

872715

3

UNIVERSIDAD DON VASCO A. C.
Incorporación No. 8727 - 15 a la



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



tesis profesional para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

Tema:

**SISTEMA DE AGUA POTABLE
PARA LA COLONIA LA SANTA CRUZ**

presenta:

Carlos Alberto Caballero García

URUAPAN, MICHOACÁN, NOVIEMBRE

2002

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A:

Dios

Mis padres, José Refugio Caballero y Leticia García

Mis abuelos, Leobardo García (qepd) y Mercedes Banderas

Toda mi familia

Mi asesor Ing. Anastacio Blanco

Ing. Carlos Pérez

Ing. Alfonso Cázares

Todos los profesores que contribuyeron en mi formación

**Mi Universidad, por todas sus enseñanzas y
por los bellos momentos que pase en ella**

Ing. Fausto Mendoza

Sr. Armando Cruz

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

	<u>Página</u>
Introducción	7
1. Antecedentes Generales del Lugar.	10
2. Datos Básicos de Proyecto.	15
2.1. Población.	16
2.1.1. Población actual.	16
2.1.2. Población de proyecto.	16
2.1.2.1. Método de proporción aritmética.	17
2.1.2.2. Método de proporción geométrica.	17
2.1.2.3. Método de incrementos diferenciales.	17
2.1.2.4. Método de incremento general de la población.	18
2.1.2.5. Método de la parábola de tercer grado.	18
2.1.2.6. Por el número de lotes del lugar.	18
2.2. Período de diseño.	18
2.3. Vida útil.	19
2.4. Demanda.	20
2.4.1. Consumo.	20
2.4.2. Demanda actual.	21
2.4.3. Demanda futura.	21
2.4.4. Demanda contra incendio.	21
2.4.5. Dotación.	22
2.5. Coeficientes de variación.	21
2.6. Gastos de diseño.	22
2.6.1. Gasto medio diario.	22
2.6.2. Gasto máximo diario.	22
2.6.3. Gasto máximo horario.	23
3. Estudios Topográficos.	24
3.1. Levantamiento de datos.	25
3.1.1. Trazo de apoyo.	25
3.1.2. Brecheo.	25
3.1.3. Monumentación.	26
3.1.4. Poligonales abiertas.	26
3.1.5. Poligonales cerradas.	28
3.1.6. Especificaciones.	28
3.2. Nivelación.	29
3.2.1. Bancos de nivel.	29
3.2.2. Monumentación.	30
3.2.3. Nivelación diferencial.	30
3.2.4. Nivelación de perfil.	31
3.2.5. Tolerancias y especificaciones para la nivelación.	32
3.2.6. Nivelación de secciones transversales.	33

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

4. Obras de Captación.	35
4.1. Tipos de captación.	36
4.1.1. Captación de aguas atmosféricas.	36
4.1.2. Captación de aguas superficiales.	37
4.1.2.1. Captación directa.	38
4.1.2.2. Presas de derivación.	40
4.1.2.3. Presas de almacenamiento.	42
4.1.3. Captación de aguas subterráneas.	43
4.1.3.1. Manantiales.	45
4.1.3.2. Galerías Filtrantes.	47
4.1.3.3. Pozos.	49
4.2. Tratamiento del agua.	52
4.2.1. Impurezas del agua.	52
4.2.2. Análisis del agua.	52
4.2.3. Cloración.	55
5. Línea de Conducción.	57
5.1. Tipos de conducciones.	58
5.1.1. Conducciones por gravedad.	58
5.1.2. Conducciones por bombeo.	60
5.1.2.1. Equipo de bombeo.	61
5.1.2.1.1. Cavitación.	63
5.1.2.1.2. Golpe de ariete.	63
5.1.2.2. Fórmulas empleadas en el cálculo de una conducción por bombeo.	64
5.2. Tuberías.	66
5.2.1. Tubería de PVC (Policloruro de Vinilo).	66
5.2.1.1. Características del PVC.	67
5.2.1.2. Resistencia, dimensiones y uniones de los tubos de PVC.	69
5.2.1.3. Ayudas de diseño para tuberías de PVC.	72
5.2.2. Tubería de Fibrocemento (Asbesto-Cemento).	73
5.2.2.1. Características del Fibrocemento.	73
5.2.2.2. Resistencia y dimensiones de los tubos de Fibrocemento.	73
5.2.2.3. Ayudas de diseño para tuberías de Fibrocemento.	74
5.2.3. Tubería de Acero.	75
5.2.3.1. Características de la tubería de Acero.	75
5.2.3.2. Protección y conservación de los tubos de Acero.	76
5.2.4. Tubería de Hierro Fundido.	76
5.2.5. Tubería de Concreto.	77
5.3. Especificaciones para líneas de conducción.	78
5.3.1. Velocidades.	78
5.3.2. Zanjas para la instalación de tuberías.	78
5.3.3. Atraques.	80
5.4. Accesorios.	81
5.4.1. Válvulas de seccionamiento.	81
5.4.2. Válvulas de flotador y de altitud.	82

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

5.4.3. Válvulas de admisión y expulsión de aire.	82
5.4.4. Válvulas de retención.	82
5.4.5. Válvulas de alivio de presión.	83
5.4.6. Registros.	83
5.4.7. Desagües.	83
5.4.8. Juntas.	83
6. Obras de Regularización.	85
6.1. Tipos de tanques.	86
6.1.1. Tanques superficiales.	86
6.1.1.1. Tanques superficiales de tierra y mampostería.	87
6.1.1.2. Tanques superficiales de concreto reforzado y preesforzado.	88
6.1.1.3. Tanques superficiales de acero.	89
6.1.2. Tanques elevados.	89
6.1.2.1. Tanques elevados de acero.	90
6.1.2.2. Tanques elevados de concreto.	92
6.2. Cálculo de la capacidad de regularización.	92
6.3. Fontanería de los tanques.	93
6.3.1. Fontanería en tanques de acero.	93
6.3.2. Fontanería en tanques de mampostería y concreto.	94
7. Redes de Distribución.	96
7.1. Requisitos generales.	97
7.2. Líneas de alimentación.	98
7.3. Redes primarias.	98
7.4. Redes secundarias.	99
7.5. Requerimientos contra incendio.	99
7.6. Cruceros de la red.	100
7.7. Tomas domiciliarias.	100
8. Cálculo del Sistema de Agua Potable para la Colonia "La Santa Cruz".	105
8.1. Cálculo de los datos de proyecto.	106
8.2. Captación Tanque "Rodilla del Diablo".	107
8.3. Cálculo de la Línea de Conducción.	108
8.4. Cálculo del Tanque de Regularización.	112
8.5. Cálculo de la Red de Distribución.	119
9. Anexo de planos.	123
Bibliografía	138

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

	<u>Página</u>
1.1 Croquis de localización.	12
1.2 Distribución de áreas.	14
2.1 Período de diseño.	19
2.2 Vida útil.	19
2.3 Clasificación de consumos del agua.	20
2.4 Consumos por clase socioeconómica.	20
2.5 Tipos de clima.	21
2.6 Coeficientes de variación.	22
3.1 Detalles de una mojonera.	26
3.2 Poligonal abierta por el método de deflexiones.	27
4.1 Recomendaciones para ademes superficiales.	51
4.2 Diámetros recomendados para cedazos.	51
4.3 Normas de calidad para el agua potable.	54
4.4 Concentración máxima de elementos químicos.	54
5.1 Clasificación de las bombas.	62
5.2 Tuberías recomendadas de acuerdo al diámetro.	66
5.3 Resistencia y propiedades físicas del PVC.	68
5.4 Dimensiones de la tubería hidráulica de PVC cementar.	69
5.5 Tiempo inicial de secado de cementos para PVC.	70
5.6 Tiempo de fraguado de cementos para PVC.	70
5.7 Número de uniones por litro de cemento.	71
5.8 Dimensiones de la tubería de PVC con campana y anillo de hule.	71
5.9 Peso aproximado de la tubería por longitud estándar (en kg).	71
5.10 Sistema de unión de la tubería de PVC con campana y anillo de hule.	72
5.11 Nomograma de la fórmula de Hazen-Williams para PVC.	72
5.12 Resistencia a la presión hidrostática interna NORMA NMX-C-12-94.	74
5.13 Nomograma de la fórmula de Manning para Fibrocemento.	75
5.14 Velocidades máximas permisibles en líneas de conducción.	78
5.15 Dimensiones de zanjas para la instalación de tuberías.	79
5.16 Relleno de zanjas.	80
5.17 Dimensiones de los atraques.	80
6.1 Tanques de mampostería recomendados en México.	87
6.2 Características de los tanques de concreto según la SEDESOL.	89
6.3 Características de los tanques elevados de acuerdo a la AWWA.	91
6.4 Dimensiones de los tanques elevados empleados en México.	92
6.5 Coeficientes de regularización en general.	93
6.6 Coeficientes de regularización para poblaciones pequeñas.	93
7.1 Simbología de las piezas especiales.	100
7.2 Toma domiciliaria tipo urbana.	102
7.3 Toma domiciliaria tipo suburbana.	102
7.4 Toma domiciliaria tipo rural.	103
7.5 Instalación de una toma domiciliaria.	103
8.1 Cálculo de los habitantes por tramo para la Red de Distribución.	120
8.2 Cálculo de la Red Primaria.	121

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

INTRODUCCIÓN



INTRODUCCIÓN

Desde tiempos remotos, el abastecimiento de agua potable ha sido una tarea que ha preocupado al hombre, sencillamente porque sin ella no puede desarrollarse la vida.



El agua constituye el 75% de nuestro cuerpo y cubre el 70% del planeta. El agua es imprescindible para la producción alimentaria, sostiene el equilibrio de los ecosistemas, y es fundamento para el desarrollo humano.

Actualmente el modelo económico y productivo que prevalece, ha llevado a un proceso cíclico de contaminación y de desperdicio, lo que a su vez ha obligado a realizar un alto en el camino.

El agua no es tan abundante como todos pensamos, ya que menos del 3% del agua que existe en la Tierra se encuentra disponible, mientras que el resto se encuentra en glaciares, en los polos y en el subsuelo.

Para los gobiernos, el tema de la escasez del agua se ha convertido en una prioridad, e incluso en punto importante en los acuerdos de paz entre diferentes países.

Quizá los factores que más han afectado a la demanda de agua, han sido el crecimiento desmedido de la población y la elevación en el nivel de vida, que conduce al desperdicio y al abuso en el consumo del vital líquido.

El problema que aquí nos ocupa, es el del abastecimiento de agua potable para una colonia, para satisfacer sus necesidades de orden doméstico. En la concepción de dicho sistema, se involucran gran parte de las ramas de la Ingeniería Civil: la topografía, la hidráulica, las estructuras, los costos, etc. Cada una de estas contribuye a decidir sobre la mejor solución tanto técnica como económica.

En cada uno de los capítulos que aquí se presentarán, se indicarán las normas y las especificaciones que han sido desarrolladas para poder proyectar un sistema confiable y que funcione óptimamente. Desde la ubicación de la fuente de abastecimiento más adecuada, pasando por la línea de conducción, el tanque que almacenará y regulará el agua, hasta llegar finalmente a la red de distribución que pondrá el agua a la disposición de los habitantes de la Colonia "La Santa Cruz". Todos los elementos del sistema son esenciales, y por lo tanto se les dará la misma importancia.

En la primera parte, se tratarán todos los aspectos teóricos que son necesarios para desarrollar un proyecto de este tipo, mientras que en el capítulo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

final, se presentan los cálculos referentes al sistema que abastecerá a la colonia antes mencionada.

Tanto éste como todos los proyectos destinados a proveer el servicio de agua potable, deben estar acompañados por medidas preventivas que procuren un uso racional y que vean por la conservación de este elemento, evitando así la sobreexplotación de los recursos hidráulicos superficiales y subterráneos que puede originar un impacto mayor en el ambiente.

Finalmente, no debe olvidarse que aún existen sectores de la población que están al margen de los beneficios de contar con agua potable. Esto debe ser atendido de inmediato, dejando a un lado los intereses económicos o políticos, y buscando únicamente mejorar la calidad de vida de los que menos tienen, es una obligación humana.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CAPÍTULO 1
Antecedentes Generales del Lugar



CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES GENERALES DEL LUGAR.

Para la elaboración de cualquier proyecto de abastecimiento de agua potable es necesario conocer las características generales más importantes del lugar que será beneficiado con la obra. Resulta provechoso que antes de realizar cualquier cálculo, se efectúe una visita al lugar para conocer aspectos cualitativos que nos serán de mucha utilidad para realizar un proyecto que se adapte realmente a las condiciones y necesidades prevalecientes.

El reconocimiento de la zona nos creará un panorama de posibles soluciones para el problema. Observaremos cuál es la topografía del lugar para poder aplicar el método de levantamiento de datos más adecuado para el caso. Reconoceremos las posibles fuentes de abastecimiento de agua para elegir la mejor de ellas. También es conveniente identificar el aspecto socioeconómico de la población, que nos definirá los requerimientos que tendrá que cubrir el sistema de abastecimiento.

A continuación se presentan las características generales de la colonia "La Santa Cruz" para la cual se realizará el proyecto de dotación de agua potable.

- **Ubicación de la población:**

El predio en el que ha sido trazada la Colonia "La Santa Cruz" se encuentra situado al noroeste de la Ciudad de Uruapan en el Estado de Michoacán. La colonia se encuentra delimitada al norte por la Huerta del Sr. Rafael Elvira Cerda, al este por la Colonia 2 de Mayo, al sur por la Huerta del Sr. Guillermo Hinzpeter y al oeste por la Huerta del Lic. Rubén Sandoval Valencia.

- **Topografía:**

La topografía de la colonia es muy irregular debido a la alta depositación de rocas ocurrida en la zona y que le dan tal configuración. Como características topográficas del lugar pueden apreciarse pendientes considerables en el perímetro del predio y una parte relativamente plana ubicada en el centro de la colonia. Estas condiciones serán de provecho, ya que al contar con desniveles importantes, se podrá distribuir el agua adecuadamente.

- **Clima:**

El clima es semicálido con una temperatura media anual de 20°C y precipitaciones considerables en gran parte del año.

- **Localización de abastecimientos de agua:**

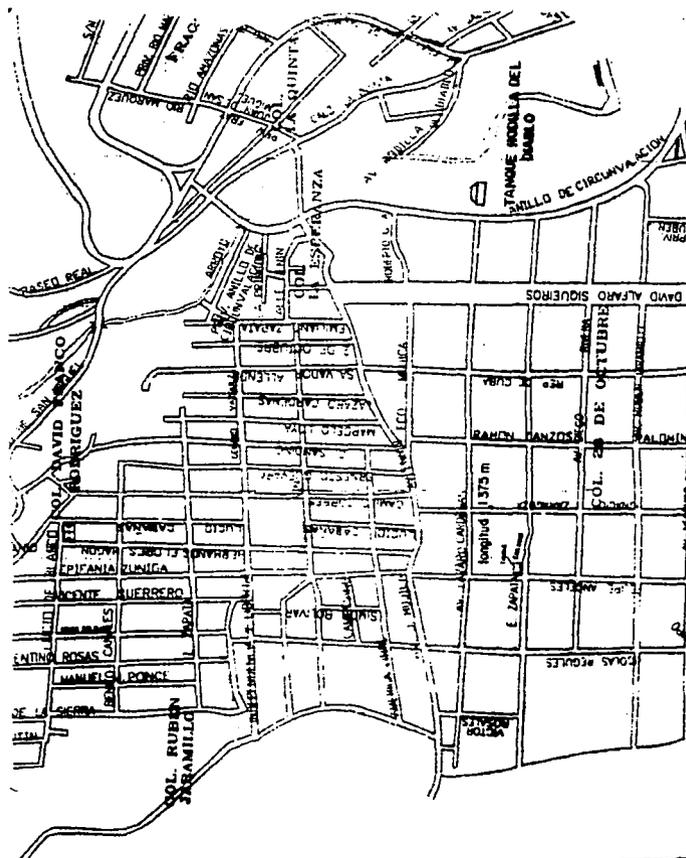
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Algunos de los posibles abastecimientos de agua y su distancia aproximada al lugar son: los manantiales del Parque Nacional a 2.0 Km. y el tanque de almacenamiento de la Colonia Ampliación Rubén Jaramillo a 300m.

• **Vías de comunicación al sitio:**

Se puede acceder al lugar por la entrada principal de la Colonia La Esperanza tomando posteriormente la Avenida Lenin hasta llegar a la calle Independencia-Libertad que conduce directamente a la colonia.

1.1 Croquis de localización.



Colonia
"La Santa Cruz"

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fuente: CAPASU, 2001.

- **Población (número de habitantes):**

La población de proyecto es de aproximadamente 3054 habitantes.

- **Estado actual de los sistemas:**

No se cuenta con el servicio de agua potable.

- **Necesidades de agua:**

Estas necesidades corresponden únicamente a las de uso doméstico, alimenticio y de aseo personal. Esta colonia requerirá de 250 litros por habitante por día, de acuerdo a la tabla 1.4 de consumos domésticos de la CNA.

- **Estratos sociales de la población:**

Esta colonia está proyectada primordialmente para un estrato socioeconómico medio.

- **Tipo de suelo:**

Debido a que el terreno era aprovechado anteriormente para la plantación de aguacate, se tiene una capa de materia vegetal que deberá removerse cuando se inicie la construcción de las casas. Posterior a esa capa se tiene en general un estrato rocoso de alta resistencia mecánica. Lo anterior será de gran utilidad para la cimentación del tanque de abastecimiento por la gran capacidad de carga que permitirá un ahorro en este aspecto pero por el contrario se significará como un problema para la excavación de las zanjas donde se alojará la tubería de la distribución.

- **Flora:**

En general se trata de pinos, árboles de aguacate y la flora doméstica.

- **Antecedentes históricos:**

Es una colonia en proceso de creación, contando hasta el momento con el proyecto de lotificación y vialidad autorizado por la Dirección de Desarrollo Urbano y Ecología Municipal. La colonia estará formada por 31 manzanas y un total de 509 lotes de 8 m. de frente por 20 m. de largo con la siguiente distribución de áreas:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.2 Distribución de áreas.

Concepto	%	Area (Has)
Área total	100.00	15-32-52.87
Área vendible	61.21	09-37-86.87
Área calles	21.16	03-24-32.00
Área banquetas	4.81	00-73-80.00
Área donación (municipal)	6.81	01-04-38.00
Área donación (estatal)	3.00	00-46-01.00
Área donación (área verde)	3.01	00-46-15.00

Fuente: Dirección de Desarrollo Urbano y Ecología, 1997.

• Vista de la Colonia:



Vista de la Colonia "La Santa Cruz"

Los datos presentados en este capítulo nos dan una perspectiva global de los problemas y recursos de la colonia en estudio. Estos aspectos serán tomados muy en cuenta en la proyección de los elementos que conformarán al sistema de abastecimiento, desde la elección del tipo más conveniente de captación del vital líquido hasta su adecuada distribución a cada uno de los hogares.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 2

Datos Básicos de Proyecto



CAPÍTULO 2

DATOS BÁSICOS DE PROYECTO

Para llevar a cabo el cálculo de cada uno de los elementos que conforman el sistema de abastecimiento de agua potable, será necesario definir algunos datos que deberán ser recabados con mucho cuidado. Si los datos manejados no se apegan a la realidad, los sistemas podrían sobredimensionarse lo que implicaría un alto costo para la población y cuya inversión nunca llegaría a ser recuperada o, por el contrario, pueden llegarse a tener sistemas deficientes y limitados que no podrían cumplir con los requerimientos y se verían saturados en muy poco tiempo.

Todos los datos obtenidos deberán ser analizados e interpretados con el criterio adecuado y del mismo modo deberán ser aplicados en los cálculos que se realicen, para que de esta forma se logre un sistema que funcione óptimamente.

En este capítulo se presentarán los datos básicos más importantes para el proyecto de obras destinadas al suministro del agua potable.

2.1. Población

2.1.1. Población actual.

Antes que nada, deberá identificarse el lugar del proyecto de acuerdo a la clase socioeconómica que lo habite, siendo ésta diferenciada en: popular, media o residencial. Si fuera el caso, deberán también identificarse las zonas dedicadas a la industria, al comercio o a servicios públicos.

El Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) puede proporcionarnos la información a cerca de la población del lugar en estudio a través de los últimos censos que se hayan realizado.

La información que se obtenga puede cotejarse con la de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) mediante el número de contratos de servicio doméstico y la cobertura en el servicio de la energía eléctrica.

2.1.2. Población de proyecto.

Este dato deberá precisarse con base al crecimiento histórico, las variaciones que se hayan presentado en la tasa de crecimiento, su característica migratoria y las perspectivas de desarrollo económico del lugar para poder proyectar anualmente lo más exacto posible la población en un horizonte futuro adecuado a la situación. (CNA, 1994: 1-2).

Para poder calcular la población de proyecto existen varios métodos de los cuales deberá emplearse el más apropiado al problema. Algunos de estos métodos son:

2.1.2.1. Método de proporción aritmética.

Este procedimiento se aplica generalmente en el caso de poblaciones antiguas en las que el número de habitantes no varía considerablemente de un período a otro.

La fórmula empleada es la siguiente:

$$P_f = P_a + I_a N$$

Donde:

P_f = Población futura

P_a = Población actual

I_a = Incremento anual

N = Número de años considerados

2.1.2.2. Método de proporción geométrica.

En este método se parte del supuesto de que la población crece en proporción geométrica basándose en la fórmula del interés compuesto:

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

Donde:

P_f = Población futura

P_a = Población actual

r = Razón de incremento

n = Periodo económico

La razón de crecimiento (r) se calcula de la siguiente forma:

$$r = \sqrt[n']{\frac{P_2}{P_1}} - 1$$

P_1 y P_2 = Población del primero y último censos respectivamente.

n' = Intervalo transcurrido entre P_1 y P_2 en tiempo.

2.1.2.3. Método de incrementos diferenciales.

Los datos obtenidos a través de los censos disponibles son comparados para poder establecer el porcentaje de incremento de la población y a partir de los incrementos determinados se calculará un incremento constante que será el promedio de todos para poderse aplicar en el cálculo de la población futura.

2.1.2.4. Método de incremento general de la población.

Es aplicado cuando no existen datos suficientes y confiables del lugar analizado. La población será calculada con base en el crecimiento de la región o del país, (en el caso de México el crecimiento promedio de la población es del 3% anual).

El promedio que se considere se aplicará a la población actual y se extrapolará hacia el año en el que se quiera conocer la población.

2.1.2.5. Método de la parábola de tercer grado.

La fórmula utilizada es la siguiente:

$$P_x = a + bx + cx^2 + dx^3$$

Donde:

a= Población del año base.

b, c y d= Se obtendrán de resolver un sistema lineal de tres ecuaciones planteadas en base a la fórmula arriba señalada, cada una de las cuales deberá estar igualada a la población verificada en el año que se considere.

x= Número de años comprendidos entre el año base y el año en el que se desea conocer la población.

Una vez obtenidos cada uno de los parámetros, se sustituyen en la ecuación de la parábola de tercer grado para conocer el número de habitantes en un determinado año.

2.1.2.6. Por el número de lotes del lugar.

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).

2.2. 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”. (CNA, 1994:1-3).

La definición del período de diseño está en función de las tasas de interés real, el cual es el costo del dinero menos la inflación, y también del estado financiero del organismo operador quien tendrá que pagar las obras que sean necesarias.

En la siguiente tabla se presentan los períodos de diseño recomendados según los criterios mencionados para cada uno de los elementos del sistema de agua potable:

2.1 Período de diseño.

Elemento	Período de diseño (años)
Pozo	5
Presa	hasta 50
Línea de conducción	de 5 a 20
Planta potabilizadora	5 a 10
Estación de bombeo	5 a 10
Tanque de regularización	5 a 20
Distribución primaria	5 a 20
Distribución secundaria	hasta saturación

Fuente: CNA, 1994.

2.3. 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).

Para determinar la vida útil de cada uno de los elementos del sistema deberán considerarse las características particulares de los mismos y los posibles riesgos que pueda tener el proyecto analizado.

En la siguiente tabla se presenta la vida útil de algunos de los elementos que conforman los sistemas de agua potable:

2.2 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

Fuente: CNA, 1994.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

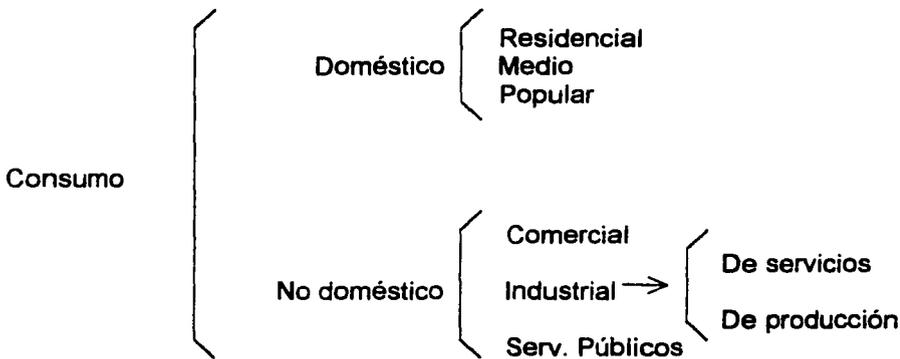
Cabe señalar que la vida útil del equipo electromecánico es variable ya que está en función directa de la calidad del agua, es decir, de su contenido de fierro y manganeso y a las condiciones propias de la operación.

2.4. Demanda.

2.4.1. Consumo.

Es la cantidad de agua requerida según el tipo de usuario para satisfacer sus necesidades particulares y vinculadas a su actividad. Debido a lo anterior, se hace necesario establecer una clasificación de los diferentes usos que puede tener el agua y la cual se muestra enseguida:

2.3 Clasificación de consumos del agua.



Fuente: CNA, 1994.

