

30 870115
20

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

Incorporada a la Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA LE ORIGEN

"RED DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES DE TUXCUECA, JAL."

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JOSE LEANDRO SANDOVAL MELENDREZ
GUADALAJARA, JALISCO 1988



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	PAGINA
CAPITULO I "INTRODUCCION"	5
Datos Históricas, Topográficos, etc.	6
CAPITULO II "LOCALIZACION GEOGRAFICA"	9
Antecedentes Geográficos	10
CAPITULO III "ESTUDIOS PRELIMINARES"	11
Socioeconómicos	12
Estudios de población	33
Hidrológicos y Climáticos	41
CAPITULO IV "CALCULO Y DISEÑO DE LA RED"	45
Sistema de alcantarillado	46
Cálculo de caudales	53
Proyecto de redes	68
Cálculo de redes	70
CAPITULO V "OBRAS ACCESORIAS"	75
Pozos de visita	76
Pozos de caída	80
CAPITULO VI "TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS"	86
Tratamiento primario	89
Tratamiento secundario	92
Análisis químico y bacteriológico	96
Diseño de la planta	101
CAPITULO VII "VOLUMENES DE OBRA"	115
Procedimiento constructivo	116
Volumenes de obra	125

CAPITULO VIII	"CONCLUSIONES"	PAGINA
		128
BIBLIOGRAFIA		130

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.- DATOS HISTORICOS, TOPOGRAFICOS, ETC.

1.1 DATOS HISTORICOS

Tuxcueca, derivado de las palabras "Tuxcuescan o Tolcuexcan" que significa "donde se hacen enaguas de pelo de conejo", interpretándose también como "bullicio de conejos".

Existen antecedentes de que el municipio de Tuxcueca, antes de la conquista, ya existía como población indígena, al igual que otras poblaciones que se asentaron en las riberas del Lago de Chapala y que fue considerado como un pueblo español hasta el siglo XVII.

Los archivos municipales sólo conservan datos relativamente recientes, ya que los libros del Registro Civil están completos a partir del año de 1867.

Uno de sus hombres ilustres fue el General Ramón Corona, que nació en la población de Puncagua, cuando ésta pertenecía a este municipio.

Habiéndose erigido en municipio, por Decreto del Congreso del Estado, el 20 de abril de 1886.

1.2 DATOS TOPOGRAFICOS (FISICOS)

El municipio ocupa un territorio de topografía un tanto irregular, característica de la zona ribereña de la Laguna de Chapala.

1.2.1. SUELOS

En el municipio de Tuxcueca, predomina el tipo de suelo VERTISOL Pálico FEOZEM Háptico y de tipo Chernozem.

1.2.2. OROGRAFIA

Orográficamente en el municipio se presentan dos formas características de relieve; la primera corresponde a zonas accidentadas y abarca aproximadamente 67.25% de la superficie; la segunda corresponde a zonas semiplanas y abarca aproximadamente 37.75% de la superficie.

Las zonas accidentadas se localizan en su mayoría, - al Oeste y al Suroeste de la cabecera municipal y están formadas por alturas de 1,600 a 2,600 metros sobre el nivel -- del mar.

Las zonas semiplanas, se localizan al Sur del municipio y están formadas por alturas de 1,600 a 2,000 metros.

1.3 RECURSOS NATURALES

De acuerdo a su extensión territorial, este municipio ocupa el 8° lugar dentro de la subregión y representa - el 4.8% del total de la misma. Cuenta con una superficie total de 29,009 hectáreas, clasificadas agrológicamente de la siguiente manera: 19 Has. son de riego, 3,100 Has. de - temporal y humedad, 3,700 Has. de pastizales, 10,400 Has. - de bosques y 11,790 Has. son eriales o improductivas agrícolamente. Los suelos de tipo Chernozem ocupan la totalidad de su territorio.

Las principales zonas de cultivo se localizan a lo - largo de la Ribera del Lago de Chapala, cubriendo en total - una extensión de 3,119 hectáreas. Para el desarrollo de - la ganadería dispone de 3,700 Has. de zona de pastizales de regular calidad, localizadas en forma fraccionada por todo - el municipio.

Sus recursos forestales los integran 10,400 Has. de-

zonas boscosas localizadas en la parte Noroeste con especies como pino y encino principalmente.

Sus recursos mineros están formados únicamente por minerales no metálicos, disponiendo reservas de cal y cante
ra.

La pesca de agua dulce se lleva a cabo en el Lago de Chapala, sobresaliendo por el volumen de su captura las especies de pescado blanco, bagre, lisa, charal, mojarra, car
pa y popocha.

CAPITULO II

LOCALIZACION GEOGRAFICA

1.- ANTECEDENTES GEOGRAFICOS

2.1. LOCALIZACION

El municipio de Tuxcueca, se localiza políticamente en la región Sureste del Estado de Jalisco, geográficamente está ubicada entre las coordenadas 20°04'10" a 20°14'15" de latitud Norte y 103°11'30" a 103°32'30" de longitud Oeste - con altura media de 1,773 metros sobre el nivel del mar.

Los datos geográficos sobre la cabecera municipal -- son: 20°09'00" de latitud Norte, 103°22'30" de longitud Oeste y la altura sobre el nivel del mar 1,525 mts.

2.2. DELIMITACION

El municipio de Tuxcueca, colinda al Norte con el Lago de Chapala, al Oriente con los municipios de La Manzanilla de la Paz y Tizapán el Alto, al Sur con los municipios de Teocuitatlán de Corona y Concepción de Buenos Aires, al Poniente con el municipio de Jocotepec.

2.3. EXTENSION

El municipio en su totalidad, cuenta con una superficie de 298.94 Km². cantidad que representa el 0.37% de la superficie total del Estado.

C A P I T U L O I I I

ESTUDIOS PRELIMINARES

- 1.- SOCIOECONOMICOS**
- 2.- ESTUDIOS DE POBLACION**
- 3.- HIDROLOGICOS Y CLIMATICOS**

3.1. INDUSTRIA

La sub-región en general, refleja cierta indiferencia hacia la promoción para instalar e invertir en el campo industrial. Con base en el Censo de 1970, este municipio registró un total de 9 establecimientos industriales, 8 de los cuales se dedicaban a la elaboración de productos alimenticios.

En relación con la población económicamente activa se pueden hacer los siguientes comentarios: La población -- económicamente activa representó el 26.5% de la población total en 1960 y el 34.3% de la población total de 1970, lo que denota en parte las pocas oportunidades de empleo remunerado que se viene dando en el municipio.

La estructura de la población económicamente activa muestra la economía industrial del municipio alcanzando un 15.4% de la población activa de 1970.

3.1.1. INDUSTRIA DE LA TRANSFORMACION

En este municipio tiene una expresión mínima, ya que sólo se localizan (según registro de la Tesorería Municipal) 8 giros, cuya producción es la masa de maíz, pan de trigo y elaboración de tortillas, destaca una pequeña cremadora de leche cuyo capital invertido no es mayor de 10 mil pesos.

Su escaso desarrollo industrial se debe principalmente a la falta de recursos y el poco sentido empresarial de los habitantes. Esto mismo limita las posibilidades industriales, ya que no existe personal capacitado ni recursos internos que hagan atractiva la inversión para empresarios de fuera del municipio; sin embargo, se cuenta con sorgo, maíz y garbanzo en productos agrícolas, leche de bovino y carne de bovino y porcino, pecuarios y los recursos piscico

las lacustres con variedades de bagre, pescado blanco, carpa, popocha y mojarra.

Los suelos que preciben actualmente son muy bajos. - Las posibilidades industriales pueden ser derivadas de un mercado interno insatisfecho.

POSIBILIDADES INDUSTRIALES

- Fábrica de alimentos balanceados para ganado.
- Curtido de piel.
- Fábrica de calzado económico.
- Taller de confección de ropa.
- Descremado de leche.
- Producción de queso, mantequilla y crema.

3.1.2. INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

La industria de la construcción en el año de 1971, - presentó una actividad nula, pues no se han construido ni - reparado casas en más de 5 años, en lo que se refiere a la - construcción de tipo privado.

El sector público es el que ha promovido obras de beneficio público, actualmente están construyendo una terracería que unirá las localidades de La Cofradía y Las Cebollas, con un avance del 90%; otra de las obras en proceso es la - introducción de agua y la construcción del depósito de agua con el 70% de avance; también se encuentra en proceso de -- construcción un edificio donde funcionarán las escuelas primarias y secundaria de la cabecera municipal, con un avance del 50%, quedando inconclusa esta obra por falta de recursos económicos desde 1970 y por último tenemos la construcción de una escuela primaria en la localidad de San Luis -- Soyatlán, esta obra no se ha terminado por falta de recur--

tos económicos, teniendo un avance del 90%.

Las materias primas utilizadas por esta rama industrial son cemento, adobe y ladrillo. Siendo el tipo de construcción que impera el rural.

3.1.3. EDUCACION

En la formación cultural de los habitantes del municipio se han registrado avances alentadores. De 1960 a 1970 según cifras censales, el analfabetismo disminuyó considerablemente, del 25.6% al 13.3% de la población de 10 años y más. Por otra parte conviene analizar el grupo de la población de 6 a 14 años que se quedan sin asistir a la escuela, bien por falta de cupo, por falta de aulas y de maestros, o bien por no poder avanzar por la carencia de escuelas de formación completa, esta población presentó el 25.5% de los 1,572 habitantes del grupo mencionado. Sin embargo, la disposición de adquirir los conocimientos que les permitan la superación a los habitantes del municipio es notoria, por la asistencia de 1,172 alumnos a las 29 aulas con que cuentan las 11 escuelas primarias y por la asistencia de 488 alumnos a las 6 aulas de los edificios de las 2 secundarias por cooperación, contándose con la preparación impartida a través de 30 maestros en la educación primaria y de 22 en la educación secundaria.

Enseñanza	CICLO ESCOLAR 75/76		Alumnos	Maestros
	Escuelas	Aulas		
Primaria				
Federal	7	14	877	17
Estatal	4	15	295	13
Secundaria				
Por Cooperación	2	6	488	22

Comparando al municipio con la sub-región de la que forma parte en lo referente al problema del analfabetismo, se aprecia que el índice municipal es inferior al 21.9% de la sub-región, en tanto que el índice de los niños sin escuela es superior al 22.5% de la sub-región.

De lo anterior se denota que el municipio carece de servicios para determinados niveles educativos, por lo que gran parte de la población estudiantil correspondiente a esos niveles tiene que acudir a centros educativos fuera del lugar de su residencia.

Para habitantes que no pueden seguir estudios a un nivel superior no se tiene centro educativo alguno en donde se capaciten en alguna actividad artesanal o en algún oficio que pueda ser su principal fuente de ingreso.

3.1.4. VIVIENDA

LAS CARACTERISTICAS DE LA VIVIENDA

El panorama que se presenta en el municipio, de acuerdo a las características de vivienda, es deplorable, ya que no cuentan con mínimos requerimientos de iluminación, ventilación, instalaciones sanitarias y de desechos; tienen poca facilidad de aseo; existe índice de hacinamiento de aproximadamente 4.85 Habs/cto.

Las condiciones de la vivienda son 40% en mal estado y 60% en estado regular sin existir en buen estado y la tenencia de ellas es 65% propia y 35% rentada.

En este municipio existen 980 viviendas y 5,462 habitantes, dando en promedio 5.6 personas por vivienda. Hay sólo una localidad con más de 2,500 habitantes, con 503 casas ocupadas por 2,670 personas, o sea, un promedio de 5.3 moradores en cada una, y en las localidades menores que son

9, con una población de 2,792 habitantes, que viven en 477-viviendas, se tiene un índice de 5.8 personas en cada una, -siendo un poco más grave el índice ocupacional por vivienda en el segundo grupo que en el primero.

El problema de vivienda lo constituyen las casas de uno y dos cuartos, ya que se registra un total de 286 casas de uno sólo en las que habitan 1,387 personas, teniendo un promedio de 4.9 moradores, de dos cuartos se encuentran 388 unidades con un conjunto de 776 cuartos, en los que viven - 2,269 habitantes, con un promedio de 2.9 personas en cada - uno. Por lo que respecta a las casas que tienen de 3 a 8-cuartos, en conjunto suman 298 viviendas, con un total de - 1,076 cuartos en las que residen 1,761 personas, con un pro- medio de 1.6 ocupantes, en cada cuarto y de 9 o más única- mente se registran 8 viviendas, que tienen 72 cuartos, to- mando como base 9 en cada una, viven en ellas 45 personas, - o sea 0.6 en promedio en cada cuarto.

Las características de los materiales utilizados en- la construcción de las viviendas, son las siguientes: en - los techos 156 casas (15.9%) tienen concreto o bóveda; de - palma que es poco usual sólo se registran 132 unida- des (13.5%); con teja se cubre la mayoría de este munici- pio, con un total de 647 casas (66.0%); de madera única- mente están cubiertos los techos de 6 viviendas (0.6%), en- contraste 39 unidades (4.0%) tienen otros materiales. En- lo que respecta a pisos, la mayoría, o sean 630 casas - - - (64.3%) tienen en ellos tierra, en tanto que 350 (35.7%) - - tienen otros materiales.

Analizando los muros, se observa que el material pro- dominante es el adobe en 774 casas (79.0%); de ladrillo o - tabique se registran 168 unidades (17.2%), en cambio es mo- nos frecuente encontrar muros de barro y de madera, ya - - que sólo hay 4 casas (0.4%) del primer material, en tanto - que del segundo son 14 (1.4%), y por último, se encuentran-

20 casas (2.0%) con muros de otros materiales.

624 viviendas (63.7%) son ocupadas por sus propietarios.

Los indicadores que presenta este municipio sobre -- los ocupantes por cuarto en viviendas de 1,2 y de 3 a 8 --- cuartos en cada una son 4.9, 2.9 y 1.6, mientras que para - la sub-región estos mismos indicadores son 5.4, 3.1 y 1.7 - en el mismo orden; comparando los valores de ambos se deduce que el problema habitacional es ligeramente más agudo en la sub-región que en el municipio.

Por otra parte las viviendas que son habitadas por - sus propietarios en el municipio representan el 63.7% del - total y en la sub-región el 60.8%, siendo más satisfactorio este indicador en Tuxcueca.

AGUA POTABLE

Se dispone de este servicio en la cabecera municipal así como en una de sus localidades, con una población total beneficiada de 1,868 personas, las cuales representan el -- 37.6% de la población de las localidades mayores de 250 habitantes, faltando de establecerlo en 2 localidades de esc-grupo, para beneficiar a 3,594 personas, de estas poblaciones ya que se encuentra en proceso de introducción en San - Luis Soyatlán, para beneficiar a 2,670 habitantes.

Existen 134 viviendas en la cabecera municipal con - servicio de agua potable entubada, que representan el 52.5% del total existente y abastecidas por medio de hidrantes 87 que representan el 34.1% .

Considerando todas las localidades con servicio de - agua potable, hay un total de 318 viviendas y de ellas 154-

tienen el servicio entubado dentro de las mismas, con el -- 48.4% y con hidrantes hay 122 casas, representando el -- 38.4%.

ALCANTARILLADO

No cuenta con red de alcantarillado en el municipio-ninguna localidad, siendo necesario establecerlo en la cabecera municipal y en San Luis Soyatlán, para beneficiar -- 4,106 personas.

3.1.5. ELECTRICIDAD

En el municipio, 3 localidades mayores de 250 habitantes cuentan con servicio eléctrico, beneficiando a 4,538 personas, mismas que representan el 91.3% del referido grupo; además existe otra localidad menor a 250 habitantes que dispone del servicio, con 77 beneficiados, que aunado a los anteriores, totalizan 4,615 personas. Hay que destacar -- que aún existe otra localidad del primer grupo señalado que carece del servicio, con 431 personas, sin embargo, el servicio no es extensivo a toda el área urbanizada de las localidades electrificadas, ya que del total de viviendas existentes únicamente el 57.7% lo tiene.

Considerando los índices mencionados y comparándolos con la sub-región, resultan superiores en el municipio el -- primero y el segundo, siendo inferior el tercero, ya que la sub-región tiene beneficiado el 90.4% de la población concentrada en localidades mayores de 250 habitantes, el 82.1% del total de su población, el 70.1% del total de las viviendas en las localidades electrificadas.

LOCALIDADES ELECTRIFICADAS

LOCALIDAD	POBLACION 1970
- Tuxcuca	1,436
- San Luis Soyatlán	2,670
- San Nicolás de Acuña	432
- Puerta de San Nicolás	77
SUMA:	4,615

FUENTE: Comisión Federal de Electricidad, Junta de Electrificación del Estado.

El servicio lo proporciona la Comisión Federal de -- Electricidad a través de una línea de 20 KV., que se des--- prende de la sub-estación de Acatlán de Juárez.

3.1.6. MEDIOS DE COMUNICACION

CORREO

En el municipio hay 2 localidades con correo, contán dose entre ellas la cabecera; todas están en el grupo de -- 500 o más habitantes, con una población de 4,106 personas, - que significa el de su grupo y el 75.2% de la población mu- nicipal. La cabecera agrupa a 1,436 moradores, represen- tando el 35.0% de la población y el 26.3% de la total del - municipio. Al comparar el servicio de correos del municipi- o con la sub-región, se manifiesta que mientras en el mu- nicipio el total de la población localizada en poblados ma- yores de 500 habitantes cuenta con 61, en la sub-región es- el 83.9%, manifestándose un poco más bajo el porcentaje --- sub-regional. Las dos oficinas existentes tienen catego--

ría de agencias remuneradas.

TELEGRAFOS

Con telégrafo están servidas 2 localidades, con una población de 4,106 habitantes que representan, con relación al grupo de más de mil habitantes, el total y de la población municipal el 75.2%. La cabecera tiene 1,436 personas con telégrafo, significando el 35.0% de la población de su grupo y el 26.3% de la del municipio. La comunicación es por telégrafo en las dos localidades. En la sub-región es tñ comunicados el 78.0% de los habitantes en localidades - mayores de mil habitantes, mientras que en el municipio el total está servido, manifestándose más bajo el porcentaje - de la sub-región.

TELEFONO

La comunicación telefónica está establecida en una - localidad, agrupando una población de 2,670 habitantes, significando el 65.0% del grupo de más de mil habitantes y el 48.9% de la población total del municipio. San Luis Soyatlán, con 2,670 moradores está servido con un aparato en -- una línea (1971). En la cabecera se carece de este servicio, agrupando a 1,436 personas que representan el 35.0% -- del grupo de mil y más habitantes.

LOCALIDADES CON SERVICIO DE TELECOMUNICACIONES

LOCALIDAD	POBLACION	CORREO	TELEGRAFO	TELEFONO
-Tuxcueca	1,436	*	*	
-San Luis Soyatlán	2,670	*	*	*
Pob. beneficiada:		4,106	4,106	2,670

FUENTE: S.I.C. Dirección General de Estadística, IX Censo Nacional, 1970, S.C.T. Dirección General de Correos. Dirección General de Telégrafo. Teléfonos de México, S.A.

3.1.7. VIAS DE COMUNICACION Y TRANSPORTE

CAMINOS

El municipio está integrado a la sub-región y a la capital del Estado, a través de la carretera México-Nogales (vía Morelia) proporcionándole una excelente vía de comunicación.

El total de kilómetros de caminos con que cuenta el municipio asciende a 42.7, de los cuales 41.0 están pavimentados, 0.5 en revestimiento provisional y 1.20 en brecha, estos caminos pueden considerarse como satisfactorios, sirviendo un área aproximada en el municipio del 95%; de ésta se comunica en forma eficiente un 96%, por caminos pavimentados y el otro 4% en forma regular por caminos de revestimiento provisional, terracerías y brechas.

En la actualidad la red de caminos del municipio recibe en sus caminos pavimentados la atención adecuada que le permite dar un eficiente servicio.

La longitud total de caminos en el municipio indica-

la existencia de 147.0 m/Km2. y 7.8 m/hab., de los cuales - el primero es superior e inferior el segundo a los registra dos en la sub-región, que tiene 183 m/Km2. y 2.3 m/hab. res pectivamente.

FERROCARRILES

Este municipio no se encuentra integrado a la red -- ferroviaria Estatal, sin embargo dicha limitación no se manifiesta como un obstáculo a su desarrollo, ya que se en---cuentra satisfactoriamente comunicado por carretera, con el centro del Estado, punto a través del cual puede utilizar - eficientemente este medio de transporte.

AEROPISTAS

En este municipio no se cuenta con pistas de aterri- zaje, situación justificable en su mayor parte, dada su in- tegración eficiente a la red caminera estatal.

CAMINOS EXISTENTES

NOMBRE DE LA OBRA	LONGITUD EN KMS.	
	TOTAL	EN EL MPIO.
Cofradía de Tuxcueca-Concep. de Buenos Aires (revest. provisional)	28.6	18.5
México-Nogales tramo límite Mich./Jal. Jal./Nay. del Km. 560.7 al 802.6 (pavimentado)	241.9	21.0
Ramal La Manzanilla (Revest. Prov.)	6.4	2.0
El Refugio-Ent. (Tuxcueca-Mazamitla) (brecha)	1.2	1.2
SUMA:		42.7

FUENTE: Secretaría de Obras Públicas, Junta Local de Caminos del Estado, Dirección General de Caminos de Mano de Obra, Jefatura Regional del Estado. Comité de Comunicaciones Vecinales del Estado.

TRANSPORTES

Por el número de vehículos de motor con que cuenta, este municipio ocupa el 14° lugar en la sub-región, con el 1.0% de los existentes y le corresponde un promedio de 6.8 unidades por cada 1,000 habitantes. Este promedio está -- por abajo del sub-regional de 7.1, es inferior al estatal -- de 37 automotores por cada 1,000 personas. Las unidades -- suman 34 y la mayor parte (73.5%) son camiones de carga; re -- visten de una particular importancia, transportando principalmente productos agropecuarios hacia otras sub-regiones y la Ciudad de Guadalajara. Los automóviles agrupan el 20.6% de los automotores. Las motocicletas suman el 5.9% y no -- existe servicio de ferrocarril.

3.1.8. AGRICULTURA

La actividad agrícola del municipio de Tuxcueca, estuvo integrada en el año de 1971 por 4 cultivos y 2 frutales, cubriendo conjuntamente una superficie de 217 hectáreas, de las cuales 175 se cosecharon. Correspondiendo el 97.7% de la superficie laborada a los cultivos, entre los -- que destacan el maíz y el frijol intercalados; el 2.3% a -- los frutales de temporal y humedad, aplicándose la tecnología agrícola en 41 hectáreas fertilizadas que representan -- el 18.9% de lo laborado, en 100 hectáreas sembradas con semillas mejoradas que constituyen el 46.1% y en 25 mecanizadas o sea, el 11.5%, para lo que se utilizó un tractor.

