



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**FACULTAD DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN**

**DISEÑO DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN DEL SISTEMA
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA POBLACIÓN
DE COJALTITLA, MUNICIPIO DE SULTEPEC,
ESTADO DE MÉXICO.**

**SEMINARIO TALLER
EXTRA CURRICULAR
"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE"**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSÉ LUIS STEVENSON ZAPATA**

**ASESOR:
ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO**

OCTUBRE DE 2004





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

LIBRARY OF THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA

UNIVERSITY OF CALIFORNIA
LIBRARY OF THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA
LIBRARY OF THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA

LIBRARY OF THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA
LIBRARY OF THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA
LIBRARY OF THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA

LIBRARY OF THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA



Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: JOSE LUIS STEVENSON ZARZA
FECHA: 01/NOVIEMBRE/2007
FIRMA: [Signature]

AGRADECIMIENTOS.

- AGRADEZCO A DIOS, A QUIEN LE ESTOY PROFUNDAMENTE AGRADECIDO, POR LA OPORTUNIDAD QUE ME DIO PARA ALCANZAR ESTA META.
- A MI MADRE Y PADRE, POR SU INFINITO APOYO, COMPRENSIÓN Y CARÍÑO, A QUIENES LES BRINDO ESTE LOGRO.
- A MIS HERMANAS QUE SIEMPRE ESTUVIERON A MI LADO, ESPERO LES SIRVA DE EJEMPLO.
- A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO Y A LA F.E.S. ACATLAN, MI ALMA MATER.
- A TODOS LOS PROFESORES DE INGENIERÍA CIVIL QUE A LO LARGO DE MI PREPARACIÓN ME IMPARTIERON CLASE, Y EN ESPECIAL AL ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO, MI ASESOR DE TESIS.

GRACIAS POR TODO.





ÍNDICE.

INTRODUCCIÓN

CAPITULO 1 ANTECEDENTES	1
1.1. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA	1
1.2. CLIMA	2
1.3. OROGRAFÍA	3
1.4. TIPO DE SUELO	3
1.5. HIDROGRAFÍA	3
1.6. FLORA Y FAUNA	4
1.7. ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS	5
1.8. FACTIBILIDAD SOCIAL	6
CAPITULO 2 ANÁLISIS DE LA DEMANDA.....	7
2.1 PERIODO DE DISEÑO	7
2.2. POBLACIÓN ACTUAL	8
2.3. POBLACIÓN DE PROYECTO	9
2.3.1 Método de Mínimos cuadrados	10
2.3.2 Método de Incrementos Diferenciales	11
2.3.3 Método de incremento geométrico.....	13
2.4. USOS DEL AGUA POTABLE	14
2.5. DOTACIÓN	15
2.6. COEFICIENTES DE VARIACIÓN	17
2.7. GASTOS DE DISEÑO	17
2.7.1. Gasto Medio Anual	17
2.7.2. Gasto Máximo Diario	18
2.7.3. Gasto Máximo Horario.....	18
2.8. RESUMEN DE LO DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO.....	19
CAPITULO 3 FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y OBRAS DE TOMA	20
3.1. DESCRIPCIÓN GENERAL	20
3.2. CALIDAD DEL AGUA	24
3.3. RESULTADOS DE AFORO.....	25
3.4. SELECCIÓN Y DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA.....	26
CAPITULO 4 LÍNEA DE CONDUCCIÓN	34
4.1. ASPECTOS A CONSIDERAR	34
4.1.1. Generalidades	36
4.1.2. Criterio de Diseño de la C.N.A.	36
4.2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	38



4.2.1. Tuberías	39
4.2.2. Diseño Hidráulico de la Línea de Conducción	40
CAPITULO 5 TANQUE DE REGULARIZACIÓN	48
5.1. GENERALIDADES	48
5.2. FUNCIONES PRINCIPALES	49
5.3. MATERIALES USADOS	50
5.4. TIPOS DE TANQUES	50
5.4.1. Tanques Superficiales	50
5.4.2. Columnas Reguladoras	53
5.4.3. Tanques Elevados	54
5.5. CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO	56
5.5.1. Presiones Máximas y Mínimas	56
5.5.2. Determinación de la Capacidad de Regulación	57
5.5.3. Calculo Grafico	58
5.5.4. Calculo Analítico	58
5.5.5. Calculo del Volumen de Regulación	60
5.6. DISEÑO DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN COMO PARTE DEL PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE COJALTITLA	61
5.7. DISEÑO ESTRUCTURAL	64
5.7.1. Criterios de Diseño Estructural	65
5.7.2. Acciones de Diseño	65
5.7.3. Investigación del Subsuelo	68
5.7.4. Diseño estructural de la Cimentación	70
5.7.5. Mampostería de Piedras Naturales	72
5.7.6. Elementos Estructurales Comunes (vigas, dalas, losas).....	77
5.7.7. Acero	81
5.7.8. Concreto	82
5.7.9. Cimbra	82
5.7.10. Descimbrado	83
5.7.11. Curado	83
5.7.12. Criterio de Diseño por Sismo.....	83
5.7.13. Construccion	85
5.8. CÁLCULOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	87
5.9. INSTALACIONES DE FONTANERÍA	94
CAPITULO 6 RED DE DISTRIBUCIÓN	96
6.1. GENERALIDADES Y CARACTERÍSTICAS	96
6.1.1. Antecedentes	96
6.2. ESTUDIOS BÁSICOS	97
6.3. COMPONENTES DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN	98
6.3.1. Tuberías	99
6.3.2. Piezas especiales	101
6.3.3. Válvulas	102
6.3.4. Tanques de Distribución	104
6.3.5. Tomas Domiciliarias	104





6.3.6. Rebombéo	104
6.3.7. Cajas Rompedoras de Presión	105
6.3.8. Atraques de Concreto	105
6.4. PRESIONES ADMISIBLES, DISPONIBLES Y ZONAS DE PRESIÓN	106
6.5. ESQUEMAS BÁSICOS	107
6.5.1. División de una Red de Distribución	109
6.5.2. Distribución de Agua dentro de una Red	110
6.6. CRITERIOS DE DISEÑO DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN	112
6.6.1. Redes de Distribución Ramificadas	113
6.6.2. Funcionamiento Hidráulico de la red de Distribución	116
6.6.3. Red de Tuberías en Régimen Permanente	117
6.6.4. Conjunto de Tuberías	117
6.6.5. Red de tuberías en Régimen no Permanente	118
6.7. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	120
6.7.1. Análisis por Computadora	120
6.7.2. Programa de Análisis de la red Seleccionado	121
6.7.3. Captura de Datos	122
6.7.4. Calculo y Diseño de la red de Distribución	125
 CONCLUSIONES	 129
 BIBLIOGRAFÍA	 131
 ANEXOS	
PLANOS DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE	
AGUA POTABLE DEL POBLADO COJALTITLA,	
MUNICIPIO DE SULTEPEC, ESTADO DE MÉXICO	133





INTRODUCCIÓN

El agua es el componente principal de la materia viva. Los seres humanos estamos constituidos entre un 70 a 85% de agua. Además el agua no solamente es vital para conservar la vida de los seres humanos, si no que también la necesitan para realizar sus necesidades básicas, como por ejemplo, cocinar, beber, asearse y prevenir enfermedades, desalojando el agua ya utilizada. Igualmente, en los procesos industriales se emplean cantidades muy considerables.

A pesar de que aproximadamente el 71% de la superficie de nuestro planeta está cubierto por mares y océanos, la cantidad de agua disponible para usos humanos es limitada, ya que solo puede utilizarse el agua que conforma el ciclo hidrológico. Por tal motivo el agua es un recurso limitado que debe conservarse y distribuirse cada vez más, con mayor eficiencia.

El presente trabajo fue elaborado dentro del Seminario Taller Extracurricular denominado "Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable", que tiene por objeto obtener el título de Ingeniero Civil; El resultado final de dicho seminario es la elaboración de un proyecto para Abastecimiento de Agua Potable.

El proyecto desarrollado, se localiza en el Poblado de "Cojaltitla", Municipio de Sultepec, Estado de México; el cual contempla cuatro temas principales que son: Fuente de Abastecimiento, Línea de Conducción, Tanque de Regularización y Red de Distribución.

En el presente trabajo se expone, con detalle el tema "Diseño del tanque de regularización del sistema de abastecimiento de agua potable para la población de Cojaltitla, Municipio de Sultepec, Estado de México", motivo por el cual los puntos restantes se tratarán a manera de "resumen" en los capítulos correspondientes, presentando básicamente las generalidades de los mismos, así como los resultados finales.





CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES

1.1. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA.

El municipio de Sultepec, se localiza en el extremo sur de la porción occidental del estado de México; entre los paralelos 18°53´21" 18° 33´03" de latitud norte y entre los meridianos 99° 51´25" y 100° 08´17" de longitud oeste.

Sultepec forma parte de la región VI de Coatepec Harinas y uno de los 124 municipios; es distrito Judicial y rentístico; se le conoce como providente de la plata y se localiza a 126 Km de la ciudad de México y a 76 Km de la localidad de Toluca.

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

La localidad de Cojaltitla es una localidad netamente rural aislada y dispersa, se ubica en la parte suroeste del municipio de Sultepec, y es una comunidad cuya población importante se ubica al noroeste a una longitud aproximada de 5 km. Siendo esta la comunidad de San Miguel Totolmaloya, aunque se le da el nombre de comunidad es una localidad rural aislada y compacta se localiza sobre la carretera estatal No 10 en el Km. 74 de la cabecera municipal, estas localidades por estar totalmente aisladas de la cabecera municipal presenta un estado nulo en cuanto a infraestructura en los servicios públicos, entre ellos en el suministro de agua potable y de alcantarillado, lo que se traduce en un detrimento en la calidad de vida de la población.



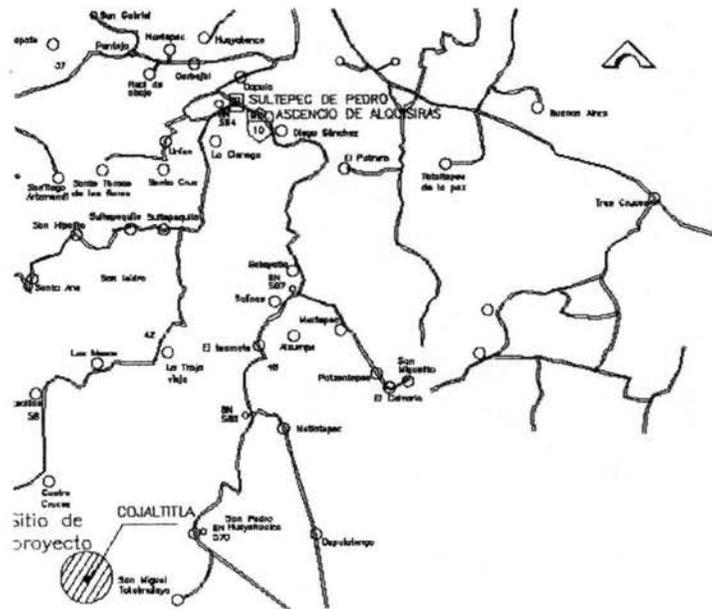


Fig. 1.1 Ubicación Geográfica de Cojaltitla.

Los límites de la comunidad son al norte con la localidad de Laguna Verde al sur con la localidad de Tenanguillo al este con la sierra de la Goleta y al oeste con La comunidad de San Miguel Totolmaloya.

1.2. CLIMA.

El clima dominante es semicálido y cálido por las regiones del sur y suroeste. En la cabecera municipal el clima es frío, subhúmedo por la ubicación a mas de 2,000 m.s.n.m.m. Aunque en las partes bajas y algunas planicies es semicálido y cálido, sobre todo en algunos lugares que colindan con el municipio de Tejupilco y el estado de Guerrero. La precipitación pluvial es de 43 mm y se presenta en los meses de octubre a febrero, de acuerdo con la información metereológica de Sultepec.

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





1.3. OROGRAFÍA.

El territorio es extremadamente abrupto y lo recorren tres series de montañas que forman parte del macizó del Nevado de Toluca o Xinantécatl. En la mayor parte del municipio hay montes, cerros, y pequeñas sierras, entre las cuales se extienden algunas llanuras, lomeríos y barrancas.

Entre los cerros importantes sobresalen: el de La Culebra o San Joaquín, El Oro, La Albarrada, Cuauhtepec, El Campamento de las Águilas, El Picacho, el de Peñitas y el del Ordenamiento, los cerros restantes tiene alturas que oscilan entre los 1,950 y 2,430 m.s.n.m.m.

1.4. TIPO DE SUELO.

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

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

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

1.5. HIDROGRAFÍA.

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





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

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

1.6. FLORA Y FAUNA.

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

Por lo que respecta a los árboles silvestres hay una extensa variedad, frondosos abetos, oyameles, ocotes, encinos y madroños; también se encuentran diversas variedades de brasil, acacia, chicahuil, cucharillo, fresno, mamahuastle, mimbre, palo dulce, palo santo y tepehuaje. La madera que predomina es el ocote, encino, cedro, oyamel.

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





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

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

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

1.7. ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS.

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

La comunidad de Cojaltitla cuenta con dos escuelas una a nivel preprimaria y otra a nivel primaria, una casa de salud, telefonía rural y luz eléctrica de reciente construcción. En la localidad, las calles o veredas son caminos de penetración sin revestir no existe sistema de abastecimiento de agua potable, ni de alcantarillado sanitario y no se cuenta con medios de transporte a esta localidad.

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





1.8. FACTIBILIDAD SOCIAL

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

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

La aceptación del proyecto por parte de la comunidad es indiscutible y la disposición de la comunidad en participar en la construcción y como consecuencia en la operación, mantenimiento y administración del sistema, es manifiesta.

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





CAPÍTULO 2

ANÁLISIS DE LA DEMANDA

2.1. PERIODO DE DISEÑO.

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

Se entiende por Periodo de Diseño el número de años durante el cual el sistema que se proponga será adecuado para satisfacer las necesidades de una comunidad.

El período de diseño en general es menor que la Vida Útil o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que requieran ser eliminadas por insuficientes. Rebasando el período de diseño, la obra continuará funcionando hasta cumplir su vida útil en términos de una eficiencia cada vez menor.

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

El período se fija de acuerdo a las condiciones económicas imperantes, perspectivas de desarrollo de la localidad y en función al plan maestro de desarrollo urbano. Las Normas de Proyecto Para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana, recomiendan que para localidades de 2,500 a 15,000 habitantes, el período de diseño de las etapas de construcción del proyecto comprende entre 6 a 10 años.





Sin embargo de acuerdo a la Normatividad emitida por la Comisión Nacional del Agua presenta los periodos de diseño recomendables para los diferentes elementos del sistema de agua potable y alcantarillado.

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

Como se observa en la tabla 2.1 los elementos que componen el sistema, en su mayoría su período de diseño o es de 5 a 20 años

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

2.2. POBLACIÓN ACTUAL

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





2.3. POBLACIÓN DE PROYECTO.

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

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

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

1. Método de crecimiento por comparación.
2. Método de ajuste por Mínimos Cuadrados.

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

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

Como se puede observar, no se tiene una tendencia de crecimiento, ya que se presenta aumento y disminución de la población, por lo que utilizaremos el método de *crecimiento de comparación* con otra población para la proyección, en el cual se integrarán los métodos de proyección de la población a nivel





municipal para sacar una tasa de crecimiento porcentual, la cual aplicaremos a la población de Cojaltitla.

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

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

Para definir la proyección de la población a nivel municipal (Sultepec) emplearemos diversos métodos, siendo los siguientes:

2.3.1 Método de mínimos cuadrados.

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

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

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

donde:

n = número de censos.

x = años.

y = población.





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

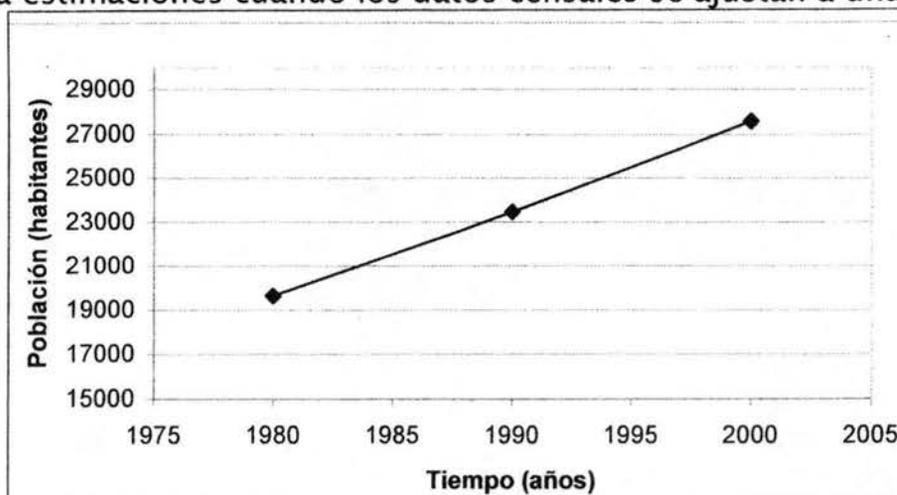


Figura 2.1. Gráfica de incremento de población en Sultepec.

TABLA 2.4. CÁLCULO DE POBLACIÓN POR EL MÉTODO DE MÍNIMOS CUADRADOS.				
X (AÑOS)	Y (HAB.)	X ²	Y ²	XY
1980	19631	3920400	385376161	38869380
1990	23462	3960100	550465444	46689380
2000	27592	4000000	761318464	55184000
		Σ1188050	Σ16971600	Σ1407427
Σ5970	Σ70685	0	69	60

$$a = -768557.833$$

$$b = 398.05$$

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

2.3.2 Método de incrementos diferenciales.

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





TABLA 2.5. CÁLCULO DE POBLACIÓN POR EL MÉTODO DE INCREMENTOS DIFERENCIALES.

AÑO	POBLACIÓN	1A DIFERENCIA	2A DIFERENCIA
t ₀	P ₀		
t ₁	P ₁	P ₁ - P ₀	
t ₂	P ₂	P ₂ - P ₁	(P ₂ - P ₁) - (P ₁ - P ₀)
t ₃	P ₃	P ₃ - P ₂	(P ₃ - P ₂) - (P ₂ - P ₁)
		SUMA:	Σ 2asDif
		PROM:	X = Σ 2asDif/n

n = # de 2das Diferencias

AÑO	POBLACIÓN	1A DIF+PROM2A DIF	PROM 2A DIF
t ₃ ↓ ↓	P ₃ ← ←	P ₃ - P ₂	X
t ₄ ↓ ↓	P ₄ ← ←		X
t ₅ ↓	P ₅ ← ←		X
t ₆	P ₆		X

X = cte.

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

	AÑO	POBLACIÓN	1A DIFERENCIA	2A DIFERENCIA
t ₀	1980	19631		
t ₁	1990	23462	3831	
t ₂	2000	27592	4130	299
		SUMA:	7961	299

	AÑO	POBLACIÓN	1A DIF+PROM2A DIF	PROM 2A DIF
t ₂	2000	27592	4130	299
t ₃	2010	32021	4429	299
t ₄	2020	36749		

Interpolando para el año 2017 tenemos una Población de 35,331 Habitantes





2.3.3 Método de incremento geométrico.

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

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

donde:

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

P_U = Población último censo.

P_P = Población penúltimo censo.

P_F = Población futura.

t_U = Año último censo.

t_P = Año penúltimo censo.

t_F = Año futuro.

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

Para en año 2010

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

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

Para en año 2020

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

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

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

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





- Con el dato anterior y el censo del 2002 de Cojaltitla (3105 habitantes), se determina una tasa de crecimiento porcentual con la formula de interés compuesto.

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

donde:

P_F = Población futura.

P_A = Población actual.

i = Tasa de crecimiento anual.

n = Número de años.

Despejando de la formula anterior la tasa de crecimiento:

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

La tasa de crecimiento anual para el municipio de Sultepec es de:

$$i = \left(\frac{35361}{27592} \right)^{\frac{1}{17}} - 1 = 0.0147$$

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

$$P_{2017} = 3105(1+0.0147)^{15} = 3,865 \text{ Habitantes}$$

2.4. USOS DEL AGUA POTABLE.

Generalmente las aguas se clasifican según el uso, en aguas de uso domestico, comercial, industrial, público y para la agricultura. En las de uso doméstico se incluye toda el agua utilizada en las viviendas.

La cantidad del consumo doméstico varía con el nivel de vida, pero es proporcional al número de habitantes. En las de uso comercial se incluye el agua empleada en los distritos o zonas comerciales o mercantiles, por personas que no habitan en ellas.





El agua de uso comercial se utiliza en pequeñas manufacturas, y al mismo tiempo también en usos domésticos y, por consiguiente, el consumo no puede establecerse con arreglo al número de usuarios de la zona comercial. Tal gasto es mejor estimarlo con arreglo a la superficie del suelo de los edificios allí situados.

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

El agua de uso público o municipal sirve para limpiar calles y alcantarillas, riego de parques y jardines, contra incendios, usos recreativos y de ornato así como para edificios públicos o sin, "medidor".

A veces se clasifican como de uso público las pérdidas de agua por fugas en la red, las cuales representan frecuentemente una parte considerable del suministro total.

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

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

2.5. DOTACIÓN.

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

La dotación se determina en función de un *estudio de consumo de agua potable* (doméstico, público, comercial, fugas y desperdicios) que se tiene en una población.

Para llevar acabo el estudio de consumos, es necesario primeramente, contar con una infraestructura hidráulica que a su vez, cuente con un sistema completo de medición (aparatos de medición en la captación, conducción, regularización y en todas las tomas domiciliarias) que nos permita elaborar





histogramas y conocer el comportamiento del consumo de agua en las horas pico.

Como resulta prácticamente imposible, desde el punto de vista económico, contar con un sistema completo de medición, por falta de estadísticas de consumo de agua, la dotación de proyecto se determinará por el sistema tradicional, consistiendo en tomar en cuenta con el clima que prevalece en la zona de estudio y la magnitud de la población de proyecto.

En la siguiente tabla se indican las dotaciones de proyecto:

NUMERO DE HABITANTES	CLIMA		
	CÁLIDO	TEMPLADO	FRIÓ
DE 2,500 A 15,000	150	125	100
DE 15,000 A 30,000	200	150	125
DE 30,000 A 70,000	250	200	175
DE 70,000 A 150,000	300	250	200
MAYOR DE 150,000	350	300	250

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

$$\text{Dotación} = 125 \text{ lts./hab./día.}$$





2.6. COEFICIENTES DE VARIACIÓN.

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

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

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

TABLA 2.7.	
Coeficientes de variación Diaria y Horaria	
Concepto	Valor
Coeficiente de Variación Diaria (CVD)	1.40
Coeficiente de Variación Horaria (CVH)	1.55

2.7. GASTOS DE DISEÑO.

2.7.1 Gasto Medio Anual (Q_{med})

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

$$Q_{med} = \frac{\text{Población} \times \text{Dotación}}{86,400}$$

Donde:

Q	= Gasto Medio Diario, en l.p.s.
Población	= Población de Proyecto
Dotación	= Dotación por Habitante, en lts./hab./día
86,400	= Segundos que tiene un día





Sustituyendo valores tenemos:

$$Q_{med} = \frac{3865 \text{ hab} \times 125 \text{ lts / hab / día}}{86,400}$$

$$Q_{med} = 5.59 \text{ l.p.s.}$$

2.7.2 Gasto Máximo Diario (Q_{MD})

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

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

Donde:

- Q_{MD} = Gasto Máximo Diario, en l.p.s.
- CVD = Coeficiente de Variación Diaria = 1.40
- Q_{med} = Gasto Medio Diario, en l.p.s.

Sustituyendo valores tenemos:

$$Q_{MD} = 1.40 \times 5.59 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{MD} = 7.83 \text{ l.p.s.}$$

2.7.3 Gasto Máximo Horario (Q_{MH})

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

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

Donde:

- Q_{MH} = Gasto Máximo Horario, en l.p.s.
- CVH = Coeficiente de Variación Horaria = 1.55
- Q_{MD} = Gasto Máximo Diario, en l.p.s.





Sustituyendo valores tenemos:

$$Q_{MH} = 7.83 \text{ l.p.s} \times 1.55$$

$$Q_{MH} = 12.134 \text{ l.p.s}$$

2.8. RESUMEN DE LOS DATOS BÁSICOS DE PROYECTO.

LOCALIDAD.	COJALTITLA.
Municipio	Sultepec, Edo. de México.
Población actual estimada, año 2002.	3105 Habitantes.
Población de Proyecto, año 2017.	3865 Habitantes.
Dotación.	125 lts/hab-día.
Coefficiente de Variación Diario.	1.40
Coefficiente de Variación Horario.	1.55
Gasto Medio Anual.	5.592 lps
Gasto Máximo Diario.	7.83 lps
Gasto Máximo Horario.	12.134 lps
Fuente de abastecimiento.	Arroyo la Goleta.
Conducción.	Gravedad.
Captación.	Caja de captación sobre arroyo
La Goleta.	
Regularización.	Tanque superficial.
Distribución.	Gravedad.





CAPITULO 3

FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y OBRA DE TOMA

3.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO.

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

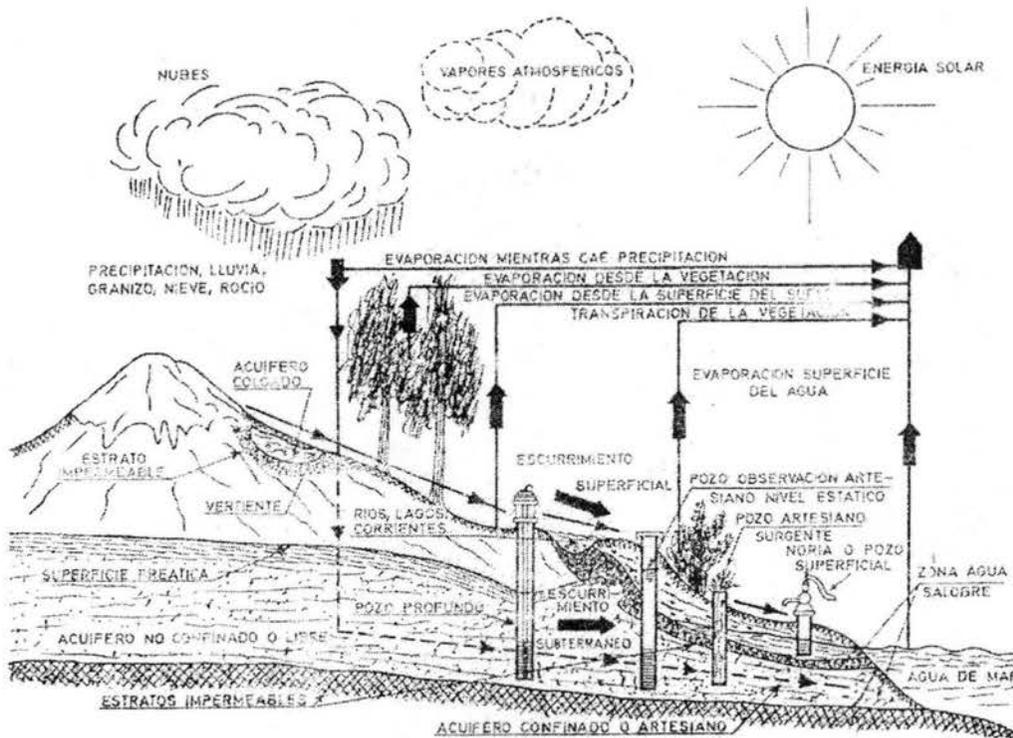


Fig. 3.1. El ciclo hidrológico





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

- Sistemas individuales:
 - a) Aguas superficiales (ríos, arroyos, lagos)
 - b) Aguas subterráneas (pozos y manantiales)
 - c) Aguas atmosféricas o de lluvia (cisternas o aljibes)
 - d) Aguas saladas (océano)

a) Aguas superficiales.

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

Algunas ventajas obvias de las aguas superficiales son su disponibilidad y que están visibles; son fácilmente alcanzadas para el abastecimiento y su contaminación puede ser removida con relativa facilidad.

Generalmente las aguas superficiales tienen aguas blandas; por estar abiertas a la atmósfera tienen un alto contenido de oxígeno, el cual oxida y remueve el hierro y el manganeso en las aguas crudas.

Normalmente las aguas superficiales están libres de sulfuro de hidrógeno, el cual produce un ofensivo olor, similar al de los huevos podridos.

Las aguas superficiales pueden tener alta turbiedad y color, lo cual requiere un tratamiento adicional; generalmente tienen mucha materia orgánica.

Los embalses o represas tienen características similares a los almacenamientos naturales. Normalmente, la mejor calidad de agua se encuentra a media profundidad.





Las superficiales tienen exceso de algas; las de fondo, alto contenido de CO₂ y, probablemente, hierro, manganeso, y a veces H₂S.

b) Aguas subterráneas.

Parte del agua que cae a la tierra se infiltra en el suelo. Además, el agua de corrientes, lagos y embalses artificiales y el agua dispersa en la superficie del terreno, ya sea para irrigación o para disposición, en parte a la tierra.

Una porción del agua subterránea regresa directamente a la atmósfera mediante la evaporación y la transpiración, y otra parte es retenida por fuerzas capilares y el resto fluye hacia abajo hasta que encuentra un estrato más o menos impermeable.

El agua contenida por una capa impermeable, o *acuicierre*, y que fluirá hacia pozos, manantiales u otros puntos de recuperación, se llama agua subterránea.

Las fuentes subterráneas están generalmente mejor protegidas de la contaminación que las fuentes superficiales, por lo que su calidad es más uniforme.

El color natural y la materia orgánica son más bajos en las aguas subterráneas que en las superficiales, de allí que el tratamiento para remoción de color no lo requieren; esto al mismo tiempo significa que los trihalometanos son bajos en las aguas tratadas producidas a partir de aguas subterráneas.

Es menos probable que las aguas subterráneas tengan sabor y olor, contaminación producida por actividad biológica.

Las aguas subterráneas no son corrosivas porque el bajo contenido de oxígeno disuelto en ellas, reduce la posibilidad de que entre en juego la media reacción química necesaria para la corrosión.

Las desventajas del agua subterránea incluyen la comparativa inaccesibilidad de estas fuentes; las concentraciones de sulfuro de hidrógeno son producidas en un ambiente de bajo oxígeno y estas son las condiciones típicas encontradas en las aguas subterráneas.

Una vez que los acuíferos se contaminan, no existe un método conocido que los pueda limpiar. Las aguas subterráneas presentan frecuentemente dureza





tan alta que deben ser ablandadas para minimizar las formaciones de incrustaciones en las tuberías. Las ventajas y desventajas de las fuentes de agua potable subterránea y superficiales se resumen en el cuadro 3.1.

CUADRO 3.1. CARACTERÍSTICAS DEL AGUA SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA.		
CARACTERÍSTICAS	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRÁNEA
Temperatura	Variable según las estaciones	Relativamente constante
Turbiedad, materias en suspensión	Variables, a veces elevadas	Bajas o nulas
Mineralización	Variable, en función de los terrenos, precipitación, vertidos, etc.	Bajas o nulas
Hierro y manganeso	Generalmente ausente excepto en el fondo de los cuerpos de agua en estado de eutrofización	Generalmente presentes
Gas carbónico agresivo	Generalmente ausente	Normalmente ausente o muy bajo
Amoniaco	Presente solo en aguas contaminadas	Presencia frecuente sin ser índice de contaminación
Sulfuro de hidrógeno	Ausente	Normalmente presente
Sílice	Contenido moderada	Contenido normalmente elevado
Nitratos	Muy bajos en general	Contenido a veces elevado
Elementos vivos	Bacterias, virus, plancton	Ferró bacterias
Oxigeno disuelto	Normalmente próximo a al saturación	Normalmente ausente o muy bajo

c) Aguas atmosféricas.

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





recolectarlas y almacenarlas en las cantidades requeridas, por lo que solo podrán emplearse en poblaciones muy pequeñas.

d) Aguas saladas.

Para las aguas saladas, la Ingeniería Sanitaria ha desarrollado nuevas tecnologías que permiten desalarla para ser utilizada como fuente de abastecimiento de agua potable, pero por su alto costo de inversión, operación y mantenimiento, tales tecnologías resultan prohibitivas en nuestro medio y solo se aplican en casos excepcionales.

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

Cada intervención sobre el recurso hídrico, origina alteraciones en el régimen de caudales, aguas abajo de la estructura de captación, por lo que su aplicación deberá considerar al mismo tiempo la satisfacción de la demanda definida por el proyecto y los impactos sobre sectores ubicados en niveles inferiores.

La obra de toma adquirirá una conformación según la naturaleza del recurso que se pretende utilizar.

3.2. CALIDAD DEL AGUA.

Para que las aguas sean ingeridas por el hombre de manera que beneficie su salud, es necesario que lleven en solución ciertas sustancias que las hacen agradables y nutritivas, como el oxígeno, bióxido de carbono, sales minerales, sodio, calcio y magnesio en cantidades pequeñas; Pues el exceso hace impropia el agua para el consumo. Debe estar exenta de materias perjudiciales a la salud, libre de olores y gérmenes infecciosos. Su temperatura debe fluctuar entre los 10 y 15° C y debe ser de sabor agradable. Las aguas que reúnen estas condiciones son llamadas “aguas potables”.





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

3.3. RESULTADO DE AFOROS.

El método utilizado para el presente proyecto fue el de Velocidad Superficial, consiste en colocar sobre una de las orillas de la corriente, dos marcas A y B a una distancia fija. Se suelta un flotador (tapón de corcho, pelota de hule, taquete de madera, etc.), a la altura del punto A, aproximadamente a la mitad de la corriente y se toma el tiempo que tarda el flotador en llegar desde A hasta B.