En el caso de tener registros como histogramas que consideren un período de al menos un año, éstos podrán emplearse para establecer el consumo de agua en el lugar del proyecto; de no ser así, podrá utilizarse la tabla de consumos domésticos per cápita emitida por la CNA, basada en el "Estudio de actualización de dotaciones en el país" llevado a cabo por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA):

2.4 Consumos por clase socioeconómica.

Clima	Consumo por clase socioeconómica (l/hab/día)		
	Residencial	Media	Popular
Cálido	400	230	185
Semicálido	300	205	130
Templado	250	195	100

Fuente: CNA, 1994.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Los valores indicados para el clima templado son válidos para los climas semifrío y frío. El tipo de clima se determinará a partir de la siguiente tabla que considera la temperatura media anual:

2.5 Tipos de clima.

Temperatura Media Anual (°C)	Tipo de Clima
Mayor que 22	Cálido
De 18 a 22	Semicálido
De 12 a 17.9	Templado
De 5 a 11.9	Semifrío
Menor que 5	Frío

Fuente: CNA, 1994.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

2.4.2. 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 expuesto anteriormente en el inciso 2.4.1., 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.

2.4.3. Demanda futura.

La demanda actual deberá proyectarse considerando los diversos factores que pueden afectarla. Debe tenerse presente, al 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 periodo 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 esos sectores, la demanda futura se calculará aplicando los consumos de cada sector por su proyección correspondiente.

Al determinarse la demanda futura se sumarán los consumos de los diferentes sectores y deberá incluirse el agua no contabilizada por errores de medición, por pérdidas o por catastro desactualizado, etc.

2.4.4. Demanda contra incendio.

Esta demanda implica un volumen adicional que sólo se justifica en ciudades grandes o medianas después de hacer un estudio apropiado que conduzca a la

necesidad de considerar una reserva para el caso de un problema de éste tipo. Definitivamente, en localidades pequeñas no se toma en cuenta este volumen secundario.

2.4.5. Dotación.

Este concepto está en función de las demandas vistas en los incisos 2.4.2. y 2.4.3, y en el se considerará el consumo total por habitante y por día incluyendo las pérdidas físicas.

2.5. Coeficientes de variación.

Los requerimientos de agua no son constantes, sino que oscilan de acuerdo al día y a la hora, por lo que es necesario fijar un gasto máximo diario y un gasto máximo horario en los que ya estén consideradas todas las variaciones posibles y así poder cumplir con un abastecimiento adecuado.

Para calcular los coeficientes de variación se realiza un estudio detallado de la demanda del lugar. Si esto no es posible, se pueden utilizar los coeficientes de variación determinados por el IMTA donde se tomaron en cuenta las variaciones por hora y por día de acuerdo el clima y al tipo de usuario, arrojando entonces los siguientes valores promedio:

2.6 Coeficientes de variación.

Concepto	Símbolo	Valor
Coefficiente de variación diaria	CVd	1.40
Coefficiente de variación horaria	CVh	1.55

Fuente: CNA, 1994.

2.6. Gastos de diseño.

2.6.1. Gasto medio diario.

Es la cantidad de agua demandada en un día de consumo promedio. Este gasto se calcula de la siguiente forma:

$$Q_{md} = \frac{P \cdot D}{86,400}$$

Donde:

Q_{md} = Gasto medio diario, en l/seg

P = Número de habitantes.

D = Dotación, en l/hab/día

86,400 = segundos/día.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

2.6.2. Gasto máximo diario.

Es el volumen de agua que provee la fuente de abastecimiento y con el cual deberá calcularse la captación, el equipo de bombeo, la línea de conducción y el tanque de regularización. Este gasto se determina con la siguiente fórmula:

$$Q_{MD} = CV_d \cdot Q_{md}$$

Donde:

Q_{MD} = Gasto máximo diario, en l/seg.
 CV_d = Coeficiente de variación diaria.
 Q_{md} = Gasto medio diario, en l/seg.

2.6.3. Gasto máximo horario.

Es la cantidad de agua requerida al combinarse el día de máximo consumo con la hora de máximo consumo, y con el cual se dimensionará la red de distribución. Este gasto se obtendrá con la siguiente fórmula:

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

Donde:

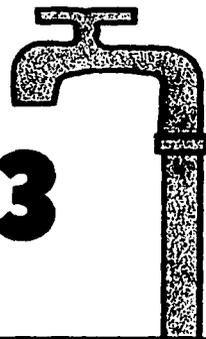
Q_{MH} = Gasto máximo horario, en l/seg.
 CV_h = Coeficiente de variación horaria.
 Q_{MD} = Gasto máximo diario, en l/seg.

(CNA, 1994: 1-10, 1-11, 1-12, 1-13, 1-14, 1-15, 1-16).

Cada uno de los datos expuestos en el presente capítulo son fundamentales en la concepción de todo sistema de abastecimiento de agua potable. En los siguientes capítulos se estudiarán datos adicionales propios de cada elemento del sistema, pero continuamente se hará referencia a los datos básicos de proyecto mencionados aquí.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 3
Estudios Topográficos



CAPÍTULO 3

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

En este capítulo trataremos lo referente a los trabajos topográficos que serán necesarios para poder proyectar el sistema de abastecimiento de agua potable, lo que nos permitirá conseguir un funcionamiento óptimo para las condiciones específicas del lugar donde se llevará a cabo la obra.

De los estudios que se mencionarán aquí, se tendrán que determinar cuales de ellos deberán llevarse a cabo, dependiendo de los datos con que se cuente, del tipo de localidad y de sus condiciones topográficas.

Con los datos topográficos obtenidos podremos conocer el desnivel entre la captación y la obra de regularización y con esto determinaremos las dimensiones del bombeo, estableceremos el mejor trazo para la línea de conducción y las diferentes elevaciones del lugar para determinar la red de distribución más apropiada para la zona, entre otros parámetros que servirán de base para los cálculos que se tendrán que realizar.

3.1. Levantamiento de datos.

3.1.1. Trazo de apoyo.

Después de haber analizado la información cartográfica disponible con la que se pudiera plantear una propuesta del trazo de la línea de conducción, será necesario realizar una comprobación de dicho trazo haciendo una visita de campo que permita visualizar las características del suelo, los obstáculos que se deberán librar y la situación de la tenencia de la tierra en la zona para de esta forma realizar las modificaciones correspondientes.

Se procurará que el trazo del eje de los conductos se ubique por calles, líneas de transmisión de energía eléctrica y ferrocarriles, límites de predios y respetando los derechos de vía de las carreteras.

3.1.2. Brecheo.

Cuando las condiciones del terreno no permitan un desarrollo adecuado del trazo del conducto, se tendrá que efectuar la labor de brecheo con un ancho apropiado que puede variar entre 1.5 y 2m.

Para poder clasificar la vegetación de la zona se podrán utilizar los siguientes parámetros:

- Monte ligero: Arbustos, pastizales y vegetación con características semejantes.
- Monte mediano: Árboles frutales, platanales y árboles entre 3 y 8m de altura.

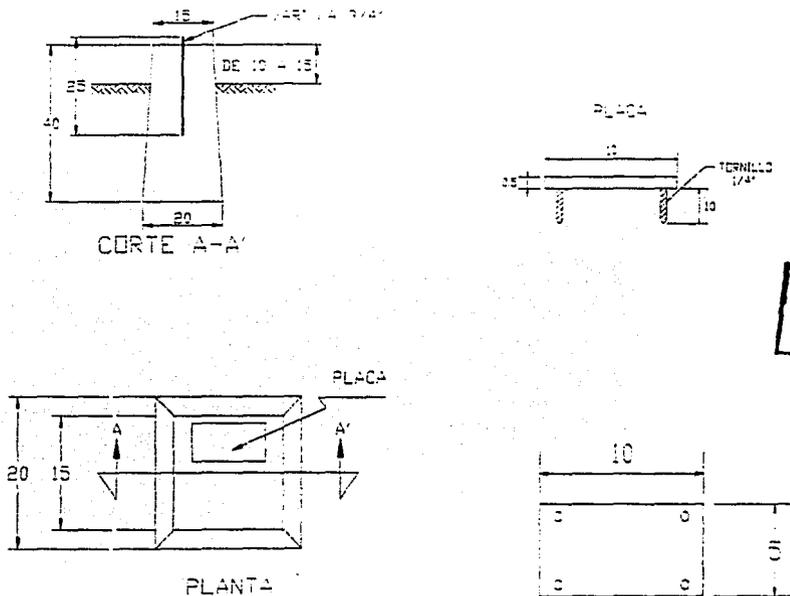
- Monte pesado: Bosque cerrado de coníferas, cocotales y todos los árboles de gran altura. (CNA, 1994: 2-3, 2-4).

3.1.3. Monumentación.

La monumentación en el trazo de apoyo en aquellos puntos importantes como los P.I. y los P.S.T., debe hacerse con mojoneras de concreto precoladas con las dimensiones mostradas en la figura 3.1. (CNA, 1994: 2-6).

Estos puntos importantes del trazo de apoyo se deberán referenciar con dos mojoneras de las características presentadas o también pueden emplearse para este fin estructuras como bases de torres de transmisión, estribos de puentes, entre otros. En caso de emplear las mojoneras, estas deben situarse en lugares seguros e identificables mediante ángulos y distancias. Los ángulos de la línea de referencia con respecto al trazo serán mayores a 30° y las distancias comprendidas entre el trazo y cada una de las referencias debe ser de al menos 20m.

3.1 Detalles de una mojonera.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

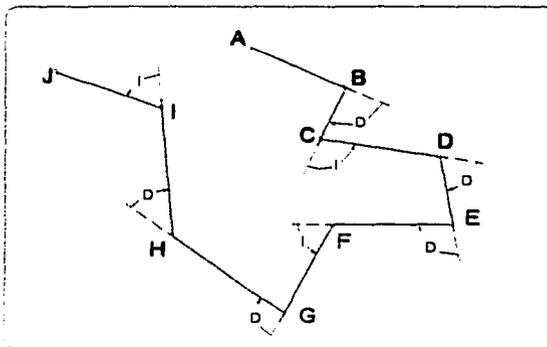
Fuente: CNA, 1994.

ACOTACIONES EN CM

3.1.4. Poligonales abiertas.

Este tipo de poligonal tendrá aplicación directa en el trazo de la línea de conducción, para el cual se recomienda emplear el método de levantamiento por deflexiones. Este método consiste en medir el ángulo de deflexión en cada vértice. La deflexión, será entonces el ángulo que forma en un vértice la prolongación del lado anterior con el lado siguiente. Estableciendo el sentido en que se va a recorrer el polígono habrá deflexiones derechas e izquierdas como se muestra a continuación:

3.2 Poligonal abierta por el método de deflexiones.



Fuente: Elaboración propia.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Sobre el trazo de la línea de conducción se colocarán trompos a cada 20m que servirán de apoyo para poder realizar posteriormente la nivelación del perfil. En caso de que no sea posible realizar la medición en tramos de 20m, se puede emplear el procedimiento de cinta cortada que consiste en medir tramos parciales horizontales hasta cumplir los 20m.

Todos los P.I. y P.S.T. deberán referenciarse adecuadamente para poder replantear el trazo cuando sea necesario.

Deberán levantarse todos los sitios relevantes por donde pase el trazo, como pueden ser los cruces con ríos, líneas de alta tensión, puentes, caminos, construcciones, linderos de propiedades privadas, tuberías de agua potable, alcantarillado, ductos telefónicos, etc.

Si el trazo llegara a cruzar por alguna población se tendrán que definir los paramentos de las construcciones y calles que incidan en el propio trazo e identificar las obras subterráneas existentes o que se encuentren en proceso de construcción y que pudieran obstaculizar al proyecto (CNA, 1994: 2-7).

En este tipo de trabajos donde únicamente se trazan líneas y sin cierre de polígonos, la forma de comprobar los trabajos será mediante azimutes, es decir, por observaciones de azimut en distancias determinadas.

3.1.5. Poligonales cerradas.

Este tipo de poligonales se empleará generalmente en el levantamiento del eje de las calles del lugar y que pueden complementarse por medio de poligonales de relleno o secundarias para de esta forma situar todos los cruceros.

El levantamiento de las poligonales de apoyo implica los detalles de los cruceros de calles mediante radiaciones con ángulo y distancia e incluir los cruces con caminos, vías de ferrocarril, ríos, etc. (CNA, 1994: 2-8).

Los polígonos de apoyo se trazan por el centro de las calles y en caso de que esto no sea posible se corren por las banquetas.

Para levantar una zona urbana con varias manzanas, se llevan polígonos de apoyo en todas las calles que deben estar ligados entre sí y todos ellos deberán cerrar lineal y angularmente.

Es conveniente que la fijación de detalles se realice de la siguiente manera:

- En los cruceros por medio de radiaciones.
- A lo largo de las calles, por normales.

(MONTES DE OCA, 1996: 48,49).

En general, en el levantamiento de poligonales cerradas se pueden emplear diferentes métodos pero el más adecuado es el siguiente:

Ángulos interiores: Medición de todos los ángulos interiores del polígono en cuestión. Este método permite la comprobación de los ángulos mediante repeticiones.

3.1.6. Especificaciones.

Cierre angular: Para un polígono cerrado: $\Sigma \text{ángs.intrs.} = 180^\circ(n-2)$.

Cierre lineal: Para que un polígono cierre linealmente, "la suma algebraica de las proyecciones de sus lados sobre 2 ejes rectangulares, sea nula, independientemente en cada eje" (MONTES DE OCA, 1996: 56,57).

La tolerancia aceptada para cierre angular se puede obtener con la siguiente fórmula:

$$TA = a\sqrt{n}$$

donde:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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.

En cuanto al cierre lineal, la tolerancia aceptada es la siguiente:

$$TL = 0.0002 P$$

donde:

TL = Tolerancia lineal en metros.

P = Desarrollo de la poligonal en metros.

3.2. Nivelación.

La nivelación es la parte de la topografía que se encarga de determinar mediante diferentes procedimientos las alturas de diferentes puntos respecto de otros medida sobre la vertical que pasa por estos puntos.

La nivelación puede hacerse por medios directos e indirectos.

La nivelación directa o nivelación topográfica se realiza utilizando un aparato especial llamado nivel que nos da inmediatamente la diferencia de alturas apreciadas por el observador.

La nivelación indirecta utiliza métodos que nos proporcionan la diferencia de alturas por medio de operaciones y observaciones especiales y cálculos adecuados a la observación que se realice.

En trabajos de Ingeniería como el que estamos planteando deben emplearse las nivelaciones directas y en ningún caso se emplearán los métodos indirectos debido a la precisión que necesitamos (**BRAMBILA, 1975: 281**).

3.2.1. Bancos de nivel.

Es recomendable que los bancos de nivel manejados queden perfectamente localizados e identificados, lo cual se puede conseguir realizando un registro que contenga los siguientes puntos:

- Número del banco
- Elevación
- Ubicación con respecto a la línea de trazo (kilometraje)
- Distancia al eje del trazo
- Lado en que se ubica (derecho o izquierdo)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Tipo de banco establecido (monumento u objeto físico, indicando sus características)

Además de lo anterior, se pueden anexar fotografías o videograbación de los bancos de nivel para tener una mejor identificación.

Los bancos de nivel empleados deben ser fijos como pueden ser árboles o rocas en los que se tendrá que anotar en un lugar visible el número de banco correspondiente.

Todos los bancos de nivel deberán quedar fuera de la zona de trabajo para evitar que sean removidos posteriormente.

3.2.2. Monumentación.

La monumentación de los bancos de nivel empleados en estos trabajos, deben cumplir con las dimensiones geométricas que se señalaron en el inciso 3.1.3., y estos deberán colocarse por lo menos a cada 1000m del trazo de la línea, marcando su respectiva elevación en la placa que se coloca en las mojoneras.

3.2.3. Nivelación diferencial.

La nivelación diferencial tiene la finalidad de obtener el desnivel existente entre dos o más puntos y cuya aplicación puede ser la siguiente:

- Correr la nivelación de un banco de nivel conocido a otro que se encuentre en el área de estudio.
- Ligar bancos de nivel dentro de la zona de estudio.
- Comprobar nivelaciones.
- Nivelar los vértices de una poligonal.
- Configuración de alguna área en estudio.

(CNA, 1994: 2-10).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La nivelación diferencial puede realizarse tanto en distancias cortas como en distancias largas. En el caso de las distancias cortas, o sea, cuando hay un lugar determinado a partir del cual se pueden apreciar los estadales que se ubican en los puntos en estudio, y si la distancia comprendida entre el aparato y los estadales no es mayor que la necesaria para obtener una buena aproximación, el desnivel buscado se obtiene simplemente por la diferencia de las lecturas realizadas en cada uno de los puntos en cuestión. En lo referente a distancias en que las condiciones para obtener la precisión antes mencionada no sean las apropiadas, con puntos muy distantes y con diferentes obstáculos en el trayecto, la nivelación diferencial se realiza repitiendo el proceso indicado para distancias cortas utilizando puntos de liga que nos permitan llegar hasta el punto deseado.

Para realizar este trabajo de nivelación deben tomarse ciertas precauciones. Una de ellas es que los puntos de liga sean puntos fijos e invariables por lo menos

hasta que el aparato se cambie de posición y se realice la lectura positiva del mismo; estos puntos también deben escogerse si se encuentran sobresaliendo del terreno como en el caso de los bancos de nivel. Cuando no se encuentran en el trazo este tipo de puntos, los PL deberán fijarse con estacas, clavos, o pijas metálicas, para evitar cualquier tipo de problemas.

Para evitar errores causados por la desviación de la línea de colimación o por curvatura o refracción deberá procurarse que la distancia entre el aparato y el PL sea la misma tanto en la lectura positiva como en la negativa.

Las nivelaciones efectuadas deberán ser comprobadas debido a la importancia de sus resultados mediante otra nivelación que puede efectuarse mediante alguno de los siguientes sistemas:

- Nivelación de ida y de regreso: Esta puede llevarse a cabo por los mismos puntos o por otro camino que generalmente es lo más apropiado.
- Nivelación por doble punto de liga: Se realiza el mismo procedimiento que en el caso anterior pero con la diferencia de que las dos nivelaciones se hacen al mismo tiempo.
- Nivelación por doble altura de aparato: Mediante este procedimiento se llevan las nivelaciones de forma totalmente independiente a diferencia del procedimiento anterior ya que se van comprobando las diferencias de lecturas entre PLs consecutivos.

Independientemente del método que se siga para realizar la comprobación y ya que se obtienen dos o más valores del desnivel total, el valor más probable será el que se obtenga de calcular la media de los valores arrojados por el método y el error de la nivelación será la diferencia que tenga ésta con el valor más probable. (MONTES DE OCA, 1996: 107,108).

3.2.4. Nivelación de perfil.

A través de esta nivelación se busca apreciar claramente todos los accidentes topográficos por donde atraviesa la línea del trazo. La nivelación de perfil deberá indicar con precisión las elevaciones sobre el nivel del mar de todos los PI, los PST y los trompos que se ubican a cada 20m en la línea de trazo y todos los puntos en los que se presente una diferencia de pendientes apreciable para conseguir de esta manera un perfil lo más apegado a la realidad (CNA, 1994: 2-10).

El procedimiento seguido para efectuar la nivelación de perfil es en esencia el mismo que se realiza para la nivelación diferencial y deben tomarse en cuenta las consideraciones y precauciones. La diferencia que se encuentra en estas dos nivelaciones estriba en el hecho de que en cada posición del aparato, entre dos puntos de liga, en la nivelación de perfil se toman lecturas en los puntos del trazo establecidos comprendidos en ese tramo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En estos puntos intermedios del trazo entre PLs, el estado se coloca en el terreno debido a que es éste el dato que se ocupa y las lecturas hechas en los mismos no requieren de la aproximación de las lecturas realizadas en los bancos o PLs ya que estos son muy importantes al ser puntos de control de la nivelación.

Cabe señalar que los puntos de partida y llegada de la nivelación diferencial son bancos que permitirán controlar y comprobar la nivelación.

En el caso de que no se tengan cotas establecidas para los bancos, se podrán suponer éstas de tal forma que no generen cotas negativas para los puntos intermedios del perfil.

Para comprobar los resultados de la nivelación de perfil se lleva una nivelación diferencial del BN2 (final) al BN1 (inicial) para llegar a la cota de partida ya conocida y generalmente obtendremos una diferencia que deberá ser confrontada con las tolerancias establecidas para el caso.

Una vez conocidas las cotas de los puntos del terreno y sus distancias respectivas se procede a realizar el perfil del trazo (**MONTES DE OCA, 1996: 109,111**).

3.2.5. Tolerancias y especificaciones para la nivelación.

La tolerancia en la nivelación realizada tanto en poligonales abiertas como cerradas, se puede obtener mediante la siguiente fórmula:

$$T = 0.01 \cdot \bar{k}$$

en donde:

T= tolerancia en metros.

K= desarrollo de la nivelación en kilómetros.

(CNA, 1994: 2-9).

<p>TESIS CON FALLA DE ORIGEN</p>

La precisión en los trabajos de nivelación estará en función de diversos factores pero de entre ellos se distingue el aparato empleado, el cuidado y experiencia del nivelador y el refinamiento con el que se lleven a cabo.

Otro factor importante es la temperatura que puede llegar a afectar a los estadoles y también los rayos del sol que inciden sobre el aparato por lo que es conveniente protegerlo.

Los errores generados en estos trabajos están en función directa de la distancia comprendida y del número de cambios del aparato, por esto puede señalarse que se tendrán mayores errores en un terreno accidentado que en un

terreno plano debido a que en el primero se requiere de un mayor número de cambios de aparato y además en el segundo las visuales atrás y adelante pueden hacerse más fácilmente.

También deberá procurarse que el trabajo lo realicen las mismas personas y en el mismo día con el menor número o ninguna interrupciones para obtener la mecanización de las funciones tanto del observador como de los estadaleros que redundará en una mayor precisión y velocidad.

Es por todo lo anterior que las tolerancias para nivelaciones que señalan en diversos textos varían de uno a otro ya que algunos de ellos consideran errores accidentales y otros a parte de esto toman en cuenta todos los factores implícitos en el trabajo.

Para elegir la tolerancia que se tomará, las nivelaciones se clasifican de la siguiente forma:

- Nivelación burda: Cuando se trata de reconocimientos rápidos o levantamientos preliminares.
- Nivelación ordinaria: Apropiada para trabajos de localización y para la mayoría de los trabajos comunes de Ingeniería.
- Nivelación precisa: Indicada para el caso de bancos de nivel importantes en ciudades o bancos principales utilizados para levantamientos extensos.

(MONTES DE OCA, 1996: 112,113,114).

En nuestro caso, la tolerancia que tomaremos en cuenta para la aprobación de los trabajos de nivelación que llevemos a cabo, será la que nos marca la Comisión Nacional del Agua, la cual fue señalada en este mismo inciso.

3.2.6. Nivelación de secciones transversales.

Esta nivelación se aplica para obtener la configuración del terreno de la zona en estudio. Después de haber nivelado los trompos a cada 20m con el nivel fijo, se procede a realizar el levantamiento de las secciones transversales mediante nivel de mano, estatal y cinta.

La franja de terreno que se levantará comprende generalmente los 50m, es decir, 25m a cada lado de la línea de trazo tomando en cuenta que estas dimensiones podrán variar de acuerdo a las necesidades específicas del proyecto.

Las secciones transversales se tomarán perpendiculares a la línea del trazo y en el caso de los PI, las secciones tendrán la dirección de la bisectriz del ángulo comprendido entre las dos tangentes. Estas secciones se apoyarán en las cotas del perfil de la línea que se obtuvieron previamente y que fueron determinadas a cada 20m con el nivel fijo.

Mediante el seccionamiento realizado en el trazo de apoyo y con la nivelación del perfil de la línea se realizará la configuración de la franja cubriendo el área requerida con curvas de nivel equidistantes a cada metro e inclusive menos dependiendo de los accidentes topográficos de la franja **(CNA, 1994: 2-11)**.

El objeto del trabajo de las secciones transversales consiste en averiguar a que distancia de la línea del trazo nivelada pasan las curvas de nivel que se utilizarán para hacer la configuración **(BRAMBILA, 1975: 341)**.

Las secciones transversales pueden realizarse mediante el uso del nivel fijo en el caso de que el ancho de la zona por configurar sea muy grande pero con terreno plano con pendientes suaves para evitar los cambios constantes del aparato que producen pérdida de tiempo. En general el procedimiento es el mismo que se toma para las nivelaciones de perfil.

Debido a que casi siempre se trata de terrenos muy accidentados, el trabajo de las secciones transversales es más apropiado realizarlo utilizando el nivel de mano ya que así en este caso el mismo observador se convierte en el aparato y de esta forma podrá trasladarse más rápidamente.

En los perfiles de las secciones transversales, se localizan a ambos lados de la línea, los puntos de cota cerrada y la distancia entre cada uno de ellos que nos servirán para obtener las curvas de nivel.

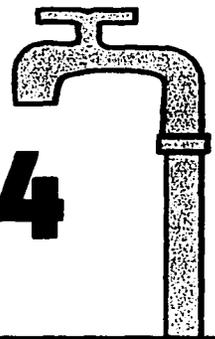
La dirección en la que se haga el avance, la cual debe ser normal al lado del polígono puede estimarse con los brazos abiertos en dirección de la línea y al cerrarse estos señalarán la normal y además se procurará ubicar alguna referencia que nos permita seguir alineados en nuestros desplazamientos.

En el caso de que la sección no sea perpendicular a la línea del trazo, el ángulo se medirá con brújula **(MONTES DE OCA, 1996: 129)**.

Los trabajos topográficos mencionados en este capítulo y sus especificaciones respectivas serán de vital importancia en la consecución de nuestro proyecto ya que nos brindarán datos muy importantes para el cálculo del sistema de agua potable y para tomar las decisiones más adecuadas que permitan obtener los mejores resultados.

CAPÍTULO 4

Obras de Captación



CAPÍTULO 4

OBRAS DE CAPTACIÓN

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

Es sin duda, la captación, uno de los elementos más importantes del sistema en general, porque de ella dependerá la continuidad en el suministro del agua. Por esto, la determinación de la fuente de abastecimiento deberá ser resultado de los estudios apropiados que garanticen la cobertura de las necesidades inmediatas y futuras del lugar en el que se implementará el sistema.