De los análisis realizados y de las cifras anteriores, puede concluirse que la agricultura del municipio, presenta tendencia al monocultivo, la participación de la fruticultura es muy baja, la total superficie está condicionada al temporal de lluvias y el empleo de la tecnología agrícola no es completo; factores que al conjugarse originaron que, (como se ve en el cuadro No. 1) 2 cultivos y un frutal de los cosechados, alcanzaran rendimientos superiores a sus promedios estatales; por lo que se hace recomendable el aprovechamiento de las ventajas comparativas del lugar, especializándose en la producción de las mencionadas especies y que se constituyan gradualmente las de bajos rendimientos, por otras más productivas y propias de la ecología del municipio.

Entre los cultivos que mayor volumen de producción alcanzaron figura el maíz con 128 toneladas y el garbanzo con 60; entre los frutales el mango produjo 30 toneladas y el limón 27.

En el cuadro No. 2 se observa que el valor de la producción agrícola del municipio, alcanzó la cifra de 384 miles de pesos (0.01% del estatal y el 0.07% del sub-regional) donde los cultivos aportaron el 83.9% y los frutales el 16.1% restante, destacando en el de los primeros el maíz y el garbanzo con el 62.4% y en el frutícola el mango con el 62.9% .

Dada la demanda que de productos agrícolas tuvo el municipio en el año de 1971, fue necesario que se abasteciera de la ciudad de Guadalajara, 50 toneladas de legumbre, 60 toneladas de frijol, 50 de garbanzo, 350 toneladas de maíz y 150 de sorgo, cuyas compras alcanzaron un valor de 786 mil pesos, que comparados con el de lo exportado, arro-

ja un saldo negativo para el municipio por 786 mil pesos.

AGRICULTURA: RENDIMIENTO FISICO 1971

(Kgs./Ha.)

cuadro No. 1

CONCEPTO	ESTADO	MUNICIPIO	DIFERENCIA
Cultivos:			
- Frijol	920	1,083	+ 163
- Frijor (intercalado)	301	380	+ 79
- Garbanzo	964	750	- 214
- Maíz	2,121	2,206	+ 85
- Sorgo	3,218	2,800	- 418
Frutales:			
- Limón	7,000	9,000	+2,000
- Mango	16,108	15,000	+1,108

FUENTE: Estimación del Departamento de Economía.

Entre los insumos que se utilizaron en la agricultura del lugar destacan los fertilizantes químicos con 630 toneladas y los insecticidas con 15,000 litros, las semillas mejoradas con 9 toneladas y los herbicidas con 1,000 litros, representando estos productos, que fueron adquiridos en Guadalajara, un valor de 1.1 millones de pesos.

El servicio de asistencia técnica para el agricultor del municipio, lo presta la Secretaría de Agricultura y Ganadería del Estado, sólo cuando lo solicitan los interesados.

El financiamiento para la agricultura lo realizan -- los particulares, resultando los créditos otorgados insuficientes, inoportunos y caros para el campesino.

Los caminos a las áreas de cultivo en su mayoría de herradura y brechas, transitables únicamente en tiempo de secas, lo que dificulta la oportuna y económica transportación de los productos cosechados; así como el aprovisionamiento de insumos, provocando mermas en su volumen y calidad, entorpecimientos en su proceso de comercialización y elevaciones en su costo de producción, todo lo cual redundará en detrimento del ingreso del agricultor.

CARACTERISTICAS AGRICOLAS

cuadro No. 2

CONCEPTO	SUPERFICIE CULTIVADA (Ha)	SUPERFICIE COSECHADA (Ha)	VOLUMEN DE PRODUCCION (Ton)
CULTIVOS:			
- Frijol (t)	6	6	4
- Frijol (t) (cf)	6	6	9
- Frijol int. (t)	100*	50*	19
- Garbanzo (t)	80	80	60
- Maíz (t)	75	40	78
- Maíz (t) (cf)	25	18	50
- Sorgo (t)	10	10	18
- Sorgo (t) (cf)	10	10	38
SUMAS:	212	170	--
FRUTALES:			
- Limón (t)	3	3	27
- Mango (t)	2	2	30
SUMAS:	5	5	--
TOTAL:	217	175	--

(t): Temporal.

(cf): Con fertilizante.

(*): No se incluyen en la suma.

FUENTE: Secretaría de Agricultura y Ganadería, Agencia General en Jalisco; estimaciones del Departamento de -- Economía, con base en la investigación directa.

La capacidad de almacenamiento para los productos -- agrícolas, está dada por algunas improvisadas construcciones particulares, que dada la magnitud de la producción, resultan insuficientes, motivando que las cosechas sean vendidas al tiempo, a intermediarios y acaparadores a precios relativamente bajos, que reducen los ingresos al productor y la capacidad de compra del consumidor.

De acuerdo a la información proporcionada por el Departamento de Asuntos Agrarios y Colonización en el Estado, son 5 los ejidos localizados en este municipio para beneficio de 982 ejidatarios con una superficie de 7,922 hectáreas, integrados en un 76.3% por terrenos de agostadero y bosques y el 23.7% de temporal y humedad, lo que significa un promedio de 8.1 hectáreas por persona beneficiada. Los ejidos más importantes son el de Tuxcueca, que beneficia a 374 ejidatarios con 3,960 hectáreas, el de San Luis Soyatlán, que cubre 1,489 hectáreas para 324 personas y el de Cobollas, con 80 beneficiados y una extensión de 1,094 hectáreas.

3.1.9. GANADERIA

En el municipio de Tuxcueca, los principales recursos ganaderos se representan por 3 especies: bovina con 5 mil cabezas, dedicadas en un 7.0% a la producción de leche y 93.0% a la de carne; porcina con 4 mil cerdos, que representan el 0.6% del total de esta especie en la sub-región, y la aviar con 22 mil cabezas que aportaron el 0.7% del valor de producción generado por ellas en la sub-región. El Cuadro No. 3 señala la población ganadera de este municipio, comparada con la total de la sub-región, en el año de 1971.

La ganadería presenta poco desarrollo, contando con sólo 3,700 Has. de pastizales de regular calidad.

POBLACION GANADERA
(cabezas)

ESPECIE	NUMERO DE CABEZAS		cuadro No. 3 PARTICIPACION
	SUB-REGION	MUNICIPIO	%
- Bovina	360,176	4,748	1.3
- Porcina	668,868	3,694	0.6
- Aviar	1'507,457	22,349	1.5

FUENTE: Estimaciones del Departamento de Economía, con base en la Investigación Directa.

La especie bovina logró un volumen de producción de 495 mil litros de leche; ordeñándose 149 vacas en explotación semi-estabulada y 405 de ordeña temporal, que se explotan en promedio 160 días por año. Del volumen total se estima que un 88.4% se destinó al consumo interno de la población del municipio y el 11.6% restante, a la producción casera de queso, mantequilla y crema.

La producción de carne de res, ascendió a 140 toneladas, sacrificándose 467 cabezas, con un rendimiento estimado de 300 kilogramos en pie; de este volumen el 74.3% se destinó al consumo interno de la población del municipio.

El valor de producción de esta especie, fue del 0.4% del valor total generado por la actividad ganadera en la sub-región; por su origen correspondió el 53.9% a la producción de leche y 46.1% a la de carne.

El ganado porcino logró una producción de 95 tonela-

das de la carne en pie; se sacrificaron 1,182 cabezas, con un rendimiento promedio estimado en 80 kilogramos. Del volumen total, el 87.4% fue objeto de consumo interno por la población del municipio. El valor producido de esta especie, fue del 20.1 y 0.1% del valor total de la actividad ganadera del municipio y la sub-región, respectivamente.

Las aves alcanzaron un volumen de 686 mil huevos y se sacrificaron 9 mil pollos, con un valor estimado que correspondió un 83.7% a la producción de huevo y 16.3% a la de pollos.

En el cuadro No. 4 se observa la estructura del volumen de producción, que este municipio tuvo respecto de la sub-región.

La organización ganadera de este municipio, se identifica por una Asociación Ganadera Local, que agrupa a los productores que explotan la especie bovina.

CONCEPTO	GANADERIA (VOLUMENES)		cuadro No. 4
	VOLUMENES		PARTICIPACION %
	SUB-REGION	MUNICIPIO	
CARNE EN PIE **			
- Bovino	12,212	140	1.1
- Porcino	25,907	95	0.4
- Leche de vaca (lts)*	83,664	495	0.6
- Pollos sacrificados*	886	9	1.0
- Huevos*	109,301	686	0.6

(*) : Miles

(**) : Toneladas

FUENTE: Estimaciones del Departamento de Economía, con base en la Investigación Directa.

3.1.10. ARTESANIAS

La actividad artesanal es nula en este municipio por falta de financiamiento, ya que sus habitantes cuentan con habilidad manual y existe entre ellos la tradición artesanal, además cuentan con materias primas suficientes.

La cercanía a la ciudad de Guadalajara, les permite obtener materias primas abundantes y a buen precio para dedicar la mano de obrera a las labores artesanales.

Con ayuda de los organismos oficiales encargados de impulsar las artesanías en el Estado, es posible fomentar las siguientes actividades: producción de sombreros de palma, huarache, deshilados y bordados, tejidos, ropa típica, muebles tipo colonial o rústico, dulces de leche y nuez, -- flores artificiales, figuras de papel maché, etc.

3.1.11. COMERCIO

Cuenta con 37 establecimientos comerciales, que agrupan el 1.2% del total existente en la sub-región, según el número de habitantes del municipio, le corresponde por cada mil, un promedio de 7.4 negocios. No obstante que supera el sub-regional de 6.5 y se encuentra por debajo del estatal, el cual asciende a 13.6.

Predominan entre los comercios, los giros referentes a la venta de productos alimenticios de primera necesidad, agrupan el 97.3% del total, son carnicerías y en una mayor proporción tiendas de abarrotes que operan como misceláneas o tiendas mixtas, las cuales venden en pequeña escala diferentes artículos relacionados con los ramos de: ferretería,

bonetería, mercería, calzado y algunos aparatos eléctricos-entre otros.

Hay una tienda de ropa, para adquirir medicina, así como gasolina combustible, materiales de construcción y reparaciones para el mantenimiento de los vehículos automotores se dependo casi totalmente de Guadalajara y Chapala.

Los productos de consumo duradero, como automotores, maquinaria agrícola, artículos eléctricos para el hogar, -- etc., tienen que ser adquiridos directamente por los habitantes en esas mismas localidades.

3.1.12. FINANCIAMIENTO

En el municipio de Tuxcueca, no se localizan instituciones de crédito, lo que hace que las operaciones crediticias para los diferentes sectores, sean mal canalizadas; -- las personas que se ven en la necesidad de cubrir ciertos requerimientos de los servicios financieros acuden a Tizapán, que por lo menos cuenta con una sucursal bancaria.

3.1.13. OTROS SERVICIOS.

El municipio cuenta con 31 establecimientos de servicios entre los que se localizan: 3 billares, 2 cinos, 1 -- centro de asistencia médica y social, 4 peluquerías y 2 centrales telefónicas. Su participación al total de establecimientos de servicios en la sub-región es de 2.1%.

En este municipio es de carácter urgente que se incorporen las diferentes actividades económicas susceptibles

de ser aprovechadas, de acuerdo a las características de -- este municipio para darle un impulso definitivo al sub-sector servicios, ya que del total de la población económicamente activa del municipio participa con el 7.3%.

3.2. ESTUDIO DE POBLACION

Antes de formular un proyecto, de cualquier obra, ha de decidirse acerca del tiempo que la construcción servirá a la comunidad antes de que deba abandonarse o ampliarse -- por resultar ya inadecuada, debido a que las construcciones de esta clase de obras originan fuertes inversiones, por lo cual deben proyectarse para servir eficientemente a un número de habitantes mayor que el existente cuando se elabore - el proyecto para el alcantarillado.

Consecuencia de ello es que el lapso en que se proyecte proporcionar servicio eficiente sea amplio; pero no - demasiado, porque el costo de la obra aumentaría notablemente.

Considerando lo anterior, las erogaciones que se realicen se deberán hacer con cargo a todos los usuarios (actuales y futuros) del servicio de acuerdo con el estudio -- financiero que se haya realizado.

La determinación del período de tiempo durante el -- cual se proyecte proporcionar servicio eficiente, al cual - suele llamársele "Período Económico" de la obra, debe hacer se también atendiendo a la vida útil de los materiales que se utilicen en la construcción del sistema y a la del equipo mecánico necesario para operarlo, pues de otra manera, -

los costos de reparación harían incostiables el funcionamiento del sistema.

Fue regla general en nuestro medio considerar que - el periodo económico de un proyecto de alcantarillado varía de 20 (veinte) a 25 (veinticinco) años, por lo que respecta a las obras en sí, y de 12 (doce) a 15 (quince) en lo referente al equipo mecánico, (independientemente de su naturaleza y características) que se emplee para operar el sistema.

3.2.1. POBLACION DEL PROYECTO

La estimación de la población de proyecto se deberá hacer para un periodo económico de 6 a 20 años, en relación a la magnitud y características de la localidad por servir y del costo probable de las obras.

Para el cálculo de la población futura de la localidad en estudio, partiremos de los censos de población y se utilizarán los métodos siguientes:

- 1) Método aritmético.
- 2) Método geométrico.
- 3) Método de interés compuesto.
- 4) Método de incrementos.
- 5) Método gráfico.

Para lograr una población un poco más representativa, en cuanto a equidad, se sacará un promedio de la suma de los distintos resultados de los métodos usados.

DATOS CENSALES DE TUXCUECA (exclusivamente cabecera Mpal.)	
AÑO	POBLACION
1950	1,294
1960	1,503
1970	1,436
1980	1,570

1) METODO ARITMETICO

Se basa en la suposición de que el crecimiento de la población tiende a crecer en una progresión aritmética, o sea, una línea recta, en la cual se toma como razón el promedio de los incrementos anuales anteriores.

Fórmula:

$$\Delta = P_f - P_i$$

Donde:

 Δ = Incremento P_f = Población final P_i = Población inicial

AÑO	No. DE HAB.	INCREMENTO
1950	1,294	
1960	1,503	209
1970	1,436	- 67
1980	1,570	134

SUMA = 276

$$\text{Incremento Promedio} = \frac{276}{3} = 92$$

$$\text{Incremento Anual} = \frac{92}{10} = 9.2$$

Población para el año 2007 = 1,570 + 9.2(27) = 1,819 Hab.

2) METODO GEOMETRICO

En este método se establece que el índice de crecimiento de la población es proporcional a la magnitud de la misma.

$$\text{Fórmula: } \Delta = \frac{P_f - P_i}{P_i} \times 100$$

AÑO	No. DE HAB.	INCREMENTO (Δ)
1950	1,294	
1960	1,503	16.15
1970	1,436	- 4.46
1980	1,570	9.33

21.02

$$\% \text{ de incremento promedio anual} = \frac{21.02}{3(10)} = 0.70$$

De la fórmula anterior despejamos P_f y queda así:

$$P_f = \frac{\Delta (P_i)}{100} + P_i$$

$$P_f = \frac{(0.70)(1570)}{100} + 1570 = 1,581 \text{ Hab.}$$

Incremento anual = 1,581 - 1,570 = 11.

Población para el año 2007 = 1,570 + 11(27) = 1,867 Hab.

3) METODO DE INTERES COMPUESTO

El procedimiento consistente en suponer el crecimiento según una progresión geométrica, es decir, el incremento es semejante al de un Capital a Interés Compuesto, en donde

los habitantes representan el Capital, y el R digo o Tasa - el Factor de crecimiento.

$$\text{Fórmula: } P_f = P_i(1+r)^n$$

Donde:

r = Razón o incremento.

n = Número de años.

Despejando r nos queda así:

$$r = \left(\frac{P_f}{P_i} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

AÑO	No. DE HAB.	r %
1950	1,294	
1960	1,503	1.51
1970	1,436	-0.45
1980	1,570	0.90

1.96

$$\% \text{ de incremento anual} = \frac{1.96}{3(10)} = 0.065$$

$$\text{Población futura año 2007} = 1,570(1+0.00065)^{27} = 1,598 \text{ Hab.}$$

4) METODO DE INCREMENTOS

Este método establece que el crecimiento de la población tiende a crecer en progresión aritmética y al mismo tiempo tiende a disminuir con una regresión lineal.

$$\text{Fórmula: Incremento} = P_f - P_i$$

$$\text{Diferencia: } \triangle_2 - \triangle_1$$

AÑO	No. DE HAB.	INCREMENTO	DIFERENCIA
1950	1,294		
1960	1,503	209	
1970	1,436	- 67	-276
1980	1,570	134	201
		SUMA= 276	- 75

$$\text{Promedio de incremento} = \frac{276}{3} = 92$$

$$\text{Promedio de diferencia} = \frac{-75}{2} = -37.5 \approx -38$$

$$\text{Población para 1990} = 1,570 + 92 - 38 = 1,624$$

$$2000 = 1,624 + 92 - 38 = 1,678$$

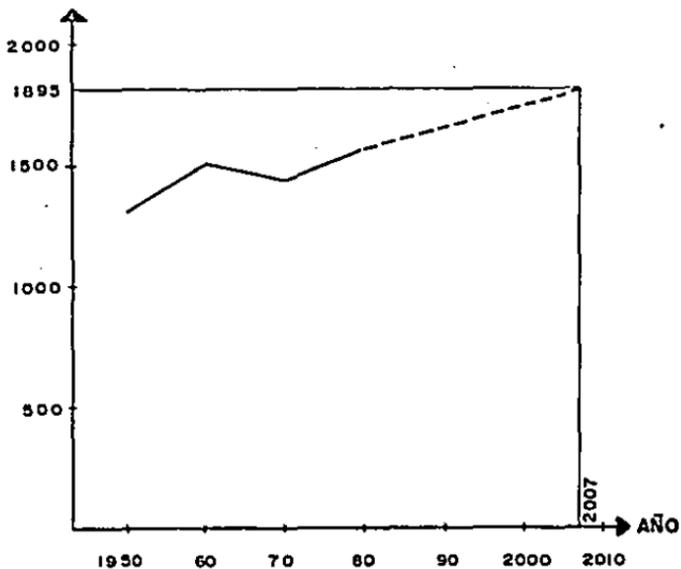
$$2007 = 1,678 + (92 - 38) (7/10) = 1,716$$

Población año 2007 = 1,716 Habitantes.

5) METODO GRAFICO

La estimación gráfica consiste en dibujar una gráfica de los diferentes datos censales y uniendo los puntos -- coordinados dados a obtener una curva, la cual al ser prolongada hasta el año que nos interesa el dato para el proyecto, en nuestro caso el año 2007..

No. DE HABITANTES



GRAFICA DE POBLACION

(METODO GRAFICO)

Una vez determinada la población al año 2007 por los diferentes métodos antes resueltos, se procede a promediar para sacar una población representativa, así tenemos:

1) METODO ARITMETICO	1,819 Hab.
2) METODO GEOMETRICO	1,867 Hab.
3) METODO DE INTERES COMPUESTO	1,598 Hab.
4) METODO DE INCREMENTOS	1,716 Hab.
5) METODO GRAFICO	<u>1,895 Hab.</u>
SUMA:	8,895 Hab.

De la suma de los 5 métodos hacemos un promedio que resultaría:

$$\text{Población para el año 2007} = \frac{8,895}{5} = 1,779 \text{ Hab.}$$

Esta sería la población de proyecto (1,779 Hab.) pero por datos proporcionados en la Presidencia Municipal, el total de habitantes en el año de 1984 fue de 2,500 Hab.

La población de proyecto futuro, dadas las tendencias variables (negativas y positivas) del crecimiento de la población, no es posible aplicar los métodos clásicos de predicción, por lo tanto se optó por considerarla el doble de la actual, (en 1984), sin poder precisar con exactitud en que año se alcanzará esa población.

Por lo tanto la población de proyecto será de 5,000 habitantes.

3.3. HIDROLOGICOS Y CLIMATICOS

3.3.1. HIDROLOGICOS

Los recursos hidrológicos del municipio se componen por los ríos y arroyos que forman la subcuenca hidrológica "Lago de Chapala" que pertenece a la región hidrológica --- "Lerma-Chapala-Santiago" y por los de las subcuencas "Laguna de Sayula", pertenecientes a la región hidrológica "Pacífico Centro".

Los arroyos de caudal solamente durante la época de lluvias son: Las Carretas, San Antonio, El Zacate, El Salate, El Salto y La Calera. Otro recurso natural es El Lago de Chapala.

Los problemas más importantes que aquejan a la población del municipio respecto al agua, por lo que se refiere a la agricultura, es que no se cuenta con arroyos permanentes para la irrigación. Tan sólo se cuenta con una presa "Presa de la Cañada"

3.3.2. CLIMATICOS

De los reportes de la estación climatológica de Tuxteuca, tenemos que la temperatura media anual es de 19.5°C en promedio, la máxima promedio de 22.4°C y la mínima promedio es de 16.6°C, por lo que el régimen térmico puede considerarse más bien como temperaturas medias, pues las temperaturas extremas observadas son 35.0°C la máxima y se presentó en el mes de mayo de 1947; la mínima extrema fue de --- 1.0°C y ocurrió en el año de 1955 en el mes de enero. Obviamente no se registran heladas.

La dirección de los vientos, en general es variable-predominando del Sureste con intensidad media de 4 Kms/Hr.

La precipitación anual es de 743 mm. en promedio. La lluvia anual más abundante registrada dentro del período de observación corresponde al año de 1948 cuando se midieron 1,100 mm., el más escaso fue 513 mm. y ocurrió en el año de 1950. La lluvia máxima promedio en 24 horas es de 4.18 mm., sin embargo, se han presentado máximas de 340.0mm y 110.0 mm. en los meses de septiembre y agosto.

El clima en su conjunto puede considerarse de acuerdo a la clasificación de C.W. Thornthwaite como:

SEMI-SECO: Con Otoño Invierno y Primavera Seco

SEMI-CALIDO: Sin cambio térmico invernal bien definido.

Este municipio con relación al clima sí es apto para el desarrollo de los asentamientos humanos.