La medición siempre se debe repetir varias veces para obtener un mejor resultado, de preferencia se deben realizar las mediciones en época de estiaje para obtener el nivel de agua mínimo.

Para este proyecto se colocaron las marcas a 6.5 metros de distancia una de la otra y el tiempo de recorrido promedio de un punto a otro fue de 13.0 seg. Resultando una velocidad de 0.5 m/s.

Para determinar el área transversal en corrientes regulares tanto en anchura como en profundidad se procede de la siguiente manera:

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

La sección que se eligió tiene un tirante promedio de 1.0 metro con un ancho aproximado de 14 metros, por lo tanto el área transversal es de 14 m². Finalmente el gasto de la corriente será:

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

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

El gasto máximo diario que se requiere al final del periodo de diseño del proyecto (año 2017) es de 7.83 lts/seg. Que comparado con el gasto que





conduce el arroyo la Goleta, nos permite garantizar sin ninguna dificultad el suministro del vital liquido.

3.4. SELECCIÓN Y DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA.

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

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

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

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

Para el abastecimiento de agua potable a la localidad de Cojaltitla, municipio de Sultepec en el Estado de México, se tomará el agua del arroyo "La Goleta", el cual se encuentra ubicado a 4.8 Km aproximadamente de distancia del





poblado. Este arroyo se localiza a una elevación de terreno de 996.00 m, con respecto al tanque de regularización ubicada en la elevación 909.00 m, por lo que podrá aprovecharse un sistema de abastecimiento por gravedad, ya que se cuenta con un desnivel aproximado de 86.00 m.

De acuerdo con la topografía realizada del sitio donde se encuentra el arroyo y el cual presenta laderas suaves, se propone para la obra de captación una caja colectora tipo galería filtrante con estructuras de concreto armado y cuyas dimensiones serán mencionadas mas adelante. La galería filtrante se construye transversalmente a la dirección del flujo, esto nos permitirá obtener un mayor volumen de captación.

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

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



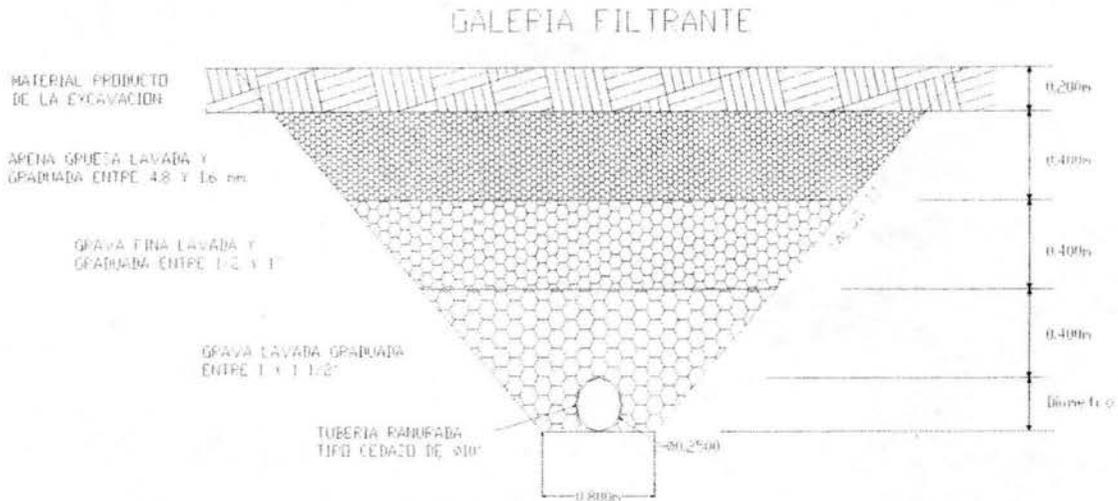


Fig. 3.2. Sección transversal de una galería filtrante

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

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

donde:

Q = Gasto en m³ /s.

K = Coef. De permeabilidad que depende de la finura y porosidad del material, en m/s.

R = Radio del circulo de influencia, en m.

H = Carga estática o distancia vertical del nivel estático al estrato impermeable, en m.

L = Longitud de la galería en m.

h' = Abatimiento observado.



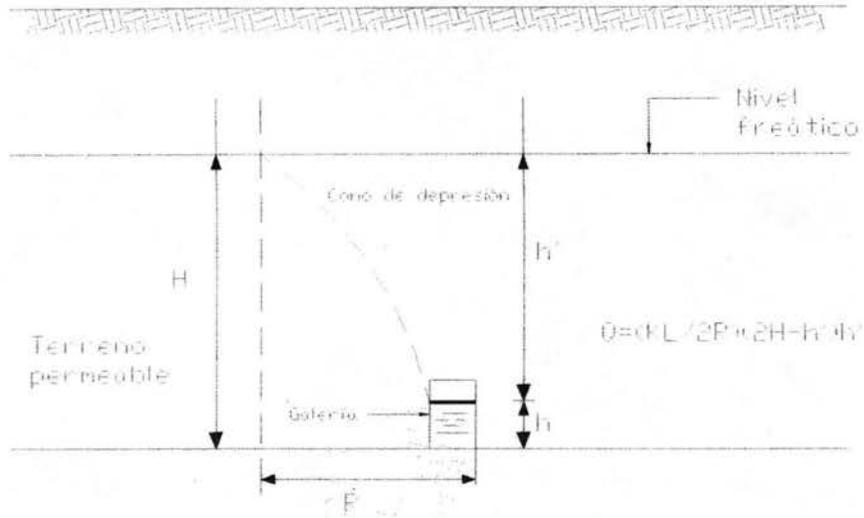


Fig. 3.3. Galería filtrante

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

$$Q = KSHL$$

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

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

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

La longitud de la tubería por utilizar se obtendrá dividiendo el área obtenida entre el área de infiltración por metro del diámetro considerado en el catálogo.





Cantidad de perforaciones o ranuras del colector

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

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

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

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

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

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

Área total de ranuras o perforaciones del tubo recolector.

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

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

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

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





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

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

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

Cálculo de la capacidad de la Galería Filtrante

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

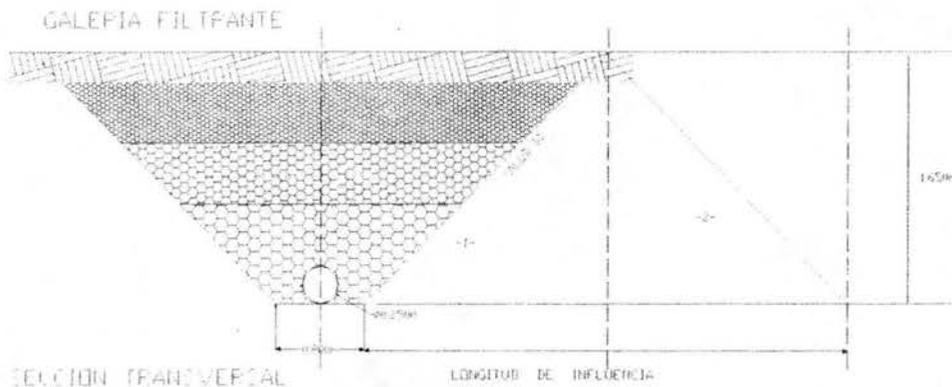


Fig. 3.4. Capacidad de una Galería filtrante.

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

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

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

Sustituyendo en la siguiente expresión:

$$Q = K I A$$





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

TIPO DE SUELO	DIÁMETRO DE LOS GRANOS (MM)	PERMEABILIDAD K (M/S)
Arena muy fina	1-3	0.0001
Arena fina con escasa proporción de barro		0.0008
Arena fina con barro		0.001-0.003
Arena de río		0.0025
		0.0088
	1-8	0.03
Gravilla fina	20-40	0.035
Gravilla media	40-70	

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

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

Cálculo de la capacidad del tanque de captación

La capacidad del tanque puede determinarse con la siguiente expresión:

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

tanto, despejamos la Capacidad del Tanque y tenemos:





Cap. Tanque = Gasto máximo diario * tiempo de llenado del tanque

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

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

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

Por lo tanto con una estructura de 2.50 m x 1.50 m de base y con una altura de 2.60 m se logra asegurar el volumen necesario sin dificultad con una capacidad aproximada de 10 m³.

La caja colectora estará estructurada con losas de fondo, rejillas de acero para ventilación y muros de concreto armado. Estos detalles se muestran en el plano con clave: PROY-COJAL-OT-01. y se complementara con los planos con clave:

- PROY-COJAL-LC-01
- PROY-COJAL-LC-02
- PROY-COJAL-LC-03
- PROY-COJAL-TR-01
- PROY-COJAL-RED-01

Los cuales se encuentran en el anexo.





CAPITULO 4

LÍNEA DE CONDUCCIÓN

4.1. ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

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

1. Topografía: El tipo y clase de tubería por usar en una conducción depende de las características topográficas de la línea. Es conveniente obtener perfiles que permitan tener presiones de operación bajas, evitando también tener puntos altos notables.
2. Afectaciones: Para el trazo de la línea se deben tomar en cuenta los problemas resultantes por la afectación de terrenos ejidales y particulares. De ser posible, se utilizarán los derechos de vía de cauces de agua, caminos, ferrocarriles, líneas de transmisión de energía eléctrica y linderos.
3. Clase de terreno por excavar (Geotecnia): En general, las tuberías de conducción deben quedar enterradas, principalmente las de asbesto cemento, P.V.C y polietileno. El trazo más adecuado puede ser el que permita disminuir al máximo posible las excavaciones en roca. Se investigará también la profundidad del nivel freático.
4. Cruzamientos: Durante el trazo topográfico se deben localizar los sitios más adecuados para el cruce de caminos, vías férreas, ríos, etc.
5. Calidad del agua por conducir: Es indispensable saber si el agua es turbia, incrustante, corrosiva, o si tienen hierro y manganeso, dado que se puede afectar notablemente la capacidad de los conductos.





6. Gasto por conducir: Para gastos pequeños, o cuando se utilizan tuberías con diámetros de 150 mm. Y menores, son recomendables las de poli cloruro de vinilo (P.V.C) y polietileno; para diámetros mayores hasta de 500 mm. Y carga de operación menor a 14.0 kg/cm^2 , son recomendables las de fibro-cemento Para diámetros de 610 mm. Y mayores, se debe hacer un estudio económico muy cuidadoso, comparando tuberías de fibro-cemento, acero y concreto preesforzado.

7. Costos de suministro e instalación de tuberías: Se tomarán en cuenta los costos de suministro para los casos de adquisición por parte de los Gobiernos Federal, Estatales y por contratistas. En el caso de diámetros grandes (760 mm. y mayores), se tomará en cuenta la disponibilidad oportuna de las tuberías y las facilidades financieras que otorguen los fabricantes.

8. Normas de calidad y comportamiento de tuberías: Es indispensable conocer las especificaciones de fabricación de las tuberías disponibles en el mercado, las pruebas de control de calidad, así como las recomendaciones para su transporte, manejo y almacenaje.

9. Aspectos socioeconómicos: El uso de ciertas fuentes de abastecimiento (concesionada o no) y el no tomar en cuenta lo indicado en el punto 2, origina en ocasiones problemas con los habitantes de la región, propiciando cambios de fuerte, modificaciones del trazo de la conducción, indemnizaciones. etc.

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

La conducción por gravedad puede hacerse por medio de una conducción libre, es decir, trabajando el tubo como canal, o a presión.

En los sistemas de abastecimiento de agua se usa poco el canal, debido a la facilidad con que el agua puede contaminarse. Los casos más frecuentes son por consiguiente, la línea de conducción por gravedad a presión y la conducción por impulsión a bombeo.





Para el caso de Cojaltitla se pretende analizar y diseñar una línea de conducción por gravedad.

4.1.1. Generalidades.

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

La capacidad de una Línea de Conducción se calcula con el:

"GASTO MÁXIMO DIARIO"

4.1.2. Criterio de diseño de la C.N.A.

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

Velocidades.

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

$$\text{MÁXIMA} = 5 \text{ m/seg.}$$

VELOCIDAD PERMISIBLE

$$\text{MÍNIMA} = 0.3 \text{ m/seg.}$$

VELOCIDAD MÁXIMA: En condiciones normales no es conveniente rebasar de los 5.0 m/seg. , ya que la tubería podría "EROSIONARSE", teniéndose finalmente fugas de agua en la misma. Solamente en casos extraordinarios se podrá aceptar una velocidad mayor a la indicada por la C.N.A.

VELOCIDAD MÍNIMA: No es conveniente que el escurrimiento del agua sobre la tubería sea menor de 0.3 m/seg. , ya que la idea es evitar el "ASENTAMIENTO"





de partículas sólidas que arrastra el agua y con esto evitamos taponamiento en las tuberías.

Pérdida de carga.

Cuando a través de las tuberías se conduce un caudal, se provoca una fricción entre el volumen del agua y las paredes del conducto, a éste fenómeno se le denomina “perdida por fricción” o “perdida de carga”.

Gradiente hidráulico.

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

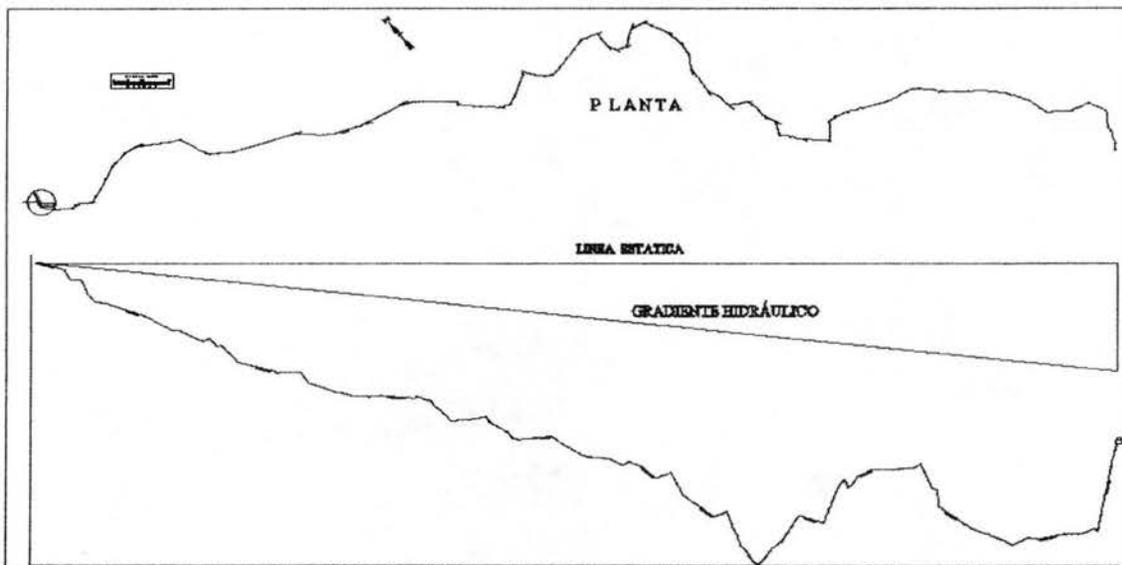


Fig. 4.1. Perfil de una línea de conducción.

Con la fórmula de Manning se determinan las pérdidas de fricción a lo largo de la línea de conducción, siendo su expresión:

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





donde:

- n = coeficiente de rugosidad.
- L = Longitud total en m.
- Q = Gasto en m^3/s
- D = Diámetro comercial en m.

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

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

a) Terreno plano:

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

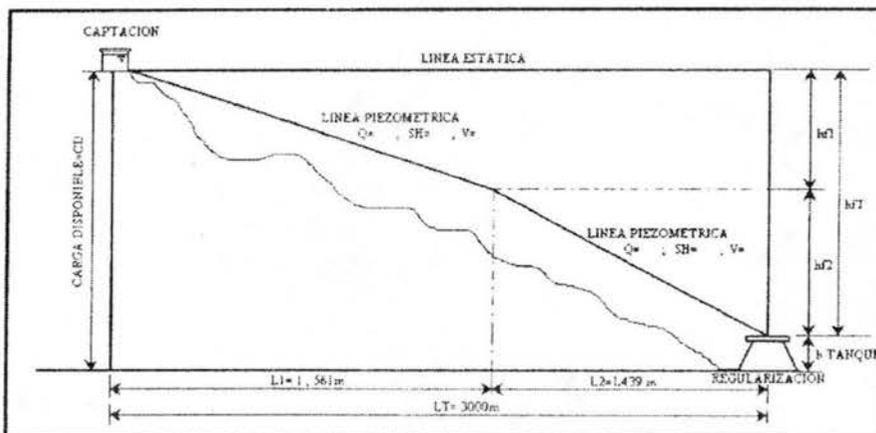


Fig. 4.2. Pérdidas de fricción en una línea de conducción

b) Terreno medio accidentado:

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





rompedoras de presión (C.R.P), las cuáles reducirán considerablemente las cargas hidrostáticas, como se indica en la siguiente figura:

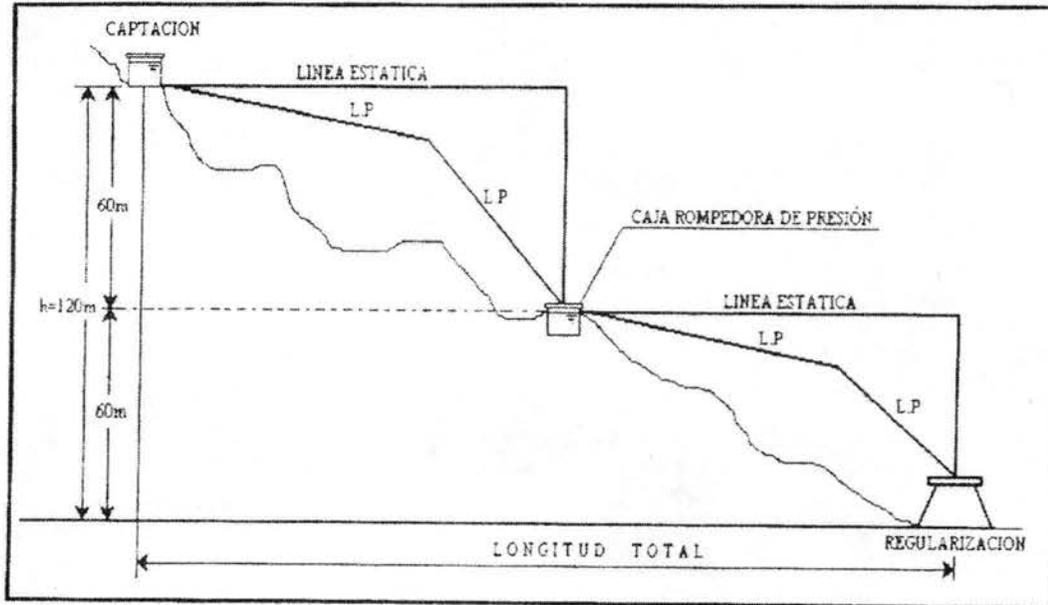


Fig. 4.3. Ubicación de una caja rompedora de presión en una línea de conducción.

4.2.1 Tuberías.

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

Clasificación de las tuberías.

Para determinar la clase de la tubería que requiere la línea de conducción por gravedad, se toma como punto de referencia la "línea de sobre presión" (Golpe de Ariete), ya que ésta representa las cargas más críticas que esta soportando la tubería.

Se entiende por "Golpe de Ariete" al fenómeno transitorio que se produce al tenerse un incremento de presión en la tubería; este fenómeno se presenta principalmente por un cierre brusco en alguna válvula localizada en la línea de conducción por gravedad.

La secuela para clasificar la tubería, se hace sobre el perfil topográfico, aplicando los siguientes pasos:





1. Se considera a la Línea de Sobre Presión con un valor relativo igual a cero.
 1. El perfil del terreno se divide con líneas paralelas a la línea de sobre presión y la división se hace dependiendo del material de la tubería que regularmente es A.C., P.V.C. y P.A.D.

Desde (M.C.A.)	Hasta (M.C.A.)	Clasificación Comercial
0	28	RD 41.0
28	36	RD 32.5
36	45	RD 26.0
45	56	RD 21.0
56	75	RD 17.0
75	90	RD 13.5
90	110	RD 11.0
110	140	RD 9.0
140	178	RD 7.3

4.2.2 Diseño hidráulico de la línea de conducción.

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

$$\text{LA CARGA DISPONIBLE} = \text{PERDIDAS DE FRICCIÓN}$$



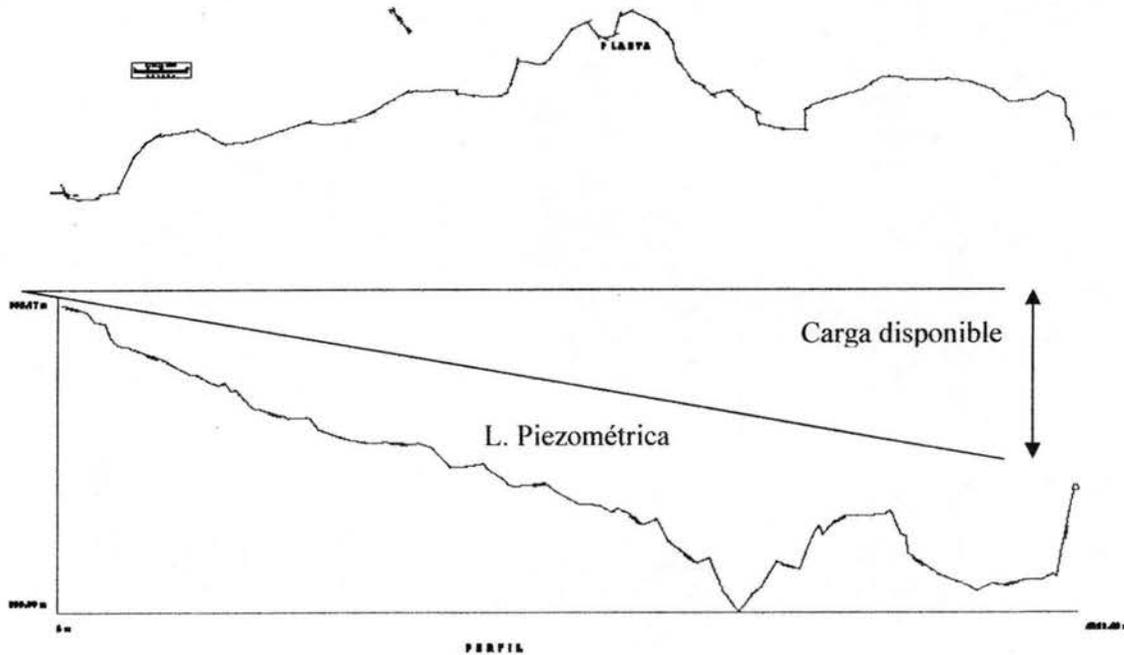


Fig. 4.4. Trazado de la línea piezométrica en un perfil.

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

$$Q = 7.83 \text{ lps.}$$

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

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

El desnivel topográfico entre la captación y el tanque de regularización del presente proyecto es del orden de 100m, es decir, se tiene un terreno accidentado; por tal motivo se colocara una caja rompedora de presión en un punto estratégico, con el objeto de reducir considerablemente las cargas hidrostáticas y el costo de la tubería.

Análisis, selección y operación de la línea de conducción.

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



**Datos del primer tramo:**

Desnivel topográfico = 38.56 m.

Longitud del tramo = 822.29 m.

Datos del segundo tramo:

Desnivel topográfico = 46.94

Longitud del tramo = 3981.11

1. Obtención de la pendiente topográfica:*- Primer tramo:*

$$STOP = \frac{DESNIVEL\ TOTAL}{LONGITUD\ TOTAL} = \frac{H}{L} = \frac{38.56}{822.29} = 0.047$$

- Segundo tramo:

$$STOP = \frac{DESNIVEL\ TOTAL}{LONGITUD\ TOTAL} = \frac{H}{L} = \frac{46.94}{3981.11} = 0.012$$

2. Obtención del diámetro teórico.

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

donde:

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

L = Longitud total en m.

Q = Gasto en m³/s

h = Desnivel total en m.

- Primer tramo:

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

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





- Segundo tramo:

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

Por lo tanto tomaremos el Diámetro Comercial de 4''

3. Cálculo de las PERDIDAS DE FRICCIÓN.

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

donde:

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

L = Longitud total en m.

Q = Gasto en m³/s

D = Diámetro comercial en m.

- Primer tramo:

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

- Segundo tramo:

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

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

$$\text{Carga } H. = h - hf$$

donde:

h = Desnivel total en m.

hf = Perdidas por fricción en m.

- Primer tramo:

$$\text{Carga } H. = 38.56 - 9.06 = 29.5 \text{ m.}$$





- Segundo tramo:

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

5. Comprobación del cálculo, por VELOCIDAD.

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

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

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

El valor del golpe de ariete se determina con la siguiente expresión:

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

Donde:

h = Golpe de ariete en metros (m.c.a.).

V = Velocidad (m/seg).

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

Et = Módulo de elasticidad de la tubería.

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

d = Diámetro de la tubería en cm.

e = Espesor de la tubería en cm.

145 = Factor de conversión.

- Primer tramo:

Seleccionando una tubería de RD-21.0 = 5.6 Kg/cm² = 56 m.c.a., y con un e = 0.54 cm.

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





Sobre presión = Carga Hidráulica + Golpe de Ariete
Sobre presión = 29.5 + 24.50 = 54.00 m.c.a. O.K.

– Segundo tramo:

Seleccionando una tubería de RD-41.0 = 2.8 Kg/cm² = 28 m.c.a., y con un e = 0.28 cm.

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

Sobre presión = Carga Hidráulica + Golpe de Ariete
Sobre presión = 3.07 + 17.70 = 20.83 m.c.a. O.K.

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

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

Datos:

Q = 7.83 l.p.s.

Factor de Transformación = 0.0353 pies³/seg.

Q = 0.28 pie³/seg.

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

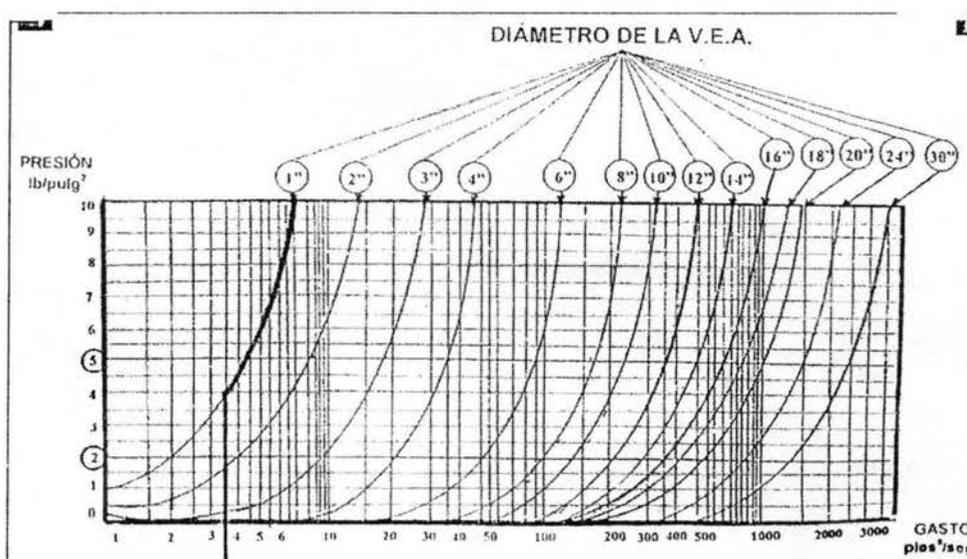


Fig. 4.5. Gráfica para obtener el diámetro de una válvula de expulsión de aire.





Diámetro de V.E.A. = 1"

8. Determinación del Diámetro de los DESAGÜES.

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

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

9. Armado de los planos ejecutivos.

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

En el área de la solapa:

- Croquis de Localización.
- Datos de proyecto.
- Simbología.
- Notas.
- Sello.

En el área del plano:

- Planta y perfil de la línea.
- En el perfil se debe indicar la clase de tubería (diámetro, clase, material y longitud de tubería), elevación piezométrica y de terreno a cada 20 ó 100m. y sus correspondientes kilometrajes.
- Escala gráfica y numérica.
- Diseño de cruceros.
- Cantidades de obra.
- Cantidades de tubería.
- Lista de piezas especiales.





Gradiente hidráulico.

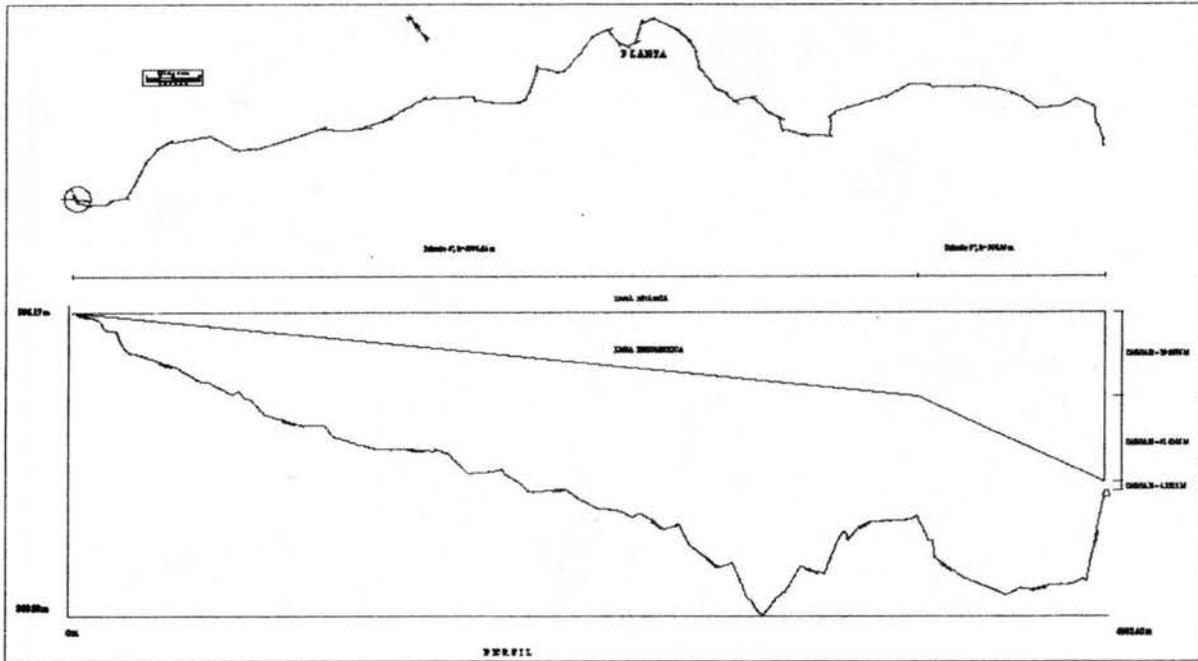


Fig. 4.6. Gradiente hidráulico.

Los detalles de la línea de conducción se pueden cotejar en los planos del anexo identificados con los nombres:

- PROY-COJAL-LC-01
- PROY-COJAL-LC-02
- PROY-COJAL-LC-03

Que a su vez son complementados con los planos:

- PROY-COJAL-OT-01
- PROY-COJAL-TR-01
- PROY-COJAL-RED-01

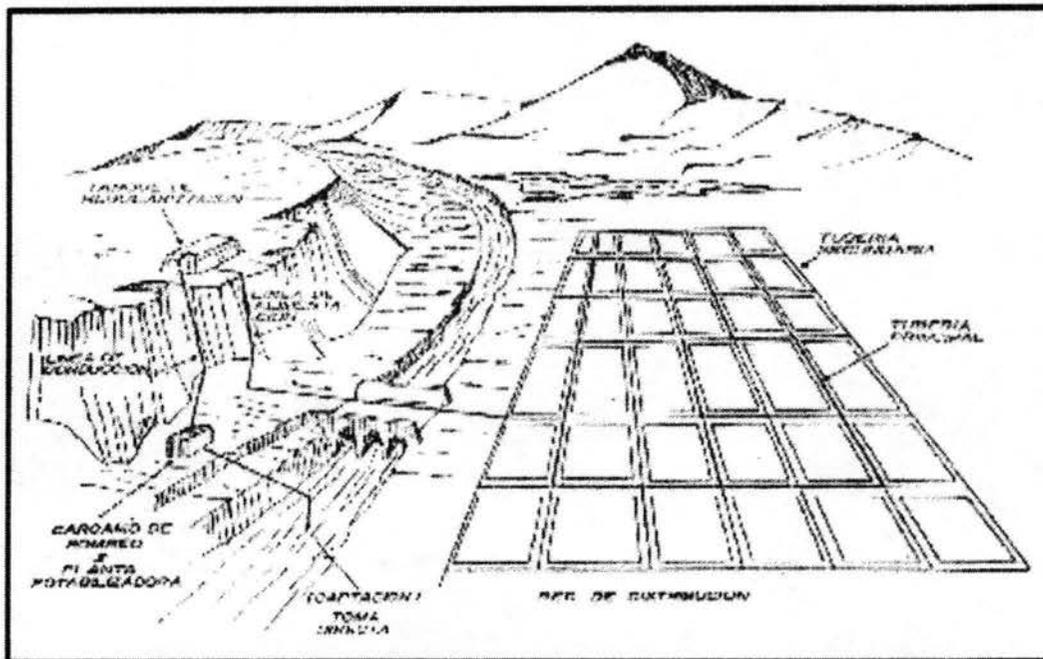




CAPÍTULO 5 TANQUE DE REGULARIZACIÓN

5.1. GENERALIDADES.

El tanque de regulación y de almacenamiento en algunos casos es la parte del sistema de abastecimiento que permite enviar un gasto constante desde la fuente de abastecimiento y satisfacer las demandas variables de la población.