A través del presente capítulo, presentaremos los aspectos más importantes de las obras de captación, incluyendo sus diferentes tipos, así como las condiciones en cuanto a composición que deberá tener el agua para considerarla adecuada para consumo humano.

4.1 Tipos de captación.

4.1.1. Captación de aguas atmosféricas.

La lluvia es raramente empleada como fuente de abastecimiento de agua potable. Se recurre a esta fuente cuando el lugar carece de corrientes o en el caso de que las aguas subterráneas contengan en su composición, partículas no aptas para consumo humano, como se presenta en el caso de las aguas salobres.

El acopio de agua de lluvia se da en granjas y en establecimientos rurales situados en regiones semiáridas. En cuanto a las casas habitación, el aprovechamiento del agua atmosférica se efectúa canalizando el agua que escurre de los tejados a través de canales y ductos de bajada a cisternas de almacenamiento que pueden estar colocados en el piso o estar hechos en el suelo, de esta forma la recepción recurrente del agua es convertida a través del almacenamiento en una fuente de suministro continuo. Para servicio municipal, deberán instalarse colectores en el suelo naturalmente impermeable o en su caso impermeabilizado con algún recubrimiento, cementado, pavimentación o algún otro medio de la misma naturaleza.

El rendimiento bruto de las aguas pluviales está en función directa del régimen pluviométrico de la región y del área receptora con que se cuente, pero también hay que considerar que parte del agua que se precipita es llevada por el viento hacia fuera de los tejados, alguna llega a evaporarse o puede perderse parte de ella al humedecer los conductos o llenando depresiones y canales inclinados de forma inapropiada. Además de lo anterior, deberá tomarse en cuenta el desperdicio de la primera corriente de agua que generalmente contiene polvo, desechos de pájaros y algunas otras sustancias indeseables.

De acuerdo a esto, la pérdida total de agua pluvial puede llegar a ser alta.

Para poder realizar la selección del agua de lluvia podrá hacerse uso de compuertas desviadoras o deflectoras implementadas en el ducto de bajada, evitando así el ingreso de agua no deseada en el sistema. Además, es conveniente colocar un filtro de arena a la entrada de la cisterna para limpiar el agua y al mismo tiempo para prevenir el crecimiento de organismos ofensivos en la cisterna que puedan alterar el sabor y el olor del agua y algunas otras alteraciones de su apariencia.

El almacenamiento logrado por las cisternas estará en función de la distribución de las lluvias en los diferentes periodos y de la duración de los periodos secos, pero puede considerarse como una aproximación un valor comprendido entre un tercio y la mitad del consumo presentado en un año. Resulta conveniente entonces, realizar un estudio adecuado de las tormentas pluviales y de las variaciones de la precipitación durante las estaciones para poder decidir las medidas de captación y almacenamiento más convenientes que permitan el mejor aprovechamiento del agua de lluvia (FAIR, Et al, 1994: 32,33).

4.1.2. Captación de aguas superficiales.

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.

Se pueden distinguir dos tipos de consumo referente 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).

Es importante señalar que en la construcción de las obras de captación deben emplearse materiales resistentes al intemperismo y principalmente a la acción del agua.

Debe procurarse que la corriente tenga escurrimiento perenne para que se justifiquen en realidad las obras de captación que se señalarán en este capítulo como es el caso de las tomas directas y las torres de toma.

Los componentes esenciales de una obra de captación se indican a continuación:

- Dispositivos de toma (orificios, tubos).

- Dispositivos de control de excedencias (vertedores).
- Dispositivos de limpia (rejillas, cámaras de decantación).
- Dispositivos de control (compuertas, válvulas de seccionamiento).
- Dispositivos de aforo (tubo pitot, diferencial de presión con transmisión, parshall, vertedores).

4.1.2.1. Captación directa.

La obra de captación para corrientes superficiales puede variar desde simples tubos sumergidos cuando se desea abastecer comunidades rurales, hasta grandes torres de toma en el caso del abastecimiento de localidades urbanas medianas y grandes.

Para su localización, deberán tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

- Para evitar las fuentes de contaminación, es recomendable que la obra de toma se ubique aguas arriba de la localidad por abastecer.
- Para asegurar un adecuado funcionamiento de la obra de captación, deberá procurarse que ésta se encuentre en un tramo recto de la corriente y que la toma se coloque por debajo del nivel de aguas mínimas de la misma.
- Cuando se tiene el caso de corrientes afectadas por las mareas, es conveniente que se realice un estudio en el que se presente el análisis de la calidad del agua en las diferentes estaciones del año para poder determinar el lugar en el que la toma no capte el agua salada que llega a grandes distancias aguas arriba del río.
- Deberán tomarse en cuenta las características litológicas del cauce y la velocidad de la corriente tanto en estiaje como en lluvias, verificando lo referente a la socavación de la corriente en la época de avenidas. El fondo del cauce debe ser suficientemente estable.
- Resulta inadecuado colocar la toma contra la dirección de la corriente porque esto provocará que se obture con mayor facilidad.

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

- Las tomas directas son convenientes en el caso de localidades que requieran menos de 10 l/s cuando se aprovechen el agua de arroyos y ríos cuyo escurrimiento sea permanente.

- La elección del tipo de toma dependerá principalmente del tirante de agua correspondiente al escurrimiento mínimo de la corriente tratando de que en todos los casos, la tubería perforada se coloque por debajo del nivel de aguas mínimas y que el fondo del cauce sea lo suficientemente estable.
- El cálculo hidráulico se basa en los gastos correspondientes a las necesidades del proyecto y de la población actual, debiéndose obtener al menos el gasto máximo diario inmediato.
- Se deberá contar también con un plano topográfico en el que se muestre la sección transversal del cauce en el punto en el que se ubicará la toma, indicando en el mismo los niveles de aguas mínimas y máximas, además de las velocidades medias correspondientes.

En cuanto a las torres de toma, éstas consisten en una torre de concreto o de mampostería que es situada en una de las márgenes de la corriente sobresaliendo del nivel de aguas máximas, provistas de 2 o más entradas para el agua cada una de ellas con sus correspondientes compuertas y rejillas.

Para poder proteger a la torre de la socavación se deberá enterrarse por debajo del nivel máximo de socavación colocando como una medida adicional un enrocamiento de tamaño adecuado el cual estará 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 obtendrá a partir de considerar una velocidad comprendida entre los 0.45 y los 0.60m/s.
- El tramo que se elija para situar a la torre de toma deberá registrar una velocidad menor de 1.5 m/s para evitar la erosión en las márgenes del río.
- La distancia vertical comprendida entre ejes de bocatomas deberá ser de 2m. El hecho de que las torres de toma puedan captar agua de diferentes niveles de la corriente, asegura que siempre se empleará el agua más superficial la cual tiene el menor contenido de sólidos en suspensión generando un ahorro importante en la operación de la planta potabilizadora.
- Las torres de toma son recomendables para captar gastos superiores a 50 l/s.
- La tubería de toma puede unirse a una planta de bombeo y ésta posteriormente a la planta potabilizadora o a la línea de conducción dependiendo del proyecto en particular, o puede darse el caso de que la torre de toma funcione también como planta de bombeo (CNA, 1994: 5-3, 5-4, 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 en 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 60cm máximo bajo el nivel mínimo del agua (CÉSAR y VÁZQUEZ, 1993: 8).

4.1.2.2. Presas de derivación.

Para el diseño de una presa de derivación es necesario conocer su localización, la cual se determinará a partir de un análisis técnico-económico de una serie de alternativas, tomando en cuenta tanto los requerimientos de altura como la longitud de la línea de conducción.

Este tipo de captación tendrá un buen funcionamiento a través de tres partes primordiales: la cortina, la obra de toma y la estructura de limpia.

Es mediante la cortina que se represa el agua logrando la elevación requerida para derivar el gasto hacia la obra de toma; el resto del caudal que llega a la presa vierte sobre la cortina parcial o totalmente en su longitud.

Para cada alternativa analizada se deberá determinar la altura de la cortina considerando la topografía y características del terreno del cauce, para decidir sobre el tipo de cimentación más adecuado, el nivel requerido para el funcionamiento de la toma y sus dimensiones y también verificar los terrenos que puedan inundarse y sus respectivas indemnizaciones.

La elevación de la cresta vertedora estará en función de la carga hidráulica que requiera la obra de toma y también de la elevación del conducto de toma.

El gasto de diseño del vertedor será el de la avenida máxima de proyecto obtenido a partir del estudio hidrológico realizado.

Después de establecer la altura de la cresta vertedora y calculado el gasto de diseño, se procede a determinar la longitud de cortina más conveniente calculando su carga correspondiente, definiendo el bordo libre de la cortina y la combinación cortina-vertedor más económica.

El orificio de captación de la obra de toma se localiza dentro del canal desarenador donde se permite el paso del agua a una caja de sección de al menos 0.70m x 0.70m.

La conexión entre la obra de toma y la línea de conducción generalmente se controla por medio de una compuerta tipo Miller o también mediante una compuerta deslizante estándar.

En lo referente a la conducción, ésta podrá ser un conducto cerrado o un canal dependiendo de la ubicación de la planta potabilizadora.

Dentro del cálculo hidráulico de la obra de toma se dimensiona el orificio de entrada de la misma, cuya longitud podrá ser de igual al espesor del muro. Resulta conveniente que el orificio trabaje ahogado para lograr así un mejor funcionamiento hidráulico.

La fórmula que se emplea para el dimensionamiento del orificio es la siguiente:

$$A = \frac{Q_{MD}}{C \cdot 2gh}$$

donde:

A= Área hidráulica del orificio, en m²

Q_{MD}= Gasto máximo diario, en m³/s

C= Coeficiente de descarga=0.80

g= Aceleración de la gravedad= 9.81 m/s²

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

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

La estructura de limpia, que generalmente se trata de un desarenador, tiene como finalidad de realizar una limpieza periódica para evitar que los azolves formados por arena, grava y cantos rodados alteren el funcionamiento de la presa.

El canal desarenador está formado por dos paredes verticales paralelas, de las cuales una divide al desarenador de la cortina y la otra en la ladera, donde está localizada la obra de toma y la línea de conducción.

Para poder realizar la limpieza de los azolves acumulados en la obra de toma se abre la compuerta del desarenador generando el escurrimiento para poder desalojar los materiales acumulados, con la velocidad suficiente para producir el arrastre de los mismos.

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 4m/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.

En lo referente al ancho del canal, se tomarán en cuenta las dimensiones de las 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: 5-7, 5-9,5-11,5-12).

4.1.2.3. Presas de almacenamiento.

La finalidad de este tipo de captación de aguas superficiales es la de almacenar agua aportada por una determinada corriente. Una presa de almacenamiento se construye en el cauce de un río y sus partes más importantes son: la cortina, la toma y el vertedor de demasías.

Para proyectar una presa de este tipo es necesario conocer la demanda de agua de la comunidad, (en función del gasto máximo diario), y la cantidad de agua disponible cuya magnitud se calcula a partir de un estudio hidrológico.

Debido a la magnitud de una obra de este tipo y toda la serie de aspectos que influyen en su construcción, en este trabajo resulta conveniente señalar únicamente la información que se requiere para su diseño hidráulico, la cual presentamos a continuación:

- 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 la obra de toma.

(CNA, 1994: 5-7, 5-9,5-11,5-12,5-13).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.1.3. Captación de aguas subterráneas.

Este tipo de fuentes de abastecimiento generalmente aportan 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 y 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 confinado como si se desplazara a través de un tubo que penetrara bajo la línea piezométrica.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

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 del suelo 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 artesisana 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 al, 1994: 40).

Las aguas subterráneas pueden clasificarse en agua freática y agua confinada.

Un acuífero de agua freática no tiene presión hidrostática, donde el manto superior del acuífero se llama capa freática mientras su perfil es semejante al del terreno cuando el agua fluye a través de materiales granulares, y cuando se trata de rocas fracturadas el nivel freático es una superficie horizontal. Por otra parte, el agua confinada es aquella que esta situada entre dos capas de materiales impermeables con una presión mayor que la atmosférica.

En lo relativo a la función de almacenamiento se distinguen dos propiedades importantes que son la porosidad y el rendimiento específico. La porosidad nos indica la cantidad de agua del subsuelo que puede llegar a ser almacenada en una formación saturada. Por su parte, el rendimiento específico se refiere a la cantidad de agua que puede captarse de una formación acuífera siendo esto el volumen de agua liberado de un volumen unitario de material del acuífero existente cuando puede darse el escurrimiento libre por gravedad.

La capacidad de conducción de un manto acuífero es conocida como permeabilidad o conductividad hidráulica, la cual es proporcional a la diferencia de presión y a la velocidad del flujo entre dos puntos con condiciones de escurrimiento

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

laminar y puede expresarse mediante la ley de Darcy cuya relación se muestra enseguida:

$$v = KS$$

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

donde:

v= velocidad del flujo del agua, en m/día.

K= Coeficiente de permeabilidad.

S= Gradiente hidráulico.

h_1 = Presión en la sección de entrada en m.c.a.

h_2 = Presión en la sección de salida del conducto en m.c.a.

L= Longitud total de recorrido, en metros.

(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, las cuales describiremos a continuación.

4.1.3.1. 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 al, 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.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

En la construcción de las obras destinadas al aprovechamiento del agua de los manantiales se deberán tomar las provisiones necesarias para lograr su debida protección. Se tendrá que evitar cualquier tipo de contaminación y que los

afloramientos se obturen, lo que se puede lograr mediante la construcción de una caja que tiene la finalidad de aislar la 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.

En el diseño de la obra de captación para manantiales podrá considerarse el gasto máximo diario de proyecto en los casos en los que se asegure dicho gasto para la mayor parte del año sobretodo en el estiaje ya que de otra forma se estaría haciendo un gasto innecesario. Esta medida se tomará en cuenta principalmente en el caso de aguas freáticas cuyos gastos son muy variables y se incrementan con la época de lluvias y caen lógicamente en el estiaje, no así en las aguas artesianas cuyo régimen hidráulico es mucho más homogéneo.

Parte importante para el diseño hidráulico de la caja de captación es el estudio topográfico donde se deberá incluir la localización del área de captación tanto en planta como en perfil y el área de los afloramientos. Además se deberá estudiar si inmediata a los afloramientos se presenta una corriente o primeramente se forma una laguna para de allí generarse el escurrimiento; también se medirá el tirante en la zona de los afloramientos en los meses de máxima aportación. Con esta información y con los aspectos particulares del proyecto se podrá determinar la dimensión de la caja, así como la localización del tubo de desagüe, la toma y el vertedor de demasías.

Se deberá construir una caja adicional a la de captación y adosada a la misma con la finalidad de proteger a las dos válvulas de seccionamiento que se utilizarán, de las cuales una estará destinada para el desagüe y otra para la línea de conducción. El diámetro de ésta última será el que se dará a la toma.

La elevación de la plantilla de la toma deberá ubicarse por encima de la del tubo de desagüe, de tal forma que cumpla con la carga hidráulica requerida; dicha carga tiene un valor mínimo 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 lo referente al 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 excavar 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 10m de los afloramientos, a través de las cuales se interceptan y canalizan los escurrimientos superficiales (**CÉSAR y VÁZQUEZ, 1993: 10**).

4.1.3.2. 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**).

Las galerías filtrantes generalmente se construyen en el estiaje, y en su proyecto se deben considerar las características de socavación de la corriente cuando se presentan avenidas importantes; por lo anterior resulta inadecuado la conducción de una galería transversal a la corriente además de que su costo es mayor.

La ubicación y profundidad del conducto de la galería será la adecuada para que la infiltración se presente en forma natural, lo que dependerá de las características topográficas y las características de los materiales del cauce en el tramo escogido; la profundidad será la que permita que el agua haga un recorrido de 3 a 15m a través de la capa filtrante para lograr que se clarifique y se elimine cualquier tipo de contaminación bacteriana.

Para la construcción de las galerías filtrantes, anteriormente eran muy empleados los tubos de concreto simple y armado, colocados en zanjas que eran rellenas con material seleccionado para tener la granulometría adecuada para un filtro. Es a partir de 1970 que se dejaron de utilizar las tuberías de concreto, ya que se vio la ventaja que tenían las tuberías de acero o de PVC ranuradas tipo cedazo cuya área hidráulica era mucho mayor.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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 para conocer la importancia de los afloramientos, y de mantenimiento como son las acciones de desazolve.

Cuando se requiera construir una galería a más de 8m 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 la localización, la profundidad y las características de una galería filtrante formada por tuberías es necesario efectuar pruebas de campo para asegurar su funcionamiento óptimo. Primeramente se localiza un tramo recto de la corriente, donde se perciba la existencia superficial de materiales granulares, y después se procede a realizar perforaciones con una profundidad de 6 a 12m con un espaciamiento de 5 a 10m entre ellas y buscando cubrir el eje probable de la galería para conocer las características del material del sitio y obtener además el corte litológico de la sección que se está estudiando.

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

TESTES CON
FALTA DE ORIGEN

concha o de tubería de PVC también ranurada de 4.78 a 6.35mm teniendo como dato el gasto máximo diario de proyecto y 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 del corte litológico 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 la granulometría del material filtrante que se colocará.

Existen otro tipo de galerías que son las de colector vertical que han sido utilizadas en varios países donde se han conseguido muy buenos resultados. En nuestro país se tiene poca experiencia con respecto a este tipo de galerías filtrantes.

Para el cálculo hidráulico, una vez realizado el estudio de 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 metros.

La fórmula presentada arriba fue desarrollada por técnicos de la extinta SEDUE y por ser de carácter experimental es conveniente su verificación a través de la observación que se realice en las obras cuyo diseño hidráulico se base en la misma para de esta forma establecer su validez (CNA, 1994: 5-18,5-20,5-21,5-22,5-25).

4.1.3.3. Pozos.

Los pozos se clasifican en someros y profundos.

Los pozos someros permiten el aprovechamiento del agua freática y/o subálvea. El diámetro recomendado para este tipo de pozos de 1.50m y en caso de que fuera de sección rectangular su lado mayor deberá tener la longitud antes indicada.

Cuando se utiliza el procedimiento de construcción conocido como pozo indio para dejar pasar el agua a través de las paredes se dejan perforaciones de 25mm a 50mm de diámetro a una distancia centro a centro de entre 15 y 25cm cuando no se cuente con estudios granulométricos. En el caso en el que 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.

Por otro lado, los pozos profundos son 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 30m. 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 infiltración lateral sino que esta 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 al menos 3m debajo de la superficie del área del pozo y de su protección 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:

- Facilitar la perforación del pozo evitando cualquier clase de hundimientos y la caída de material en el agujero de perforación.
- Evitar al máximo el lavado y la erosión que ocurre 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 el retiro de otro tipo de ademes.
- Facilitar la colocación de sellos sanitarios.
- Funcionar como depósito para el empaque de grava.

Para el diseño de los ademes se tienen las siguientes recomendaciones:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.1 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 naturalmente desarrollados	Pozos empaquetados				Cédulas ASA N.	Máx. prof. en m.
200 a 250	465	250	Hasta 6	150+	20	130
250 a 305	510	300	3 a 10	200++	20	130
305 a 365	560	365	6 a 30	250++	20	70
405 a 465	610	410	20 a 95	305++	20	40
405 a 465	660	460	30 a 125	405++	20	20
465 a 510	710	460	95 a 190	405++	20	20
510 a 560	760	560	125 a 315	510++	20	35
610 a 660	860	665	190 a 315	610++	20	20
660 a 710	910	765	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:

- Estabilizar las paredes de la perforación.
- Mantener la arena fuera del pozo.
- Facilitar la entrada de agua al interior del pozo.

A continuación se presentan los diámetros mínimos recomendados para cedazos:

4.2 Diámetros recomendados para cedazos.

Gasto 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, 1993.

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**).

4.2. 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.

4.2.1. 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 el sulfhídrico que produce malos olores, acidez y corrosión.

4.2.2. Análisis del agua.

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

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

- **Análisis físico:** Mediante este análisis se podrán determinar las siguientes propiedades:

Olor: Es producido por sustancias orgánicas o 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 con 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 período 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.

- **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 Plankton:

- **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 ser apta para consumo humano son las siguientes:

4.3 Normas de calidad para el agua potable.

Concepto	Valor Tolerable	Valor excesivo
Materias sólidas totales	500mg/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	menos de 6.5 o más 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.

Mientras que por otro lado se deberá cumplir con una concentración máxima tolerable de los siguientes elementos:

4.4 Concentración máxima de elementos químicos.

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

Fuente: JUÁREZ, 1976.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.2.3. Cloración.

El cloro se aplica al agua con el fin de desinfectarla, es decir, para matar 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 pueden ser detenidos en los filtros (JUÁREZ, 1976: 29-34).

- Demanda de cloro: Se define 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 en las siguientes formas:

- 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 residual combinado disponible 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 dar al agua. Este método tiene diversas ventajas ya que mejora la coagulación, reduce los gustos y los 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 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 probablemente es 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 a la entrada del agua a la planta de tratamiento (STEEL y Mc GHEE, 1981: 297-299).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En este capítulo se han presentado los tipos de captación de los que se pueden hacer uso para poder aprovechar en forma óptima el agua, de las diferentes fuentes de abastecimiento, que posteriormente será tomada para ser conducida hacia el lugar donde será consumida. Hemos señalado los aspectos constructivos más importantes que deberán de tomarse en cuenta para ejecutar dichas obras. Finalmente, se muestran en este capítulo las características que deberá tener el agua que tenga la finalidad de satisfacer las distintas necesidades humanas.

El aprovechamiento realizado a través de la obra de captación será la base para diseñar los demás elementos del sistema, los cuales describiremos en capítulos posteriores.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 5

Línea de Conducción



CAPÍTULO 5

LÍNEA DE CONDUCCIÓN

En este capítulo trataremos los aspectos más importantes a considerar en el diseño de esta parte del sistema. Abordaremos los tipos de conducción de agua potable y sus respectivas solicitaciones de diseño; presentaremos las características de los materiales que son empleados en los conductos a presión, así como su manejo y los cuidados que deberán tenerse para que puedan funcionar adecuadamente el mayor tiempo posible.

Posteriormente analizaremos los diferentes accesorios que son empleados en las líneas de conducción, tanto para su control, como para su mantenimiento y protección.

5.1. Tipos de conducciones.

5.1.1. Conducciones por gravedad.

En el proyecto de una línea de conducción de agua potable por gravedad, debe procurarse que el trazo de la misma sea tal, que tanto los costos de construcción como las presiones resultantes sean las más favorables.

Generalmente, la tubería empleada es colocada en zanjas, por lo que deberá procurarse que la tubería siga, en lo posible, el perfil del terreno y evitar al máximo la excavación en roca.

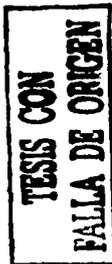
Es importante que se tome en cuenta la línea de gradiente hidráulico, ya que entre más cercano se encuentre de la tubería, menores serán las presiones y por lo tanto significaría un ahorro en el costo de la tubería.

En los casos en los que las presiones son muy altas, se pueden eliminar rompiendo el gradiente hidráulico con la instalación de almacenamientos auxiliares como los embalses o las cajas rompedoras de presión.

Cuando la topografía es accidentada, es conveniente colocar válvulas de admisión y expulsión de aire en los puntos más altos de la línea, y si la topografía es más o menos plana, estas válvulas se colocarán en puntos situados a 1.5 km. de distancia como máximo y en los puntos más altos de la línea.

Si existen tramos con pendientes fuertes, ascendentes o descendentes, se deberá revisar la necesidad de colocar las válvulas de admisión y expulsión de aire en puntos intermedios de la línea.

Por otra parte, las válvulas de desfogue se colocan regularmente en los puntos más bajos de la línea de conducción, con la finalidad de vaciarla en caso de roturas durante su operación o para el lavado de la línea durante su construcción.



En conducciones por gravedad en conductos a presión, generalmente el único dispositivo de protección de la línea son las cajas rompedoras de presión, por lo tanto, resulta conveniente, cuando se trata de conducciones largas, utilizar estas estructuras para mejorar en forma sustancial el funcionamiento hidráulico de la línea de conducción.

El escurrimiento del agua en tuberías a presión, se encuentra definido por la siguiente expresión:

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

donde:

h = Carga hidráulica disponible o requerida, en m

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

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²

h_f = Pérdida de carga por fricción en la tubería, en m

h_s = Suma de pérdidas secundarias, en m

En lo referente al cálculo hidráulico de la línea, el caso más frecuente consiste en determinar el diámetro, el tipo y las clases de tuberías considerando lo siguiente:

- La carga disponible, que es igual a la diferencia de niveles entre la superficie del agua en la obra de toma y en el tanque de regularización (dato topográfico).
- La longitud de la línea (dato topográfico).
- El gasto por conducir (gasto máximo diario o el que se considere conveniente tomar de la fuente de abastecimiento).

En el cálculo hidráulico comúnmente se emplea la fórmula de Darcy-Weisbach, cuya expresión es la siguiente:

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

donde:

h_f = pérdida de energía por fricción, en m

f = coeficiente de fricción (adimensional)

L = longitud de la tubería, en m

D = diámetro interno de la tubería, en m

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

V= velocidad media del flujo, en m/s
 g= aceleración de la gravedad, en m/s²

por su parte, el coeficiente de fricción "f", se calcula con alguna de las siguientes expresiones, según corresponda:

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

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

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

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

donde:

V= velocidad media del agua, en m/s

D= diámetro interno de la tubería

γ = viscosidad cinemática del agua = 1.145×10^{-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:

$$\phi = 1.5 \cdot \sqrt[3]{Q} \text{ si } Q > 10 \text{ LPS}$$

$$\phi = 1.2 \cdot \sqrt[3]{Q} \text{ si } Q < 10 \text{ LPS}$$

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

En este tipo de obras comúnmente se utiliza la carga disponible para vencer las pérdidas de carga por fricción, ya que las pérdidas secundarias tienen valores relativamente bajos en función de la pérdida total, sin embargo, cuando el trazo de la línea presenta demasiados cambios de dirección es conveniente considerar las pérdidas secundarias.

