

32 870115
207

Universidad Autónoma de Guadalajara

Incorporada a la Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA DE INGENIERIA



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SISTEMA SANITARIO DE CUQUIO, JALISCO.

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
EFRAIN ARTURO SOTO FELIX
GUADALAJARA, JALISCO 1988



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

1.- INTRODUCCION	1
1.1.- Los sistemas de alcantarillado y su importancia.....	1
1.2.- Sistema sanitario en servicio y necesidades.....	4
2.- ESTUDIOS NECESARIOS PARA EL PROYECTO.....	5
2.1.- Situación geográfica.....	5
2.2.- Estudios climatológicos.....	6
2.3.- Estudios socioeconómicos.....	6
2.3.1.- Urbanización.....	6
2.3.2.- Servicios públicos.....	7
2.3.3.- Información específica de la población....	7
2.3.4.- Actividades económicas de la población....	8
2.3.5.- Comunicaciones y transportes.....	9
2.3.6.- Vivienda.....	10
2.4.- Estudios topográficos.....	11
2.5.- Estudios demográficos.....	12
3.-DISEÑO Y CALCULO DE LA RED DE ALCANTARILLADO.....	20
3.1.- Elección del sistema de alcantarillado.....	20
3.2.- Cálculo de caudales.....	22

3.3.- Cálculo de las alcantarillas.....	25
3.3.1.- Fórmulas de circulación.....	25
3.3.2.- Velocidades límites en las alcantarillas..	30
3.3.3.- Flujo en alcantarillas parcialmente llenas.....	30
3.3.4.- Memoria de cálculo.....	33
4.- OBRAS ACCESORIAS.....	42
4.1.- Pozos de registro.....	42
4.2.- Tuberías para alcantarillas.....	46
4.3.- Cargas y resistencias en los tubos de concreto.	48
4.3.1.- Métodos de asiento.....	48
4.3.2.- Pruebas de resistencia para tuberías de concreto.....	50
4.3.3.- Cargas en las tuberías.....	51
5.- PLANTA DE TRATAMIENTO.....	57
5.1.- Características del agua residual.....	57
5.1.1.- Características físicas.....	58
5.1.2.- Características químicas.....	59
5.1.3.- Microbiología del agua residual y de su tratamiento.....	60
5.1.4.- Procesos anaerobios.....	60
5.1.5.- Procesos aerobios.....	60
5.1.6.- Otros microorganismos.....	61
5.1.7.- Demanda bioquímica de oxígeno (DBO).....	62
5.1.8.- Demanda química de oxígeno (DQO).....	63
5.1.9.- Carbono orgánico total (COT).....	63
5.1.10- Muestreo.....	64
5.1.11- Población equivalente.....	64
5.2.- Sistemas de pretratamiento.....	65
5.2.1.- Rejas y rejillas.....	65
5.2.2.- Desmenuzadores.....	66
5.2.3.- Desarenadores.....	67

5.2.4.- Separación de grasas.....	69
5.3.- Sistemas de tratamiento primario.....	69
5.3.1.- Sedimentación.....	69
5.3.2.- Tanques rectangulares.....	71
5.3.3.- Tanques circulares y cuadrados.....	72
5.3.4.- Otros procesos de tratamiento primario....	72
5.3.5.- Auxiliares químicos en la sedimentación...	73
5.4.- Sistemas de tratamiento secundario.....	73
5.4.1.- Procesos de cultivo fijo.....	74
5.4.2.- Procesos de cultivo suspendido.....	74
5.4.3.- Estanques de estabilización.....	75
5.5.- Elección de los sistemas de tratamiento.....	76
5.6.- Diseño de la planta de tratamiento.....	77
5.6.1.- Diseño hidráulico de las rejillas.....	77
5.6.2.- Diseño hidráulico del desarenador.....	79
5.6.3.- Diseño hidráulico del tanque de sedimentación.....	83
5.6.4.- Diseño hidráulico del estanque de estabilización.....	88
5.6.5.- Diseño estructural del tanque de sedimentación.....	90
5.6.6.- Diseño hidráulico del cárcamo de bombeo...	95
5.6.7.- Diseño estructural del cárcamo de bombeo..	96
6.- VOLUMENES DE OBRA.....	105
6.1.- Volúmenes de obra de la red de alcantarillado	105
6.2.- Volúmenes de obra de la planta de tratamiento	108
7.- CONCLUSIONES.....	109
8.- BIBLIOGRAFIA.....	110

1.- INTRODUCCION

La vida comunitaria organizada no podría existir sin los servicios combinados de abastecimiento de agua potable y alcantarillado. Estos dos sistemas deben ser considerados como una unidad, en la que las aguas residuales domésticas son resultado de la utilización de el agua proporcionada a la comunidad.

1.1.- LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO Y SU IMPORTANCIA

La red de alcantarillado tiene la misión de recoger las aguas residuales de las zonas habitadas y conducir las a un cierto punto para su evacuación. En muchas ocasiones, los líquidos residuales deberán someterse a un tratamiento más o menos intenso antes de su vertido a un curso de agua o habrán de descargarse debidamente, de modo que no puedan ser causa de peligro para la salud pública u ocasionar perjuicios.

El diseño, construcción y mantenimiento de un adecuado sistema de alcantarillado es un problema de la ingeniería sanitaria. Para su solución se requiere de habilidad y criterio, tanto por la naturaleza del trabajo como por el he-

cho de que cada fase de el problema involucra la salud de los ciudadanos. Sin una evacuación efectiva, los desperdicios de una comunidad pueden producir molestias intolerables, propagación de enfermedades y en el mejor de los casos, la depreciación de propiedades. Es así como los importantes efectos de las instalaciones de alcantarillado en las ciudades, no se reducen a la salvaguardia de la salud.

El despreocupado ciudadano, acostumbrado a las comunidades de la civilización, tiene un limitado concepto de la significación de la vasta red de conductos subterráneos precisos para evacuar las aguas residuales producto de la utilización de el agua suministrada a la población.

Definiciones.- Se llaman "aguas" o "líquidos residuales" a los líquidos conducidos por las alcantarillas. Están constituidos por alguno de los líquidos residuales que separadamente se definen a continuación, o por una mezcla de ellos. Las "aguas residuales domésticas" o "aguas negras" son las originadas en los elementos sanitarios de las viviendas, edificios comerciales, fábricas o instituciones. Las "aguas residuales industriales" son los líquidos producidos en los establecimientos industriales, tales como tintorerías, cervecerías o fábricas de papel. Las "aguas de lluvia" o "pluviales" son los líquidos que recogen las alcantarillas durante un periodo de lluvias o después de el, y debidas a la precipitación pluvial. La "infiltración" es el agua que penetra en las alcantarillas por filtración del terreno.

Una "alcantarilla" es un tubo o ducto, ordinariamente cerrado, que en general no fluye a sección llena, y que se destina a la conducción de las aguas residuales. Las "alcantarillas públicas" son aquellas que pueden ser utilizadas con iguales derechos por todas las propiedades colindantes. Las "alcantarillas de aguas negras" son las destinadas a las aguas residuales domésticas, excluyendo las aguas de lluvia, las superficiales y las subterráneas. Ordinaria

mente se emplean también para recoger todas las aguas residuales industriales que se produzcan en la zona a la que sirven. En ocasiones, aunque impropriamente, se les denomina alcantarillas separadas. Las "alcantarillas para aguas pluviales" se destinan a la conducción del agua de lluvia, incluyendo la escorrentia superficial y las aguas de limpieza de las calles. Las "alcantarillas combinadas" o "unitarias" se instalan para la conducción conjunta de las aguas residuales domésticas, las industriales y las de lluvia. A las redes constituidas por alcantarillas combinadas se les denomina "redes unitarias", pero si el agua de lluvia se conduce separadamente de los residuos domésticos e industriales, se dice que constituyen unas "redes separativas". El término "saneamiento" se aplica al arte de recoger, tratar y evacuar las aguas residuales. La expresión "sistema de saneamiento" tiene una gran amplitud y abarca todas las estructuras y procedimientos requeridos para recoger, tratar y evacuar las aguas residuales.

Los "albañales" son los conductos que llevan las aguas residuales desde la red de tuberías de un solo edificio a una alcantarilla pública o a un punto de evacuación inmediata. "Alcantarilla rama" o simplemente un "ramal" es la que no tiene otra que descargue en ella. Una "alcantarilla secundaria" es la que recibe las aportaciones de un cierto número de alcantarillas ramales. Una "alcantarilla colectora" o "colector" recibe la aportación de una o más secundarias. Se designa con el nombre de "emisarios" los que recogen las aguas de la red colectora y las conducen a la instalación de tratamiento o al punto de evacuación final. Un "interceptor" es el que corta transversalmente a otras varias con objeto de recoger o interceptar el caudal de aguas residuales con una determinada cantidad de agua de lluvia o sin ella, si se trata de una red unitaria. Las "alcantarillas aliviaderos" son las que se construyen para complementar a otra existente de insuficiente capacidad.

El "tratamiento de las aguas residuales" comprende todos los procesos a que aquéllas se someten, para eliminar o alterar sus constituyentes nocivos con el fin de transformarlas en menos peligrosas u ofensivas. Se designa por "evacuación de las aguas residuales" al acto de eliminarlas por cualquier procedimiento. Puede hacerse con tratamiento previo o sin él.

1.2.- SISTEMA SANITARIO EN SERVICIO Y NECESIDADES

El sistema de alcantarillado existente en la localidad de Cuquío es el resultado de una serie de obras realizadas por el ayuntamiento, destinadas a dar solución a los problemas más apremiantes, las cuáles fueron habilitadas como soluciones aisladas. Es indiscutible que, para la solución adecuada de el problema sanitario de Cuquío, se debe implementar una planificación de conjunto para la red de alcantarillado.

Uno de los principales problemas que presenta la red existente es que sus descargas son vertidas al arroyo que atraviesa a la población. Esto ha provocado el crecimiento de un gran foco de infección, debido a la contaminación que resulta de la descarga de las aguas negras a una corriente superficial. De no tomarse las medidas necesarias para disminuir el índice de contaminación, este puede aumentar al punto de crear serios problemas de salud a sus habitantes.

Debido a lo anterior, se considera apremiante la construcción de una red de alcantarillado adecuada, incluyendo la construcción de colectores, emisor y planta de tratamiento, hasta la fecha inexistentes.

En el año de 1984, mediante un financiamiento obtenido de el Plan Regional de Empleo (P.R.E.), el ayuntamiento de Cuquío llevó a cabo la construcción de un sistema de recolección de aguas pluviales que hasta la fecha se considera eficiente.

2.- ESTUDIOS NECESARIOS PARA EL PROYECTO

2.1.- SITUACION GEOGRAFICA

El municipio de Cuquio se localiza al centro de la región central de el estado de Jalisco, limita al norte con el municipio de Yahualica, al sur con Zapotlanejo, al este con Acatic y Tepatitlán de Morelos y al oeste con Ixtlahuacán del Rio y el estado de Zacatecas.

Tiene una extensión territorial de 880.96 km² presentando una topografía un tanto irregular, propia de la altiplanicie central. Predominan las alturas entre 1,500 y - 2,100 metros sobre el nivel del mar, encontrándose las más elevadas en el extremo noroeste y en dos pequeñas porciones de la parte central en donde alcanzan hasta los 2,700 msnm. y los mas bajos, a todo lo largo de su límite este, coincidiendo con los márgenes del río verde, con altitudes entre 900 y 1,500 msnm.

La cabecera municipal es Cuquio y tiene la siguiente localización geográfica:

Latitud Norte: 20°50'

Longitud Oeste: 103°02'

Altura sobre el nivel del mar: 1,349 mts.

2.2.- ESTUDIOS CLIMATOLÓGICOS

El clima en el municipio de acuerdo a la clasificación de C.W. Thornthwaite es semi-seco y templado sin cambio térmico invernal bien definido. El régimen de lluvias es en los meses de Junio a Octubre y representa el 89% del total anual.

Los meses más calurosos se presentan en Mayo y Junio con temperaturas medias de 21.4°C y 21.2°C respectivamente. La dirección de los vientos, en general, es de norte a sur, con una velocidad de 3 km/hr.

Además los aspectos climáticos presentan las siguientes características: la precipitación media anual es de 840 mm. La lluvia del año más abundante representa el 134% de la media anual y se presentó en el año de 1958; la más escasa significa el 55% de la media anual y ocurrió en el año de 1961. La lluvia máxima promedio en 24 hrs. es de 42.0 mm., sin embargo, se han presentado máximas de 104.0 mm. y 84.0 mm. en los meses de Junio y Agosto.

La temperatura media anual es de 17.9°C. La temperatura máxima extrema de 45.0°C y se presentó en el mes de Mayo del año 1959; la mínima extrema fue de -7.0°C y ocurrió en el año 1960 en el mes de Febrero.

2.3.- ESTUDIOS SOCIO-ECONÓMICOS

2.3.1.- Urbanización

En la población de Cuquío el 60% de la estructura vial cuenta con pavimento y este es inadecuado para el crecimiento de la localidad.

Las calles son continuas en gran número y la vialidad primaria es deficiente debido a lo angosto de las calles. Es muy marcada la deficiencia en el señalamiento lo que entorpece aún más la circulación vehicular.

2.3.2.- Servicios Públicos

Sector salud.- Las instalaciones oficiales con servicios hospitalarios cuentan solo con un centro de salud que da atención a la población total que comprende el municipio. Relacionando población con hospitales, se tiene que para cada diez mil habitantes existe 0.4 hospitales, cifra inferior al promedio del estado que es de 0.85. La carencia de servicios de salud en las zonas rurales del municipio provoca que los habitantes tengan que concurrir a los servicios de la cabecera municipal, con la consecuente sobredemanda en el centro de salud de esta.

Sector educación.- Durante el año de 1960, este municipio contaba con el 49.5% de población analfabeta, porcentaje que ha disminuido satisfactoriamente hasta llegar a representar para 1980 el 36.4% de la población de 10 años y más. Para lograr la instrucción a nivel primaria, funcionaban en el municipio durante el ciclo 76/77, un total de 48 escuelas que contaban con 99 aulas. En estas, 97 maestros impartieron enseñanza a 4,317 niños entre los 6 y 14 años, que constituían el 72.6% de la demanda total. En este mismo ciclo, a nivel secundaria, existían dos escuelas dotadas con 5 aulas, en estas 27 maestros atendieron a una población de 162 escolares. Para los niveles superiores de educación, no se cuenta con planteles educativos por lo que la población estudiantil tiene que emigrar a otros municipios. 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 se traduzca en su base de sostenimiento.

2.3.3.- Información específica de la población

El municipio ha tenido a partir del año 1960 un gran incremento de la población generado principalmente por la fuerte atracción demográfica. El crecimiento poblacional se

considera de tipo acelerado, y el crecimiento de la población urbana, es decir, aquella que se asienta en localidades mayores a 2,500 hab., presenta las siguientes características: solo la cabecera municipal está considerada con nivel urbano desde el año 1970, en el que representaba el 18% de la población; en 1980 ha polarizado un 19% del total municipal.