Se acumula agua en el tanque cuando la demanda en la población es menor que el gasto de llegada; el agua acumulada se utilizara, cuando la demanda sea mayor. Generalmente esta regularización se hace por periodos de 24 horas. Cuando además de la regularización se proporciona un volumen adicional para almacenar agua en el tanque, se dispone entonces de una capacidad como reserva con el objeto de no suspender el servicio, en el caso de desperfectos en la captación, o en la conducción, así como satisfacer demandas extraordinarias como es el combate de incendios.

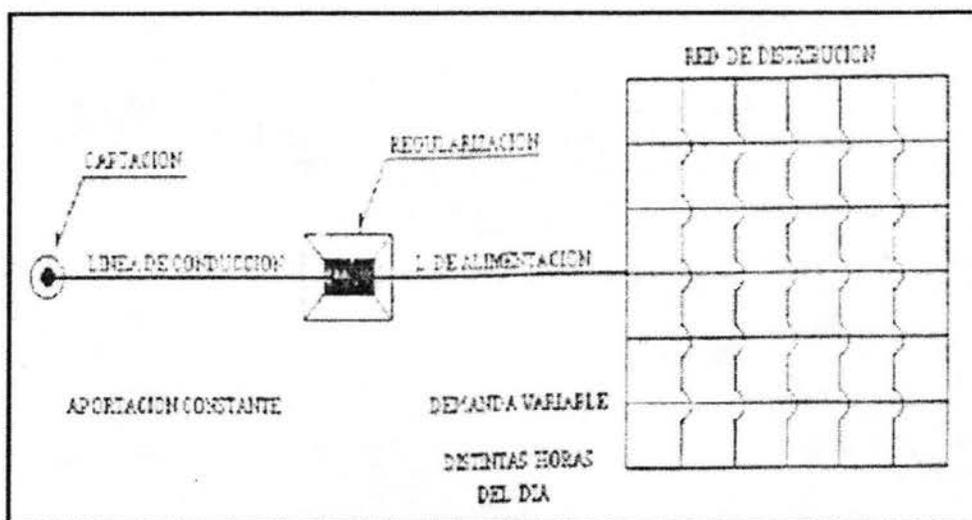
El tanque de regularización es una de las partes, más importantes de un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, ya que esta cumple dos funciones sumamente imprescindibles en el sistema siendo estas:



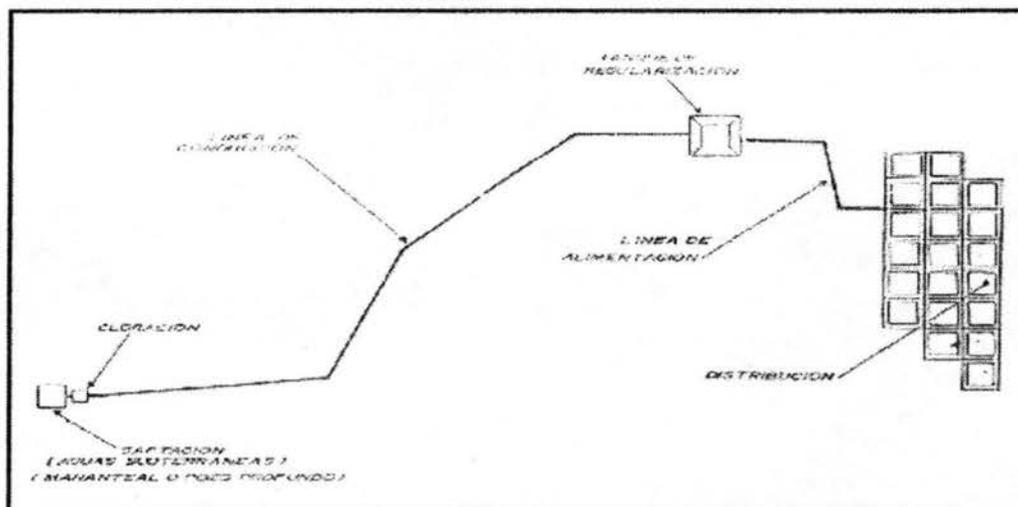


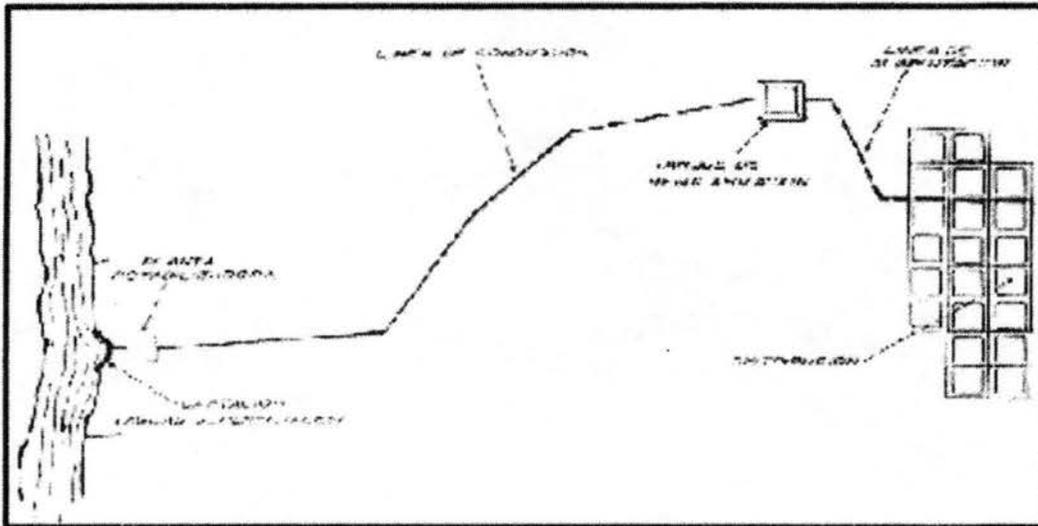
5.2. FUNCIONES PRINCIPALES.

1ª. FUNCIÓN.- Convertir una ley de aportaciones constantes en una ley de demandas variables, esto quiere decir que el tanque le esta llegando de la conducción un "gasto constante" durante las horas de aportación, siendo este el "gasto máximo diario" durante las 24 horas del día la población demandará "gastos variables" que en algunas horas son "menores" a la aportación, por lo tanto, en las horas de "menores" demandas, el agua se almacenan en el tanque de regularización. Ver figura siguiente:



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





5.3. MATERIALES USADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE TANQUES DE REGULARIZACIÓN.

El tipo de material con que se proyecte construir la Obra de regularización, deberá seleccionarse de acuerdo con los materiales que se tengan más próximos en la zona de estudio.

Los materiales comúnmente usados en la construcción de Tanques de regularización son:

- Mampostería (piedra seleccionada)
- Concreto armado
- Acero

5.4. TIPOS DE TANQUES.

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

- Tanques Superficiales.
- Columnas Reguladoras.
- Elevados.

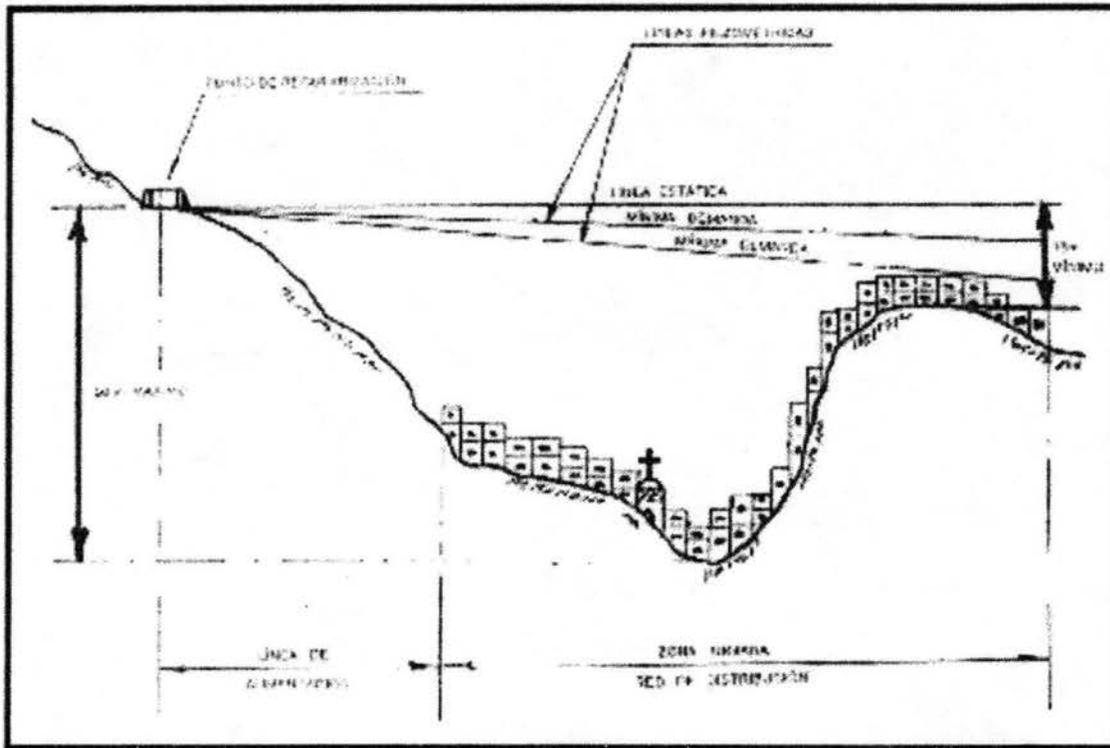
5.4.1. Tanques Superficiales.

De preferencia se debe procurar tener un deposito a nivel, se situara en una "elevación natural" que se tenga en la proximidad de la zona urbana, de





manera que la diferencia entre el piso del tanque con respecto a los puntos mas "altos" y "bajos", sean de 15 y 50 metros de columna de agua respectivamente.



Pues entonces estos depósitos se construyen bajo el nivel del suelo o balanceando cortes y rellenos. Sus paredes, pueden construirse de mampostería o concreto reforzado dependiendo lógicamente del material más próximo que se tenga en la zona de estudio. Estas paredes deberán estar revestidas en ambos casos con "gunita" o con un impermeabilizante integral al concreto. Los pisos son, preferentemente de concreto reforzado, con proporción 1:3:6.

Cuando se desplante el depósito sobre el tepetate o roca fisurada, se cuela una losa de 10 cm de espesor con varillas de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro en malla de 30 cm. en dos direcciones, Si se hace el desplante del depósito sobre tierra, se coloca sobre la losa anterior una cubierta de yute o similar, colando encima otra losa de 5 cm con varillas de $\frac{3}{8}$ de pulgada a cada 30 cm.

En roca firme se elimina la losa de concreto, haciendo el revestimiento con gunita descargada con chiflón o pistola sobre un armado de varillas.



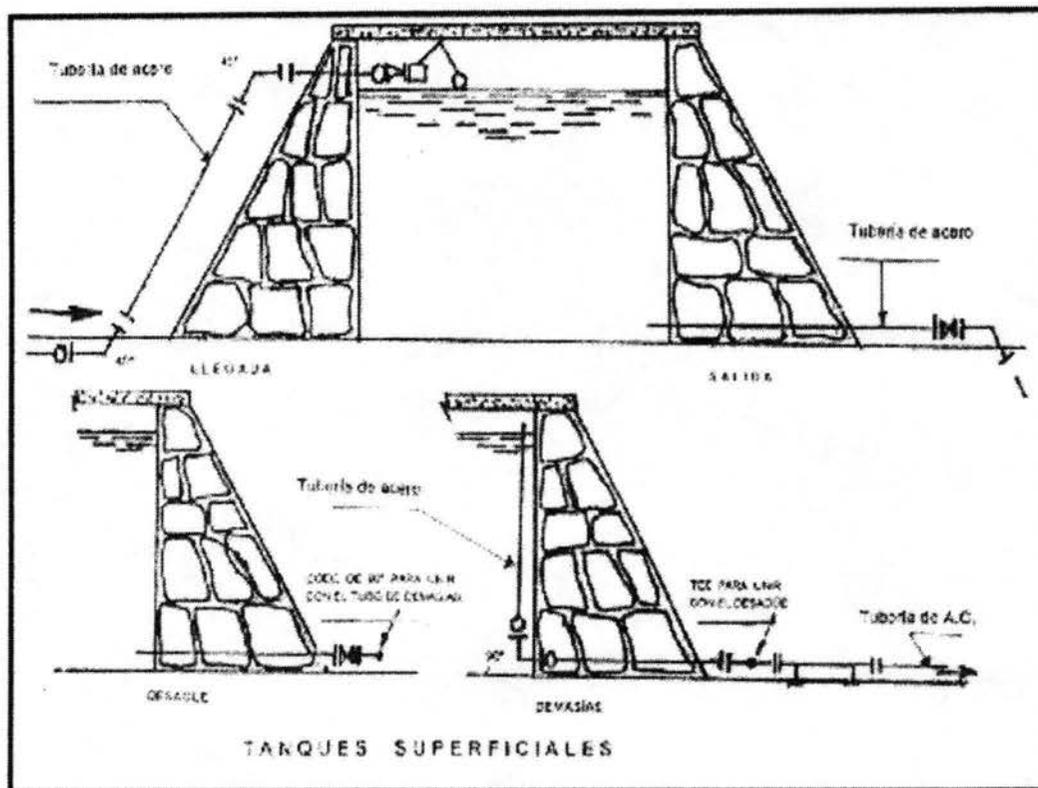


Los tanques deben techarse empleando para ello losa de concreto reforzado armadas en lugar o con materiales preconstruidos (por ejemplo vigueta y bovedilla). No se deberá cubrir las losas con tierra producto de la excavación; es mejor recubrir con 5 cm de ladrillo con una pendiente mínima del 1% para que el agua de lluvia no entre al tanque. Estas losas de techo tendrán uno o más registros de inspección, con marcos que sobresalgan unos 10 cm y una tapa con soleras que cubran el marco de ángulo. Se deben instalar en el interior escaleras con peldaños de varilla (tipo marina), con el fin de entrar al tanque para inspección y limpieza. Se proporciona ventilación a los tanques por medio de tubos verticales u horizontales, que atraviesan el techo o la pared, según sea, normalmente están en el techo en forma de "T". La ventilación también se proporciona por medio de aberturas con rejas de hierro de 30 X 60 cm instaladas en la periferia del tanque, este ultimo tipo de ventilación no es tan conveniente como el primero. La salida del agua se hace por medio de un tubo en la parte baja del tanque, con una válvula colocando antes de esta una malla o colador.

Los tubos de demasías se instalan de manera que impidan la entrada de aves insectos o roedores, etc. Para la limpieza del tanque se coloca un tubo de desagüe en el fondo. Pero esa tubería no debe descargar libremente a un alcantarillado. Si no que debe descargar libremente en recipiente abierto desde una altura no menor de dos diámetros del tubo sobre la corona del recipiente.

En los dispositivos para la entrada se deberá colocar una válvula de altitud, que sirve para cerrar automáticamente la alimentación cuando el tanque esta lleno, y abriendo cuando la presión del agua permite (o sea que el tanque esta vacío o semi vacío), la válvula puede operar por la presión del agua en la línea o por energía eléctrica transmitida a un selenoide.





5.4.2. Columnas Reguladoras.

Estos depósitos se emplean en donde la construcción de los tanques superficiales no proporcionan suficiente carga las columnas consisten de un tanque cilíndrico alto cuyo volumen de almacenamiento incluye una porción superior que es el volumen útil por encontrarse arriba de la tubería de alimentación a la red y un volumen inferior que es de soporte y que proporcionara la carga requerida.

El volumen de soporte se puede aprovechar con bombeo de refuerzo para controlar incendios u otras emergencias. No son económicas columnas de mas de 15 metros de altura, esta por cierto, es considerablemente más grande que su diámetro. Las columnas se construyen normalmente de acero o concreto reforzado. El acero es más favorecido. Sobre todo en columnas de gran altura, aunque el concreto requiere de menores costos de mantenimiento y se adapta mejor a la concepción arquitectónica. El acero se adapta mejor a altas cargas y las fugas en estas estructuras se pueden controlar mejor. Las columnas de acero, se deterioran con facilidad, a menos que se pinten regularmente, protegiéndolas contra la corrosión. El diseño estructural es mas complicado



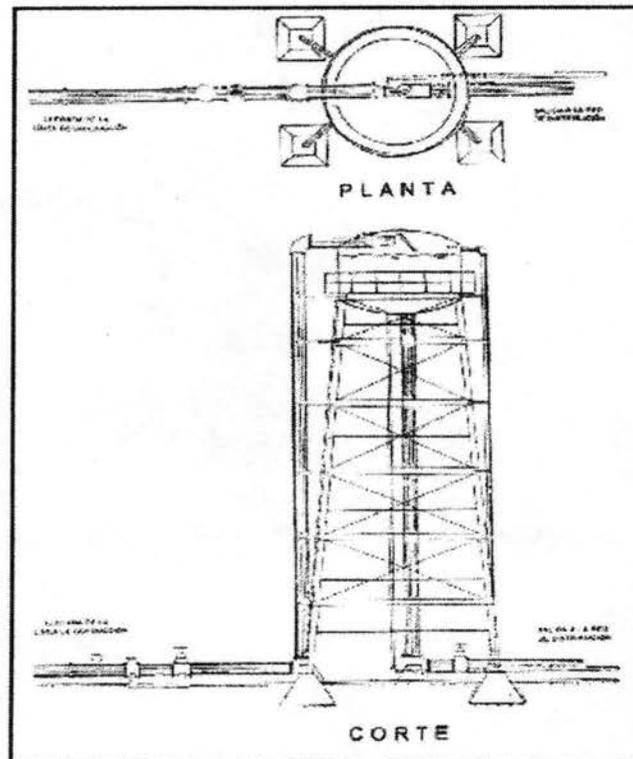


por la esbeltez (relación ancho y alto). Las capacidades usuales en las columnas reguladoras de acero son 200, 250, 300, 400, 500, 750, 1 000, 1 500, 2 000, 3 000, 4 000, 6 000, 8 000, 10 000, 12 000, 16 000.

5.4.3. Tanques Elevados

La justificación de instalar un tanque elevado cuando no es posible construir un tanque superficial; es por no tenerse en la proximidad de la zona urbana una elevación adecuada. El tanque elevado se refiere a la estructura integral que consiste en el tanque la torre y la tubería elevadora.

Los más comunes se construyen de acero, aunque los hay también de concreto reforzado, tanto el tanque como la torre. De preferencia un tanque elevado conviene situarlo en la cota mas alta de la localidad, con la finalidad de evitar que la torre sea tan alta. La altura de la torre podrá ser de 10, 15, y hasta 20 metros como mínimo, de acuerdo con la elevación del terreno en el sitio en que se elija su construcción y las presiones que se requieran en la red.

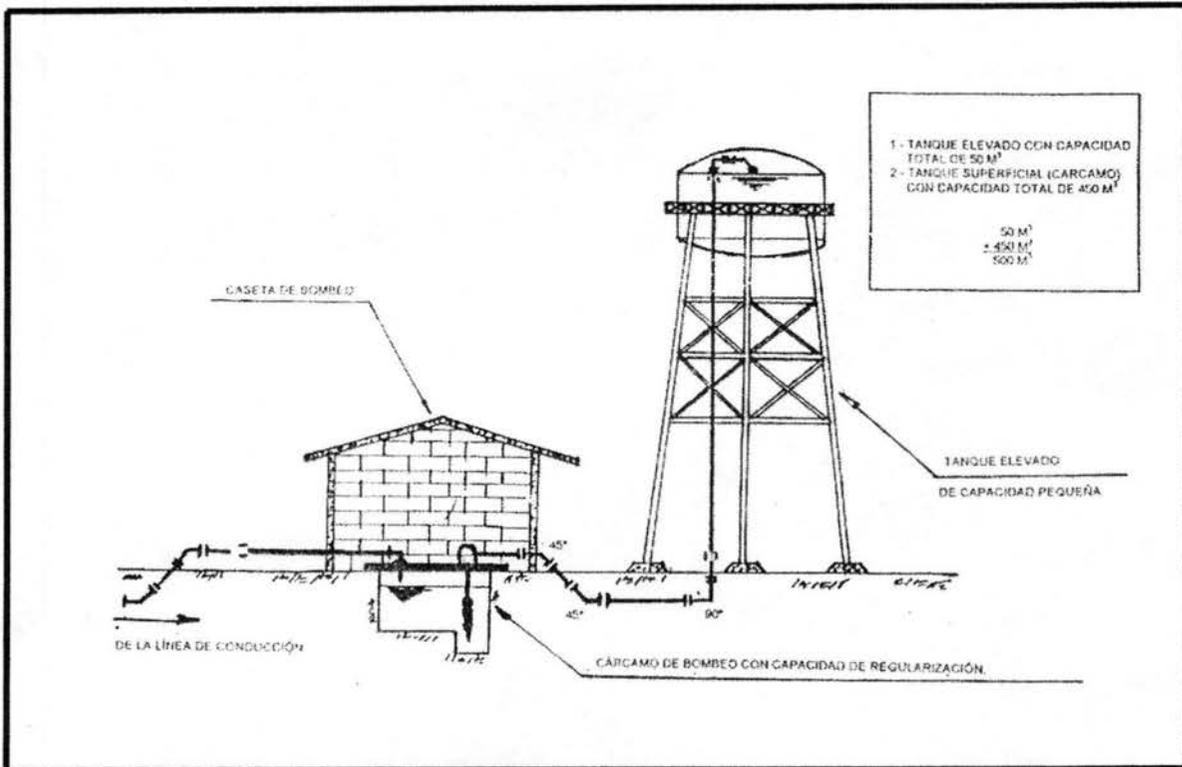


La capacidad de regulación del tanque elevado estará en función de un estudio económico, ya que no siempre es conveniente construirlo del volumen





resultante del calculo, siendo preferible construir ese deposito con una capacidad menor y además proponer una planta de rebomleo (carcamo de bombeo) para complementar el total del volumen de regularización. Ver figura.



El análisis económico correspondiente se recomienda realizarlo cuando la capacidad total del tanque sea mayor de los 500 m³. Comúnmente este tipo de tanques se construyen de concreto armado y de acero, teniéndose cuidado de no construirlos de este último material, en las zonas costeras, esto debido a la alta corrosión presentada en estas zonas. Por lo que respecta a la capacidad de regularización del tanque superficial no reviste gran problema, ya que se determina en forma directa, es decir que no importando el valor de la capacidad siempre se diseñara una sola estructura. Cuando los tanques superficiales son menores de 1500 m³, se proponen de dos formas geométricas: cuadrados o rectangulares, y cuando son mayores a esa capacidad se diseñan de forma circular, esto obedece a que los análisis económicos que han venido realizando siempre establecen esas recomendaciones.



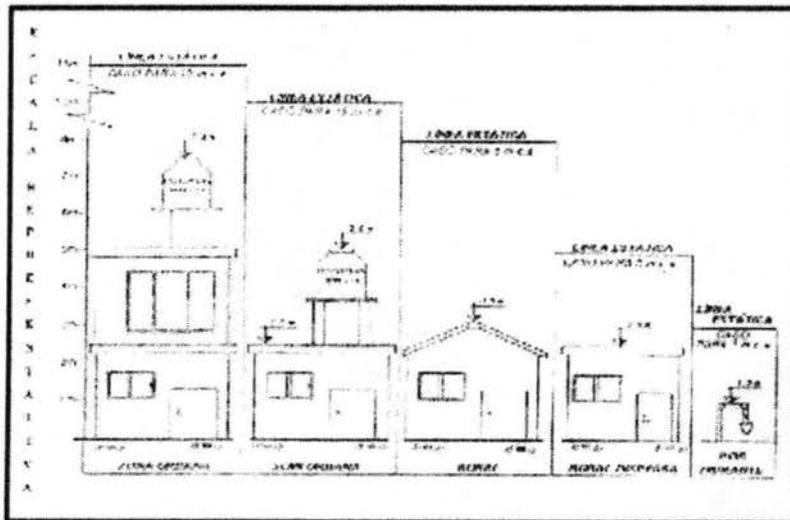


5.5. CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO.

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

5.5.1. Presiones Máximas y Mínimas que debe Proporcionar el Tanque de Regularización.

Como ya se había mencionado entre la posición del tanque de regularización y los puntos mas altos y bajos de la población, debe haber una disponibilidad de carga de 15 m.c.a. y 50 m.c.a. respectivamente. Los 15 metros (de carga disponible mínima) se dejan para que el agua potable llegue hasta los tinacos de las casas. Desde luego que estos 15 m. varían de acuerdo a las condiciones económicas, políticas y sociales de centro poblacional al cual se le esta abasteciendo de agua potable, ya que como ciudades como el Distrito Federal, Guadalajara, Monterrey, etc., en donde se tienen áreas metropolitanas, la carga mínima es de 15 m.c.a. y en poblaciones rurales dispersas puede dejarse una carga disponible de hasta 5 m.c.a. ver figura.



En caso contrario, en una red de distribución por economía nunca deberá estas trabajando a una carga mayor de los 50 m.c.a., para así poder proponer tuberías de AC clase A-5 o de P.V.C. clase RD 64.0





5.5.2. Determinación de la Capacidad de Regularización.

La capacidad del tanque esta en función del "Gasto Máximo Diario" y de la ley de demandas de la localidad. Para obtener leyes de demanda y aportación de caudal debe instalarse medidores en todas las tomas domiciliarias, en la captación y el Tanque de Regulación. Es decir que se requiere de un sistema completo de medición instalado prácticamente en todo el sistema actual de abastecimiento de agua potable. Como esto ultimo es prácticamente imposible por lo costoso que resulta, la capacidad de regulación se determina en función de los factores que establece la C.N.A.

TIEMPO DE SUMINISTRO AL TANQUE (HR)	COEFICIENTE DE REGULACIÓN (R)
24	11.00
20 (de las 4 a las 24 hrs.)	9.00
16 (de las 5 a las 21 hrs.)	19.00

Finalmente la capacidad de regulación se determina en la siguiente expresión:

$$Cr = (R) * (QMD)$$

Donde :

Cr = capacidad de regulación, en m³.

R = coeficiente de regulación.

QMD = gasto máximo diario, en l.p.s.

Generalmente la regulación se hace por periodos de 24 horas (1 día) y básicamente el cálculo del volumen del tanque consiste en conciliar las leyes de suministro o de entrada y de demanda o de salida de los gastos que se estén considerando en un problema dado, estas leyes pueden ser de tipo uniforme o variable y se representan gráficamente por medio de los hidrogramas correspondientes. La ley de demanda que representa el consumo de agua de las poblaciones en la Republica Mexicana expresada como "porcentajes horarios" del gasto máximo diario. Fue determinada estadísticamente por el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Publicas, S.A., actualmente Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, S.A. estas son las tablas que se mostraron anteriormente.





5.5.3 Calculo Grafico.

El calculo grafico del volumen de un tanque de regularización esta basado en la combinación de la "curva masa" de la entrada al tanque (ley de entrada) con la "curva masa de salida" (ley de salida) para los mismos intervalos de tiempo. La curva masa o diagrama de Rippl, consiste en una gráfica que representa volúmenes acumulados escurridos en una sección con relación al tiempo.

Características del diagrama de rippl.

1. la diferencia de las ordenadas para dos tiempos dados mide el volumen escurrido en ese intervalo, o sea

$$Y_2 - Y_1 = \text{volumen escurrido } T_1 \text{ y } T_2$$

2. La pendiente de la tangente es el punto de la curva mide el gasto en ese punto de la curva.

$$Q = \frac{dv}{dt}$$

Por lo que en una curva masa no debe haber curvas negativas, sino a lo sumo iguales a cero.

3. Si se unen dos puntos (dos instantes) de la curva masa mediante una recta su pendiente representa el gasto medio entre esos dos puntos o instantes.

$$Q_{(\text{MEDIO})} = \frac{\text{VOLUMEN ESCURRIDO}}{T_2 - T_1}$$

En el caso de un tanque de almacenamiento que cuenta con varias entradas y salidas de agua, se hacen combinaciones de las curvas masa correspondientes a cada conducto de entrada y salida, sumando por un lado la curva masa de las entradas y por el otro la de las salidas.

La suma de varias curvas masa ya sea para la entrada o para la salida, se efectúa sumando las ordenadas correspondientes a cada una de las curvas de la misma abscisa de tiempo.

5.5.4. Calculo Analítico.

El calculo se hace mediante una tabla como la que se presenta a continuación, en la Republica mexicana, titulada "coeficiente de regulación de suministro", para facilitar el trabajo y como la ley de demanda o salida es conocida en función de porcentajes del gasto máximo diario, en esta misma forma se expresa la ley de entrada. La ley de demanda que representa el consumo de





agua de las poblaciones en la Republica Mexicana expresada como "porcentajes horarios" del gasto máximo diario. Fue determinada estadísticamente por el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Publicas, S.A., actualmente Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, S.A.

COEFICIENTE DE VARIACIÓN DE SUMINISTRO O COEFICIENTE DE VARIACIÓN HORARIA (CVH) % DE Qm EN CADA HORA

HORAS	POBLACIONES	IRAPUATO	TORREÓN	CD. DE MÉXICO
0-1	45	50	53	61
1-2	45	50	49	62
2-3	45	50	44	60
3-4	45	50	44	57
4-5	45	50	45	57
5-6	60	50	56	56
6-7	90	120	126	78
7-8	135	180	190	138
8-9	150	170	171	152
9-10	150	160	144	152
10-11	150	140	143	141
11-12	140	140	127	138
12-13	120	130	121	138
13-14	140	130	109	138
14-15	140	130	105	138
15-16	130	140	110	141
16-17	130	140	120	114
17-18	120	120	129	106
18-19	100	90	146	102
19-20	100	80	115	91
20-21	90	70	75	79
21-22	90	60	65	73
22-23	80	50	60	71
23-24	60	50	53	57

En el presente trabajo se utilizara este método utilizando el cuadro de calculo, en dicho cuadro se aprecia que para calcular el volumen, se suman los valores absolutos del máximo excedente y máximo déficit, esto se explica por el hecho de que a las horas que entra al tanque mas agua de la que sale por lo que se obtienen un porcentaje de acumulación máximo; después comienza a demandarse mas agua de la que entra al tanque por lo que empieza a hacerse uso de la que sé tenia acumulada, situación que prevalece hasta que el tanque





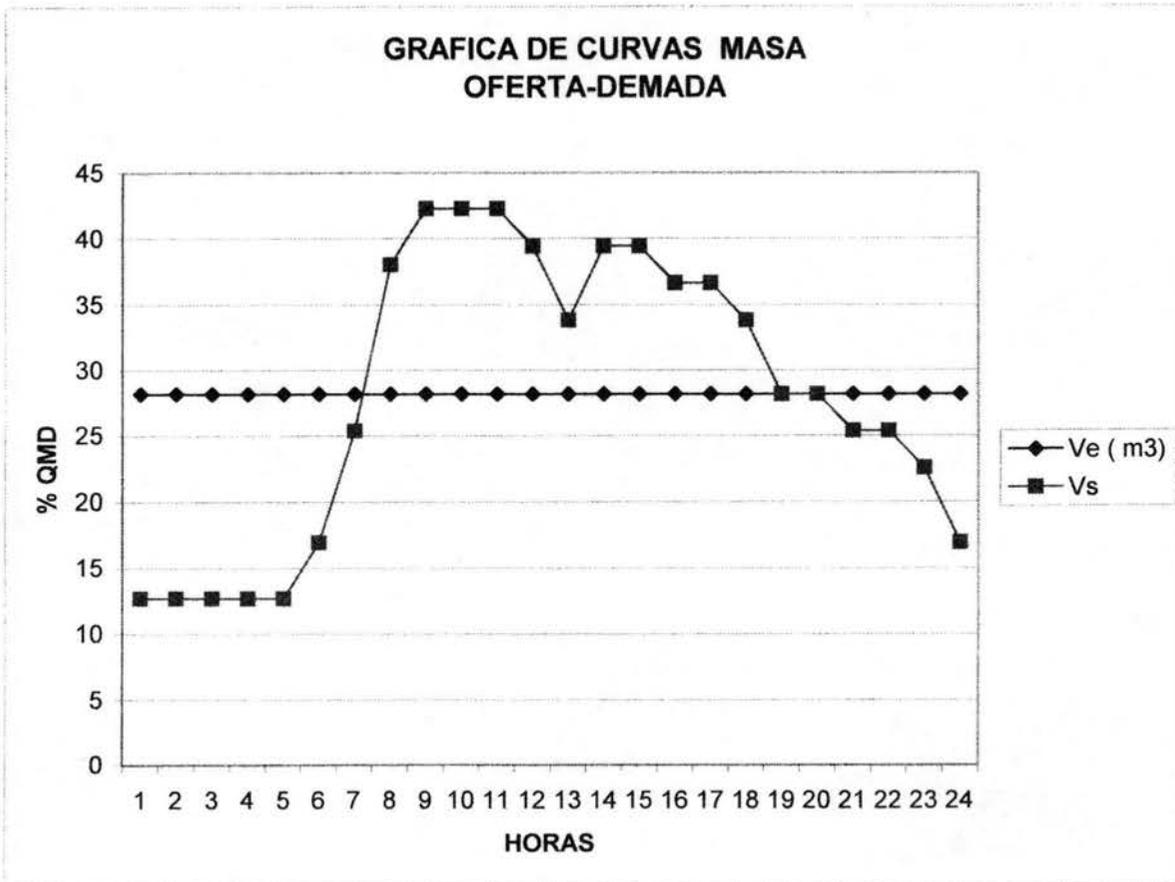
se encuentra vacío. A partir de esa hora existe un déficit: sale mas de lo que entra y no se cuenta con un volumen en el tanque para cubrir el faltante, aunque llega el momento mas critico llamado (máximo faltante) de lo anterior se ve la necesidad de contar de antemano con un volumen de agua en el tanque equivalente al máximo déficit, que es el mínimo con el que se debe de contar siempre en el tanque para que pueda cumplir con su función.