5.1.2. Conducciones por bombeo.

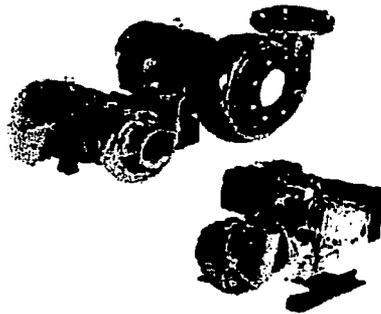
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

El bombeo del agua regularmente se realiza de un pozo o cárcamo hasta a un tanque regularizador. 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, cuando 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).

5.1.2.1. Equipo de bombeo.



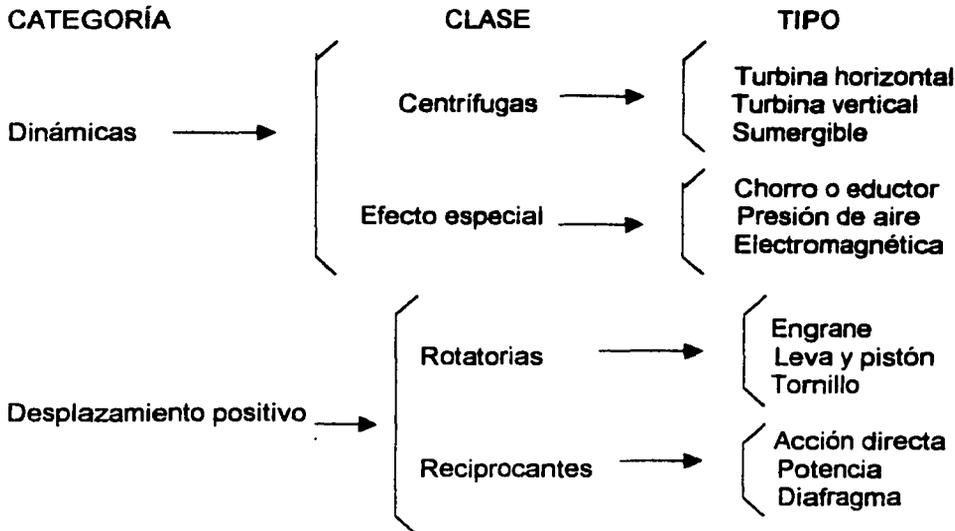
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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, centrífugas, 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 maquinables e infinidad de aleaciones, lo que les permite el manejo de fluidos a muy altas temperaturas.

De acuerdo con el Instituto Hidráulico, con sede en los Estados Unidos, existen dos grandes categorías de bombas: las bombas dinámicas y las bombas de desplazamiento positivo, cuyas clases y tipos se muestran a continuación:

5.1 Clasificación de las bombas.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

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 y 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.

Estos son, en términos generales, los tipos y clasificación de las bombas y los fenómenos que deberán tenerse presentes en las etapas de proyecto, y que determinan la duración efectiva del equipo son los siguientes:

5.1.2.1.1. 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 al 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 sea posible las siguientes condiciones:

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

5.1.2.1.2. 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:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- El cerrado de una válvula repentinamente.
- El abrir repentinamente una válvula.
- Operación arrítmica al abrir o cerrar una válvula.
- Al parar una bomba.
- Movimiento 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.
- Empleo de tubos capaces de resistir la presión máxima prevista, generalmente dos veces la presión de operación.
- Instalación de válvulas de retención (Check) y de 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).

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

- Gasto de diseño:

El cálculo de la línea de conducción se realiza en base al gasto máximo diario del proyecto.

Cabe señalar que cuando el tiempo de bombeo es menor de 24 hrs., el gasto que se empleará en el cálculo de la línea de conducción es:

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

donde:

Q_d = Gasto de diseño, en lps.

Q_{md} = Gasto máximo diario, en lps.

t_b = tiempo de bombeo, en hr/día.

- Presión por golpe de ariete:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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 fluido y a la magnitud de la onda, o sea:

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

donde:

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

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

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + (k/E)(d/e)}}$$

en donde:

a= velocidad de la onda (m/s)

g= aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²

k= módulo de compresión del agua = 2.06x10⁴ kg/cm²

d/e= diámetro interior/espesor mínimo de pared.

E= módulo de elasticidad del material de la tubería.

(AMITUP,1977: 17).

Existen otras expresiones para determinar el Golpe de Ariete, y se presentan a continuación:

Si $\frac{aT}{2} > L$, onda corta (Michaud). ; $H_g = \frac{2LV}{gT}$ (Hg= golpe de ariete)

Si $\frac{aT}{2} < L$, onda larga (Allievi). ; $H_g = \frac{aV}{g}$ (Hg= golpe de ariete)

donde:

$$T = 1 + \frac{kLV}{gH_m}$$

T= tiempo de cierre

L= longitud del conducto

V=velocidad

k= 2 si L < 500m

k= 1.5 si 500 < L < 1500

$k = 1.0$ si $L > 1500$
 L = longitud de la línea
 g = aceleración de la gravedad
 H_m = carga dinámica total.

5.2. 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 incluso bambú y diversas combinaciones de materiales.

En la actualidad los tipos de tuberías mayormente empleados son los siguientes: 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 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:

5.2 Tuberías recomendadas de acuerdo al diámetro.

Diámetro (mm)	Tipo de tubería recomendada
Hasta 76	Hierro 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.

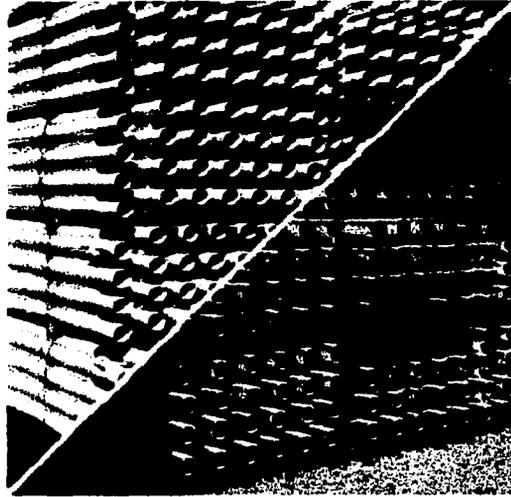
(CÉSAR Y VÁZQUEZ, 1993: 61,62).

A continuación se presentan los aspectos más importantes a considerar en las tuberías de mayor uso en la actualidad:

5.2.1. Tubería de PVC (Policloruro de Vinilo).

La tubería hidráulica de PVC, de gran aceptación en el presente, inicia su historia en México en 1964 con la instalación de las primeras líneas.

La tubería de PVC fue desarrollada en Alemania alrededor de 1930, y en México se ha manejado en diversos campos y con distintos tipos de unión, contribuyendo a solucionar muchos problemas en la conducción de fluidos.



5.2.1.1. Características del PVC.

Ventajas económicas y técnicas:

- Gran resistencia a la corrosión.
- Alta resistencia química.
- Alta resistencia al envejecimiento.
- Bajo coeficiente de elasticidad.
- Bajo coeficiente de rozamiento.
- Bajo peso.
- Facilidad de instalación.
- Gran resistencia al Golpe de Ariete.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Limitaciones:

- A temperaturas inferiores a 0°C la resistencia al impacto se reduce.
- Para conducción de fluidos a presión y a temperaturas mayores de 25°C, debe aplicarse un factor para reducir la presión máxima de trabajo o aumentar el espesor mínimo de pared del tubo.
- La tubería de PVC tipo I grado I no debe quedar expuesta a los rayos solares por períodos prolongados, ya que éstos pueden afectar ciertas propiedades mecánicas del tubo.

Resistencia Química:

- La tubería de PVC es muy resistente al ataque químico de suelos agresivos, de aguas conducidas y de ácidos, álcalis y soluciones salinas.

- Al PVC no lo afecta el agua y absorbe solamente el 0.1 al 0.4% de su peso después de una inmersión de 48 hrs.
- Se ha mostrado que el ataque de algas, hongos, bacterias, etc., carece de importancia en cuanto al PVC dado que en él no hay material nutriente.

5.3 Resistencia y propiedades físicas del PVC.

Característica	Valor
Densidad	1.4 g/cm ³
Resistencia mínima al impacto	3.55 cm/kg/cm de ranura
Resistencia mínima a la tensión	492 kg/cm ²
Temperatura mínima de deflexión	70°C
Módulo de elasticidad	28100 kg/cm ²
Flamabilidad	Autoextinguible
Dilatación térmica lineal	8x10%

Fuente: AMITUP, 1977.

- Las tuberías de PVC están diseñadas para trabajar dentro de su límite elástico, al igual que las tuberías de acero y en general de todas aquellas fabricadas con materiales clasificados como visco-elásticos.
- Los materiales plásticos como el PVC se pueden comportar plástica o elásticamente en función de la temperatura, esfuerzo y tiempo.

Presiones de trabajo y relación de dimensiones:

- Las tuberías de PVC para conducción de agua están calculadas para un esfuerzo permisible de diseño de 140 kg/cm², valor empleado en Estados Unidos y en otros países para asegurar que la tubería trabaje siempre dentro de su rango elástico.
- Los espesores de pared de los tubos de PVC están calculados mediante la siguiente expresión (Norma ISO-R-161):

$$S = \frac{P(D - e)}{2e}$$

en donde:

- S= esfuerzo de diseño= 140 kg/cm²
- P= presión máxima de trabajo (Kg/cm²)
- D= Diámetro exterior (cm)
- e= Espesor mínimo de pared (cm).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

- Por otro lado, la relación de dimensiones "RD" se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$RD = \frac{D}{e}$$

en donde:

D= diámetro exterior (cm)
e= espesor de pared mínimo (cm)

- Combinando las dos ecuaciones anteriores se tiene lo siguiente:

$$S = \frac{(RD - 1)P}{2}$$

(AMITUP,1977: 4,5,6,7,8,11,).

5.2.1.2. Resistencia, dimensiones y uniones de los tubos de PVC.

- Resistencias de la tubería de PVC:

RD-13.5 (22.4 kg/cm²)
RD-21 (14 kg/cm²)
RD-26 (11.1 kg/cm²)
RD-32.5 (8.6 kg/cm²)
RD-41 (7.1 kg/cm²)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

5.4 Dimensiones de la tubería hidráulica de PVC cementar.

DIAMETRO NOMINAL	DIAMETRO EXTERIOR		C-40 e mm	C-80 e mm	RD-13.5 e mm	RD-21 e mm	RD-26 e mm	RD-32.5 e mm
	pulg	mm						
½"	0.840	21.3	2.8	3.7	1.6	-	-	-
¾"	1.050	26.7	2.9	3.9	2.0	1.5	-	-
1"	1.315	33.4	3.4	4.6	2.5	1.6	1.5	-
1¼"	1.680	42.2	3.6	4.9	3.1	6.6	1.6	1.5
1½"	1.900	48.3	3.7	5.0	3.6	8.6	1.9	1.5
2"	2.375	60.3	4.0	5.5	4.5	13.4	2.3	1.9
2½"	2.875	73.0	5.2	7.0	5.4	19.6	2.8	2.2
3"	3.500	88.9	5.5	7.6	6.6	29.3	3.4	2.7
4"	4.500	114.3	6.0	8.8	8.5	48.0	4.4	3.5
6"	6.625	168.3	7.1	11.0	-	-	6.5	5.2
8"	8.625	219.0	8.2	12.7	-	-	-	6.7
10"	10.750	273.0	9.3	15.0	-	-	-	-
12"	12.750	323.9	10.3	17.5	-	-	-	-

•La tubería C-40 y en RD se surte con un extremo abocinado y en color blanco.
•La tubería C-80 se surte con extremos lisos y en color gris.

Fuente: www.emmsa.com.mx, 2001.

La unión de la tubería hidráulica cementar se efectúa por medio de cementos solventes de gran fuerza, para lo que existen diversos fabricantes:



5.5 Tiempo inicial de secado de cementos para PVC.

RANGO DE TEMPERATURA	1/2" A 1 1/4"	1 1/2" A 2"	2 1/2" A 3"	10" A 14"	16"+
16°C - 38°C	2 min.	3 min.	30 min.	2 hrs.	4 hrs.
4°C - 16°C	5 min.	3 min.	2 hrs.	3 hrs.	16 hrs.
-15°C - 4°C	10 min.	15 min.	2 hrs.	24 hrs.	48 hrs.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fuente: www.emmsa.com.mx, 2001.

5.6 Tiempo de fraguado de cementos para PVC.

HUMEDAD RELATIVA 80% O MENOR **	TIEMPOS DE FRAGUADO PARA DIAMETROS							
	1/2" A 1 1/4"		1 1/2" A 2"		2" A 3"		10" A 14"	16"+
Rango de temperatura durante el ensamble y periodo de curado	Hasta 11 kg/cm ²	de 11 kg/cm ² hasta 26 kg/cm ²	Hasta 11 kg/cm ²	de 11 kg/cm ² hasta 26 kg/cm ²	Hasta 11 kg/cm ²	de 11 kg/cm ² hasta 26 kg/cm ²	Hasta 7 kg/cm ²	Hasta 7 kg/cm ²
16°C - 38°C	15 min.	6 hrs.	25 min.	12 hrs.	1 1/2 hrs.	24 hrs.	24 hrs.	72 hrs.
4°C - 16°C	20 min.	12 hrs.	30 min.	24 hrs.	4 hrs.	48 hrs.	96 hrs.	6 hrs.
-15°C - 4°C	30 min.	48 hrs.	45 min.	96 hrs.	72 hrs.	8 días	8 días	16 días

Fuente: www.emmsa.com.mx, 2001.

5.7 Número de uniones por litro de cemento.

Diámetro	½"	¾"	1"	1¼"	1½"	2"	2½"	3"	4"	6"	8"	10"	12"	14"	18"
No. de uniones	300	200	125	105	90	60	50	40	30	10	4	2-3	1-2	¾	½

Fuente: www.emmsa.com.mx, 2001.

- La tubería hidráulica de PVC con campana y anillo de hule se encuentra con las siguientes dimensiones:

5.8 Dimensiones de la tubería de PVC con campana y anillo de hule.

DIÁMETRO NOMINAL	1½"	2"	2½"	3"	4"	6"	8"	10"	12"
Diámetro Exterior	48.2	60.3	73.0	88.9	114.3	168.3	219.1	273.1	323.9
Esesores de Pared Mínimos									
RD-41	1.3	1.5	1.8	2.2	2.8	4.1	5.3	6.7	7.9
RD-32.5	1.5	1.8	2.2	2.7	3.5	5.1	6.7	8.4	10.0
RD-26	1.9	2.3	2.8	3.4	4.4	6.5	8.4	10.5	12.4
RD-21	2.3	2.9	3.5	4.2	5.4	8.0	10.4	13.0	15.4

Fuente: www.emmsa.com.mx, 2001.

5.9 Peso aproximado de la tubería por longitud estándar (en kg).

RD-41	1.80	2.72	3.86	5.42	9.05	20.12	34.10	53.18	74.87
RD-32.5	2.14	3.23	4.73	7.05	11.59	24.41	42.72	66.81	94.22
RD-26	2.55	3.95	5.82	8.68	14.32	31.27	53.18	82.90	117.13
RD-21	3.09	4.86	7.18	10.63	17.59	38.41	65.32	101.82	143.82

La longitud estándar es de 20 pies (6.10 mts.) Las dimensiones de los diámetros externos están bajo el sistema IPS. (Sistema de Tubería de Hierro) .

Fuente: www.emmsa.com.mx, 2001.

El sistema de unión de la tubería hidráulica de PVC se muestra a en la siguiente figura:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.10 Sistema de unión de la tubería con campana y anillo de hule.

DISEÑO DE LA UNIÓN

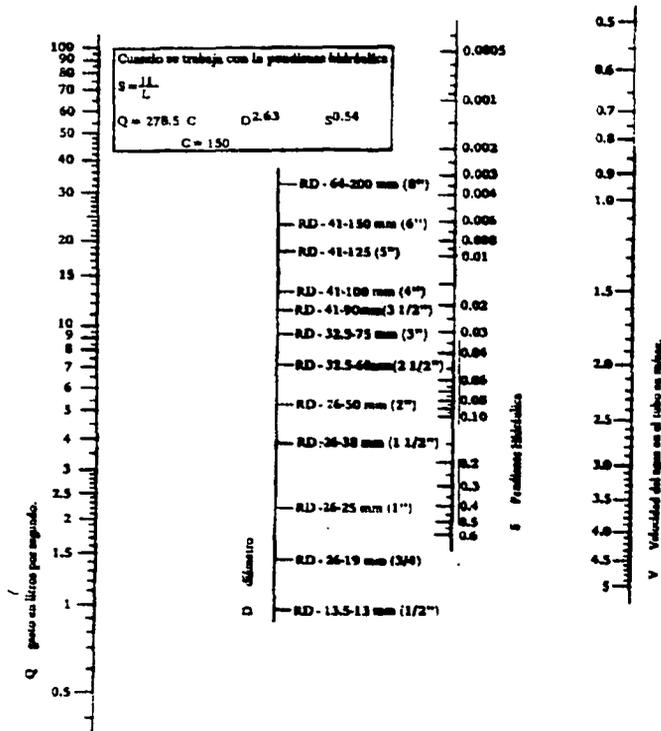


Fuente: www.emmsa.com.mx, 2001.

5.2.1.3. Ayudas de diseño para tuberías de PVC.

$n = 0.009$ (De la fórmula de Manning)
 $C = 150$ (De la fórmula de Hazen-Williams)
 $E = 29,300 \text{ kg/cm}^2$

5.11 Nomograma de la Fórmula de Hazen-Williams para PVC.



Fuente: AMITUP, 1977.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

5.2.2. Tubería de Fibrocemento (Asbesto-Cemento).

En el año de 1913, se desarrolló el primer tubo de fibrocemento en Europa por ingenieros y científicos que buscaban un sistema de redes de alta presión como protección para incendios, que fuera confiable y que resistiera los efectos corrosivos del agua de mar.

Este tipo de tubos tiene muchas ventajas, ya que la fibra mineral agregada a cemento Portland de alta calidad le da la resistencia estructural para un tubo durable.

Como únicos componentes de los tubos de fibrocemento se tiene el cemento Pórtland, las fibras minerales y agua.

5.2.2.1. Características del Fibrocemento.

- **Durabilidad:** La durabilidad a largo plazo de una tubería para agua adecuadamente diseñada e instalada depende principalmente de su autoprotección contra el suelo que la rodea y de la agresividad del agua que deberá conducir. En contacto con terrenos o agua de un pH igual o mayor a 6.5 o aguas de una dureza superior a 100 ppm, la duración de las tuberías es indefinida por ser sus componentes inorgánicos y no metálicos. Se tienen en la República Mexicana tuberías de fibrocemento de más de 50 años de operación en perfectas condiciones.
- **Beneficios de operación:** Un flujo máximo y una pérdida de carga mínima son claves para una operación económica. La superficie interior lisa con una baja resistencia a la fricción permite el uso de menores diámetros para un mismo gasto, un mayor gasto o menores costos de bombeo a igualdad de diámetros. El tubo conserva su integridad original, los factores de seguridad elegidos y su capacidad de conducción durante toda su vida útil.
- **Conductibilidad eléctrica:** Por ser un material aislante, la tubería de fibrocemento no está sujeta a la corrosión electrolítica, lo que garantiza una seguridad elevada y larga duración en zonas urbanas o lugares recorridos por corrientes.
- **Resistencia a las diversas sollicitaciones estructurales:** los tubos están diseñados para presiones de trabajo de 5 a 20 kg/cm² y son probados en fábrica con una presión tres veces superior. Gracias a su sistema de fabricación y estricto control de calidad aplicado durante todo el proceso, los valores de diseño son sobrepasados ampliamente en la práctica.

5.2.2.2. Resistencia y dimensiones de los tubos de Fibrocemento.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

5.12 Resistencia a la presión hidrostática interna NORMA NMX-C-12-94.

Diámetro Nominal (mm)	Clase	Prueba sistemática en fábrica (kg/cm ²)	Resistencia mínima a la ruptura (kg/cm ²)
75 y 100	A-5	17.5	25
de 150 a 250		15	20
300		14.3	19
350		13.5	18
400		12.8	17
450		12	16
500		11.3	15
de 600 a 2000		10.5	14
75 y 100	A-7	24.5	35
de 150 a 250		21	28
300		20	28.8
350		18.9	25.2
400		17.9	23.8
450		16.8	22.4
500		15.8	21
de 600 a 2000		14.7	19.8
75 y 100	A-10	35	50
de 150 a 250		30	40
300		28.5	38
350		27	36
400		25.5	34
450		24	32
500		22.5	30
de 600 a 2000		21	28
75 y 100	A-14	49	70
de 150 a 250		42	56
300		39.9	53.2
350		37.8	50.4
400		35.7	47.6
450		33.6	44.8
500		31.5	42
de 600 a 2000		29.4	39.2
500	A-20	45	60
de 600 a 2000		42	56

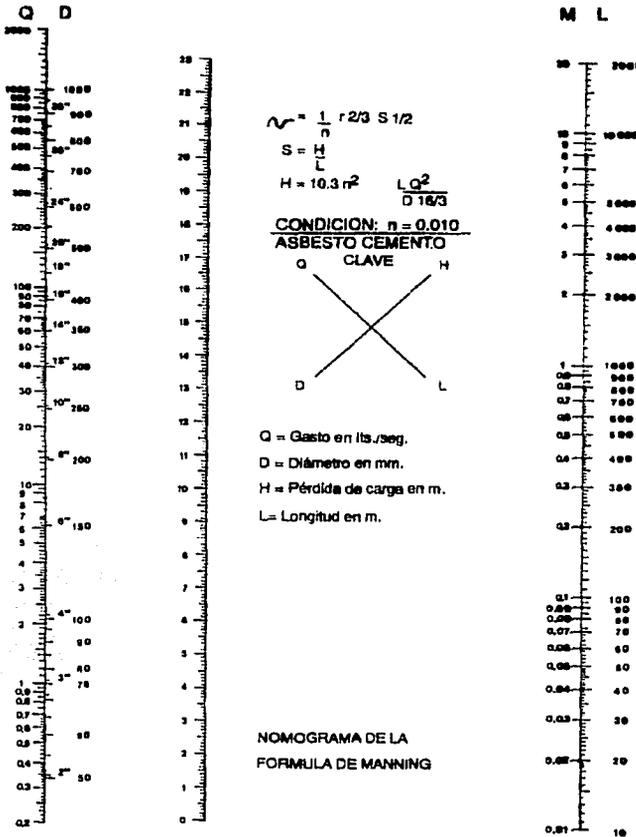
Fuente: Eureka.

5.2.2.3. Ayudas de diseño para tuberías de Fibrocemento.

n= 0.010 (De la fórmula de Manning)
 C= 140 (De la fórmula de Hazen-Williams)
 E= 200 mil a 300 mil kg/cm²

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

5.13 Nomograma de la fórmula de Manning para Fibrocemento.



Fuente: Eureka.

5.2.3. Tubería de Acero.

La tubería de acero es utilizada frecuentemente en la conducción de agua potable, sobre todo cuando se presentan presiones altas y diámetros considerables en grandes conducciones y en sifones invertidos. Este tipo de tubería raramente es empleada para las redes de distribución debido a la dificultad que implican los empalmes.

5.2.3.1. Características de la tubería de Acero.

Ventajas:

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

- Es mucho más resistente que el hierro fundido y tiene la ventaja de tener un peso mucho menor.
- Los tubos de acero son más baratos, más fáciles de construir y más sencillos de transportar que los de hierro fundido.

Desventajas:

- No son apropiados para resistir cargas exteriores, ya que el vacío parcial que ocurre cuando se vacía la línea, puede dar origen a hundimientos y torceduras.
- El escaso espesor de sus paredes y su susceptibilidad a la corrosión eleva los costos de conservación y reduce su vida útil. Los tubos de acero en condiciones medias tienen una vida útil de 25 a 50 años.
- Las aguas y suelos corrosivos son muy perjudiciales para el acero.
- La arena, la arcilla, la pizarra y la ceniza le producen picaduras periféricas.

5.2.3.2. Protección y conservación de los tubos de acero.

- Las grietas y defectos del revestimiento debidos a la manipulación y colocación del tubo deben eliminarse antes de poner en servicio a la tubería. Lo anterior puede realizarse con un soplete si el daño es pequeño. Cuando los daños son grandes, se tiene que aplicar más material y fundir tanto el acero nuevo como el viejo.
- Es conveniente aplicar esmalte bituminoso, el cual da muy buenos resultados. También se han desarrollado métodos para recubrir tubería de acero, sobre el terreno después de dar servicio, para esto se emplean pinturas de grafito, alquitrán de gas de hulla o de agua, y asfalto. Algunos de estos son permeables para el agua a presión por lo que necesitan de un nuevo recubrimiento en un cierto número de años.
- Otro método utilizado es el de proteger el tubo de acero tanto interior como exteriormente aplicándole mortero de cemento Portland, y con esto no sólo se logra la protección del tubo, sino que también se incrementa su capacidad de transporte en comparación a tubos de igual diámetro (**STEEL y Mc GHEE, 1981: 110,111**).

5.2.4. Tubería de Hierro Fundido.

Los tubos de fundición son muy utilizados debido a su larga duración ya que son resistentes a la corrosión. La vida media de los tubos de fundición puede

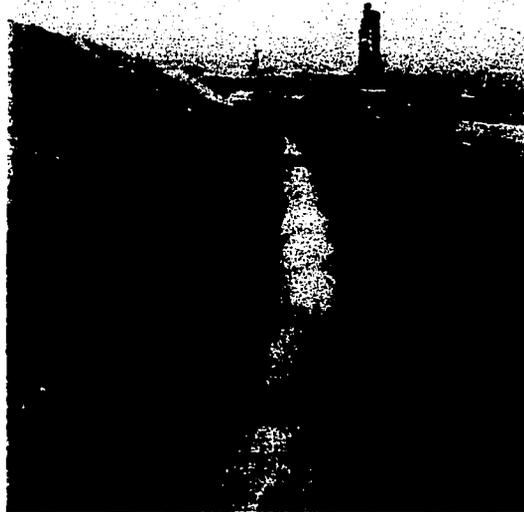
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

considerarse de 100 años, tomando en cuenta que existen variaciones de acuerdo a las condiciones prevalecientes.