La localidad de Cuquio muestra una tasa muy dinámica de incremento demográfico: 4.0% promedio anual, con la cual el número de habitantes pasará de 4.4 a 9.7 miles de personas, durante el periodo 1980-2000. De los datos anteriores, se puede inferir que este municipio seguirá logrando retener a su población y aún recibirá, en poca cuantía, corrientes migratorias de otras partes del estado, que buscan oportunidades de empleo en este municipio con amplias perspectivas de desarrollo agropecuario. Por otra parte, dentro de la región Guadalajara, es uno de los municipios de más baja densidad, por lo que no se presentará presión demográfica sobre los recursos.

Población económicamente activa.- La población económicamente activa representó el 23.9% de la población total en 1970. En su estructura muestra la economía agropecuaria en el municipio que era de 84.7% del total en 1970; mientras que las actividades industriales ocupaban el 6.7% de la población activa; los servicios y otras actividades ocupaban el 8.6%.

2.3.4.- Actividades económicas de la población

La actividad comercial del municipio se basa principalmente en la comercialización de productos agropecuarios. De la venta de estos productos sobresalen el maíz, avena, tomate de cáscara y chile seco, los cuales representan el 96.3% del valor total de la producción. Dichos productos se envían particularmente a Guadalajara y Conasupo. En cuanto a los insumos que se utilizan en la agricultura del

lugar destacan los fertilizantes, herbicidas, insecticidas y semillas mejoradas, los cuales son adquiridos en la ciudad de Guadalajara. En general, los rendimientos obtenidos son semejantes a los registrados a nivel estatal, como consecuencia de que los fertilizantes y la tecnología agrícola se aplican en un 60% de la superficie cultivada.

Dada la tendencia de la agricultura en el Municipio es necesaria la compra de frutas y legumbres para el abastecimiento de la población. A pesar de que se cuenta con una producción agrícola considerable, solo se tiene una capacidad de almacenaje de 8,400 toneladas por parte de Conasupo, lo que provoca que las cosechas sean vendidas al tiempo.

De las especies ganaderas, el 78% y el 55.5% de la producción de carne de ganado bovino y porcino respectivamente se destinan al resto del estado.

La actividad comercial en este municipio se encuentra a un nivel medio, considerando tanto su índice de desarrollo económico como la cantidad de establecimientos. El comercio local se desenvuelve a través de 92 establecimientos, la mayoría pequeños, dedicados a la venta de productos de consumo popular; sin embargo, existen 2 establecimientos de regular tamaño, considerados fiscalmente como causantes mayores, que se dedican a la venta de energéticos, ferretería y materiales de construcción respectivamente. La gran mayoría de los productos con que se abastece la población son traídos de la ciudad de Guadalajara, con la que se guardan estrechos lazos comerciales.

La actividad manufacturera muestra poco desarrollo, ya que solo se registran 15 establecimientos, 6 de los cuales se dedican a la fabricación de productos alimenticios y 2 a la fabricación de prendas de vestir. Las restantes se dedican a la manufactura de calzado y la fabricación de productos metálicos.

2.3.5.- Comunicaciones y Transportes

Cuquio es la localidad que dispone del acceso principal

hacia la región de que forma parte en la zona centro del estado. Se integra a través del ramal Ixtlahuacán del Río-Cuquio que se desprende de la carretera Guadalajara-Saltillito, que reúne las condiciones suficientes para considerar satisfactoria su integración. No obstante, todos los demás caminos interiores del municipio son brechas que se encuentran en mal estado de conservación y que en época de lluvias tienen problemas que entorpecen gravemente la intercomunicación de las localidades.

La red de caminos está compuesta por 26 kms. de pavimento y 112.5 kms. de brechas a través de los cuales se desarrolla el tráfico de carga que efectúan los 172 camiones y camionetas existentes. El tráfico de pasajeros es activo por medio de 29 automóviles, uno de ellos de alquiler y por un camión de servicio público de pasajeros de alquiler. El transporte público foraneo está formado por dos líneas directas que dan servicio originando salida en la propia cabecera municipal.

La demanda de los servicios telecomunicativos es cubierta en forma limitada en todo el municipio. El servicio postal se proporciona en Cuquio y otras 2 localidades más, donde el servicio es despachado por una administración en la cabecera y agencias en cada una de las otras localidades. El servicio de telégrafos existe en la cabecera y otra población donde hay una administración y una agencia respectivamente; en cuanto al servicio de teléfono únicamente es proporcionado en Cuquio y para 1980 operaba con 16 líneas y 16 aparatos.

2.3.6.- Vivienda

Según su localización, las viviendas se clasifican en 2 grupos: el primer grupo es el que comprende a las ubicadas en la cabecera municipal, cuyas características son las menos deplorables debido a su nivel económico más desahogado, pero los servicios de infraestructura son insuficientes o definitivamente no cuentan con ellos. Para su construc-

ción se utilizan materiales duraderos que mejoran las condiciones de la vivienda, pero es evidente la falta de asesoría técnica.

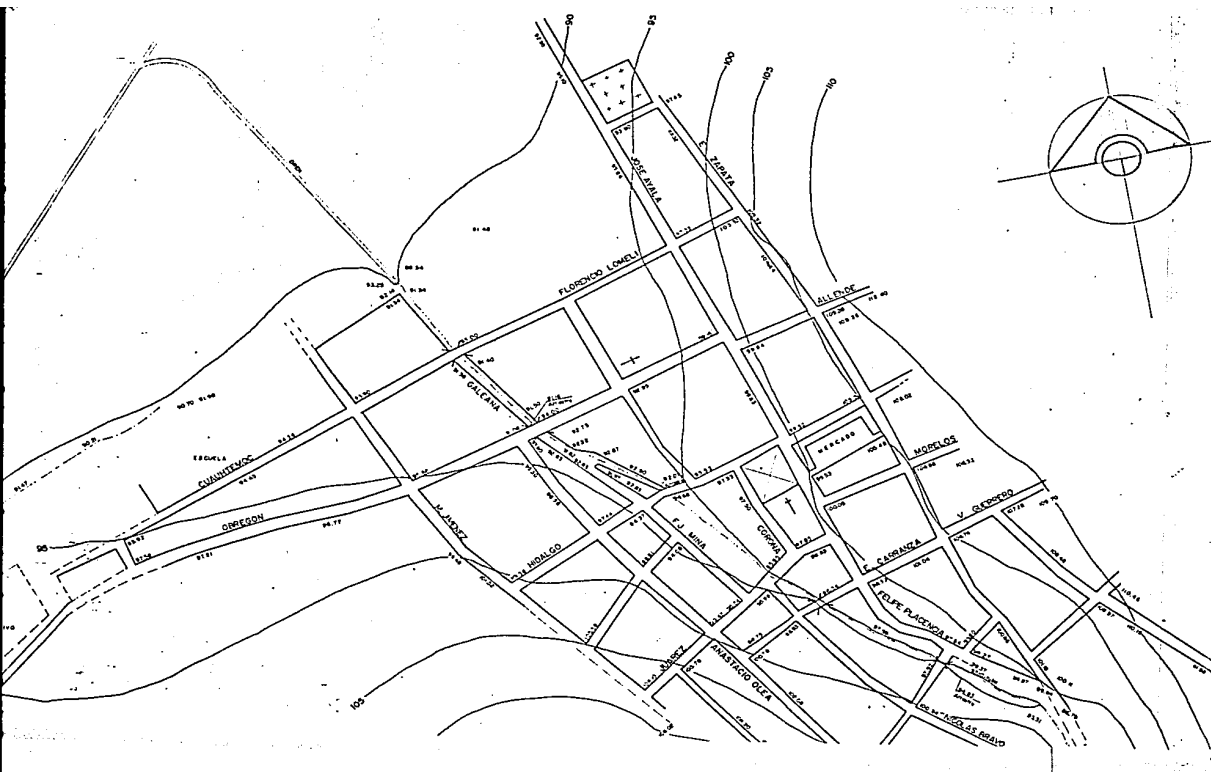
El otro grupo comprende a las viviendas ubicadas en las localidades restantes del municipio y presentan las siguientes características: debido al bajo nivel económico de los habitantes, están construidas con materiales no duraderos - que impiden un ambiente higiénico y un aislamiento térmico adecuados. No presentan los requisitos mínimos de iluminación, ventilación e infraestructura necesarios para su funcionamiento. Como consecuencia de sus dimensiones tan reducidas, se presenta un alto índice de hacinamiento, promiscuidad y contacto con los animales domésticos.

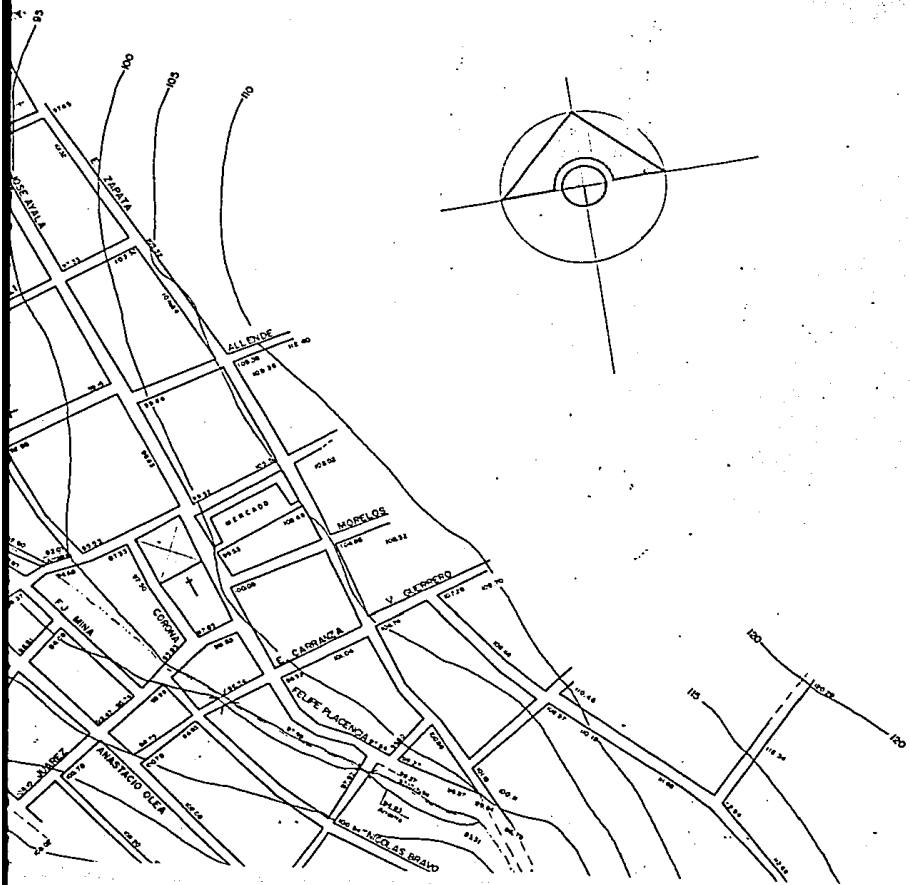
Para el año de 1980, solo el 11% de las casas en el municipio contaban con techo de concreto o similares. El 75% de los pisos en los cuartos eran de tierra y los servicios en las viviendas eran evidentemente insuficientes, pues solo el 9% contaba con drenaje, el 8% con agua potable y el 22% con electricidad.

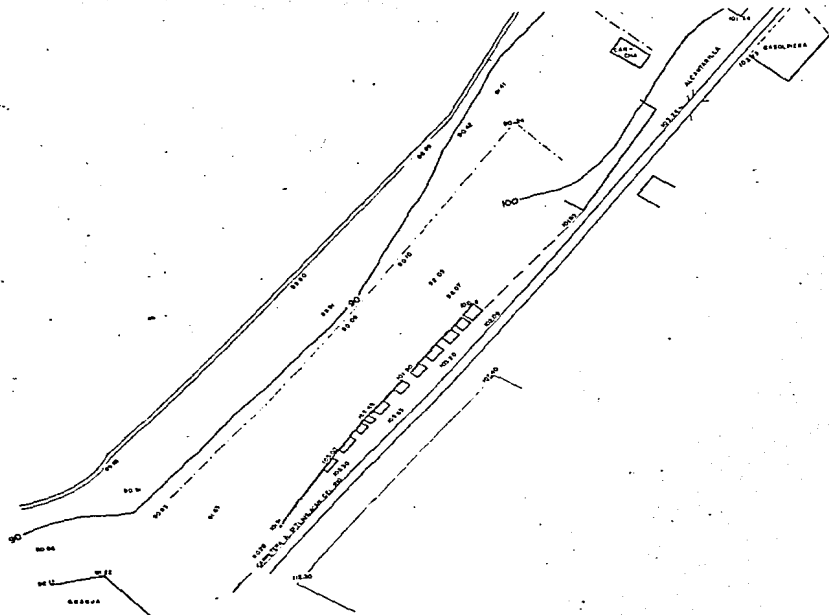
2.4.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Orográficamente en el municipio se presentan 3 formas características de relieve: la primera corresponde a zonas accidentadas que están formadas por alturas de 1,300 a 2,200 mts. sobre el nivel del mar, estas abarcan aproximadamente el 9% de la superficie total de el municipio. La segunda forma de relieve corresponde a zonas semiplanas con alturas de 1,600 a 2,100 mts. sobre el nivel del mar, estas abarcan aproximadamente el 43% de la superficie. La tercera forma de relieve corresponde a zonas planas con alturas de 1,600 a 1,900 mts. sobre el nivel del mar, estas comprenden aproximadamente el 48% de la superficie total.

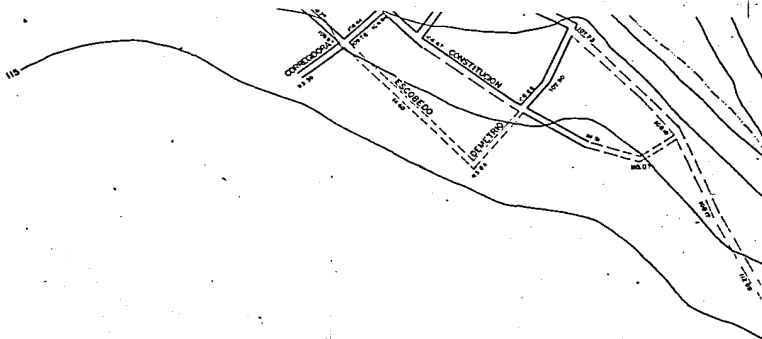
Puesto que comunmente las alcantarillas se hacen trabajar por gravedad, se hace indispensable un estudio topográ-







ESCALA = 1:

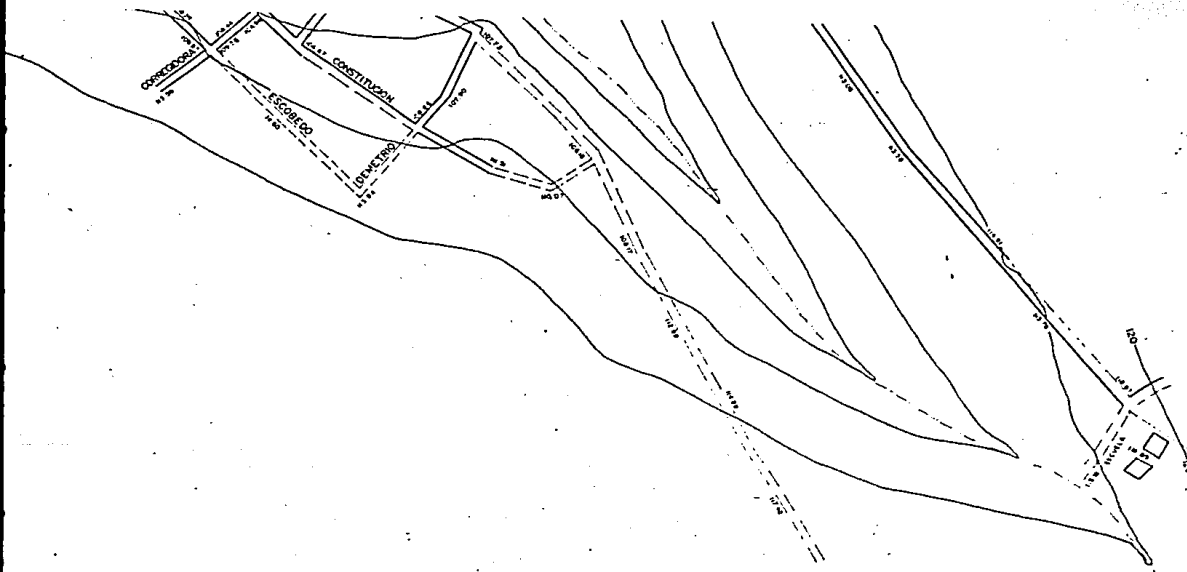


ESCALA = 1 : 2 , 000

UNIV

C

GUADA



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA ESCUELA DE INGENIERIA
<h2 style="text-align: center;">CU QUIO- Alcantarillado</h2>
PLANO TOPOGRAFICO EFRAIN ARTURO SOTO FELIX TESIS PROFESIONAL
GUADALAJARA JAL. ABRIL DE 1988 ESC 12000 PLANO N° 1

fico, de la localidad para la elaboración del proyecto. El estudio se traduce en un plano topográfico que debe contener detalladamente las siguientes características: el trazo exacto de las calles, curvas de nivel y las cotas de cada uno de los cruces de las calles. En el plano que a continuación se presenta se utilizó una escala 1:2,000 por que se consideró la más adecuada para las dimensiones del poblado.