Cuando la alimentación se efectúa en periodos menores de 24 horas se tendrá que aumentar el caudal de entrada para compensar las horas en que no haya alimentación y tener al final del día un total que corresponda al 2400 por ciento horario (100 por ciento durante las 24 horas)

5.5.5. Calculo del Volumen de Regularización

En el caso de abastecimiento de agua los volúmenes requeridos de almacenamiento normalmente se calculan para efectuar una regularización diaria de los volúmenes de entrada y salida que deberán ser iguales para satisfacer adecuadamente las necesidades de la población. Se acostumbra representar la variación de los gastos de entrada y salida en forma horaria, o sea que la unidad de tiempo para el hidrograma o la curva masa correspondiente es una hora. El calculo del volumen de almacenamiento en forma grafica se hace combinando las curvas masa de entrada y salida para los mismos intervalos de tiempo. Esta combinación se hace trazando las dos curvas en un mismo sistema de ejes coordenados haciendo coincidir las escalas de tiempo. Una vez trazadas las dos curvas masa, la diferencia de ordenadas entre las curvas para un tiempo dado representa el excedente o el faltante de volumen de almacenamiento para el momento considerado. Si la curva masa de entrada esta por arriba de la salida, la diferencia de ordenada representara un excedente; en caso contrario, equivaldrá aun faltante. Los datos necesarios para poder calcular el volumen de almacenamiento son las leyes de suministro y de demanda (curvas masa) que se obtienen mediante mediciones directas, o suponiéndolas, de acuerdo al problema por resolver. Estas curvas masa pueden trazarse con datos de volumen o de porcentaje de este.





DONDE:

Ve = Volumen de entrada.

Vs = Volumen de salida.

QMC = Gasto medio diario.

5.6. DISEÑO DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN COMO PARTE DEL PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE COJALTITLA.

Tomando en cuenta que la línea de conducción trabajara por gravedad y que el suministro será durante las 24 horas, se procede con el diseño del tanque, utilizando el régimen de demanda para una población pequeña, de la tabla de coeficiente de variación horaria.





PROYECTO EJECUTIVO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE COJALTITLA.
CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN.

DATOS:

SISTEMA TRABAJANDO A GRAVEDAD CON GASTO CONTINUO

POBLACIÓN = 3865 HAB. QMD = 7.83

QMA = 5.592 QMH = 12.13

TIEMPO	Qe	Ve	CVH	Qs	Vs	Ve-Vs	Vac	Vo
								22.55
0-1	0.00783	28.188	0.45	0.003524	12.68	15.50	15.50	38.05
1-2	0.00783	28.188	0.45	0.003524	12.68	15.50	31.01	53.56
2-3	0.00783	28.188	0.45	0.003524	12.68	15.50	46.51	69.06
3-4	0.00783	28.188	0.45	0.003524	12.68	15.50	62.01	84.56
4-5	0.00783	28.188	0.45	0.003524	12.68	15.50	77.52	100.07
5-6	0.00783	28.188	0.6	0.004698	16.91	11.28	88.79	111.34
6-7	0.00783	28.188	0.9	0.007047	25.37	2.82	91.61	114.16
7-8	0.00783	28.188	1.35	0.010571	38.05	-9.87	81.75	104.30
8-9	0.00783	28.188	1.5	0.011745	42.28	-14.09	67.65	90.20
9-10	0.00783	28.188	1.5	0.011745	42.28	-14.09	53.56	76.11
10-11	0.00783	28.188	1.5	0.011745	42.28	-14.09	39.46	62.01
11-12	0.00783	28.188	1.4	0.010962	39.46	-11.28	28.19	50.74
12-13	0.00783	28.188	1.2	0.009396	33.83	-5.64	22.55	45.10
13-14	0.00783	28.188	1.4	0.010962	39.46	-11.28	11.28	33.83
14-15	0.00783	28.188	1.4	0.010962	39.46	-11.28	0.00	22.55
15-16	0.00783	28.188	1.3	0.010179	36.64	-8.46	-8.46	14.09
16-17	0.00783	28.188	1.3	0.010179	36.64	-8.46	-16.91	5.64
17-18	0.00783	28.188	1.2	0.009396	33.83	-5.64	-22.55	0.00
18-19	0.00783	28.188	1	0.00783	28.19	0.00	-22.55	0.00
19-20	0.00783	28.188	1	0.00783	28.19	0.00	-22.55	0.00
20-21	0.00783	28.188	0.9	0.007047	25.37	2.82	-19.73	2.82
21-22	0.00783	28.188	0.9	0.007047	25.37	2.82	-16.91	5.64
22-23	0.00783	28.188	0.8	0.006264	22.55	5.64	-11.28	11.27
23-24	0.00783	28.188	0.6	0.004698	16.91	11.28	0.00	22.55





Donde:

QMA = Gasto medio anual (l.p.s.).

QMD = Gasto Máximo Diario(l.p.s.) .

QMH = Gasto Máximo horario(l.p.s.) .

Qe = Gasto de entrada (m³).

Ve = Volumen de entrada (m³/hr).

CVH = Coeficiente de variación horaria (poblaciones pequeñas).

Qs = Gasto de Salida (l.p.s.).

Vs = Volumen de Salida (m³/hr).

Ve-Vs = Volumen de entrada menos el Volumen de salida (m³/hr).

Vac = Volumen acumulado (m³/hr).

Vo = Volumen de operación (m³/hr).

La capacidad del tanque será:

$$CT = \text{MAYOR DÉFICIT} + \text{MAYOR SUPERÁVIT}$$

(En valor absoluto)

Donde:

CT = Capacidad del tanque de regularización (m³).

MAYOR DÉFICIT = 22.5

MAYOR SUPERÁVIT = 91.61

$$CT = 22.5 + 91.61$$

$$CT = 114.16 \text{ m}^3$$

$$CR = \frac{CT}{QMD}$$

Donde:

CR = COEFICIENTE DE REGULARIZACIÓN

$$CR = \frac{114.16}{7.83} = 14.58$$

Para determinar el tamaño del tanque de propondrá un tirante interior de agua de 2 metros, por lo tanto la superficie en plata se determinara como sigue:

$$CT = 114.16 \text{ m}^3$$





DIMENSIONES:

$$\begin{aligned}\text{ÁREA} &= (\text{LARGO}) * (\text{ANCHO}) \\ \text{VOLUMEN} &= (\text{ÁREA}) * (\text{ALTO})\end{aligned}$$

Por lo tanto

$$\text{AREA} = \frac{\text{VOLUMEN}}{\text{ALTO}}$$

$$\text{AREA} = \frac{114.16}{2}$$

$$\text{ÁREA} = 57.08$$

Considerando una superficie en plata cuadrada entonces los lados se determinan como sigue:

$$\text{LADO} = \sqrt{\text{AREA}}$$

$$\text{LADO} = 7.55$$

Por lo que el tanque a construir será en forma de cubo y quedara con las siguientes dimensiones interiores:

$$\text{LADO} = 7.6 \text{ m}$$

ALTO = 2.5 (incluye los 50 cm libres de la superficie del espejo del agua a la parte baja de la losa tapa). Y la capacidad real (CT_R) del tanque será de:

$$CT_R = (7.6) * (7.6) * (2) = 115.52 \text{ m}^3$$

5.7. DISEÑO ESTRUCTURAL

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

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

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





tanques con muros de concreto reforzado, se recomiendan entre 2.0 metros y 5.5 metros, para capacidades que varían de 5,000 a 50,000 metros cúbicos. Estos también se pueden construir de concreto presforzado, con tirantes de 5.0 metros a 9.0 metros en este caso gran parte de los elementos son prefabricados, y pueden ser todavía más grandes de que los anteriores.

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

5.7.1. Criterios de Diseño Estructural

Los presentes criterios no son un manual de diseño y por tanto no son exhaustivos. Sólo tienen por objeto fijar los criterios y métodos de diseño utilizados para él diseño del tanque de regularización y su construcción; que permitan cumplir los requisitos mínimos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Este reglamento es el que será utilizado para el diseño estructural del tanque. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan también puede ser aceptables, siempre y cuando cumplan con los requisitos mínimos marcados en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

5.7.2 Acciones de Diseño

Tipos de acciones, según su duración

Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

- a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a preesfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;





- b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varia significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado; y
- c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones

Intensidades de diseño

- a) Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará, un valor mínimo probable de la intensidad;
- b) Para acciones variables se determinarán las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:
 - 1) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes;
 - 2) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda representarse una acción accidental, como el sismo, y se





empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable;

3) La intensidad media se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo; y

4) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.

c) Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de retorno de cincuenta años. Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y consignarse en los planos estructurales.

Combinaciones de acciones

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo. Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y

b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se consideran todas las acciones permanentes, las acciones





variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación. En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados.

- c) Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se mencionan a continuación.

Condiciones de diseño

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en las combinaciones de acciones y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado a continuación.

5.7.3. Investigación del Subsuelo

Reconocimiento del sitio

Para fines del presente estudio se puede dividir los tipos de suelo en zonas con las siguientes características generales:

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados;
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y;
- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura





y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

1) En la zona I se averiguará si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas y, en caso afirmativo, se obtendrá la información requerida para su apropiado tratamiento. En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado.

El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará así mismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con material de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro de la lava que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones.

2) En las zonas II y III se averiguará la historia de carga del predio y la existencia de cimentaciones antiguas, restos arqueológicos, rellenos superficiales antiguos o recientes, variaciones fuertes de estratigrafía, o





cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño. Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno, principalmente en las áreas de transición rápida entre las zonas I y II.

5.7.4. Diseño Estructural de la Cimentación

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones, que involucren las cargas accidentales como sismo y viento en su caso. Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo-estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán evaluarse tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y de los suelos de apoyo. Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura;
- b) Que los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las NTC; y
- c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura-superestructura sean aceptables en términos de las NTC.
- d) La distribución esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo-estructura.





Muros de Contención.

Los muros de gravedad (de mampostería, de piezas naturales o artificiales, o de concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los muros de concreto reforzado, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo. Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad a desniveles del terreno, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo.

Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que impida el desarrollo de empujes superiores a los de diseño por efecto de presión del agua. O si fuera el caso se deberá de tomar en cuenta el empuje del agua cuando sean utilizados para retenerla tal es el caso en tanques de almacenamiento construidos de mampostería. Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras y/o agua, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

Estados límite de falla del muro.

Los estados límite de falla a considerar para un muro serán la rotura estructural, el volteo, la falla por capacidad de carga, deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro. Para combinaciones de carga, en la revisión del muro al volteo los momentos motores serán afectados de un factor de carga de 1.4 y los momentos resistentes de un factor de resistencia de 0.7; en la revisión, de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud. Los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de 1.4 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.





Base del muro.

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro o profundizar o ampliar la base del mismo.

Cimentaciones someras

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las precauciones necesarias.

5.7.5. Mampostería de Piedras Naturales

Materiales

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- a) Su resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación sea de 150 kg/cm² (15 MPa).
- b) Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación sea de 100 kg/cm² (10 MPa);
- c) La absorción máxima sea de 4 por ciento; y d) Su resistencia a intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio, sea del 10 por ciento. Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará, en lo posible, el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. Por lo menos, el 70 por ciento del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 30 kg (300 N), cada una.

Cementantes

En la elaboración del concreto y morteros se empleará cualquier tipo de cemento hidráulico que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE. Quedan excluidos de esta Norma los cementos de fraguado rápido.





Cemento de albañilería

En la elaboración de morteros se podrá usar cemento de albañilería que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-021-0NNCCE.

Cal hidratada

En la elaboración de morteros se podrá usar cal hidratada que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-003-0NNCCE.

Agregados pétreos

Los agregados deben cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-III. 2.4 Agua de mezclado El agua para el mezclado del mortero o del concreto debe cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-122. El agua debe almacenarse en depósitos limpios y cubiertos.

Morteros

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán ser al menos del tipo III (de la tabla siguiente; Proporcionamientos de volumen), tal que la resistencia mínima en compresión sea de; 40 kg/cm² (4 MPa). La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NMX-C-061.

Mortero para pegar piezas

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Su resistencia a compresión será por lo menos de 40 kg/cm² (4 MPa).
- b) Siempre deberán contener cemento en la cantidad mínima indicada en la siguiente tabla.
- c) La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3. El volumen de arena se medirá en estado suelto.
- d) Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable. Si el mortero incluye cemento de albañilería, la cantidad máxima de éste, a usar en combinación con cemento, será la indicada en la siguiente tabla.





**Proporcionamientos en volumen
Recomendados para mortero en elementos estructurales.**

Tipo de mortero	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena ¹	Resistencia nominal en compresión, f_j^* , kg/cm ² (MPa)
I	1	—	0 a ¼	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125 (12.5)
	1	0 a ½	—		
II	1	—	¼ a ½		75 (7.5)
	1	½ a 1	—		
III	1	—	½ a 1¼	40 (4)	

¹ El volumen de arena se medirá en estado suelto.

Morteros y concretos de relleno

Los morteros y concretos de relleno que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Su resistencia a compresión será por lo menos de 125 kg/cm² (12.5 MPa).
- El tamaño máximo del agregado no excederá de 10 mm.
- Se empleará la mínima cantidad de agua que permita que la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir completamente las barras de refuerzo vertical, en el caso de que se cuente con refuerzo interior. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad.
- En la Siguiete tabla se incluyen revenimientos nominales recomendados para morteros y concretos de relleno según la absorción de las piezas.

**Revenimiento permisible para los morteros y concretos de
Relleno en función de la absorción de la pieza.**

Absorción de la pieza, %	Revenimiento nominal ¹ , mm
8 a 10	150
10 a 15	175
15 a 20	200

¹ Se aceptan los revenimientos con una tolerancia de \pm 25 mm.





En la siguiente tabla se muestran las relaciones volumétricas recomendadas entre los distintos componentes.

Proporcionamientos en volumen, recomendados para morteros y concretos de relleno en elementos estructurales.

Tipo	Partes de cemento hidráulico	Partes de cal hidratada	Partes de arena ¹	Partes de grava
Mortero	1	0 a 0.25	2.25 a 3	—
Concreto	1	0 a 0.1	2.25 a 3	1 a 2

¹ El volumen de arena se medirá en estado suelto.

Estado limite de falla

Según el criterio de estado limite de falla, las estructuras y elementos estructurales deben dimensionarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño en cualquier sección sea al menos igual al valor de diseño de la fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, *FR*. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Estado limite de servicio

Se comprobará que las respuestas de la estructura (asentamientos, deformación, agrietamiento, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Diseño por durabilidad

Se diseñarán y detallarán las estructuras por durabilidad para que la expectativa de vida útil sea de 50 años. Los requisitos mínimos establecidos en las NTC son válidos para elementos expuestos a ambientes no agresivos, tanto interior como exteriormente.





Hipótesis para el diseño de estructuras de mampostería.

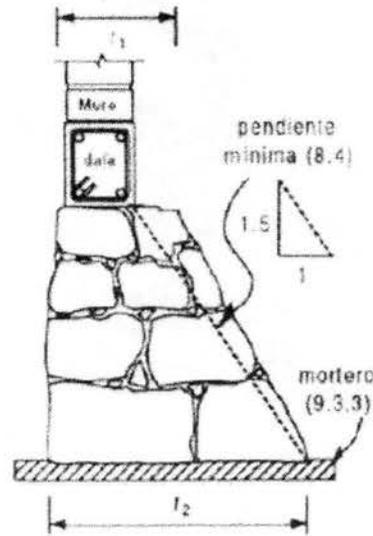
La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará con el criterio de resistencia a flexocompresión que se especifica para concreto reforzado, y con base en las hipótesis siguientes:

- a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- c) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- e) La sección falla cuando se alcanza. En la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- f) A menos que ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

Cimientos y/o muros.

En cimientos de piedra braza la pendiente de las caras inclinadas (escarpio), medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical) : 1 (horizontal). En cimientos de mampostería de forma trapecial con un talud vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimiento a torsión. De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a separaciones no mayores de las que señala la tabla siguiente. El claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos. En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momento de volteo como sobre los perpendiculares a ellos. Los castillos deben empotrarse en los cimientos no menos de 400 mm En el diseño se deberá considerar la pérdida de área debido al cruce de los cimientos.



**Cimiento y/o Muro de piedra natural.**

Separación máxima de cimientos perpendiculares a cimientos donde no se revise la estabilidad a torsión.

Presión de contacto con el terreno, kg/m ² (MPa)	Claro máximo, m
menos de 2000 (0.02)	10.0
2000 (0.02) a 2500 (0.025)	9.0
2500 (0.025) a 3000 (0.03)	7.5
3000 (0.03) a 4000 (0.04)	6.0
4000 (0.04) a 5000 (0.05)	4.5

Muros de contención

En el diseño de muros de contención se tomará en cuenta la combinación más desfavorable de cargas laterales y verticales debidas a empuje de tierras, al peso propio del muro, a las demás cargas muertas que puedan obrar y a la carga viva que tienda a disminuir el factor de seguridad contra volteo o deslizamiento. Los muros de contención se diseñarán con un sistema de drenaje adecuado.

5.7.6. Elementos Estructurales Comunes: Dalas, Trabes Y Losas.**Vigas, Dalas, Trabes Etc.**

El claro se contará a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se





contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. Y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4). La cuantía de acero longitudinal a tensión, ρ , no excederá de 0.025. En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga. La relación entre la altura y el ancho de la sección transversal, h/b , no debe exceder de 6.

Losas

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión, agrietamiento y vibraciones. Si aparte de soportar cargas normales a su plano la losa tiene que transmitir a marcos, muros u otros elementos rigidizantes, fuerzas apreciables contenidas en su plano, estas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

Losas apoyadas en su perímetro

Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla 6.1 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares;
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos; y





d) La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de la relación, m , entre el claro corto, a_1 , y el claro largo a_2 , se interpolará linealmente. A fin de doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero para momento negativo.

Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1 .

Disposiciones sobre el refuerzo

Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima y porcentaje mínimo de acero; En la proximidad de cargas concentradas superiores a 1000 kg (10 kN), la separación del refuerzo no debe exceder de $2.5d$, donde d es el peralte efectivo de la losa.

5.7 Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m. el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

$$\left(a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 1000)} \right)$$

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

donde

a_{s1} área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, cm^2/cm (mm^2/mm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 ; y

x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, cm (mm).





Si X_1 no excede de 150 mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si X_1 es mayor que 150 mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento. En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5a_{s1}$. Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno. La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de $3.5x_1$.

Peralte mínimo

Si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre concreto clase 1 y 170 para concreto clase 2. En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que:

$$f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w \leq 380 \text{ kg/m}^2$$

$$(f_s \leq 252 \text{ MPa y } w \leq 3.8 \text{ kN/m}^2)$$

para otras combinaciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por:

$$0.032 \sqrt[4]{f_s w}$$

el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2 y w es la carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio, en kg/m^2 y f_s puede suponerse igual a $0.6f_y$ y w en MPa y kN/m^2 .

Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a ml peralte efectivo del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con





la expresión haciendo el respectivo análisis. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a:

$$0.5F_R b d \sqrt{f_c^*}$$
$$\left(0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

5.7.7. Acero

El acero de refuerzo deben protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento. Inmediatamente antes de su colocación se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial, después de un largo período de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayos mecánicos en el acero dudoso. Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasa, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino. Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera de Corresponsable, permita calentamiento, pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente 530 °C (803 K) si no está tratado en frío, ni a más de 400 °C (673 K) en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido. Los tendones de preesfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deben tratar de enderezar, sino que se rechazarán.

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia, rigidez y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.





5.7.8. Concreto

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, rigidez y durabilidad necesarias. La calidad de todos los materiales componentes del concreto deberá verificarse antes del inicio de la obra y también cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos o haya cambio de las fuentes de suministro. Esta verificación de calidad se realizará a partir de muestras tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor de concreto.

Colocación y compactación

Antes de efectuar un colado deben limpiarse los elementos de transporte y el lugar donde se va a depositar el concreto. Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos. El lugar en el que se colocará el concreto deberá cumplir con lo siguiente:

- a) Estar libre de material suelto como partículas de roca, polvo, clavos, tornillos, tuercas, basura, etc.;
- b) Los moldes que recibirán al concreto deben estar firmemente sujetos;
- c) Las superficies de mampostería que vayan a estar en contacto con el concreto deberán humedecerse previamente al colado;
- d) El acero de refuerzo deberá estar completamente limpio y adecuadamente colocado y sujeto; y
- e) No deberá existir agua en el lugar del colado, a menos que se hayan tomado las medidas necesarias para colar concreto en agua.

De ninguna manera se permitirá la colocación de concreto contaminado con materia orgánica. El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado. No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

5.7.9. Cimbra.

Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la colocación, compactación y vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar movimientos y deformaciones excesivos; y suficientemente





estanca para evitar el escurrimiento del mortero. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto. Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante un período mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

5.7.10. Descimbrado

Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y otras cargas que actúen durante la construcción, así como para evitar que las deflexiones sobrepasen los valores fijados en las NTC.

5.7.11. Curado

El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento ordinario y tres días si se empleó cemento de alta resistencia inicial. Estos lapsos se aumentarán si la temperatura desciende a menos de 5 °C(278 K).

5.7.12. Criterio de Diseño por Sismo

Los criterios de diseño por sismo tienen el propósito de obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores, ni pérdidas de vida, y evitar fallas en los suministros básicos, aunque pueden presentarse daños que afecten el funcionamiento del edificio o estructura y posteriormente requiera reparaciones importantes.

Elección del tipo de análisis

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos, en el presente trabajo se utilizara el método simplificado mostrado a continuación.

Método simplificado de análisis

El método simplificado será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:





- a) En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no exceda del diez por ciento de la dimensión en planta del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad, b . La excentricidad torsional e_s podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor F_{AE} , que está dado por:

$$F_{AE} = 1 : \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$
$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H} \right)^2 : \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$

donde: H es la altura del entrepiso y L la longitud del muro. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales, o de madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las NTC.

- b) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior.
- c) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos indicados anteriormente. Se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales,





torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho entrepiso, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la tabla siguiente para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5.

Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado,
correspondientes a la estructura del grupo B.

Zona	Muros de concreto o de mampostería de piezas macizas			Muros de mampostería de piezas huecas		
	Altura de construcción, m			Altura de construcción, m		
	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

5.7.13. Construcción

Los planos de construcción deberán señalar, al menos:

- a) El tipo, dimensiones exteriores e interiores (si aplica) y tolerancias, resistencia a compresión de diseño, absorción, así como el peso volumétrico máximo y mínimo de la pieza. Si es aplicable, el nombre y marca de la pieza.
- b) El tipo de cementantes a utilizar.
- c) Características y tamaño de los agregados.
- d) Proporcionamiento y resistencia a compresión de diseño del mortero para pegar piezas. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen y así se deberá indicar en los planos. Si aplica, se incluirá la retención, fluidez, y el consumo de mortero.
- e) Procedimiento de mezclado y remezclado del mortero.
- f) Si aplica, proporcionamiento, resistencia a compresión, y revenimiento de morteros y concretos de relleno. El proporcionamiento deberá





expresarse en volumen. Si se usan aditivos, como superfluidificantes, se deberá señalar su proporcionamiento.

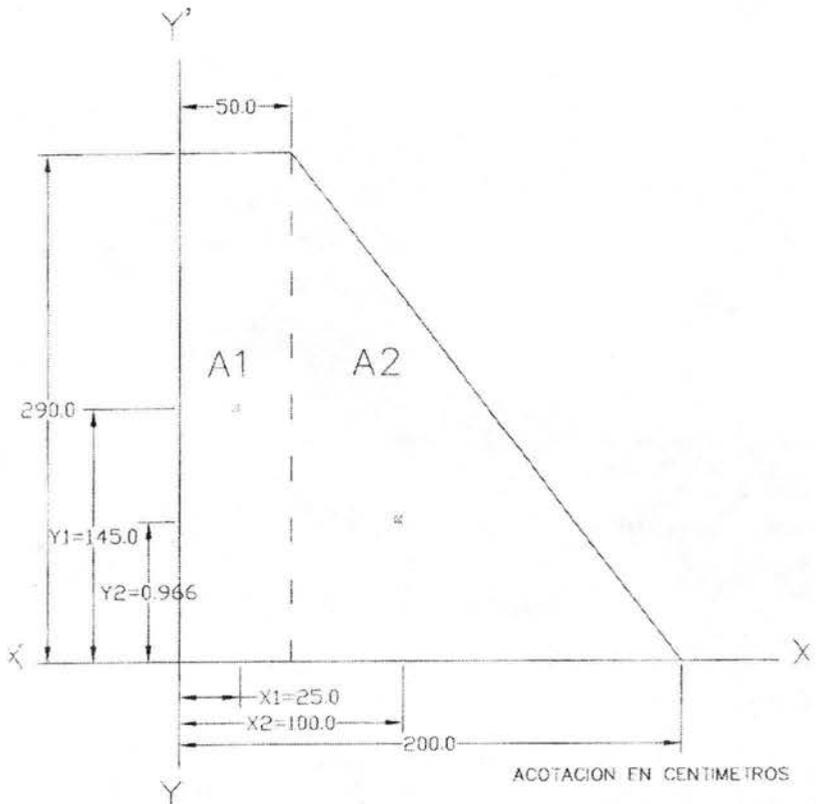
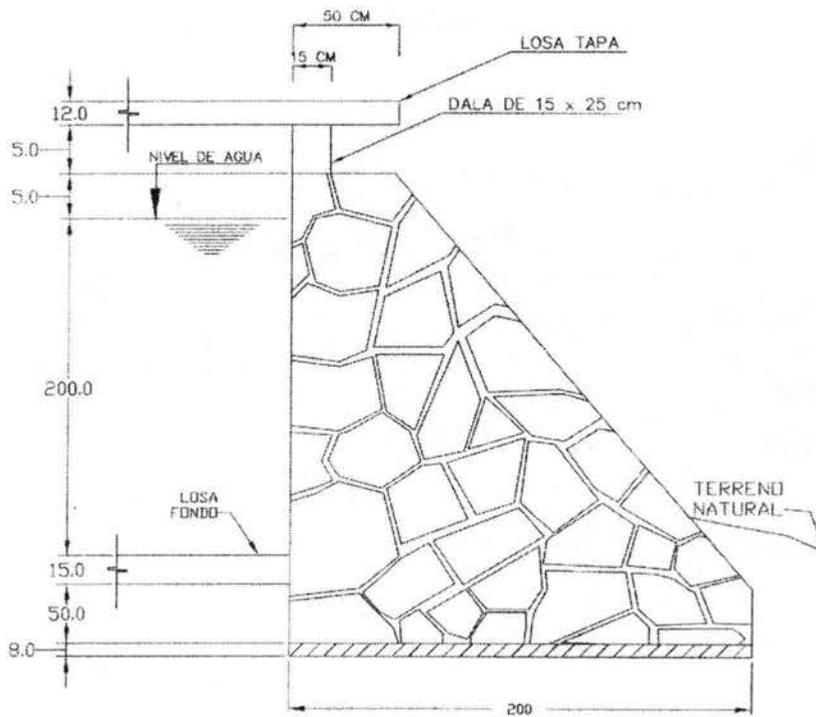
- g) Tipo, diámetro y grado de las barras de acero de refuerzo.
- h) Resistencias a compresión ya compresión diagonal de diseño de la mampostería.
- i) Si aplica, o si se analizó la estructura ante cargas laterales mediante métodos estáticos o dinámicos, el módulo de elasticidad y de cortante de diseño de la mampostería.
- j) Los detalles del refuerzo mediante figuras y/o notas, que incluyan colocación, anclaje, traslape, dobleces.
- k) Detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.
- l) Tolerancias de construcción.
- m) Si aplica, el tipo y frecuencia de muestreo de mortero y mampostería.





5.8. CÁLCULOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

ESQUEMA DEL MURO DE MAMPOSTERÍA DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN





El área transversal total se calculara como sigue, según el esquema pasado:

$$A_T = A_1 + A_2$$

donde:

A_T = Area total.

A_1 = Área del rectángulo.

A_2 = Área del triángulo.

$$A_T = \left((0.50)(2.90) + \left(\frac{(1.50)(2.90)}{2} \right) \right)$$

$$A_T = 1.45 + 2.175 = 3.625m^2$$

Calculando los momentos estáticos de las dos áreas (A_1 y A_2), con respecto al eje X-X'

$$M_{X-X'} = ((A_1)(Y_1) + (A_2)(Y_2))$$
$$M_{X-X'} = ((1.45)(1.45) + (2.175)(0.966)) = 40.2035cm^3$$

Obteniendo el valor de la ordenada \bar{y} (punto de aplicación).

$$\bar{y} = \frac{M_{X-X'}}{A_T} = \frac{4.2035}{3.625} = 1.1596m$$

Calculando los momentos estáticos de las dos áreas con respecto a Y-Y'

$$M_{Y-Y'} = ((A_1)(Y_1) + (A_2)(Y_2))$$
$$M_{Y-Y'} = ((1.45)(0.25) + (2.175)(1.0)) = 2.5375cm^3$$

Obteniendo el valor de la abscisa \bar{x} (punto de aplicación).

$$\bar{x} = \frac{M_{Y-Y'}}{A_T} = \frac{2.5375}{3.625} = 0.7m$$

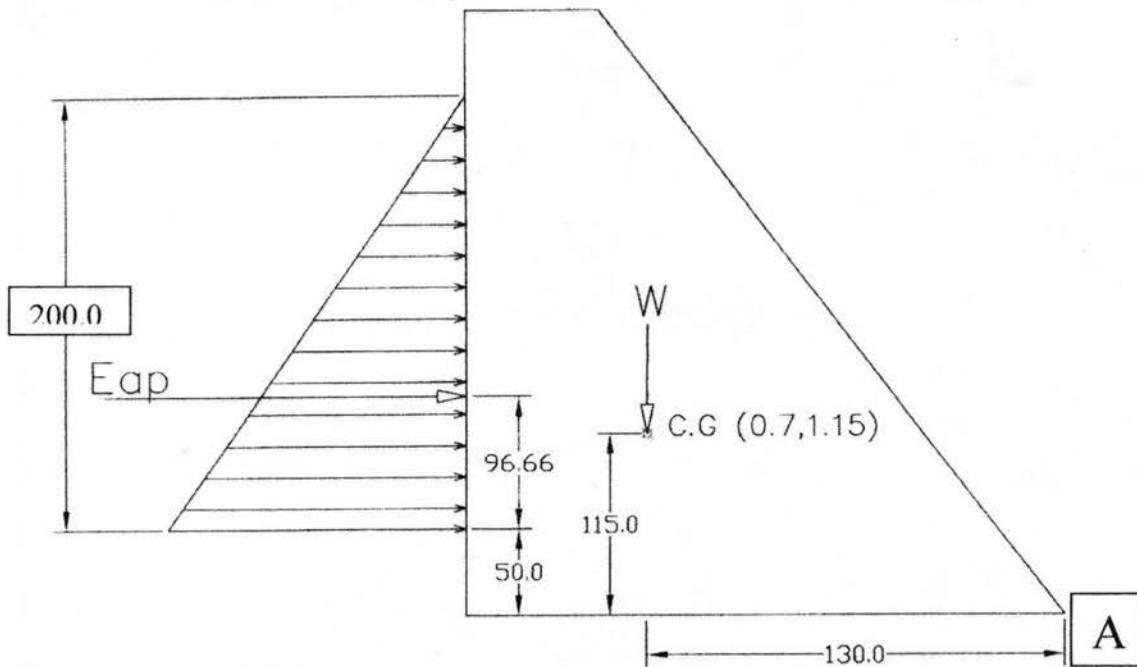
Por lo que el centro de gravedad C.G. esta ubicado en el siguiente punto:

C.G. (0.7, 1.15)





DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE EMPUJES Y FUERZAS.



(acotación en centímetros)

Para calcular el empuje E_{ap} se hará mediante la siguiente procedimiento y teniendo en cuenta el anterior esquema:

$$E_a = (\gamma_a)(H)$$

Donde:

E_a = Empuje del agua (Kg/m^2)

γ_a = Peso específico del agua (Kg/m^3)

H = Altura (m)

entonces

$$E_a = (1000)(2.0) = 2000 \text{Kg} / \text{m}^2$$

Tomando una franja de 1 metro de muro, tenemos que el empuje puntual es igual a:

$$E_{ap} = (E_a)(A)$$

Donde:

E_{ap} = Empuje del agua aplicado puntualmente (Kg)

A = Área de acción (m^2)

entonces

$$E_{ap} = (2,000)((2.0)(1.0)) = 4,000 \text{Kg}$$





Ahora calculando el peso del muro por cada metro tenemos:

$$W_m = (\gamma_p)(A_T)(l)$$

Donde:

W_m = Peso del Muro por cada metro (Kg)

γ_p = Peso específico de la piedra (Kg/m³)

A_T = Área total transversal del muro (m²)

l = longitud; que en este caso se tomara igual a 1 metro.

Entonces

$$W_m = (2,000)(3.625)(1.0) = 7,250\text{Kg} = 7.25\text{ton}$$

Revisión por Sismo, en condición gravitacional.

Se considerara el factor de carga F.C.=1.4, para el calculo de los momentos motores y momentos resistente, se tomara en cuenta el diagrama esquemático de empujes y fuerzas.

Calculando el Momento del empuje puntual con respecto al punto "A" tenemos:

$$ME_{apA} = (E_{ap})(F.C.)(B_p)$$

Donde:

ME_{apA} = Momento motor por el empuje de agua con respecto al punto A.