Las tuberías de fundición pueden estar sujetas a la tuberculización por la acción de ciertas aguas, lo que puede aminorar su capacidad de transporte en un 70%.

El recubrimiento de estos tubos puede ser de mortero de cemento en el interior, o recubrimiento bituminoso tanto en el interior como en el exterior del tubo. (STEEL y Mc GHEE, 1981:103,104).

5.2.5. Tubería de Concreto.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Estos tubos se emplean cuando no se requiere de conducción a presión y donde una filtración hacia el interior o el exterior del tubo no tiene consecuencias.

El tubo de concreto tiene la ventaja de no sufrir tuberculización, manteniéndose alta su capacidad de conducción.

El coeficiente C de la fórmula de Hazen-Williams varía entre 138 y 152.

La vida útil de los tubos de concreto es de aproximadamente 75 años.

La Lock Joint Pipe Company ha determinado que las pérdidas no son mayores de 0.018 m³ diarios por kilómetro de tubería y por mm de diámetro cuando el tubo tiene cilindro de acero soldado, y de 0.036 m³ para tubería sin cilindro (STEEL y Mc GHEE, 1981: 112).

5.3. Especificaciones para líneas de conducción.

5.3.1. Velocidades.

Existen velocidades permisibles que están en función del tipo de material empleado y de la magnitud de los fenómenos hidráulicos transitorios. Se presentan velocidades permisibles mínimas para que no haya depositación de sedimentos, y velocidades máximas permisibles para evitar el desgaste del material del conducto (CNA, 1994: 1-21, 1-22).

De esta manera, la velocidad mínima permisible es de 0.3 m/s. Por otra parte, las velocidades máximas permisibles estarán en función del material empleado y se presentan en el siguiente cuadro:

5.14 Velocidades máximas permisibles en líneas de conducción.

TIPO DE TUBERIA	Velocidad Máxima (m/s)
Concreto simple hasta 45cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 60cm de diámetro o mayores	3.5
Concreto presforzado	3.5
Asbesto cemento	5.0
Acero galvanizado	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimiento	5.0
P.V.C. (policloruro de vinilo)	5.0

Fuente: CNA, 1994.

5.3.2. Zanjas para la instalación de tuberías.

Las tuberías se instalan enterradas o superficialmente, dependiendo del material empleado y de las condiciones del terreno. Se recomienda que las paredes de las zanjas sean verticales, por lo menos hasta el lomo del tubo y en los casos en que se instale superficialmente, los apoyos deberán ser los adecuados. En el caso del PVC, no se permitirá que se instale superficialmente y el Asbesto-Cemento y el Concreto solo en casos excepcionales donde se garantice su protección.

- Ancho de zanja: En la siguiente tabla se indican los anchos de zanja recomendables para los diferentes diámetros de tubería:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.15 Dimensiones de zanjas para la instalación de tuberías.

Diámetro Nominal		Ancho (cm)	Profundidad mínima de zanja (cm)
(cm)	(pulgadas)		
2.5	1	50	70
3.8	1.5	55	70
5	2	55	70
6.3	2.5	60	90+ Diámetro exterior del tubo
7.5	3	60	90+ Diámetro exterior del tubo
10	4	60	90+ Diámetro exterior del tubo
15	6	70	90+ Diámetro exterior del tubo
20	8	75	90+ Diámetro exterior del tubo
25	10	80	90+ Diámetro exterior del tubo
30	12	85	90+ Diámetro exterior del tubo
35	14	90	90+ Diámetro exterior del tubo
38	15	95	90+ Diámetro exterior del tubo
40	16	95	90+ Diámetro exterior del tubo
45	18	110	90+ Diámetro exterior del tubo
50	20	115	90+ Diámetro exterior del tubo
61	24	130	90+ Diámetro exterior del tubo
76	30	150	90+ Diámetro exterior del tubo
91	36	170	100+Diámetro ext. del tubo
107	42	190	100+Diámetro ext. del tubo
122	48	210	100+Diámetro ext. del tubo
152	60	250	130+Diámetro ext. del tubo
183	72	280	130+Diámetro ext. del tubo
213	84	320	130+Diámetro ext. del tubo

Fuente: CNA, 1994.

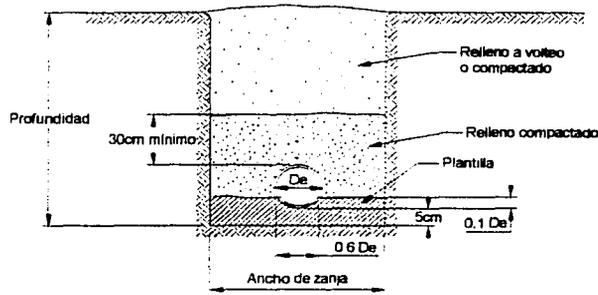
- Plantilla o cama: Consiste en un piso de material fino que se coloca en el fondo de la zanja y arreglado con la concavidad necesaria para adaptarse a la superficie externa de la tubería, con un ancho de al menos 60% de su diámetro exterior. El resto de la tubería deberá ser cubierto con material granular fino colocado a mano y compactado cuidadosamente hasta 30cm por encima del lomo del tubo, llenando todos los espacios libres. Las capas de este relleno no deben exceder de 15cm.
- El relleno de la zanja deberá ser a volteo o compactado dependiendo de la magnitud del tránsito vehicular, así para zonas rurales el relleno se hará a volteo y en vialidades con tránsito vehicular intenso se optará por el relleno compactado. Se procurará que el material empleado en el relleno sea el mismo producto de excavación debiendo estar seleccionado y libre de piedras, y cuando esto no sea posible por el tipo de suelo, el relleno se hará con material de banco.

(CNA, 1994:1-6,1-7,1-8,1-91-29).

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.16 Relleno de zanjas.



Fuente: CNA, 1994.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

5.3.3. Atraveses.

Son apoyos que se disponen para evitar que la línea de conducción se mueva y se afecte su acoplamiento producto de las presiones y esfuerzos axiales que se presentan en los cambios de dirección.

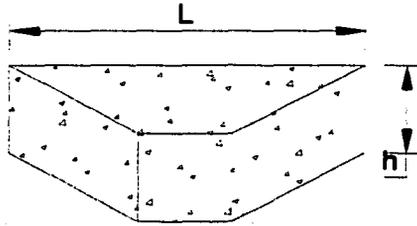
Los atraveses son medios de anclaje entre la tubería, accesorios y paredes de la zanja. Se construyen de concreto ($f'c=100 \text{ kg/cm}^2$), elaborado con una mezcla formada por una parte de cemento, seis y media de arena limpia, siete de grava de $3/4''$ y dos un cuarto de agua con revenimiento de 8 a 10 cm.

A continuación se presentan las dimensiones de los atraveses y su disposición para resistir la fuerza generada en el tubo o accesorio:

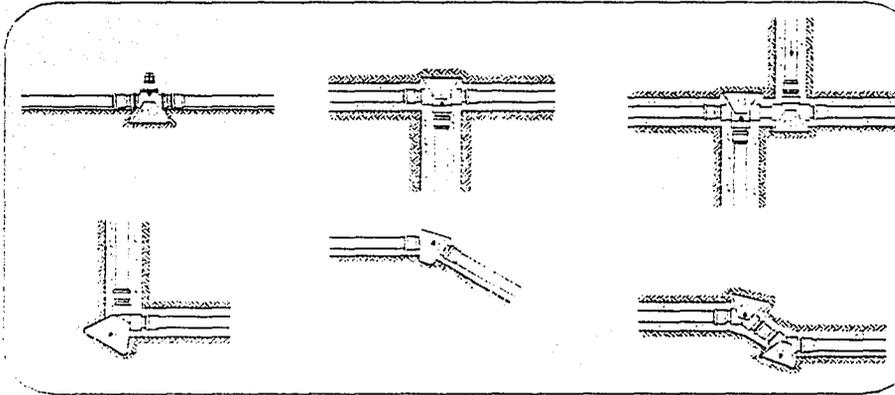
5.17 Dimensiones de los atraveses.

Diámetro nominal de la tubería, en mm		Medidas de los atraveses en cm							
		codos de 90°		tes y tapones		codos de 45°		codos de 22.5°	
s. Inglesa	s. métrica	h	l	h	l	h	l	h	l
38	50	10	20	10	20	10	15	10	10
50	63	15	20	10	20	10	20	10	15
60		15	35	10	30	10	25	10	20
75	80	20	35	15	35	15	30	1015	20
	100	20	35	15	35	15	30	15	20
100		20	50	15	45	15	35	20	25
150	160	30	65	25	60	25	50	25	35
200	200	40	90	30	85	30	65	30	45
	250	50	90	40	85	40	65	35	45
	315	65	115	50	105	50	80	40	60
	355	70	130	55	120	55	95	45	65
	400	80	145	60	140	60	105	50	75
	450	90	165	70	150	70	120	55	85
	500	100	180	75	170	75	130	70	90
	630	125	230	95	215	95	165		115

Fuente: CESAR Y VAZQUEZ, 1993.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



(CÉSAR Y VÁZQUEZ: 78-80).

5.4. Accesorios.

5.4.1. Válvulas de seccionamiento.



En líneas de conducción debe analizarse la posibilidad de colocar válvulas que permitan aislar tramos de la tubería, para operación y mantenimiento, sin la necesidad de vaciar la línea. Para esto, se usan generalmente válvulas de mariposa para diámetros grandes y bajas presiones y válvulas de compuerta para diámetros pequeños y altas presiones.

5.4.2. Válvulas de flotador y de altitud.

Las válvulas de flotador se utilizan cuando la línea de conducción se conecta a un tanque de regularización. Estas válvulas son accionadas directamente por un flotador y se colocan a una elevación cercana al nivel máximo del agua, ya sea a un lado del tanque o encima de la losa del techo.

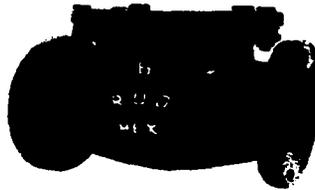
Las válvulas de altitud, se colocan a una elevación inferior al nivel máximo del agua, se colocan cercanas al depósito y controlan el llenado del mismo mediante un piloto hidromecánico en lugar de flotador. Estas válvulas se recomiendan cuando en las instalaciones no se presenten frecuentemente fenómenos transitorios. (CNA,1994: 5-30,5-31).

5.4.3. Válvulas de admisión y expulsión de aire.

En las conducciones es necesario colocar válvulas de admisión y expulsión de aire, debido a que en los puntos altos se acumula aire que puede llegar a interferir la circulación. Existen válvulas de accionamiento manual , pero son más recomendables las automáticas.

El tamaño de las válvulas está en función del caudal, del tipo de tubería y la rapidez con que se vacía la línea al parar el equipo de bombeo (STEEL y Mc GHEE,1981: 154).

5.4.4. Válvulas de retención.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Son dispositivos que se emplean para proteger al equipo de bombeo contra la acción del flujo inverso producto de los fenómenos transitorios, cuando se suspende la energía eléctrica o en un paro programado.

La válvula de retención de mayor uso es la válvula Check, comúnmente llamada de columpio. Esta es una válvula de contrapeso externo y con asiento de hule o metal con metal, que cuenta con una cámara amortiguadora que permite el

flujo en una sola dirección y se cierra herméticamente cuando la presión en el lado de la descarga es mayor que el de la entrada.

5.4.5. Válvulas de alivio de presión.

Son utilizadas para proteger al equipo de bombeo, a la tubería y a los accesorios contra aumentos de presión ocasionados por el arranque o el paro del equipo de bombeo, permitiendo la salida del flujo a la atmósfera cuando la presión interior sobrepasa el límite previamente establecido.

El diámetro de las válvulas de alivio se establece de acuerdo al gasto que conduce la tubería a la que se conecta y por las presiones generadas por el golpe de ariete. Su ubicación más apropiada es después de los elementos de control o al principio de la tubería de descarga común.

5.4.6. Registros.

Son accesorios útiles durante la construcción y en las labores de inspección y reparaciones.

En caso de grandes conductos, se recomienda colocar registros separados a una distancia que varía de 250 a 500m.

5.4.7. Desagües.

Los desagües se colocan en los puntos más bajos de la línea de conducción con la finalidad de vaciarla para maniobras de reparación, para lo que se instalan válvulas de seccionamiento.

En los casos de líneas de longitud y diámetro considerables se debe analizar la separación más adecuada entre desagües, tomando en cuenta el tiempo requerido para vaciar la línea.

5.4.8. Juntas.

Los tipos de juntas empleados estarán en función de cada proyecto y de las condiciones de trabajo a los que se someterá a la tubería. Las juntas son empleadas principalmente para lo siguiente:

- Para absorber movimientos diferenciales de la tubería.
- Para absorber movimientos de la tubería debidos a la temperatura.
- Para unir tuberías del mismo o de diferente material.
- Para unir a la tubería con válvulas y piezas especiales.

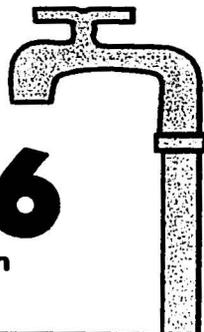
(CNA,1994: 5-32,5-33,5-34).

Como podemos ver, el proyecto de una línea de conducción implica la consideración de diversas solicitudes que se presentan en la misma y el cumplimiento de normas, así como el conocimiento de las ventajas de cada uno de los diferentes materiales, lo que al ser aplicado correctamente redundará en una óptima conducción del agua, de la fuente de abastecimiento a la obra de regularización.

Muchas de las normas y especificaciones aquí abordadas también serán aplicables en el capítulo referente a Redes de Distribución que se presentará más adelante.

CAPÍTULO 6

Obras de Regularización



CAPÍTULO 6

OBRAS DE REGULARIZACIÓN

Como su nombre lo indica, las obras de regularización cumplen con la labor de almacenar el agua proveniente de la fuente de abastecimiento, para poder regularla, y de esta forma transformar el régimen constante de la conducción en un régimen de demandas variables de la red de distribución que será alimentada.

Existen diferentes tipos de tanques que sirven para la regulación del agua, y la elección de uno de ellos estará en función de diferentes factores como el aspecto económico, la disponibilidad de terreno y de materiales en el lugar, la topografía del terreno, la carga hidráulica necesaria para la red de distribución, o la facilidad constructiva. En este apartado se analizarán las características de los tipos de tanques más utilizados en este tipo de obras, y aspectos constructivos de cada uno de ellos.

6.1. Tipos de tanques.

6.1.1. Tanques superficiales.

Es el tipo de tanque más común que se emplea, cuando existe el desnivel suficiente entre el sitio donde se construirá el tanque y la población que será abastecida (CNA, 1994: 5-35).

Pueden encontrarse dos tipos de tanques superficiales: a flor de tierra o semienterrados.

Los tanques semienterrados son empleados, generalmente por cuestiones estéticas o por baja capacidad del terreno de cimentación ya que compensan la carga que ejercen sobre el suelo.

Este tipo de tanques se construyen en lugares con topografía plana o accidentada. La elección de los mismos estará en función de un análisis comparativo de costos con los tanques elevados o con tanques a flor de tierra más alejados buscando un mejor terreno de cimentación.

Por otra parte, los tanques a flor de tierra son los más utilizados en terrenos con topografía accidentada y donde se cuente con el desnivel suficiente para mantener la carga hidráulica requerida para el funcionamiento de la red de distribución. La elección de este tipo de tanques se debe a su bajo costo de inversión, bajo costo de mantenimiento, a su mayor seguridad y la fácil observación del estado del agua.

En cuanto al material de construcción, los tanques superficiales pueden ser de tierra, de mampostería, de acero, de concreto reforzado y de concreto presforzado.

6.1.1.1. Tanques superficiales de tierra y mampostería.

Los tanques de tierra se emplean cuando se requiere el almacenamiento de grandes volúmenes de agua, realizando una parte de excavación y otra de terraplenes. Cuando se utilizan paredes de mampostería revestidas en su interior y con piso y techo de concreto reforzado, los tanques suelen llamarse depósitos de mampostería, y se han construido con sistema de vigas y columnas, de losas planas, de arcos y de bóveda.

La localización de los tanques se selecciona de forma que se logre un beneficio económico del aprovechamiento del material de excavación en la formación de los terraplenes. La forma del depósito depende del contorno del lugar y del tamaño del propio depósito, así, para depósitos sencillos y para terrenos que favorecen un contorno irregular conviene la forma circular, y para tanques grandes es empleada la forma rectangular.

En lugares en los que el terreno es muy limitado, es conveniente emplear los tanques de mampostería en lugar de los terraplenes.

Los tanques de mampostería son de pequeña capacidad y son generalmente de piedra brasa, con el recubrimiento adecuado para garantizar su impermeabilidad (CÉSAR Y VAZQUEZ, 1993: 26-28, 31).

A continuación se presentan las características de los tanques de mampostería que se recomiendan en México a través de la Secretaría de Desarrollo Social:

6.1 Tanques de mampostería recomendados en México.

CAPACIDAD m ³	TIRANTE m	CAPACIDAD m ³	TIRANTE m
10	0.90	650	2.50
20	0.90	800	2.50
30	0.90	900	2.80
50	2.00	1200	3.00
60	2.00	1500	2.50
100	1.95	2000	2.30
100	2.00	2000	2.50
100	2.50	3000	2.50
150	2.00	3000	3.20
200	2.00	4000	2.40
200	2.60	6500	3.00
250	2.00	15000	3.50
250	2.50	16600	2.50
300	2.00	1500	4.00
350	2.00	650	2.50
400	2.00	4300	2.55
450	2.00	2200	2.20
500	2.00	700	2.50
600	2.00		

Fuente: CÉSAR Y VAZQUEZ, 1993.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

6.1.1.2. Tanques superficiales de concreto reforzado y preesforzado.

Los tanques de concreto reforzado son adecuados para tirantes de 2 a 5.5m, mientras que los de concreto preesforzado se emplean para tirantes de 5 a 9m, con capacidades de 5000 a 50000m³ y cuando se requiere agilizar el tiempo de construcción, ya que la mayoría de sus elementos son prefabricados. **(CNA, 1994: 5-35).**

En muros de tanques de regularización, raramente se emplea el concreto preesforzado debido a que está sujeto a una fabricación especial de patente y su uso no se tiene muy comercializado, restringiendo su campo de aplicación.

El concreto reforzado ha sido muy utilizado debido a su relativo bajo costo y sus reducidos gastos de mantenimiento.

Cuando los tanques de concreto se construyen correctamente son preferibles a los de acero, aún así es muy difícil asegurar su impermeabilidad, por lo que muchos de los tanques presentan mala apariencia.

Los tanques de concreto pueden ser de muros en cantiliver, contrafuerte, de viga vertical o tipo cilíndrico.

Los muros en cantiliver se conforman por una base y una pared o tronco en forma de T o L. La base de estos muros se construye de tal forma que su peso más el del tronco y parte del agua almacenada, constituyan una base adecuada para desarrollar el cantiliver. La estructura se proporciona para lograr que la resultante de las fuerzas horizontales y verticales pase por el tercio medio de la base y así lograr la estabilidad necesaria.

Los depósitos construidos con muros de concreto consisten en la continuación de losas soportadas por columnas de concreto reforzado.

Los depósitos de muro tipo viga son diseñados por unidad de longitud como viga vertical soportada por las losas de piso y techo.

A continuación se muestran algunas características, de los tanques de concreto para abastecimiento de agua potable, establecidas por la SEDESOL:

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

6.2 Características de los tanques de concreto según la SEDESOL.

CAPACIDAD m3	TIRANTE m	CAPACIDAD m3	TIRANTE m
200	2.00	2750	4.10
500	2.00	3000	4.00
600	2.50	3000	3.30
600	2.00	4140	4.00
800	2.50	5000	2.85
1000	2.50	5000	3.20
1200	2.50	5000	5.50
1300	2.50	6500	3.00
1500	2.70	6900	3.00
1500	2.18	10000	5.15
1600	3.70	13000	3.50
2000	2.50	53000	6.00
2000	2.40	10000	5.50
2300	2.45	3225	3.00
2500	2.50		

Fuente: CESAR Y VAZQUEZ, 1993.

6.1.1.3. Tanques superficiales de acero.

Quando el material para el almacenamiento y/o regulación del agua es el acero, podemos hablar de columnas reguladoras y de depósitos.

Se les llama columnas reguladoras cuando su altura es relativamente grande en comparación con su diámetro, y cuando la altura es cercana o menor al diámetro se les llama tanques o depósitos.

El diámetro y la altura de la columna depende de la variación de presiones, del costo de la columna y de sus cimientos, del costo de bombeo y del espesor más probable de las placas.

Para determinar la capacidad útil de las columnas reguladoras se toma en cuenta únicamente el volumen de agua que se encuentra por encima del nivel necesario para dar la presión que requiere la red de distribución, por lo tanto, deberá determinarse el nivel útil más bajo del agua para diseñar la capacidad de la columna por encima de dicho nivel.

El diseño de la columna reguladora implica la consideración del tamaño económico que cumpla con las solicitudes, el análisis de los efectos internos, la estabilidad de la estructura y de la cimentación. Las ventajas de usar acero en vez de concreto para la construcción de una columna reguladora como su adaptabilidad a cargas altas, su facilidad de reparación, su seguridad y su relativamente bajo costo de inversión, hacen que el acero sea el material favorecido para llevarla a cabo.

6.1.2. Tanques elevados.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La elección de un tanque elevado ocurre generalmente cuando el desnivel natural existente entre la población por abastecer y el terreno del tanque no es el suficiente para emplear un tanque superficial que proporcione la presión adecuada en la red, y también cuando la localidad que se abastecerá tiene limitaciones económicas.

Otra ventaja que tienen los almacenamientos elevados es que, además de cumplir con el almacenamiento para satisfacer las demandas tanto momentáneas como máximas y para casos de emergencia, significa un ahorro sustancial en costo de potencia donde se tiene que realizar bombeo, lo que resulta realmente muy significativo en almacenamientos pequeños, pero no así en ciudades grandes donde el ahorro no es tan notable.

En el diseño de tanques elevados deben considerarse los siguientes aspectos: capacidad, elevación requerida, estabilidad de la estructura, tamaño y forma de los elementos estructurales, la cimentación y la instalación de los accesorios necesarios para su operación.

Para la construcción de los tanques elevados, generalmente se emplea el concreto o el acero, y sus características se presentan en los siguientes incisos:

6.1.2.1. Tanques elevados de acero.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

La capacidad de los tanques de acero, según su forma, oscila entre los 100 y los 8000m³, y pueden estar soportados por torres de concreto o de acero, llegando a alcanzar alturas de 15 a 55m de altura.

Se distinguen dos tipos de tanques elevados de acero: el hemisférico y el hemi-elipsoidal. El tanque hemi-elipsoidal permite almacenar grandes volúmenes de agua y su tubería de subida sirve de soporte a una parte del peso del agua y del tanque, mientras que en el tanque hemisférico todo el peso lo soporta la torre.

En el dimensionamiento de un tanque elevado se debe considerar que un diámetro grande permite que el tanque sea menos profundo y por consiguiente, las variaciones en el volumen producen un menor rango en el valor de las cargas.

En seguida se presentan las características de los tanques elevados, de acuerdo a la AWWA:

6.3 Características de los tanques elevados de acuerdo a la AWWA.

Capacidad m ³	Fondo hemisférico			Nº de Columnas	Nº de Columnas	Fondo hemi-elipsoidal			Capacidad m ³
	Dimensiones del tanque					Dimensiones del tanque			
	D(m)	C(m)	V(m)			D(m)	C(m)	V(m)	
94.6	4.57	4.45	6.07	4	4	6.4	3.43	5.11	151.4
113.6	4.57	5.61	7.24	4	4	6.71	4.01	5.79	189.3
151.4	5.18	5.61	7.65	4	4	7.92	4.11	6.3	283.9
189.3	5.79	5.36	7.8	4	4	8.53	4.93	7.06	378.5
227.1	5.79	6.86	9.3	4	6	10.36	4.52	7.62	567.8
283.9	6.4	6.86	9.3	4	6	11.58	4.7	8.23	757
378.5	7.32	6.86	9.45	4	6	12.19	5.51	9.14	946.3
567.8	8.53	7.37	10.54	4	6	12.19	7.29	10.36	1135.5
757	9.75	7.11	11	6	8	14.02	6.93	10.64	1514
946.3	9.75	9.55	13.82	6	10	15.24	7.24	11.51	1892.5
1135.5	10.97	8.64	12.93	6	10	16.76	6.63	12.07	2271
1514	12.19	9.14	14.17	8	10	18.29	6.81	12.9	2838.8
1892.5	13.41	9.07	14.99	10	14	18.29	10.67	16.46	3785
2271	13.41	11.73	17.73	10	20	24.08	5.28	13.21	4731.3
2838.8	15.24	10.59	17.5	12	20	21.34	11.48	18.29	5677.5
3785	15.24	15.86	22.43	10 ó 14	28	27.43	6.86	15.24	7570

Fuente: CESAR Y VAZQUEZ, 1993.

En la República Mexicana se han empleado con éxito los tanques elevados y las características de ellos se presentan en el siguiente cuadro:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.4 Dimensiones de los tanques elevados empleados en México.

CAPACIDAD m ³	ALTURA m	TIRANTE m	CAPACIDAD m ³	ALTURA m	TIRANTE m
50	15	2.48	250	15	4.15
80	15	3.22	300	18	4.73
30	10	2.95	400	10	5.6
100	10	4.11	400	20	5.6
100	15	4.11	500	10	5.05
100	20	4.11	500	20	5.05
150	10	3	600	15	5.21
150	15	3	600	20	5.21
150	20	3	1000	10	7.64
200	10	3.92	1000	15	7.64
200	15	3.92	1000	20	7.64
200	20	3.92	1500	20	8.8
300	15	4.73			

Fuente: CÉSAR Y VÁZQUEZ, 1993.

6.1.2.2. Tanques elevados de concreto.

El concreto reforzado y el preesforzado son usados para la construcción de tanques elevados, y sus características se apegan a las señaladas para tanques superficiales, pero considerando adicionalmente las especificaciones de orden estructural que se tienen para tanques elevados.