2.5.- ESTUDIOS DEMOGRAFICOS

Antes de formular un proyecto de alcantarillado, ha de decidirse el período de tiempo que las instalaciones servirán a la comunidad, antes de que deban abandonarse o ampliarse por resultar ya inadecuadas. Este período se denomina período de vida y tiene una relación muy importante con la cantidad de fondos que deben ser invertidos en la construcción de las instalaciones. El período de vida depende principalmente de el grado de crecimiento de la población. El problema consiste en prever, tan exactamente como sea posible, la población futura al finalizar éste período de vida.

No ha sido posible desarrollar métodos exactos para predecir el crecimiento de población y debido a la gran cantidad de factores que afectan al crecimiento de una comunidad, no se puede lograr la exactitud. Sin embargo, un pronóstico de población es un prerequisite para determinar factores de diseño en sistemas de alcantarillado. Muchos métodos están disponibles pero los más utilizados son los siguientes:

- a) Método Aritmético.
- b) Método Geométrico.
- c) Método de Incrementos.
- d) Método de Interés Compuesto.
- e) Método Gráfico

El período de vida útil asignado a éste proyecto será de 30 años. Los datos obtenidos de los censos de población de la Secretaría de Programación y Presupuesto, son los siguientes:

<u>ASO:</u>	<u>HABITANTES:</u>
1950 -	1,969
1960 -	2,247
1970 -	2,986
1980 -	4,435

a) Método Aritmético:

Este método se basa en la hipótesis de que la tasa de crecimiento es constante. Matemáticamente, esta hipótesis puede expresarse la forma siguiente:

$$K = \frac{dp}{dt}$$

donde K es la tasa de cambio de la población con respecto al tiempo. La población futura se puede estimar a partir de la siguiente fórmula:

$$Pf = Po + Kt$$

Donde:

Pf: Población futura

Po: Población actual

K: Tasa de cambio poblacional

t: Tiempo en el que se hace la proyección

En nuestro caso:

ANO:		HABITANTES:	K:
1950	-	1,969	27.8
1960	-	2,247	73.9
1970	-	2,986	144.9
1980	-	4,435	

$$K \text{ PROMEDIO} = \frac{27.8+73.9+144.9}{3} = 82.2$$

$$P_{1987} = 4,435 + (82.2)(7) = 5,011 \text{ Habs.}$$

$$P_{2017} = 5,011 + (82.2)(30)$$

$$\underline{P_{2017} = 7,477 \text{ Habs.}}$$

b) Método Geométrico

La hipótesis de un porcentaje de crecimiento geométrico o uniforme, supone que la tasa de crecimiento es proporcional a la población. Matemáticamente se expresa así:

$$I = \frac{Po - Pa}{Pa} \times 100$$

Donde:

I: Porcentaje de incremento poblacional

Po: Población actual

Pa: Población de el censo anterior

La población futura será calculada con la siguiente fórmula:

$$Pf = Po + NPoIp$$

Donde:

Pf: Población futura
 Po: Población actual
 N: Número de años para la proyección
 Ip: Porcentaje de incremento promedio anual.

En nuestro caso:

ANO:	HABITANTES:	I:
1950	- 1,969	14.12
1960	- 2,247	32.89
1970	- 2,986	48.53
1980	- 4,435	

$$I_p = \frac{14.12 + 32.89 + 48.53}{3} = 31.85\% \text{ (en 10 años)}$$

$$I_p = \frac{31.85}{10} = 3.185\% \text{ (anual)}$$

$$P_{1987} = 4,435 + (7)(4,435)(0.03185) = 5,424 \text{ Habs.}$$

$$P_{2017} = 4,435 + (37)(4,435)(0.03185)$$

$$\underline{\underline{\text{POB. 2017} = 9,662 \text{ Habs.}}}$$

c) Método de incrementos:

Probablemente éste es el método más confiable debido a su exactitud. El desarrollo de el método es el siguiente:

<u>AÑO:</u>	<u>HABS.:</u>	<u>INCREMENTO:</u>	<u>INCREMENTO DE INCREMENTOS:</u>
1950	1,969		
1960	2,247	278	461
1970	2,986	739	710
1980	4,435	1,449	
		<hr/>	<hr/>
	SUMA:	2,466	1,171
	PROMEDIO:	822	585.5

POB. 1980 = 4,435 Habs.

POB. 1990 = 4,435 + 822 + 585.5 = 5,843 Habs.

POB. 2000 = 5,843 + 1,407.5 + 585.5 = 7,836 Habs.

POB. 2010 = 7,836 + 1,993 + 585.5 = 10,415 Habs.

POB. 2017 = 10,415 + (2,578.5 + 585.5)(0.7)

POB. 2017 = 12,630 Habs.

d) Método de interés compuesto:

Un método comúnmente usado es el de el interés compuesto, pero debe ser usado con cautela pues es posible que arroje resultados muy elevados. La expresión matemática es la siguiente:

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

Donde:

P_f : Población futura

P_o : Población actual

r: Probable tasa de cambio por año
 n: Número de años de la proyección.

Teniendo la información de censos anteriores, es posible despejar la ecuación anterior para obtener r:

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

donde P₂ y P₁ son las poblaciones de dos censos, y n es el número de años entre esos dos censos.

En nuestro caso:

<u>AÑO:</u>	<u>HABS.:</u>	<u>r:</u>
1950	1,969	
1960	2,247	0.0133
1970	2,986	0.0288
1980	4,435	0.0404
		<hr/>
	SUMA:	0.0825
	PROMEDIO:	0.0275

$$\text{POB. 2017} = (4,435)(1+0.0275)^{37}$$

$$\underline{\underline{\text{POB. 2017} = 12,101 \text{ Habs.}}}$$

e) Método gráfico:

Esta técnica consiste en la representación de la curva de crecimiento de la población en el pasado y su extrapolación, gráficamente. La figura 2-1 nos ilustra lo anterior.

POB, 2017 = 12,900 Habs.

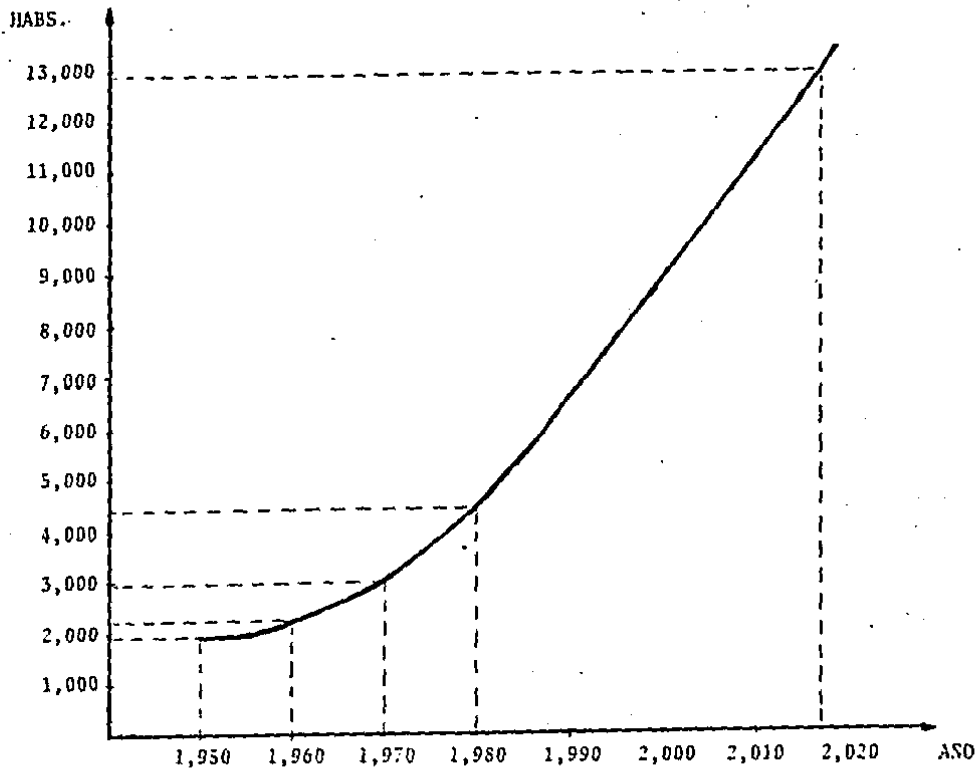


FIG. 2.1

Con objeto de obtener un resultado más confiable, promediaré los resultados de cada uno de los métodos para obtener la población de proyecto.

Resúmen:

	<u>HABS.</u>
a) Método Aritmético	7,477
b) Método Geométrico	9,662
c) Método de Incrementos	12,630
d) Método de Interés Comp.	12,101
e) Método Gráfico	<u>12,900</u>
SUMA:	54,770

$$\text{POB. PROM.} = \frac{54,770}{5} = 10,954 \text{ Habs.}$$

Por lo que tomaremos como población de proyecto.

$$\text{POB. PROYECTO} = \underline{\underline{11,000 \text{ Habs.}}}$$

3.- DISEÑO Y CALCULO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

3.1.- ELECCION DE EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

En la actualidad, la construcción de alcantarillados se realiza casi exclusivamente por el sistema de redes separativas, excepto en aquellas poblaciones en las que ya se construyó hace muchos años siguiendo el procedimiento de redes unitarias. En las zonas urbanas de reciente desarrollo es una necesidad primordial el recoger las aguas residuales domésticas. Debido a que las alcantarillas de aguas negras son relativamente pequeñas y de poco costo, pueden en general construirse sin gran demora. Durante años el agua de lluvia se evacuará por las cunetas de las calles y los cursos naturales de agua. Cuando la ciudad crece, sin embargo, puede hacerse necesaria la conducción subterránea de las aguas pluviales, entonces se construirá la red de alcantarillas pluviales. Muchas de las poblaciones que tenían una red unitaria de canalizaciones se desarrollaron ampliamente antes de que se estableciera el sistema de recogida de las aguas residuales por separado.

En los sistemas de nueva construcción pueden utilizarse alcantarillas combinadas cuando los caudales de aguas -

pluviales están tan contaminados que requieran un tratamiento igual que el de las aguas residuales. Aunque los primeros caudales de aguas pluviales en redes unitarias están altamente contaminados, la cuantía de los mismos es de tal orden y las corrientes receptoras están contaminadas por las escorrentías de origen no urbano, que no parece practicable desde el punto de vista económico, el tratamiento de las aguas pluviales de las redes unitarias. Aunque se han realizado algunas experiencias para el desarrollo de sistemas de tratamiento físico-químico adecuados a tal propósito.

Habiendo estudiado la problemática de la población y conociendo la existencia de un eficiente sistema de recolección de aguas pluviales, he llegado a la conclusión de que el problema restante por solucionar es el causado por las aguas domésticas. Por lo tanto, el sistema a proyectar será una red de alcantarillas para la recolección de aguas negras unicamente.

Los sistemas de alcantarillado se pueden clasificar según su proceso constructivo en 2, que son: el sistema en forma de peine (Fig. 3-1) y el de bayoneta (Fig. 3-2). El sistema en forma de peine es aplicado solamente cuando la topografía de el lugar permite concentrar todas las aguas de las atarjeas a una sola línea de evacuación; el sistema de bayoneta es más versátil puesto que tiene la posibilidad de adaptarse fácilmente a los accidentes topográficos, teniendo ésta adaptabilidad debido a la facilidad de construir los subcolectores que sean necesarios para operar adecuadamente.

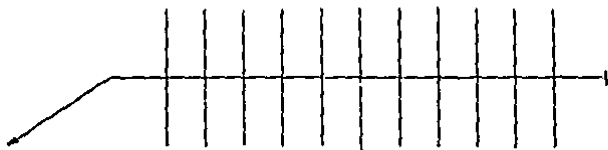


FIG. 3.1 Sistema en forma de peine

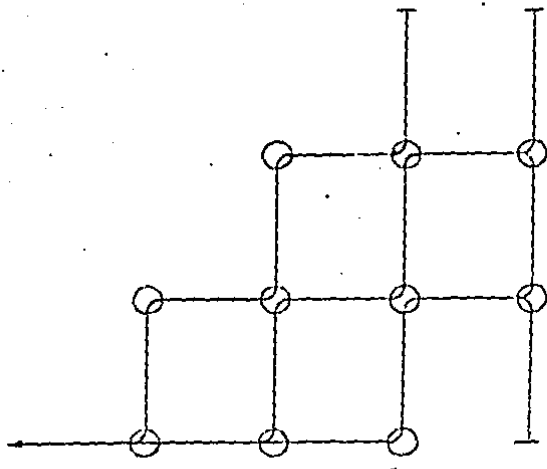


FIG. 3.2 Sistema en forma de bayoneta

En este caso me he decidido por utilizar el sistema en forma de bayoneta porque es el que se adapta con más facilidad a las condiciones topográficas de la población.

3.2.- CALCULO DE CAUDALES

Las aguas residuales dependerán en gran manera, como es lógico, de el agua suministrada. En consecuencia, una estimación de la cantidad previsible de aguas residuales debe estar basada en un estudio del consumo de agua a futuro de la población. Normalmente, solo del 60 al 80% del agua abastecida a la población se refleja en el gasto de aguas residuales. Es muy común utilizar para el cálculo un 75%, perdiéndose el restante 25% en el regado de las calles, parques y jardines, satisfacción de necesidades domésticas, etc.

