	-0.001854	-19.641556	5.0966614	8	4.4582	-0.69468	-0.170273	0.008669	-0.0008964	100.32913	86.11	14.219127	P-12
-0.021284	-25.283481	5.7825085	8	4.4582	-0.89422	-1.211218	0.0479055	-0.001854	-25.285335	5.7827204	8	4.4582	-0.89428	-1.211395	0.047909	-0.0008964	100.4994	86.12	14.3794	P-11
-0.021284	-26.120089	5.8773988	8	4.4582	-0.92381	-0.191624	0.0073363	-0.001854	-26.121942	5.8776074	8	4.4582	-0.92387	-0.191651	0.007337	-0.0008964	101.7108	81.08	20.630796	P-10
-0.021284	-26.969975	5.9722519	8	4.4582	-0.95387	-0.207539	0.0076952	-0.001854	-26.971829	5.9724571	8	4.4582	-0.95393	-0.207568	0.007696	-0.0008964	101.90245	81.89	20.012447	P-9
-0.021284	-30.502317	6.3513238	8	4.4582	-1.0788	-1.103334	0.0361721	-0.001854	-30.504171	6.3515169	8	4.4582	-1.07886	-1.103468	0.036174	-0.0008964	102.11001	84.09	18.020015	P-8
-0.021284	-32.162252	6.5218539	8	4.4582	-0.63985	-0.576451	0.0179232	-0.001854	-32.164106	6.5220419	8	4.4582	-0.63988	-0.576518	0.017924	-0.0008964	103.21348	98.01	5.2034824	P-7
						-6.483195	0.5166242										103.79	98.79	5	P-6
-0.021284	8.1838233	3.289849	6	20.6777	0.651246	0.4764015	0.0582126	-0.001854	8.1819694	3.2894763	6	20.6777	0.651099	0.476186	0.058199	-0.0008964	97.303379	82.73	14.573379	P-E
-0.021284	14.504856	4.3798028	6	20.6777	1.154257	2.0707899	0.1427653	-0.001854	14.503002	4.3795229	6	20.6777	1.15411	2.070261	0.142747	-0.0008964	97.779564	76.31	21.469564	P-1
-0.008712	22.987659	5.5137264	8	4.4582	0.81302	0.7845006	0.034127	0.0041934	22.991852	5.5142293	8	4.4582	0.813169	0.784787	0.034133	-0.0003692	99.849825	74.57	25.279825	P-2
-0.008712	29.122779	6.2060354	8	4.4582	1.030005	0.6957336	0.0238897	0.0041934	29.126972	6.2064822	8	4.4582	1.030154	0.695934	0.023893	-0.0003692	100.63461	81.7	18.934612	P-3
-0.008712	31.718917	6.4767483	8	4.4582	1.121825	0.6817731	0.0214942	0.0041934	31.723111	6.4771764	8	4.4582	1.121973	0.681953	0.021497	-0.0003692	101.33055	86.94	14.390546	P-4
-0.008712	39.155427	7.1960442	8	4.4582	0.778971	1.7771203	0.0453863	0.0041934	39.15962	7.1964295	8	4.4582	0.779054	1.777501	0.045391	-0.0003692	102.0125	95.88	6.1324991	P-5
						6.486319	0.3258751										103.79	98.79	5	P-6
-0.012572	-4.0607354	2.3173956	6	20.6777	-0.82724	-0.100244	0.0246862	-0.006047	-4.0667827	2.3191206	6	20.6777	-0.82848	-0.100543	0.024723	-0.0005272	99.749282	79.74	20.009282	P-E
0.008712	-22.987659	5.5137264	8	4.4582	-1.8293	-0.784501	0.034127	-0.004193	-22.991852	5.5142293	8	4.4582	-1.82963	-0.784787	0.034133	0.0003692	99.849825	74.57	25.279825	P-2
0.008712	-29.122779	6.2060354	8	4.4582	-2.31751	-0.695734	0.0238897	-0.004193	-29.126972	6.2064822	8	4.4582	-2.31785	-0.695934	0.023893	0.0003692	100.63461	81.7	18.934612	P-3
0.008712	-31.718917	6.4767483	8	4.4582	-2.52411	-0.681773	0.0214942	-0.004193	-31.723111	6.4771764	8	4.4582	-2.52444	-0.681953	0.021497	0.0003692	101.33055	86.94	14.390546	P-4
0.008712	-39.155427	7.1960442	8	4.4582	-3.11588	-1.77712	0.0453863	-0.004193	-39.15962	7.1964295	8	4.4582	-1.38499	-1.777501	0.045391	0.0003692	102.0125	95.88	6.1324991	P-5
						-4.039372	0.1495834										103.79	98.79	5	P-6
-0.012572	4.1459837	2.3115942	6	20.6777	0.844611	0.1151602	0.0277763	-0.006047	4.1399364	2.3398859	6	20.6777	0.843379	0.114825	0.027736	-0.0005272	99.748818	79.74	20.008818	P-E
-0.012572	9.5042543	3.5453316	6	20.6777	0.756323	0.6724203	0.0707494	-0.006047	9.498207	3.5442035	6	20.6777	0.755842	0.715565	0.070704	-0.0005272	99.863643	89.76	10.103643	P-14
-0.012572	10.779084	3.7756243	6	20.6777	0.85777	0.2306414	0.0213971	-0.006047	10.773037	3.7745651	6	20.6777	0.857289	0.230383	0.021385	-0.0005272	100.53521	96.55	3.9852076	P-15
-0.012572	15.088276	4.4670175	6	20.6777	1.200684	1.5275526	0.101241	-0.006047	15.082229	4.4661222	6	20.6777	1.200203	1.526328	0.1012	-0.0005272	100.76559	96.85	3.9155903	P-16
-0.012572	21.660756	5.3522285	6	20.6777	0.766091	1.4989182	0.0691997	-0.006047	21.654708	5.3514813	6	20.6777	0.765877	1.498081	0.06918	-0.0005272	102.29192	93.17	9.1219187	P-17
						-4.0446926	0.2903636										103.79	98.79	5	P-6