En nuestro país, los tanques elevados de concreto que se construyen tienen capacidades de 10 hasta 100 m³ y alturas de 10m, siendo el depósito de concreto reforzado ya sea sobre torre de muros de tabique con dalas y castillos (para pequeñas capacidades), y para capacidades mayores sobre estructura de concreto reforzado.

(CÉSAR Y VÁZQUEZ, 1993: 25-31,35-38).

6.2. 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 o bombeo, así como su horario y la ley de demandas del lugar, con lo que se puede determinar un coeficiente que asegure almacenar 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.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

R= coeficiente de regularización.
 Q_{md} = Gasto máximo diario, en lps.

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:

6.5 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.

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

6.6 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.

(CNA, 1994: 1-26,1-27,1-28,1-29).

6.3. Fontanería de los tanques.

Para el correcto funcionamiento y poder dar un mantenimiento adecuado, los tanques de almacenamiento requieren de piezas especiales, válvulas y mecanismos indicadores, además de la tubería de entrada y salida del agua con el diámetro necesario. La elección de los elementos anteriores dependerá del tipo de tanque que se haya seleccionado.

6.3.1. Fontanería en tanques de acero.

- *Techo o cubierta:* Los techos de los tanques de acero, generalmente cumplen con la función de proteger el agua de la contaminación, y aunque da cierta rigidez a la parte superior del tanque, normalmente se considera como un simple accesorio que cubre el agua.
- *Escaleras:* Instaladas con la finalidad de dar mantenimiento al tanque.
- *Tubo o columna ascendente:* En tanques de fondo hemisférico, el tubo ascendente regularmente es de fierro fundido, y en tanques de fondo elipsoidal, el tubo es de acero y contribuye a soportar parte del peso del tanque y del agua contenida en el mismo.

- *Válvula de lavado:* Empleada para remover los sedimentos acumulados en el fondo del tanque.
- *Indicadores del nivel del agua:* Para este fin, se instalan desde simples flotadores que indican el nivel del agua en el tanque en una regla graduada, hasta dispositivos eléctricos que transmiten la información del nivel del agua a cualquier distancia.
- *Demasías:* Para desalojar los volúmenes de agua excedentes se instalan tuberías que atraviesan la pared del tanque y que se extienden hasta el sitio de descarga o al mismo suelo, y su capacidad de derrame debe ser la suficiente para igualar el gasto máximo entrante. También pueden emplearse electroneveles o válvulas reguladoras de presión automáticas, y cuando se llegan a utilizar dispositivos que funcionen automáticamente con variaciones en la presión o velocidad de agua, deberá tomarse en cuenta el golpe de ariete, protegiéndolos con válvulas de alivio de presión o compensadoras.

6.3.2. Fontanería en tanques de mampostería y concreto.

- *Tuberías de entrada y de salida:* La entrada del agua al tanque puede hacerse independiente de la tubería de salida o puede formar parte de ésta. Cuando se emplea dicho arreglo, la tubería de entrada se conecta a la tubería general de salida del agua, de tal forma que el agua proveniente de la conducción va directamente a la red de distribución y cuando las demandas de agua es inferior a la total, el excedente se almacena en el tanque; cuando las demandas exceden al gasto de la tubería de entrada, el tanque contribuye con la diferencia. Otra forma consiste en emplear una válvula de altitud, que cierra automáticamente cuando el tanque está lleno y abre cuando la presión sobre el lado del bombeo es mayor que sobre el lado del tanque. Cuando se emplea una válvula de flotador en la descarga de las conducciones, deberá ser de cierre lento operada con piloto interno y su diámetro deberá ser el más económico.
- *Ubicación de la tubería de alimentación a la red:* Esta tubería puede colocarse ya sea en el fondo o en las paredes del tanque en el caso de tanques superficiales tradicionales y el diámetro de la misma será el calculado para la alimentación de la red de distribución.
- *Tubería de limpieza:* Su objetivo es el de drenar el agua sucia del tanque cuando se realizan la limpieza o el mantenimiento. El diámetro de la tubería de limpieza deberá ser el mismo que el de la tubería de alimentación de la red hasta diámetros de 12" y cuando este es mayor puede colocarse tubería de 14".

- *Tubería de demasías:* Debe 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):

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

donde:

Q = gasto máximo diario, en m³/seg

C = coeficiente de descarga para orificios circulares de arista viva =0.6

A= área del tubo o tubos de demasías.

g= aceleración de la gravedad en m/s².

h= carga de presión en m.

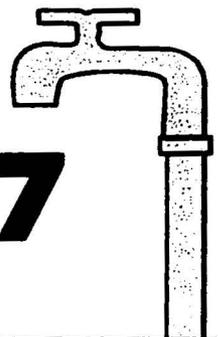
- *Ventilación:* Con esta finalidad se colocan dispositivos en la parte superior de los muros o en el techo y que además de permitir la circulación de aire, deben impedir la contaminación del agua. Para esto pueden usarse ventilas o una extremidad de fierro fundido insertado en la losa de techo, unida 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.
- *Acceso al interior de los tanques:* Para dar mantenimiento al tanque, se debe construir un acceso en la losa de cubierta, tapado por un registro y deberá ubicarse próximo a una de las paredes verticales del tanque para poder colocar una escalera empotrada al muro que permita descender al tanque.

(CÉSAR y VÁZQUEZ, 1993: 39,50,52,54,55,57).

Las consideraciones presentadas en este capítulo, deben aplicarse en el proyecto de la obra de regularización, y una vez elegido el tipo de tanque adecuado a las características del proyecto, deberá profundizarse en su diseño estructural y en el de cada uno de los elementos que lo conforman, para que pueda cumplir con su función durante el mayor tiempo posible con el menor costo de mantenimiento.

CAPÍTULO 7

Redes de Distribución



CAPÍTULO 7

REDES DE DISTRIBUCIÓN

Es la red de distribución el último de los elementos del sistema de agua potable y que, al llevar el agua por cada una de las calles donde se ubican los predios de los habitantes que serán beneficiados, su cálculo y ejecución requieren de igual o mayor cuidado que los demás elementos del sistema.

Una red de distribución se conforma por tuberías y accesorios que permiten llevar el agua desde el tanque de regularización hasta la entrada de los predios de los usuarios.

En el capítulo que aquí se presenta, se describen las formas en que puede distribuirse el agua potable, de acuerdo a las características de cada proyecto, así como las especificaciones más importantes que deben cubrirse.

7.1. Requisitos generales.

La red de distribución de agua potable debe cumplir los siguientes requisitos:

- La red debe ser capaz de suministrar el gasto máximo horario, cuya fórmula se señala en el inciso 2.6.3 de este trabajo.
- El agua suministrada deberá ser potable, cumpliendo con las normas de calidad del agua indicadas en el inciso 4.2.2.
- Las presiones o cargas disponibles en la red deben estar comprendidas entre 15 a 50 m.c.a. Para localidades pequeñas, se pueden admitir presiones de operación de 10 m.c.a.
- De acuerdo a los recursos económicos y financieros de la población, el diseño de la red de distribución se realizará para una etapa inmediata o para un período mas largo.
- Las tuberías de agua potable de la red deben localizarse a una distancia horizontal y vertical mínima de 20cm de todo conducto subterráneo (electricidad, gas, alcantarillado). La tubería se colocará siempre por encima de la del alcantarillado.
- De acuerdo a la topografía del lugar y de los tanques de regularización disponibles, se debe analizar la conveniencia de dividir la distribución en zonas independientes entre sí. Además, se analizará la operación y mantenimiento de la red para diseñar de la mejor forma los seccionamientos.

- La planimetría de la localidad será el factor determinante para elegir una red abierta o cerrada (formando circuitos), o también la combinación de ambas.
- La red abierta es aplicable cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permiten tener circuitos o cuando los predios se encuentran muy dispersos.
- Es muy recomendable, cuando es posible, utilizar redes formando circuitos debido a que tienen un funcionamiento hidráulico mejor y mayor flexibilidad de operación.

7.2. Líneas de alimentación.

La tubería de alimentación es la encargada de conducir el agua desde el tanque de regularización hasta la conexión con la red de distribución. Cuando la alimentación a la red se realiza con varias tuberías, la suma de los gastos de las mismas deberá ser el gasto máximo horario.

El diseño hidráulico de la línea de alimentación se realiza igual a lo señalado en el capítulo 5 (Línea de Conducción).

7.3. Redes primarias.

Son las líneas troncales o principales que conducen el agua y a las que se conectan las líneas secundarias.

Cuando las calles permiten la proyección de mallas o circuitos, la longitud de las líneas puede variar entre 400 y 600m.

El diámetro mínimo que se puede utilizar para las tuberías principales es de 100mm (4"), pero en colonias urbanas populares se pueden emplear de 75mm (3") y en zonas rurales hasta de 50mm (2").

El cálculo de la red primaria puede realizarse con la ayuda de una hoja de cálculo como la que se presentará en el siguiente capítulo, en el inciso referente al cálculo de la red de distribución. Cuando es posible, la red primaria se calcula para las condiciones dinámicas, lo que permite verificar las presiones en la red y las variaciones en los tanques a través del tiempo.

Para el cálculo hidráulico de la red, se debe tomar como base un plano actualizado del lugar por abastecer y las posibles ampliaciones previstas en los planes de desarrollo urbano.

Las válvulas de seccionamiento que se instalan en la red tienen la principal finalidad de una mejor operación y mantenimiento de la misma, y cuando no se consideran los costos de inversión se reducen pero las tareas antes señaladas se dificultan y aumentan su costo considerablemente. Debe tenerse cuidado en no colocar válvulas en cada cruce porque resultan inconvenientes para una fácil operación y mantenimiento, además de que encarecen la construcción.

Por lo anterior, el número de válvulas debe tender al mínimo, pero buscando que las labores de reparación y mantenimiento resulten económicas y que se puedan detectar fugas en forma sistemática.

7.4. Redes secundarias.

Son las encargadas de cubrir la totalidad de las calles por donde no pasan las líneas principales.

El diámetro de la red secundaria debe ser de 50 ó 60mm. Esta red no se calcula hidráulicamente, pero es conveniente revisar si el diámetro propuesto, para los tramos más largos o con mayor área por servir, es el adecuado.

Para plantear la red secundaria existen tres tipos de arreglos: la red convencional, la red en dos planos y la red secundaria en bloques.

En la red convencional, la tubería de la red secundaria se conecta a la línea principal y entre sí en cada cruce de calles, debiendo instalar válvulas en cada conexión con la red primaria y en puntos estratégicos con la red secundaria. Como puede verse, este arreglo implica la instalación de gran número de válvulas, lo que resulta antieconómico y provoca que la operación de la red se complique.

En una red en dos planos, la red secundaria se conecta con la red principal en dos puntos opuestos cuando la red secundaria se forma interiormente, y en un solo extremo cuando se hace en forma exterior, mientras que la red secundaria no se conecta entre sí, sino que pasan por diferentes niveles, facilitando sin duda su operación. Es conveniente que la longitud de una tubería secundaria no exceda de 400 a 600m, sobre todo cuando solo existe una conexión a la red primaria.

Por su parte, la red secundaria en bloques se conecta en dos puntos a la red principal, y esta última no recibe conexiones domiciliarias. En estos casos, la longitud de las tuberías secundarias debe ser de 2000 a 5000m.

7.5. Requerimientos contra incendio.

En los casos en los que así se requiera, se deben colocar hidrantes, para combatir incendios, de acuerdo a las necesidades y al equipo del cuerpo de bomberos. Para esto, la mínima presión aceptable en los hidrantes es de 3 m.c.a. cuando el agua se está extrayendo.

Cuando se presenta una contingencia de este tipo, se pueden maniobrar las válvulas para disminuir el servicio a los usuarios para proveer el líquido suficiente en la zona de conflicto.

7.6. Cruceos de la red.

Para poder solventar los requerimientos de un cruceo, como interconexiones, cambios de dirección, cambio de diámetro, instalación de válvulas, etc., se emplean piezas especiales cuya simbología es la siguiente:

7.1 Simbología de las piezas especiales.

CRUZ DE PVC	
TEE DE PVC	
CODO 45° PVC	
CODO 90°	
REDUCCION CAMPANA	
REDUCCION ESPIGA	
TAPON CAMPANA	
TAPON ESPIGA	
EXTREMIDAD CAMPANA	
EXTREMIDAD ESPIGA	
VALVULA DE SECCIONAMIENTO	
COUPLE DE REPARACION	

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fuente: Elaboración propia.

Para el anclaje de las piezas especiales, se utilizan atraques de concreto como los señalados en el inciso 5.3.3.

Se colocarán además, cajas para la operación de válvulas, cuya selección estará en función del diámetro, del número de válvulas y de su ubicación. (CNA, 1994: 5-42,5-43,5-44,5-45,5-46).

7.7. Tomas domiciliarias.

Se trata de la tubería que conduce el agua, de la línea de distribución al sistema de plomería de los predios.

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, y la parte que se extiende desde la acera o lindero del predio hasta su interior y que debe ser instalada y solventada por parte del cliente.

Resulta conveniente que la instalación de la toma domiciliaria sea realizada por el servicio público ya que este trabajo implica trabajos en vías y caminos y cruzamientos con otros servicios públicos, y de esta forma se evitan problemas que se presentarían cuando esta responsabilidad recae en diferentes individuos.

Una toma domiciliaria consiste primordialmente en una conexión a la línea de distribución, de un tramo de tubería que lleve a la llave de banqueta, 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 **(CÉSAR y VÁZQUEZ, 1993: 93)**.

La selección del tipo de toma domiciliaria recae en el organismo operador, empleando su experiencia y considerando las características particulares del lugar. Se debe analizar además, en que zonas puede ser conveniente la instalación de micromedición **(CNA, 1994: 5-46)**.

El costo de instalación de las tomas domiciliarias alcanza hasta el 10% del costo de inversión total de un servicio público, por lo que es importante seleccionar los materiales que realicen su función durante el mayor tiempo posible.

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).

Las tuberías de acero, ya sea negro o galvanizado, se han utilizado por muchos años, pero tienen el inconveniente de que son muy susceptibles a la corrosión y de que su instalación es complicada.

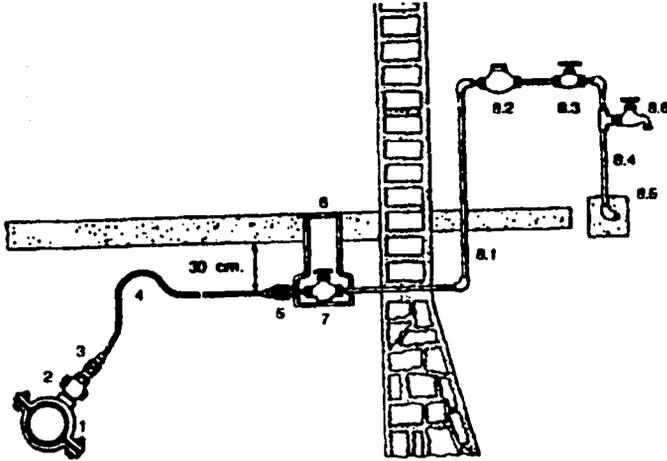
Por su parte, la tubería de fierro fundido y de asbesto-cemento son aplicables para servicios importantes, cuyo diámetro es generalmente de 2", y con la principal ventaja de que son muy resistentes a la corrosión.

También se fabrican tubos de polietileno y piezas del mismo material que cubren con las necesidades y que presentan varias opciones de instalación.

Los tipos de tomas domiciliarias utilizadas y aprobadas por Dependencias Oficiales, son: la urbana, la suburbana y la rural, las cuales se presentan en las siguientes figuras.

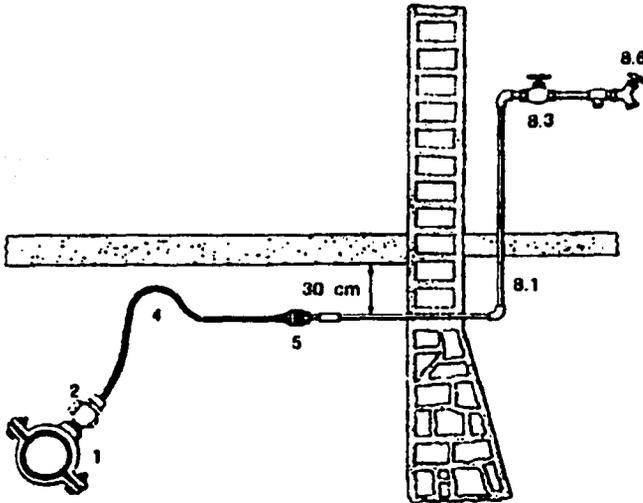
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

7.2 Toma domiciliaria tipo urbana.



Fuente: CÉSAR y VÁZQUEZ, 1993.

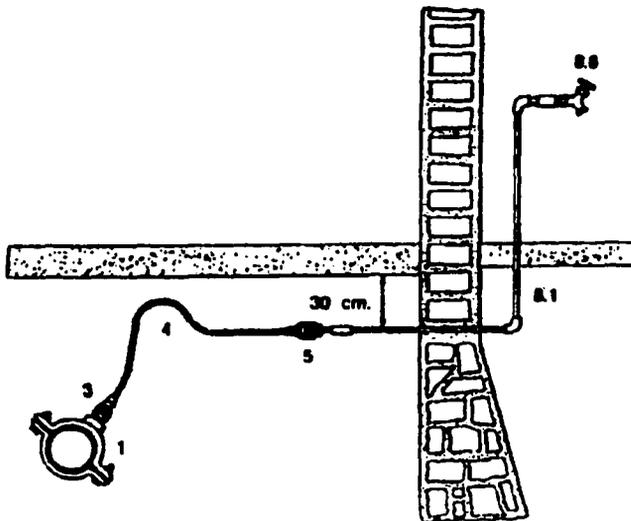
7.3 Toma domiciliaria tipo suburbana.



Fuente: CÉSAR Y VÁZQUEZ, 1993.

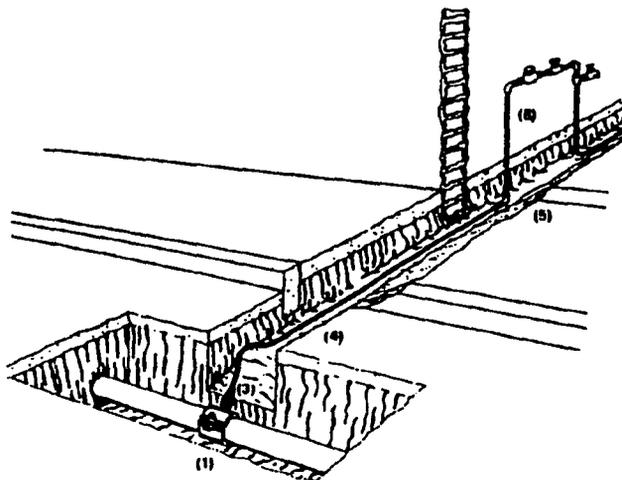
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

7.4 Toma domiciliaria tipo rural.



Fuente: CÉSAR Y VÁZQUEZ, 1993.

7.5 Instalación de una toma domiciliaria.



Fuente: CÉSAR Y VÁZQUEZ, 1993.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

De acuerdo a las figuras anteriores, los componentes tipo de las tomas domiciliarias son:

- 1. Derivación para 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. Llave de banqueta.
- 8. Cuadro del medidor.
- 8.1. Tubo metálico.
- 8.2. Medidor (toma urbana).
- 8.3. Llave de globo.
- 8.4. Tubo metálico.
- 8.5. Tapón macho.
- 8.6. Llave de manguera.

(CÉSAR Y VÁZQUEZ, 1993: 94-96).

Al tomar en cuenta cada una de las disposiciones aquí expuestas para las redes de distribución, ésta operará óptimamente y dará un servicio adecuado. Ahorros en piezas o accesorios necesarios para el sistema, pueden revertirse y generar costos no previstos. Por esto, es importante emplear el número de accesorios y mecanismos conveniente, y materiales de buena calidad para tener los menores problemas posibles en el suministro del servicio.

Hasta aquí, hemos analizado las partes que conforman un sistema de agua potable, desde su captación en la fuente de abastecimiento, hasta la disposición final de los usuarios.

Cada uno de los capítulos que se han presentado, servirán de base para proyectar el Sistema de Agua Potable que abastecerá a la colonia "La Santa Cruz", y cuyo cálculo se desarrolla en el siguiente capítulo.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CAPÍTULO 8

Cálculo del Sistema de Agua Potable para la Colonia "La Santa Cruz"



CAPÍTULO 8

CÁLCULO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA COLONIA "LA SANTA CRUZ".

En este capítulo se presentan los resultados de los cálculos efectuados para diseñar el sistema de agua potable, comenzando con la obtención de los datos básicos de proyecto y el lugar de la captación, pasando por el diseño de la línea de conducción, del tanque de regularización y finalizando con el cálculo de la red de distribución.

8.1. Cálculo de los Datos de Proyecto.

- **Población de Proyecto.**

Se calculó en base al número de habitantes a los cuales se les dará servicio. Se consideraron 6 habitantes por lote y para un total de 509 lotes que abarca la colonia, resulta una población de proyecto de 3054 habitantes.

Población de proyecto= 3054 habitantes

- **Dotación.**

Se considerará para esta colonia una dotación de 250 l/hab/día.

- **Gasto Medio Diario.**

$$Q_{md} = \frac{3054 \times 250}{86400} = 8.84 \text{LPS}$$

Gasto medio diario = $Q_{md} = 8.84 \text{ LPS}$

- **Gasto Máximo Diario.**

$$Q_{MD} = 8.84 \times 1.40 = 12.38 \text{LPS}$$

Gasto máximo diario = $Q_{MD} = 12.38 \text{ LPS}$

- **Gasto Máximo Horario.**

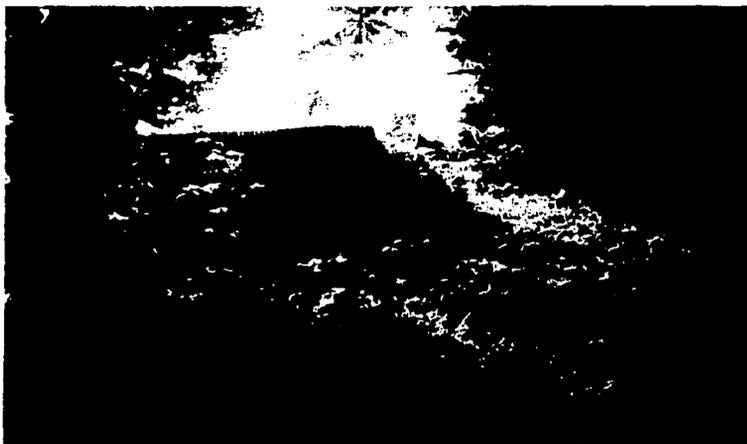
$$Q_{MH} = 12.38 \times 1.55 = 19.18 \text{LPS}$$

Gasto máximo horario = $Q_{MH} = 19.18 \text{ LPS}$

8.2. Captación Tanque "Rodilla del Diablo".

La captación del agua potable se realizará en el cárcamo de bombeo que es alimentado por el Tanque "Rodilla del Diablo" y que se encuentra a unos metros del mismo.

Debido a que este tanque abastece a gran parte de la población de Uruapan, el tiempo de bombeo será únicamente de 16 horas (de 6 p.m. a 10 a.m.).



Tanque "Rodilla del Diablo"



Cubierta del "Tanque Rodilla del Diablo".

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

8.3. Cálculo de la Línea de Conducción.



Tramo inicial de la Línea de Conducción



Tramo central de la Línea de Conducción



Tramo sinuoso de la Línea de Conducción

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Datos:

$Q_{MD} = 12.37$ LPS
 Longitud = 2270.50m
 Desnivel = 106.73m

- Cálculo del diámetro de la tubería de conducción:

$$\phi = 1.5 \cdot \sqrt{Q}$$

$$Q_d = \frac{24Q_{MD}}{t_b} ; t_b = 16 \text{ horas}$$

$$Q_d = \frac{24(12.37)}{16} ; \underline{Q_d = 18.56 \text{ LPS}}$$

$$\phi = 1.2 \cdot \sqrt{18.56} ; \phi = 5.17'' ; \underline{\phi = 6''}$$

Por lo tanto, se propone tubería de PVC de 6" RD-26 en 2254.06m, y tubería de fierro fundido de 6" en los 16.44m restantes donde se tiene que exponer la tubería a la intemperie.

- Cálculo de las pérdidas de carga por fricción:

$$h_f = KLQ^2$$

$$K_{PVC} = 19.26$$

$$K_{\text{FIERRO FUNDIDO}} = 40.18$$

$$L_{PVC} = 2254.06\text{m}$$

$$L_{\text{FIERRO FUNDIDO}} = 16.44\text{m}$$

$$h_f = (KLQ^2)_{PVC} + (KLQ^2)_{\text{F.F.}}$$

$$h_f = 19.26(2254.06)(0.01856)^2 + 40.18(16.44)(0.01856)^2$$

$$h_f = 14.95\text{m} + 0.23\text{m} = 15.18\text{m} ; \underline{h_f = 15.18\text{m}}$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

- Velocidad en la tubería:

$$V = \frac{Q}{A} ; Q = 18.56\text{LPS} = 0.08156 \text{ m}^3/\text{seg} ; A = 0.018748\text{m}^2$$

$$V = \frac{0.01856}{0.018748} ; \quad \underline{V=0.99 \text{ m/s}}$$

$$0.5 < V < 1.5 \quad \underline{\text{BIEN}}$$

- Cálculo del golpe de ariete:

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

$$H_m = z_o + h_r + 5\%h_r$$

$$H_m = 106.73 + 15.18(1.05) ; \quad \underline{H_m=122.67m}$$

Como $L > 1500m$, $K=1.0$

$$T = 1 + \frac{1(2270.50)(0.99)}{9.81(122.67)} = 2.87 \text{ seg} ; \quad \underline{T=2.87 \text{ seg.}}$$

- Cálculo de la velocidad de onda:

$$a = \frac{1425}{1 + \frac{k_w D}{k_E e}}$$

$k_w=20670 \text{ kg/cm}^2$
 $k_E=29300 \text{ kg/cm}^2$
 $D= 15.45\text{cm}$
 $e= 0.65\text{cm}$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Sustituyendo:

$$a = \frac{1425}{1 + \frac{20670(15.24)}{29300(0.65)}} = 340.25 \text{ m/s} ; \quad a=340.25 \text{ m/s}$$

$\frac{aT}{2} = \frac{340.25(2.87)}{2} = 488.26 < L$, por lo tanto se calculará como Onda larga de Allievi.