E_{ap} = Empuje de agua aplicado puntualmente (ton)

F.C. = Factor de carga = 1.4

B_p = Brazo de palanca, con respecto al punto A (m)

Entonces tenemos que:

$$ME_{apA} = (4.0)(1.4)(0.96 + 0.5) = (+)8.2096 \text{ ton-m}$$

Calculando el momento resistente ocasionado por el peso del muro con respecto al punto A.

$$MW_{mA} = (W_m)(B_p)(F.S.)$$

Donde:

MW_{mA} = Momento Resistente del muro con respecto al punto A

W_m = Peso del Muro por cada metro (ton)

B_p = Brazo de palanca, con respecto al punto A (m)

F.S. = Factor de seguridad = 0.9





Entonces tenemos que:

$$MW_{ma} = (7.25)(1.30)(0.9) = (-)8.4825 \text{ ton-m}$$

Comparando el momento motor y el momento resistente tenemos que:

$$ME_{apA} = (+)8.2096 < MW_{ma} = (-)8.4825$$

“Por lo tanto es estable contra volteo y su comportamiento es favorable contra el sismo”.

Revisión de capacidad de carga del suelo (cimentación).

Tomando en cuenta que se construirá el tanque en un área clasificada dentro de la Zona I y que la capacidad de carga considerada, para el suelo compuesto de Tepetate Duro su capacidad de carga se considerara igual a:

$$q = 18 \text{ ton/m}^2$$

donde:

$$q = \text{capacidad de carga del suelo en estado natural (ton/m}^2\text{)}$$

aplicando el factor de seguridad F.C. = 0.6 ; tenemos que:

$$q = (18)(0.6) = 10.8 \text{ ton/m}^2$$

Calculando el Momento al centro de la base del muro tenemos que:

$$M_{CB} = (W_m)(B_{pCB})$$

Donde:

$$M_{CB} = \text{Momento al centro de la base del muro (ton-m)}$$

$$W_m = \text{Peso del Muro por cada metro (ton)}$$

$$B_{pCB} = \text{Brazo de palanca con respecto a la base del muro (m)}$$

$$M_{CB} = (7.25)(1.0) = 7.25 \text{ ton-m}$$

Calculando lo esfuerzos máximos y mínimos debidos a la carga viva máxima accidental ocasionada por Sismo.

$$\nabla_{MAX} = \frac{(W_m)}{b} + \frac{(M_{CB})(F.C.)(\bar{x})}{I_{XX}}$$





$$\nabla_{MIN} = \frac{(W_m)}{b} - \frac{(M_{CB})(F.C.)(x)}{I_{xx}}$$

Donde:

∇_{MAX} = Esfuerzo máximo del suelo (ton/m²)

∇_{MIN} = Esfuerzo mínimo del suelo (ton/m²)

W_m = Peso del Muro por cada metro (ton)

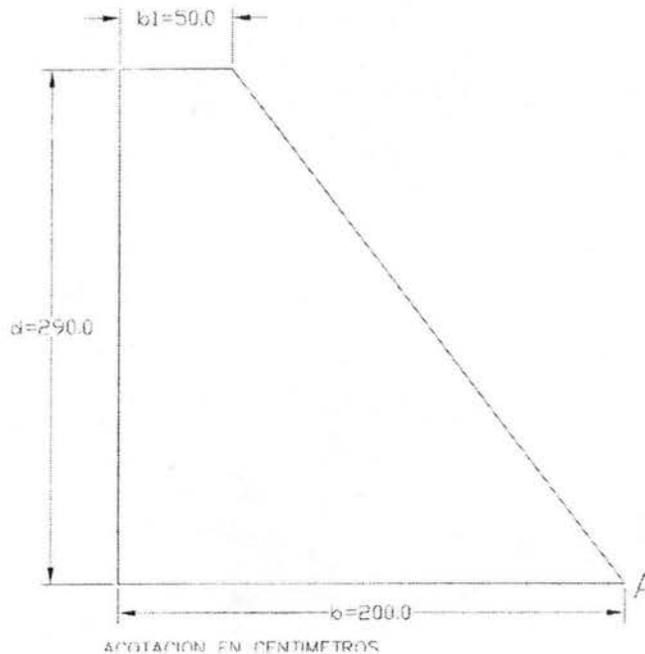
b = Base del Muro de mampostería (m)

$F.C.$ = Factor de carga por carga accidental sismo = 1.2

x = Abscisa del centro de gravedad (m)

I_{xx} = Momento de Inercia de la sección transversal del muro (m⁴)

Para el calculo del momento de inercia se tomara como figura la que sigue:



Y la expresión para calcular el momento de inercia con respecto a la base del muro es la siguiente:

$$I_{xx} = \frac{d^3(b^2 + 4bb_1 + b_1^2)}{36(b + b_1)}$$

Donde:

d = Altura = 2.90 m

b = Base del muro = 2.00 m

b_1 = corona del muro = 0.50 m





Entonces tenemos:

$$I_{xx} = \frac{((2.9^3)((2.0^2) + (4)(2.0)(0.50) + (0.50^2)))}{((36)((2.0) + (0.50)))} = 2.23 \text{ m}^4$$

Sustituyendo en la expresión del esfuerzo máximo y mínimo del suelo tendremos que:

$$\nabla_{MAX} = \frac{(7.25)}{2.0} + \frac{(7.25)(1.2)(0.7)}{2.23} = 6.35 \text{ ton/m}^2$$

$$\nabla_{MIN} = \frac{(7.25)}{2.0} - \frac{(7.25)(1.2)(0.7)}{2.3} = 0.8941 \text{ ton/m}^2$$

Comparando contra la capacidad de carga del suelo afectada por el factor de seguridad tenemos que:

$$\nabla_{MAX} = 6.35 \text{ ton/m}^2 < q = 10.8 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto es estable contra penetración y deformación del suelo, por lo que cumple con los requisitos mínimos que se indican en las Normas técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal, que fueron utilizadas para el diseño estructural de este Tanque de Regularización, y las dimensiones del muro serán las que se establecieron a lo largo del análisis anterior y el plano resultado de estos análisis se podrá cotejar en el anexo, junto con los otros planos anexos de cada capítulo.





5.9 INSTALACIONES DE FONTANERÍA

A continuación se enumeraran las piezas que formaran parte de las instalaciones, y su colocación, esta ligada al numero con el que se indican en cada tabla y que corresponden al plano adjunto del Tanque de Regularización localizado en el anexo.

No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
LLEGADA DE LINEA DE CONDUCCION			
0	Adaptador tuerca union de PAD de 25 mm(1") ϕ	PZA	1
1	Codo de Fo.Go. de 45°, de 25 mm (1")	PZA	2
2	Tuberia de Fo.Go. ced-40, roscado en ambos extremos de 25 mm(1") ϕ L=150cm.	PZA	2
3	Tuerca unión de Fo.Go. de 25 mm (1") ϕ	PZA	1
4	Tuberia de Fo.Go,Ced 40 roscado en ambos lados de 25 mm (1") ϕ , L=100 cm.	PZA	2
5	Válvula de flotador roscada de 25mm (1") ϕ	PZA	1
6	Niple de Fo.Go. ced-40, de 25mm (1") ϕ L= 20 cm.	PZA	2
7	Codo de FoGo. de 90°, de 25 mm (1") ϕ	PZA	1
8	Clorador de pastillas Elemental, incluye accesorios	JGO	1

No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
SALIDA A LA RED			
9	Tuberia de Fo.Go. Ced-40 64 mm (2½") ϕ L= 290 cm.	PZA	2
10	Válvula de secc. roscada, tipo compuerta de 64mm (2½") ϕ ,clase 125	PZA	1
11	Niple de Fo.Go. ced-40, de 64 mm (2½") ϕ , L=20 cm.	PZA	2
12	Tuerca unión de Fo.Go. de 64 mm (2½") ϕ	PZA	2
13	Tubo de Fo.Go. ced-40, de 64 mm (2½") ϕ , L= 35 cm.	PZA	1
14	Cople de Fo.Go. de 64 mm (2½") ϕ	PZA	1
15	Caja para operacion de valvulas tipo 1	CAJA	1





No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
DESAGÜE Y EXCEDENCIAS			
17	Tubería de Fo.Go. ced-40, de 51 mm (2") ϕ , L= 300cm	PZA	1
18	Valvula de secc., roscada tipo compuerta de 51 mm (2") ϕ , clase 125	PZA	1
19	Niple de Fo.Go. Ced-40, 51 mm (2") ϕ , L= 20 cm	PZA	2
20	Tuerca union de Fo.Go. 51 mm (2") ϕ	PZA	2
21	Niple de Fo.Go. Ced-40, 51 mm (2") ϕ , L= 35 cm	PZA	1
22	Cople de Fo.Go. de 51 mm (2") ϕ	PZA	1
23	Tubería de Fo.Go. CED-40, de 50 mm (2") ϕ L= 600 cm	PZA	1
24	Tubería de Fo.Go. Ced-40, de 51 mm (2") ϕ L= 240 cm	PZA	1
25	Codo de Fo.Go. de 90°, de 51 mm (2") ϕ	PZA	1
26	Tubería de Fo.Go. Ced-40, de 51 mm (2") ϕ L= 600 cm	PZA	1
27	Caja para operacion de valvulas tipo 1	CAJA	1

No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
VENTILACION			
28	Tubería de Fo.Go. Ced-40, de 51 mm (2") ϕ L= 60 cm	PZA	1
29	Tee de Fo.Go de 51 x 51 mm (2" x 2") ϕ	PZA	1
30	Niple de Fo.Go. Ced-40, de 51 mm (2") ϕ L= 20 cm	PZA	2
31	Codo de Fo.Go. de 90° de 51 mm (2") ϕ	PZA	2
32	Tela de mosquitero para 2" ϕ	PZA	2

Los detalles de la Tanque de Regularización se pueden cotejar en el plano del anexo identificados con los nombres:

- PROY-COJAL-TR-01

Que a su vez es complementado con los planos:

- PROY-COJAL-OT-01
- PROY-COJAL-LC-01
- PROY-COJAL-LC-02
- PROY-COJAL-LC-03
- PROY-COJAL-RED-01





CAPÍTULO 6

RED DE DISTRIBUCIÓN

6.1 GENERALIDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

La mayor cantidad de las veces que se trabaja en las redes de distribución de las ciudades es para mejorar o para ampliar las redes que ya existen, solamente una pequeña proporción son para dar servicio a zonas nuevas o aisladas. Por tanto, se requieren dos tipos de proyectos denominados de rehabilitación y nuevos.

Los proyectos de rehabilitación se hacen cuando se debe modificar una parte de la red para mejorar su funcionamiento hidráulico, o bien, cuando hay cambios en el uso del suelo o ampliaciones a la zona de servicio obligan a incrementar la capacidad de la red de distribución.

Los proyectos nuevos como es el caso de nuestro proyecto se requieren cuando se debe dar servicio por primera vez a una zona, o cuando es necesario hacer una ampliación a una red existente que por su magnitud en proyecto ya no puede catalogarse como una rehabilitación.

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

6.1.1 Antecedentes:

Siempre se preferirá abastecer a la red por gravedad a través de tanques, en vez de bombeo directo. Se evitará el bombeo directo a la red con excedencias al tanque.





En aquellos casos en los que el sistema sea abastecido por gravedad, y cuando la fuente tenga la capacidad suficiente para proporcionar el gasto máximo horario, puede eliminarse el tanque regulador; sin embargo, debe hacerse un estudio económico que permita definir si es factible sustituir el almacenamiento por una conducción capaz de llevar dicho caudal.

Presiones.

Las presiones o cargas disponibles de operación se han de obtener en el diseño de la red para la red primaria, deberán ser suficientes para suministrar una cantidad de agua razonable en los pisos más altos de las casas, fábricas y edificios comerciales menores de 6 pisos. Deberán de estar comprendidos entre 1.5 a 4.0 kg/cm² (de 15 a 40 metros de columna de agua).

Para localidades urbanas pequeñas se admite una presión mínima de 1 kg/cm² (10 m.c.a.). La presión máxima (carga estática) admisible no deberá ser mayor a 5 kg/cm² (50 m.c.a.).

Capacidad de la red.

La capacidad de la red de distribución debe ser diseñada para el mayor valor de los siguientes:

- 1) El consumo máximo horario.
- 2) El consumo máximo diario.

La manera como se obtuvieron dichos gastos fue vista en el capítulo II del presente trabajo.

6.2. Estudios Básicos.

Datos generales.

El proyecto deberá contener los siguientes datos:

- a) Nombre completo de la localidad, municipio y estado a que pertenece.
- b) Ubicación geográfica y altitud media sobre el nivel de mar.
- c) Clima, comunicaciones y principales actividades económicas de la localidad.
- d) Población según el último censo oficial y población actual.
- e) Número de colonias que integran la localidad y características socioeconómicas.
- f) Planes de desarrollo urbano existentes.



**Datos de proyecto.****a) Período de diseño.**

Para el período de diseño, se toma en cuenta la vida útil de las obras a proyectarse, se deberán de considerar los siguientes valores recomendados en el capítulo 2 del presente trabajo.

Se especificarán las diferentes etapas que integran el proyecto a lo largo del período de diseño, mismas que estarán en función de la capacidad de inversión y la vida útil de los elementos que integran la obra.

b) Dotación.

El volumen de agua a distribuir se determinará con base en los datos establecidos para el proyecto

c) Proyecciones de población de proyecto.

La población de proyecto se determina a partir del año actual del proyecto y se determinará su crecimiento hasta el horizonte de diseño de acuerdo con la metodología planteada en el Capítulo 2.

POBLACIÓN ACTUAL	3105 HAB.
Población de proyecto	3865 Hab.
Periodo de diseño	15 años
Dotación	150 Lts/Hab-día
Gasto medio anual	5.59 L.ps.
Gasto máximo diario	7.83 L.ps.
Gasto máximo horario	12.134 L.ps.
C.V.D.	1.40
C.V.H.	1.55
Capacidad del tanque regulador	

6.3. COMPONENTES DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN.

Una red de distribución de agua potable se compone generalmente de:





6.3.1. Tuberías

Se le llama así al conjunto formado por los tubos (conductos de sección circular) y su sistema de unión o ensamble. Para fines de análisis se denomina tubería al conducto comprendido entre dos secciones transversales del mismo. La red de distribución está formada por un conjunto de tuberías que se unen en diversos puntos denominados nudos o uniones. De acuerdo con su función, la red de distribución puede dividirse en: Red primaria y red secundaria.

La división de la red de distribución en red primaria o secundaria dependerá del tamaño de la red y de los diámetros de las tuberías. De esta forma, la red primaria se constituye de los tubos de mayor diámetro y la red secundaria por las tuberías de menor diámetro, las cuales abarcan la mayoría de las calles de la localidad. Así, una red primaria puede ser una sola tubería de alimentación o cierto conjunto de tuberías de mayor diámetro que abarcan a toda la localidad. Una tubería se compone de dos o más tubos ensamblados mediante un sistema de unión que permite la conducción de un fluido.

Para la selección del material de la tubería intervienen características tales como: resistencia mecánica, durabilidad, resistencia a la corrosión, capacidad de conducción, economía, facilidad de conexión y reparación, y especialmente la conservación de la calidad del agua.

La resistencia mecánica de la tubería le permite soportar cargas externas, como cargas estáticas (relleno de la Zanja) y cargas dinámicas (tráfico). Además, le permite soportar cargas internas (presión hidrostática), tanto de operación como transitorios hidráulicos (golpe de ariete), aunque en redes de distribución los transitorios son relativamente pequeños. Influye también en la resistencia a daños durante su instalación. La resistencia de la tubería debe ser mayor que la máxima carga estática que se puede presentar.

La durabilidad es el grado al cual la tubería provee servicio satisfactorio y económico bajo las condiciones de uso. Implica larga vida útil y hermeticidad, tanto en la tubería como en su sistema de unión.





La resistencia a la corrosión está muy ligada a la durabilidad, pues es la capacidad de resistir suelos y aguas agresivos, los cuales provocan reacciones químicas adversas entre la pared del tubo y su entorno –tanto interno como externo – reduciendo la capacidad de conducción de la tubería, así como la vida útil de la misma.

La capacidad de conducción depende de la lisura interior de la tubería. En hidráulica, la facilidad con que el agua circula a través de la tubería depende entre otros factores, del coeficiente de rugosidad. De esta forma, es posible calcular las pérdidas por fricción. El valor del factor de rugosidad depende del material de la tubería, su edad, y las condiciones en que se encuentre. En algunos tipos de tubería se puede conservar en buen estado sus paredes interiores recubriéndolas con cemento, asfalto, o algún otro revestimiento.

Al considerar la economía de la tubería intervienen varios factores. En primer término se encuentran los costos de adquisición, entre los cuales intervienen la disponibilidad inmediata de tubos y piezas especiales, su transporte al lugar de instalación, así como su resistencia durante el manejo y transporte. Aspectos tales como largos tiempos de entrega, dificultad en obtener material adicional, o regresar piezas dañadas o defectuosas incrementan el tiempo y costo del proyecto.

Para este proyecto se determinó el uso de tubería de P.V.C. (cloruro de vinilo).

Las ventajas de los tubos de P.V.C incluyen:

–Hermeticidad. Por su naturaleza el P.V.C impide filtraciones y fugas, lo cual se garantiza si los tubos cuentan con una junta hermética. Se recomienda la unión espiga–campana con anillo de hule integrado porque actúa como junta de dilatación.

–Pared interior lisa. Presenta bajas pérdidas por fricción, por lo cual tiene alta eficiencia en la conducción de fluidos.

–Resistencia a la corrosión. El P.V.C es inmune a la corrosión química o electroquímica. Por lo tanto no requiere recubrimientos, forros o protección catódica. No se forman incrustaciones ni formación de óxido.





- Resistencia química. El P.V.C es altamente resistente al ataque químico de suelos agresivos, de aguas conducidas, y en general de ácidos, alcalinas y soluciones salinas. Algunos hidrocarburos afectan temporalmente sus propiedades, pero se restablecen cuando se evaporan los hidrocarburos. Además resiste el ataque de algas, hongos y bacterias por no existir en el P.V.C materia nutriente para su desarrollo.
- Ligereza. Es sencillo de transportar, manejar y colocar.
- Flexibilidad. Permite cierta deflexión durante su instalación.
- Resistencia a la tensión. Mejor comportamiento frente a movimientos sísmicos, cargas externas muertas y vivas. Así como ante sobre presiones momentáneas (golpe de ariete).
- Facilidad de instalación. Puede manejarse y cortarse en obra.
- No altera la calidad del agua.

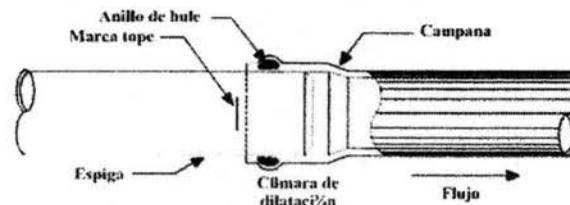


Fig. 6.1. Unión espiga campana de una tubería de P.V.C.

TABLA 6.2. RANGOS DE RESISTENCIA DE PRESIÓN PARA TUBERÍAS DE P.V.C.		
Desde (M.C.A.)	Hasta (M.C.A.)	Clasificación Comercial
0	45	RD 64.0
45	71	RD 41.0
71	90	RD 32.5
90	112	RD 26.0

6.3.2. Piezas Especiales.

Son todos aquellos accesorios que se emplean para llevar a cabo ramificaciones, intersecciones, cambios de dirección, modificaciones de





diámetro, uniones de tuberías de diferente material o diámetro, y terminales de los conductos, entre otros.

A las piezas o conjuntos de accesorios especiales con los que, conectados a la tubería, se forman deflexiones pronunciadas, cambios de diámetro, derivaciones y ramificaciones se les llama cruceros. También permiten el control del flujo cuando se colocan válvulas.

En general, se dispone de piezas especiales fabricadas de: hierro fundido (con bridas, extremos lisos, campana-espiga), fibrocemento, P.V.C, polietileno, concreto preesforzado y acero. También se dispone de accesorios complementarios empleados para formar uniones como: juntas mecánicas (Gibault, universal, etc.), empaques y tornillos de acero con cabeza y tuerca hexagonal estándar.

Las piezas especiales de hierro fundido son las más empleadas y se fabrican para todos los diámetros de las tuberías. Se conectan entre sí o con válvulas mediante bridas con tornillos y un empaque intermedio, y pueden unirse a tuberías de fibrocemento utilizando juntas Gibault.

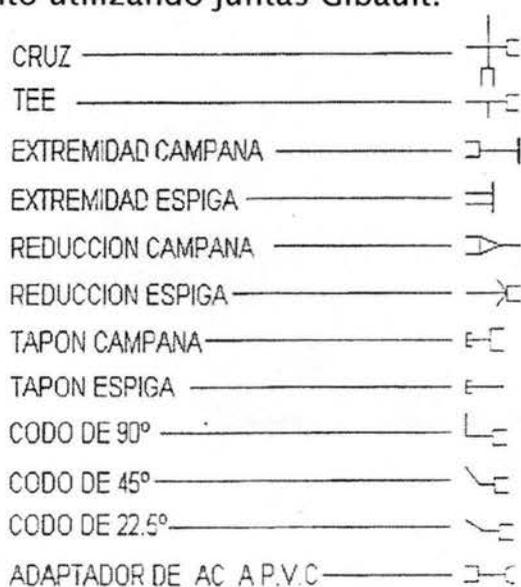


Fig. 6.2. Signos convencionales de piezas especiales de P.V.C.

6.3.3. Válvulas

Son accesorios que se utilizan para disminuir o evitar el flujo en las tuberías. También permiten drenar o vaciar una línea, controlar el gasto, regular los





niveles en los tanques de almacenamiento, evitar o disminuir los efectos del golpe de ariete (cambios de presión que pueden colapsar la tubería), así como evitar contra flujos, es decir, prevenir el flujo en dirección contraria a la de diseño. Pueden ser clasificadas de acuerdo a su función en dos categorías:

- Aislamiento o seccionamiento, las cuales son utilizadas para separar o cortar el flujo del resto del sistema de abastecimiento en ciertos tramos de tuberías, bombas y dispositivos de control con el fin de revisarlos o repararlos.
- Control, usadas para regular el gasto y la presión, facilitar la entrada de aire o la salida de sedimentos o aire atrapados en el sistema.

Según su tipo las válvulas de aislamiento pueden ser: de compuerta, de mariposa, o de asiento (cilíndrica, cónica o esférica). Las válvulas de asiento pueden realizar ambas funciones. A su vez, las válvulas de control pueden ser: de altitud, de admisión y expulsión de aire, controladoras de presión, de globo, de retención (check), o de vaciado (de desagüe).



Fig. 6.3. Válvula de mariposa.

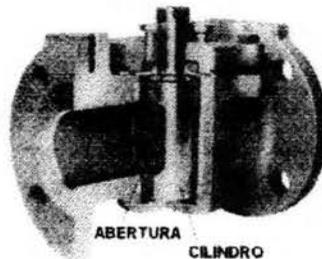


Fig. 6.4. Corte de una válvula de asiento.



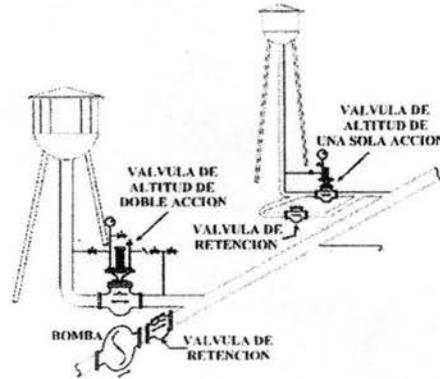


Fig. 6.5. Ubicación de diferentes válvulas

6.3.4. Tanques de Distribución.

Un tanque de distribución es un depósito situado generalmente entre la captación y la red de distribución que tiene por objeto almacenar el agua proveniente de la fuente. El almacenamiento permite regular la distribución o simplemente prever fallas en el suministro, aunque algunos tanques suelen realizar ambas funciones.

Se le llama tanque de regulación cuando guarda cierto volumen adicional de agua para aquellas horas del día en que la demanda en la red sobrepasa al volumen suministrado por la fuente. La mayor parte de los tanques existentes son de este tipo.

En el capítulo V se trata más a fondo sobre este tipo de tanques.

6.3.5. Tomas Domiciliarias.

Una toma domiciliaria es el conjunto de piezas y tubos que permite el abastecimiento desde una tubería de la red de distribución hasta el predio del usuario, así como la instalación de un medidor. Es la parte de la red que demuestra la eficiencia y calidad del sistema de distribución pues es la que abastece de agua directamente al consumidor.

6.3.6. Rebombeo.

Consisten en instalaciones de bombeo que se ubican generalmente en puntos intermedios de una línea de conducción y excepcionalmente dentro de la red de distribución. Tienen el objetivo de elevar la carga hidráulica en el punto de su ubicación y mantener la circulación del agua en las tuberías.

Los rebombeos se utilizan en la red de distribución cuando se requiere:

–Interconexión entre tanques que abastecen diferentes zonas.





-Transferencia de agua de la línea ubicada en partes bajas de la red al tanque de regulación de una zona de servicio de una zona alta.

-Incremento de presión en una zona determinada mediante re bombeo directo a la red o "booster".

Esta última opción se debe evitar, y considerar sólo si las condiciones de la red no permiten la ubicación del tanque de regulación en la región elevada.

6.3.7. Cajas Rompedoras de Presión.

Son depósitos con superficie libre del agua y volumen relativamente pequeño, cuya función es permitir que el flujo de la tubería se descargue en ésta, eliminando de esta forma la presión hidrostática y estableciendo un nuevo nivel estático aguas abajo.

Se puede construir una caja rompedora de presión, en lugar de una válvula reductora de presión, que consiste en un depósito pequeño al cual descarga la tubería mediante una válvula de flotador o de altitud.

6.3.8. Atraques de Concreto.

Siempre que se tengan piezas especiales como tees, codos y tapas ciegas, ya sea de Fo.Fo. o P.V.C., se colocarán atraques de concreto con la finalidad de no tener movimientos en éstas piezas, debidas a la presión hidrostática, que hacen que se desplacen las piezas provocando fugas de agua.

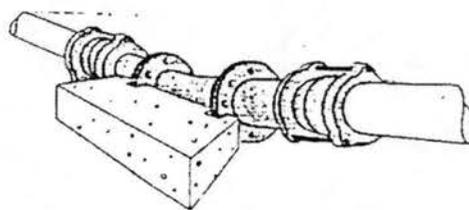
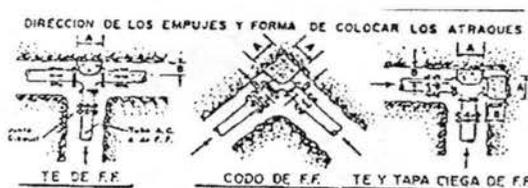


Fig. 6.8. Atraque de concreto





6.4. PRESIONES ADMISIBLES, PRESIONES DISPONIBLES Y ZONAS DE PRESIÓN.

Presiones disponibles.

La presión o carga hidráulica que actúa en un punto de una tubería se define por la diferencia entre la cota piezométrica en este punto y la cota del eje de la tubería.

En redes de distribución es común manejar las presiones con relación al nivel de la calle en vez de referirlas al centro de tubo, en este caso se les llama presiones disponibles o libres y se calculan para los cruceros de las tuberías.

Presiones admisibles.

El régimen de presiones en una red depende de dos factores: la necesidad del servicio y las condiciones topográficas de la localidad. Las necesidades del servicio obligan por una parte a seleccionar una presión mínima capaz de atender dos clases de requerimientos: de las edificaciones y la demanda contra incendio. Presiones muy altas en la red requerirán de tuberías y accesorios más resistentes (más costosos) e incrementarán las fugas (en caso de existir). Por lo tanto, en ningún punto de la red la presión debe exceder a la presión máxima permisible.

La presión mínima debe verificarse en la red de distribución de tal manera que en todos los puntos se tenga una presión por lo menos igual a ésta en la hora de máxima demanda, y se garantice el suministro mínimo. En cambio, la máxima se presentara cuando exista poca demanda y la red continúe funcionando a presión.

El establecimiento de estas condiciones en una localidad se combina con su topografía. Así en los puntos más elevados, la presión disponible en las horas de máximo consumo no debe ser inferior a la presión mínima requerida; en cambio, en los más bajos, esta presión no debe ser superior a la presión máxima especificada, ya que aumentaría el riesgo de tener alguna fuga o fallas en la tubería.

Zonas de presión.

Las zonas de presión son divisiones realizadas en la red de distribución debido a la topografía, el tamaño o las políticas de operación de la localidad.





La zonificación o división en zonas de presión es aconsejable cuando se sobrepasan las presiones admisibles en la red de distribución, es decir, al cumplir con la presión mínima requerida en una parte de la red se sobrepasa la presión máxima permisible en otra parte de la misma. Lo anterior sucede cuando la topografía de la localidad es muy irregular o cuando la localidad es muy grande.

Usualmente las zonas de presión pueden interconectarse entre sí para abastecerse en forma ordinaria y se tiene una sola fuente, o extraordinaria (incendio, falla de la fuente, reparaciones, etc.) cuando se tienen varias fuentes. La interconexión entre las zonas de presión se hace mediante la maniobra de válvulas, descarga directa a tanque o uso de válvulas reductoras de presión en el caso de zonas bajas, o de rebombes a zonas altas.

Las políticas de operación influyen en la zonificación debido a la existencia de límites políticos, mejor control del abastecimiento y su distribución, así como de la operación y mantenimiento de la red de distribución.

6.5. ESQUEMAS BÁSICOS DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN.

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

Esquemas básicos

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

a) cerrada, b) abierta o c) combinada.

Antes de definir las posibles configuraciones de la red es conveniente definir qué es un circuito. Un circuito es un conjunto de tuberías conectadas en forma





de polígono, donde el agua que parte de un punto puede volver al mismo después de fluir por las tuberías que lo componen.

a) Cuando una red es cerrada (o tiene forma de malla), sus tuberías forman al menos un circuito.

La ventaja de diseñar redes cerradas es que en caso de falla, el agua puede tomar trayectorias alternas para abastecer una zona de la red. Una desventaja de las mismas es que no es fácil localizar las fugas.

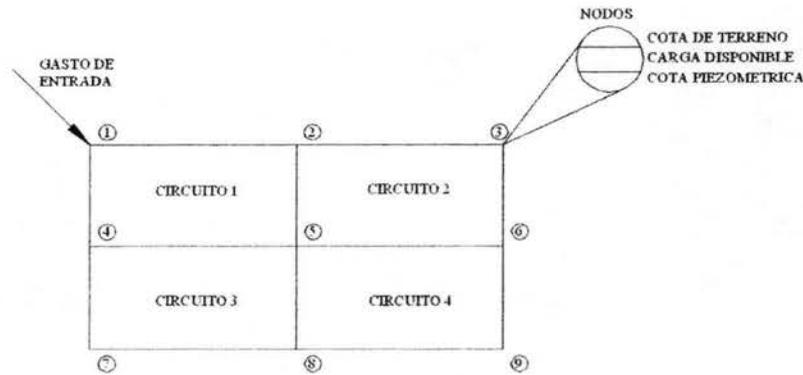


Fig. 6.10. Configuración de una red cerrada

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

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

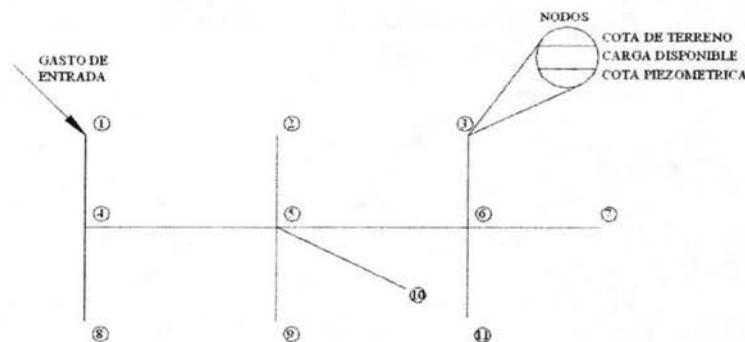


Fig. 6.11. Configuración de una red abierta





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

Cabe destacar que la configuración de la red se refiere a la red primaria que es la que rige el funcionamiento de la red. Pueden darse casos de redes abiertas con tuberías secundarias formando circuitos, sin embargo, la red se considera abierta.

6.5.1. División de una Red de Distribución.

Una red de distribución se divide en dos partes para determinar su funcionamiento hidráulico: la red primaria, que es la que rige el funcionamiento de la red, y la red secundaria o "de relleno".

La red primaria permite conducir el agua por medio de líneas troncales o principales y alimentar a las redes secundarias. Sin embargo, en colonias urbanas populares se puede aceptar de 75 mm y en zonas rurales hasta 50 mm, aunque en grandes urbes se puede aceptar a partir de 500 mm.

La red secundaria distribuye el agua propiamente hasta las tomas domiciliarias. La longitud total de las tuberías secundarias dentro de un bloque normalmente es de 2,000 a 5,000 m. A su vez, la red secundaria dentro de un bloque puede ser convencional o en dos planos. El tipo de red secundaria comúnmente recomendado es el de bloques y en dos planos dentro del bloque, debido a que tiene las siguientes ventajas:

De proyecto:

- El cálculo de revisión de la red es más sencillo.
- La distribución de las demandas para el cálculo hidráulico de la red primaria se simplifica notablemente debido a que la alimentación de los bloques se realiza de manera concentrada en dos puntos de cada uno de los bloques.
- El modelo del cálculo hidráulico es más preciso debido a que no hay consumos en ruta en las tuberías principales.
- Economía de tiempo horas-hombre al disminuir el número de cruceos por diseñar, en comparación con una red convencional.