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

9.7. Cantidades de obra:

- Excavación de zanja con máquina en material tipo B:

Diámetro del Tubo	Longitud	Ancho de Zanja	Profundidad	Excavación
8"	2365.5	0.75	1.12	1987.02
6"	2218.5	0.70	1.07	1661.65
4"	280	0.60	1.01	169.68
Total				3818.35

Excavación = 3818.35m³

- Suministro y colocación de plantilla con material de banco:

Plantilla = (3818.35)(0.7) = 2672.84m²

- Suministro e instalación hidráulica de PVC:

Diámetro	Longitud (ML)
8"	2365.5
6"	2218.5
4"	280

- Relleno compactado de zanja con material producto de excavación en capas de 15cm:

Relleno = Vol. Excavado – Vol. Tubo – Vol. Plantilla

Vol. Excavado = 3818.35m³

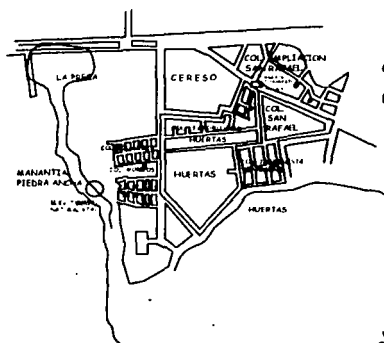
Vol. Tubo = (0.03242)(2365.5)+(0.01824)(2218.5)+(0.00811)(280) =