DATOS CLIMATOLÓGICOS DE TUXCUECA

	ENE	FEB	MAR	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPT.	OCT	NOV	DIC	ANUAL
	20°09' N						103°11' W						
1	11.4	2.2	2.1	9.6	29.3	174.1	166.3	154.3	132.0	46.5	91	5.8	742.7
2	64.7	15.2	8.5	125.0	107.0	419.8	349.7	271.9	381.5	156.6	61.3	34.0	1100.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	53.6	10.0	30.0	42.3	7.5	0.0	0.0	512.7
4	16.0	19.3	18.9	17.2	13.1	7.3	8.0	8.4	9.7	16.7	13.0	13.3	160.9
5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	---
6	21.8	24.0	26.7	28.4	29.4	26.7	25.4	25.4	24.8	24.8	23.1	21.4	25.1
7	9.9	10.8	12.7	14.5	16.3	17.1	16.2	16.1	15.9	14.4	11.8	10.4	13.8
8	104.0	138.7	201.5	236.2	234.7	192.6	145.6	154.3	136.2	116.7	108.3	94.6	1863.4

FUENTE: Instituto de Astronomía y Meteorología de la Universidad de Guadalajara.

NOTA: En la primera columna aparecen los números del 1 al 8, que indican lo siguiente:

- 1.- Precipitación pluvial media en milímetros.
- 2.- Precipitación pluvial máxima en milímetros.
- 3.- Precipitación pluvial mínima en milímetros.
- 4.- Promedio de días despejados.

- 5.- Las letras indican la dirección de los vientos dominantes y el número indica su velocidad en Km/Hr.
- 6.- Temperatura máxima promedio en grados centígrados.
- 7.- Temperatura mínima promedio en grados centígrados.
- 8.- Evaporación total en milímetros.

C A P I T U L O I V

CALCULO Y DISEÑO DE LA RED

- 1.- Sistema de Alcantarillado
- 2.- Cálculo de Caudales
 - a) Aguas negras
 - b) Aguas pluviales
- 3.- Proyecto de Redes
- 4.- Cálculo de Redes.

4.1. SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Como consecuencia del desarrollo de las localidades urbanas en las que sus servicios, iniciados con un precario abastecimiento de agua potable, van satisfaciendo sus necesidades a base de obras escalonadas para lograr un equilibrio económico entre las erogaciones y las recuperaciones, paralelamente se plantea el problema del desalojamiento de las aguas servidas; desde ese momento, se requiere la construcción de una red de conductos para la eliminación de las aguas negras que produce la población a la cual se designa con el nombre de "Alcantarillado Sanitario o Alcantarillado para Aguas Negras".

Para darnos una idea general del problema, hablaremos brevemente de las aguas residuales.

Las aguas residuales son fundamentalmente las aguas de abastecimiento de una población, después de haber sido impurificada por diversos usos. Resultan de la combinación de los líquidos o desechos arrastrados por el agua, procedentes de las casas habitación, edificios comerciales, industriales y las aguas subterráneas, superficiales o de precipitación que pueden agregarse.

Las aguas residuales son originadas por:

- a) Desechos humanos y animales. Los primeros se incorporan a las aguas directamente, y los segundos van a dar a las alcantarillas al ser lavadas en el suelo.
- b) Desperdicios caseros. Proceden del lavado de ropa, baño, cocina y limpieza.

- c) Agua de lavado de las calles y corrientes pluviales. Las aguas de lluvia al correr arrastran tierra y basura que se acumulan en las calles, en algunos casos, esta agua se incorpora al sistema de alcantarillado, formando una parte bastante considerable de las aguas residuales.
- d) Infiltraciones de aguas subterráneas. El sistema usado para coleccionar las aguas residuales, en muchas ocasiones queda debajo del nivel de los mantos de agua subterránea, especialmente cuando dicho nivel es muy alto a causa de un régimen lluvioso abundante. Debido a que las juntas entre secciones de tubería, que forman el sistema colector, no quedan perfectamente ajustadas, existe siempre la posibilidad de que se filtre el agua subterránea.
- e) Desechos industriales. Son los productos de desperdicio en los procesos fabriles, que deben ser sometidos a estudios para ver la conveniencia de incorporarlos o no al sistema colector de aguas residuales.

Posteriormente se adiciona, si es necesario, a ese sistema, el llamado "Alcantarillado Pluvial" que desalojará las aguas de lluvia, cuando la población esté ya capacitada económicamente, para evitar daños y molestias que ocasiona el escurrimiento superficial de las precipitaciones pluviales.

El alcjamiento de las aguas negras y pluviales de una localidad se resuelve en general en forma separada; de acuerdo con lo establecido por la Ley Federal de Aguas, las primeras deben someterse a un tratamiento y las segundas, - cuyos volúmenes son mucho mayores, únicamente deben de ser desalojadas.

El alcantarillado, sistema a base de tubos o conductos ordinariamente cerrados de sección circular, y que por lo general van enterrados, se usó para conducir aguas residuales, ya desde la prehistoria. Efectivamente, se han encontrado restos de estos tubos o conductos en las ruinas de ciudades prehistóricas de Creta o Asiria. Roma también -- los tuvo, usándolos además para aguas pluviales.

Otra de las formas utilizadas para eliminar los residuos, era la de depositarlos en las calles y esperar a que fueran arrastrados por las aguas de lluvia, para lo cual sí había conductos que servían de desagüe pluvial pero que también arrastraban gran cantidad de materia orgánica.

Durante la Edad Media, prácticamente se desconoció -- el alcantarillado, no obstante que seguían existiendo albañales para lluvia. Parece ser que con el transcurso del -- tiempo, se llegó a reconocer que servía mejor a la sanidad pública, el permitir usar los desagües pluviales como medio de llevar fuera de las casas los excrementos humanos. Y -- así los primitivos desagües de lluvia se convirtieron en -- cloacas combinadas, que transportaban a la vez agua de lluvia y los residuos de las casas fuera del área habitada.

El desarrollo del suministro de agua tuvo un gran papel en el mayor empleo de redes de recolección y a la vez -- de utilización de retretes de agua corriente. Los retretes con fosa que eran muy comunes y que frecuentemente se -- desbordaban, ocasionando malos olores y constituyendo un -- gran peligro de contaminación de las aguas subterráneas, -- han sido prohibidos a menudo en las grandes ciudades, imponiéndose el sistema de agua conducida.

La introducción de alcantarillados en las comunida--

des no dió la solución completa al problema de los residuos. Estas desagradables y peligrosas materias eran descargadas en las corrientes de agua, donde se descomponían, dando origen a incomodidades y peligro para las poblaciones situadas aguas abajo.

Se consideró, pues necesario tratar o someter las -- aguas residuales a algún proceso con el cual se eliminara -- todos aquéllos malos olores y materias orgánicas peligrosas o bien disminuirlas en una proporción tal que ya no constituyeran un peligro al disponerlas.

Hay muchas ciudades y poblaciones, en nuestro país, -- que no sintiendo la necesidad de tratar las aguas residuales, y ante la ausencia de leyes o medios coactivos apropiados hechan a perder la belleza de las corrientes de agua, -- las hacen inútiles para una gran variedad de finalidades y lo que es más importante, ponen en peligro las vidas humanas.

En un principio, para la construcción de los sistemas de alcantarillado se usaban tuberías o ductos de arcilla, de plomo vaciado y de madera vaciada; estos tipos de tubería no satisfacían los requerimientos de encausar las -- aguas residuales ya que unas resultaban quebradizas y otras cara. En el siglo XVII se hicieron los primeros ensayos con tubería de fierro fundido, mismos que tuvieron éxito -- aunque resultaba cara y solamente a mediados del siglo ---- XVIII empezaron a ser baratos para perduración e inmunidad contra roturas y escapes, ventajas que le permitieron ser -- usadas casi universalmente.

A medida que ha transcurrido el tiempo, se han llegado a obtener productos para la construcción de ductos de al

cantarillado que han abaratado el costo de dichas obras, haciendo que su uso se considere como obra indispensable en toda comunidad. El producto más usado, por su costo relativamente bajo, y por cumplir eficazmente con su finalidad es el concreto, con el cual se fabrican, actualmente dos tipos de tubos: tubos de concreto simple con diámetros de 10 cms., hasta 45 cms., y tubos de concreto reforzado con acero que son los de más de 45 cms., de diámetro, llegando incluso a fabricarse en el lugar (in situ) cuando el diámetro es muy grande.

TIPOS DE SISTEMA DE SANEAMIENTO

Los sistemas de saneamiento pueden proyectarse como un sistema independiente de alcantarillas y un sistema para la evacuación de las aguas de lluvia por separado; como un sistema de alcantarillas o atarjeas combinadas; o como un sistema que comprenda alcantarillas independientes para agua de lluvia y conductos combinados.

El sistema independiente (unitario o separativo), es el que conduce el cien por ciento de agua residual o el cien por ciento de agua pluvial. Este sistema es aconsejable en los siguientes casos:

a) Cuando las aguas negras sanitarias tengan que concentrarse en un sólo punto como una instalación de tratamientos de dichas aguas y se dispone de otros medios para la evacuación de las aguas de lluvia.

b) Cuando la topografía ofrezca pocas pendientes y haya que hacer grandes excavaciones para establecer un sistema de evacuación combinado.

c) Cuando las alcantarillas del sistema independiente tengan que colocarse a una profundidad mayor que la necesaria para evacuar aguas de lluvia.

d) Cuando las áreas que hay que drenar son reducidas y con pendiente suficiente, facilitándose el escurrimiento de agua de lluvia por la superficie de las calles hacia una corriente natural.

e) Cuando existe un sistema que pueda utilizarse para evacuar aguas negras sanitarias, pero que no tienen capacidad suficiente para conducir al mismo tiempo las aguas de lluvia.

f) Cuando el sub-suelo es lo suficiente permeable, - como para permitir la infiltración de una gran cantidad de agua en un lapso de tiempo relativamente corto, de esta forma el agua pluvial es descargada directamente al sub-suelo por los registros que a la vez funcionan como pozos de absorción.

El sistema semicombinado: es el que conduce por un sistema un cien por ciento de agua residual más un porcentaje de agua pluvial y por otro el resto de agua pluvial que es descargada al sub-suelo de la misma forma que un sistema separativo.

El sistema combinado: este sistema conduce la totalidad del agua residual más la totalidad del agua pluvial, -- puede recurrirse a este sistema en las siguientes condiciones:

a) Cuando tanto las aguas negras como las aguas de lluvia tienen que ser elevadas por medio de equipos de bom-

bas.

b) Cuando la zona que se va a sanear es muy densamente poblada y hay poco espacio para establecer dos redes de conducción.

c) Cuando ya existe o hay que construir un sistema para la evacuación de las aguas de lluvia y la cantidad adicional de aguas negras sanitarias constituyen un porcentaje muy pequeño del gasto máximo.

d) Cuando no haya consideraciones del tipo higiénico que prohiban la descarga de aguas combinadas, en el mismo drenaje.

La construcción de un sistema combinado revela un cierto grado de complicaciones para los usuarios, por una parte, los olores de los sistemas combinados pueden ser molestos en las épocas de tiempo de lluvia; desequilibrio de la hidrología al descargar el agua del sub-suelo; e incrementar los costos de tratamiento de agua residual, al aumentar el volumen de agua a tratar con el agua pluvial.

La tendencia actual es preferir la construcción de sistemas independientes con un amplio margen de capacidad adicional, para recoger la inestabilidad de aportaciones que han de producir en el futuro.

Por lo tanto, tomando en cuenta los puntos anteriores, y de acuerdo a las características que presenta la población favorecida; se optará por utilizar el sistema que conduzca exclusivamente aguas residuales domésticas (negras) excluyendo aguas pluviales, o sea un "Sistema Separado".

La razón por la cual se escogió este tipo de red obedece a imperativos del orden económico, pues en una red combinada, los volúmenes que rigen el diseño son los pluviales y éstos son altos comparados con los residuales. Y si pensamos que los volúmenes residuales serán los que ocupen la red, la mayor parte del tiempo, podemos aceptar las molestias del escurrimiento de las aguas pluviales por las cañales (hecho posible debido a la topografía) por la economía de la obra. Además si se piensa instalar una planta de tratamiento de aguas negras, ésta saldría más costosa si se consideran los volúmenes de aguas pluviales.

4.2. CALCULO DE CAUDALES.

4.2. a) AGUAS NEGRAS

Como ya habíamos mencionado, las aguas residuales dependerán en gran manera del agua suministrada. Aunque las aguas residuales pueden variar con respecto al agua consumida, generalmente se supone que la proporción media del volumen de la misma es igual a la consumida. Tendremos pues, que conocer esa dotación o suministro de agua a la población para poder valorizar los gastos que escurrirán por la red de alcantarillado. Para conocer la dotación tomaremos en cuenta los factores que la determinan y los cuales son:

a) Doméstico.- Incluye el suministro de agua a las casas, hoteles, instituciones, comercios, etc., para uso sanitario, culinario, bebida, lavado, baño y otros. Su consumo varía de acuerdo con las condiciones de vida de los consumidores.

b) Industrial normal.- Cuando las poblaciones son relativamente pequeñas y su medio de subsistencia no es industrial, pero sin embargo cuenta con pequeñas industrias.

c) Clima.- Las condiciones climáticas que imperan en la zona a la cual pertenece la población que se dotará de agua, son un factor que influye en la cantidad de agua suministrada. En regiones áridas o donde los veranos son calurosos, y secos, el uso doméstico se verá incrementado por un mayor número de baños, viéndose también afectado el uso público. Por otra parte, en climas fríos puede que el agua se malgaste dejándola correr en los grifos para evitar que se congele en las tuberías con el consiguiente rompimiento de las mismas.

d) Densidad de población.- Resulta lógico que una población mientras más habitantes tenga (densidad de población), tendrá más servicios públicos, más comercios, más industrias, más instituciones culturales, etc., y todo esto aunado a un sentido de la higiene y salubridad más desarrollado, mientras más alto esté el nivel cultural, será un factor que influya en el suministro de agua a una población.

e) Desperdicios y fugas.- En este renglón se considera un 40% de la dotación total.

4.2.1. DOTACION DE AGUA POTABLE

Para estos efectos la tabla siguiente muestra las dotaciones en función del clima y del número de habitantes considerando la de la población de proyecto.

POBLACION DE PROYECTO (No. de habitantes)	TIPO DE CLIMA		
	CALIDO	TENPLADO	FRIO
	Dotaciones (Lts/Hab/Día)		
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
De 150,000 ó más	350	300	250

Las dotaciones anteriores deben ajustarse a las necesidades del lugar, a sus posibilidades físicas, económicas, sociales y políticas de acuerdo con el estudio de factibilidad - que se realice de cada localidad.

Finalmente el suministro o dotación de agua potable quedará como sigue:

De la tabla la Dotación será de = 150 Lts/Hab/Día.

De esta forma se estima que el gasto medio de agua - potable en litros por habitante y por día; es de 150 y que la aportación de aguas negras al alcantarillado sanitario es del 80% (120 Lt/Hab/Día). Sin embargo, a su vez, habrá que tomar en cuenta aportaciones por infiltraciones de aguas subalveas dada la cercanía del Lago y de posibles conexiones no controladas o clandestinas difíciles de determinar; por lo tanto, tomaremos un 40% (48 Lt/Hab/Día) de infiltración, así pues la dotación de aportación de aguas residuales será de 168 Lt/Hab/Día.

Para evitar el escurrimiento superficial de aguas negras debido a la incapacidad de los conductos, así como la incorporación de las mismas a cauces abiertos que transpor-

ten agua para diferente uso, deberá tenerse en cuenta la población tributaria y la aportación unitaria de aguas negras procedente, con objeto de determinar el caudal de éstas que debe conducir el sistema de alcantarillado hasta el lugar - de su disposición final.

La cuantificación del gasto medio de aguas negras se hará en función: de la longitud acumulativa de tuberías -- tributarias o del área acumulativa servida; y considerando como aportación de aguas negras del 75% al 80% de la dotación de agua potable.

4.2.2. GASTO MEDIO DIARIO

Las expresiones que nos dan el valor del Gasto Medio Diario, el día de máximo desecho son:

$$Q_{med} = (A_p L D_L) / 86,400$$

$$Q_{med} = (A_p A D_a) / 86,400$$

Donde:

A_p = Aportación específica o unitaria de aguas negras en Lts/Hab./Día.

L = Longitud, en kilómetros, acumulativa servida hasta el punto considerado en el recorrido del conducto.

A = Área, en hectáreas, acumulativa servida.

D_L = Densidad de población, en Hab/Km².

D_a = Densidad de población, en Hab/Ha.

También la expresión:

$$Q_{med} = \frac{0.75 A_p N}{86,400}$$

Donde:

A = Aportación específica en Litros por Habitantes -
por Día.

N = Número de habitantes.

4.2.3. GASTO MINIMO

Se ha aceptado ya como cuantificación práctica del - Gasto Mínimo probable de aguas residuales domiciliarias por conducir, la descarga de un excusado que es de 1.5 litros - por segundo; en la inteligencia de que además, se considera rá de acuerdo al diámetro del tubo o del conducto receptor, el número de descargas simultáneas al sistema, con la si-
guiente suposición:

Diámetro (cms.)	Nº. descargas simultáneas	Aportación por descarga. (L.P.S.)	Gasto Mínimo Aguas negras (L.P.S.)	Tirante míni mo especificado (cm.)
20	1	1.5	1.5	5.00
25	1	1.5	1.5	6.25
30	2	1.5	3.0	7.50
38	2	1.5	3.0	9.50
45	3	1.5	4.5	11.25
61	5	1.5	7.5	15.25
76	8	1.5	12.0	19.00
91	12	1.5	18.0	22.75
107	17	1.5	25.5	26.75
122	23	1.5	34.5	30.50
152	30	1.5	45.0	
183	38	1.5	57.0	
213	47	1.5	70.5	
244	57	1.5	85.5	

Estos gastos mínimos, son siempre menores que los --
considerados por la expresión:

$$Q_{\min.} = 0.5 Q_{\text{med.}}$$

4.2.4. GASTO MINIMO INSTANTANEO

Para la estimación del Gasto Máximo Instantáneo, base para calcular los diámetros de los conductos en forma -- adecuada, se afecta por un coeficiente "M" al gasto medio -- del día de máximo desecho, donde:

$$Q_{\text{max. inst.}} = M \cdot Q_{\text{med.}}$$

Cuando la población servida sea menor de 182,250 --- usuarios, las expresiones que nos dan el valor de "M" son - indistintamente de acuerdo con Harmon:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \left(\frac{L \cdot Dd}{1000}\right)^{1/2}}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \left(\frac{A \cdot Dd}{1000}\right)^{1/2}}$$

Donde:

M = Coeficiente de variación del Gasto Máximo.

P = Población servida en miles de usuarios.

Por lo tanto:

$$Q_{\text{max. inst.}} = M Q_{\text{med.}}$$

Cuando la población servida sea igual o superior a los 182,250 usuarios, el coeficiente "M" tendrá el valor fijo de 1.80, por lo que:

$$Q_{\max. \text{ inst.}} = 1.80 Q_{\text{med.}}$$

4.2.5. GASTO MAXIMO EXTRAORDINARIO

En función de este gasto se determina el diámetro -- adecuado de los conductos y su valor debe calcularse considerando un margen de seguridad previniendo los excesos en las aportaciones que puede recibir la red por concepto de -- aguas pluviales domiciliarias, o bien negras, producto de -- un crecimiento demográfico "explosivo".

Los valores de este coeficiente de seguridad varían de 1.00 a 2.00. En los proyectos se utiliza el valor de -- 1.5 ya que las aguas pluviales deben eliminarse por un Sistema Separado o por uno combinado de acuerdo con las posibilidades económicas y necesidades de la localidad.

Por lo tanto:

$$Q_{\max. \text{ ext.}} = C_{\text{seg.}} Q_{\max. \text{ inst.}} \quad \text{ó}$$

$$Q_{\max. \text{ ext.}} = 1.5 Q_{\max. \text{ inst.}}$$

4.2.6. DETERMINACION DEL DIAMETRO Y PENDIENTE ADECUADA

Deberá seleccionarse el diámetro de las tuberías de manera que su capacidad sea total, que al Gasto Máximo Extraordinario, el agua escurra sin presión a tubo lleno y -- con un tirante para gasto mínimo que permita arrastrar las partículas sólidas en suspensión, debiendo como mínimo al--

canzar ese tirante el valor de un centímetro en casos excepcionales y en casos normales 1.5 cms. Lo anterior se logra aplicando lo que a continuación sigue:

Se empleará la Fórmula de Manning para calcular la velocidad del agua en las tuberías cuando trabajen llenas, utilizando además, las Relaciones Hidráulicas y Geométricas de esos conductos, al operar parcialmente llenos, (Ver figura No. 1). La expresión algebraica de la Fórmula de Manning es:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

En donde:

V = Velocidad media de escurrimiento, (m/seg.)

n = Coeficiente de rugosidad

R = Radio Hidráulico (mt)

S = Pendiente geométrica o hidráulica del conducto, expresada en milésimas.

El valor de "n" que debe emplearse en la fórmula de Manning es de 0.013 para tubos de concreto prefabricado y de 0.016, cuando el tubo es colado en el lugar.

PENDIENTE

Las pendientes de las tuberías deben ser tan semejante como sea posible a las de terreno con objeto de tener excavaciones mínimas pero tomando en cuenta lo siguiente:

CASOS NORMALES

Para Gasto Mínimo.- Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm/seg. a tubo lle-

no.

Para Gasto Máximo.- Se acepta como pendiente máxima aquélla que produce una velocidad máxima de 3.00 m/seg. funcionando lleno el conducto.

CASOS EXCEPCIONALES

Para Gasto Mínimo.- En el escurrimiento del Gasto - Mínimo consignado en la tabla que antecede (sub-inciso ---- 4.2.3.) la pendiente mínima de los conductos debe ser la -- que produce una velocidad de 30 cm/seg. con un tirante ---- igual o mayor de 1 cm., por lo cual, sólo podrá conducirse como máximo el gasto que escurra con esa pendiente a una ve locidad máxima de 3.00 m/seg.

Para Gasto Máximo.- Si el escurrimiento del Gasto - Máximo que es necesario desalojar no se verifica a tubo llo no, sino a "tubo parcialmente lleno", la pendiente máxima - debe ser la que produzca una velocidad de 3.00 m/seg. a "tu bo parcialmente lleno".