Es en el cálculo de el caudal de aguas negras donde la población futura, calculada en el capítulo anterior, tiene su mayor importancia. Basándonos en la siguiente tabla obtendremos la dotación específica para nuestra población:

TABLA 3.1.- Dotación específica

# HABITANTES	DOTACION ESPECIFICA (LTS/HAB/DIA)		
	MINIMA	MEDIA	MAXIMA
2,500 - 15,000	100	125	150
15,000 - 30,000	125	150	200
30,000 - 70,000	175	200	250
70,000 - 150,000	200	250	300
150,000	250	300	350

Siendo nuestra población de proyecto de 11,000 habitantes tendremos una dotación específica media de 150 lts/hab/día.

De acuerdo con lo anterior se establece la siguiente fórmula para el cálculo del caudal de aguas negras:

$$Q \text{ AGUAS NEGRAS} = \frac{\# \text{ de Hab.} \cdot \text{D.E.} \cdot 0.75}{86,400}$$

Donde:

D.E.: Dotación específica

0.75: Coeficiente que representa el 75% del agua potable.

En nuestro caso:

$$Q \text{ AGUAS NEGRAS} = \frac{(11,000)(150)(0.75)}{86,400}$$

$$\underline{Q \text{ AGUAS NEGRAS} = 14.3229 \text{ lts/seg.}}$$

Se ha calculado el caudal que representa el gasto medio. Considerando que durante el período de vida del proyecto se pueden presentar variaciones en este gasto, es necesario establecer un gasto mínimo y un gasto máximo de aguas negras. Para la obtención del gasto máximo se utiliza el coeficiente de Harmond multiplicándolo por el gasto medio:

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

Donde:

M: Coeficiente de Harmond

P: Número de habitantes en miles

En nuestro caso:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{11}} = 2.9135$$

Por lo tanto:

$$Q \text{ MAX} = M * Q \text{ MED}$$

$$Q \text{ MAX} = (2.9135)(14.3229)$$

$$\underline{Q \text{ MAX} = 41.7291 \text{ lts/seg.}}$$

El gasto mínimo se calcula considerando un 50% de el - gasto medio. En nuestro caso quedará de la siguiente manera:

$$Q \text{ MIN} = 0.5 Q \text{ MED}$$

$$Q \text{ MIN} = (0.5)(14.3229)$$

$$\underline{Q \text{ MIN} = 7.1615 \text{ lts/seg}}$$

Infiltración es el agua que entra a las alcantarillas a través de juntas mal construidas, tuberías rotas y paros de los pozos de registro. La cantidad de infiltración depende de el cuidado con que sea construida la red de alcantarillado, la altura de el manto freático y las características del suelo. Las especificaciones para proyectos de alcantarillado limitan la infiltración a 11.76 m^3 por - Km. de alcantarillado por día. Considerando la longitud de nuestra red, el gasto de infiltración es 1.5146 lps.

Siendo el sistema a proyectar exclusivamente para aguas negras, el gasto de diseño es igual al gasto máximo de aguas negras.

3.3.- CALCULO DE LAS ALCANTARILLAS

Los mismos principios hidráulicos son aplicados al flujo en alcantarillas y al flujo en tuberías de agua. La única diferencia existente es que la mayor parte de las alcantarillas se proyectan como canales abiertos y no como tuberías forzadas, aunque en ocasiones puedan ir llenas al excederse el gasto de diseño.

3.3.1.- Fórmulas de circulación

Un régimen de corriente permanente y uniforme se establece cuando el agua entre en un tubo o canal o caudal constante y sale libremente por el extremo más bajo. Un régimen de corriente se denomina permanente cuando por un punto cualquiera dado, pasa el mismo volumen de líquido por cada unidad de tiempo. Se denomina régimen de corriente uniforme a aquel en que no se producen variaciones de su velocidad a lo largo del trayecto de la conducción o curso de agua. Normalmente en los proyectos de alcantarillas, la corriente puede suponerse permanente pudiendo considerarse que es uniforme en los tramos rectos de las alcantarillas, si bien es de esperar que se producirán variaciones de velocidad en los obstáculos y cambios de sección transversal de los tubos o canales y que deben tenerse en cuenta, en algunos casos, al hacer los cálculos hidráulicos.

El principio básico en el diseño de alcantarillas es que el agua circula en sentido descendente en los tubos o canales, por efecto de la fuerza de gravedad y con la velocidad tal que la carga hidráulica disponible, compense los rozamientos y una pequeña fracción de la misma se transforme

en energía cinética. El rozamiento o resistencia que debe vencerse será directamente proporcional a la rugosidad de la superficie del tubo, a la superficie de contacto, a la densidad del líquido y aproximadamente, al cuadrado de la velocidad. La superficie de contacto viene determinada por el producto del perímetro mojado por su longitud. Estas relaciones pueden ser expresadas por la fórmula de Chezy:

$$V = C \sqrt{Rs}$$

Donde:

V: Velocidad media (m/seg)

R: Radio hidráulico (Área del tubo entre perímetro mojado).

C: Coeficiente experimental

s: Pendiente o gradiente hidráulico

Debido a la ausencia de información convenientemente aplicable y precisa de como la rugosidad de la superficie del tubo puede ser medida e introducida en fórmulas teóricas de flujo en canales abiertos, el ingeniero continúa basando el diseño hidráulico de alcantarillas en fórmulas empíricas. Las ecuaciones más comúnmente usadas en la práctica son: la de Kutter - Ganguillet y la de Manning. En principio, estas fórmulas calculan el coeficiente de velocidad o descarga "c" de la fórmula de Chezy en términos de el inverso de la pendiente, el radio hidráulico y el coeficiente de rugosidad "n". Las expresiones resultantes para "c" son:

$$\text{KUTTER-GANGUILLET} \quad C = \frac{(23 + 0.00155/s) + 1/n}{1 + (n/\sqrt{R})} (23 + 0.00155/s)$$

$$\text{MANNING} \quad C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

De las 2 fórmulas, se le ha dado preferencia a la fórmula de Manning porque satisface completamente los hallazgos experimentales tan bien como lo hace la fórmula de Kutter-Ganguillet que es matemáticamente más complicada e incómoda. Por otra parte, la fórmula de Manning se presta con

más facilidad para la manipulación algebraica y la representación gráfica.

La tabla 3-2 nos dá los valores de "n" determinados por experimentación en tubos y canales abiertos.

TABLA 3.2.-

Valores de "n" en las fórmulas de Kutter y Manning

n	Carácter de la superficie
0.009	Madera bien cepillada instalada con pendiente uniforme.
0.010	Cemento alisado. Tubos los más lisos.
0.012	Madera no cepillada. Tubos de hierro fundido de rugosidad ordinaria.
0.015	Fábrica de ladrillo bien construida. Buen hormigón. Tubo de acero roblonado. Tubo de concreto bien colocado.
0.015	Tubos de gres y de concreto deficientemente unidos y desigualmente asentados. Fábrica de ladrillo corriente.
0.017	Ladrillo rugoso. Tubo de hierro tuberculado.
0.020	Tierra lisa o gravilla afirmada.
0.030	Zanjas y ríos en buen uso, algunas piedras y yerbajos.
0.040	Zanjas y ríos con fondos rugosos y mucha vegetación.

Introduciendo la "c" de Manning en la fórmula de Chezy, obtenemos:

$$V = C R^{\frac{1}{2}} s^{\frac{1}{2}}$$

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

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

Esta ecuación es conocida como la fórmula de Manning. Para su más fácil aplicación se han elaborado ábacos o nomogramas con un valor de $n=0.013$. Se ha utilizado este valor para n porque las tuberías usadas con más frecuencia son de gres o de concreto; siguiendo buenos métodos de construcción se puede adoptar el valor de $n=0.013$. Para utilizar el nomograma se necesita conocer el caudal a conducir y la pendiente media del tramo de tubería. El resultado será el diámetro necesario de tubería y la velocidad con la que fluirá el agua. El procedimiento consiste en unir mediante una regla el valor de el caudal en la escala de caudales con el valor de la pendiente en su escala correspondiente y simplemente leer en sus escalas respectivas los valores resultantes. A continuación se incluyen los nomogramas para la resolución de la fórmula de Manning:

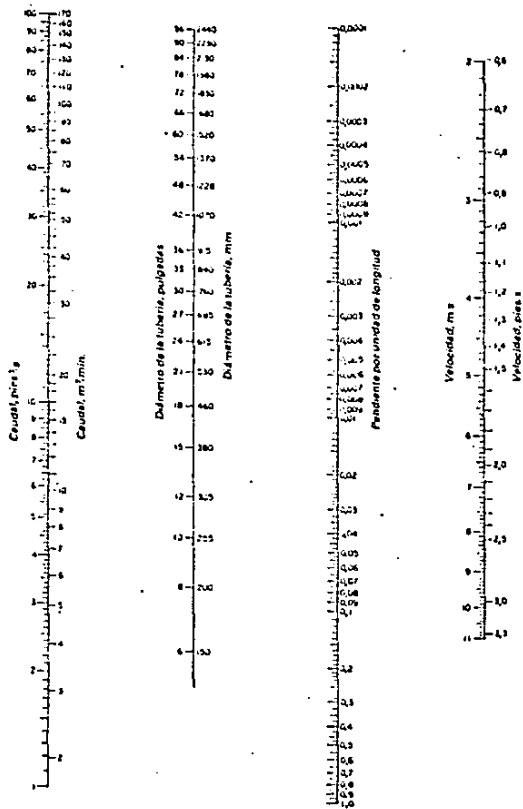


Diagrama para la resolución de la fórmula de Manning para tuberías circulares totalmente llenas. $n=0.013$. .

3.3.2.- Velocidades límites en alcantarillas

Es de gran importancia en los proyectos de alcantarillado la velocidad de las aguas residuales. La experiencia indica que en las alcantarillas de aguas negras se requiere una velocidad no inferior a 0.6 m/seg. para evitar la sedimentación de los sólidos. La pendiente mínima admisible, es por ello, la que produzca esta velocidad cuando la alcantarilla fluya a sección llena, pero si la topografía del terreno lo permite, deben proyectarse pendientes mayores.

Debido al carácter abrasivo de los materiales sólidos, debe evitarse que la velocidad sea excesivamente alta considerando como valor límite superior la de 2.4 m/seg. Incluso dentro de dichos límites, algunas alcantarillas importantes, de gran sección, se recubren frecuentemente por su parte baja con bloques de gres y otros materiales duros para evitar que se deterioren.

En terrenos muy llanos, donde es difícil conseguir la pendiente mínima, se tiene la tendencia a emplear tuberías de mayor diámetro debido a que así se puede obtener la velocidad de 0.6 m/seg. con pendientes más reducidas. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que la velocidad de 0.6 m/seg. conveniente para su autolimpieza, solo se alcanzará cuando las tuberías estén llenas o medio llenas.

La velocidad máxima extraordinaria tiene un límite de 3 m/seg. Los límites para la velocidad mínima extraordinaria son 0.45 m/seg. para tirante mínimo mayor o igual a $0.25 d$ y 0.3 m/seg. para tirante mínimo mayor o igual a 1.5 cms.

3.3.3.- Flujo en alcantarillas parcialmente llenas

En los puntos más altos de un sistema de alcantarillado, los tubos reciben menos cantidad de aguas negras. Las partes más bajas de un sistema también, no son diseñadas para trabajar a toda su capacidad hasta que han alcanzado el fin de su periodo de diseño. Con frecuencia, es necesario determinar la velocidad y profundidad de las aguas residua

les en tubos que solo están parcialmente llenos. Para cualquier alcantarilla circular parcialmente llena, el área transversal de el líquido, la velocidad de flujo y el gasto varían con la profundidad de las aguas residuales en el tubo. El cálculo de el área de flujo, velocidad y gasto es laborioso y una gráfica como la de la figura 3-3 es comunemente usada para simplificar el proceso.

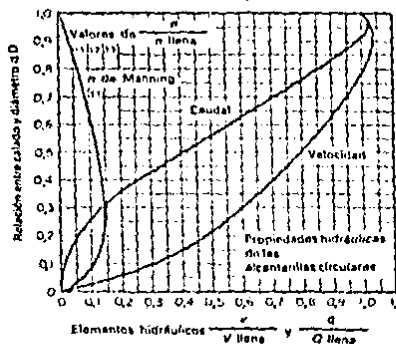


Fig. 3.3 Parámetros hidráulicos en secciones parcialmente llenas.

Para cualquier relación de profundidad de flujo a diámetro de alcantarilla, las curvas en la gráfica dan las relaciones de el área, velocidad y gasto para esa profundidad a los correspondientes valores para una alcantarilla a sección llena.

El primer paso es determinar las condiciones que se producen cuando la alcantarilla está llena mediante el uso de los nomogramas de la fórmula de Manning y entonces, calcu

lando la relación entre cada dos datos conocidos, pueden hallarse los otros como se explica mejor en el siguiente ejemplo:

Una alcantarilla de sección circular deberá conducir - un gasto de 110 lts/seg. con una pendiente media de 0.009. Cuando funciona a sección llena n vale 0.013. Primeramente encontrar el diámetro comercial y el gasto a tubo lleno. Calcular la velocidad y la profundidad del flujo cuando el caudal es de 55 lts/seg.

Utilizando el nomograma correspondiente de la fórmula de Manning, unimos con una regla el valor de 110 lts/seg. en la escala de gastos con el valor de 0.009 en la escala de pendientes. Esta línea corta los otros dos ejes, velocidad y diámetro y simplemente leemos los valores resultantes. El diámetro necesario será 32 cms. y la velocidad tendrá un valor de 1.35 m/seg. El valor de el diámetro se debe aproximar al diámetro comercial inmediato superior por cuestiones de economía. Trazando otra línea con el valor de el diámetro de 38 cm., que es el inmediato superior y la pendiente de 0.009 encontraremos los valores de el gastos a tubo lleno y la velocidad correspondiente. Los valores encontrados son: 168 lts/seg. y 1.5 m/seg. respectivamente.

Para la obtención de los parámetros hidráulicos se utiliza la gráfica de la Figura 3-3 de la siguiente manera: - la relación entre el caudal real y la sección llena es $55/168=0.33$. Utilizando este valor como abscisa en la gráfica, se busca la intersección de una paralela al eje de coordenadas trazada por el punto con la curva, cuya ordenada correspondiente es 0.44. Por lo tanto, la profundidad del agua es $0.44 \times 38 = 16.72$ cm. para el caudal de 55 lts/seg. Para conocer la velocidad, se traza una horizontal por el punto de ordenada 0.44 hasta interceptar la curva de velocidad cuya abscisa vale 0.73. Por lo tanto, la velocidad del agua para el caudal de 55 lts/seg. será $0.73 \times 1.5 = 1.095$ m/seg.

3.3.4.- Memoria de cálculo

Durante el diseño de una red de alcantarillado, todos los datos necesarios para el cálculo y construcción de la red, así como los datos resultantes, son ordenados en una memoria de cálculo. La explicación de dicha memoria, columna por columna, está detallada a continuación:

La columna número 1 corresponde a la ubicación de el tramo a considerar y se hace por medio de dos cifras, siendo la primera cifra la que marca el inicio del tramo y la segunda marca la parte final, tomando en cuenta la dirección del flujo. Las cifras corresponden a la numeración que se les asigna a los pozos de visita.

La columna número 2 corresponde al nombre de la calle sobre la cual se tenderá el tramo de tubería que indican las cifras de la columna anterior.

En la columna número 3 se indican los nombres de las calles que delimitan el tramo, el primer nombre indica el inicio de el tubo y el segundo indica el final.