Vol. Tubo = 119.44m³

Vol. Plantilla = (2672.84)(.05) = 133.64m²

Relleno = 3818.35 – 119.44 – 133.64 = 3565.26m³

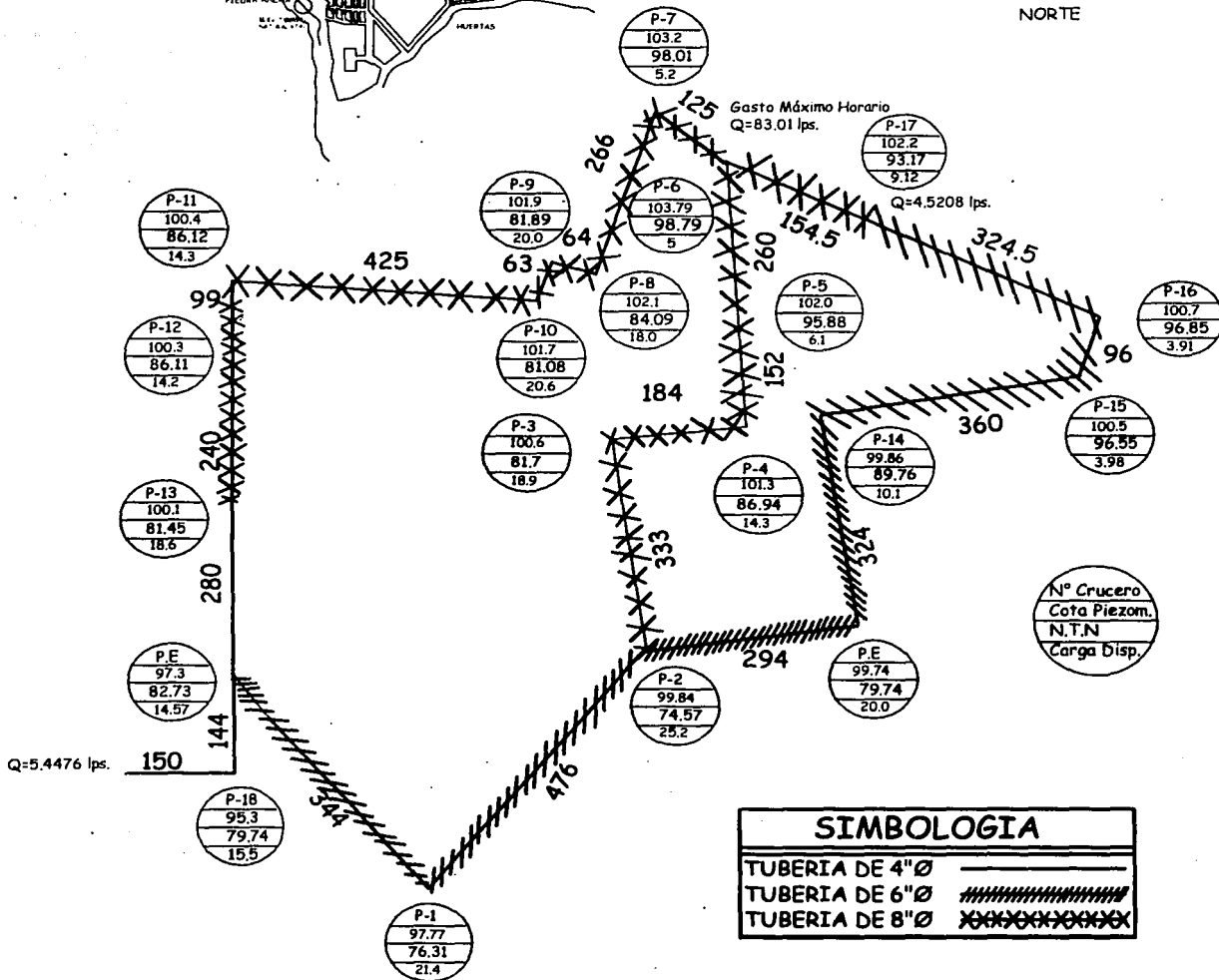
RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LAS COLONIAS Y FRACC. DE "SAN RAFAEL" (Plano - 3)



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN



NORTE

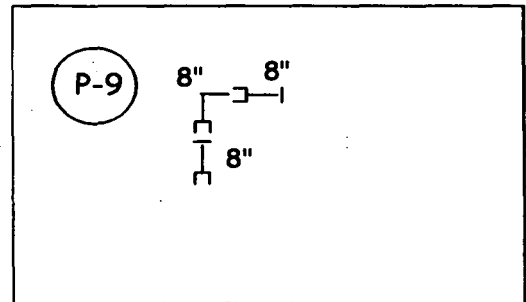
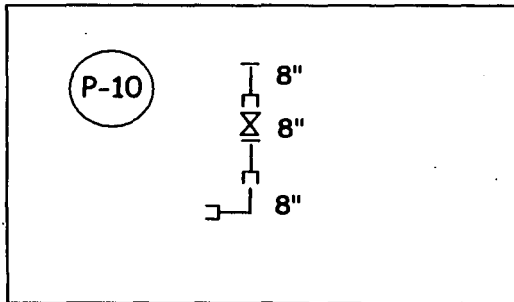
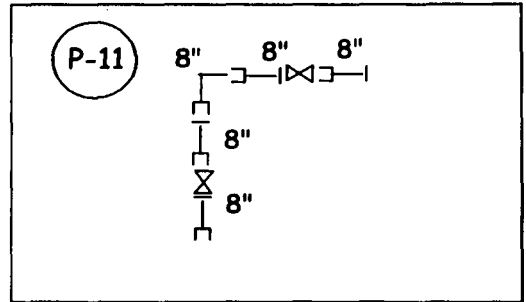
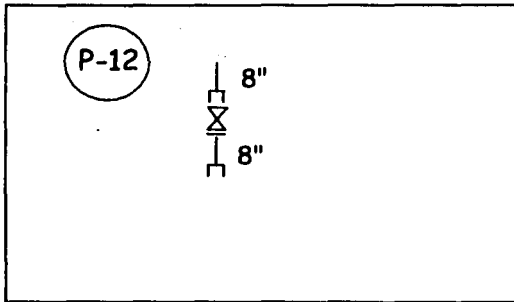
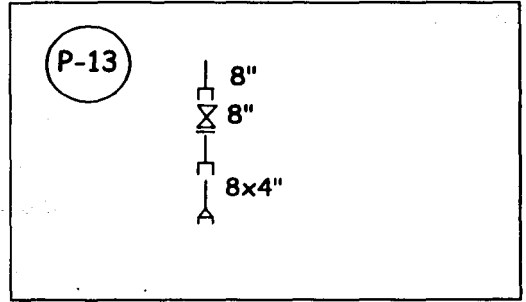
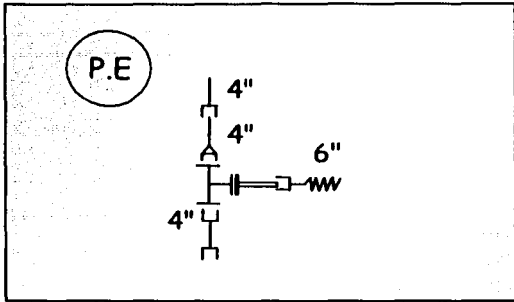