El objeto de establecer límites para la pendiente es evitar, hasta donde sea posible, la construcción de estructuras de caída que además de encarecer notablemente las --- obras, proporcionan la producción del gas hidrógeno sulfuroso, que destruyen el concreto de los ductos y aumenta los malos olores de las aguas negras.

DIAMETRO MINIMO Y MAXIMO PERMITIDO

Los diámetros mínimo y máximo permitidos en un alcantarillado sanitario, los fijan las consideraciones que se hacen en los renglones siguientes:

DIAMETRO MINIMO

La experiencia en la conservación y operación de estos Sistemas a través de los años, ha demostrado universalmente que el diámetro mínimo que deben tener las tuberías, -atendiendo a evitar las frecuentes obstrucciones de ellas,- es el de 20 (veinte) cms.

DIAMETRO MAXIMO

El diámetro máximo de las tuberías por emplear, está prácticamente regido por los dos puntos siguientes:

- 1° Capacidad necesaria del conducto.
- 2° Características topográficas del tramo en que pretenda instalarse la tubería.

El primero determina el diámetro en función del resultado de un estudio comparativo de costos, conjugando los de adquisición e instalación de la tubería.

El segundo determina el diámetro en función de la capacidad de conducción requerida, tomando en cuenta los desniveles disponibles u obligaciones y considerando de carácter secundario el costo total del conducto instalado.

4.2.7. PROFUNDIDADES DE INSTALACION DE LOS CONDUCTOS

Las profundidades a las cuales se instalan las tuberías deben estar comprendidas dentro del ámbito de la mínima y la máxima.

La profundidad mínima debe satisfacer dos condicio--

nos:

1) El colchón mínimo necesario para evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas, que en general - para tuberías con diámetros hasta de 45 cms. se aceptará de 90 cms. y para diámetros mayores, de 1.00 a 1.50 mts.

2) Que permita la correcta conexión de las descargas domiciliarias al alcantarillado municipal aceptando que ese albañal exterior, tendrá como mínimo una pendiente geométrica de 1% y que el registro interior más próximo al parámetro del predio, tenga una profundidad mínima de 60 cms.

La profundidad máxima de los ductos es función de la topografía del lugar, puesto que los sistemas deben proyectarse, en lo posible para el escurrimiento de las aguas negras se efectúe por gravedad, para determinarla, además se deberán tomar en consideración los dos criterios siguientes:

1) Tipo, características y resistencia de las tuberías, clase del terreno en que se instalen y clase de cámara que les servirá de apoyo.

2) Evitar que se presenten dificultades originadas por la cohesión del terreno en el cual se aloje el conducto y que éstas hagan necesaria, para economía en el costo de las excavaciones, la instalación de atarjeas laterales que descarguen al pozo de visita más cercano las aportaciones de las descargas domiciliarias.

La determinación de la profundidad máxima de la instalación debe hacerse mediante un estudio económico comparativo entre el costo de instalación del conducto principal -

con sus albañales correspondientes, y el de atarjea o atarjeas laterales, incluyendo los albañales respectivos; no obstante, la experiencia ha demostrado que hasta 4.00 mts. de profundidad el conducto principal puede recibir directamente los albañales de las descargas y que a profundidades mayores (en aquéllos casos en que técnicamente sea indispensable una mayor profundidad) resulta más económico el empleo de atarjeas laterales.

4.2.8 ANCHO DE ZANJA

Todas las tuberías deben instalarse en "Condición de Zanja", debiendo ser ésta de paredes verticales como mínimo hasta el lomo del tubo y con un ancho de acuerdo con lo especificado por la teoría de Marston.

Los anchos mínimos de zanjas necesarios para la instalación de las tuberías que según la magnitud de su diámetro satisfacen lo anterior se obtiene de la ecuación siguiente:

$$B = \frac{3}{2} (\emptyset) + 30 \text{ cm.}$$

En donde:

B = Es el ancho mínimo especificado.

\emptyset = Diámetro del tubo en centímetros.

Es indispensable que a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente como máximo el "ancho de zanja" -- que se obtiene de la ecuación; pero a partir de este punto puede dársele a sus paredes el talud que se haga necesario-

para evitar el empleo de ademe. Si la Secretaría autoriza el empleo de un ademe provisional el "ancho de zanja" deberá ser igual al indicado con la ecuación anterior más el ancho que ocupe el ademe.

4.2. b) AGUAS PLUVIALES

Las condiciones y restricciones son las mismas para la conducción del agua de lluvia a los de las aguas residuales domésticas, por lo tanto así mismo se aplicarán.

Para evaluar el gasto probable a conducir tomamos el método racional cuya fórmula es:

$$Q = \frac{AIR}{3600}$$

Donde:

- Q = Caudal en litros por segundo.
- A = Superficie en metros cuadrados.
- I = Coeficiente de escurrantía correspondiente.
- R = Cantidad de agua en milímetros por hora.

La constante 3600 es el número de segundos que equivalen a una hora.

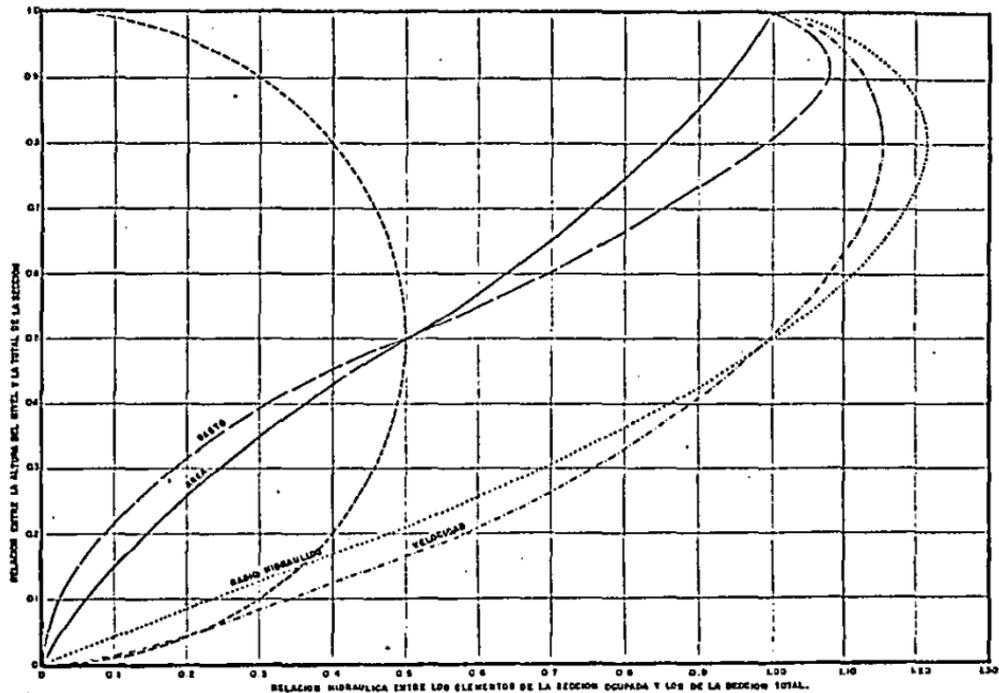
Hay que definir perfectamente el coeficiente de escurrantía, que depende en gran parte de la impermeabilidad del terreno por el que el agua circula. Hay ocasiones y personas que lo denominan asimismo como el tanto por ciento de impermeabilidad.

Los coeficientes más frecuentes usados son los dados

por Kuichling cuya tabla reproduzco:

TIPO DE SUPERFICIE	COEFICIENTE
Pavimento de asfalto en buen estado	0.85 — 0.90
Techo impermeable	0.70 — 0.95
Empedrado con juntas cementadas impermeables	0.75 — 0.85
Empedrado con juntas no cementadas	0.50 — 0.70
Pavimento de bloque inferior con juntas no - cementadas.	0.40 — 0.50
Caminos de Macadam	0.25 — 0.60
Carreteras y paseos con calzada de grava	0.15 — 0.30
Jardines y prados de terreno natural	0.05 — 0.25

Para la aplicación de estos coeficientes tiene que -
ver también en qué porcentaje se encuentran distribuidas --
las diferentes superficies a lo largo de las alcantarillas.



4.3 PROYECTO DE REDES

Las etapas que comprende el proyecto de una red de alcantarillado son:

INVESTIGACIONES PRELIMINARES.- Tales como el mapa oficial - actualizado de la localidad, estimación con exactitud del - gasto de aguas residuales y definición de las zonas que van a beneficiarse con el servicio. Así mismo deberá localizarse el sitio donde se evacuarán las aguas de desecho y la forma misma de hacerlo. Tan importante como las investigaciones anteriores lo son las referentes a los suministros - tanto de materiales como de personal calificado y técnico, - dándonos una idea basada en la realidad del costo y facilidad de construcción.

RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO.- Mismo que nos situará todos - los obstáculos que tendremos que salvar tales como líneas - de conducción de agua potable, líneas telefónicas y eléctricas subterráneas, para en lo posible evitar la interrupción de cualquiera de los servicios a la hora de los trabajos - constructivos. De la misma manera conocer los tipos de materiales que encontraremos y poder definirlos y localizarlos de tal modo que no surjan problemas constructivos en la obra por falta de datos eficaces.

Estos últimos se logran por medio de sondeos que a su vez nos mostrarán también la profundidad del manto freático y que nos permitirán prever y actuar de acuerdo a la problemática que se nos enfrenta.

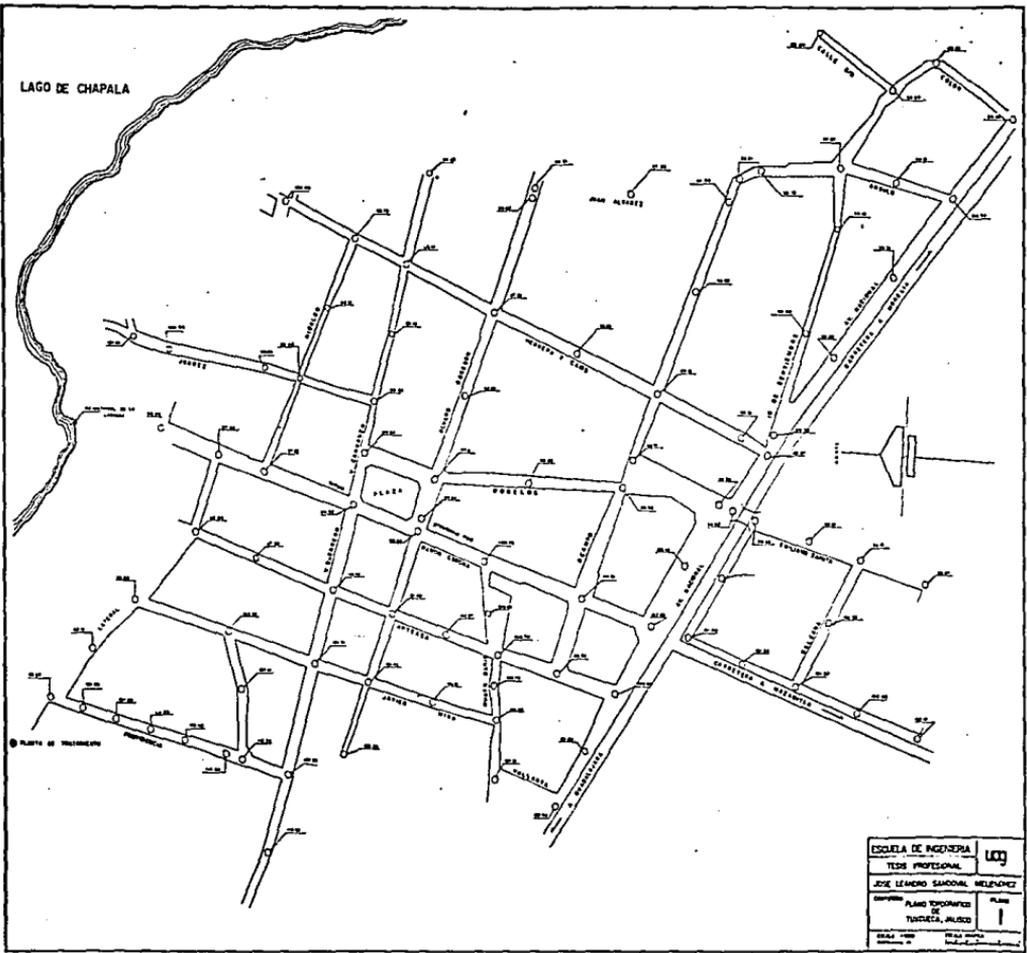
LEVANTAMIENTO DEL MAPA.- Para acotar las distancias, señalar las curvas de nivel, hacer notar el tipo de pavimento - de las diferentes calles, marcar jardines, escuelas, edifi-

cios públicos, etc.

DISPOSICION DE LA RED.- Directamente sobre el mapa se tantea la disposición de las alcantarillas, marcando su trazo sobre las diferentes calles de la zona servida. Se dibujarán flechas indicando el sentido de la corriente, el cual - para la mayoría de los casos es similar a la pendiente natural del terreno, llegando a una confluencia las alcantarillas secundarias en las partes bajas donde se sitúan los colectores o alcantarillas principales. En los lugares llanos o colinas pronunciadas puede pensarse en la conducción hasta ciertos puntos propicios de donde se les eleve a una cota alta, evitando así muchas cloacas profundas.

Una vez terminado el tanteo de disposición de las alcantarillas se deberán situar los pozos de visita los cuales estarán siempre en las intersecciones de las alcantarillas, en los cambios de pendiente o de tamaño y dirección de la tubería y en los tramos rectos de las líneas a distancias no mayores de las especificadas.

LAGO DE CHAPALA



ESCUELA DE INGENIERIA		UNAM
TECNICO PROFESIONAL		
JOSE LEMERO SANCHEZ MELLENCHET		
PLANO TOPOGRAFICO		
DE		
TURQUETA, JALISCO		
Escala 1:1000		
Fecha de levantamiento		

4.4 CALCULO DE REDES

DATOS DE PROYECTO PARA EL CALCULO
DE LA RED DE ALCANTARILLADO

La información básica que se utiliza para la elaboración del cálculo del presente proyecto, es la siguiente:

Población de proyecto	5,000	Hab.
Dotación específica	150	Lts/Hab/día
Aportación de aguas negras	80	%
Coefficiente de Harmon	3.245	- - -
Gasto medio	6.944	Lt/seg.
Gasto mínimo	3.472	Lt/seg.
Gasto máximo	22.53	Lt/seg.
Longitud total de la línea	7,477	Mts.
Gasto máximo unitario	0.003013	Lt/seg/mt.
Gasto mínimo unitario	0.000464	Lt/seg/mt.

FORMULAS UTILIZADAS

$$Q_{med.} = \frac{0.80 (D.E.) (No. de Hab.)}{86,400}$$

$$Q_{min.} = 0.5 Q_{med.}$$

$$Q_{max. inst.} = M \cdot Q_{med.} ; M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

$$q_{max. unit.} = \frac{Q_{max. inst.}}{Long. total}$$

$$q_{min. unit.} = \frac{Q_{min.}}{Long. total}$$

TRAY	CALLE	UBICACION	LONG.	Q. Max.	D. Max. Ancho	Q. Min.	V. Fin. Ancho Calc. Expec.	CT. LL.	V real	V real	S	DIAMETRO COMERCIAL	V.T. LL.	V. Min.	V. Real	COTA DE ESPESOR	COTA DE PLANTELITA	PROFUNDIDAD	TIPO DE TIRANTE A V. Fijo.	VALOR DE ESPESOR	VALOR DE TIPO
									0.97 LL.	0.97 LL.											
1-2	Avenida Corona	sin nombre - Galeana	127	0.18	0.30	0.06	0.06	1.5	27.44	0.01	0.74	7	20	0.87	0.39	0.21	102.01	100.81	1.19	3.60	90.46
2-3	Galeana	Avenida Corona-E. Zapata	125	0.18	0.76	0.06	0.12	1.5	45.21	0.02	0.32	19	20	1.44	0.55	0.46	100.35	99.19	1.16	2.25	87.00
4-3	E. Zapata	Orilla - Galeana	66	0.20	0.20	0.01	0.03	1.5	29.19	0.01	0.25	5	20	0.74	0.36	0.18	99.31	98.17	1.14	3.60	45.14
3-5	E. Zapata	Galeana-Av. Nacional	100	0.23	1.28	0.05	0.20	1.5	20.74	0.06	0.49	4	20	0.74	0.35	0.32	99.02	97.79	1.23	1.60	79.70
2-6	Avenida Corona	Galeana - Av. Nacional	111	0.23	0.33	0.05	0.05	1.5	23.19	0.01	0.25	5	20	0.74	0.36	0.18	101.28	100.11	1.17	3.60	77.92
6-5	Av. Nacional	Rufo Corona-Miliciano Zapata	121	0.36	0.70	0.06	0.11	1.5	44.00	0.02	0.32	18	20	1.40	0.53	0.45	99.94	98.70	1.24	2.25	90.02
5-7	E. Zapata	Av. Nacional-Av. Nacional	23	0.07	2.05	0.01	0.32	1.5	27.44	0.07	0.52	7	20	0.87	0.29	0.45	98.75	97.49	1.26	2.25	17.39
8-7	Av. Nacional	Herrera y Cairo-E. Zapata	58	0.17	0.17	0.03	0.03	1.5	31.86	0.00	0.05	25	20	1.65	0.43	0.68	99.15	98.14	1.21	2.25	42.11
7-9	E. Zapata	Av. Nacional-90. Nacional	14	0.04	2.27	0.01	0.35	1.5	20.74	0.11	0.44	4	20	0.64	0.35	0.42	98.61	97.38	1.23	3.60	10.31
10-9	Av. Nacional	Av. Nacional-E. Zapata	124	0.37	0.37	0.06	0.06	1.5	56.81	0.01	0.24	30	20	1.81	0.49	0.43	100.48	99.24	1.22	2.25	90.77
10-11	E. Zapata	Av. Nacional-Cajero	92	0.28	2.92	0.04	0.45	1.5	20.74	0.14	0.70	4	20	0.64	0.35	0.46	98.50	97.19	1.33	3.60	73.42
10-13	Cajero	Rufo Corona-Herrera	104	0.31	0.31	0.05	0.05	1.5	54.88	0.01	0.24	28	20	1.75	0.46	0.47	100.03	98.74	1.29	2.25	49.50
10-15	Mercado	Alvaro Obregón-Pozo No. 15	92	0.28	0.28	0.04	0.04	1.5	20.74	0.01	0.24	4	20	0.64	0.35	0.36	99.97	97.73	1.25	3.60	49.00
10-13	Mercado	Rufo No. 15-Cajero	93	0.28	0.56	0.04	0.09	1.5	20.74	0.03	0.38	4	20	0.64	0.35	0.25	99.69	97.36	1.34	3.60	74.77
10-14	Cajero	Miliciano Zapata-Herrera y C.	25	0.03	0.95	0.21	0.15	1.5	21.41	0.04	0.43	6	20	0.81	0.40	0.35	98.48	97.27	1.40	3.60	21.00
10-16	Cajero	Miliciano Zapata-Herrera y C.	62	0.19	4.05	0.03	0.42	1.5	20.74	0.20	0.79	4	20	0.66	0.35	0.52	96.27	94.89	1.38	3.60	31.34
10-17	Herrera y C.	Av. Nacional-Pozo No. 17	29	0.09	0.09	0.01	0.01	1.5	41.49	0.00	0.05	16	20	1.12	0.57	0.07	99.84	98.64	1.20	2.60	20.48
10-16	Herrera y C.	Pozo No. 17-Cajero	89	0.27	0.36	0.04	0.05	1.5	44.00	0.01	0.24	16	20	1.10	0.53	0.34	98.87	97.60	1.28	2.25	16.15
10-20	Cajero	Herrera y Cairo-Pozo No. 20	95	0.29	4.69	0.00	0.77	1.5	20.74	0.23	0.82	4	20	0.66	0.35	0.54	98.06	96.60	1.48	3.60	84.15
10-21	Cajero	Pozo No. 20-Juan Alvarez	85	0.26	4.93	0.04	0.36	1.5	20.74	0.28	0.93	4	20	0.66	0.35	0.55	97.91	96.24	1.65	3.60	84.15
10-23	Av. Nacional	16 de Septiembre-Pozo No. 23	89	0.27	0.77	0.04	0.04	1.5	20.74	0.01	0.24	4	20	0.66	0.35	0.16	99.38	98.17	1.21	2.60	44.41
10-24	Av. Nacional	Pozo No. 23-Pozo No. 24	89	0.27	0.54	0.04	0.04	1.5	20.74	0.03	0.38	4	20	0.66	0.35	0.25	99.07	97.83	1.24	3.60	53.22
10-25	Av. Nacional	Pozo No. 24-Arcadio	89	0.27	0.40	0.04	0.12	1.5	20.74	0.04	0.43	4	20	0.66	0.35	0.28	98.76	97.65	1.11	3.60	59.27
10-25	Av. Nacional	Cafún - Arcadio	89	0.27	0.27	0.04	0.04	1.5	31.12	0.01	0.24	9	20	0.99	0.43	0.24	98.95	97.70	1.25	2.90	66.75
10-27	Arcadio	Av. Nacional-16 de Septiembre	112	0.34	1.41	0.05	0.22	1.5	23.19	0.00	0.49	5	20	0.74	0.36	0.36	98.29	97.00	1.20	3.60	84.67
10-27	16 de Septiembre	H. y Cairo-Av. Nacional	18	0.05	0.05	0.01	0.01	1.5	56.81	0.00	0.05	30	20	1.81	0.49	0.09	99.80	98.65	1.25	2.25	12.42
10-28	16 de Septiembre	Av. Nacional-Pozo No. 28	93	0.28	0.31	0.04	0.05	1.5	27.44	0.01	0.24	7	20	0.87	0.39	0.21	99.21	99.01	1.20	2.90	66.36
10-29	16 de Septiembre	Pozo No. 28-Pozo No. 29	93	0.28	0.61	0.04	0.09	1.5	29.34	0.02	0.32	8	20	0.93	0.42	0.30	98.53	97.31	1.20	2.90	76.36
10-27	16 de Septiembre	Pozo No. 29 - Arcadio	52	0.16	0.77	0.02	0.12	1.5	20.74	0.04	0.43	4	20	0.66	0.35	0.28	98.08	96.87	1.21	3.60	37.57
10-30	Cafún	Av. Nacional-16 de Septiembre	46	0.26	0.26	0.04	0.04	1.5	33.19	0.01	0.24	5	20	0.74	0.36	0.18	99.10	97.90	1.20	3.60	61.92
10-31	16 de Septiembre	Cafún - Calle sin nombre	49	0.15	0.41	0.02	0.06	1.5	32.80	0.01	0.24	10	20	1.04	0.47	0.25	98.48	97.47	1.21	2.80	33.50