Las columnas número 4 y 5 contienen los gastos de aguas negras. En la número 4 se encuentra el gasto parcial que obtenemos al multiplicar la longitud del tramo por el gasto unitario; el gasto unitario es el resultado de dividir el gasto total de aguas negras entre la longitud total de la red. La columna 5 corresponde a los gastos acumulados para cada tramo, esto es, la suma de los gastos de los tubos que descargan al principio de este, más el gasto parcial que le corresponde conducir. Al no conducir nuestro sistema aguas pluviales, el gasto acumulado de la columna 5 corresponde al gasto total.

En la columna número 5 se indica el gasto mínimo a que funcionará la tubería. El gasto mínimo corresponde a la mitad del gasto acumulado de aguas negras. Puede aceptarse como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas negras por conducir, la descarga de un excusado que es de 1.5 lts/seg.; en la inteligencia de que además, se con

sidera que el número de descargas simultaneas al alcantari-llado está de acuerdo, según el diámetro del conducto receptor, con la suposición siguiente:

DIAM. (cms)	No. descargas simultaneas	Aportación por descarga (lps)	Gasto mínimo Aguas negras (lps)
20	1	1.5	1.5
25	1	1.5	1.5
30	2	1.5	3.0
38	2	1.5	3.0
45	3	1.5	4.5
61	5	1.5	7.5
76	8	1.5	12.0
91	12	1.5	18.0
107	17	1.5	25.5
122	23	1.5	34.5
152	30	1.5	45.0
183	38	1.5	57.0
213	47	1.5	70.5
244	57	1.5	85.5

Los gastos mínimos presentados en esta tabla, son siempre menores que los considerados clasicamente como mínimos por la expresión muy conocida anteriormente explicada:

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

La columna número 7 contiene la longitud del tramo en metros. La medición es de el inicio al final del tramo.

En la columna número 8 se encuentra la pendiente a la que será tendida la tubería, expresada en milésimas por metro de longitud.

La columna número 9 corresponde al diámetro interior -

de la tubería en centímetros, generalmente se trata de diámetros comerciales.

Las columnas número 10, 11 y 12 contienen las velocidades en m/seg., en las diferentes condiciones de trabajo de la tubería. En la columna 10 se encuentra la velocidad del agua a sección llena. En la columna 11 está la velocidad cuando la tubería trabaja parcialmente llena. En la columna 12 se encuentra la velocidad mínima para cada tramo.

Para obtener la velocidad mínima en cada tramo se necesita utilizar la gráfica de la figura 3-3. Se obtiene primero la relación de gastos dividiendo el gasto mínimo del tramo (columna 6) entre el gasto a tubo lleno. Una vez obtenido de la tabla, mediante el procedimiento ya explicado, la relación de velocidades, se multiplica ésta por la velocidad a tubo lleno y se obtiene la velocidad mínima.

En la columna número 13 se tiene la cota de terreno correspondiente al inicio del tramo.

La columna número 14 contiene la cota de plantilla; es el resultado de restar la profundidad del pozo de visita de la cota de terreno. También esta cota corresponde a cada inicio de tramo.

En la columna número 15 se encuentra la profundidad o tirante mínimo que tendrá el líquido; el procedimiento para obtenerlo ya ha sido explicado. Este será expresado en centímetros.

La columna número 16 corresponde a la profundidad de la excavación en la parte final del tramo.

Al momento de encontrar la cota de plantilla, debe registrarse la profundidad del tramo inmediato anterior de la cota de terreno pues la parte final del tramo anterior corresponde a la parte inicial del tramo que se está considerando. Con el fin de que las cargas aplicadas en la superficie del terreno no afecten a la tubería, se ha fijado la profundidad mínima en 1.5 mts.

A continuación se presenta la memoria de cálculo correspondiente a nuestro proyecto:

TRAMO	POR LA CALLE	ENTRE LAS CALLES	AGUAS NEGRAS		0 MIN.	LONG.	S	Ø	VELOCIDAD				COTA		TIR. MIN.	PROF.
			PARCIAL	TOTAL					T.LL.	T.P.LL.	MIN.	TERR.	PLANT.			
1-2	CARRETERA ESCUELA	ESCUELA Y -----	0.3376	0.3376	1.5	90	10	20	1.0323	0.2581	0.4666	115.79	114.09	3.7	1.7	
2-3	CARRETERA ESCUELA	----- Y -----	0.4126	0.7502	1.5	110	12	20	1.1480	0.4707	0.5166	114.91	113.21	3.7	1.7	
3-4	CARRETERA ESCUELA	----- Y -----	0.2813	1.0315	1.5	75	7	20	0.8524	0.3495	0.4006	113.58	111.88	3.9	1.7	
4-5	CARRETERA ESCUELA	----- Y -----	0.2813	1.3128	1.5	75	5	20	0.7674	0.3660	0.3812	113.08	111.38	4.2	1.7	
6-7	-----	----- Y CARR. ESCUELA	0.2776	0.2776	1.5	74	59	20	2.5370	0.4567	0.6343	120.29	118.59	1.6	2.32	
7-8	-----	----- Y CARR. ESCUELA	0.2701	0.5477	1.5	72	59	20	2.5275	0.5687	0.7583	116.54	114.22	2.0	2.94	
5-8	CARRETERA ESCUELA	----- Y -----	0.3076	1.6204	1.5	82	12	20	1.1413	0.5136	0.4965	112.68	110.98	3.4	2.94	
8-9	CARRETERA ESCUELA	----- Y -----	0.1613	2.3294	1.5	43	23	20	1.5921	0.7605	0.6368	112.94	110.00	3.0	2.88	
9-10	CARRETERA ESCUELA	----- Y -----	0.3039	2.6333	1.5	81	6	20	0.8284	0.4639	0.4059	111.88	109.00	4.1	1.7	
10-11	CARRETERA ESCUELA	----- Y -----	0.1951	2.8284	1.5	52	24	20	1.5991	0.7676	0.6396	110.19	108.49	3.0	1.7	
12-11	-----	----- Y CARR. ESCUELA	0.0900	0.0900	1.5	24	62	20	2.6013	0.4682	0.7804	110.46	108.76	2.0	1.7	
11-13	CARRETERA ESCUELA	----- Y V. GUERRERO	0.2288	3.1472	1.5	61	8	20	0.9546	0.5394	0.4391	108.97	107.27	3.8	1.7	
13-14	CARRETERA ESCUELA	----- Y V. GUERRERO	0.3039	3.4511	1.5	81	15	20	1.2601	0.6867	0.5418	108.46	106.76	3.4	1.7	
15-14	VICENTE GUERRERO	----- Y CARR. ESCUELA	0.1951	0.1951	1.5	52	47	20	2.2522	0.3941	0.7432	109.70	108.00	2.2	1.7	
14-16	VICENTE GUERRERO	CARR. ESCUELA Y E. ZAPATA	0.2251	3.8713	1.5	60	47	20	2.2714	1.0789	0.7291	107.28	105.58	2.2	2.0	
16-17	VENUSTIANO CARRANZA	E. ZAPATA Y F. PLACENCIA	0.3526	4.2239	1.5	94	75	20	2.8571	1.3143	0.8286	104.74	102.74	1.8	2.89	
11-18	-----	CARR. ESCUELA Y E. ZAPATA	0.3564	0.3564	1.5	95	82	20	2.9856	0.6129	0.6371	108.97	107.27	1.8	1.7	
18-19	EMILIANO ZAPATA	----- Y -----	0.1350	0.4914	1.5	36	30	20	1.7999	0.5040	0.6750	101.18	99.48	2.8	1.7	
19-20	-----	E. ZAPATA Y F. PLACENCIA	0.0300	0.5214	1.5	8	34	20	1.9180	0.4987	0.7192	100.11	98.41	2.8	1.7	
20-21	FELIPE PLACENCIA	E. ZAPATA Y -----	0.0938	0.6152	1.5	25	35	20	1.9476	0.5356	0.7303	99.84	98.14	2.7	1.7	
21-22	FELIPE PLACENCIA	E. ZAPATA Y -----	0.1501	0.7653	1.5	40	4	20	0.6806	0.2756	0.3403	99.97	97.27	4.3	2.27	
22-23	FELIPE PLACENCIA	E. ZAPATA Y -----	0.0900	0.8553	1.5	24	22	20	1.5514	0.5120	0.6266	99.37	97.10	3.0	1.7	
16-24	EMILIANO ZAPATA	V. CARRANZA Y -----	0.2401	0.2401	1.5	64	15	20	1.2853	0.2828	0.5527	104.74	102.74	3.4	1.7	
24-25	EMILIANO ZAPATA	V. CARRANZA Y -----	0.1425	0.3876	1.5	38	74	20	2.8390	0.5820	0.9227	103.47	101.77	2.2	1.7	
18-25	EMILIANO ZAPATA	V. CARRANZA Y -----	0.2063	0.2063	1.5	55	10	20	1.0151	0.2284	0.4568	101.18	99.48	3.6	1.7	
25-23	-----	E. ZAPATA Y F. PLACENCIA	0.2063	0.7952	1.5	55	43	20	2.1763	0.6094	0.6964	100.66	98.96	2.2	1.7	
23-26	FELIPE PLACENCIA	----- Y V. CARRANZA	0.0163	1.7068	1.5	15	22	20	1.5405	0.6581	0.6256	98.27	96.57	3.1	1.7	

TRAHO	POR LA CALLE	ENTRE LAS CALLES	AGUAS HELCERAS		Q MIN.	LONG.	S	N	VELOCIDAD			COTA		TIR. MIN.	PROF.
			PARCIAL	TOTAL					1.LL.	T.P.LL.	MIN.	TERR.	PLANI.		
26-27	FELIPE PLACENCIA	----- Y V.CARRANZA	0.1050	1.0118	1.5	28	5	20	0.7382	0.3876	0.3617	97.94	96.24	4.2	1.86
27-28	FELIPE PLACENCIA	----- Y V.CARRANZA	0.1275	1.9393	1.5	34	6	20	0.8007	0.4204	0.3943	97.96	96.10	4.1	2.09
28-17	FELIPE PLACENCIA	----- Y V.CARRANZA	0.2176	2.1569	1.5	58	3	20	0.6131	0.3525	0.3249	97.99	95.90	4.7	2.89
17-29	JOSE AYALA	V.CARRANZA Y JUAREZ	0.2101	6.5909	1.5	56	4	20	0.6239	0.4679	0.3307	98.59	95.70	4.6	4.15
29-30	JUAREZ	JOSE AYALA Y R.CORONA	0.1651	6.7560	1.5	44	3	20	0.6096	0.4663	0.3231	99.65	95.50	4.6	2.50
30-31	RAMON CORONA	JUAREZ E HIDALGO	0.2438	6.9998	1.5	65	3	20	0.5791	0.4517	0.3028	97.85	95.35	4.8	2.35
31-32	RAMON CORONA	JUAREZ E HIDALGO	0.2026	7.2024	1.5	54	4	20	0.6354	0.4924	0.3304	97.50	95.15	4.6	2.38
16-34	EMILIANO ZAPATA	V.GUERRERO Y MORELOS	0.3226	0.3226	1.5	86	4	20	0.6166	0.1973	0.3237	104.74	103.04	4.7	2.12
33-34	MORELOS	----- Y E.ZAPATA	0.2101	0.2101	1.5	56	69	20	2.7481	0.5496	0.8656	108.32	106.62	2.1	2.12
37-34	EMILIANO ZAPATA	HIDALGO Y MORELOS	0.2888	0.2888	1.5	77	14	20	1.2307	0.3077	0.5230	105.51	103.81	3.3	2.12
34-35	MORELOS	E.ZAPATA Y JOSE AYALA	0.2676	1.1891	1.5	98	51	20	2.3676	0.6866	0.7103	104.86	102.74	2.0	2.35
29-35	JOSE AYALA	JUAREZ E MORELOS	0.1501	0.1501	1.5	40	6	20	0.8254	0.1991	0.3920	99.65	97.95	4.0	2.35
35-39	JOSE AYALA	MORELOS E HIDALGO	0.2926	1.6318	1.5	78	4	20	0.6475	0.3367	0.3302	100.05	97.70	4.6	1.92
36-37	HIDALGO	----- Y E.ZAPATA	0.1275	0.1275	1.5	34	74	20	2.8366	0.4964	0.8276	108.02	106.32	1.9	1.70
37-39	HIDALGO	E.ZAPATA Y JOSE AYALA	0.3601	0.4876	1.5	96	67	20	2.6977	0.7149	0.8633	105.51	103.81	2.2	1.92
38-39	JOSE AYALA	ALLENDE E HIDALGO	0.3976	0.3976	1.5	106	5	20	0.7452	0.2235	0.3614	99.64	97.94	4.1	1.92
39-32	HIDALGO	JOSE AYALA Y R.CORONA	0.2101	2.7271	1.5	56	44	20	2.1837	0.9499	0.6551	99.32	97.40	2.0	2.38
32-40	HIDALGO	R.CORONA Y ALDAMA	0.1726	10.1021	1.5	46	24	20	1.6290	1.0589	0.6353	97.33	94.95	2.8	1.7
40-41	ALDAMA	HIDALGO Y OBREGON	0.2026	10.3047	1.5	54	34	20	1.9219	1.2108	0.7303	95.53	93.83	2.8	1.7
41-42	ALDAMA	HIDALGO Y OBREGON	0.2851	10.5698	1.5	76	10	20	1.0371	0.7778	0.4615	93.70	92.00	3.6	1.7
43-42	OBREGON	JOSE AYALA Y ALDAMA	0.4502	0.4502	1.5	120	35	20	1.9555	0.4889	0.7333	97.16	95.46	2.9	1.7
44-42	OBREGON	FCO. J.HINA Y ALDAMA	0.3076	0.3076	1.5	62	13	20	1.1814	0.3249	0.4726	94.00	92.30	3.0	1.7
42-45	ALDAMA	OBREGON Y CUAUHTEMOC	0.4126	11.7602	1.5	110	5	20	0.7382	0.6496	0.3654	92.95	91.25	4.3	1.7
37-47	EMILIANO ZAPATA	HIDALGO Y ALLENDE	0.3751	0.3751	1.5	100	6	20	0.8087	0.2224	0.3963	105.51	103.81	4.1	2.17
46-47	ALLENDE	----- Y E.ZAPATA	0.2251	0.2251	1.5	60	80	20	2.9498	0.5015	0.8259	112.40	108.00	1.8	2.17
47-48	EMILIANO ZAPATA	ALLENDE Y F.LOPELI	0.2626	0.8628	1.5	70	4	20	0.6484	0.2853	0.3274	105.38	103.21	4.4	1.70