NOTA: EN EL PROYECTO SE MUESTRAN SOLO LAS LINEAS PRINCIPALES DE DISTRIBUCION PARA ABASTECER DE AGUA POTABLE A LAS COLONIAS

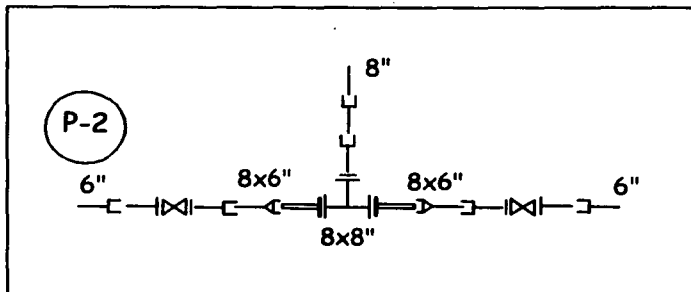
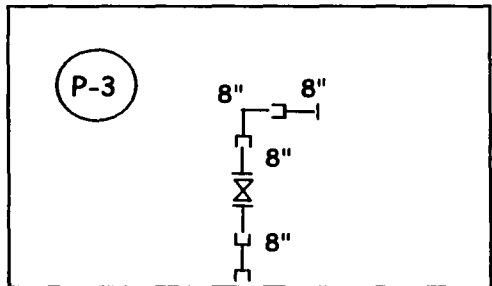
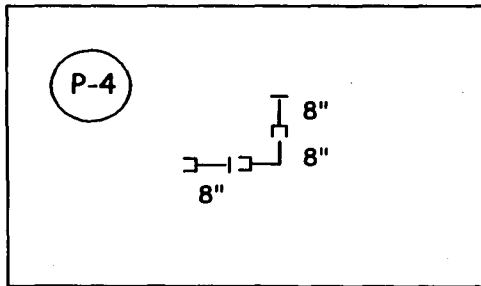
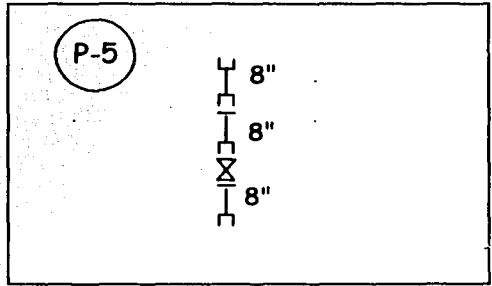
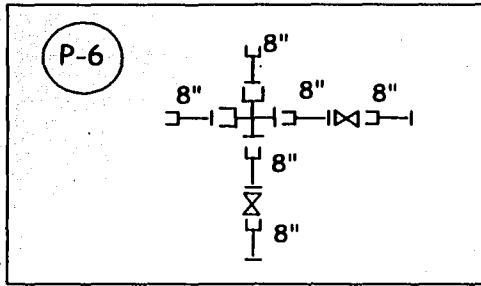
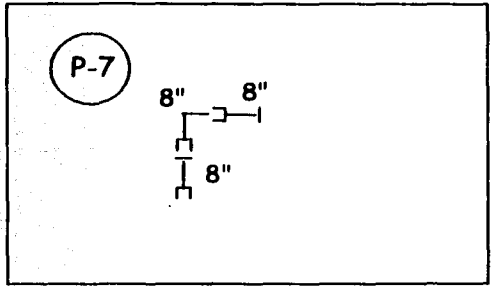
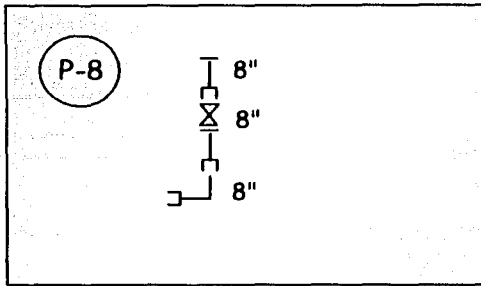
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