De construcción:





-La instalación de las tuberías secundarias se realiza en forma más rápida, puesto que no se tienen cruceros, ni cajas de operación de válvulas dentro de la red secundaria.

-Las pruebas de presión hidrostática se facilitan.

De operación, mantenimiento y control de fugas:

-Menor número de válvulas a operar y mantener.

-Como cada tubería secundaria se alimenta mediante uno o dos puntos, se facilita notablemente la operación de la red en las labores de corrección de fugas y en la conexión de tomas nuevas.

-Un establecimiento natural de zonas de presión.

-Facilidades para hacer mediciones del consumo en la red. Éstas son utilizadas para la ejecución de estudios de fugas no visibles.

-Posibilidad de sustituir, reforzar o rehabilitar redes primarias afectando a un menor número de usuarios.

En costos de inversión:

-Economía en el suministro e instalación de piezas especiales debido al menor número de válvulas de seccionamiento.

-El número de cajas de operación disminuye y se logra mayor economía por este concepto.

6.5.2. Suministro y distribución del agua dentro de una red.

El agua se distribuye a los usuarios en función de las condiciones locales de varias maneras:

a) Por gravedad.

El agua de la fuente se conduce o bombea hasta un tanque elevado desde el cual fluye por gravedad hacia la población. De esta forma se mantiene una presión suficiente y prácticamente constante en la red para el servicio a los usuarios. Este es el método más confiable y se debe utilizar siempre que se dispone de cotas de terreno suficientemente altas para la ubicación del tanque, para asegurar las presiones requeridas en la red. Este tipo de distribución es el recomendable para la comunidad de Cojaltitla.

b) Por bombeo.

El bombeo puede ser de dos formas:





b.1) Bombeo directo a la red, sin almacenamiento:

Las bombas abastecen directamente a la red y la línea de alimentación se diseña para el gasto máximo horario Q.M.H. en el día de máxima demanda, este es el sistema menos deseable, puesto que una falla en el suministro eléctrico significa una interrupción completa del servicio de agua. Al variar el consumo en la red la presión en la misma cambia también. Así, al considerar esta variación, se requieren varias bombas para proporcionar el agua cuando sea necesario.

Las variaciones de la presión suministrada por las bombas se transmiten directamente a la red, lo que puede aumentar el gasto perdido por las fugas.

b.2) Bombeo directo a la red, con excedencias a tanques de regulación:

En esta forma de distribución el tanque se ubica después de la red en un punto opuesto a la entrada del agua por bombeo, y las tuberías principales se conectan directamente con la tubería que une las bombas con el tanque.

El exceso de agua bombeada a la red durante períodos de bajo consumo se almacena en el tanque, y durante períodos de alto consumo el agua del tanque se envía hacia la red, para complementar a la distribuida por bombeo.

c) Distribución mixta.

En este caso, parte del consumo de la red se suministra por bombeo con excedencias a un tanque del cual a su vez se abastece el resto de la red por gravedad.

El tanque conviene ubicarlo en el centro de gravedad de la zona de consumo de agua. Debido a que una parte de la red se abastece por bombeo directo, esta forma de distribución tampoco se recomienda.

Son posibles tres esquemas de suministro a zonas de presión:

–**Suministro en serie.** Cuando se tiene una red dividida en zonas de presión, generalmente no es posible que cada una tenga su propia fuente de abastecimiento. Así la zona de presión que recibe el agua deberá abastecer a las colindantes por medio de la descarga directa a tanques, cajas rompedoras de presión o válvulas reductoras de presión, en un terreno descendente; o por rebombes en el caso de un terreno ascendente.





Es recomendable que cada zona tenga su tanque de regulación. En casos excepcionales puede emplearse el bombeo directo a las zonas altas. Si así sucede, las bombas y tuberías de alimentación de la zona se diseñarán para el gasto máximo horario en el día de máxima demanda.

Es necesario un estudio técnico-económico para comparar esta variante con la de un tanque de regulación, bombas y tuberías diseñadas con el gasto máximo diario.

-**Suministro en paralelo.** Se le llama así cuando cada zona de presión se abastece mediante líneas de conducción independientes y que poseen su propio tanque de regulación.

-**Suministro combinado.** Este esquema se utiliza cuando la red de distribución se abastece mediante varias fuentes. Cada una de ellas lo hace a una parte de la red, y esas partes se unen entre sí tanto en paralelo como en serie.

6.6. CRITERIOS DE DISEÑO DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN.

La revisión y el diseño de redes de tuberías empleadas en el suministro de agua se basan en las ecuaciones fundamentales del movimiento de fluidos a presión.

La revisión hidráulica consiste en determinar los gastos que circulan en las tuberías y los niveles piezométricos (cargas de presión) en varios puntos de la red. Para ello se requiere de la información siguiente: características físicas de las tuberías, conexiones entre tuberías, gastos de demanda, elevaciones de los tanques reguladores, etc.

El diseño hidráulico se refiere a la selección de los diámetros de las tuberías que forman la red para conducir el fluido hasta los sitios de demanda de modo que se cumpla con restricciones de presión. La presión en cualquier punto de la red debe ser mayor a una mínima ($h_{\min.}$), para que el agua llegue a los domicilios y menor a una máxima ($h_{\max.}$) para evitar la rotura de tuberías y excesivas fugas. Se recomienda que estas presiones extremas sean de 10 y 30 m respectivamente.





El proceso de selección de los diámetros de las tuberías de la red no es sencillo, ya que para llevar el agua a los sitios de consumo existen numerosas opciones que satisfacen las condiciones de operación hidráulica. Para las redes que son abastecidas desde uno o más tanques de regulación conviene escoger la opción que tiene el mínimo costo de adquisición e instalación.

En el diseño de la red de tuberías es importante su trazo. Este consiste en la unión de los puntos de demanda por medio de tuberías de modo tal que, sigan la configuración urbana y la topografía de la zona. Por lo general el trazo de la red se define formando circuitos y atendiendo a criterios de carácter no hidráulico, por lo que no suele incluirse dentro de los métodos de diseño de redes.

6.6.1. Redes de distribución ramificadas.

El procedimiento a seguir es, en general, el siguiente:

1. Se divide la localidad el proyecto en zonas de distribución, atendiendo al carácter de las mismas en: residencial, comercial e industrial. Resulta práctico colorear las zonas con un color distinto para cada clase, con el fin de localizarlas rápidamente durante el diseño.
2. Se procede a un trazado tentativo, que tenga un conducto principal que se ramifique para conducir el agua a cada zona o grupo de zonas de distribución y se anotan las longitudes de cada tramo de tubería, que se obtendrán con el uso de un escalímetro.
3. Se determina el coeficiente de gasto por metro de tubería, dividiendo el gasto máximo horario entre la longitud virtual de toda la red.

El concepto de "longitud virtual" se usará exclusivamente para definir qué gasto ha de circular por cada tramo de tubería al cual se le denomina gasto propio.

Por lo tanto tenemos:





- a) Para líneas de alimentación $L_{\text{virtual}} = 0$
- b) Para tuberías que abastecen de agua a predios localizados a un solo lado de la línea: $L_{\text{virtual}} = L_{\text{real}}$
- c) Para tuberías que abastecen de agua a predios localizados a ambos lados de la línea: $L_{\text{virtual}} = 2 L_{\text{real}}$

Sumando las longitudes virtuales tramo a tramo de la red, se obtiene entonces el coeficiente de gasto por metro de tubería q , con la expresión siguiente: $q = \frac{Q_{M.H.}}{eL_{\text{virtual}}}$

Donde:

q = coeficiente de gasto por metro (l/s-m)

Q.M.H. = gasto máximo horario

$e L_{\text{virtual}}$ = sumatoria de las longitudes virtuales de cada tramo de la red (m).

4. Se numeran los cruceos que se tengan en la red.
5. Se calculan los gastos propios de cada tramo de la red, multiplicando el coeficiente de gasto " q " por la longitud virtual del tramo de tubería.
- $$Q_{\text{propio}} = q \times L_{\text{virtual}}$$
6. Se efectúa el cálculo de los gastos acumulados por cada tramo de tubería comenzando desde el más distante al más cercano al depósito de regularización, sumando, cuando sea necesario, los gastos de los tramos secundarios.
7. Se determina el diámetro de los distintos tramos o secciones del conducto, haciendo uso del gasto acumulado que deben conducir, considerándolo concentrado en el extremo o nudo terminal.

A partir de la expresión $Q = \text{Área} \times \text{velocidad}$ y haciendo una conversión de unidades conveniente, se tiene:

$$d = 1.28 (Q)^{1/2}$$





donde

d = diámetro de la tubería en pulgadas

Q = gasto acumulado del tramo en l/s

El diámetro obtenido con esta última expresión, por ser teórico, debe ajustarse al diámetro comercial más aproximado.

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

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

El que presente mayor pérdida de carga será el punto más desfavorable que gobierna el diseño.

Las pérdidas de carga pueden calcularse con la fórmula de Manning o con la fórmula de Hazen y Williams. Si este primer diseño no cumple con las presiones requeridas, se procede a rectificar el diseño, variando los diámetros necesarios o, si es posible, elevando el tanque regularizador.

9. Se procede a situar las válvulas de seccionamiento: en general, 3 en las intersecciones de 4 tuberías y 2 en las intersecciones de 3 tuberías, sin embargo, para cada proyecto se recomienda estudiar con todo cuidado la situación de las válvulas procurando utilizar el menor número posible de estos accesorios.

10. Una vez terminado el diseño, se procede a dibujar el plano definitivo de la red de distribución, donde debe aparecer:

- a) Diámetros y longitudes
- b) Piezas de conexión, válvulas, etc.
- c) En cada nudo un círculo con los siguientes datos: Cota piezométrica, cota de terreno y carga disponible.





6.6.2. Funcionamiento Hidráulico de la Red de Distribución.

El propósito del análisis hidráulico de un sistema de distribución es estimar gastos (incluyendo su dirección) y la distribución de presión asociada que se desarrolla dentro del sistema. Se dispone de varios métodos para este análisis entre los cuales se tienen los siguientes:

En los estudios de redes de tuberías, se considera que una tubería es un conducto cerrado de cierta longitud.

Las tuberías permiten transportar un fluido de un lugar a otro. Al punto o sección transversal de la tubería donde se extrae el fluido o donde se conecta con otra, se le llama nudo.

Una red de tuberías es un conjunto de tuberías interconectadas al menos en uno de sus extremos.

Para evaluar el funcionamiento hidráulico de una red de tuberías en la que se conocen los diámetros, longitudes y coeficientes de fricción, se requiere determinar las cargas de presión en los nudos que posee y los gastos que fluyen en las tuberías que la componen.

Cuando en la operación de la red es a presión y los gastos que circulan en sus tuberías no cambian con el tiempo, se tiene el caso de flujo permanente. Se le acostumbra llamar red estática.

En una red de tuberías con flujo permanente donde se conoce al menos la carga de presión en uno de sus nudos (generalmente es el nivel de la superficie libre del agua de un tanque de almacenamiento) y los gastos que entran o salen de la red (pueden ser gastos suministrados a usuarios de la red), es posible calcular las presiones en los nudos y los gastos que circulan en cada una de sus tuberías. Por otra parte, cuando en una red que funciona a presión, salen gastos variables en el tiempo (por ejemplo, para proporcionar más caudal a usuarios que lo solicitan en cierto momento del día), los gastos que existen en las tuberías cambian con el tiempo. Estas condiciones corresponden a una red con flujo no permanente o una red dinámica.





6.6.3. Red de tuberías en régimen permanente (análisis estático).

Para encontrar las cargas y los gastos en una red se emplean los principios de conservación de la energía y de masa (continuidad).

6.6.4. Conjunto de tuberías.

El principio de continuidad establece que en un nudo, la suma de los gastos que entran a él es igual a la suma de los gastos que salen del mismo. Al aplicar este principio en cada nudo de la red se establece una ecuación lineal en términos de los gastos.

Considérese la red de la siguiente figura donde se conoce la carga en el nudo 5. Se han numerado los nudos y las tuberías, distinguiendo a estos últimos con números encerrados en el círculo. También aparecen con flechas los gastos (q) que egresan o ingresan a la red y los gastos (Q) que fluyen en las tuberías, para estos últimos se ha supuesto el sentido de flujo.

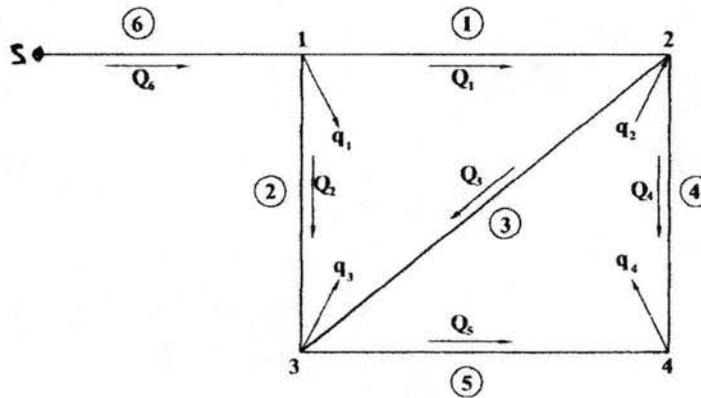


Fig. 6.12. Flujo en una red cerrada de tubos.

Al aplicar el principio de continuidad en los nudos del 1 al 4 se establece el sistema de ecuaciones siguiente:

$$\begin{aligned} Q_6 - Q_2 - Q_1 &= -q_1 \\ Q_1 - Q_3 - Q_4 &= -q_2 \\ Q_2 + Q_3 - Q_5 &= -q_3 \\ Q_5 + Q_4 &= -q_4 \end{aligned}$$

El sistema de ecuaciones correspondiente a cualquier red se puede escribir como:

$$eQ_j = q_n$$





donde la suma se hace para todos los tubos j conectados al nudo n . Al sustituir los gastos en términos de las cargas de presión, se plantea un sistema no lineal de ecuaciones.

Por ejemplo, al expresar los gastos Q_1 a Q_5 del sistema formado a partir del diagrama anterior en función de las cargas se obtiene:

$$\begin{aligned} -k_1(h_1 - h_2)^{1/2} - k_2(h_1 - h_3)^{1/2} + k_6(h_5 - h_1)^{1/2} &= q_1 \\ k_1(h_1 - h_2)^{1/2} - k_3(h_2 - h_3)^{1/2} - k_4(h_2 - h_4)^{1/2} &= q_2 \\ k_2(h_1 - h_3)^{1/2} + k_3(h_2 - h_3)^{1/2} - k_5(h_3 - h_4)^{1/2} &= q_3 \\ k_5(h_3 - h_4)^{1/2} - k_4(h_2 - h_4)^{1/2} &= q_4 \end{aligned}$$

Se trata de un sistema de ecuaciones no lineales que tiene como incógnitas a h_1 , h_2 , h_3 y h_4 (en el nudo 5 la carga es conocida, y sirve como nivel de referencia para las demás).

También es posible escribir las ecuaciones del sistema anterior de un modo general, como:

$$\sum F_j(h) = q_n$$

Donde la suma se efectúa para todos los tubos j conectados al nudo n y $F(h)$ es una función no lineal de las cargas de los extremos de estos tubos. La solución de la red consiste en calcular las cargas h que satisfacen simultáneamente el sistema de ecuaciones,

6.6.5 Red de tuberías en régimen no permanente (análisis dinámico).

En las redes de tuberías los gastos de demanda son variables a lo largo del día, a ello se debe que cambien los niveles piezométricos y gastos en sus tuberías. Para el estudio de estos cambios se debe tomar en cuenta el tiempo en las ecuaciones de flujo de agua, dando lugar a las llamadas redes dinámicas.

Las redes dinámicas permiten simular el flujo en las tuberías. A partir de sus resultados se determina la posibilidad de cumplir con los gastos de demanda, se revisa su comportamiento hidráulico y el tamaño de los tanques, se establecen políticas de operación, etc.





Un aspecto fundamental en el método de la red dinámica es el relativo a la demanda, ya que los gastos proporcionados a los usuarios dependen de la presión en la red.

En el funcionamiento de la red dinámica se considera que durante los períodos de gasto de demanda inferior al gasto medio, se llenan tanques de almacenamiento y que, en los lapsos de demanda superior al gasto medio, el gasto se dé a los usuarios con el agua que llega a los tanques y con la almacenada en ellos; de ese modo, se tiene una menor variación en los gastos.

En el modelo dinámico se toma en cuenta la forma en que funcionan tanques, bombas y válvulas. Además, se consideran los lapsos en los que están en servicio los tanques y las bombas, asegurándose que las condiciones hidráulicas de la red permitan su funcionamiento. Esto último se refiere a que si se desea poner en operación una bomba se debe tener en cuenta que aportan agua a la red cuando la carga de presión se encuentra dentro del intervalo de operación de su curva característica.

La simulación del funcionamiento de la red comienza con el cálculo de cargas y gastos en régimen permanente.

Tabla 6.7. ley de variación horaria para poblaciones pequeñas

t (hr)	q/q_{med}	t (hr)	q/q_{med}
0	0.45	12	1.20
1	0.45	13	1.40
2	0.45	14	1.40
3	0.45	15	1.30
4	0.45	16	1.30
5	0.60	17	1.20
6	0.90	18	1.00
7	1.35	19	1.00
8	1.50	20	0.90
9	1.50	21	0.90
10	1.50	22	0.80
11	1.40	23	0.60



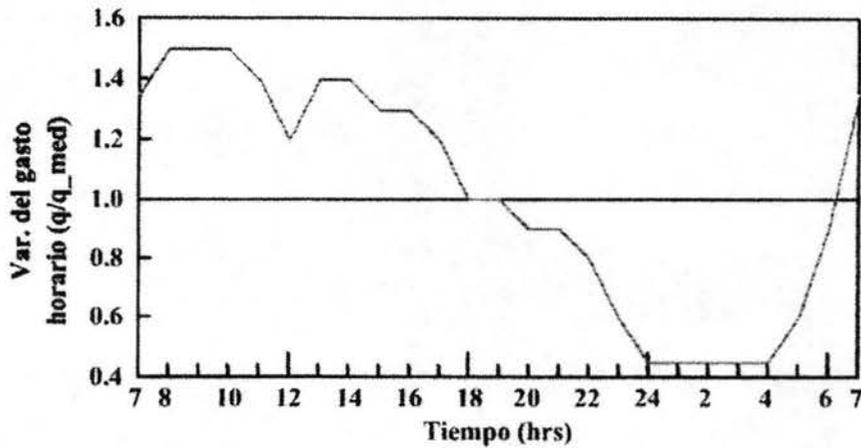


Fig. 6.16. Variación horaria de la demanda en ciudades pequeñas

6.7. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

6.7.1. Análisis por computadora.

El análisis de redes por computadora se emplea un modelo matemático contenido en un programa de computadora para simular el funcionamiento hidráulico de un sistema de distribución de agua potable, así como para definir las características del sistema para cumplir con criterios preestablecidos de diseño en lo referente a gastos y presiones disponibles.

El modelo de computadora o "programa de redes", está compuesto de dos partes: un archivo de datos de la red que define el sistema en términos de tuberías, nudos y parámetros operacionales de tanques, estaciones de bombeo y válvulas; y un programa que resuelve una serie de ecuaciones hidráulicas de presión y gasto basadas en leyes físicas.

El archivo de datos contiene las características físicas de los tubos, tales como la longitud, coeficiente de rugosidad, diámetro, y datos de los nudos, los cuales definen su cota topográfica y la demanda o abastecimiento de agua en dichos nudos. Los nudos o uniones de tuberías indican extremos finales de tuberías o segmentos de tuberías.

También se incluyen en este archivo los parámetros operacionales de la red, los cuales determinan el estado actual de las instalaciones complementarias





del sistema tales como gasto y carga proporcionados por las estaciones de bombeo y elevación del nivel del agua en los tanques de distribución, así como el estado de las válvulas (reguladoras de presión, gasto, e incluso de seccionamiento, las cuales pueden ser cerradas por cuestiones operativas).

El programa se basa en un proceso iterativo, partiendo de condiciones iniciales, para establecer una solución o conjunto de valores que satisface, simultáneamente las ecuaciones de continuidad y energía en cada nudo de la red.

El análisis de redes por computadora tiene ventajas importantes, en lo referente a factores como su factibilidad y bajo costo. La factibilidad radica en el hecho de que se dispone de computadoras lo suficientemente potentes y rápidas como para realizar los cálculos correctos en poco tiempo. Lo anterior, permite la evaluación de un mayor número de opciones de solución en poco tiempo a un costo accesible. El costo del análisis por computadora se refleja en consecuencia en el diseño de la red haciéndola más económica y eficiente. Así mismo, los costos de construcción, operación y mantenimiento son reducidos al ser la red más eficiente.

6.7.2. Programa de análisis de la red seleccionado.

A continuación se presenta el programa "Análisis para flujo permanente (estático) en redes de distribución de agua potable (programa REDESTA) desarrollado por el Dr. Óscar Arturo Fuentes Mariles, investigador del Instituto de Ingeniería de la UNAM.



La red de distribución para la localidad de Cojaltitla fue desarrollada con el empleo del programa REDESTA considerando una red primaria con un total de





43 nodos de donde se extrae el gasto necesario para poder abastecer a la red secundaria (alimentación en bloque), teniendo en cuenta las siguientes consideraciones: Para cada una de las combinaciones factibles de diámetros se calculó la red, luego se revisó para que cumplan en todos sus nudos con las restricciones de presión. Cuando varias combinaciones cumplieron con las restricciones, se escogió la que proporcionó un costo mínimo.

6.7.3. Captura de datos.

Se trazó en un plano de la zona en estudio las tuberías, representándolas con líneas, también se ubicaron y simbolizaron las demás instalaciones como el tanque de regulación y las válvulas reductoras de presión

En este esquema se indicaron las cotas topográficas de los extremos de las tuberías, del tanque y de las válvulas, así como los diámetros y longitudes de las tuberías. Como se mencionó antes, en el programa de análisis de redes REDESTA se utilizan datos de pocas tuberías, usualmente la red primaria.

Para poder determinar cual es la red primaria se tomaron algunas consideraciones como:

Trazado de circuitos, es decir se señalaron las calles por donde pasan las tuberías principales, que son las de mayor diámetro y alimentarán a las tuberías secundarias. Resultaron tres circuitos cerrados y uno abierto.

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

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

1) En tuberías:

- Asignar un número de identificación.
- Establecer la longitud entre nudos.
- Determinar el diámetro y coeficiente de rugosidad de cada segmento de tubería.

2) Para los nudos:

- Asignar un número de identificación.





-Establecer la cota topográfica.

3) Para las válvulas reguladoras:

-Asignar nudos o segmentos de línea a cada válvula.

-Determinar las disposiciones de operación (gasto o presión) tanto aguas arriba como aguas abajo.

(Las disposiciones de gasto aguas arriba de cada válvula reguladora de presión se obtuvo haciendo una primera corrida con el arreglo sin considerar válvulas).

-Establecer las cotas superficiales en cada válvula.

4) En el tanque de regularización:

-Asignar la localización del tanque.

-indicar un nodo en el tanque.

-Definir la capacidad, dimensiones, gasto y rango de operación.

-Establecer la cota topográfica y elevación del nivel del agua en el tanque.

Fue necesario reducir la red en cuanto al número de nudos o de tuberías, ya sea excluyendo tuberías de diámetros pequeños o dividiendo la red en zonas de presión.

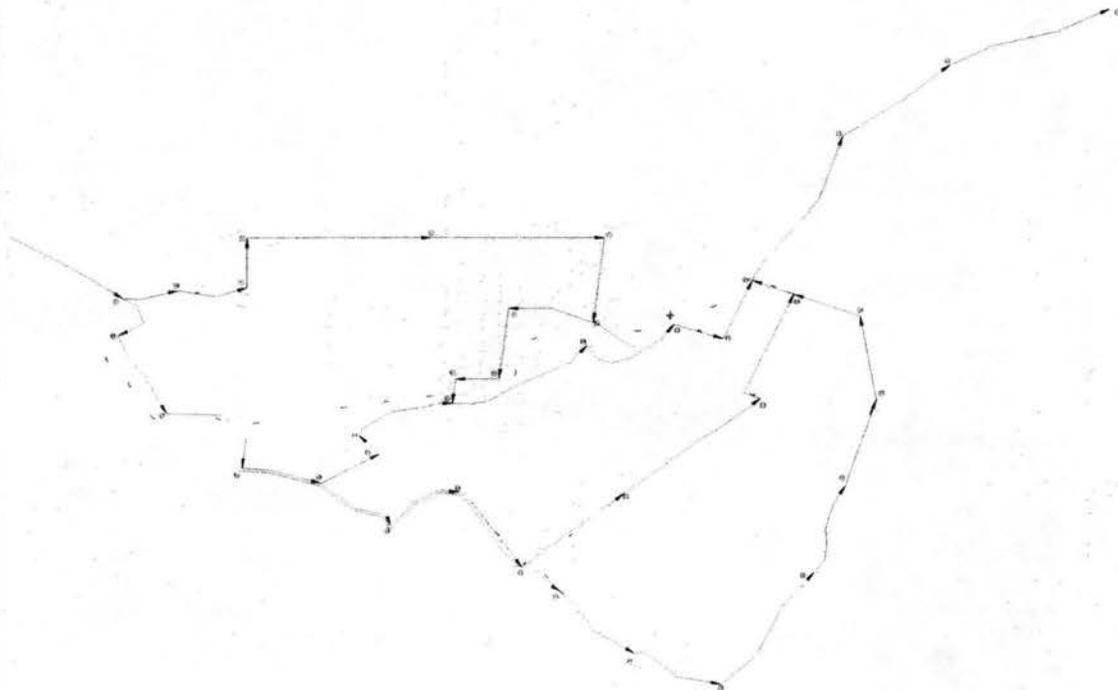


Fig. 6.17. Trazado de la red primaria





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

TABLA 6.8. FORMA DE CAPTURAR LOS DATOS PARA EL PROGRAMA RED ESTA.

NOMBRE DEL PROYECTO	EJEMPLO
Indique que grabe o no el armado de la red	SI
# de tuberías de la red	7
Tubería, nudo inicial, nudo final	1,1,2,300,3,0.0015
longitud del tramo(m), factor de fricción (rugosidad absoluta)	2,2,3,250,2,0.0015
	3,1,6,60,2,0.0015
	4,6,5,300,2,0.0015
	5,2,5,60,1.5,0.0015
	6,5,4,1.5,0.0015
	7,3,4,60,1,0.0015
Número de tanques	1
Nudo del tanque, Cota de desplante,	1,906.94,133,3,1,0.00
área del tanque (m ²), relación de llenado(entre 0y1), gasto de entrada (m ³ /seg.)	452
Grabe o no el armado de la red	NO
# de nudos	6
# de nudo y cota de terreno	1,906.94
	2,900.53
	3,894.87
	4,858.70
	5,892.18
	6,898.24

# de nudos con demanda	5
# de nudo con demanda, demanda en (m ³ /seg.)	2,0.0016
	3,0.00088
	4,0.00109
	5,0.00127
	6,0.00021
# de bombas	0
# de fugas	0
# de gastos ctes de ingreso	0
Factor Q/Qmed de los gastos demandados en los nudos	1
Que grabe o no los resultados	SI
Indicador para realizar simulación (M para estático modificado que considera déficit y T para el tradicional).	T
Indicador para realizar ajuste al factor de fricción.	NO
# de accesorios reductores de presión	0





Si el número de bombas es distinto de cero se debe incluir lo siguiente:

Número de identificación de la bomba, carga de la bomba (m), b_0 , h_1 , b_2 (coeficientes obtenidos de la curva característica), se darán tantos renglones como bombas se tengan en la red.

Si el número de fugas es distinto de cero se deberá incluir lo siguiente:

Número de nudo con fuga, coeficiente de fuga. Serán tantos renglones como fugas se tengan en la red.

Si el número de gastos constantes de ingreso es distinto de cero se deberá incluir lo siguiente: Número de nudo con gasto constante de ingreso, gasto constante de ingreso ($m^3/seg.$).

Si el número de accesorios reductores de presión es distinto de cero, entonces se debe incluir lo siguiente:

Número de nudo donde se ubica el accesorio reductor de presión, nudo aguas abajo del accesorio, serán tantos renglones como accesorios tenga la red.

6.7.4. Calculo y diseño de la red de distribución.

Para calcular la red de distribución de la localidad de Cojaltitla tenemos los siguientes datos de entrada mostrados en la tabla de resultados, del programa REDESTA:

La alternativa que resulto ser la mas eficiente y la que cumplió con ser la mas adecuada en cuanto a las presiones mínimas, máximas y después de haber realizado varias interacciones y modificando diámetros para obtener el menor número de pérdidas de fricción posibles y colocando accesorios reductores de presión, resulto la opción mas optima.

A continuación se presenta esta alternativa con dos válvulas reductoras de presión. Una vez ingresados los datos requeridos el programa proporciono los resultados siguientes:





2 VÁLVULAS REDUCTORAS DE PRESIÓN

ESTÁTICO TRADICIONAL

PROGRAMA ESTADEF (1)

Instituto de Ingeniería, UNAM (OAFM/JOR)

Avance: 100 %

PE=1.00

K0=1

E=0.00 %

S/D=100.00 %

Nudos	Gasto	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def.
del tubo	(lps)				Piez.	Terr.	Sumi.	Dem.	
36 a 37	0.542	39	0.19	35	840.9	34.59	0.323	0.323	0.000
38 a 03	6.687	02	0.39	02	908.4	18.45	0.413	0.413	0.000
03 a 04	6.563	03	0.98	38	907.8	20.24	0.179	0.179	0.000
04 a 05	6.481	04	1.84	03	907.4	20.55	0.124	0.124	0.000
05 a 06	6.323	05	6.70	04	906.4	26.41	0.082	0.082	0.000
06 a 07	5.729	06	5.25	05	904.6	12.01	0.158	0.158	0.000
07 a 08	5.169	07	2.20	06	897.9	19.40	0.594	0.594	0.000
08 a 09	4.899	08	2.04	07	892.6	26.08	0.560	0.560	0.000
09 a 10	4.617	09	1.47	08	890.4	31.69	0.270	0.270	0.000
10 a 11	4.390	10	0.82	09	888.4	23.02	0.282	0.282	0.000
11 a 12	4.250	11	0.37	10	886.9	35.47	0.227	0.227	0.000
12 a 13	0.492	12	0.04	11	886.1	31.37	0.140	0.140	0.000
13 a 14	0.402	13	0.01	12	885.8	35.79	0.418	0.418	0.000
14 a 15	0.192	14	0.01	13	885.7	32.12	0.090	0.090	0.000
02 a 38	6.866	40	0.59	14	885.7	30.39	0.210	0.210	0.000
17 a 16	4.446	16	0.58	15	885.7	21.78	0.260	0.260	0.000
18 a 17	4.742	17	0.50	36	840.5	47.20	0.410	0.410	0.000
02 a 18	4.943	18	0.36	16	907.0	43.93	0.382	0.382	0.000
15 a 19	3.996	19	0.35	17	907.5	34.53	0.296	0.296	0.000
19 a 20	3.722	20	1.38	18	908.0	25.19	0.201	0.201	0.000
20 a 21	3.471	21	0.95	19	885.3	23.39	0.274	0.274	0.000
22 a 23	1.067	22	0.26	20	884.0	21.50	0.251	0.251	0.000
21 a 22	1.470	23	0.33	21	883.0	19.65	0.316	0.316	0.000
23 a 24	0.530	24	0.06	22	882.7	30.87	0.403	0.403	0.000
25 a 24	0.682	25	0.03	23	882.4	43.30	0.537	0.537	0.000
26 a 25	2.304	26	0.38	24	882.4	49.98	0.632	0.632	0.000
27 a 26	2.470	27	0.35	25	882.4	50.72	0.347	0.347	0.000
28 a 27	2.833	28	0.91	26	882.8	47.61	0.166	0.166	0.000
12 a 28	3.340	29	1.72	27	883.1	53.59	0.363	0.363	0.000
39 a 29	1.402	30	0.24	28	884.0	44.51	0.507	0.507	0.000
29 a 30	1.119	31	0.16	39	882.9	18.79	0.283	0.283	0.000
30 a 31	0.800	32	0.14	29	882.6	27.62	0.283	0.283	0.000
31 a 32	0.292	33	0.02	30	882.5	12.61	0.319	0.319	0.000
33 a 32	0.012	34	0.00	31	882.3	26.05	0.508	0.508	0.000
34 a 33	0.310	35	0.02	32	882.3	36.91	0.304	0.304	0.000
24 a 34	0.580	36	0.04	33	882.3	43.79	0.298	0.298	0.000
21 a 39	1.685	41	0.16	34	882.3	48.84	0.270	0.270	0.000
35 a 36	0.952	38	0.38	37	840.3	51.74	0.542	0.542	0.000
01 a 02	12.222	01	0.54	01	908.9	2.00	0.000	0.000	0.000
16 a 40	4.064	15	0.01	40	886.0	23.00	0.000	0.000	0.000
25 a 41	1.275	37	0.02	41	841.7	10.00	0.000	0.000	0.000
40 a 15	4.064	42	0.33						
41 a 35	1.275	43	0.80						

Suma = 12.222 12.222





Tubo	Velocidad	# Reynolds	f
39	0.710	10868	0.030
2	0.825	83800	0.019
3	1.439	109662	0.018
4	1.421	108291	0.018
5	1.387	105651	0.018
6	1.256	95726	0.018
7	1.133	86369	0.019
8	1.074	81857	0.019
9	1.012	77145	0.019
10	0.963	73352	0.019
11	0.932	71013	0.019
12	0.108	8219	0.033
13	0.880	6716	0.035
14	0.420	3207	0.044
40	0.847	86043	0.019
16	0.548	55717	0.020
17	0.585	59427	0.020
18	0.610	61946	0.020
19	0.493	50077	0.021
20	0.816	62191	0.020
21	0.761	57997	0.020
22	0.334	17834	0.027
23	0.322	24568	0.025
24	0.316	8861	0.032
25	0.350	11396	0.030
26	0.505	38499	0.022
27	0.542	41272	0.022
28	0.621	47338	0.021
29	0.732	55809	0.020
30	0.307	23420	0.025
31	0.245	18692	0.026
32	0.375	13361	0.029
33	0.364	4873	0.038
34	0.363	207	0.310
35	0.368	5186	0.037
36	0.327	9697	0.031
41	0.369	28149	0.024
38	0.301	19089	0.026
1	0.670	102110	0.018
15	0.501	50930	0.021
37	0.403	25565	0.024
42	0.501	50930	0.021
43	0.403	25565	0.024

Carga promedio = 31.17

Se puede observar que la carga máxima es de 52.43 MCA en el nudo # 27 mientras que la carga mínima es de 10 MCA justo después del nudo # 41 en el lugar donde se pretende colocar una válvula reductora de presión.