- Presión por Golpe de Ariete:

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

$$H_g = \frac{340.25(0.99)}{9.81} ; \quad H_g = 34.34 \text{ m.c.a}$$

$$P_{\text{máx}} = z_o + H_g = 106.73 + 34.34 = 141.07 \text{ m.c.a.}$$

La $P_{\text{máx}} = 141.07$ m.c.a. es mayor a los 112 m.c.a. de resistencia de la tubería de PVC RD-26 de 6" por lo que se propone colocar una válvula de alivio de presión que absorba el 85% de la presión por golpe de ariete, quedando únicamente el 15% del golpe de ariete a resistir por la tubería.

$$85\%H_g = 29.19 \text{ m.c.a.}$$

$$P_{\text{máxTUBERÍA}} = 141.07 - 29.19 = 111.88 \text{ m.c.a.}$$

Por lo tanto, se acepta la tubería de PVC 6" RD-26 + Válvula de alivio de presión

- *Cantidades de obra:*

- Excavación de zanja en material tipo C:

Longitud= 2254.06 m

Ancho= 0.70 m

Profundidad= $0.90 + 0.1683 = 1.07$; Profundidad= 1.07m

$$V = 2254.06(0.70)(1.07) = 1688.29 \text{ m}^3$$

$$\text{Excavación} = 1688.29 \text{ m}^3$$

- Suministro y colocación de plantilla con material de banco:

Longitud= 2254.06m

Ancho= 0.70m

$$A = 2254.06(0.70) = 1577.84 \text{ m}^2$$

$$\text{Plantilla} = 1577.84 \text{ m}^2$$

- o Relleno compactado de zanja con material producto de excavación en capas de 15cm:

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

$$\text{Vol. Excavado} = 1688.29 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. Tubo} = 0.01824 (2254.06) = 41.11 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. Plantilla} = 2254.06(0.07) = 157.78 \text{ m}^3$$

$$\text{Relleno} = 1688.29 - 41.11 - 157.78 = 1489.40 \text{ m}^3$$

$$\text{Relleno} = 1489.40 \text{ m}^3$$

- Cálculo del equipo de bombeo:

Datos:

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

$$Q = 18.56 \text{ LPS}$$

$$H_D = 122.67 \text{ m}$$

$$\eta = 80$$

$$P = \frac{\gamma Q H}{75 \eta} = \frac{1000(18.56 / 1000)(122.67)}{75(0.80)} = 37.95 \text{ H.P.}$$

Por lo tanto se empleará una bomba de 50 H.P.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

8.4. Cálculo del Tanque de Regularización.

En este inciso, se presentarán los resultados del cálculo del tanque de regularización, abarcando lo siguiente: capacidad del tanque, losa de cubierta, muro de mampostería, traveses, columnas, losa de piso y la cimentación.

Se cuenta con una memoria de cálculo en la que se muestra el desarrollo completo de los cálculos y análisis estructurales efectuados para el diseño de cada una de las partes mencionadas.



Lugar en el que se construirá el Tanque de Regularización.

8.4.1. Cálculo de la capacidad de regularización.

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

R=17.15 (Para un tiempo de bombeo de 16 horas. Valor Promedio).

Q_{md} = 12.37 lps.

$$C = 17.15 \times 12.37 = 212.15m^3$$

8.4.2. Losa de cubierta.

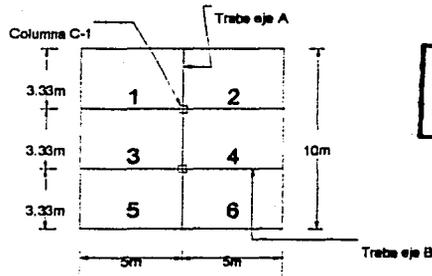
Datos:

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CM = 433 kg/m^2

CV = 100 kg/m^2



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Primeramente se obtuvo el peralte de la losa tomando en cuenta el tablero de esquina que fue el más desfavorable, obteniéndose el siguiente espesor para toda la losa:

$$H=12\text{cm}$$

Posteriormente se realizó el diseño de los diferentes tableros mediante el Método de Igualación de Flechas.

En el diseño de la losa, se tomaron en cuenta las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el Distrito Federal (NTC-96).

El croquis de armado de la losa de cubierta se muestra en el siguiente capítulo (Anexo de planos).

8.4.3. Diseño del Muro de Contención.

Datos:

Peso mampostería= 2.60 Ton/m³
Peso volumétrico del agua= 1 Ton/m³
Capacidad de carga del terreno= 9 Ton/m²
Angulo de fricción interna= 30°

Para contener el empuje del agua del tanque, se eligió un muro de mampostería de piedra braza debido a que en el lugar se dispone de dicho material para construirlo.

En el cálculo del muro se consideraron las siguientes fuerzas:

- Empuje activo del suelo.
- Se despreció el empuje pasivo.
- Empuje del agua.
- Carga de losa sobre el muro.
- Efectos sísmicos (incrementando en un 10% los empujes antes mencionados).
- Peso propio del muro.

Se hicieron las siguientes revisiones:

- Revisión de la estabilidad del muro (buscando que la resultante de las fuerzas se ubicara en el 1/3 medio de la base del muro).
- Revisión al volteo, verificando que el factor de seguridad fuera mayor de 1.5
- Revisión al deslizamiento, buscando un factor de seguridad mayor de 1.5

- Esfuerzos en la base, debiendo ser éstos de compresión, ya que la mampostería no trabaja a tensión, y cuyos valores debían ser menores a 9Ton/m^2 que es la capacidad de carga del terreno.

Los resultados del muro que se propuso son los siguientes:

- La resultante de las fuerzas cae dentro del 1/3 medio.
- El factor de seguridad al volteo es de 2.70.
- El factor de seguridad al deslizamiento es de 1.83
- Los esfuerzos en los extremos de la base fueron:

$$f_1 = 8.80 \text{ Ton/m}^2 \text{ (compresión).}$$

$$f_2 = 2.36 \text{ Ton/m}^2 \text{ (compresión).}$$

La sección del muro propuesto se muestra en el Anexo de Planos.

8.4.4. Diseño de Trabes.

Se realizó el análisis estructural de las dos diferentes trabes (Eje A y Eje B), realizando las combinaciones de cargas permanentes + variables con cargas de sismo, para de esta forma llegar a las envolventes de fuerza cortante y momento flexionante para el diseño de las trabes.

- Trabe eje A:

Datos:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento} = 4\text{cm}$$

$$\text{T.M.A.} = 3/4''$$

$$h = 35\text{cm}$$

$$b = 20\text{cm}$$

$$\text{Coeficiente sísmico} = 0.54$$

$$Q = 2$$

Resultando el siguiente armado:

FLEXIÓN

$$\text{Para } M_u \text{ máx}(+) = 2.08 \text{ Ton-m}$$

Se utilizarán 3vars del #3

$$\text{Para } M_u \text{ máx}(-) = 4.19 \text{ Ton-m}$$

Se utilizarán 2vars del #5 + 1var del #3

CORTANTE

Se utilizarán E#2 de dos ramas @14cm c.a.c.

- Trabe eje B:

Datos:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento} = 4\text{cm}$$

$$\text{T.M.A.} = 3/4"$$

$$h = 40\text{cm}$$

$$b = 25\text{cm}$$

$$\text{Coeficiente sísmico} = 0.54$$

$$Q = 2$$

Resultando el siguiente armado:

FLEXIÓN

Para $M_u \text{máx}(+) = 5.09 \text{ Ton-m}$

Se utilizarán 2vars del #5 + 1var#3

Para $M_u \text{máx}(-) = 11.12 \text{ Ton-m}$

Se utilizarán 3vars del #6 + 1var del #5

CORTANTE

Se utilizarán E#2 de dos ramas @17cm c.a.c.

8.4.5. Diseño de Columnas.

De acuerdo al análisis del marco y realizando las combinaciones de diseño, para cargas permanentes + variables y sismo se obtuvieron los elementos mecánicos para el diseño de las dos columnas (iguales).

Datos:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento} = 4\text{cm}$$

$$\text{T.M.A.} = 3/4"$$

$$\text{Sección transversal} = 40 \times 40\text{cm}$$

$$P_u = 14.02 \text{ Ton}$$

Mux= 1.84 Ton-m
Muy= 12.85 Ton-m
Vux= 3.89 Ton
Vuy= 1.56 Ton

FLEXOCOMPRESIÓN

Se propusieron 12 vars del #5 como refuerzo a flexocompresión.

Los resultados del diseño a flexocompresión son los siguientes:

Debido a que:

$$\frac{P_R}{P_{R_0}} = \frac{15}{246.26} = 0.06$$

0.06 < 0.10 Por lo tanto la fórmula de Bresler no es aplicable.

Por lo anterior se aplicó la siguiente expresión:

$$\frac{M_{LX}}{M_{R_x}} + \frac{M_{UY}}{M_{R_y}} \leq 1.0$$

$$\frac{M_{LX}}{M_{R_x}} + \frac{M_{UY}}{M_{R_y}} = \frac{1.84}{12.95} + \frac{12.85}{15.38} = 0.98$$

$$0.98 < 1.00$$

Por lo tanto, el refuerzo de 12 vars#5 se acepta por flexocompresión.

CORTANTE

Resultó una zona de confinamiento de 60cm. Y el refuerzo por cortante será el siguiente:

Estribos del #2 de dos ramas @ 10cm en las zonas de confinamiento y Estribos del #2 de dos ramas @ 20cm en el resto de la columna.

El armado de la columna se muestra en el anexo de planos.

8.4.6. Diseño de Cimentación.

Se propone una zapata aislada para distribuir las descargas sobre el terreno.

Datos:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_s = 12.37 + 1.27 = 13.64 \text{ Ton}$$

$$q_{adm} = 9 \text{ Ton/m}^2$$

$$D_F = 0.80 \text{ m}$$

$$C_1 = 40 \text{ cm}$$

$$C_2 = 40 \text{ cm}$$

Condición: CM+CV

De acuerdo a la capacidad del terreno y a las descargas de la columna incluido su peso propio, se propuso una zapata cuadrada de 1.50m de lado, resultando presiones de contacto de 7.88 Ton/m² menores a la capacidad admisible del terreno de 9 Ton/m².

Posteriormente se calculó el peralte necesario por flexión, para lo que se obtuvo: d=10cm ; h=15cm.

Se realizó la revisión de cortante como viga ancha y los esfuerzos resultantes resultaron mayores a la capacidad de la zapata, por lo que se modificó el peralte propuesto a: d=15cm ; h=20cm.

Con el nuevo peralte, se cumplió con el cortante como viga ancha y con el cortante por penetración. De este último se obtuvo un esfuerzo actuante de 5.36 kg/cm², que es menor a la capacidad de la zapata ($V_{CR} = 11.31 \text{ kg/cm}^2$), por lo que se acepta el peralte propuesto.

Finalmente se realizó el diseño por flexión para el que resulto un porcentaje de acero menor al mínimo. Debido a lo anterior el diseño por flexión se calculó con el porcentaje mínimo, obteniéndose un área de acero necesaria de 3.95cm².

Para cumplir con el área de acero, se utilizará Var#3 @ 14cm c.a.c. en ambos sentidos de la zapata.

El croquis de armado de la zapata se muestra en el anexo de planos.

8.4.7. Diseño de Losa de Piso.

Dado que la losa de piso no está sujeta a flexión, sino únicamente a aplastamiento por el peso del agua y la reacción del terreno, la losa se diseñará únicamente con el acero por cambios volumétricos.

Datos:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Se propuso un peralte de losa $h=12\text{cm}$, por lo que el refuerzo por cambios volumétricos necesario es:

$$a_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} = \frac{660(12)}{4200(12 + 100)} \times 1.50 \times 100 = 2.53\text{cm}^2$$

Utilizando varilla del #3, la separación resulta a cada 28cm, por lo que:

Se utilizará V#3 @ 28cm c.a.c.

8.5. Cálculo de la Red de Distribución.

Para la distribución del agua se propuso una red combinada con un circuito principal del que se derivan líneas secundarias para abarcar la totalidad de la colonia.

El cálculo de la Red Primaria se realizó aplicando el método de Hardy-Cross, para obtener el gasto que teóricamente correrá por la tubería.

A continuación se presenta el cálculo de los habitantes por tramo, así como una tabla que muestra el cálculo de la Red Primaria.

**8.1 Cálculo de los Habitantes por Tramo
Red de Distribución**

TRAMO	LONGITUD (m)	HABITANTES					
		PROPIOS		TRIBUTARIOS		TOTAL	ACUMULADO
		LOTE	HAB	LOTE	HAB	HAB	HAB
PE--6	55	6	36	0	0	36	36
6--7	43	9	54	48	288	342	378
7--8	49	0	0	20	120	120	498
8--9	149	25	150	11	66	216	714
9--10	56	6	36	37	222	258	972
10--11	52	4	24	11	66	90	1062
11--12	91	19	114	7	42	156	1218
12--13	162	30	180	5	30	210	1428
13--1	65	6	36	43	258	294	1722
PE--5	126	15	90	0	0	90	90
5--4	48	0	0	42	252	252	342
4--3	228	48	288	17	102	390	732
3--2	108	16	96	20	120	216	848
2--1	145	23	138	41	246	384	1332
							3054

Fuente: Elaboración Propia

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

8.2 Cálculo de la Red Primaria

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Tiempo	Longitud	Posición del Punto	Cálculo (Carga)	Consumo T. F. 1500	Consumo T. F. 500	Consumo T. F. 1200	Consumo F. 1200	K	Porcentaje	HoGo	Correc. 0	Q1	Q2	Correc. 1	Q3	Q4	Correc. 2	COTA PIEZOMETRICA	COTA T. NATURAL	CARGA DISPONIBLE	NO. CRUCEO		
PE-6	56	38	-0.23	3.15	2.71	5.57	2	7246.84361	0.0037	0.080	0.492982	-2.287	0.02940	0.1068	-0.013794	-2.231	0.02954	0.1011	0.000020	140.67	105.60	35.07	2E
6-7	43	373	-2.37	1.77	2.31	1.95	2	7246.84361	-1.75039	0.740	0.492982	-1.880	-1.10193	0.5561	-0.013794	-1.8943	-1.1515	0.580	0.000020	140.69	106.80	34.78	2
7-8	49	496	-3.13	2.03	2.95	2.32	2.5	712.7072	-1.0122	0.324	0.492982	-0.234	-0.71821	0.273	-0.013794	-2.6477	-0.72575	0.274	0.000020	141.51	103.80	38.21	7
8-9	149	714	-4.48	2.44	3.18	2.54	3	333.6726	-2.49891	0.571	0.492982	-3.980	-1.97775	0.498	-0.013794	-4.0040	-1.99144	0.497	0.000020	142.54	111.00	31.54	2
9-10	56	972	-6.10	2.94	3.71	2.87	3	333.6726	-1.73895	0.286	0.492982	-5.610	-1.49839	0.282	-0.013794	-5.8240	-1.47982	0.283	0.000020	144.53	123.30	21.33	2
10-11	52	1082	-6.67	2.97	3.57	3.10	3	333.6726	-1.22761	0.289	0.492982	-6.175	-1.49314	0.258	-0.013794	-6.1801	-1.49056	0.288	0.000020	146.00	128.40	16.80	10
11-12	91	1216	-7.05	3.18	4.15	3.32	4	179.7448	-0.90866	0.125	0.492982	-7.155	-0.83732	0.117	-0.013794	-7.1688	-0.84056	0.117	0.000020	147.69	127.30	20.36	1
12-13	182	1426	-8.97	3.44	4.48	3.59	4	179.7448	-2.34269	0.261	0.492982	-4.473	-2.08098	0.247	-0.013794	-4.4872	-2.09747	0.247	0.000020	148.21	127.20	21.31	2
13-1	26	1722	-10.51	3.78	4.93	3.95	4	179.7448	-1.38527	0.125	0.492982	-10.319	-1.24448	0.121	-0.013794	-10.3322	-1.24748	0.121	0.000020	150.50	140.00	10.60	2
								-13.815	2.787			-13.264	2.474					611.13246	0.47623	151.55	141.00	10.60	2
PE-6	126	90	0.57	0.86	1.13	0.90	2	7246.84361	0.291583	0.518	0.492982	1.058	1.02220	0.968	-0.013794	1.0443	0.985741	0.954	0.000020	140.72	105.00	35.72	2E
5-4	46	342	2.15	1.69	2.20	1.76	3	7246.84361	0.604337	0.747	0.492982	2.640	2.42522	0.618	-0.013794	2.6286	2.38875	0.614	0.000020	141.71	117.90	23.81	4
4-3	229	732	4.60	2.47	3.22	2.57	3	333.6726	0.61536	0.874	0.492982	5.089	4.92288	0.867	-0.013794	5.0753	4.88822	0.882	0.000020	144.11	122.30	21.31	4
3-2	108	946	5.95	2.81	3.66	2.93	4	179.7448	0.678111	0.115	0.492982	5.445	3.88451	0.125	-0.013794	5.4316	3.82911	0.122	0.000020	148.21	142.30	6.91	3
2-1	146	1332	8.38	3.33	4.34	3.47	4	179.7448	0.523077	0.218	0.492982	8.857	6.64327	0.231	-0.013794	8.8427	6.35791	0.232	0.000020	149.81	141.00	8.81	2
								84216181	-0.970			-11.251	3.258					11.73268	3.78724	151.00	141.00	10.46	2

Fuente: Elaboración Propia

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

• **Cantidades de obra:**

- Excavación de zanja con máquina en material tipo C:

Diámetro Tub.	Longitud	Ancho zanja	Profundidad	Excavación
6"	13	0.70	1.050	9.56
4"	574	0.60	1.000	344.40
3"	487	0.60	0.975	284.90
2 1/2"	50	0.60	0.962	28.88
2"	738	0.55	0.700	284.13
1 1/2"	1740	0.55	0.700	669.90
Total				1621.75

Excavación= 1621.75 m³

- Suministro y colocación de plantilla con material de banco:

Plantilla= 2038.60 m²

- Suministro e instalación de tubería hidráulica de PVC:

Diámetro	Longitud (ML)
6"	13
4"	574
3"	487
2 1/2"	50
2"	738
1 1/2"	1740

- Suministro y construcción de cajas para operación de válvulas:

Cajas para válvulas= 16 piezas.

- Relleno compactado de zanja con material producto de excavación en capas de 15cm:

Relleno= Vol. Excavado – Vol. Tubo – Vol. Plantilla

Vol. Excavado= 1621.75 m³

Vol. Tubo= 0.01824(13)+0.00811(574)+0.00456(487)+0.00317(50)+0.00203(738)+
+0.00114(1740)= 10.75 m³

Vol. Plantilla= 2038.60(0.06)= 122.32 m³

Relleno= 1621.75 – 10.75 – 122.32= 1488.68 m³

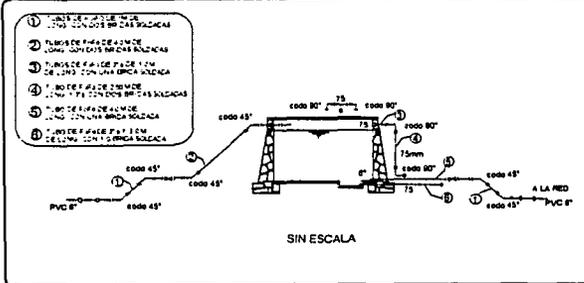
**TESIS CON
LLA DE ORIGEN**

CAPÍTULO 9

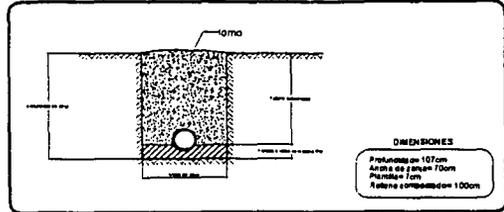
Anexo de Planos



CORTE DE TANQUE REGULARIZADOR CON LLEGADA DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN



ZANJAS

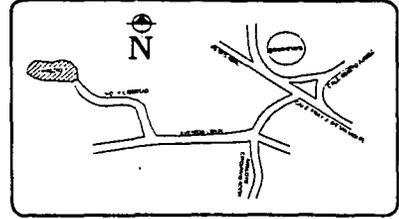


DIMENSIONES
 Profundidad: 10cm
 Ancho de zanja: 10cm
 Material: 1cm
 Tubo: 10cm

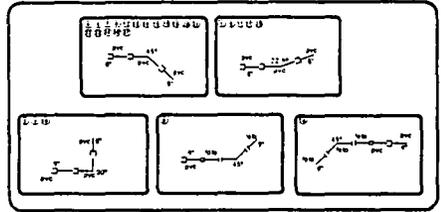
CANTIDADES DE OBRA

Concepto	Unidad	Cantidad
Excavación de zanja en material tipo C	M3	1665.29
Colocación de planchales con material de banco	M2	1577.84
Relleno compactado de zanja con material producido de excavación en capas de 15cm	M3	1450.40
Tubería de PVC 6" RD-26	ML	2254.09
Tubería de FoFo	ML	18.44

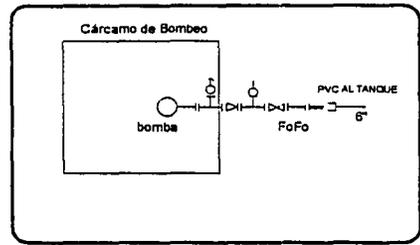
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN



ANÁLISIS DE CRUCEROS



DETALLE CAPTACIÓN



LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

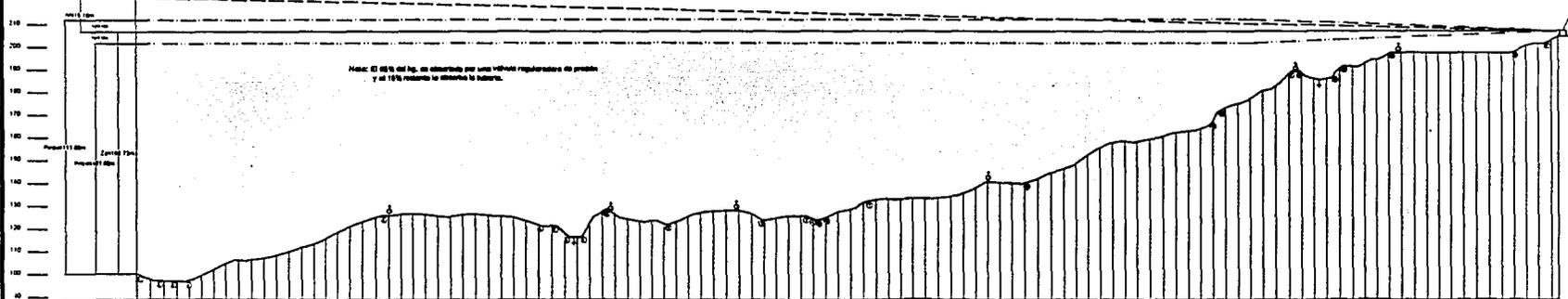
SIMBOLO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
—	Codo PVC 4.5"	Pzs.	17
—	Codo PVC 2.25"	Pzs.	5
—	Codo PVC 2.25"	Pzs.	5
—	Válvula de seguridad tipo compuerta de FoFo bridas de 6" x 6" (150mm 150mm)	Pzs.	3
—	Codo FoFo bridas de 4"	Pzs.	6
—	Codo FoFo bridas de 80.3"	Pzs.	4
—	Tee FoFo bridas de 6"	Pzs.	1
—	Extremidad estaca FoFo bridas de 6"	Pzs.	7
—	Cárbamo de FoFo de 50cm de longitud de 6"	Pzs.	1
—	Brida de FoFo de 6"	Pzs.	4
—	Brida de FoFo de 2"	Pzs.	7
—	Junta Ombú de PVC a FoFo de 6"	Pzs.	3
—	Tubo de FoFo de 2"	Pzs.	2
—	Válvula de detención y expulsión de aire de 2"	Pzs.	2
—	Válvula de drenaje	Pzs.	6
—	Válvula de aire y contra golpe de ariete para tubería de 6"	Pzs.	1
—	Válvula Check bridas de FoFo de 6" x 6" (150mm 150mm)	Pzs.	1

DATOS DE PROYECTO

Ubicación de proyecto	3004 hab
Oración	250 habitantes
Caudal	Máximo diario: 5.84 LPS
	Máximo horario: 12.37 LPS
	Máximo horario: 19.18 LPS
Coefficiente de variación diaria	1.40
Coefficiente de variación horaria	1.50
Fuente de abastecimiento	Tanque Rodilla del Dabio
Conducción	Por Bombeo
Capacidad de Regularización	2.0m3

L=AT/2=1782.24m

aT/2=488.26m



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

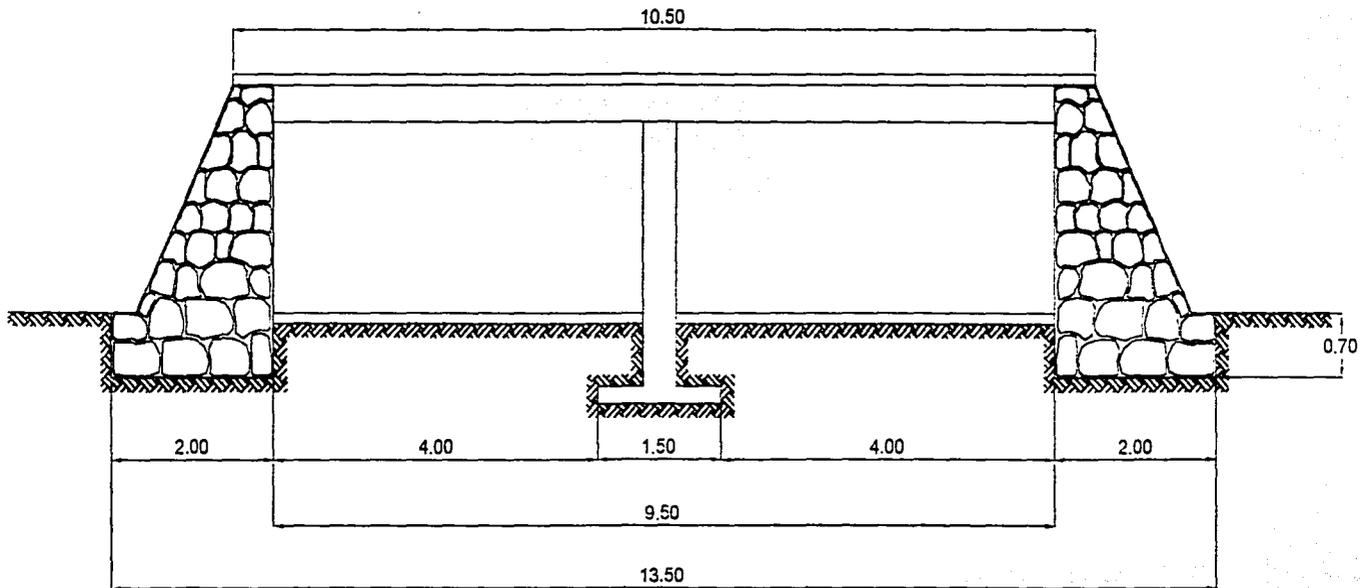
Linea de Bombeo en Areas Faltas Intermedias,
 Linea de Privada Ombú,
 Linea de Privada Estaca (R= 200 mm),
 Linea de Cables de Arco (Región Intermedia)

LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA COLONIA "LA SANTA CRUZ"

Dibujó y Cálculo: Carlos A. Caballero García.