124

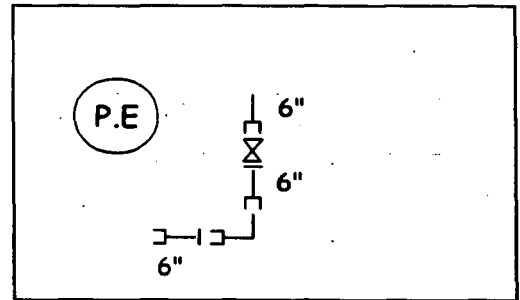
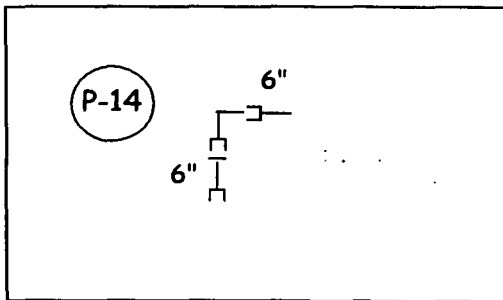
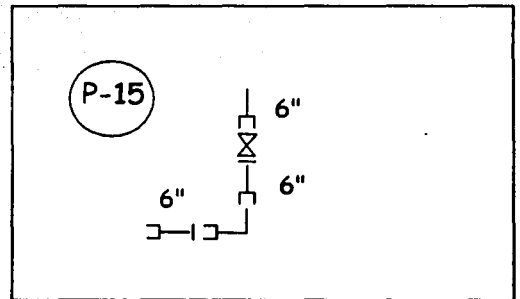
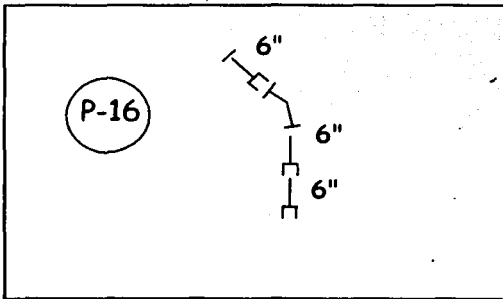
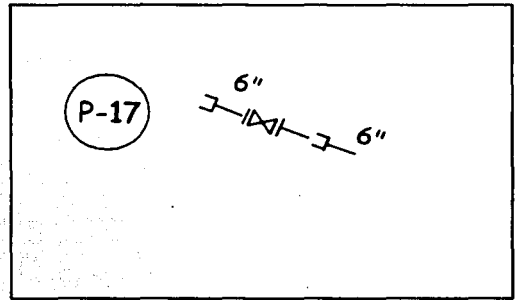
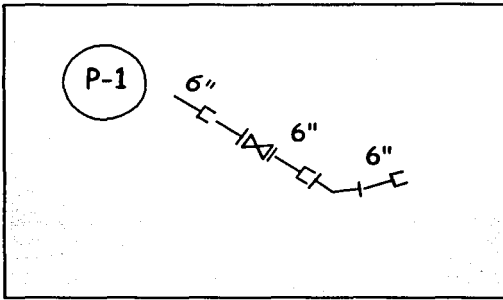
Análisis de Cruceros