TRANS	CALLE	ERIGACION	LONG.	Q. PAS.	Q. PAS. ANCH.	Q. MIN.	Q. MIN. ANCH. CALC.	ANCH. ESPEC.	OT. LL.	Q. PAS. TOTAL	Q. PAS. TOTAL	DIAMETRO (COMERCIAL)	V. T. LL.	V. MIN.	V. PAS.	COTA DE EXISTEN	COTA DE PLANTILLA	PROFUNDIDAD	TIRANTE A V. MIN.	VOL. DE EXCAV. (M ³)	NOVA 2
31-31	Calle s/n.	Orilla-16 de Septiembre	78	0.24	0.24	0.04	0.04	1.5	23.19	0.01	0.24	5	20	0.74	0.36	0.18	99.64	97.43	1.21	2.43	56.3
31-27	16 de Septiembre	Calle s/Anchoy-Ampulo	83	0.25	0.89	0.04	0.14	1.5	25.41	0.04	0.43	6	20	0.81	0.40	0.25	98.21	96.99	1.22	3.65	40.74
31-33	Ampulo	16 de Septiembre-Pozo No. 33	76	0.23	3.30	0.04	0.51	1.5	20.74	0.16	0.72	4	20	0.66	0.35	0.48	98.05	96.61	1.44	3.65	45.46
31-35	Ampulo	Pozo No. 33-Pozo No. 34	21	0.06	1.37	0.01	0.52	1.5	20.74	0.16	0.72	4	20	0.66	0.35	0.48	98.17	96.43	1.74	3.65	21.92
31-23	Ocayo	Ampulo-Juan Alvarez	23	0.07	3.44	0.01	0.53	1.5	35.93	0.10	0.42	12	20	1.14	0.49	0.71	98.01	96.24	1.77	2.65	74.43
31-25	Juan Alvarez	Ocayo-Pozo No. 35	95	0.29	6.67	0.04	1.34	1.5	20.74	0.42	0.96	4	20	0.66	0.35	0.43	97.55	95.83	1.63	3.65	92.91
31-34	Juan Alvarez	Joro No. 25-Alvaro Oregón	95	0.29	8.96	0.04	1.38	1.5	20.74	0.43	0.96	4	20	0.66	0.35	0.43	97.06	95.56	1.50	3.65	85.50
31-14	Alvaro Oregón	Aaón Cerana-Murales	37	0.11	0.31	0.02	0.02	1.5	38.81	0.00	0.05	14	20	1.24	0.53	0.66	99.38	98.18	1.20	2.65	20.4
31-14	Murales	V. Carranza-Alvaro Oregón	73	0.22	0.22	0.03	0.03	1.5	31.12	0.01	0.24	9	20	0.99	0.45	0.24	99.53	98.21	1.29	2.92	56.55
31-33	A. Castell	Murales-Pozo No. 39	77	0.23	0.56	0.04	0.29	1.5	39.34	0.02	0.32	8	20	0.93	0.42	0.30	98.60	97.60	1.00	2.92	55.44
31-19	A. Castell	Pozo No. 39-Mierrera y Cairo	77	0.23	0.80	0.04	0.12	1.5	31.12	0.03	0.24	9	20	0.99	0.45	0.28	98.15	96.95	1.20	2.92	55.44
31-18	M. y Cairo	Ocayo-Pozo No. 18	87	0.26	0.26	0.04	0.04	1.5	20.74	0.01	0.24	4	20	0.66	0.35	0.16	98.08	96.85	1.23	3.10	44.21
31-19	M. y Cairo	Pozo No. 18-Alvaro Oregón	87	0.26	0.52	0.04	0.08	1.5	20.74	0.03	0.48	4	20	0.66	0.35	0.23	97.92	96.77	1.15	3.10	40.83
31-42	V. Carranza	Jalisco Pozo No. 41	61	0.18	0.18	0.03	0.03	1.5	37.40	0.00	0.05	13	20	1.19	0.51	0.66	99.56	98.36	1.20	2.13	41.92
31-42	V. Carranza	Pozo No. 41-M. y Cairo	65	0.20	0.38	0.03	0.06	1.5	35.93	0.01	0.24	12	20	1.14	0.49	0.27	98.79	97.59	1.20	2.13	46.30
31-44	Hidalgo	Jalisco-Pozo No. 44	64	0.20	0.20	0.03	0.03	1.5	20.74	0.01	0.14	4	20	0.66	0.35	0.16	99.20	98.05	1.25	3.13	49.50
31-42	Hidalgo	Pozo No. 49-Mierrera y Cairo	65	0.20	0.39	0.03	0.06	1.5	25.41	0.02	0.27	6	20	0.81	0.40	0.25	98.92	97.72	1.20	3.13	46.80
31-45	M. y Cairo	Orilla - Hidalgo	78	0.24	0.24	0.04	0.04	1.5	27.49	0.00	0.05	52	20	2.38	0.76	0.12	101.34	100.14	1.20	1.83	56.16
31-42	M. y Cairo	Hidalgo-Murales-Carranza	56	0.17	0.80	0.03	0.12	1.5	25.41	0.03	0.38	6	20	0.81	0.40	0.11	98.57	97.37	1.20	2.43	56.16
31-42	V. Carranza	Orilla-Mierrera y Cairo	80	0.24	0.24	0.04	0.04	1.5	40.77	0.01	0.24	19	20	1.28	0.55	0.11	99.01	97.81	1.20	2.43	57.69
31-39	M. y Cairo	V. Carranza-Pozo No. 36	97	0.29	1.71	0.05	0.26	1.5	25.41	0.07	0.33	6	20	0.81	0.40	0.15	98.11	96.91	1.20	3.13	69.84
31-36	A. Castell	M. y Cairo-Pozo No. 36	104	0.31	3.34	0.05	0.52	1.5	31.93	0.09	0.39	12	20	1.14	0.49	0.67	97.24	95.96	1.26	2.65	84.86
CARRANZA DE BORDO																					
31-49	Av. Nacional	Artesa-Vallarta	114	0.34	0.34	0.05	0.05	1.5	20.74	0.02	0.32	4	20	0.66	0.35	0.21	102.60	101.16	1.45	3.40	99.18
31-50	Vallarta	Av. Nacional-Puñán Darío	62	0.19	0.53	0.03	0.08	1.5	40.17	0.01	0.24	15	20	1.28	0.55	0.31	101.89	100.49	1.40	2.60	52.08
31-51	Puñán Darío	Vallarta-Javier Mina	51	0.15	0.68	0.02	0.11	1.5	27.44	0.02	0.32	7	20	0.87	0.29	0.23	101.64	99.84	1.20	2.90	36.72
31-52	Javier Mina	Alvaro Oregón- Pozo No. 53	66	0.10	0.20	0.03	0.03	1.5	20.74	0.01	0.24	4	20	0.66	0.35	0.16	101.28	100.07	1.21	3.43	47.92
31-51	Javier Mina	Pozo No. 53-Rubén Darío	66	0.20	0.40	0.03	0.06	1.5	20.74	0.02	0.32	4	20	0.66	0.35	0.11	101.61	99.81	1.21	3.43	47.92
31-54	Rubén Darío	Javier Mina-Pozo No. 54	30	0.09	1.17	0.01	0.18	1.5	27.74	0.06	0.49	4	20	0.66	0.35	0.12	100.79	99.61	1.18	3.43	21.24
31-55	Rubén Darío	Pozo No. 54-Artesa	27	0.06	1.25	0.01	0.19	1.5	25.41	0.05	0.45	6	20	0.81	0.40	0.36	100.73	99.48	1.26	3.43	20.41
31-56	Artesa	Av. Nacional-Ocayo	61	0.18	0.18	0.03	0.03	1.5	49.24	0.00	0.05	23	20	1.58	0.46	0.58	102.00	100.49	1.32	2.20	48.31

CANTON	CALLE	UBICACION	LONG.	Q. Max.	Q. Min.	Q. Min. Acum.	Q. Min. Calc.	ACUM. Exces.	C.T. LL.	V real V.T. LL.	V real V.T. LL.	S	DIAGNOSTICO CONCENTRACION	V.T. LL.	V. Max	V. Real	COTA DE TERRENO	COTA DE PLANTILLA	PROFUNDIDADES	STANTE A V. NLD.	MOJA	
																					CM. SE	EXCEN. (M)
12-56	Georga	Ruñn Corona-Arteaga	69	0.21	0.23	0.03	-0.03	1.5	20.74	0.01	0.24	4	20	0.66	0.35	0.36	101.44	100.17	1.27	1.60	12.50	
30-55	Arteaga	Cuecapu-Ruñn Darfo	58	0.17	0.57	0.03	0.09	1.5	34.60	0.02	0.32	11	20	1.09	0.43	0.35	101.06	99.72	1.35	2.60	46.99	
37-55	Arteaga	Alvaro Obregón-S. Darfo	112	0.34	0.34	0.05	0.05	1.5	20.74	0.02	0.32	4	20	0.66	0.35	0.21	100.93	99.65	1.28	3.60	86.02	
35-58	Ruñn Darfo	Arteaga-Pozo No. 58	37	0.11	2.27	0.02	0.35	1.5	20.74	0.11	0.64	4	20	0.66	0.25	0.42	100.61	99.33	1.28	3.60	28.42	
36-59	Ruñn Darfo	Pozo No. 58 - Ruñn Corona	45	0.13	2.40	0.02	0.37	1.5	20.74	0.12	0.64	4	20	0.64	0.35	0.44	100.59	99.16	1.43	3.60	38.61	
47-10	Av. Nacional	Arteaga-Ruñn Corona	67	0.20	0.20	0.03	0.03	1.5	20.74	0.01	0.24	4	20	0.66	0.35	0.46	100.49	101.24	1.25	1.60	50.26	
47-12	Ruñn Corona	Av. Nacional-Cuecapu	73	0.22	0.42	0.03	0.04	1.5	34.60	0.01	0.24	11	20	1.03	0.47	0.26	101.52	100.72	1.20	2.00	52.56	
47-13	Ruñn Corona	Cuecapu-Ruñn Darfo	100	0.30	0.72	0.05	0.11	1.5	37.60	0.02	0.22	13	20	1.10	0.51	0.38	101.12	99.69	1.43	2.00	45.60	
47-14	Ruñn Corona	Puñn Darfo-Alvaro Obregón	70	0.21	1.34	0.03	0.51	1.5	35.93	0.09	0.59	12	20	1.14	0.49	0.47	100.18	98.75	1.41	2.60	60.06	
47-15	Alvaro Obregón	Orilla-Javier Mina	67	0.20	0.20	0.03	0.03	1.5	34.60	0.00	0.24	20	20	1.75	0.64	0.42	101.35	101.15	1.20	2.00	48.24	
47-16	Javier Mina	Vicente Guerrero-Alvaro O.	54	0.16	0.16	0.03	0.03	1.5	15.41	0.01	0.24	6	20	0.61	0.40	0.19	101.96	100.36	1.20	2.60	38.88	
47-17	Alvaro Obregón	Javier Mina-Arteaga	63	0.19	0.55	0.03	0.09	1.5	23.19	0.02	0.32	5	20	0.74	0.36	0.35	101.25	100.05	1.20	1.40	45.26	
47-18	Alvaro Obregón	Arteaga-Ruñn Corona	76	0.23	0.78	0.04	0.12	1.5	31.12	0.03	0.38	9	20	0.99	0.45	0.38	100.37	99.17	1.20	2.00	51.20	
47-19	Ruñn Corona	Arteaga-Cuecapu - V. Carranza	69	0.21	16.63	0.03	2.56	3.0	61.36	0.27	0.85	4	30	0.67	0.39	0.74	93.78	98.30	1.49	4.75	77.11	
47-20	V. Guerrero	Escuela - Providencia	70	0.21	0.21	0.03	0.03	1.5	74.07	0.00	0.24	51	20	2.26	0.75	0.57	109.13	107.93	1.20	1.60	50.40	
47-21	Providencia	Vicente - V. Guerrero	47	0.14	0.14	0.02	0.02	1.5	94.69	0.00	0.05	83	20	3.00	0.96	1.15	110.07	108.11	1.96	1.80	35.17	
47-22	V. Guerrero	Providencia-Javier Mina	98	0.20	0.65	0.05	0.10	1.5	78.99	0.01	0.24	56	20	2.51	0.80	0.60	104.54	103.34	1.20	2.00	44.64	
47-23	Javier Mina	Vicente-Vicente Guerrero	89	0.07	0.27	0.04	0.04	1.5	39.80	0.01	0.14	10	20	1.04	0.47	0.25	102.14	100.94	1.20	2.00	44.08	
47-24	Vicente Guerrero	Javier Mina-Arteaga	66	0.20	1.11	0.03	0.17	1.5	64.00	0.03	0.38	18	20	1.40	0.51	0.51	101.10	99.90	1.20	2.00	47.52	
47-25	Arteaga	Alvaro Obregón-Vicente G.	62	0.19	0.19	0.03	0.03	1.5	32.80	0.01	0.24	10	20	1.04	0.47	0.25	100.79	99.59	1.20	2.00	44.64	
47-26	Vicente Guerrero	Arteaga-Ruñn Corona	76	0.23	1.54	0.04	0.24	1.5	45.17	0.04	0.43	15	20	1.28	0.55	0.55	100.21	98.72	1.49	2.60	67.94	
47-27	V. Carranza	Júdice-Isoo No. 18	65	0.14	0.14	0.02	0.02	1.5	20.74	0.01	0.24	4	20	0.66	0.35	0.16	99.95	98.66	1.20	1.60	34.83	
47-28	V. Carranza	Pozo No. 38 - Ruñn Corona	45	0.14	0.27	0.02	0.04	1.5	31.12	0.01	0.24	9	20	0.99	0.45	0.14	99.93	98.36	1.57	2.90	47.39	
47-29	Ruñn Corona	Vicente Guerrero-Hidalgo	92	0.28	18.71	0.02	2.88	3.0	126.08	0.15	0.71	17	30	1.78	0.57	1.27	98.92	97.39	1.54	2.70	106.15	
47-30	Júdice	V. Carranza-Hidalgo	76	0.23	0.23	0.04	0.04	1.5	27.44	0.01	0.24	7	20	0.87	0.39	0.21	99.72	97.69	1.04	2.90	93.02	
47-31	Júdice	Orilla-Pozo No. 71	35	0.11	0.11	0.02	0.02	1.5	60.68	0.00	0.05	24	20	1.93	0.62	1.10	100.90	99.68	1.20	1.60	25.62	
47-32	Júdice	Pozo No. 71-Pozo No. 72	93	0.28	0.39	0.04	0.04	1.5	34.40	0.01	0.24	11	20	1.09	0.47	0.26	100.13	98.91	1.20	2.60	68.04	
47-33	Júdice	Pozo No. 72-Hidalgo	35	0.11	0.49	0.02	0.08	1.5	25.41	0.02	0.32	6	20	0.81	0.40	0.26	99.55	98.30	1.25	2.60	26.25	
47-34	Hidalgo	Júdice-Ruñn Corona	86	0.26	0.98	0.04	0.15	1.5	44.00	0.02	0.32	18	20	1.40	0.53	0.45	98.71	97.41	1.30	2.20	47.00	
47-35	Ruñn Corona	Hidalgo-Lateral	46	0.14	19.83	0.02	3.05	1.0	110.26	0.18	0.73	13	30	0.68	0.37	1.17	97.68	96.33	1.35	3.20	46.58	
47-36	Ruñn Corona	Orilla-Lateral	58	0.17	0.17	0.03	1.18	1.5	37.60	0.00	0.05	13	20	1.13	0.51	0.06	97.72	96.42	1.19	2.60	25.24	

FRACD	CALLE	EDIFICACION	MOC.	Q. Pas.	Q. Pas. Anul.	Q. Pas.	Q. Min. Calc.	Anul. Pape.	C.C.LL	V. real		S	DIANIZADO (COMERCIAL)	V. T. LL.	V. Min.	V. real	COTA DE TERREJO	COTA DE PLANTILLA	PROFUNDIDAD	TIRANTE A V. Min.	VOL. DE EXCAV. (M3)
										V. T. LL.	V. T. LL.										
70-74*	Lateral	Nadón Corona - Artesaga	70	0.21	20.22	0.03	3.11	3.0	315.93	0.13	0.68	26	30	2.21	0.71	1.10	96.37	95.13	1.84	2.70	77.28
67-74*	Artesaga	V. Goerero-Lateral	124	0.37	0.37	0.06	0.06	1.5	66.41	0.01	0.24	41	20	2.11	0.68	0.51	96.50	96.76	1.74	1.60	161.82
70-75	Lateral	Artesaga-Javier Mina	82	0.25	20.84	0.04	3.21	3.0	81.23	0.26	0.85	2	38	0.72	0.31	0.61	96.01	94.13	1.90	4.94	140.22
70-77	Providencia	Pozo No. 76 - Pozo No. 77	42	0.13	0.13	0.02	0.02	1.5	76.22	0.00	0.24	54	20	2.43	0.78	0.58	115.03	112.28	2.76	1.60	61.99
77-46	Providencia	Pozo No. 77 - Vicario	16	0.05	0.17	0.01	0.03	1.5	85.53	0.00	0.24	68	20	2.72	0.67	0.65	111.72	110.61	3.12	1.60	29.95
67-78	Vizcaino	Providencia - Pozo No. 78	61	0.18	0.36	0.03	0.06	1.5	92.77	0.00	0.24	80	20	2.95	0.94	0.71	109.25	107.63	2.32	1.60	64.31
70-27	Vicario	Pozo No. 79 - Javier Mina	49	0.15	0.51	0.02	0.08	1.5	91.60	0.01	0.24	78	20	2.92	0.91	0.70	104.84	103.20	1.56	1.60	45.66
67-75	Javier Mina	Vicario - Lateral	88	0.27	0.77	0.04	0.32	1.5	92.77	0.01	0.24	80	20	2.95	0.94	0.71	99.06	97.71	1.36	1.60	71.81
71-79	Lateral	Javier Mina-Pozo No. 79	60	0.18	21.79	0.03	3.36	3.0	81.23	0.27	0.86	2	38	0.72	0.31	0.62	95.81	93.98	1.85	4.94	59.90
70-10	Lateral	Pozo No. 79 - Providencia	62	0.18	21.97	0.03	3.38	3.0	81.23	0.27	0.86	2	38	0.72	0.31	0.62	96.39	94.64	1.75	4.94	94.50
70-81	Providencia	Pozo No. 76 - Pozo No. 81	34	0.10	0.10	0.02	0.02	1.5	86.78	0.00	0.24	70	20	2.76	0.84	0.74	112.82	112.21	1.61	1.60	32.94
67-82	Providencia	Pozo No. 76 - Pozo No. 81	34	0.10	0.20	0.02	0.03	1.5	92.77	0.00	0.24	80	20	2.95	0.94	0.71	109.65	107.26	2.49	2.60	50.80
67-83	Providencia	Pozo No. 81 - Pozo No. 82	34	0.10	0.31	0.02	0.05	1.5	92.77	0.00	0.24	80	20	2.95	0.94	0.71	104.48	101.94	2.54	1.80	51.82
67-80	Providencia	Pozo No. 82 - Lateral	34	0.10	0.41	0.02	0.06	1.5	92.77	0.00	0.24	80	20	2.95	0.94	0.71	99.29	96.72	2.57	1.80	52.43
67-82	Lateral	Providencia - Circunv No.2	50	0.15	22.53	0.02	3.47	3.0	81.23	0.28	0.86	2	38	0.72	0.31	0.62	97.01	93.75	3.26	4.94	116.70

C A P I T U L O V

OBRAS ACCESORIAS

- 1.- POZOS DE VISITA**
- 2.- POZOS DE CAIDA**

OBRAS ACCESORIAS

A estas estructuras se les denomina conexas o accesorias siendo sus tipos y funciones las que a continuación se indican:

5.1. POZOS DE VISITA

Los pozos de visita son estructuras construidas sobre las tuberías a cuyo interior se tiene acceso por la superficie de la calle, y se utilizan para el cambio de una sección a otra en las conexiones y variaciones de dirección o pendiente en las tuberías, se hará por medio de una transición dentro de un pozo de visita o caja especial, indicándose en cada caso, en el Plano de Proyecto, las elevaciones de sus plantillas, tanto de llegada como de salida.

En conexiones entre dos conductos con excepción de las descargas domiciliarias, se harán empleando Pozo de visita como sigue:

Comunes, si los diámetros por conectar varían, entre 20 y 61 cms.; especiales cuando los diámetros estén comprendidos entre 76 y 122 cms.

Si los diámetros son mayores de 1.22 cms. la conexión se hará utilizando un Pozo Caja de Visita.

Su forma es cilíndrica en la parte inferior y tronco cónica en la parte superior, son suficientemente amplias para dar paso a un hombre y permite maniobrar en su interior. El piso es una plataforma en la cual se han hecho canales que prolongan los conductos y encausan sus corrien-

tes. Una escalera de peldaños de hierro fundido empotrados en las paredes del pozo permite el descenso y ascenso al personal encargado de la operación y mantenimiento del Sistema de Alcantarillado. Un brocal de hierro fundido o de concreto protege su desembocadura a la superficie y una tapa perforada, también de hierro fundido o de concreto, cubre la boca. (Ver planos)

A profundidades de 1.50 mts. o menores, los pozos de visita tienen forma de botella y a mayores de 1.50 mts. se construirá la parte cilíndrica con el diámetro interior necesario de acuerdo con los diámetros de las tuberías que a él concurren y a parte troncocónica con paredes inclinadas a 60° que rematará con otra cilíndrica de 0.60 mts. de diámetro interior y 0.25 mts. de altura aproximada la cual recibirá el brocal y la tapa.

Atendiendo al diámetro interior de su base los pozos de visita se clasifican en comunes y especiales.

5.1.1. POZOS DE VISITA COMUNES Y ESPECIALES

Los pozos de visita comunes se construyen para las tuberías de 20 cms. a 61 cms. de diámetro y su diámetro interior debe ser de 1.20 m. para permitir el manejo de las barras de limpieza. (Ver plano)

Para tuberías de 76 a 107 cms. de diámetro se construirán pozos de visita especiales cuyo diámetro interior será de 1.50 mt. Podrán recibir entronques de conductos de 20 a 30 cms. (Ver plano)

Para tuberías de 122 cms. de diámetro también se ---

construirán pozos de visita especiales pero con un diámetro interior de 2.00 m. Podrán recibir entronques de conductos de 20 a 30 cms.