TRAMO	POR LA CALLE	ENTRE LAS CALLES	AGUAS HECHAS		Q M ³	LONG. S	N	VELOCIDAD			COTA		TIR. MIN.	PROF.	
			PARCIAL	TOTAL				T.L.L.	T.P.L.L.	MIN.	TERR.	PLANT.			
48-49	EMILIANO ZAPATA	ALLENDE Y F.LOMELI	0.2551	1.1179	1.5	68	27	20	1.7080	0.7003	0.7259	104.64	102.94	3.3	2.2
49-50	FLORENCIO LOMELI	E.ZAPATA Y JOSE AYALA	0.2813	1.3992	1.5	75	82	20	2.9920	0.8378	0.8677	103.32	101.12	1.9	2.37
47-38	ALLENDE	E.ZAPATA Y JOSE AYALA	0.3376	0.3376	1.5	90	75	20	2.8634	0.6586	0.7445	105.38	103.21	1.6	3.20
38-43	JOSE AYALA	ALLENDE Y OBREGON	0.0600	0.3976	1.5	16	61	20	2.5838	0.5943	0.7235	99.64	96.44	1.8	1.7
43-50	JOSE AYALA	OBREGON Y F.LOMELI	0.4239	0.8215	1.5	113	4	20	0.6945	0.2986	0.3472	97.16	95.46	4.4	2.37
50-45	FLORENCIO LOMELI	JOSE AYALA Y ALDAMA	0.4577	1.2792	1.5	122	35	20	1.9509	0.5853	0.7316	97.33	94.96	2.8	1.7
51-52	NICOLAS BRAVO	----- Y -----	0.4239	0.4239	1.5	113	22	20	1.5560	0.4201	0.6379	117.40	115.70	3.1	1.7
52-53	NICOLAS BRAVO	----- Y -----	0.3001	0.7240	1.5	80	25	20	1.6507	0.4457	0.7016	114.89	113.19	3.2	1.7
53-54	NICOLAS BRAVO	----- Y -----	0.3301	1.0541	1.5	88	54	20	2.4179	0.6528	0.7254	112.89	111.19	2.0	1.7
54-57	NICOLAS BRAVO	----- Y -----	0.3189	1.3730	1.5	85	23	20	1.5974	0.6789	0.6789	108.17	106.47	3.2	1.7
55-56	CONSTITUCION	----- Y -----	0.1876	0.1876	1.5	50	31	20	1.8322	0.7146	0.7146	111.51	109.81	2.9	1.8
56-57	-----	CONSTITUCION Y N.BRAVO	0.1726	0.3602	1.5	46	82	20	2.9967	0.8091	0.8091	110.07	108.27	3.7	1.7
57-58	NICOLAS BRAVO	----- Y -----	0.2476	1.9808	1.5	66	5	20	0.7039	0.3731	0.3660	106.18	104.48	4.6	2.32
58-61	NICOLAS BRAVO	----- Y -----	0.3726	2.3034	1.5	86	4	20	0.6564	0.3709	0.3381	106.50	104.18	4.5	3.89
59-60	-----	CONSTITUCION Y N.BRAVO	0.1388	0.1388	1.5	37	21	20	1.4963	0.6135	0.6135	108.66	106.96	3.1	1.7
60-61	-----	CONSTITUCION Y N.BRAVO	0.2251	0.3639	1.5	60	39	20	2.0705	0.6626	0.6626	107.90	106.20	2.2	3.89
61-62	NICOLAS BRAVO	----- Y -----	0.0275	2.6898	1.5	6	7	20	0.0524	0.4731	0.4049	107.73	103.84	4.0	3.93
62-63	NICOLAS BRAVO	----- Y -----	0.4476	3.1324	1.5	118	39	20	2.0523	0.9441	0.6157	107.73	103.60	2.0	1.7
72-63	-----	CONSTITUCION Y N.BRAVO	0.3151	0.3151	1.5	84	69	20	2.7267	0.7362	0.7362	106.67	104.97	3.8	1.7
63-64	NICOLAS BRAVO	----- Y V.CARRANZA	0.2076	3.6501	1.5	54	21	20	1.5235	0.7846	0.6094	100.94	99.24	3.0	1.7
64-65	NICOLAS BRAVO	----- Y V.CARRANZA	0.3751	4.0252	1.5	100	29	20	1.7656	0.9004	0.7062	99.79	98.09	3.0	1.7
75-65	VENUSTIANO CARRANZA	A.OLEA Y N.BRAVO	0.2626	0.2626	1.5	70	55	20	2.4484	0.7345	0.7345	100.78	99.08	2.0	1.7
65-66	NICOLAS BRAVO	V.CARRANZA Y JUAREZ	0.1801	4.4679	1.5	48	20	20	1.4657	0.8078	0.5875	96.93	95.23	3.0	1.7
55-59	CONSTITUCION	----- Y -----	0.2813	0.2813	1.5	75	38	20	2.0351	0.7530	0.7530	111.51	109.81	2.7	1.7
67-59	-----	ESCOREDO Y CONSTITUCION	0.2813	0.2813	1.5	75	69	20	2.7437	0.8231	0.8231	113.84	112.14	2.0	1.7
59-71	CONSTITUCION	----- Y -----	0.2476	0.8102	1.5	66	15	20	1.2851	0.5654	0.5654	108.66	106.96	3.4	1.7
71-72	CONSTITUCION	----- Y -----	0.2376	1.6428	1.5	62	16	20	1.3192	0.5673	0.5673	107.66	105.96	3.3	1.7

TRAMO	POR LA CALLE	ENTRE LAS CALLES	AGUAS HEGRAS		0 MIN.	LONG.	S	N	VELOCIDAD			COTA		TIR.	
			PARCIAL	TOTAL					T.LL.	T.P.LL.	MIN.	TERR.	PLANT.	MIN.	PROF.
72-73	ANASTASIO OLEA	----- Y -----	0.1726	1.215	1.5	46	37	20	2.0011	0.6604	0.6604	106.67	104.97	2.3	1.7
67-68	ESCOBEDO	----- Y -----	0.3376	0.3376	1.5	90	25	20	1.6470	0.6568	0.6598	113.84	112.14	3.0	1.7
68-70	ESCOBEDO	----- Y -----	0.3376	0.6752	1.5	90	23	20	1.5718	0.6297	0.6297	111.60	109.90	3.0	1.7
69-70	-----	----- Y ESCOBEDO	0.2138	0.2138	1.5	57	71	20	2.7760	0.7773	0.7773	113.59	111.89	1.8	1.7
70-73	-----	ESCOBEDO Y CONSTITUCION	0.2101	1.0991	1.5	56	82	20	2.9957	0.8360	0.8360	109.56	107.86	1.8	1.7
73-74	ANASTASIO OLEA	----- Y V.CARRANZA	0.2176	2.5321	1.5	58	50	20	2.3345	1.0155	0.7003	104.98	103.28	2.0	1.7
74-75	ANASTASIO OLEA	----- Y V.CARRANZA	0.2776	2.6097	1.5	74	18	20	1.3838	0.6760	0.5912	102.09	100.38	3.2	1.7
75-79	ANASTASIO OLEA	V.CARRANZA Y JUAREZ	0.1501	2.9598	1.5	40	33	20	1.8893	0.6691	0.7179	100.78	99.08	2.8	1.7
70-76	ESCOBEDO	----- Y JUAREZ	0.3076	0.3076	1.5	82	17	20	1.3445	0.5647	0.5647	109.56	107.86	3.2	1.7
76-78	ESCOBEDO	----- Y JUAREZ	0.3301	0.6377	1.5	88	50	20	2.3398	0.7019	0.7019	108.20	106.50	2.0	3.7
77-78	JUAREZ	H.JIMENEZ Y ESCOBEDO	0.1651	0.1651	1.5	44	76	20	2.8678	0.8030	0.8030	108.10	105.40	1.8	3.7
78-79	JUAREZ	ESCOBEDO Y A.OLEA	0.2026	1.0053	1.5	54	80	20	2.9495	0.8759	0.8259	105.78	102.08	1.8	1.7
79-80	JUAREZ	GALEANA Y FCO.J.HINA	0.1951	4.1602	1.5	52	72	20	2.7961	1.2862	0.7829	99.47	97.77	1.8	1.7
66-80	JUAREZ	N.BRAVO Y FCO.J.HINA	0.0938	4.5617	1.5	25	10	20	1.0229	0.6189	0.4603	95.98	94.28	3.6	1.7
80-83	FCO.J.HINA	JUAREZ Y -----	0.3751	9.0970	1.5	100	17	20	1.3451	0.9012	0.5918	95.74	94.04	3.5	1.7
79-82	GALEANA	JUAREZ Y -----	0.3564	0.3564	1.5	95	10	20	1.0495	0.4723	0.4723	99.47	97.77	3.6	2.0
81-82	-----	H. JIMENEZ Y GALEANA	0.3751	0.3751	1.5	100	71	20	2.7760	0.7773	0.7773	105.58	103.88	1.8	2.0
82-83	-----	GALEANA Y FCO.J.HINA	0.2026	0.9341	1.5	54	87	20	2.9903	0.8373	0.8373	90.81	96.81	1.8	1.7
83-86	FCO.J.HINA	----- E HIDALGO	0.1876	10.2187	1.5	50	4	20	0.6603	0.5546	0.3367	94.08	92.38	4.5	2.19
82-85	GALEANA	----- E HIDALGO	0.2401	0.2401	1.5	64	17.	20	1.3499	0.5670	0.5670	98.81	96.81	3.2	1.7
84-85	HIDALGO	H.JIMENEZ Y GALEANA	0.3976	0.3976	1.5	106	37	20	2.0077	0.6525	0.6525	101.36	99.66	2.2	1.7
85-86	HIDALGO	GALEANA Y FCO.J.HINA	0.2026	0.8403	1.5	54	66	20	2.6806	0.7506	0.7506	97.44	95.74	1.8	2.19
86-89	FCO. J. HINA	HIDALGO Y OBREGON	0.4689	11.5279	1.5	125	19	20	1.4345	1.0042	0.5738	94.37	92.18	3.0	3.01
87-88	-----	HIDALGO Y OBREGON	0.2513	0.2513	1.5	67	5	20	0.6986	0.3493	0.3493	92.07	90.37	4.4	1.9
88-09	-----	HIDALGO Y OBREGON	0.2326	0.4839	1.5	62	4	20	0.6629	0.3315	0.3315	91.97	90.07	4.4	3.01
89-94	FCO.J.HINA	OBREGON Y CUAHTEMOC	0.0750	12.0968	1.5	20	6	20	0.8087	0.6712	0.3922	92.83	89.82	4.2	1.8
85-92	GALEANA	HIDALGO Y OBREGON	0.2513	0.2513	1.5	67	13	20	1.1828	0.5027	0.5027	97.44	95.74	3.3	1.7

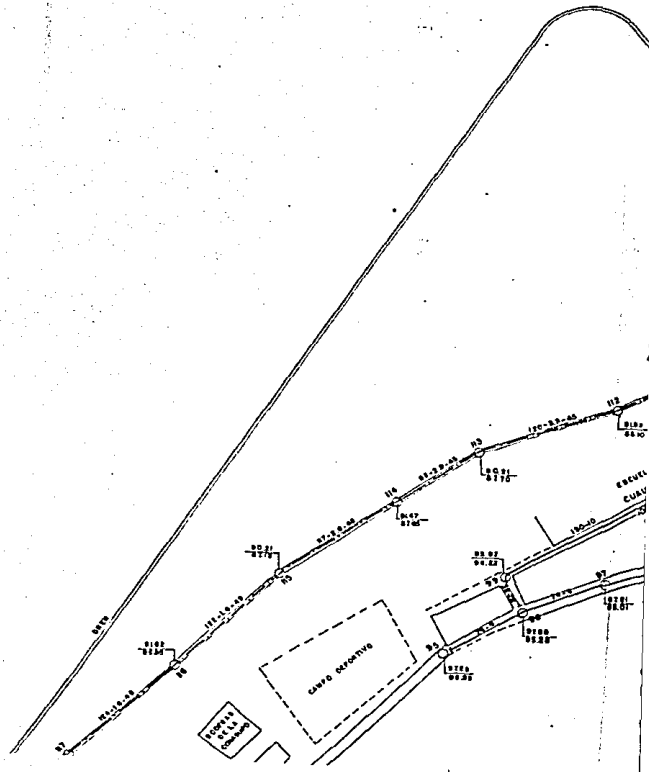
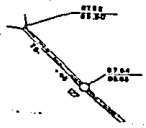
TRAHO	POR LA CALLE	ENTRE LAS CALLES	AGUAS NEGRAS		Q MIN.	LONG.	S	N	VELOCIDAD			COTA		TIR. MIN.	PROF.
			PARCIAL	TOTAL					T.L.L.	T.P.L.L.	MIN.	TERR.	PLANT.		
92-93	CALEANA	HIDALGO Y OREGON	0.2813	0.5327	1.5	75	50	20	2.3282	0.6985	0.6985	96.58	94.88	2.0	2.75
91-93	OREGON	H. JIMENEZ Y CALEANA	0.4502	0.4502	1.5	120	25	20	1.6590	0.6636	0.6636	95.88	94.18	3.0	2.75
93-94	OREGON	CALEANA Y FCO. J. MINA	0.0675	1.0504	1.5	18	81	20	2.9631	0.8297	0.8297	93.90	91.15	1.8	1.8
94-102	FCO. J. MINA	OREGON Y CUAUHTEHOC	0.3751	13.5123	1.5	100	4	20	0.6603	0.6075	0.3433	91.50	69.70	4.6	2.06
45-102	CUAUHTEHOC	ALDAMA Y FCO. J. MINA	0.4652	13.5046	1.5	124	11	20	1.1093	0.8653	0.4715	92.40	90.70	3.2	2.06
77-81	H. JIMENEZ	JUAREZ Y -----	0.2476	0.2476	1.5	66	23	20	1.5844	0.6337	0.6337	108.10	105.40	3.0	1.7
81-84	H. JIMENEZ	----- E HIDALGO	0.3751	0.6227	1.5	100	42	20	2.1447	0.6434	0.6434	105.58	103.68	2.0	1.7
84-90	H. JIMENEZ	HIDALGO Y OREGON	0.2026	0.8253	1.5	54	35	20	1.9480	0.7597	0.7597	101.36	99.66	2.8	1.7
90-91	H. JIMENEZ	HIDALGO Y OREGON	0.3301	1.1554	1.5	88	41	20	2.1116	0.6335	0.6335	99.48	97.78	2.0	1.7
95-96	OREGON	----- Y -----	0.2776	0.2776	1.5	74	4	20	0.6757	0.3345	0.3345	97.29	95.59	4.3	2.30
96-97	OREGON	----- Y H. JIMENEZ	0.2776	0.5552	1.5	74	4	20	0.6306	0.3185	0.3185	97.58	95.28	4.5	2.2
97-98	OREGON	----- Y H. JIMENEZ	0.4652	1.0204	1.5	124	4	20	0.6629	0.3282	0.3282	97.21	95.01	4.3	2.26
98-91	OREGON	----- Y H. JIMENEZ	0.3376	1.3560	1.5	90	4	20	0.6327	0.3192	0.3192	96.77	94.51	4.5	1.7
91-101	H. JIMENEZ	OREGON Y CUAUHTEHOC	0.3901	2.9035	1.5	104	19	20	1.4405	0.7059	0.5762	95.88	94.18	3.0	1.7
96-99	-----	OREGON Y CUAUHTEHOC	0.1425	0.1425	1.5	38	28	20	1.7437	0.6975	0.6975	97.58	95.28	3.0	1.7
99-100	CUAUHTEHOC	----- Y H. JIMENEZ	0.5627	0.7052	1.5	150	10	70	1.0335	0.4651	0.4651	95.92	94.22	3.6	1.7
100-101	CUAUHTEHOC	----- Y H. JIMENEZ	0.4727	1.1779	1.5	126	4	20	0.6898	0.3483	0.3483	94.45	92.75	4.2	1.7
101-102	CUAUHTEHOC	H. JIMENEZ Y FCO. J. MINA	0.4314	4.5128	1.5	115	25	20	1.6579	0.8787	0.6632	93.90	92.20	3.0	2.06
102-110	FCO. J. MINA	CUAUHTEHOC Y -----	0.3751	31.9048	1.5	100	4	25	0.7662	0.7662	0.3256	91.36	89.30	4.1	2.44
49-103	E. ZAPATA	F. LOHELI Y -----	0.3526	0.3526	1.5	94	20	20	1.4843	0.5937	0.5937	103.32	101.12	3.0	2.1
103-104	E. ZAPATA	F. LOHELI Y -----	0.1501	0.5027	1.5	40	82	20	2.9850	0.8358	0.8358	101.32	99.22	1.8	1.7
104-107	-----	E. ZAPATA Y J. AYALA	0.2326	0.7353	1.5	62	82	20	2.0943	0.8384	0.8384	97.65	95.95	1.8	3.05
50-105	JOSE AYALA	F. LOHELI Y -----	0.3226	0.3226	1.5	86	12	20	1.1370	0.4899	0.4899	97.33	94.96	3.3	1.7
105-107	JOSE AYALA	F. LOHELI Y -----	0.1076	0.5102	1.5	50	62	20	2.5954	0.7527	0.7527	95.64	93.94	1.9	3.05
106-107	JOSE AYALA	----- Y -----	0.3489	0.3489	1.5	93	4	20	0.6847	0.3473	0.3473	92.95	91.25	4.3	3.05
107-109	-----	JOSE AYALA Y -----	0.3076	1.9020	1.5	82	4	20	0.6821	0.3683	0.3410	93.90	90.85	4.3	2.19
108-109	-----	----- Y -----	0.3076	2.2096	1.5	82	9	20	0.9783	0.4891	0.4402	92.69	90.50	3.5	1.7