Por otra parte la pérdida de fricción máxima es de 7.06 metros en el tramo # 5. Una pérdida de fricción justificable ya que la carga en los extremos de dicha tubería es mayor a los 10 MCA. Por lo que esta resulta ser la propuesta optima para el presente proyecto, la red se podrá ver a detalle en el plano anexo con clave:

- PROY-COJAL-RED-01

Que as u vez será complementado por los planos con clave:

- PROY-COJAL-OT-01
- PROY-COJAL-LC-01
- PROY-COJAL-LC-02
- PROY-COJAL-LC-03
- PROY-COJAL-TR-01





CONCLUSIONES

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

Al analizar el funcionamiento del "Tanque de Regularización" se llegó a la conclusión, de que sería de 115.52 m³ de capacidad, con la cual será capaz de abastecer a la comunidad durante las 24 horas del día.

La forma del tanque y las secciones del mismo se determinaron mediante las condiciones del terreno y el material con el cual sería construido, se optó por aprovechar que en la zona de estudio abunda la piedra braza, por lo que se optó por construirlo de mampostería, para así aprovechar los recursos disponibles y la inversión para construirlo fuera menor y contribuir con la factibilidad del proyecto.

El diseño estructural del tanque por sismo servirá a que cumpla con su propósito aun cuando se presente una condición extraordinaria, para lo cual se considero, que como es parte primordial del sistema de abastecimiento de agua potable, considerado este, un servicio primordial, el cual deberá de





seguir funcionando y de ser necesario sea reparado sin parar su funcionamiento o pare pero solo en forma parcial.

Creo que la planeación, el proyecto y la construcción, de este tipo de infraestructura, están mas que justificados ya que el servicio del agua potable, es primordial para las actividades básicas del ser humano, en cualquier sitio del país y del mundo, así mismo que las poblaciones beneficiadas por este tipo de servicio deberían de valorar, que el disponer del agua potable con tan solo abrir la llave del agua de su domicilio, aparentemente no tiene valor, y que el valor para alguien que no dispone de este servicio es altísimo. Por lo tanto ¡CUIDEMOS EL AGUA!.



**BIBLIOGRAFÍA**

Abastecimiento de agua potable Volumen I.
Enrique César Valdez
Universidad Nacional Autónoma de México
México 1994

Manual de normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana.
Universidad Nacional Autónoma de México
México 1979

Abastecimiento de agua potable y disposición y eliminación de excretas.
Pedro López Alegría
Instituto Politécnico Nacional
México 1985

Planeación y diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable.
Ing. José Luis de la Fuente Severino
Instituto Politécnico Nacional
México 1998

Fundamentos de hidráulica general.
Paschoal Silvestre
Editorial Limusa
México 1983

Manual de diseño de agua potable alcantarillado y saneamiento.
Comisión Nacional del Agua
México 2001





Ciencias de la Tierra una introducción a la geología física.

Tarbuck, Lutgens

Editorial Pentrice Hall

España 1999

Mecánica de los fluidos e hidráulica.

Giles, Evett, Liu

Editorial Mc Graw Hill

España 1994

Hidráulica general.

Gilberto Sotelo Ávila

Editorial Limusa

México 1997

Aspectos fundamentales del concreto reforzado.

Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles Fernández-Villegas.

1996, México.

Reglamento de construcciones para el distrito federal y las Normas técnicas complementarias.

Asamblea de Representantes del Distrito Federal.

© 1975, Leyes y Códigos de México.

1998, México.

DATOS DEL ASESOR

ASESOR: Ing. Hermenegildo Arcos Serrano.

Profesor en la Facultad de Estudios Superiores Acatlan.

TELÉFONO: 56-23-16-38 (Oficina).



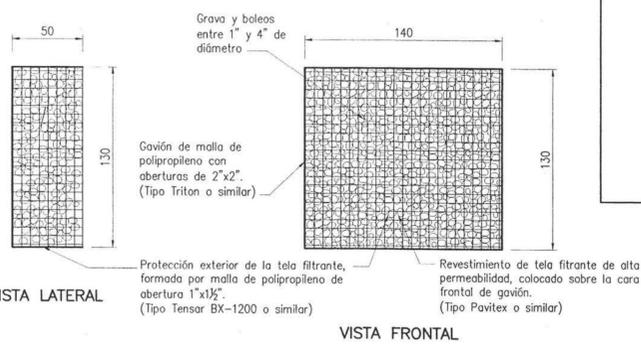
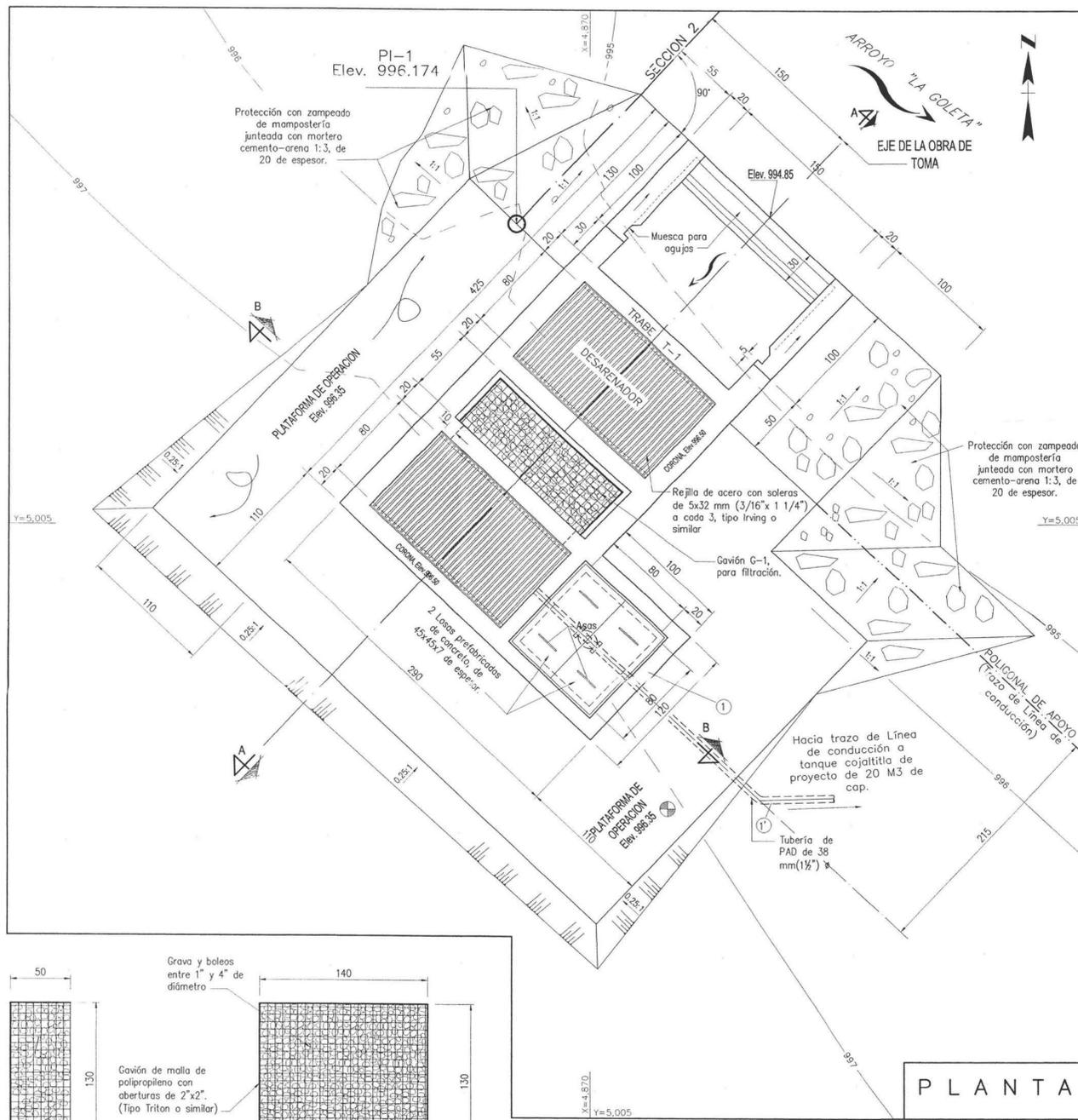


ANEXOS

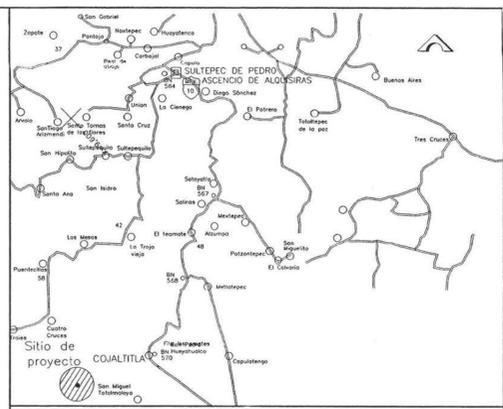
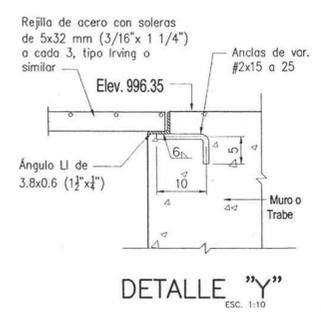
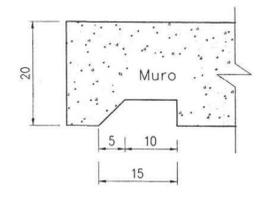
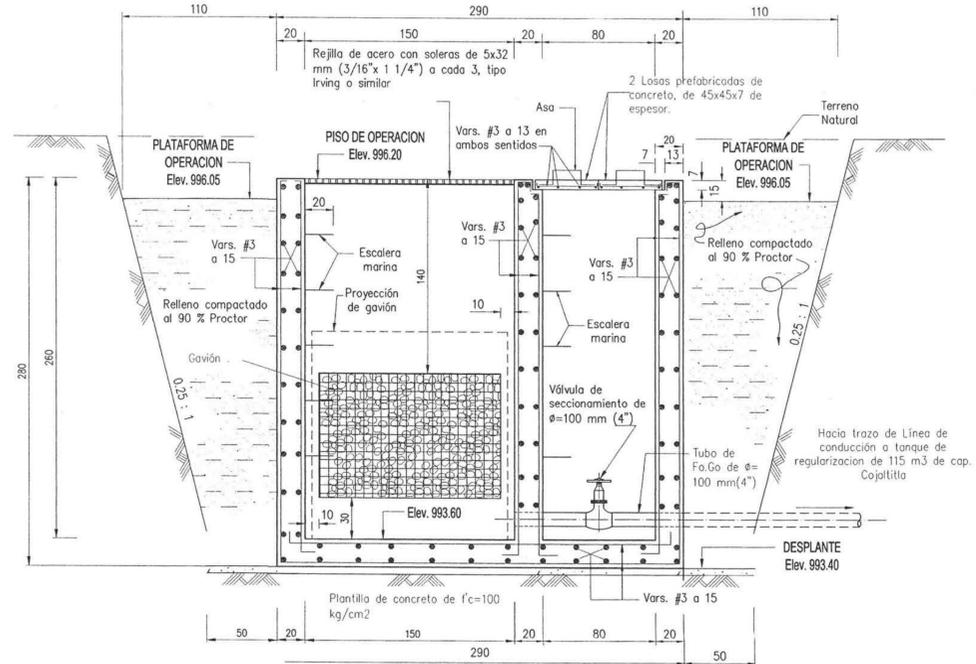
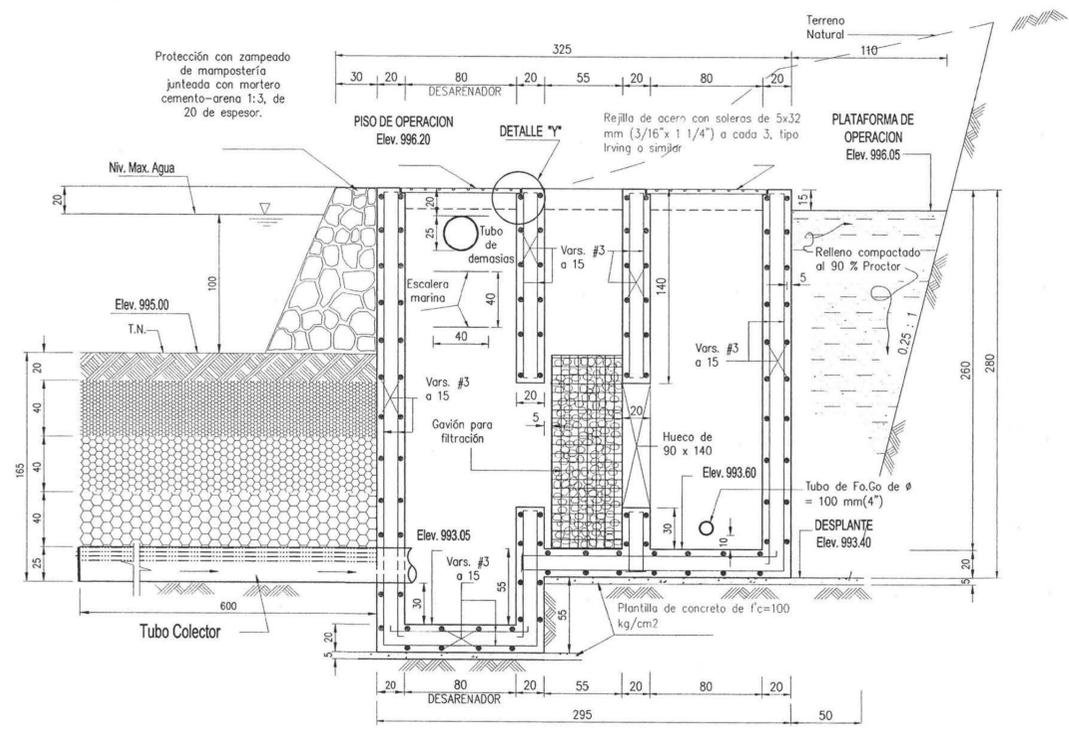
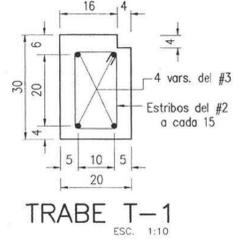
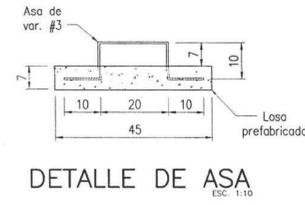
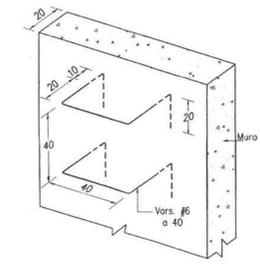
PLANOS DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL POBLADO COJALTITLA, MUNICIPIO DE SULTEPEC, ESTADO DE MÉXICO.

- PROY-COJAL-OT-01
- PROY-COJAL-LC-01
- PROY-COJAL-LC-02
- PROY-COJAL-LC-03
- PROY-COJAL-TR-01
- PROY-COJAL-RED-01





- * El gavión G-1 será formado de acuerdo con lo siguiente:
- 1 Se rellenará el gavión con boleos y gravas de diámetros que variarán entre 2" y 4". La malla que formará el gavión será de polipropileno tipo Triton o similar con abertura de 2"x2."
 - 2 Se revestirá la cara frontal del gavión con una capa de tela filtrante de alta permeabilidad, tipo Pavitex o similar.
 - 3 Finalmente, se recubrirá todo el gavión con una malla adicional de polipropileno con abertura de 1"x1.5", para protección de la tela filtrante y rigidizante del gavión. (La malla será del tipo Tensor BX-1200 o similar.)



CANTIDADES DE OBRA		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m ³	44
Relleno compactado	m ³	34
Zampeado de mampostería	m ³	3
Concreto de f'c=100 kg/cm ²	m ³	1
Concreto de f'c=200 kg/cm ²	m ³	9
Acero de refuerzo de f'y=4,000 Kg/cm ²		
Ø = 1/4" (# 2)	kg	3
Ø = 3/8" (# 3)	kg	785
Cimbra para acabado aparente	m ²	80
Ángulo L de 3.8x0.6 (1 1/2 x 1/4")	kg	21
Anclas de var. #2x15	pza	41
Rejilla de acero con soleras de 5x32 mm (3/16" x 1 1/4") a cada 3, tipo Irving o similar	kg	115
Gavión formado de acuerdo a proyecto.	pza	1
Losas prefabricadas de concreto, de 45x45x7 de espesor.	pza	2
Escalera marina de var. #6	pza	15

- NOTAS
- Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.
 - Elevaciones en metros referenciadas al B.N.-1del sistema.
 - Plano sin escala, no tomar medidas directamente del mismo.
 - El concreto será de f'c=250 kg/cm² en toda la estructura y de 100 kg/cm² en la plantilla. Se le adicionará impermeabilizante integral.
 - El acero de refuerzo será de f'y=4 000 kg/cm². Los traslapes serán de 30 diámetros y se situarán alternadamente.
 - El acero estructural será del tipo ASTM A-36 y llevará dos manos protección anticorrosiva.
 - Para la soldadura se respetarán las normas AISC y AWS. Los electrodos serán recubiertos del tipo E60xx.
 - Este plano se complementa con los planos correspondientes a la Línea de Conducción. PROY-COJAL-LC-02 y PROY-COJAL-LC-03
 - La fontanera de salida de caja de captacion se ubica en el plano PROY-COJAL-LC-01

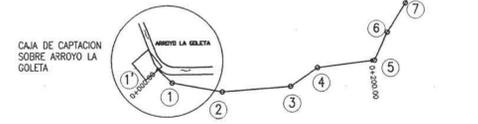
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
 ACATLAN
 PROYECTO EJECUTIVO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE,
 "COJALITLA", MUNICIPIO DE SALTILLO, ESTADO DE MEXICO.
OBRA DE TOMA
 ALUMNO: JOSE LUIS STEVENSON ZAPATA
 ASESOR: ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO
 OCTUBRE 2004 PLANO 1 DE 1 CLAVE: PROY-COJAL-01-01

REFLEXIONES MENORES A 15° ABSORVIDAS POR LA TUBERIA	REFLEXIONES MENORES A 15° ABSORVIDAS POR LA TUBERIA	REFLEXIONES MENORES A 15° ABSORVIDAS POR LA TUBERIA	REFLEXIONES MENORES A 15° ABSORVIDAS POR LA TUBERIA
1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16
17	18	19	20
21	22	23	24
25	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

REFLEXIONES MENORES A 15° ABSORVIDAS POR LA TUBERIA	REFLEXIONES MENORES A 15° ABSORVIDAS POR LA TUBERIA	REFLEXIONES MENORES A 15° ABSORVIDAS POR LA TUBERIA	REFLEXIONES MENORES A 15° ABSORVIDAS POR LA TUBERIA
1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16
17	18	19	20
21	22	23	24
25	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

CRUCEROS DEFLEXIONES HORIZONTALES

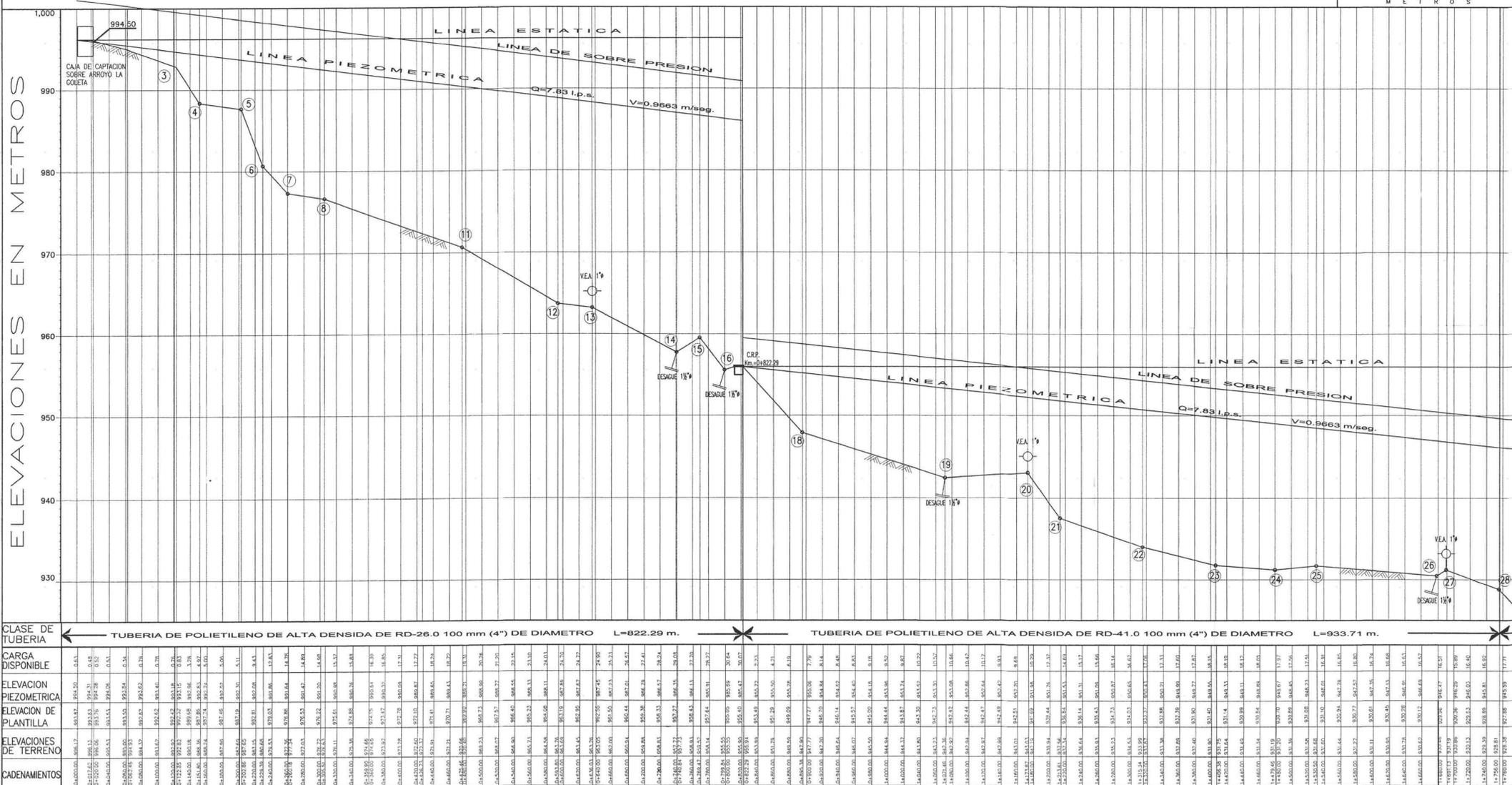
CRUCEROS DEFLEXIONES VERTICALES



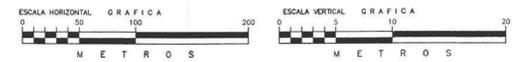
PLANTA



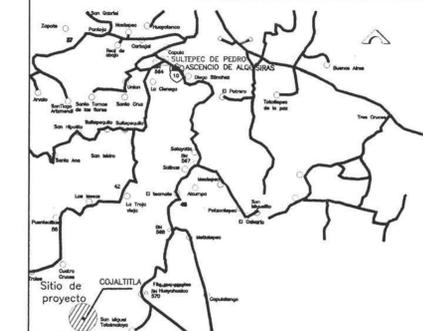
ELEVACIONES EN METROS



PERFIL



SIMBOLO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
┌	CODO DE PAD DE 90° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	8	PZA.
└	CODO DE PAD DE 60° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	22	PZA.
┘	CODO DE PAD DE 45° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	24	PZA.
┐	CODO DE PAD DE 22.5° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	51	PZA.
○	VALVULAS DE EXPULSION DE AIRE DE 25 mm (1") DE DIAMETRO	13	PZA.
⊥	VALVULAS DE DESAGÜE DE 38 mm (1 1/2") DE DIAMETRO	15	PZA.
⊗	VALVULAS DE SECCIONAMIENTO DE 25 mm (1") DE DIAMETRO	2	PZA.
□	CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 1	30	PZA.



CRUQUIS DE LOCALIZACION

DATOS DE PROYECTO

POBLACION ACTUAL (AÑO 2002)	3105 Hab.
POBLACION DE PROYECTO (AÑO 2017)	3885 Hab.
DOTACION	125 lts/hab/día
COEFICIENTE DE VARIACION DIARIA	1.40
COEFICIENTE DE VARIACION HORARIO	1.55
COEFICIENTE DE REGULACION	11.0 (24 hrs.)
GASTO MEDIO ANUAL	5.592 l.p.s.
GASTO MAXIMO DIARIO	7.83 l.p.s.
GASTO MAXIMO HORARIO	12.134 l.p.s.
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	Agua superficial Arroyo la Goleta
CONDUCCION	Gravedad
POTABILIZACION	Cloracion en la obra de captacion
CAPTACION	Caja de Captacion sobre el Arroyo la Goleta
REGULACION	Tanque superficial de 90.75 M3 de capacidad (PROYECTO)

CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
EXCAVACION:	601.91	M3
Relleño Compactado con material producto de la excavacion	450.43	M3
CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 1	30	Caja

CANTIDADES DE TUBERIA

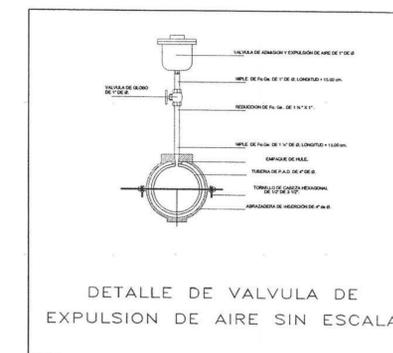
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
TUBERIA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD DE 100 mm (4") DE DIAMETRO		ml.
RD-11.0	319.04	ml.
RD-13.5	1,813.44	ml.
RD-17.0	418.82	ml.
RD-21.0	696.10	ml.
RD-26.0	822.29	ml.
RD-41.0	933.71	ml.

SIMBOLOGIA

TUBERIA DE 38 mm (1 1/2") DE DIAMETRO	—
KILOMETRAJE	1 + 500.00
NUMERO DE CRUCERO	⊙
VALVULA DE EXPULSION DE AIRE	⊕
DESAGÜE	⊥
OBRA DE CAPTACION	□
TANQUE DE REGULACION PROYECTO	▣

NOTAS:

LAS ELEVACIONES Y LONGITUDES ESTAN DADAS EN METROS
ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON LOS PLANOS:
PROY-COAL-1C-02
PROY-COAL-1C-03
LOS CRUCEROS, LISTA DE PIEZAS ESPECIALES Y CANTIDADES DE TUBERIA CORRESPONDEN AL TOTAL DEL PROYECTO
LAS DEFLEXIONES MENORES A 15° SERAN ABSORVIDAS POR LA TUBERIA
SE USARAN PIEZAS ESPECIALES COMERCIALES PARA DAR LAS DEFLEXIONES
TODAS LAS TEES Y CODOS LLENARAS ATRAQUES DE CONCRETO SIMPLE (f=100 Kg/cm2)
SEGUN PLANO VC-1938 DE LA EXTINTA SAH.O.S.
LOS ATRAQUES DEBERAN COLOCARSE ANTES DE REALIZAR LA PRUEBA HIDROSTATICA
LA CAMA O PLANTILLA DE APOYO SOBRE LA QUE SE INSTALARA LA TUBERIA SERA DE MATERIAL SELECCIONADO, LIBRE DE BOCOS Y RAYAS, PRODUCTO DE LA EXCAVACION
EL RELLENO SERA A VOLTEO EN LO LARGO DE LA TUBERIA
SE DEBERA LAVAR Y DESINFECTAR LA TUBERIA ANTES DE PONERLA EN SERVICIO ASI COMO LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS



diámetro nominal	altura	lado "A"	lado "B"	Vol. por atraque
10	4"	25	30	0.032

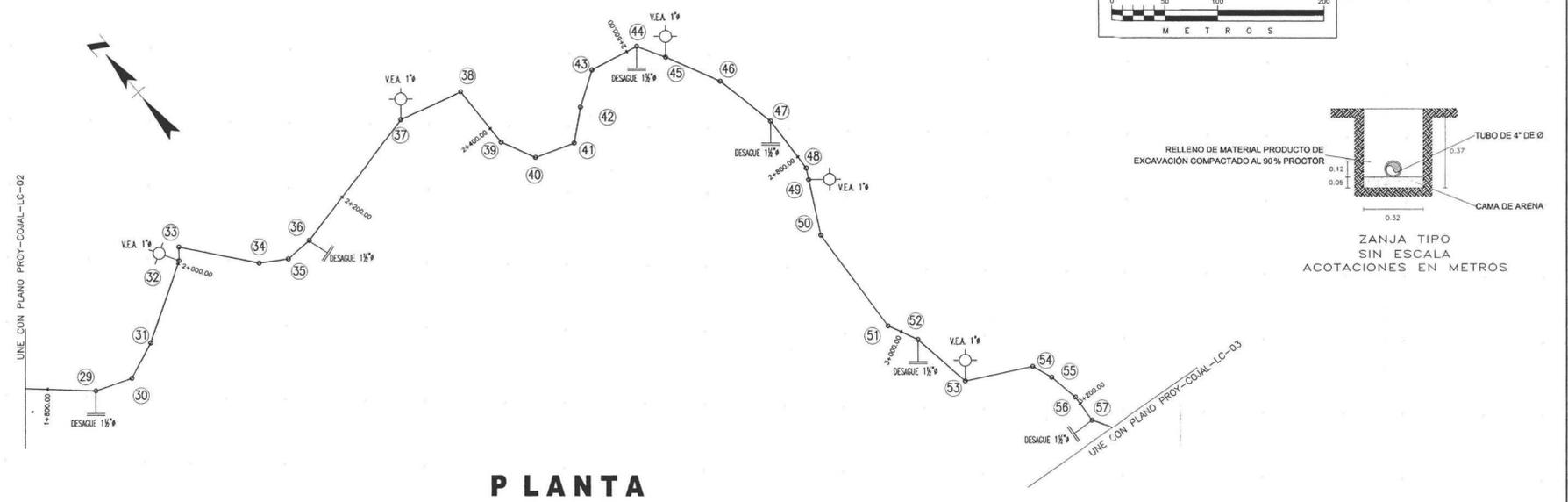
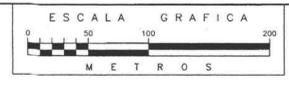
ATRAQUES DE CONCRETO PARA PIEZAS ESPECIALES

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLAN

PROYECTO EJECUTIVO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, "COAHUILTA", MUNICIPIO DE SULTEPPEC, ESTADO DE MEXICO.
LINEA DE CONDUCCION
KM 0+000.00 AL KM 1+780.10

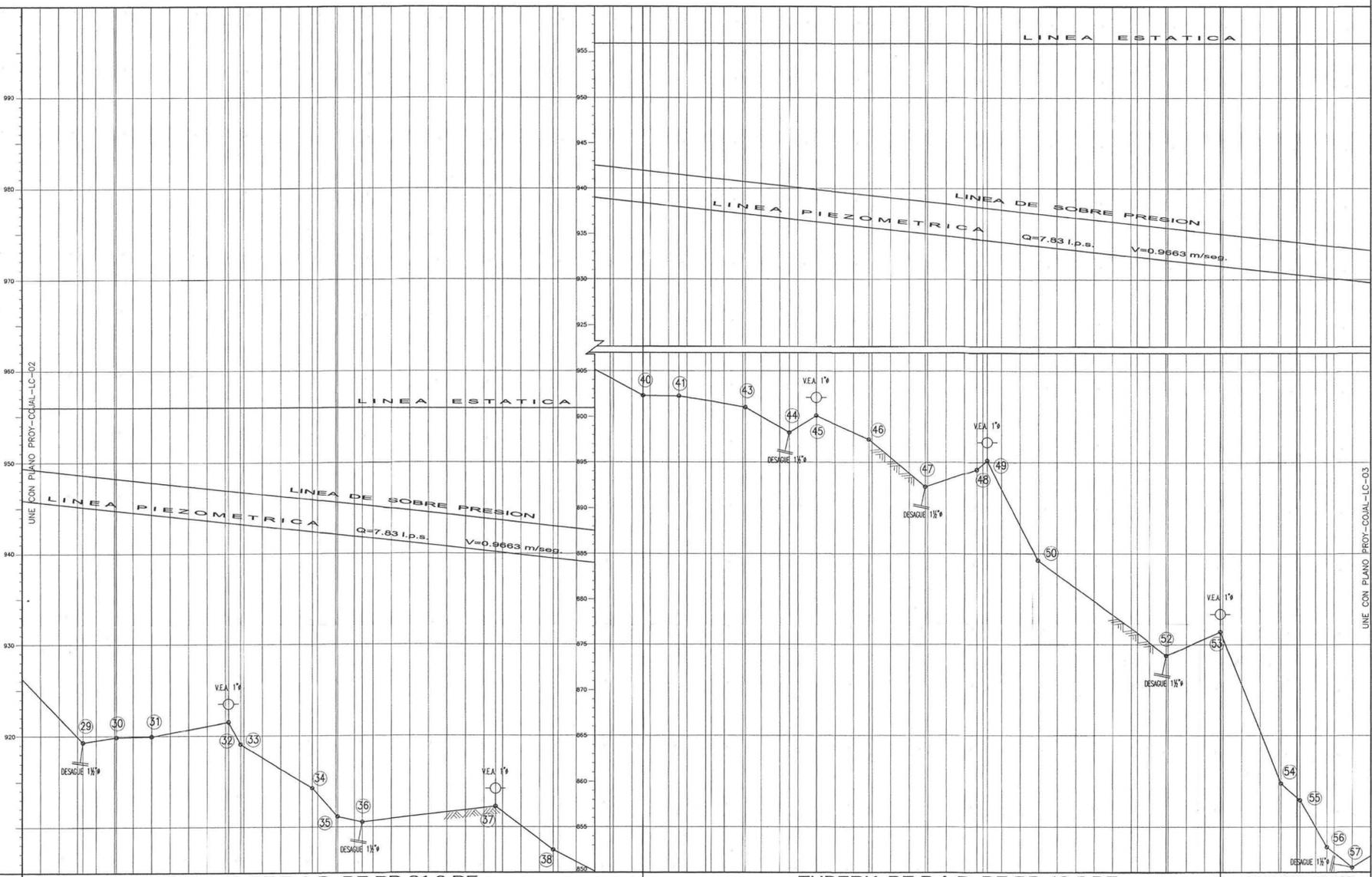
ALUMNO: JOSE LUIS STEVENSON ZAPATA
ASESOR: ING. HERMENEGLDO ARCOS SERRANO

OCTUBRE 2004 | PLANO 1 DE 3 | CLAVE: PROY-COAL-1C-01



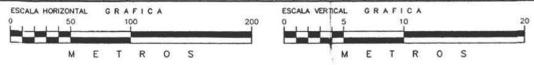
PLANTA

ELEVACIONES EN METROS



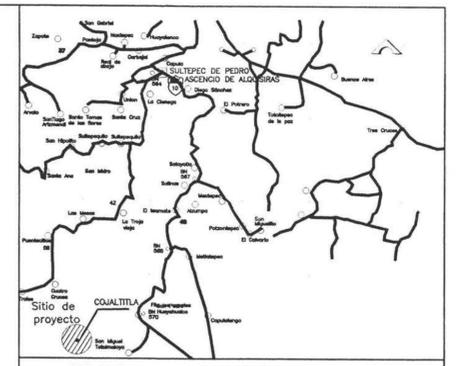
CLASE DE TUBERIA	TUBERIA DE P.A.D. DE RD-21.0 DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=696.10 m.	TUBERIA DE P.A.D. DE RD-13.5 DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=625.15 m.	TUBERIA DE P.A.D. DE RD-11.0 DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=319.04 m.
CARGA DISPONIBLE	19.60	19.60	19.60
ELEVACION PIEZOMETRICA	925.37	925.37	925.37
ELEVACION DE PLANTILLA	925.37	925.37	925.37
ELEVACIONES DE TERRENO	925.37	925.37	925.37
CADENAMIENTOS	1+800.00	2+496.10	3+115.14

PERFIL



LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

SIMBOLO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
—	CODO DE PAD DE 90° DE 100 mm (4") DE DIAMETRO	8	PZA.
—	CODO DE PAD DE 60° DE 100 mm (4") DE DIAMETRO	22	PZA.
—	CODO DE PAD DE 45° DE 100 mm (4") DE DIAMETRO	24	PZA.
—	CODO DE PAD DE 22.5° DE 100 mm (4") DE DIAMETRO	51	PZA.
○	VALVULAS DE EXPULSION DE AIRE DE 25 mm (1") DE DIAMETRO	13	PZA.
—	VALVULAS DE DESAGÜE DE 38 mm (1 1/2") DE DIAMETRO	15	PZA.
⊗	VALVULAS DE SECCIONAMIENTO DE 100 mm (4") DE DIAMETRO	2	PZA.
□	CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 1	30	PZA.