La base superior de todos los pozos de visita será de 0.60 m. de diámetro interior.

MATERIALES DE CONSTRUCCION DE LOS POZOS DE VISITA

Los pozos de visita se construirán de tabique y en este caso el espesor mínimo de sus paredes debe ser de 28 cms. cualquiera que sea su profundidad; también pueden construirse de concreto o mampostería de piedra.

La cimentación del pozo puede ser de mampostería o de concreto; en terrenos suaves se hará de concreto armado, aun cuando la chimenea sea de tabique en todos los casos - las banquetas del pozo serán de tabique o de piedra. Todos estos elementos se juntarán con mortero de cemento-argena 1:3.

Los pozos se aplanarán interiormente con mortero-argena 1:3 y el espesor del aplanado será como mínimo de 1 cm. Cuando sea necesario evitar la entrada de aguas freáticas o pluviales, el aplanado se hará también exteriormente.

5.1.2. POZOS CAJAS

A estas estructuras las constituye el conjunto de -- una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique -- idéntico a la de los pozos de visita; su sección transversal horizontal tiene la forma rectangular o la de un polígono irregular y la vertical es rectangular. Sus muros (pa-

ESTA TERCERA NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

redes) así como el piso y el techo son de concreto reforzado, arrancando de éste último la chimenea que al nivel de la superficie del terreno se corona con un brocal y su tapa, ambos de fierro fundido o de concreto reforzado.

Generalmente a los pozos cuya sección horizontal es rectangular se les llama simplemente pozos caja; a los pozos caja de sección horizontal en forma de polígono irregular se les llama pozos caja de Unión y a los pozos caja a los que concurre una tubería de entrada y tienen sólo una salida con un ángulo diferente de 180° se les llama pozos caja de deflexión.

Se emplean estas estructuras en las uniones de 2 o más conductos y cambios en la dirección horizontal de las tuberías que funcionan como sub-colectores, colectores y emisores, con diámetros de 76 cms. y mayores a los que se unan tuberías de 38 y mayores.

5.1.3. SEPARACION MAXIMA ENTRE LOS POZOS DE VISITAS COMUNES, ESPECIALES Y POZOS CAJA.

La separación máxima entre dos de las citadas estructuras deberá ser la adecuada para facilitar las operaciones de inspección y limpieza. Se recomiendan las siguientes; de acuerdo con el diámetro: en tramos de 20 a 60 cms. de diámetro 125 mts.; de 76 a 122 cms. 150 mts., en los tramos de 1.22 a 2.44, 177 mts. Estas separaciones podrán incrementarse de acuerdo con las distancias de los cruceros de las calles como máximo un 10% o sea a distancias aproximadas de 135 mts., 165 y 200 mts.

5.2. POZOS DE CAIDA

Por razones de carácter topográfico o por tenerse -- determinadas elevaciones fijas para las plantillas de algunas tuberías, suele presentarse la necesidad de construir -- estructuras que permitan efectuar en su interior los cam-- bios bruscos de nivel. Estos se harán en las siguientes -- formas: por medio de una caída ya sea libre o entubada uti lizando en este caso, una caja adosada a un pozo de visita, o a un pozo caja; construyendo un pozo con caída y la cuar ta, constituida por una estructura de caída escalonada.

5.2.1. POZOS CON CAJA DE CAIDA ADOSADA.

Son pozos de visita comunes, especiales o pozos caja a los cuales lateralmente se les construye una estructura -- menor y permiten la caída en tuberías de 20 a 25 cms. de -- diámetro (ver plano) con un desnivel hasta de 2.00 mts.

5.2.2. POZOS CON CAIDA

Son pozos constituidos también por una caja y una -- chimenea a los cuales en el interior de la caja se les construye una pantalla que funciona como deflector del caudal -- que cae del tubo más elevado disminuyendo además la velocidad del agua. Se construyen para tuberías de 30 a 76 cms. de diámetro y con un desnivel hasta de 1.50 mts. (Ver plano)

5.2.3. ESTRUCTURAS DE CAIDA ESCALONADA

Son pozos caja con caída escalonada cuya variación - es de 50 en 50 cms. hasta llegar a 2.50 mts. como máximo, - que están provistos de una chimenea a la entrada de la tubería con mayor elevación de plantilla y otra a la salida de la tubería con la menor elevación de plantilla. Se emplean en tuberías con diámetros de 0.91 a 2.44 mt.

El empleo de los pozos de visita con caída adosada, - de los pozos con caída y de las estructuras de caída escalonada se harán atendiendo a las siguientes consideraciones:

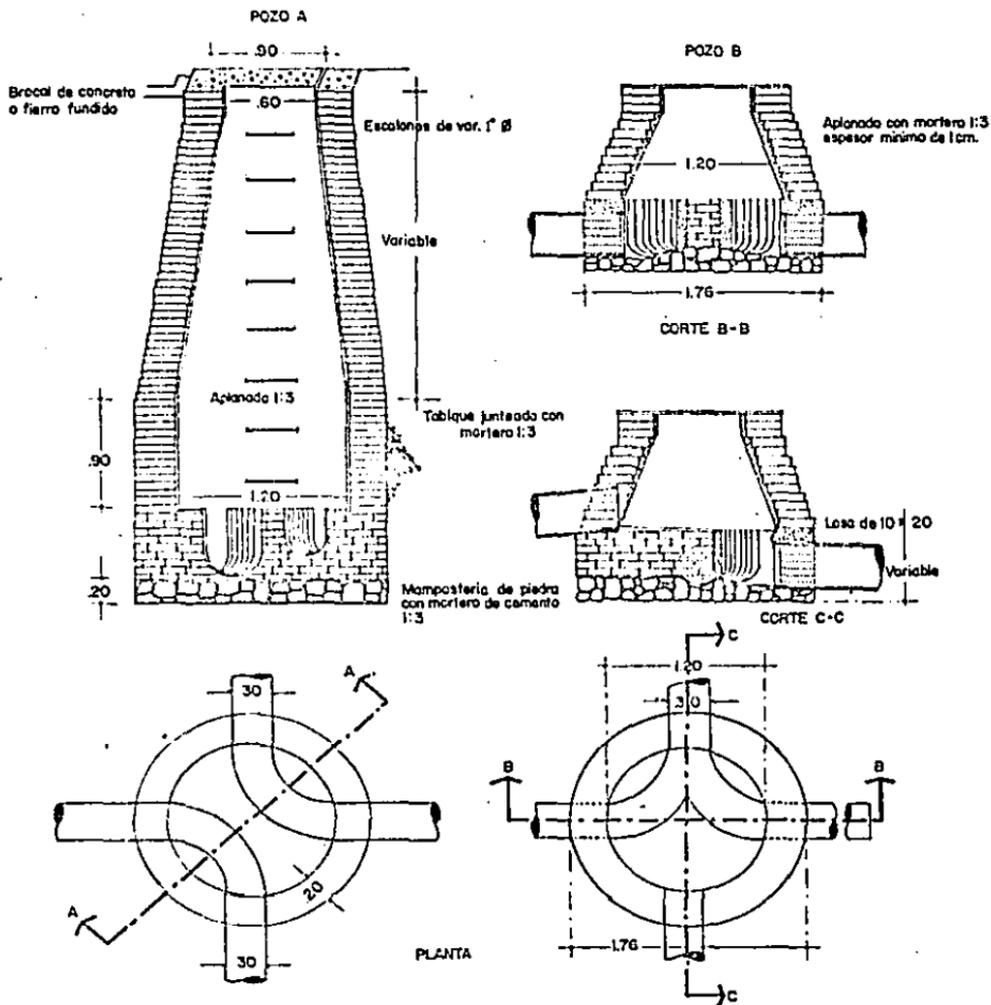
1) Cuando en el pozo las uniones de las tuberías se hagan eje con eje, o clave con clave no se requiere emplear ninguna de las estructuras mencionadas en los incisos anteriores, uniéndose las plantillas de las tuberías mediante una rápida.

2) Si la elevación de proyecto de la plantilla del tubo del cual cae el agua es mayor que la requerida para hacer la conexión clave y la diferencia entre ellas no excede el valor de 40 cms., se hará la caída libre dentro del pozo uniéndose las plantillas de las tuberías mediante una rápida, sin utilizar, por lo tanto, ninguna de las estructuras mencionadas; pero en el caso de que esta diferencia sea mayor de 40 cms., para salvar la caída, se emplea una estructura de alguno de los tipos que para las tuberías de distintos diámetros se indican en los planos 5, 6, etc. , cuyos títulos indican su aplicación, y son respectivamente:

Pozo con caída adosada hasta 2.00 m., para tuberías de 20 a 25 cms. de diámetro; pozos con caída en tubería de 30 a 76 cms. de diámetro hasta 1.50 mt.; estructura de caída

da escalonada de 50 en 50 cms. hasta 2.50 mts. para tuberías de 0.91 mt. a 2.44 mt. de diámetro.

Si la diferencia de nivel entre las plantillas de tuberías es mayor que las especificadas para los pozos con caída y caja de caída adosada, se construirá el número de pozos que sea necesario para ajustarse a esas recomendaciones.

**NOTAS:**

Aclaraciones en metros

El pozo tipo "A" se usara para profundidades mayores de 2.50m.

El pozo tipo "B" se usara para profundidades menores de 2.50m.

C A P I T U L O V I

TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS

- 1.- TRATAMIENTO PRIMARIO (GENERALIDADES)
- 2.- TRATAMIENTO SECUNDARIO (GENERALIDADES)
- 3.- ANALISIS QUIMICO Y BACTERIOLOGICO DE LAS AGUAS RESIDUA-
LES.
- 4.- DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS

El establecimiento de alcantarillas hace posible la conducción de residuos peligrosos o perjudiciales desde las cercanías de las viviendas, lo que exige resolver el problema de su tratamiento y desagüe. Si un Ayuntamiento elude su responsabilidad a este respecto y se produce la contaminación de un curso de agua, de un lago o un puerto, daña -- origen a molestias, pondrá en peligro los suministros de -- agua y viveros de mariscos, y se expondrá a litigios por daños a terceros.

Es pues indispensable evitar la polución de corrientes superficiales destinadas a los diferentes usos necesarios e indispensables para el Desarrollo Económico de la Nación, lo mismo que tratándose de lagos y aguas marinas dedicadas a balnearios y sitios de recreo o pesca; por lo tanto, no se descargarán aguas negras crudas a ninguna corriente receptora, debiendo ser tratadas previamente.

Lo anterior exige la construcción de Plantas de Tratamiento para Aguas Negras, y las Normas Técnicas para el Proyecto de éstas son como todo, dentro de la Tecnología, - el resultado de la Investigación y experimentación que el - hombre hace en los diversos campos de su actividad, por lo que éstas primeras Normas constituyen el inicio para el mejor entendimiento y regulación de las especificaciones para proyectos en este campo en nuestro medio nacional, y por lo tanto, las mismas deberán estar sujetas a revisión y ampliación periódica según el avance teórico y la experimentación práctica que de este tipo de obras se tenga en nuestro ---- país.

CARACTERISTICAS DE LOS LIQUIDOS RESIDUALES

Aunque la composición de los líquidos residuales están constituidos por agua en más de un 99.9 por ciento, la pequeña proporción de sólidos suspendidos y disueltos ejerce una acción muy importante en sus efectos. Las aguas negras domésticas en fresco tienen un olor ligeramente jabonoso y una presencia turbia y jabonosa, con algunos papeles y masas de materia fecal y algunos otros objetos, tendiendo estas aguas residuales a corromperse, adquiriendo un fuerte olor desagradable, teniendo un menor tamaño los sólidos y un color negruzco el líquido. A la temperatura normal de los líquidos con que circulan por las alcantarillas, los efectos de putrefacción empezarán a sentirse al cabo de dos horas y serán pronunciados después de seis. Sin embargo, a baja temperatura, o cuando el líquido esté muy diluido, la putrefacción se producirá con más lentitud o será menos perceptible.

Cuanto mayor sea la concentración del líquido, más pronunciados serán el olor y el esturbiamiento. La concentración puede considerarse como fortaleza, de tal modo que los líquidos más "fuertes" serán los de mayor proporción de compuestos putrescibles. La fuerza o debilidad de un líquido residual depende de:

a) el consumo de agua por individuo, y b) la cantidad de residuos industriales. Evidentemente, la aportación diaria de materias sólidas por individuo y día será aproximadamente constante, pero si se utiliza mucha agua se producirá una gran dilución y un líquido débil.

Los sólidos contenidos están en suspensión y en solución, son tanto materias orgánicas como inorgánicas. Los sólidos suspendidos son los relativamente ricos en materias

orgánicas, mientras que los que se hallan en solución conteniendo sales minerales y menos cantidad de materia orgánica, son comunmente de dos tipos: sólidos sedimentables, son los suspendidos que se depositan en los tanques de sedimentación en los tiempos de retención normales. Y los no sedimentables son en gran parte coloidales, y son sólidos en suspensión tan finamente divididos que no se alcanzan a sedimentar.

6.1 TRATAMIENTO PRIMARIO (GENERALIDADES)

Esta clase de tratamiento está basado en la eliminación de los sólidos flotantes y en suspensión que contienen las aguas de desecho.

Los procesos de tratamiento de las aguas residuales municipales se agrupan en: 1) Preliminar; 2) Primario; 3) Secundario; 4) Cloración; 5) Completo.

El tratamiento preliminar antecede al primario y está constituido por: a) rejas; b) desmenuzadores; c) desarenadores y d) tanques de remoción de aceites y grasas.

a) Las Rejas, tienen como objetivo la remoción de los materiales gruesos o en suspensión, los cuales pueden ser retirados mecánicamente o manualmente. Después de haber sido retirados, pueden triturarse, para incorporarlos en las propias aguas residuales.

b) Desmenuzadores. Su finalidad es la desintegración mecánica de los materiales gruesos o en suspen---

si3n. Los cuales ya desintegrados permanecen en las aguas de proceso.

- c) Desarenadores. Estos tienen como prop3sito la re mo ci3n por sedimentaci3n de la arena y otros resi du os minerales pesados. El material retenido en ellos puede ser removido manual o mec3nicamente, debiendo ser enterrado.
- d) Tanque de remoci3n de aceites y grasas. Tiene -- por objeto la separaci3n de esos materiales por - flotaci3n. Su operaci3n puede ser manual o mec3nica. Se usa principalmente en aguas residuales in d ust ri al es.

El tratamiento primario, que debe ser antecedido por el tratamiento preliminar, pretende la remoci3n de los s3li do s finos sedimentables y se puede hacer mediante:

- a) Sedimentaci3n simple: "Sedimentaci3n primaria".
- b) Sedimentaci3n y descomposici3n anaerobia; se lo-- gra este proceso por medio de tanque s3ptico, tan que Imhoff y Laguna de estabilizaci3n anaerobia.
- c) Filtraci3n; considerada en este paso s3lo en su - acci3n mec3nica.
- d) Precipitaci3n o tratamiento qu3mico. Coagulaci3n y sedimentaci3n.

La sedimentaci3n simple que conformar3 el complemento al tratamiento primario es de gran importancia pues su - destino es el de eliminar la totalidad o casi todos los s3-

lidos que aún quedan en el caudal de líquidos residuales.

En la práctica se eliminan partículas de hasta 0.2 - milímetros de diámetro, los sólidos orgánicos en suspensión propios de las aguas negras tienen pesos específicos que va rían desde menos de 1.0 a 1.20.

Como los sólidos más ligeros contenidos en las aguas residuales, tienden a formar grumos, más que gránulos, los tanques relativamente profundos permiten que la coagulación se realice en masas mayores y que se produzca una sedimenta ción más rápida.

El efecto de la coagulación natural se pone de manifiesto por la mayor eficacia de la sedimentación para elimi nar los sólidos en suspensión cuando las aguas residuales - están muy concentradas.

Actualmente se sigue la norma de acortar el tiempo - de retención, siendo lo usual de 45 minutos a 2 horas, con lo cual se logra la ventaja de evitar la posible descomposi ción en exceso y adquieren olores. La profundidad de los - tanques son generalmente superiores a 1.80 mts.

Los tanques de este tipo se pueden construir con dis positivos mecánicos para la eliminación de lodos en forma - continua, o sin él, pues han desarrollado ya técnicas para la digestión separada del barro sedimentado. Si el volumen a tratar de agua residual es muy grande, será aconsejable - dividirlo en dos o más tanques en paralelo, para evitar así las posibles corrientes perturbadoras.

La forma del tanque puede ser cuadrada, circular o - rectangular, larga y estrecha, etc.

Los tanques con fondo en forma de embudo permiten -- eliminar los lodos sin tener que vaciarlos, pero interrumpiendo su función.

6.2 TRATAMIENTO SECUNDARIO (GENERALIDADES)

Su objeto es la remoción o estabilización de las materias putrescibles en suspensión, en estado coloidal o en solución. También se le llama tratamiento secundario al -- proceso de purificación suplementario por medio de acción biológica a que son sometidos los afluentes del tratamiento primario, para conjugar así el tratamiento completo.

Las bacterias son plantas microscópicas unicelulares que carecen de clorofila y se reproducen por fisión o partición. Sus procesos metabólicos suponen la asimilación de alimento, que tiene lugar en el interior de la célula, y la disgregación o desdoblamiento de los materiales alimenticios disueltos o en suspensión, de modo que pueden difundir a través de la pared celular.

La bacteria necesita el alimento (a veces denominado sustrato) para su formación o crecimiento y también para desarrollar la energía necesaria para la producción de enzimas y para la asimilación. Mientras que dispongan de alimentos y que las condiciones en cuanto a la humedad y a la temperatura sean favorables, las bacterias se hallan en continua actividad.

6.2.1. ESTABILIZACION

El objeto principal del tratamiento de las aguas re-

residuales es la estabilización de su materia orgánica. Por estabilización se entiende que dicha materia orgánica se ha descompuesto por acción bacteriana hasta sustancias simples que ya no se descompondrán más. Estas sustancias son, por lo general, alimentos para las plantas superiores. La estabilización puede ser efectuada por bacterias anaerobias o aerobias. La acción de las primeras se aprovecha para estabilizar materias orgánicas que se han separado de las aguas residuales por sedimentación, y el proceso se denomina digestión de fangos. Requiere mucho más tiempo que el proceso aeróbico y está sujeto a serios trastornos.

PROCESO ANAEROBICO:

Las bacterias anaeróbicas crecen y liberan energía en ausencia de oxígeno libre, y éste lo obtienen procedente de los diferentes compuestos que ellas son capaces de descomponer.

PROCESO AEROBICO:

La acción aeróbica tendrá lugar si se halla presente suficiente cantidad de oxígeno libre. El oxígeno pueden conseguirlo las bacterias bien de la atmósfera, o del propio oxígeno disuelto en las aguas residuales. Las cantidades disueltas en las aguas residuales crudas son insignificantes en comparación con la demanda total. En lo que se ha dado por llamar autodepuración de las corrientes de agua, el oxígeno libre se disuelve en la superficie de la misma y se convierte en disponible para las bacterias aeróbicas. Bajo estas condiciones, otra fuente de oxígeno pueden ser las algas, que utilizan el anhídrido carbónico resultante de la descomposición y liberan oxígeno.

En un ambiente favorable puede aprovecharse a voluntad uno u otro método, y ambos son altamente útiles. Por -

eso se ve que en el tratamiento de aguas negras y de aguas de desecho de cualquier origen, hay un sinnúmero de posibilidades, en las cuales puede acelerarse o aprovecharse los procesos bioquímicos fundamentales y naturales de acuerdo con el ambiente.

Dado que los sub-productos de la descomposición aeróbica son estables e inofensivos mientras que los debidos a la acción anaeróbica son molestos y poco agradables. Por lo tanto, el tratamiento secundario es, casi invariablemente, el del tipo aeróbico.

Los sistemas mediante los cuales puede lograrse el tratamiento secundario son:

a) FILTROS

De arena, intermitentes
De contacto
Percoladores.

b) AIREACION

Lodos activados
Aireadores de contacto

c) CLORACION

d) LAGUNA DE OXIDACION.

Como se hace notar antes, hay una gran diversidad de probabilidades y la conveniencia de cada uno de los sistemas debe justificarse ya sea en cuanto a funcionalidad, economía, espacios disponibles y a la posible reutilización del agua.

Para determinar el proceso de tratamiento de aguas negras residuales más adecuado a las condiciones de la población de Tuxcueca se evaluaron los siguientes procesos:

- 1) Lodos activados aeración extendida.
- 2) Zanjias de oxidación biológica.
- 3) Lagunas aeradas de oxidación.
- 4) Filtros biológicos (o percoladores).
- 5) Sistema de laguna de estabilización.

El análisis reveló que el sistema basado en LODOS ACTIVADOS AERACION EXTENDIDA mostró ser el más apropiado de acuerdo a los siguientes criterios:

- Eficiencia de remoción de materia orgánica.
- Instalaciones compactadas.
- Operación relativamente sencilla.

El sistema de lodos activados es uno de los más importantes métodos de tratamiento de aguas residuales. Tal como indica la propia denominación, el método emplea un barro o lodo, que por aireación y agitación se ha vuelto flocculento y ha acumulado un considerable contenido de bacterias aerobias; este lodo se añade al agua residual, y la mezcla se agita en presencia de oxígeno y finalmente se deja sedimentar. El líquido decantado constituye el afluente y el lodo, en parte, se recircula para volverlo a emplear, y en parte se evacúa.

El proceso de lodos activados tiene las ventajas de requerir poca extensión de terreno y muy poca altura manométrica. Puede producir un afluente muy bien tratado, que puede descargarse con seguridad en aquellos casos en que se dispone de poca o ninguna dilución. La reducción de los só

lidos en suspensión, de la D.B.O. y de los colibacilos, puede llegar a ser del 85 al 95, 80 al 90 y 90 al 95%, respectivamente. No presenta peligros de desprendimiento de olores ni de dar origen a otras molestias o inconvenientes.