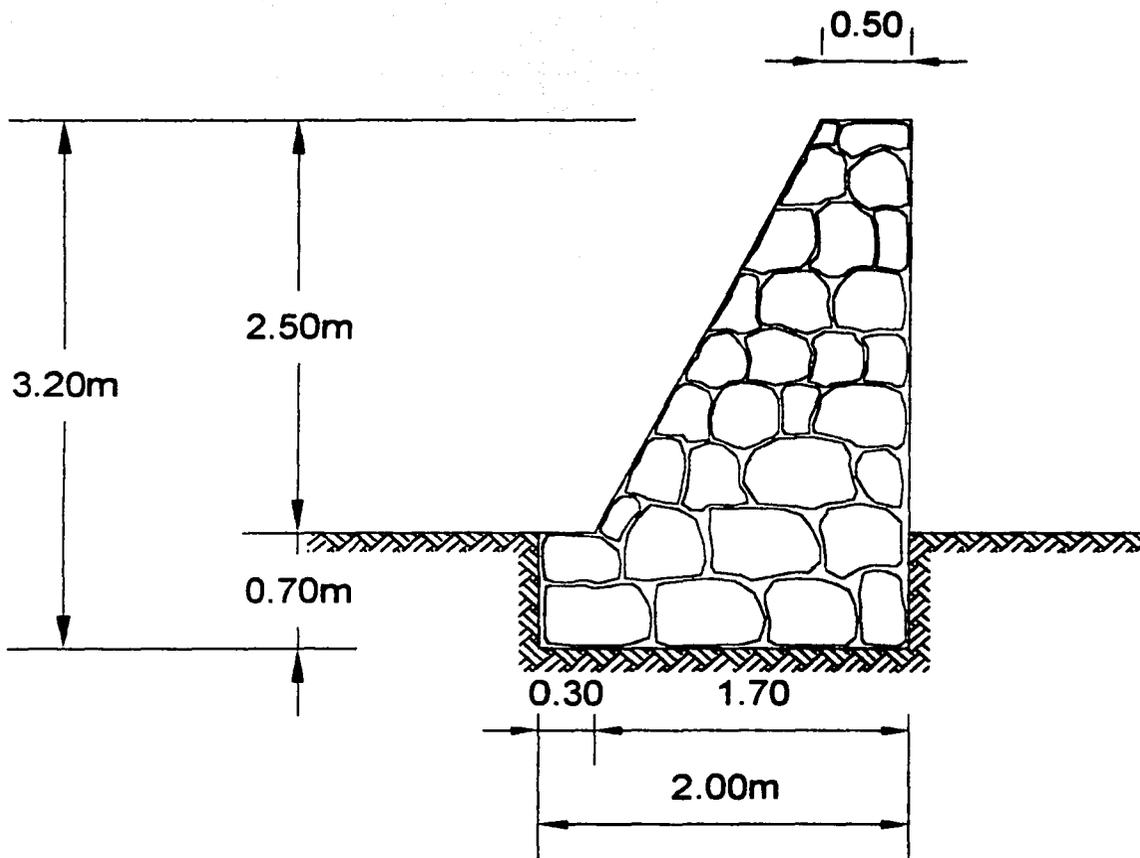
Uruapan, Michoacán.

Fecha: Agosto 2001



Tanque de Regularización

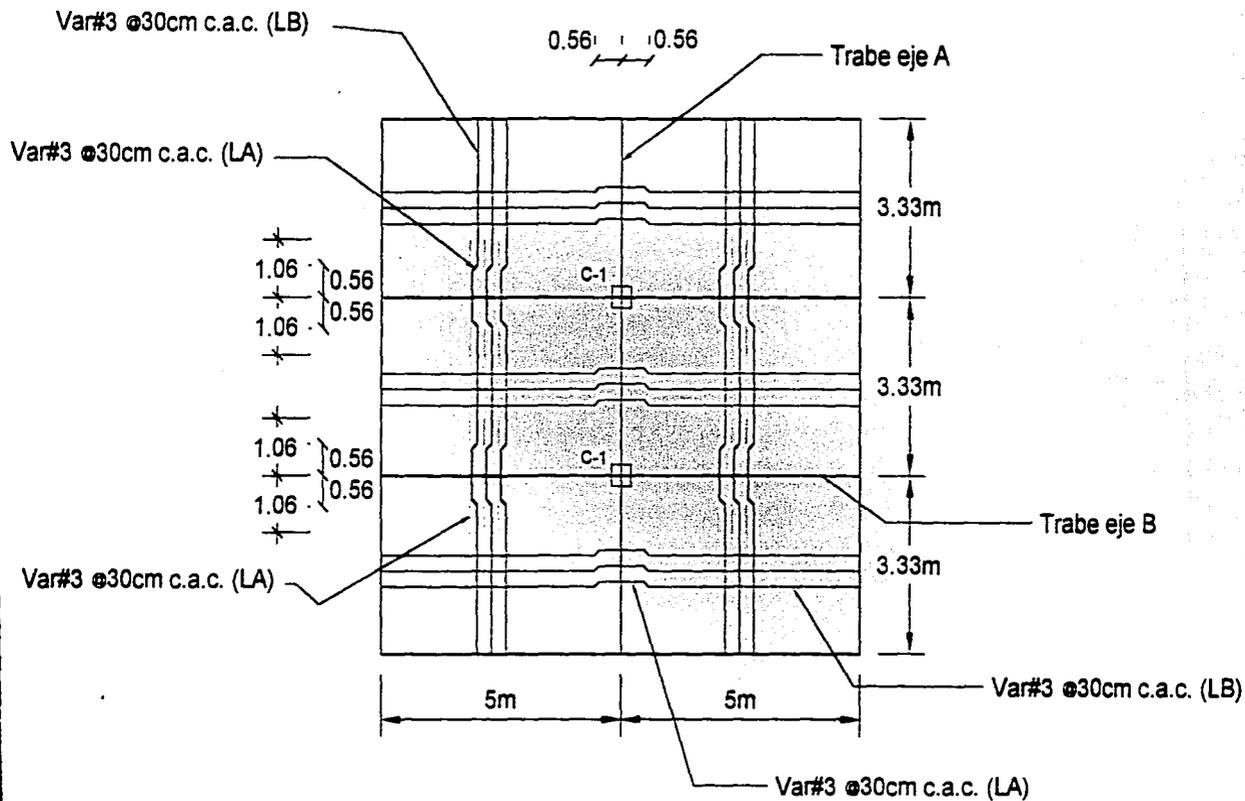
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



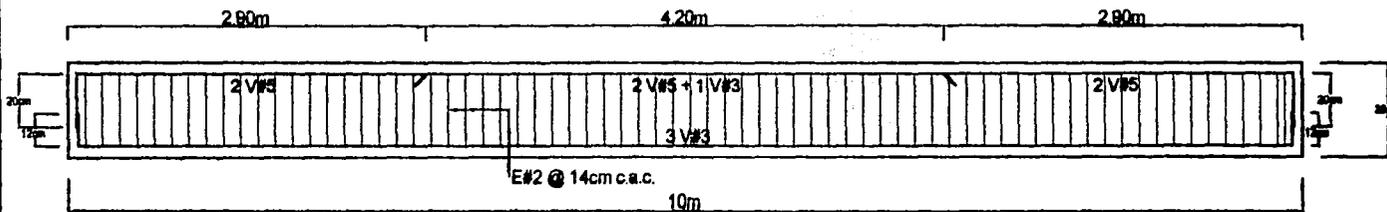
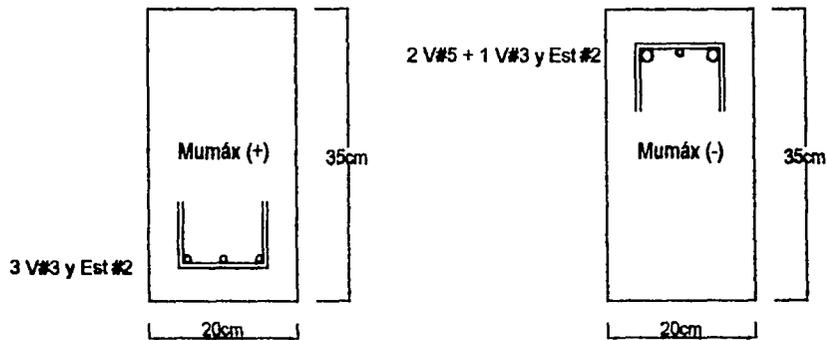
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Muro de Contención

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

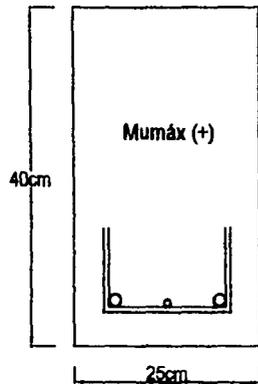


Losa de Cubierta

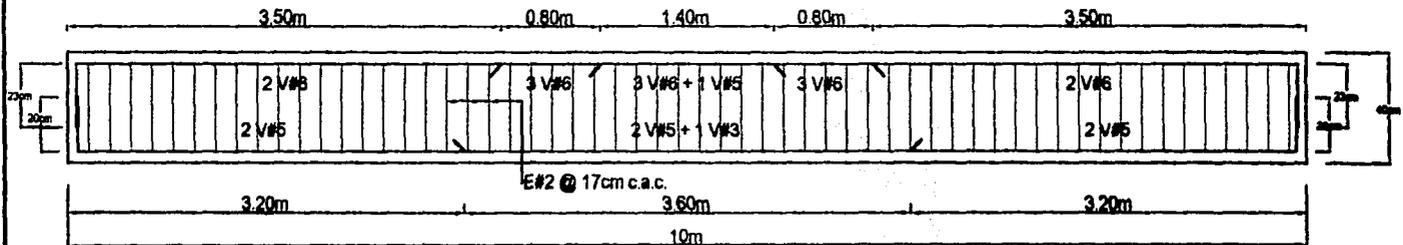
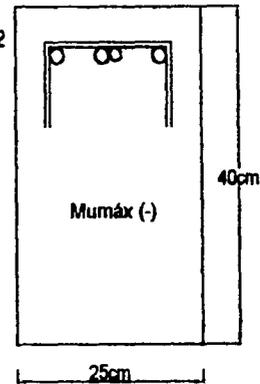


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Trabe eje A

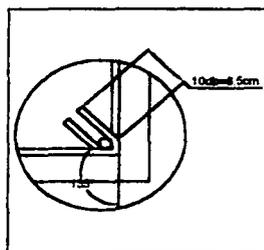
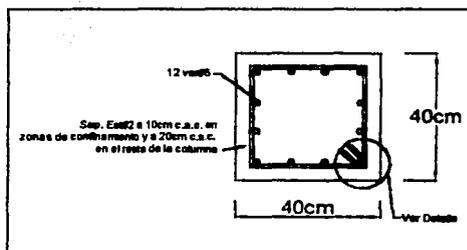
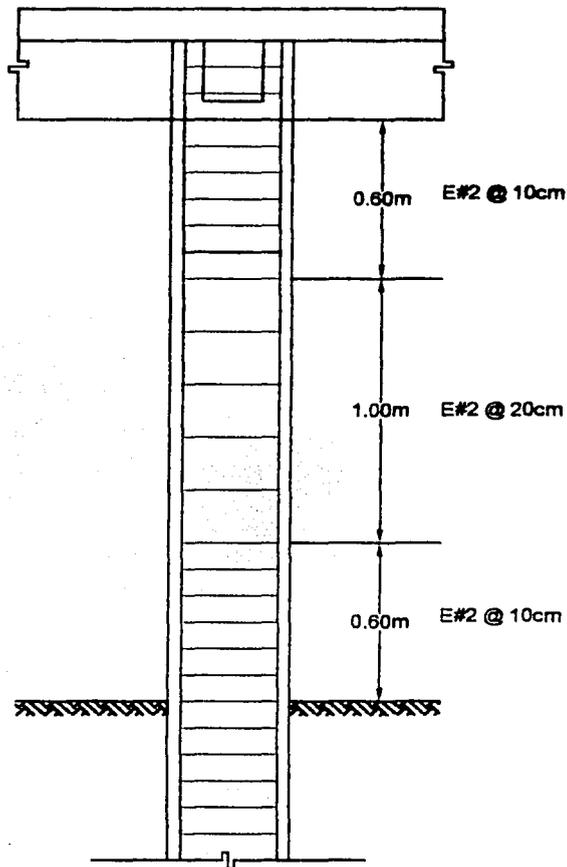


3 V#6 + 1 V#5 y EST#2



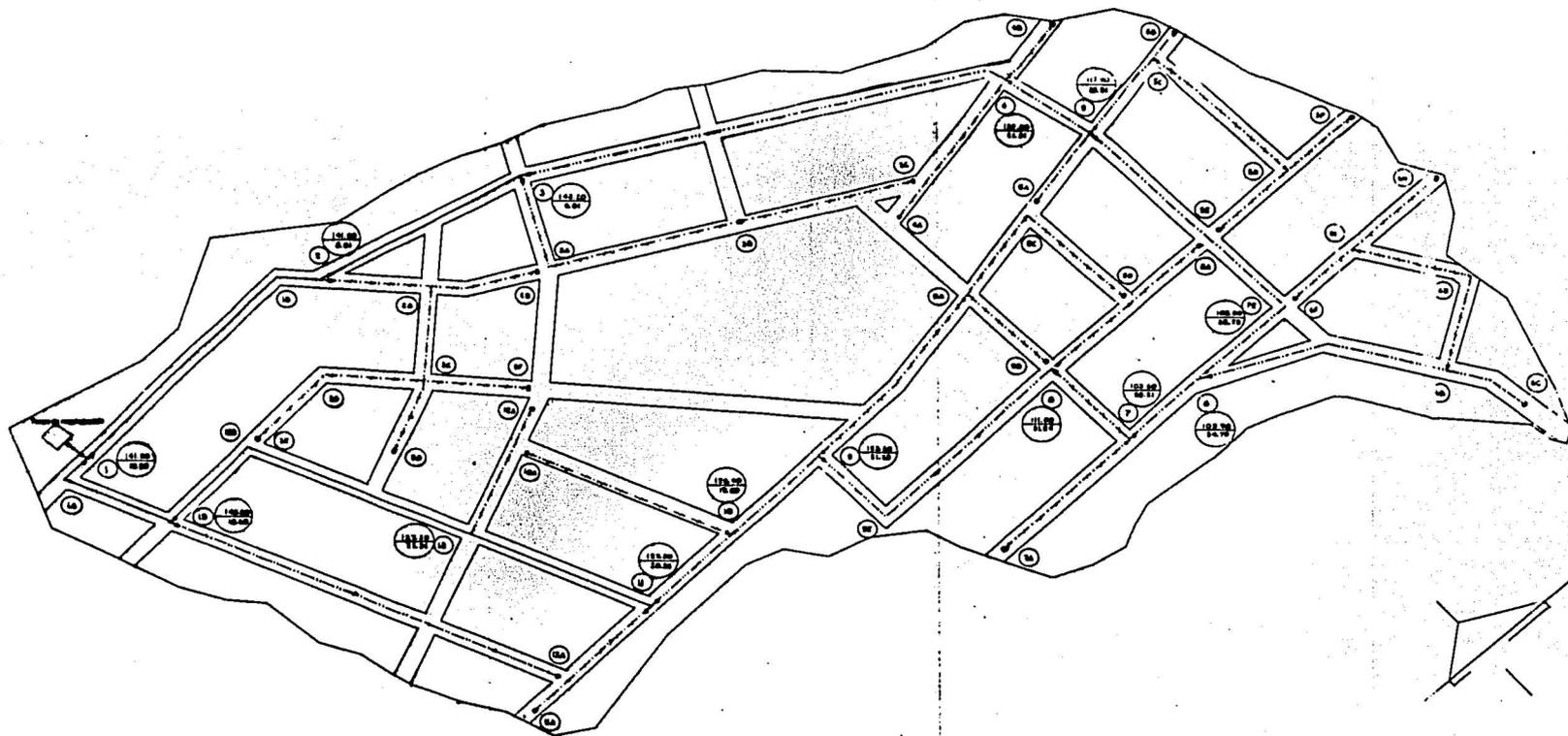
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Trabe eje B



Columna C-1

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



ESCALA 1:1000

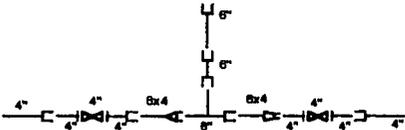
SIMBOLOGIA	
TUBERIA DE 6" Ø	—————
TUBERIA DE 4" Ø	-----
TUBERIA DE 3" Ø	-----
TUBERIA DE 2 1/2" Ø	-----
TUBERIA DE 2" Ø	-----
TUBERIA DE 1 1/2" Ø	-----
VALVULA DE SECCIONAMIENTO Ø" DE GRUPO	○
ELEVACION DE TERRENO	○
CARGA DISPONIBLE	○

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

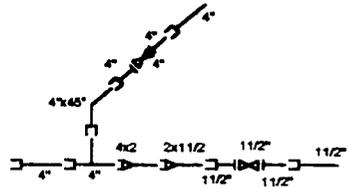
RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE PARA LA COLONIA "LA SANTA CRUZ"	
DISEÑO Y CALCULO: CARLOS ALBERTO CABALLERO GARCIA LOCAL: 1:1000	
ABSTACIONES: EN METROS	REVISO:
FECHA: AGOSTO DEL 2001	LUGAR: URUAPAN MICHOACAN

Análisis de Cruceros

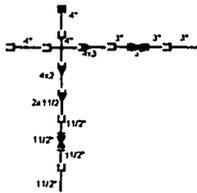
1



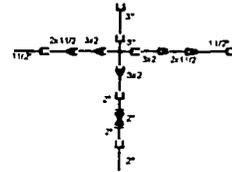
2



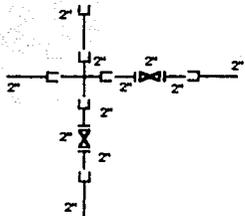
3



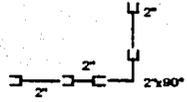
4



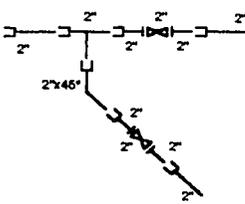
5



PE

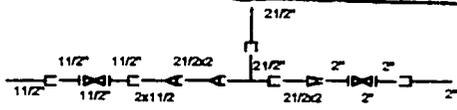


6

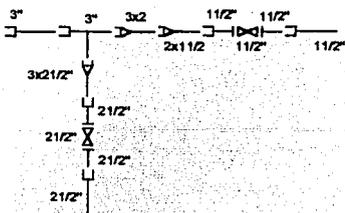


7

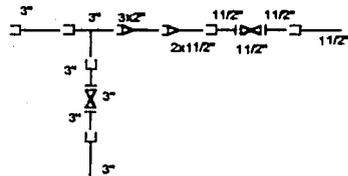
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



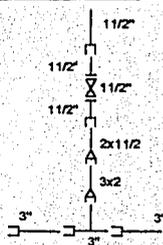
8



9



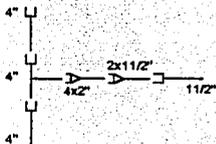
10



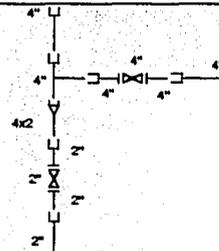
11



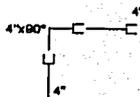
12



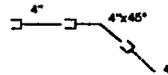
13



1A 13B

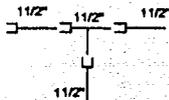


1B

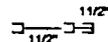


TESIS CON FALLA DE ORIGEN

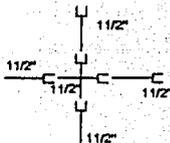
2A



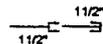
2B 2D 2E 3C 4A 5F 6F 7A 8A 9B
9D 10A 11A 12A 13A



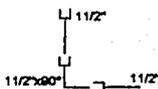
2C



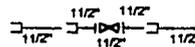
2F 4B 5E 6G



3A 6D 9D



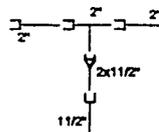
3B



5A 5B 6C

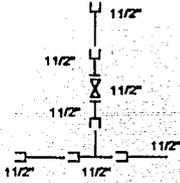


5C

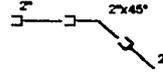


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

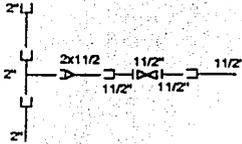
5D



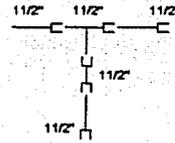
6A



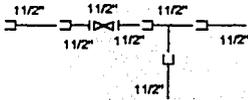
6B



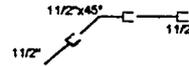
6E



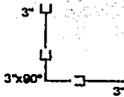
9A



2G



9F



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

CORLE DE P/C		TAPON CAMPANA	
TIPO	CANTIDAD	TIPO	CANTIDAD
4"	1	2"	3
3"	1	1 1/2"	15
2"	1		
1 1/2"	1		

TEE DE P/C		TAPONES RGA	
TIPO	CANTIDAD	TIPO	CANTIDAD
6"	1	4"	1
4"	4	1 1/2"	4
3"	3		
2 1/2"	1		
2"	3		
1 1/2"	4		

CODO 45°		EXTREMIDAD CAMPANA	
TIPO	CANTIDAD	TIPO	CANTIDAD
4"	2	4"	3
2"	2	3"	3
1 1/2"	1	2 1/2"	1
		2"	5
		1 1/2"	10

CODO 90°		EXTREMIDAD RGA	
TIPO	CANTIDAD	TIPO	CANTIDAD
4"	2	4"	5
3"	1	3"	3
2"	1	2 1/2"	1
1 1/2"	3	2"	9
		1 1/2"	11

REDUCCIÓN CAMPANA		VALVULA DE SECCIONAMIENTO	
TIPO	CANTIDAD	TIPO	CANTIDAD
6X4"	1	4"	4
4X3"	2	3"	4
4X2"	4	2 1/2"	1
3X2 1/2"	1	2"	6
3X2"	5	1 1/2"	11
2 1/2X2"	1		
2X1 1/2"	10		

REDUCCIÓN RGA		CORLE DE REPARACION	
TIPO	CANTIDAD	TIPO	CANTIDAD
6X4"	1	6"	1
4X2"	1	4"	1
3X2"	1	2"	1
2 1/2X2"	1	1 1/2"	1
2X1 1/2"	2		

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

BIBLIOGRAFÍA



BIBLIOGRAFÍA

Libros:

- César Valdez Enrique, Vázquez González Alba.
Abastecimiento de Agua Potable.
Editorial UNAM.
México, D.F., 1993.
 - CNA (Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. Gerencia de Normas Técnicas).
Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario.
S/L, 1994.
 - Fair Gordon, Geyer John, Okun Daniel.
Abastecimiento de Aguas y Remoción de Aguas Residuales.
Editorial Limusa.
México, D.F., 1990.
 - Steel Ernest, McGhee Terence.
Abastecimiento de Agua y Alcantarillado.
Editorial Gustavo Gili.
Barcelona, 1981.
 - Irrigación y Sistemas Agrícolas del Centro, S.A. de C.V.
Definición y Clasificación de las Bombas.
Querétaro, 1992.
 - Eureka.
Boletín Técnico de Tuberías de Presión.
S/L, S/F
 - Juárez Fuentes J. Socorro.
Proyecto del Sistema de Drenaje y Red de Agua Potable en el Poblado de la Mira, Michoacán.
Tesis de Licenciatura, Escuela de Ingeniería Civil, U.M.S.N.H.
Morelia, 1976.
-

- **AMITUP (Asociación Mexicana de Tuberías de Plástico).**
Criterios de diseño de agua potable empleando tubería de PVC.
México, D.F., 1977.
- **Montes de Oca Miguel.**
Topografía.
Editorial Alfaomega.
México, D.F., 1996.
- **Brambila Alejandro.**
Tratado Práctico de Topografía.
Editorial Tesis Reséndiz.
México, D.F., 1975.

Páginas de Internet:

- **Empresa Mexicana de Manufacturas, S.A. de C.V.**
www.emmsa.com.mx