CROQUIS DE LOCALIZACION

DATOS DE PROYECTO

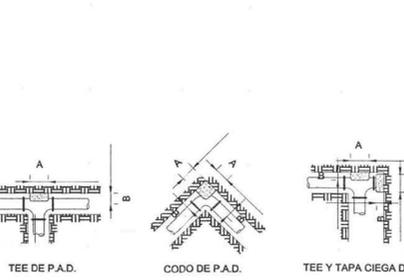
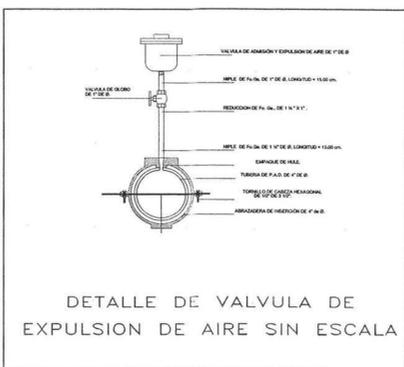
POBLACION ACTUAL (AÑO 2002)	3105 Hab.
POBLACION DE PROYECTO (AÑO 2017)	3865 Hab.
DOTACION	125 ls/hab/dia
COEFICIENTE DE VARIACION DIARIA	1.40
COEFICIENTE DE VARIACION HORARIO	1.55
COEFICIENTE DE REGULACION	11.0 (24 hrs.)
GASTO MEDIO ANUAL	5.592 l.p.s.
GASTO MAXIMO DIARIO	7.83 l.p.s.
GASTO MAXIMO HORARIO	12.134 l.p.s.
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	Agua superficial Arroyo la Goleta
CONDUCCION	Gravedad
POTABILIZACION	Cloracion en la obra de captacion
CAPTACION	Caja de Captacion sobre el Arroyo la Goleta
REGULACION	Tanque superficial de 90.75 M3 de capacidad (PROYECTO)

CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
EXCAVACION:	601.91	M3
Relevo Compactado con material producto de la excavacion	450.43	M3
CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 1	30	Caja

CANTIDADES DE TUBERIA

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
TUBERIA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD DE 100 mm (4") DE DIAMETRO		ml.
RD-11.0	319.04	ml.
RD-13.5	1,613.44	ml.
RD-21.0	418.82	ml.
RD-28.0	698.10	ml.
RD-38.0	822.29	ml.
RD-41.0	933.71	ml.



ATRAQUES DE CONCRETO PARA PIEZAS ESPECIALES

diámetro nominal	altura	lado 'A'	lado 'B'	Vol. por atraque
mm	in	cms.	cms.	m3
10	4"	3"	3"	0.032

NOTAS:

LAS ELEVACIONES Y LONGITUDES ESTAN DADAS EN METROS. ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON LOS PLANOS: PROJ-COAJAL-LC-01 PROJ-COAJAL-LC-03

LOS CRUCEROS, LISTA DE PIEZAS ESPECIALES Y CANTIDADES DE TUBERIA CORRESPONDEN AL TOTAL DEL PROYECTO.

LAS DEFLEXIONES MENORES A 1° SERAN ABSORVIDAS POR LA TUBERIA. SE USARAN PIEZAS ESPECIALES COMERCIALES PARA LAS DEFLEXIONES. TODAS LAS TEE'S Y CODOS LLEVARAN ATRAQUES DE CONCRETO SIMPLE (f'c=100 kg/cm2) SEGUN PLANO VC-1905 DE LA EXTINTA S.A.I.P.O.P.

LOS ATRAQUES DEBERAN COLOCARSE ANTES DE REALIZAR LA PRUEBA HIDROSTATICA. LA CAMA O PLANTILLA DE APOYO SOBRE LA QUE SE INSTALARA LA TUBERIA SERA DE MATERIAL SELECCIONADO, LIBRE DE ROCAS Y RAICES PRODUCTO DE LA EXCAVACION. SE DEBERA LAVAR Y DESINFECTAR LA TUBERIA ANTES DE PONERLA EN SERVICIO ASI COMO LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS.

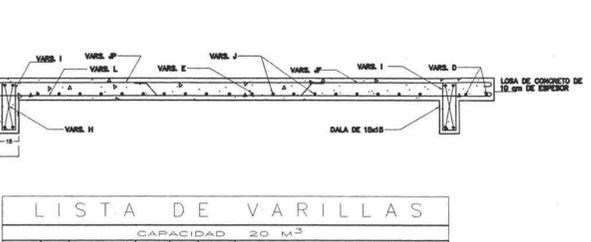
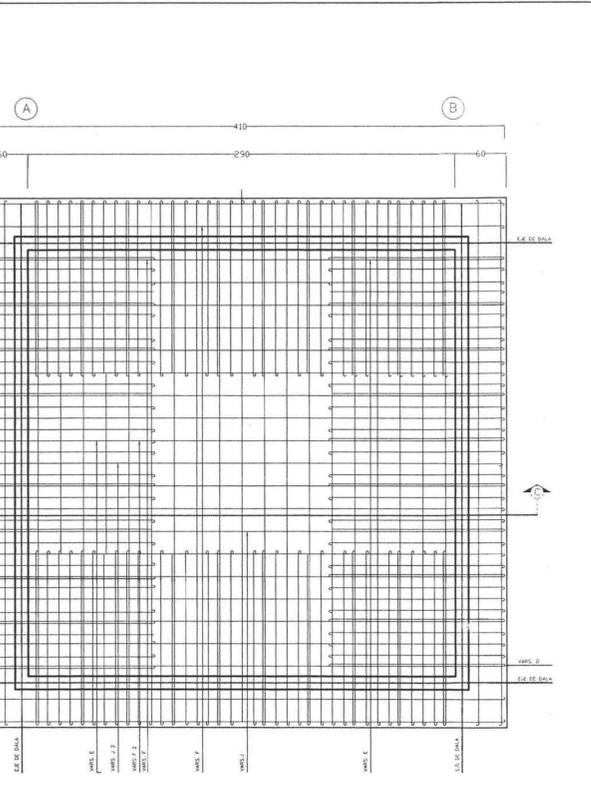
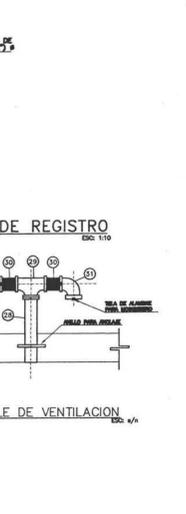
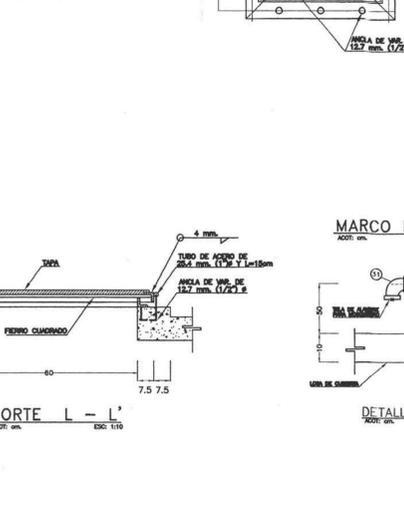
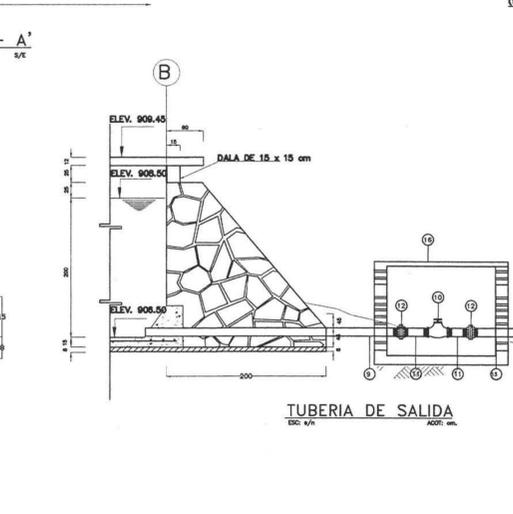
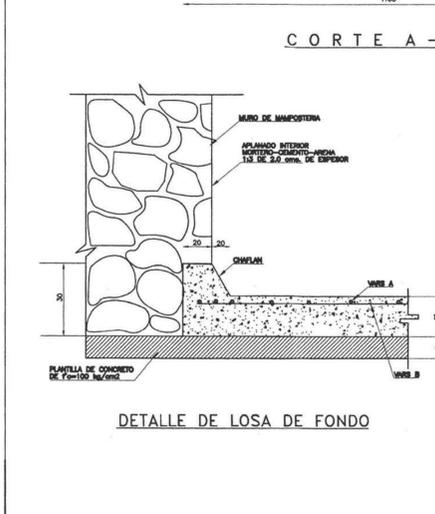
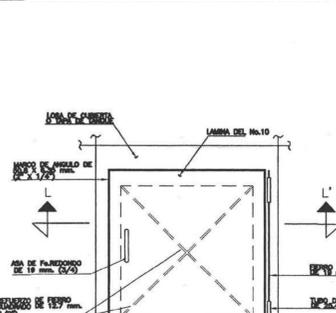
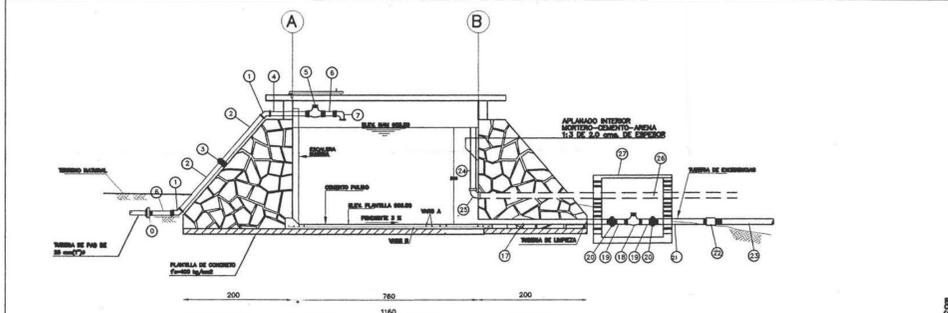
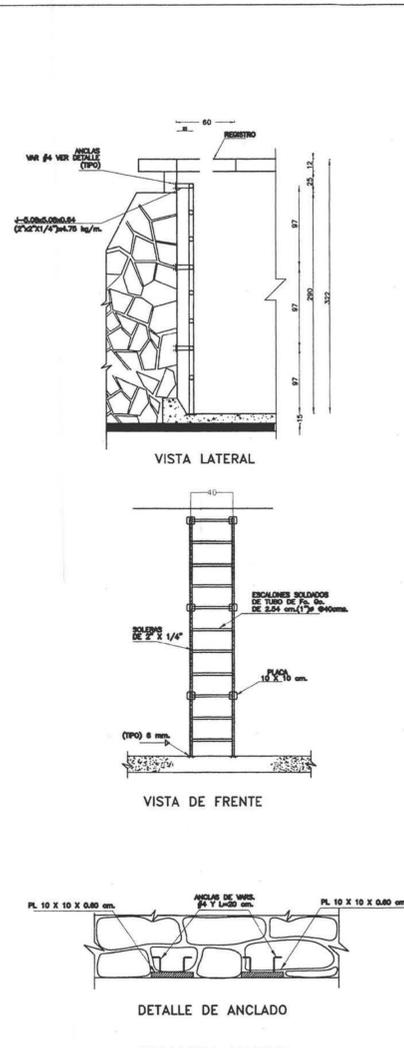
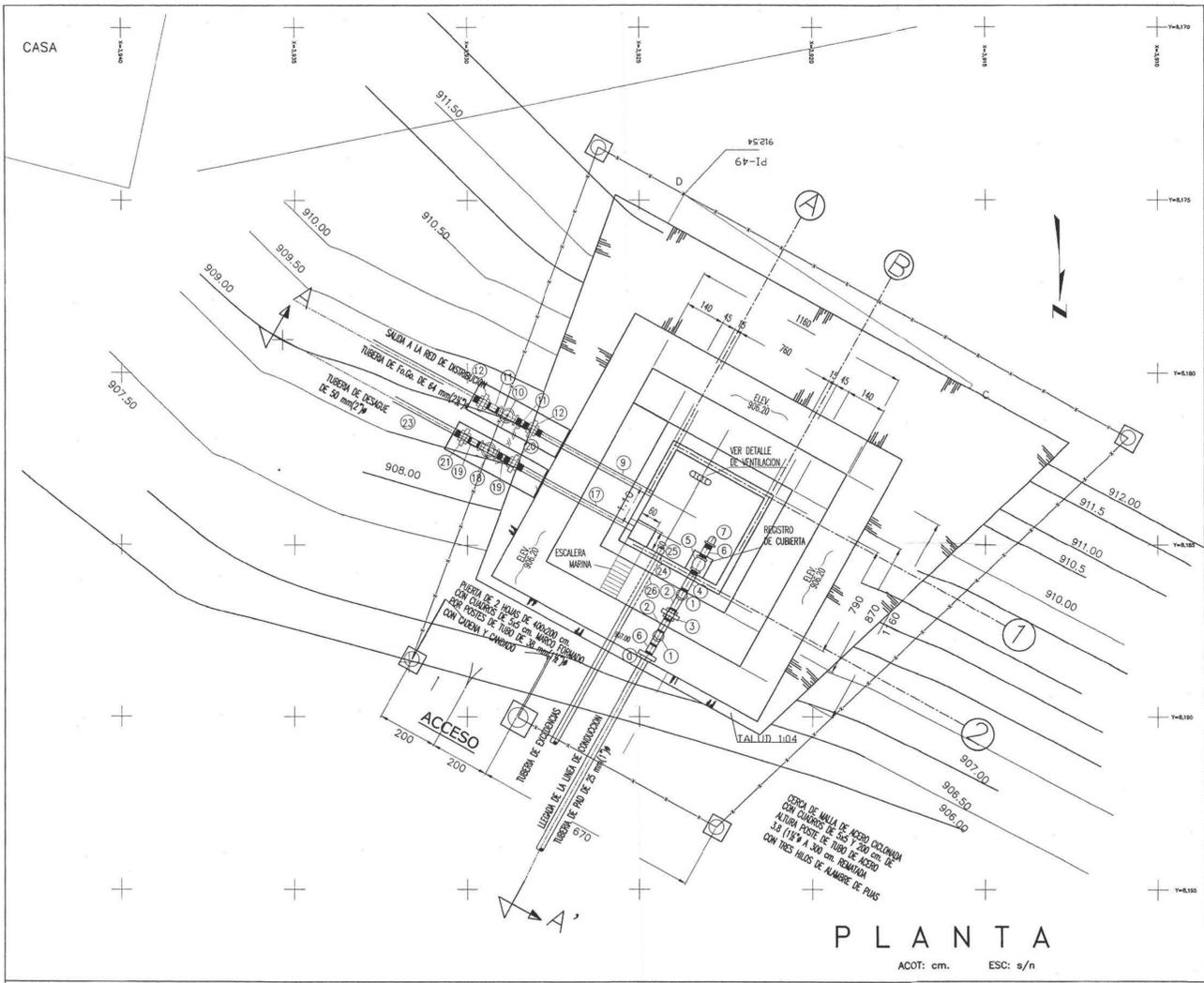
LAS CAJAS PARA OPERACION DE VALVULAS SE CONSTRUIRAN DE ACUERDO AL PLANO TIPO VC-1957 DE LA EXTINTA S.A.I.P.O.P.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN

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

ALUMNO: JOSE LUIS STEVENSON ZAPATA
 ASESOR: ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO

OCTUBRE 2004 PLANO 2 DE 3 CLAVE: PROJ-COAJAL-LC-02



LLEGADA DE LINEA DE CONDUCCION		
No.	DESCRIPCION	UNIDAD CANTIDAD
0	Adaptador Luerca union de P40 de 25 mm(1")	PZA 1
1	Cable de F.Ga. de 42" de 25 mm (1")	PZA 2
2	Tuberia de F.Ga. ced-40, rosacada en ambos extremos de 25 mm(1") L=150cm	PZA 2
3	Tuerca union de F.Ga. de 25 mm (1")	PZA 1
4	Tuberia de F.Ga. ced-40 rosacada en ambos lados de 25 mm (1") L=100 cm	PZA 2
5	Reserva de material rosacada de 25mm (1")	PZA 2
6	Ngala de F.Ga. ced-40, de 25mm (1") L= 20 cm	PZA 2
7	Cable de F.Ga. de 92" de 25 mm (1")	PZA 1
8	Conjuntor de pastillas Elementar, sinuante ocasional	ACOT 1
SALIDA A LA RED		
9	Tuberia de F.Ga. ced-40 84 mm (2 3/4") L= 280 cm	PZA 2
10	Valvula de succ. rosacada, tipo conjunto de 64mm (2 3/4") serie 125	PZA 1
11	Ngala de F.Ga. ced-40, de 64 mm (2 3/4") L=20 cm	PZA 2
12	Tuerca union de F.Ga. de 64 mm (2 3/4")	PZA 1
13	Tubo de F.Ga. ced-40, de 64 mm (2 3/4") L= 35 cm	PZA 1
14	Cople de F.Ga. de 64 mm (2 3/4")	PZA 1
15	Caja para operacion de valvulas tipo 1	CABA 1
DESAGÜE Y EXCEDENCIAS		
17	Tuberia de F.Ga. ced-40, de 51 mm (2 1/4") L= 300cm	PZA 1
18	Valvula de succ. rosacada tipo conjunto de 51 mm (2 1/4") serie 125	PZA 1
19	Ngala de F.Ga. ced-40, de 51 mm (2 1/4") L= 20 cm	PZA 2
20	Tuerca union de F.Ga. 51 mm (2 1/4")	PZA 2
21	Ngala de F.Ga. ced-40, de 51 mm (2 1/4") L= 35 cm	PZA 1
22	Cople de F.Ga. de 51 mm (2 1/4")	PZA 1
23	Tuberia de F.Ga. ced-40, de 50 mm (2 1/4") L= 600 cm	PZA 1
24	Tuberia de F.Ga. ced-40, de 51 mm (2 1/4") L= 240 cm	PZA 1
25	Cable de F.Ga. de 92" de 51 mm (2 1/4")	PZA 1
26	Tuberia de F.Ga. ced-40, de 51 mm (2 1/4") L= 600 cm	PZA 1
27	Caja para operacion de valvulas tipo 1	CABA 1
VENTILACION		
28	Tuberia de F.Ga. ced-40, de 51 mm (2 1/4") L= 60 cm	PZA 1
29	Tubo de F.Ga. de 51 x 51 mm (2 1/4" x 2 1/4")	PZA 1
30	Ngala de F.Ga. ced-40, de 51 mm (2 1/4") L= 20 cm	PZA 2
31	Cable de F.Ga. de 92" de 51 mm (2 1/4")	PZA 1
32	Tela de mosquetero para 2" x	PZA 2

CANTIDADES DE OBRA		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavacion material tipo "B"	m ³	288.28
Plantilla de Concreto f'=100 kg/cm ²	m ²	2.74
En base del tanque y detalle Concreto f'=150 kg/cm ²	m ²	4.68
En losa de cubierta Concreto f'=250 kg/cm ²	m ²	2.00
Acero de refuerzo de f'=4200 kg/cm ²	kg	488.00
Mortero de 3 Junteado y mortero de cemento-arena 1:3 y 2 cm de espesor	m ³	58.82
Aplandido interior en muros y mortero de cemento-arena 1:3 y 2 cm de espesor	m ²	28.00
Cinta (Superficie de contacto para concreto)	m ²	13.0
Junta Asfáltica de 2 cm. de ancho	m	14.0
Banda de P.V.C. de 15 cm.(6") de ancho	m	15.00
Escalera Marina	m	8
Tuberia de concreto perforada de 10.2 (4 1/4") para dren perimetra	m	28.00
Registro de Inspeccion de 60x60 Pza	Pza	1

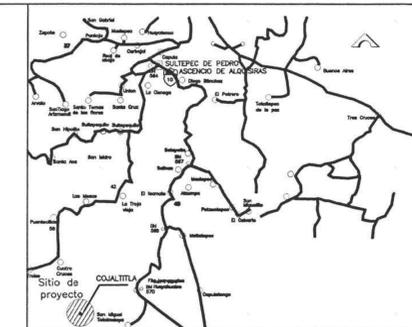


- ESPECIFICACIONES**
- Se ha considerado que la resistencia minima del terreno donde se ubicará el tanque será de 10.7 ton/m²
 - La profundidad de desplante será la indicada en este plano o aquella donde se obtenga la resistencia del terreno señalada en el párrafo anterior
 - Antes de colocar la base de pisa o hacer el desplante de las muros se colocará una planilla de concreto pobre f'=100 kg/cm² de 8 cm de espesor.
 - La piedra que se utilice deberá ser tipo de paramentos rastreados con un peso volumétrico de 2000 kg/m³.
 - En los elementos estructurales de concreto armado, se utilizará concreto con un f'= 200 kg/cm² y acero de refuerzo f'= 1265 kg/cm² libre de inclusiones.
 - El diámetro mínimo del agregado grueso será de 3.8 cm.
 - Todos los acostamientos están en centímetros, excepto en donde se indique lo contrario.
 - El recubrimiento mínimo de acero será de:
 - En losa de piso 5 cm.
 - El resto de los elementos estructurales de 3 cm.
 - La base de pisa se colocará en una etapa y llevará un impermeabilizante integral festerger similar en proporción de 2 kg. por bulto de cemento.
 - La losa de cubierta llevará una pendiente del 2% y una lechada de cemento.
 - El aplandido en interiores de muros será de mortero cem-arena 1:3 con impermeabilizante integral festerger o similar en proporción de 2 kg por bulto de cemento y en la losa de piso solo llevará un lecho de cemento.
 - La instalación de las conexiones como son tubo de demasís, limpieza, descarga, etc. deberá hacerse al ir levantando los muros, teniendo especial cuidado en que queden atagados en el mortero para evitar fugas posteriores.
 - En el registro del tanque y en los cajas tipo, se colocarán tapos de limina calibre 10.
 - La resistencia del terreno donde se verificara mediante un estudio de mecánica de suelos mismo que considero como mínimo la resistencia enumerada en la No. 1 si los resultados dan una resistencia menor se recomendará efectuar una revision estructural del tanque

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLAN
PROYECTO EJECUTIVO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE,
"COAJUILTIL", MUNICIPIO DE SUTILEPE, ESTADO DE MEXICO.
TANQUE DE REGULARIZACION

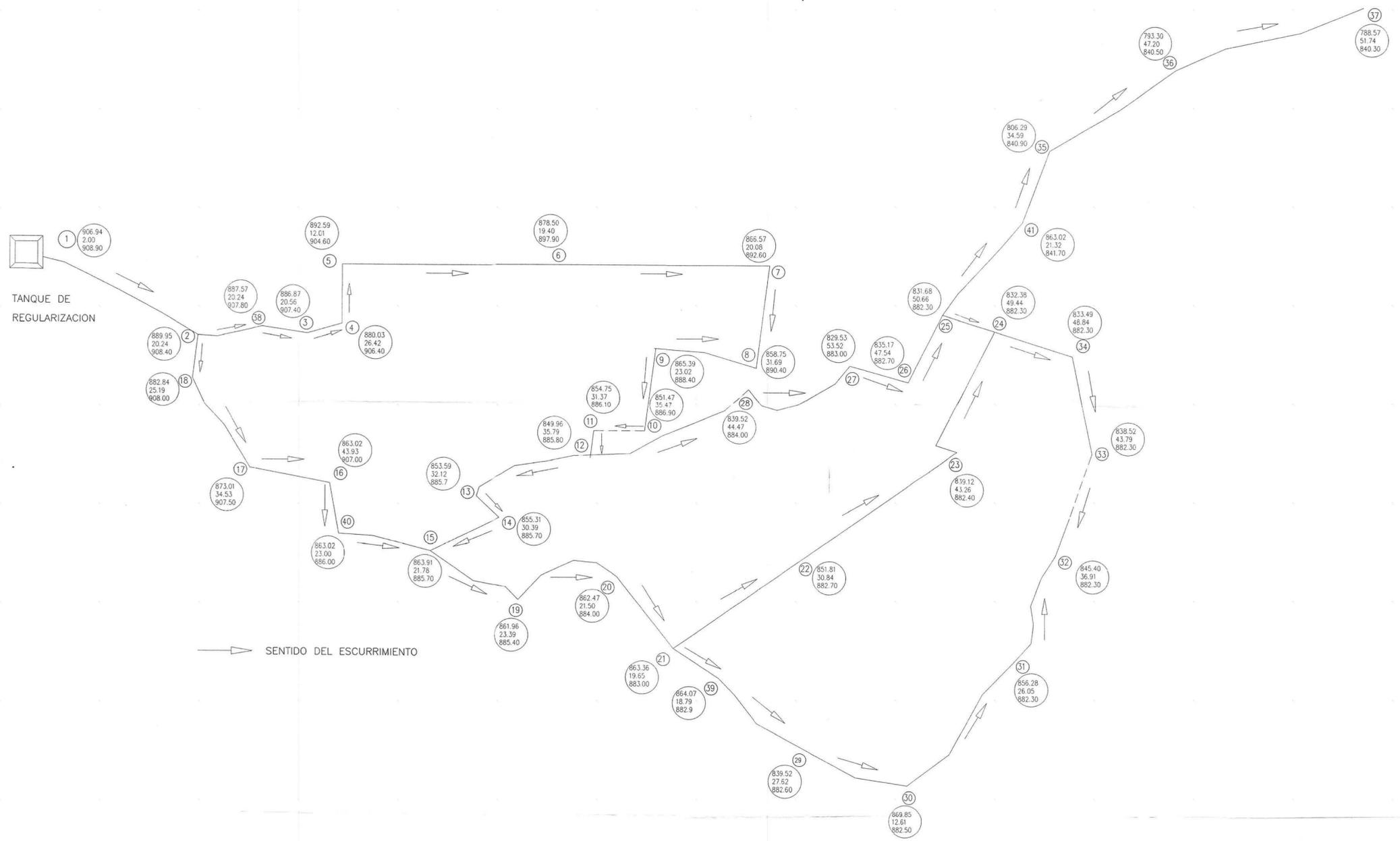
JOSE LUIS STEVENSON ZAPATA
ASESOR: ING. HERMENEGILDO ARCO SERRANO

OCTUBRE DEL 2004 PLANO 1 DE 1 CLAVE: PROY-COAJ-TR-01



CROQUIS DE LOCALIZACION

DATOS DE PROYECTO	
POBLACION ACTUAL (AÑO 2002)	3105 Hab.
POBLACION DE PROYECTO (AÑO 2017)	3865 Hab.
DOTACION	125 lts/hab/día
COEFICIENTE DE VARIACION DIARIA	1.40
COEFICIENTE DE VARIACION HORARIO	1.55
COEFICIENTE DE REGULACION	11.0 (24 hrs.)
GASTO MEDIO ANUAL	5.962 l.p.s.
GASTO MAXIMO DIARIO	7.83 l.p.s.
GASTO MAXIMO HORARIO	12.134 l.p.s.
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	Agua superficial Arroyo la Coleta
CONDUCCION	Gravedad
POTABILIZACION	Cloracion en la obra de captacion
CAPTACION	Caja de Captacion sobre el Arroyo la Coleta
REGULACION	Tanque superficial de 90.75 M ³ de capacidad (PROYECTO)



PLANTA DE LA RED DE DISTRIBUCION

NOTAS:

LAS ELEVACIONES Y LONGITUDES ESTAN DADAS EN METROS
 ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON LOS PLANOS:
 PROJ-COAJ-01-01
 PROJ-COAJ-LC-01
 PROJ-COAJ-LC-02
 PROJ-COAJ-LC-03
 PROJ-COAJ-TR-01

LOS CONCRETOS, LISTA DE PIEZAS ESPECIALES Y CANTIDADES DE TUBERIA CORRESPONDEN AL TOTAL DEL PROYECTO
 LAS DEFLEXIONES MENORES A 1% SERAN ABSORBIDAS POR LA TUBERIA
 SE USARAN PIEZAS ESPECIALES COMERCIALES PARA DAR LAS DEFLEXIONES
 TOLAS LAS TIES Y CUBOS LLEVARAN ATRAQUES DE CONCRETO SIMPLE (F=100 kg/cm²)
 SEGUN PLANO VC-1938 DE LA EXTINTA S.A.H.O.P.
 LOS ATRAQUES SEBERAN COLOCARSE ANTES DE REALIZAR LA PRUEBA HIDROSTATICA
 LA CAMA O PLANTILLA DE APOYO SOBRE LA QUE SE INSTALARA LA TUBERIA SERA DE MATERIAL SELLACIONADO, LIBRE DE ROCAS Y BARRAS PRODUCTO DE LA EXCAVACION
 EL RELLENO SERA A VOLTIO EN LO LARGO DE LA TUBERIA
 SE DEBERA LAVAR Y DESINFECTAR LA TUBERIA ANTES DE PONERLA EN SERVICIO ASI COMO LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
 ACATLAN

PROYECTO EJECUTIVO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE,
 "COAJALTILA", MUNICIPIO DE SULTEPEC, ESTADO DE MEXICO.

RED DE DISTRIBUCION

ALUMNO: JOSE LUIS STEVENSON ZAPATA
 ASESOR: ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO

OCTUBRE 2004 PLANO 1 DE 1 CLAVE: PROJ-COAJ-RED-01