6.3 ANALISIS QUIMICO Y BACTERIOLOGICO DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Los líquidos residuales contienen compuestos químicos inorgánicos procedentes del agua de suministro y una compleja serie de materias orgánicas, derivadas de las heces, la orina y otros residuos que desaguan en las alcantarillas. Ordinariamente, los líquidos frescos son alcalinos, pero tienden a transformarse en ácidos cuando llegan a la putrefacción. Los tratamientos completos, sin embargo, restituyen la alcalinidad. Las sustancias orgánicas de los líquidos residuales pueden dividirse en compuestos que contienen nitrógeno y aquellos libres de éste elemento. Los principales compuestos nitrogenados son urea, proteínas --aminas y aminoácidos. Los principales compuestos no nitrogenados son grasas, jabones e hidratos de carbono, incluyen de la celulosa.

Las bacterias son plantas microscópicas unicelulares ya que carecen de clorofila y se reproducen por fisión o --partición, necesita el alimento (a veces denominado sustrato) para su formación o crecimiento y también para desarrollar la energía necesaria para la producción de enzimas y --para la asimilación.

Las bacterias no necesitan períodos de descanso y se puede suponer que su actividad y reproducción es tanto ma--

por cuanto mayor es la cantidad de alimento de que disponen. Al inocular bacterias en un medio apropiado, al principio no hay un aumento aparente de su número. Luego empieza la multiplicación con un lento aumento de individuos al principio, y luego más rápidamente hasta que se alcanza un régimen uniforme. Esto se conoce como la fase de "crecimiento logarítmico". Luego sigue una disminución de la velocidad de desarrollo y sucesivamente un período sin aumento alguno y una real disminución de su número, al principio lentamente y después más rápida, y esto se denomina fase de "muerte logarítmica".

El recuento total de bacterias en las aguas residuales es elevado, pero varía mucho, especialmente de acuerdo con la concentración; los recuentos a 20°C pueden variar -- desde 500,000 por centímetro cúbico en las muestras tomadas temprano en la mañana, hasta 5'000,000 en la tarde.

Cabe esperar que los colibacilos se hallen en las -- aguas residuales en gran cantidad, si bien se encontraran -- grandes variaciones de unas muestras a otras. Algunas investigaciones han demostrado variaciones desde 30,000 por -- centímetro cúbico a las 8 de la mañana, hasta 200,000 o más a horas más avanzadas. Las muestras nocturnas serán aún inferiores al mínimo que se acaba de mencionar. En verano -- son de presumir cifras mayores que en invierno.

Los análisis químicos que se utilizan para determinar las características de los líquidos residuales y sus -- componentes, son algunos de ellos:

Nitritos y Nitratos. Indican las cantidades de nitrógeno que han sido parcialmente oxidado en principio hasta la completa oxigenación y estabilidad.

Acido sulfhídrico. La presencia de este ácido en -- los líquidos de las alcantarillas es síntoma de descomposición anaerobia. En grandes cantidades causa corrosión en -- las alcantarillas de concreto y será origen de malos olores en las instalaciones de tratamiento.

Oxígeno disuelto. Los líquidos residuales muy frescos pueden contener todavía una pequeña cantidad de oxígeno disuelto, pero importante, lo cual nos deja prever las condiciones aeróbicas o no del lugar del muestreo.

Demanda bioquímica de Oxígeno. Si se suministra oxigeno a un líquido residual, se producirá una descomposición aeróbica hasta que sea satisfecha su necesidad de oxígeno. La cantidad de oxígeno absorbido durante este proceso es la demanda bioquímica de oxígeno (D.B.O.) y nos dá una indicación importante sobre la cantidad de materia orgánica contnida en la muestra. La magnitud de la demanda, por tanto, depende de la concentración de sólidos en el agua residual y la temperatura para la velocidad de satisfacción de la -- misma.

Generalmente se determina la D.B.O. de cinco días a 20°C, puesto que el tiempo es suficiente para eliminar los factores accidentales que podrían afectar el resultado, y -- la temperatura es aproximadamente la media de las aguas residuales.

Para obtener un análisis correcto de los líquidos residuales es preciso operar sobre una mezcla de muestras recogidas a intervalos de 30 minutos durante las 24 horas. Como el volumen de los líquidos residuales varía a lo largo -- del día, las muestras recogidas deberán ser proporcionales al flujo del momento de la muestra. Las muestras se van --

acumulando en un recipiente, que debe mantenerse a una temperatura menor a 10°C para impedir la acción bacteriana, -- así mismo se debe evitar la aireación excesiva, pues podrían modificarse las condiciones naturales del líquido al incrementarse el oxígeno disuelto.

6.3.1. CARACTERISTICAS DE LOS LIQUIDOS RESIDUALES.

Las principales características de las aguas residuales de origen municipal, fueron obtenidas de los muestreos y análisis de las aguas negras de la población de Chapala y Tizapán, los cuales se consideran representativos de la región. Además estos resultados se comparan con los valores típicos (Alto, Medio y Débil).

Por supuesto que no fue posible obtener los valores directamente, dado que aún no existe alcantarillado sanitario en la población en estudio.

Sin embargo, en base a la experiencia nacional, se tiene la certeza que los valores de la siguiente tabla pueden utilizarse con certidumbre y confiabilidad, dentro de un margen razonable.

Todos los valores del cuadro siguiente se expresan en mg/Lt, excepto los sólidos sedimentables que se representan en m.l/Lt.

PRINCIPALES VALORES TÍPICOS DE LA COMPOSICIÓN DE LAS
AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

PARAMETRO	VALORES PROMEDIO		VALORES TÍPICOS		
	CHAPALA	TIZAPÁN EL ALTO	ALTO	MEDIO	BAJO
SOLIDOS:					
Totales	1,016	958	1,200	720	300
Suspendidos	459	71	350	220	100
Filtrables	557	687	850	500	250
Sedimentables	---	---	20	10	5
Demanda Bioquímica de					
Oxígeno (D.B.O.5).	78	300	400	200	110
Demanda Bioquímica de					
Oxígeno (D.Q.O.)	252	540	1,000	500	250
NITROGENOS:					
Total	34	49	85	40	20
Orgánicos	8	14	35	15	8
Amoniacal	26	35	50	25	12
Nitratos	0.08	0.38	0	0	0
FOSFATOS:					
Totales	12.5	15.7	15	8	4
Orgánicos	5.5	5.7	5	3	1
Inorgánicos	7.0	10.0	10	5	3
CLORUROS:					
	60	65	100	50	30
GRASAS Y ACEITES:					
Potencial Hidrógeno (PH)	48	82	150	100	50
	7.5	7.9	--	--	--
FENOLES					
	0.2	0.14			
DETERGENTES					
	5:3	4.7			

6.4 DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

Para la elección del tipo de tratamiento se analizó lo expuesto en los temas anteriores y se optó por considerar el tratamiento secundario por medio de lodos activados por aeración extendida con cloración final el cual comprende tanque de oxidación biológica, tanque sedimentador secundario, tanque para contacto de cloro y lechos de arena para secado de lodos.

6.4.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR.

Se diseña para un caudal máximo de la etapa futura - de 25 lt/seg. con dos canales en paralelo, para efectos de limpieza.

A) CRIBADO

La abertura entre barras será de 1.0 a 4.0 cms., la cantidad de material retenido es el siguiente:

ABERTURA ENTRE BARRAS (cms.)	CANTIDAD DE MATERIAL RETENIDO (Lt/M3 de agua residual)
4.0	0.0085
3.5	0.0120
2.5	0.0233
2.0	0.0375

La inclinación de las barras en instalaciones de limpieza manual se considera un ángulo de 30 a 60° con la vertical, el área disponible deberá calcularse para que la velocidad máxima no exceda de los 90 cm/seg.

La fórmula para calcular el ancho de la parrilla w , - en mts. es:

$$W = \frac{S + B}{S} \cdot \frac{F}{V \cdot D}$$

Donde:

W = Ancho total, en mt.

B = Espesor de las barras, 9.5 mm (3/8")

S = Claro libre entre barras, 35 mm.

F = Caudal máximo de diseño, 0.0225 M3/seg.

V = Velocidad del agua a flujo máximo, 0.30 mt/seg.

D = Profundidad del agua a flujo máximo, 0.35 mts.

$$W = \frac{35 + 9.5}{35} \cdot \frac{0.025}{(0.30)(0.35)} = 0.30 \text{ mts.}$$

En la práctica se acostumbra aumentar el ancho 50% - para casos en que la rejilla se encuentre parcialmente sucia.

$$W = 0.45 \text{ mts.}$$

B) DESARENADOR

La velocidad del agua en el desarenador es del orden de 0.3 m/seg. (+/- 20%). Velocidad inferior a 0.15 m/seg.- causará depósitos de materia orgánica. Velocidad superior a 0.40 m/seg permite paso de la arena. Para mantener constante la velocidad hay que proyectar el desarenador con una sección constante y adecuada.

Dimensiones:

$$Q = \sqrt{2ga^3} \cdot C_b (h-a/3).$$

Donde:

Q = Gasto máximo, 0.025 M3/seg.

C = Constante adimensional, 0.61.

g = Aceleración de la gravedad, 9.81 m/seg².

a = Dimensión del vertedor, 0.03 mts.

h = Altura máxima del vertedor, 0.30 mts.

b = Ancho de la base del vertedor que se calcula despejando "b" de la relación anterior.

$$b = \frac{0.025}{\sqrt{2(9.81)(0.03)^3} (0.30 - 0.03/3) (0.61)} = 0.184$$

El valor del ancho del canal está dado por:

$$W = \frac{K}{V_d} = \frac{\sqrt{2ga^3} C_b}{h} = \frac{\sqrt{2(9.81)(0.03)^3} (0.61)(0.184)}{0.30} = 0.207 \text{ mt}$$

Por lo tanto se considera un ancho del desarenador - igual al de la rejilla.

$$W = 0.45 \text{ mt.}$$

En la práctica se acostumbra aumentar el largo entre 17 y 36 veces la profundidad, altura del agua.

$$\cdot \text{ Largo} = 17 (h) = 17(0.30) = 5.10 \text{ mt.}$$

El volumen necesario para el almacén de arena es 15- a 60 litros de residuos por cada 1000 M3 de aguas negras, - lo cual equivale a que con un volumen de 1,947 M3/día de -- aguas negras, es necesario un volumen de 0.117 M3 para residuos. El volumen del almacen de arena es:

$$(0.45)(5.10)(0.20) = 0.459 \text{ M3.}$$

Lo cual implica que habrá que limpiarse dos veces -- por semana.

Para conocer la forma del vertedor de escurrimiento-proporcional se emplea la siguiente relación:

$$Q = C \times 1.57 \sqrt{2g} \quad (\ell \sqrt{h'}) h$$

O sea: $C = 0.6$

$$Q = 4.17 (\ell h^{1/2}) h$$

Para que Q pueda variar proporcionalmente a h , es necesario que $\ell h^{1/2}$ sea constante, o sea:

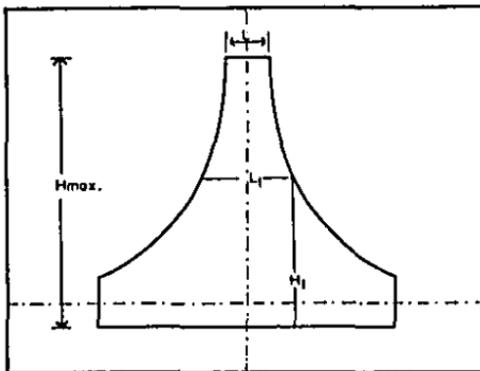
$$\ell h^{1/2} = K = \ell_1 h_1^{1/2}$$

En donde:

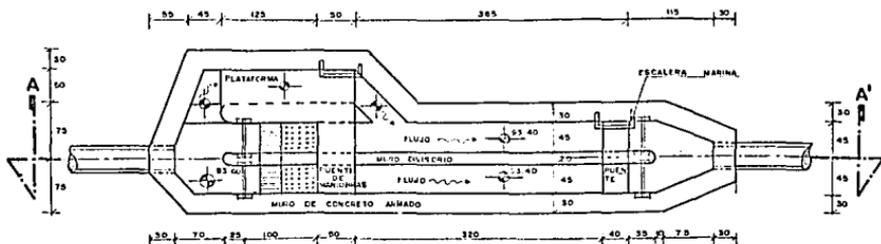
Q = Descarga sobre el vertedor, (m³/seg).

ℓ = Ancho de la abertura del vertedor a la altura h ,
(mts.)

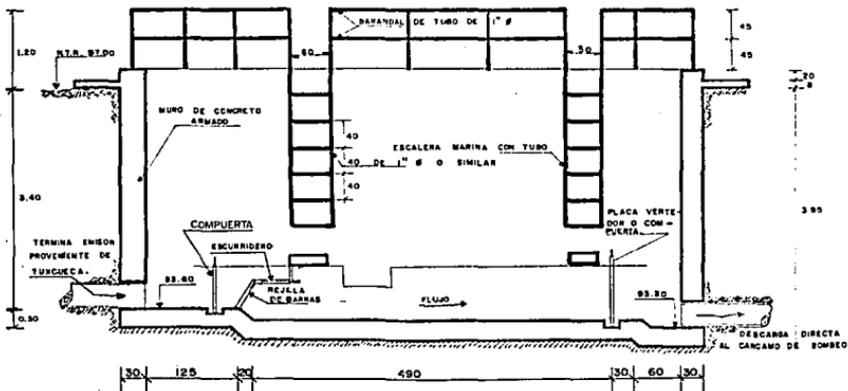
K = Constante.



H (mt)	ℓ (mt)
0.30	0.04
0.25	0.05
0.20	0.07
0.15	0.10
0.10	0.19
0.09	0.22
0.08	0.26
0.07	0.32



PLANTA



CORTE LONGITUDINAL A-A'

<p>CONTENIDO:</p> <p>TRATAMIENTO PRELIMINAR (REJILLAS Y DESARENADOR)</p>	<p>LAMINA</p> <p>1</p>
<p>ESCALA 1:160</p> <p>GUACALAJARA, JAL.</p>	<p>ESCALA GRAFICA:</p>

La función de este vertedor, es de regular la velocidad no importa la altura del tirante y por consiguiente del gasto, así siempre será la misma velocidad en el canal desarenador, y además servirá para medir el gasto que ahí pasa.

C) CARCAMO DE BOMBEO PARA AGUAS NEGRAS

El diseño lo haremos con las siguientes consideraciones: el flujo será intermitente y la descarga de las bombas será regulada por medio de flotadores.

Se considera el gasto medio de 7 lt/seg. y se retendrá un tiempo de 30 min.

$$\text{Vol.} = 7 \text{ lt/seg} \left(\frac{60 \text{ seg.}}{\text{min}} \right) \left(\frac{\text{M}^3}{1000 \text{ lt.}} \right) (30 \text{ min.})$$

$$= 12.60 \text{ M}^3.$$

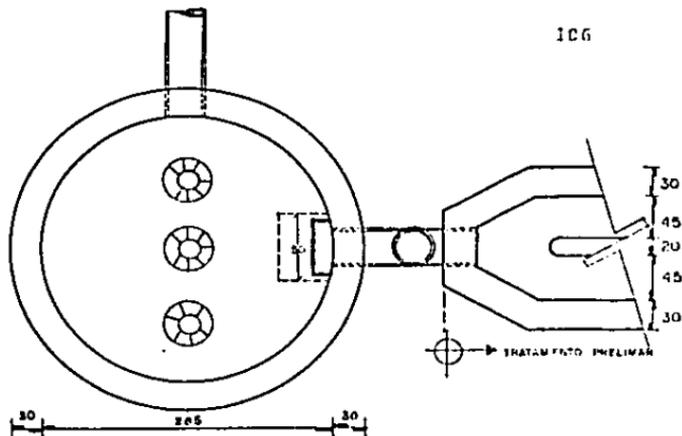
Si se considera una profundidad de 2.0 mts. tendremos un área de:

$$\text{Área} = \frac{12.60 \text{ M}^3}{2.00 \text{ M}} = 6.30 \text{ M}^2$$

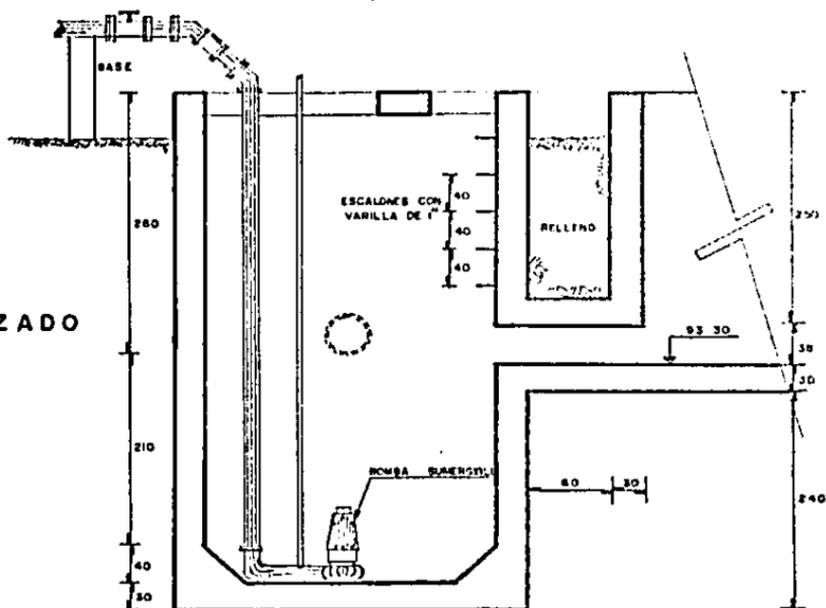
La cual se puede lograr en un tanque circular de --- 2.85 M de diámetro.

De modo que el cárcamo queda como se muestra en la - figura siguiente:

PLANTA



ALZADO



CARCAMO DE BOMBEO
E S C A L A 1:50

6.4.2. TANQUE DE OXIDACION BIOLÓGICA

2.1. PARAMETROS DE DISEÑO

Se diseñará para el caudal de la etapa inicial de -- 12.5 lt/seg. con el sistema de aireación extendida. Se --- construirán 2 tanques, uno para satisfacer la demanda ac--- tual y el otro para la futura.

La carga de materia orgánica a la planta está dada - por:

$$C = Q Li = (0.0125 \text{ M}^3/\text{seg}) (86,400 \text{ seg/día}) (0.200 \text{ kg/M}^3) \\ = 216 \text{ kg/día.}$$

Los parámetros de diseño son:

Contribución de materia orgánica (expresada como ---

D.B.O₅) (Li) = 200 mg/Lt.

Tiempo de retención (tr) = 12 Hrs.

Factor de alimentación (F) = 0.13 kg DBO₅ /kg ssd

• Concentración de sólidos suspendidos en licor mezcla
do (ss) = 3000 mg/Lt.

2.2. DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento se hará por dos métodos:

- Alimentación carga
- Tiempo de retención.

I) Según el método alimentación-carga, el volumen se puede calcular de:

$$V = \frac{Li Q}{\gamma (ss)} = \frac{216}{(0.13) (3)} = 553.85 \text{ M}^3$$

II) Tiempo de retención. El volumen está dado por:

$$V = Q (tr)$$

$$V = (0.0125 \text{ m}^3/\text{seg}) (3,600 \text{ seg}/\text{Hr}) (12 \text{ Hrs.}) = 540 \text{ M}^3$$

Domina el criterio de alimentación-carga que es :

$$V = 554 \text{ M}^3.$$

Con una profundidad de 3.05 mts. necesitamos un área

de:

$$A = \frac{554}{3.05} = 181.59 \text{ M}^2.$$

Si consideramos un lado de 12.00 mt. necesitaremos -- que el otro lado sea de 15.20 mt.

Con esto resulta un tanque rectangular de 12.00 x -- 15.20 mts y una profundidad de 3.05 mts. con un volumen de- 556.32 M³.

6.4.3. EQUIPO DE AIREACION.

Para seleccionar y distribuir el equipo de aireación se necesita conocer:

3.1 REQUERIMIENTO DE OXIGENO:

Para el cálculo de oxígeno requerido utilizaremos -- dos métodos: Racional y Empírico.

I) METODO RACIONAL:

La cantidad requerida de oxígeno se cuenta de la siguiente relación:

$$O_2 \text{ usado} = a(\text{DBO}_5 \text{ rem.}) + 1.42 b \text{ (masa de microorganismos)}.$$

Donde:

$$O_2 \text{ usado} = \text{Cantidad de oxígeno usado, kg/día.}$$

$$a = \text{Constante, } 0.42$$

$$b = \text{Constante de respiración endógena en los lodos, } 0.158.$$

$$\text{DBO}_5 \text{ rem.} = \text{DBO}_5 \text{ removida (90\% de la aplicada } 0.90 \times 216 = 194.40).$$

$$\begin{aligned} O_2 \text{ usado} &= 0.42 (194.40) + 1.42 (0.158) (1,101) \\ &= 328.7 \text{ kg } - O_2/\text{día.} \end{aligned}$$

II) METODO EMPIRICO:

$$\begin{aligned} O_2 \text{ usado} &= 2 \times \text{DBO}_5 \text{ aplicada} \\ &= 2 \times 216 = 432 \text{ kg } - O_2/\text{día.} \end{aligned}$$

Domina el criterio empírico.

3.2. EFICIENCIA DEL EQUIPO DE AIREACION:

La eficiencia del equipo de aireación está dada por la siguiente relación:

$$\frac{N}{N_0} = \alpha (1.028)^{T-20} B \left(\frac{C_s C_t A - C_r}{C_s (20,0)} \right)$$

Donde:

N = Capacidad de oxigenación en condiciones de campo

N_0 = Capacidad de oxigenación en condiciones standard

α = Factor de corrección de transferencia, (0.7).

T = Temperatura más desfavorable, (25°C)

β = Factor de corrección de solubilidad de oxígeno - (0.9).

$C_s(25,1520)$ = Solubilidad de oxígeno a 25°C y 1520 msnm, -- (6.85 mg/Lt).

C_L = Concentración de oxígeno disuelto en el tanque, - (1.5 mg/Lt).

$C_s(20.0)$ = Solubilidad del oxígeno a 20° y 0.00 msnm, ----- (9.17 mg/Lt).