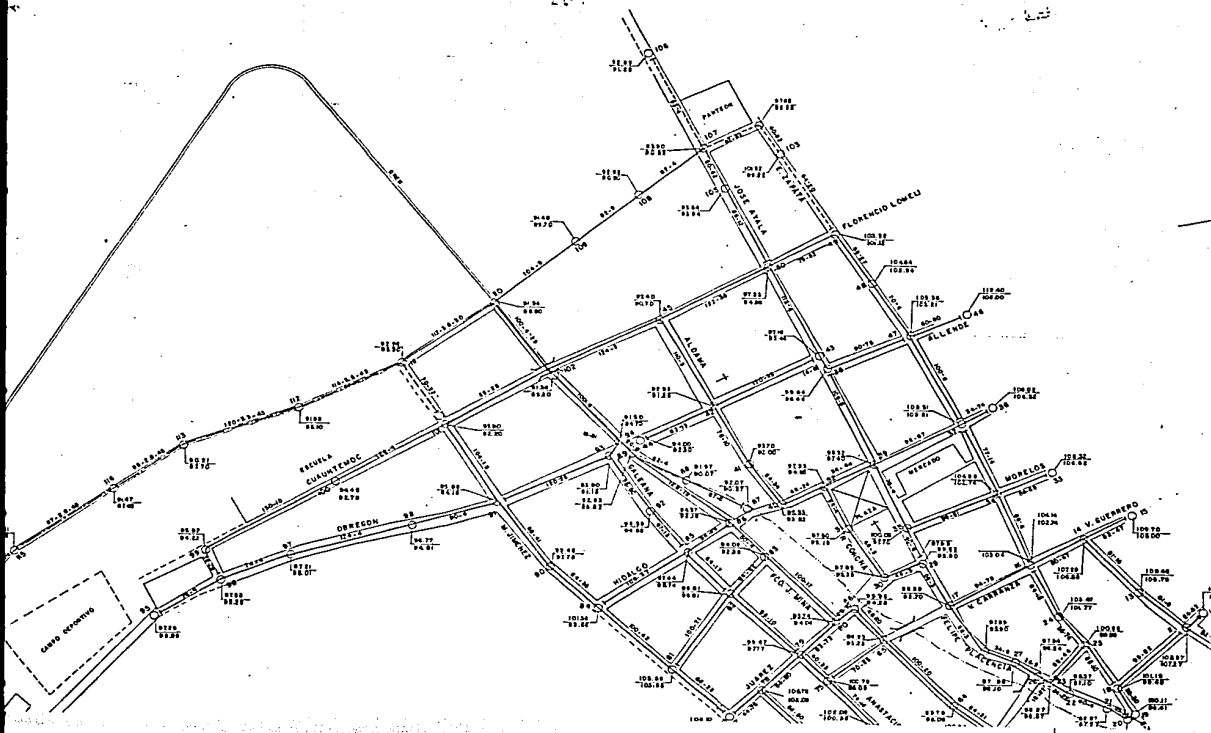
TRAMO	POR LA CALLE	ENTRE LAS CALLES	AGUAS NEGRAS		Q MIN.	LONG.	S	Q	VELOCIDAD			COTA		TIR. MIN.	PROF.
			PARCIAL	TOTAL					T.L.L.	T.P.L.L.	MIN.	TERR.	PLANT.		
109-110	-----	----- Y FCO. J. MINA	0.3901	2.5927	1.5	104	9	20	0.9603	0.5138	0.4418	91.48	89.78	3.7	2.44
110-111	-----	FCO. J. MINA Y N. JIMENEZ	0.4201	34.9246	3.0	112	4	30	0.8176	0.7358	0.3761	91.34	88.90	5.6	4.06
101-111	H. JIMENEZ	CUAUHTEMOC Y -----	0.2626	0.2626	1.5	70	53	20	2.4007	0.7201	0.7201	93.90	92.20	2.0	4.06
120-121	-----	----- Y -----	0.2476	0.2476	1.5	66	24	20	1.6153	0.6461	0.6461	105.03	103.33	3.0	1.7
121-122	-----	----- Y -----	0.1876	0.4352	1.5	50	31	20	1.8382	0.6434	0.6434	103.45	101.75	2.5	1.7
122-123	-----	----- Y -----	0.3601	0.7953	1.5	96	66	20	2.6745	0.7756	0.7756	101.90	100.20	1.9	6.28
123-124	-----	----- Y -----	0.3564	1.1517	1.5	95	80	20	2.9529	0.8268	0.8268	100.18	93.90	1.8	4.10

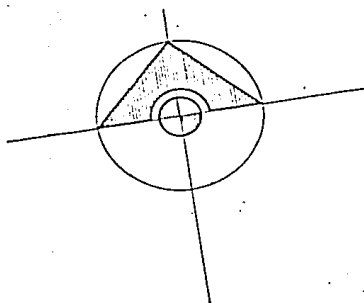
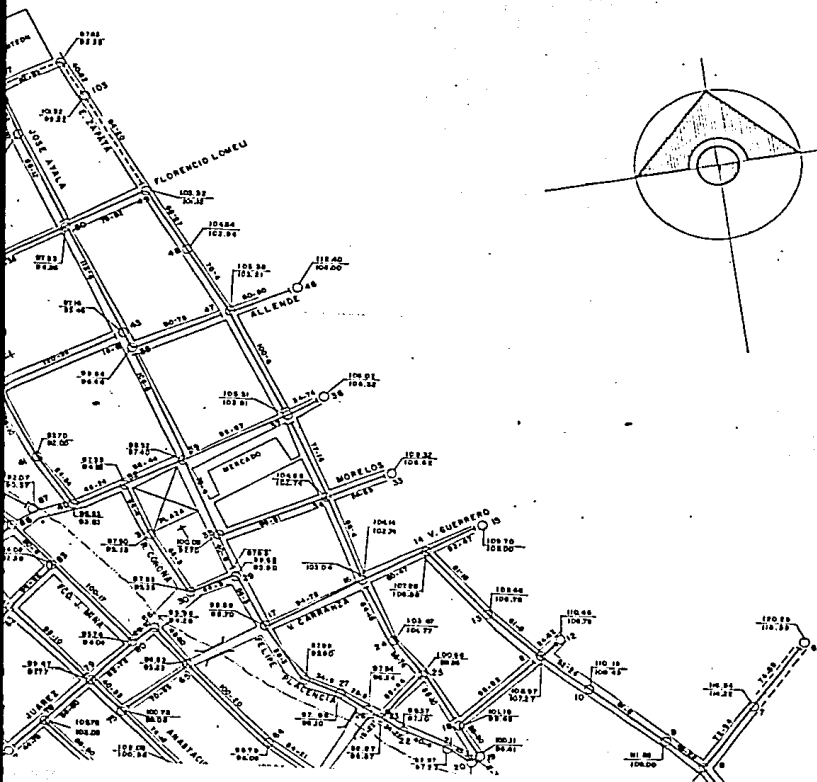
ENTROR DEL SISTEMA

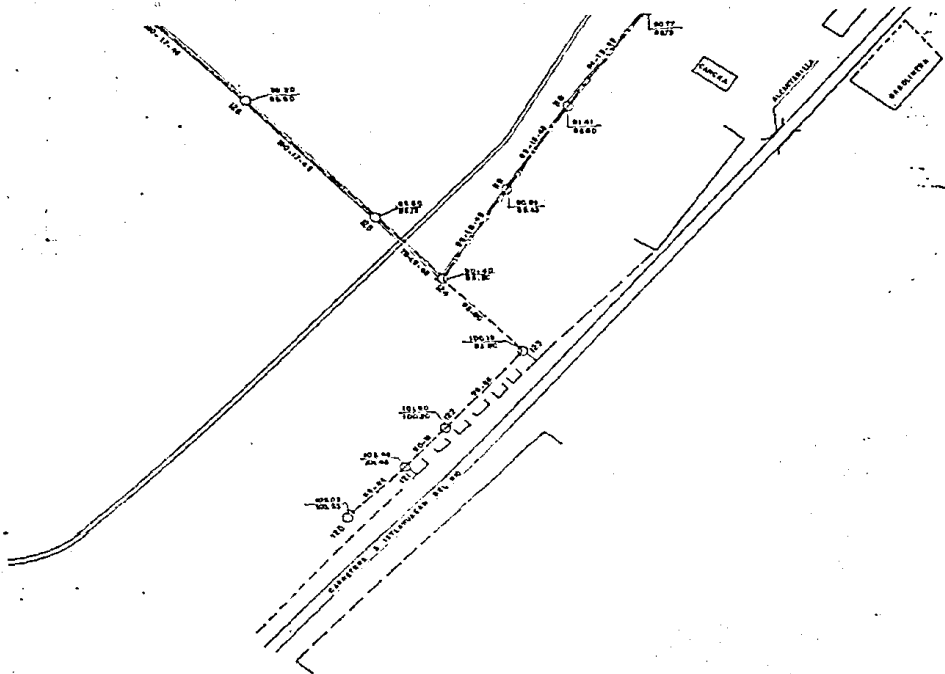
111-112	-----	H. JIMENEZ Y -----	0.4276	35.6148	4.5	114	4	45	1.0619	0.7114	0.3717	92.56	88.50	5.6	3.88
112-113	-----	----- Y -----	0.4502	36.0650	4.5	120	3	45	1.0350	0.7038	0.3829	91.98	88.10	5.9	2.51
113-114	-----	----- Y -----	0.3189	36.3839	4.5	85	3	45	0.9722	0.6708	0.3889	90.21	87.70	6.8	4.02
114-115	-----	----- Y -----	0.4389	36.8228	4.5	117	3	45	0.9077	0.6354	0.3631	91.47	87.45	6.8	3.06
115-116	-----	----- Y -----	0.4577	37.2805	4.5	122	2	45	0.7258	0.5298	0.3266	90.21	87.15	7.9	4.67
116-117	-----	----- Y -----	0.4652	37.7457	4.5	124	2	45	0.7199	0.5400	0.3240	91.62	86.95	7.9	4.02
117-118	-----	----- Y -----	0.4276	38.1733	4.5	114	1	45	0.6503	0.5007	0.3024	90.77	86.75	8.6	4.81
118-119	-----	----- Y -----	0.3451	38.5184	4.5	92	2	45	0.7238	0.5429	0.3330	91.41	86.60	8.3	4.44
119-124	-----	----- Y -----	0.3601	38.8785	4.5	96	2	45	0.7086	0.5350	0.3260	90.89	86.45	8.3	4.10
124-125	-----	----- Y -----	0.2926	40.3228	4.5	78	2	45	0.7861	0.5817	0.3262	90.40	86.30	7.0	3.35
125-126	-----	----- Y -----	0.5627	40.8855	4.5	150	2	45	0.7318	0.5635	0.3110	89.50	86.15	7.4	2.3
126-127	-----	----- Y -----	0.5627	41.4482	4.5	150	2	45	0.7318	0.5650	0.3118	88.20	85.90	7.4	1.69
127-	-----	----- Y PLANTA TRAT.	0.2813	41.7295	4.5	75	2	45	0.8017	0.6173	0.3287	87.54	85.65	7.2	1.72

PLANTA DE
TRATAMIENTO



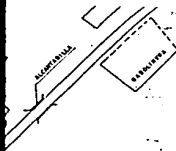






POBLACION DE
 POBLACION AC
 BOYAS
 APTACION
 LINDERO DE
 SISTEMA
 COST DE PRES
 VELOCIDAD DE
 SIRENA
 CASITA
 SANO
 MAS

SEINOR
 COLECTOR
 ATANCA
 CARRERA DE AY
 POZO DE VENTA
 CASA DE CRUDA
 ESTRECHA
 EL VASIO
 LOCUTOS DE
 MAY 1963

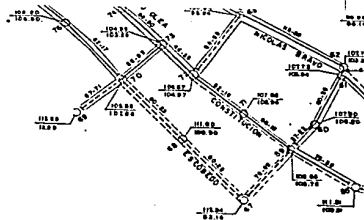


DATOS DE PROYECTO	
POBLADO CERRO REDO	4,000 habitantes
POBLACION ACTUAL	7,000 habitantes
POBLACION PROYECTO	11,000 habitantes
DOTACION	100 lit./hab./dia
APORTACION	1200 m ³ /hab./dia
LONGITUD DEL SISTEMA	8,134.00 m.
SISTEMA	Abastecido de agua superficial
ELIMINACION	Directa
VERTIDO	Directo al cauce (traza provisional)
FORMA DEL COEF. DE PERDIDAS	McCormac y Stearns
VELOCIDAD	1.5
MINIMA	0.80 m./seg.
MAXIMA	3.00 m./seg.
TIPO	Estilo 12/100
DIAM.	14.25 cm.
TIPO	41700 5 lit./seg.