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

9.9. LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

CONCEPTO	UNIDAD	TIPO	CANTIDAD	CRUCERO
COPLE DOBLE	PZA	4"x4"	1	P.E
COPLE DOBLE	PZA	8"x8"	1	P.5
COPLE DOBLE	PZA	4x6"	1	P.E;P1
REDUCCIÓN CAMPANA	PZA	4"x4"	1	P.E
REDUCCIÓN CAMPANA	PZA	6"x4"	2	P.E;P13
REDUCCIÓN CAMPANA	PZA	8"x4"	1	P.17
REDUCCIÓN CAMPANA	PZA	8"x6"	2	P.2
TEE	PZA	6"x4"	1	P.2
TEE	PZA	8"x8"	2	P.E;P11
CRUZ	PZA	8"x8"	1	P.6
EXTREMIDAD ESPIGA	PZA	8"x6"	2	P.2
EXTREMIDAD ESPIGA	PZA	6"x4"	1	P.E
EXTREMIDAD ESPIGA	PZA	4"x4"	1	P.E
ADAPTADOR ESPIGA	PZA	8"x6"	1	P.2
ADAPTADOR ESPIGA	PZA	6"x4"	1	P.E
ADAPTADOR ESPIGA	PZA	4"x4"	1	P.E
ADAPTADOR CAMPANA	PZA	8"x8"	1	P.4
ADAPTADOR CAMPANA	PZA	6"x6"	1	P.1
ADAPTADOR CAMPANA	PZA	4"x4"	1	P.5
EXTREMIDAD CAMPANA	PZA	8"x8"	35	P(13,12,11,10,9,8, 7,6,5,4,3,2)
EXTREMIDAD CAMPANA	PZA	8"x6"	2	P.2
EXTREMIDAD CAMPANA	PZA	6"x6"	20	P(2,1,17,16,15,14, P.E)
EXTREMIDAD CAMPANA	PZA	8"x4"	1	P.E
VALVULA DE SECCIONAMIENTO	PZA	6"	5	P.12,P13,P1,P18
VALVULA DE SECCIONAMIENTO	PZA	8"	5	P.1,P17
CODO DE 90°	PZA	6"x6"	3	P.15,P14,P.E.
CODO DE 90°	PZA	8"x8"	7	P.11,P10,P9,P8, P7,P4,P3.
CODO DE 45°	PZA	6"x6"	2	P.1,P16.
CODO DE 45°	PZA	4"x4"	1	P.E
TAPÓN CAMPANA	PZA	8"	6	P6,P5,P.E.
TAPÓN CAMPANA	PZA	6"	4	P.E,P.17.
TAPÓN CAMPANA	PZA	4"	7	P.2;P.6
TAPÓN ESPIGA	PZA	8"	4	P.3,P4
TAPÓN ESPIGA	PZA	6"	3	P.8;P15
TAPÓN ESPIGA	PZA	4"	6	P6;P.E

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI).
Estadísticas Vitales Cuaderno N°3 Michoacán.
- Guía General Para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado.
- Fair Gordon, Geyer John, Okun Daniel.
Abastecimiento de Aguas y Remoción de Aguas Residuales.
Editorial Limusa.
México, D.F., 1990.
- Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática.
Anuario Estadístico de Michoacán.
Edición 2000.
- Ayuntamiento Constitucional de Uruapan, Michoacán.
Proyecto de Programa Municipal de Desarrollo Urbano.
Octubre de 1999.
- CNA (Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial.
Gerencia de Normas Técnicas).
Lineamientos Técnicas para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario.
S/L, 1994.
- Aguilera Contreras Mauricio, Martínez Elizondo René.
Relaciones Agua Suelo Planta Atmósfera.
Patronato Universitario de la Universidad Autónoma Chapingo.
Cuarta Edición, corregida 1996.
- Brambila Alejandro.
Tratado Práctico de Topografía.
Editorial Tesis Reséndiz.
México, D.F., 1975.
- Montes de Oca Miguel.
Topografía.
Editorial Alfaomega.
México, D.F., 1996.
- Plásticos Rex (División Química), S.A. de C.V.
Catalogo de Productos.

- **Steel Ernest, McGhee Terence.**
Abastecimiento de Agua y Alcantarillado.
Editorial Gustavo Gili.
Barcelona, 1981.

- **César Valdez Enrique, Vázquez González Alba.**
Abastecimiento de Agua Potable.
Editorial UNAM.
México, D.F., 1993.

- **Universidad Don Vasco A.C. Escuela de Ingeniería Civil.**
Apuntes de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado.
Octavo Semestre.

- **Universidad Don Vasco A.C. Escuela de Ingeniería Civil.**
Apuntes de Captaciones y Conducciones.
Décimo Semestre.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**