Por lo tanto:

$$\frac{N}{N_0} = 0.7 (1.028)^5 \cdot 0.9 \left(\frac{6.85 - 1.5}{9.17} \right) = 0.42$$

La cantidad de oxígeno necesaria según el requerimiento de aireación con una eficiencia de 42% es:

$$\begin{aligned} O_2 \text{ req.} &= \frac{O_2 \text{ usado}}{\text{eficiencia}} = \frac{432 \text{ kg/día}}{(0.42)(24 \text{ hrs/día})} \\ &= 42.9 \text{ kg/Hr.} \end{aligned}$$

3.3. DETERMINACION DE LA POTENCIA

Para aeradores de eje vertical y con una tasa de transferencia de 2.9 kg - O₂/KWH

$$\text{Potencia} = \frac{42.9}{2.9} = 14.79 \text{ KW}$$

$$\text{Potencia} = 19.84 \text{ H.P.}$$

Por lo tanto se selecciona un aerador de 20 H.P.'

6.4.4. SEDIMENTACION SECUNDARIA:

Dimensionamiento:

Para esta planta se seleccionan tanques piramidales-de flujo vertical porque:

- Proporcionan mejor uso del área disponible.
- Parades comunes que significa menor costo de construcción.
- No se requiere equipo para coleccionar lodos.

El principal criterio de diseño de estos tanques es la carga volumétrica de superficie 30 M3/M2 - día.

Suponiendo un 25% de recirculación de lodos, en relación al caudal del influente, necesitaremos una área de:

$$A = \frac{(1080 \text{ M3/día})(1.25)}{(30 \text{ M3/M2-día})} = 45.0 \text{ M2}$$

Se proyectarán dos tanques de sedimentación adjuntos al tanque de oxidación biológica, cada uno con una sección de 6.00x3.75 mt.

Para aumentar la capacidad de los tanques de sedimentación, especialmente en los caudales superiores se incluyen en los tanques de sedimentación, sistemas de placas pa-

rales con una inclinación de 60°, una separación de 10 -- cms. y una profundidad (vertical) de 1.20 mts.

4.2. ESTIMACION DEL CAUDAL DE LODOS

Para la estimación del caudal de lodos partiremos de la ecuación siguiente:

$$Q_x C_A = Q_R C_R + Q_S C_P$$

$$Q_x = Q_R + Q_S$$

Donde:

C_A = Sólidos en suspensión en el líquido saliente -- del aircador, (mg/Lt.).

C_P = Sólidos en suspensión en el afluente primario, (mg/Lt.)

C_R = Sólidos en suspensión en el lodo de retorno, -- (mg/Lt.).

Q_R = Lodo de retorno, (M3/seg.)

Q_S = Efluente primario, (M3/seg.)

Q_x = Efluente total primario, hasta cualquier punto -- x, inclusive, (M3/seg.)

Partiendo de la consideración de que el peso específico de un lodo es igual a la unidad y la aportación en el agua residual es del 1%, tendremos pues, que el valor de -- C_P es igual a:

$$C_P = 1\% = (0.01) (1 \text{ kg/Lt.}) \frac{1'000,000 \text{ mg}}{\text{kg}}$$

$$= 10,000 \text{ mg/Lt.}$$

Si $C_A = 0$.

$$Q_R C_R = Q_S C_P$$

$$C_R = 3,000 \text{ mg/Lt}$$

$$Q_R = 1.25 \text{ (0.0125 M}^3\text{/seg.)}$$

$$Q_S = \frac{Q_R \cdot C_R}{C_P} = 0.0047 \text{ M}^3\text{/seg.}$$

Los lodos tienen un caudal diario de 406.8 M³/día, - mientras que el volumen de agua residual se considera de -- 1,080 M³/día.

6.4.5. SECAO DE LODOS

En este caso se emplea el criterio de 0.1 M²/población equivalente.

$$\text{Población equivalente} = 2,500 \text{ Hab.}$$

$$\text{Area necesaria} = 0.1 (2,500) = 250 \text{ M}^2.$$

Y se proyectan 4 módulos de 6.00 x 10.80 mts.

6.4.6. CLORACION

Se diseña para un caudal de 25 Lt/seg. y con los siguientes parámetros de diseño:

$$t_r = 20 \text{ min.}$$

$$\text{Prof.} = 2.5 \text{ mt.}$$

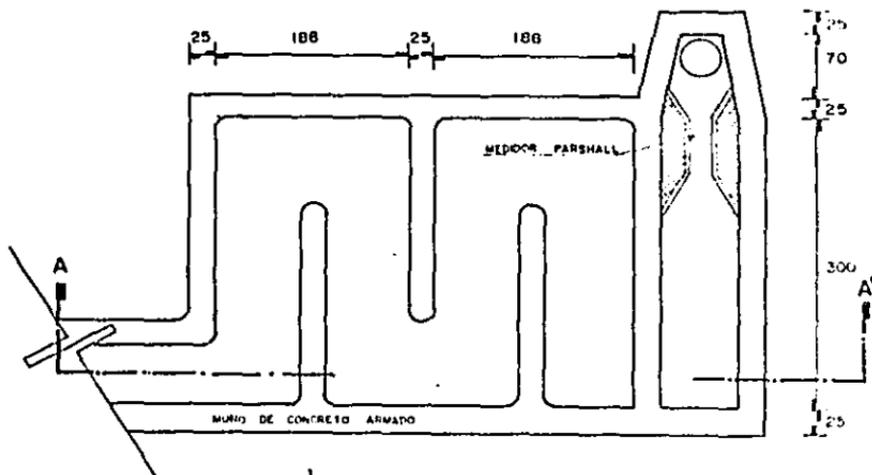
$$\text{Area necesaria} = \frac{Q \cdot t_r}{\text{Prof.}} = \frac{(0.025 \text{ M}^3\text{/seg}) (20 \times 60)}{2.50 \text{ mt.}} = 12 \text{ M}^2$$

$$(3.00 \times 4.00 \text{ mt.}).$$

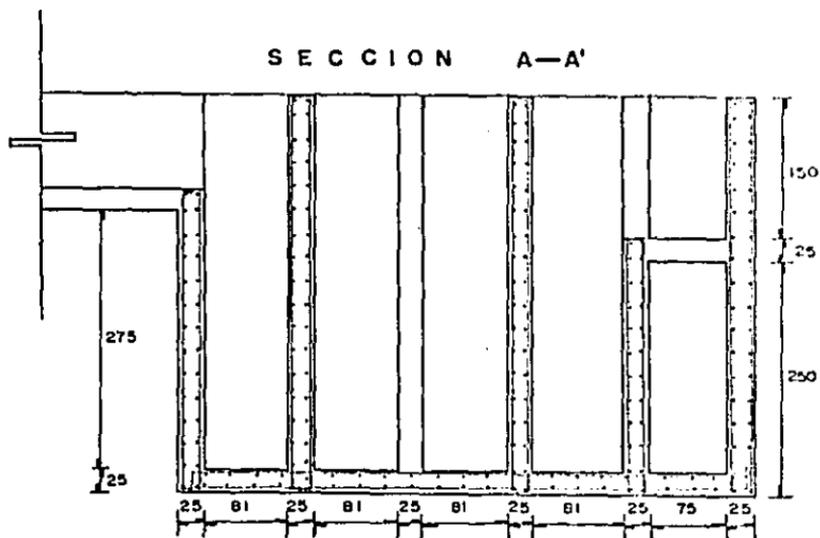
$$\text{La profundidad total} = 2.50 + 0.50 \text{ (claro libre)} = 3 \text{ mt}$$

La figura siguiente muestra el tanque de cloración:

PLANTA



SECCION A-A'



TANQUE PARA CONTACTO DE CLORO

E S C A L A 1:30

C A P I T U L O V I I

VOLUMENES DE OBRA

1.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

7.1 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

7.1.1. PARA RED DE ALCANTARILLADO:

Antes de iniciar cualquier obra de alcantarillado es muy conveniente hacer un recorrido de la población siguiendo el curso de la red de aguas abajo hacia aguas arriba, comenzando por los colectores hasta las atarjeas para tratar de detectar los posibles problemas que pudieran causar dificultades y procurar soluciones y alternativas. Las etapas consecutivas al recorrido son las siguientes:

- 1) Trazo de ejes, localización de pozos y estructuras y verificación de bancos de nivel.

Después del recorrido inicial, se localizan en el terreno los pozos de visita, generalmente al centro del cruce de dos calles o bien, en el centro de la calle si es intermedio, con el uso de estacas y tomando referencias para volver a localizar en caso de pérdida del testigo.

Como normalmente las líneas de conducción de agua potable van pegadas a las banquetas hay que tener cuidado al trazar la línea de tubería para aguas negras ya que no son permeables totalmente y pudiera ocurrir una contaminación.

Para el trazo y la construcción se escogerá el centro de la calle, a fin de que los albañales de las casas, cuya instalación corre a cargo de los propietarios de las fincas, sean de la misma longitud para los de cada lado; debiendo iniciarse los trabajos de trazo y construcción de aguas abajo hacia aguas arriba.

2) Ruptura de empedrados y pavimentos.

Una vez hecho el trazo debe marcarse el ancho de la zanja que debe excavar, dependiendo del diámetro del tubo y la profundidad, convenientemente se usa yeso ya que resiste la lluvia mientras que la cal se disuelve.

Al romper empedrados hay que hacerlo con cuidado, seleccionando la piedra pues es muy codiciada, esto se hace con zapapico y pala, mientras que se recomienda utilizar -- una cortadora para los pavimentos, siempre y cuando la cantidad de corte lo amerite.

3) Excavación de las zanjas y disposición del material extraído.

La excavación incluye el afloje del material y su extracción, amacice y limpieza de fondo y taludes, remoción del producto de la excavación, traspaleo hasta una distancia de 5 mts. del eje y la conservación de la zanja hasta la instalación de la tubería.

Ya que se lleva una cierta profundidad en la excavación se colocan los puentes, el primero donde se tiene el pozo de visita y espaciados a cada 10 mts., hasta ligar pozo con pozo y deben colocarse anclados al piso de tal manera que la parte superior esté al nivel del terreno. Se toma una nivelación de acuerdo a los bancos de nivel establecidos en las esquinas y en cada puente se checan los cortes y en cada uno de estos puntos se ponen las niveletas, tiras de madera con una longitud aproximada de 50 cms. en donde se ajusta el escantillón con ellas para medir y ajustar a una cantidad cerrada para afinar de la excavación.

Uno de los problemas que con más frecuencia se encuentra en la práctica, es la irregularidad en la sección transversal de las zanjas, pues en muchas ocasiones no dan el ancho o bien en la parte alta cumplen pero en la parte baja no, hay irregularidades en las paredes o no está recta la zanja, todo esto hay que corregirlo hasta que queden dentro de las especificaciones.

En caso de tener derrumbes en la parte alta, el ancho puede ampliarse pero hasta 30 cms. como máximo, por sobre el lomo del tubo donde debe tener el ancho normal.

Cuando se presentan materiales tipo "A" y/o "B" se puede excavar el fondo de la zanja de tal manera que la tubería apoye en su cuadrante inferior y en toda su longitud, dejando cavidades que permitan alojar libremente y sin apoyo las juntas entre tubos.

Los trabajos de excavación en material tipo "C", pueden efectuarse por medio de explosivos colocados en barrenaciones previamente hechas tanto por medios neumáticos como a mano. También se logran buenos resultados si los volúmenes por extraer son pequeños con el uso de cuñas o rompedoras neumáticas.

Cuando se van a efectuar detonaciones en áreas pobladas, hay que tener mucho cuidado, pues las ondas expansivas producidas pueden llegar a causar daños a las fincas vecinas, de modo que se encarezca la obra por reparaciones. -- Las cargas deberán ser calculadas para que sólo resquebrajen el material y no ocurran voladuras de trozos grandes -- que puedan poner en peligro la vida de las personas.

Todo el material producto de excavación de este te--

relleno conocido como rezaga debe eliminarse, ya que no debe utilizarse en el relleno de zanjas, mientras que el material más suave puede dejarse a un lado de la excavación siempre y cuando no interfiera en los trabajos de instalación, ya que de ocurrir debe sacarse en camiones y formar un banco del cual a la hora del relleno se vuelve a acarrear.

4) Ademe de zanjas en terreno inestable.

En muchos lugares existen terrenos inestables que no permiten tener taludes verticales o se corre el riesgo de que se produzcan derrumbes en la zona de construcción, que ponen en peligro la vida de trabajadores y los trabajos que se realizan, para evitar estas situaciones es recomendable el uso de ademe, el cual normalmente es de madera.

Hay dos clases de ademe: Cerrado y Abierto, el primero consiste en la colocación de tablonces de madera, en forma vertical y continua, sostenidos por travesaños y apuntalados por polines de madera o con puntales metálicos con cuerda en los extremos para ajuste y presión. Su utilización es mayor en terrenos arenosos o en zonas saturadas donde se descantan taludes verticales.

El ademe abierto es aquel en que los tablonces se colocan en forma espaciada a ambos lados de la zanja frente a frente, normalmente se colocan en suelos poco cohesivos o cuando se piensa que una pérdida de humedad puede causar derrumbes.

En algunas ocasiones de acuerdo al estudio de factibilidad económica, será preferible efectuar ampliaciones de

zanjas buscando que el terreno encuentre su ángulo de reposo.

5) Drenaje de las zanjas si el nivel freático es alto.

Si la cantidad de agua es reducida se puede colocar una plantilla en el fondo de la zanja, con materiales graduados gruesos como gravas o algo similar, sobre este relleno no se sentará la tubería.

Cuando el gasto es mayor es conveniente construir un dren bajo la tubería de conducción, a base de tubos perforados por la parte superior y envuelto en material graduado sobre el cual se puede colocar la plantilla correspondiente. Estos drenes según sea el caso se les tendrá que dar salida por otro lado a un bajo. Como auxiliar se utiliza equipo de bombeo lo cual permite trabajar en seco.

6) Construcción de la cama o plantilla.

Este apoyo sirve sea cual sea el material del fondo de la zanja para establecer totalmente la tubería en piso firme y es de varios tipos:

Tipo A; apoyo sobre concreto simple o reforzado con espesor mínimo en el fondo y con una altura variable a los costados, o también la cama de arena húmeda, cuyos efectos son similares a los del concreto.

Tipo B; el más común de todos, consiste en una capa de material fino (A y/o B) que sirve para desplante del tubo y acostillado del mismo, más una capa de 30 cms. compac-

tado con pisón de mano sobre el lomo del tubo.

Tipo C; cama cuya forma se ajusta perfectamente para un ancho igual al 50% del diámetro exterior de la tubería y hasta una altura de 15 cms. por sobre el lomo del tubo, con material A y/o B apisonado y compactado.

7) Instalación de tubería.

Los tubos se fabrican en concreto de dos clases, simple y reforzados. Los primeros corresponden a los diámetros más pequeños desde 15 cms. a 45 cms. de diámetro, mientras que los reforzados varían de 61 a 244 cms. Antes de instalar hay que revisar para eliminar los tubos que podrían fallar, como los rajados o sentados, al momento del relleno produciendo fugas.

La conexión varía de acuerdo a la forma especial de cada tipo pues la tubería reforzada conecta de espiga y caja, mientras que la tubería simple es por medio de macho y campana, procurando que siempre quede la campana hacia aguas arriba.

El junteo es parte muy importante, ya que evita las fugas del líquido y se hace con mortero cemento-arena 1:3 y mojando la unión para que no le quite agua al mortero, el cual se coloca en la campana en la parte media inferior y en el macho en la parte media superior, el remate a la unión es un chaflán a 45° con la horizontal, pulido. En tanto que para la unión espiga y caja en vez del chaflán se coloca un listón de ancho variable de acuerdo al diámetro del tubo y con un espesor de 1.5 cms. en toda la circunferencia.

Por ninguna razón se debe permitir la instalación de tubería si la zanja está inundada y se debe proteger a la - que ya se colocó para evitar que por la presencia de agua - se flote, pues causa desalineamiento y probables escapes.

Es requisito que la tubería venga protegida interiormente para soportar los efectos de los sulfatos disueltos - en las aguas residuales. Independientemente, el tubo deberá ser fabricado con cemento Portland V.

8) Relleno de Zanjas.

Antes de un período no mayor a las 12 hrs. debe procederse al relleno que puede ser de dos tipos: Apisonado y Compactado al volteo. Cada uno de ellos se puede realizar en forma manual o con equipo mecánico.

Tanto el confinamiento lateral o acostillado, con -- material fino y apisonado a ambos lados del tubo para evitar desviaciones, como el vertical, también normalmente con material fino del producto de la excavación, es muy importante y definitivo para el buen resultado de la obra.

Cuando las zanjas se ubicaron en calles sin pavimentar, el relleno apisonado debe llegar hasta 30 cms. sobre el lomo del tubo compactado al 85% proctor en forma manual y agregando el agua necesaria, el resto debe hacerse a volteo tanto a mano como con equipo mecánico y dejando un "lomo de toro" o de "camello" para que al consolidarse el terreno no tengamos una depresión sobre el tubo, reduciendo el colchón.

Cuando había pavimento tanto con asfalto como con --

concreto o empedrado, se recomienda llegar al relleno compactado hasta el nivel del pavimento en capas de 20 cms. de espesor y compactar al 90% proctor y al 95% en la pavimentación, esto se logra con equipo mecánico más rápida y económicamente.

De acuerdo a especificaciones el colchón mínimo debe de ser de 90 cms. y deberá ser apisonado íntegramente para seguridad de absorción de cargas vivas.

La maquinaria para efectuar los apisonados son: rodillos vibratorios, bailarinas, compactadores, rodillos neumáticos, etc.

9) Reposición de pavimentos y empedrados.

Una vez terminado el relleno de la zanja normalmente al 90% proctor, se procede a la excavación de la caja, o sea, el espacio donde se colocará la base de grava cementada y con la humedad óptima para dar el 95% proctor hasta una altura tal que el espesor de la carpeta sea igual al existente anexo. Después de esta base se debe dar un riego de impregnación, y un día después se procede a la colocación de la carpeta asfáltica ya sea mezcla caliente en planta o en frío por motoconformadora en obra.

Para el caso de empedrados el procedimiento básico es igual pues también se excava una zanja, pero sólo de la profundidad del mismo, y ahí se colocan y acomodan las piedras rellenándose los huecos entre ellas con el producto de la excavación.

10) Construcción de estructuras especiales y accesorias.

Las principales estructuras pueden dividirse en:

- a) Pozo de visita común.
- b) Pozo de visita especial.
- c) Cajas de caída en pozos de visita.
- d) Brocales y tapas de concreto reforzado o de fierro fundido que pueden ser ciegos o con rejillas.
- e) Cárcamo de bombeo.

La definición y utilización de cada uno de los conceptos anteriores se vieron en el capítulo de obras accesorias.

creto, aplanado pulido, media caña, -
brocal y tapa.

Hasta	— 1.50 mt.	66 pza.
de:	1.50 — 1.75 mt.	7 pza.
	1.75 — 2.00 mt.	4 pza.
	2.00 — 2.25 mt.	1 pza.
	2.25 — 2.50 mt.	1 pza.
	2.50 — 2.75 mt.	2 pza.

10.- Pozo de visita con caída adosada con tubo de asbesto-cemento, muro de ladrillo de lama a tezón mortero cemento-arena 1:3, incl. excavación, plan^u tilla de piedra y concreto, aplanado pulido, media caña, escalera marina, brocal y tapa.

de:	2.75 — 3.00 mt.	1 pza.
	3.50 — 3.75 mt.	1 pza.
	3.75 — 4.00 mt.	3 pza.

11.- Relleno de copas con material producido de excavación apisonado y compactado a mano en capas de 20 cm. de espesor.

5,203.29 M3

12.- Relleno de copas con material sobrante de excavación apisonado y compactado a mano en capas de 20 cms. de espesor incl. acarreo.

258.67 M3

13.- Reposición de empedrado de 15 cms. de espesor.

3,028.20 M2

14.- Pavimento asfáltico con carpeta de -

de 5 cms. de espesor.

145.80 M2

15.- Tirar escombros producto de excavación, considerando 15% de abund.

1,360.36 M3

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

En el desarrollo del presente proyecto tuve la oportunidad de analizar los grandes beneficios que proporcionan las redes de Agua Potable y Alcantarillado, no sólo en el renglón de comodidad, sino al de más importancia, La Salud.

Pero el hecho de dotar de estos servicios a las poblaciones no solucionará el problema de sanidad, a menos -- de que se haga la planificación adecuada, como sería el alg amiento de las aguas residuales, sea a zonas donde no puedan contaminar el ambiente o perjudique a terceros.

La realización de este proyecto traerá como conse--- cuencia algunos beneficios que no sólo serán para la población de Tuxcueca, Jalisco, sino para toda la Laguna de Chapala y lógicamente para todas las poblaciones de la ribera de ésta, al no ser descargada directamente las aguas negras, sino someterlas a un tratamiento como el que se propone, se reducirá en gran parte al azolve que está haciendo que muera el Lago de Chapala y se evitará la contaminación que es la razón por la que se reduce el oxígeno disuelto en el --- agua, elemento vital para que pueda haber supervivencia en ella. Los beneficios logrados al instalar esta planta de - tratamiento mejorarán también el aspecto económico y ecológico, pero no sólomente se ocupa la planta de Tuxcueca, sino el esfuerzo conjunto de todos y cada uno de los contribuyentes a la contaminación de la laguna, directa o indirecta mente, ya que mientras existan algunas personas que a pesar de saber el daño que causan a nuestra ecología sigan obstinándose en no acatar las disposiciones gubernamentales, el esfuerzo de muchos para mejorar el ambiente se verá quebran tado por la negligencia de pocos.

B I B L I O G R A F I A

- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO.
ERNEST W. STEEL
EDITORIAL GUSTAVO GILI, S.A.

- ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.
HAROLD E. RABBITT
E. ROBERT BAUMANN
C.E.C.S.A.

- NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO
EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA.
S.A.H.O.P.

- NORMAS TECNICAS PARA EL PROYECTO DE PLANTAS DE TRATAMIENT-
TO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES.
S.A.H.O.P.

- TOPOGRAFIA
MIGUEL MONTES DE OCA
SERVICIOS Y REPRESENTACIONES DE INGENIERIA ,

- MONOGRAFIA DE TUXCUECA
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA, GEOGRAFIA E INFORMATI-
CA. (I.N.E.G.I.)

- DATOS CLIMATOLOGICOS (TERCERA PARTE)
INSTITUTO DE ASTRONOMIA Y METEOROLOGIA DE LA
UNIVERSIDAD DE GUADALAJARA.

- ESTRATEGIA DE DESARROLLO
"PROGRAMA SUBREGIONAL Y MUNICIPAL" REGION GUADALAJARA
GOBIERNO DEL ESTADO, DEPARTAMENTO DE ECONOMIA 1973.