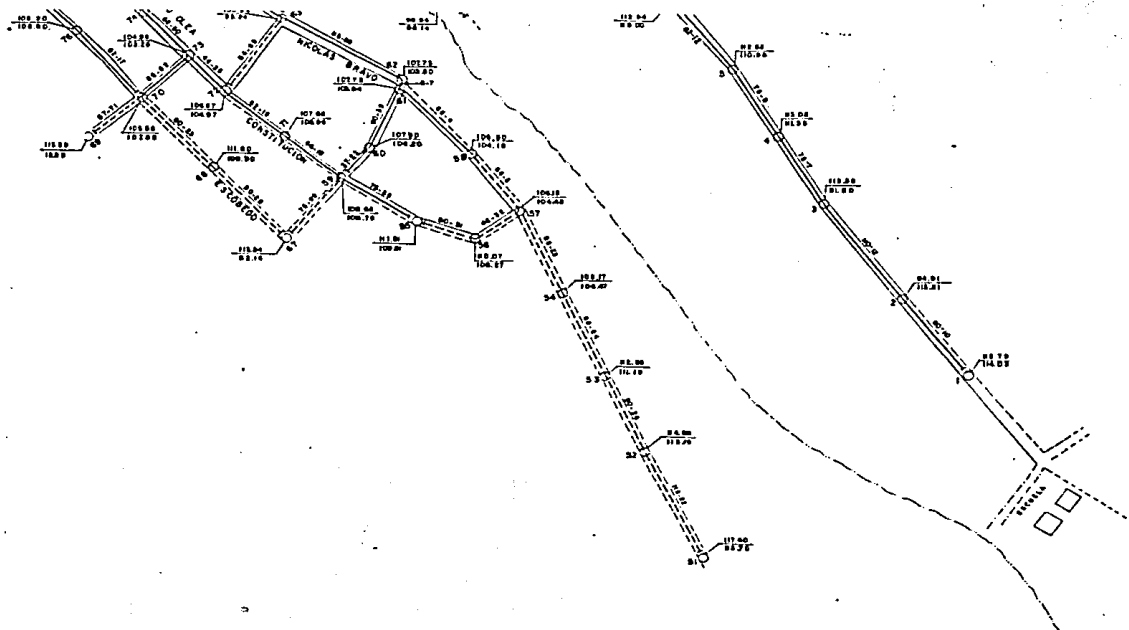
SIGNOS CONVENCIONALES

SEÑAL	_____	_____
COLECTOR	_____	_____
ATRIUM	_____	_____
CAMERA DE ATARIJAS	_____	_____
PISO DE VISITA COMUN.	_____	_____
CASA DE CASO SUCESO AL PISO	_____	_____
ESTRUCTURA DE RESERVA	_____	_____
ESTACION FERRADA	_____	_____
EL NACER PLANTILLA	_____	_____
LONGITUD - PERDIENTE - DIAMETRO	_____	_____
(m.) (m/m) (cm.)	_____	_____

NOTA: TODOS LOS TUBOS DE ATARIJAS DE DIAMETRO SON DE 10 cm.



ESCALA = 1:2000



CU QUIO- Alcantarillado

RED DE ATARJEAS

EFRAIN ARTURO SOTO FELIX
 TESIS PROFESIONAL

GUADALAJARA JAL. ABRIL DE 1988 E.C. 1/2000 PLANO N° 2

4.- OBRAS ACCESORIAS

En los sistemas de alcantarillado es de vital importancia el uso de obras accesorias para asegurar su buen funcionamiento. Las obras de este tipo incluyen pozos de registro, imbornales, sifones invertidos, estaciones de bombeo y reguladores de caudal. En este capítulo presentaré solo el estudio de pozos de registro pues son las instalaciones accesorias más comunmente usadas.

4.1.- POZOS DE REGISTRO

Los pozos de registro son empleados como medio de acceso para la inspección y limpieza. Se colocan a intervalos de 90 a 150 metros y en los puntos donde se produzca un cambio de dirección o de sección en la tubería, o una considerable variación de pendiente.

La forma constructiva de las cámaras o pozos de registro se ha normalizado considerablemente y en la mayor parte de las grandes ciudades se han establecido diseños que se adoptan de un modo general. Los registros tienen un marco y una tapa de hierro fundido con una abertura neta de 500 a 600 mm. El marco descansa sobre la obra de fábrica que se

ensancha hasta alcanzar un diámetro de no menos de 1.0 y generalmente de 1.25 metros a una distancia de 0.90 a 1.50 metros de la boca del pozo, continuando con este diámetro hasta que llega a la alcantarilla. Si la profundidad total es menor de 4 metros, las paredes se hacen de 20 cms. de espesor y por cada 2 metros adicionales de profundidad, debe aumentarse este espesor en 10 cms. A veces se hacen las paredes de hormigón. Una escalera marina deberá ser colocada en la pared para facilitar la entrada, pero como la escalera puede ser debilitada por la corrosión, una pequeña escalera metálica puede ser usada para facilitar la entrada.

El fondo de las cámaras de registro se hace ordinariamente de hormigón, dando a su cara superior una ligera pendiente hacia el canal abierto o los canales que forman la continuación de los tubos de la alcantarilla. Los canales se recubren a veces con tubos de alcantarilla partidos o seccionados por su diámetro. En todo caso, la profundidad del canal debe ser casi igual al diámetro del tubo, para evitar que las aguas de la alcantarilla se extiendan sobre el fondo del pozo, ya que si así ocurre, pueden quedar retenidas las materias sólidas con probable producción de olor, a pesar de que la inclinación del fondo tiende a evitar este peligro. Los cambios de dirección se hacen en los canales. La figura 4-1 representa la forma convencional de construcción de un pozo de registro.

En los puntos en que las derivaciones o tuberías secundarias enlazan con una alcantarilla más profunda, se puede economizar la excavación, manteniendo la superior con una pendiente razonable y estableciendo una caída vertical en el pozo de registro. Las cámaras así construidas se denominan de caída y su método de construcción se indica en la figura 4-2. Obsérvese que mientras las aguas residuales siguen por el tubo vertical, la tubería de la alcantarilla atraviesa la pared del pozo de registro, lo que permite su limpieza. Si la caída es de menos de 0.60 m, generalmente

se resuelve aumentando la pendiente de la alcantarilla en lugar de construir el registro de calda. Si se hace una calda de menos de 60 cms. en el pozo de registro, el fondo se dispone de modo que las aguas caigan en un canal inclinado, sin salpicar y sin que puedan sedimentarse los sólidos arrastrados.

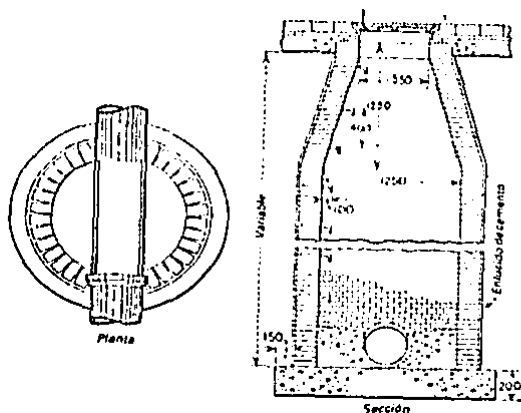


Fig. 4.1 Pozo de registro (Dimensiones en mm)

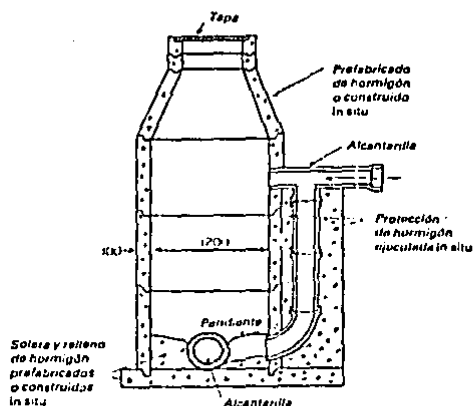


Fig. 4.2 Pozo de registro con caída

Las tapas y los marcos de los pozos de registro los suministran las fundiciones, ajustándose a las normas y pesos establecidos. En el caso de tráfico urbano de máxima densidad debe exigirse que una cubierta y su marco pesen unos 340 kgs., mientras que en el caso de el tráfico urbano ligero - puede considerarse que con un peso de unos 245 kgs. se obtendrá suficiente resistencia. Como el tráfico suburbano exige menor resistencia, será en este caso suficiente un peso de - 150' a 180 kgs. Cuando solamente se produzca tráfico de peatones, pueden emplearse tapas y marcos que pesen únicamente unos 70 Kgs. La figura 4-3 (a) representa una tapa y marco de gran peso. Los tipos más ligeros no solamente son de menor espesor, sino que también es más reducida la altura total de la pieza, como se indica en la figura 4-3 (c). Las

tapas son rugosas para evitar el que sean excesivamente resbaladizas, pero actualmente no se considera conveniente el empleo de las perforadas en las alcantarillas de aguas residuales. En un principio se consideró que las aberturas eran convenientes para ventilar las alcantarillas, pero este resultado se consigue más satisfactoriamente mediante chimeneas dispuestas en las redes de tuberías de los edificios. Las aberturas tienen el inconveniente de que dejan que el agua de lluvia penetre en las alcantarillas y con ella una excesiva cantidad de arena y arrastres.

Debido a la poca densidad de tráfico, usaremos en nuestro proyecto las tapas y marcos necesarios para un tráfico urbano ligero. Este tipo de tapa está representada en la figura 4-3 (c).

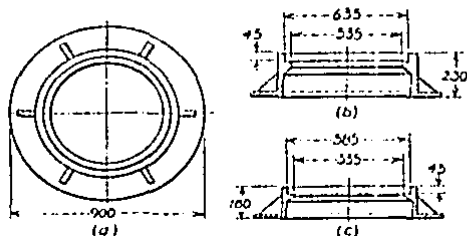


Fig. 4.3 Tapas para registro

4.2.- TUBERIAS PARA ALCANTARILLAS

En la conducción de aguas residuales pueden utilizarse los mismos materiales empleados para las conducciones de agua. Sin embargo, lo normal es emplear materiales más económicos como gres, hormigón o plástico, según el caso. En este capítulo trataré sólo sobre tuberías de concreto prefabri-

cadras y sus características pues, debido a su alta comercialización en el medio, son las que se utilizarán en este proyecto.

Los tubos de concreto con confeccionados con cemento y agregados ligeros mezclados con agua, conformado en moldes y finalmente fraguado a la intemperie. Debido a que la pieza no trabajará a presión, la construcción de éste tipo de tubería no toma en cuenta los esfuerzos derivados de ésta. Los tubos de concreto pueden estar sujetos al ataque de ácidos y generalmente, a menos de que se protejan, no deben usarse en lugares en que se puedan presentar estas sustancias.

Los accesorios para tubos se hacen de las formas que se consignan en la figura 4-4. Las piezas en Y y en T se emplean para unir los albañales domésticos a las alcantarillas públicas. Para cerrar los extremos en forma de copa de los tubos hasta que se realizan los empalmes finales, se emplean tapones sujetos con mortero. Cuando se perfora un agujero en la parte superior de la alcantarilla, para proceder a la colocación de una conexión vertical, se emplean piezas de entronque. Estas conexiones se utilizan también cuando las alcantarillas públicas están muy profundas. Para disponer ramales laterales oblicuos se perforan agujeros a un lado de los tubos colectores y se utilizan piezas oblicuas de conexión, especialmente cuando la alcantarilla es de hormigon ó mortero en abundancia, para evitar la presencia de puntos débiles y los escapes. El sifón incluido en la figura es de un tipo que se utiliza a menudo para las tuberías principales de los desagües domésticos.

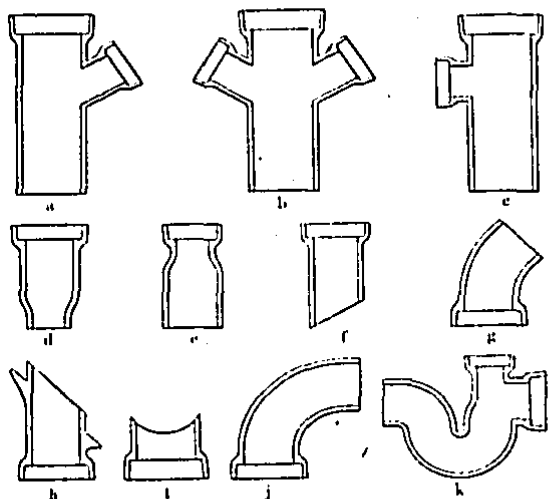


Fig. 4.4 Accesorios para tuberías

4.3.- CARGAS Y RESISTENCIAS EN LOS TUBOS DE CONCRETO

Cualquier tubería en una zanja está sujeta a las cargas producidas por el relleno que está sobre ella. Los dos factores básicos que determinan las cargas son: el ancho de la zanja al nivel de la parte superior de la tubería y el peso del relleno. El esfuerzo que soportará la tubería está grandemente influenciado por la manera en que la tubería es asentada en la zanja.

4.3.1.- Métodos de asiento

De los métodos de asiento para tuberías de alcantari-

llado existen 6 tipos. Cada uno de los tipos de asentamiento es ilustrado en la figura 4-5 y corresponden a diferentes resistencias de soporte para las tuberías.

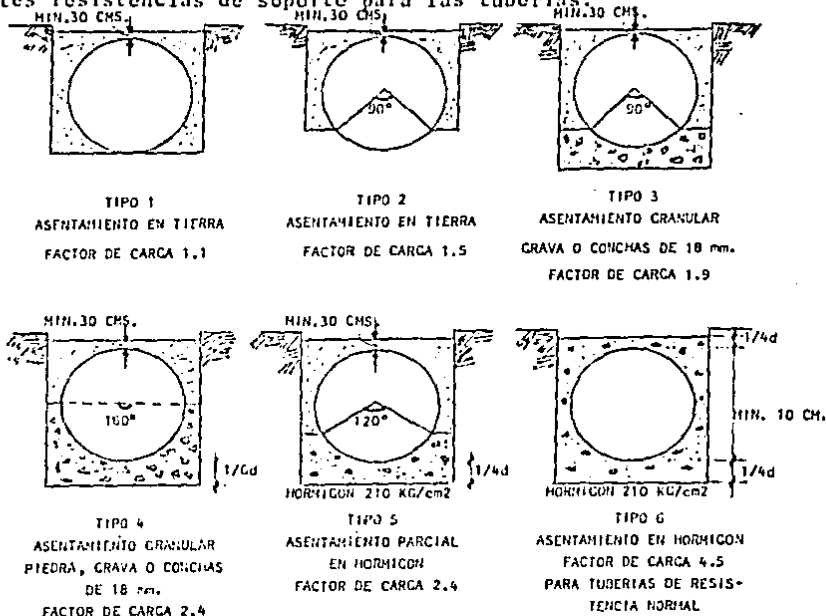


Fig. 4.5 Tipos de asiento para tuberías

Para el tipo 1, la tubería es totalmente recubierta por tierra seleccionada cuidando tener un recubrimiento mínimo de 30 cms. Para el tipo 2, la tubería debe ser asentada cuidadosamente en la tierra de modo que sirva de apoyo para la parte inferior de un sector circular formado por un ángulo de 90°, en la tubería. El resto del espacio alrededor del tubo y a una altura de 30 cms. arriba de la parte superior deberá ser relleno y apisonado con tierra seleccionada en capas no mayores de 15 cms. de altura.

El tipo 3 corresponde a un asentamiento granular. En este, la cama de asiento debe ser de un material granular -

(Piedra, grava o conchas de 18 mm.) y debe mantenerse un colchón por debajo de la parte inferior del tubo de al menos 10 cms. y un máximo de $1/6$ de el diámetro del tubo. El relleno restante alrededor y sobre la parte superior del tubo se realiza en la misma forma que en el tipo 2. Para el tipo 4, la tubería también es asentada en material granular del mismo tipo pero el relleno recubre al tubo exactamente hasta la mitad.

El asentamiento en hormigón puede ser realizado con concreto simple o reforzado, teniendo siempre un espesor apropiado por debajo del tubo, el cuál se extiende alrededor y por arriba del tubo hasta una proporción satisfactoria del diámetro. Para determinar las cantidades necesarias de concreto, el ingeniero usualmente considerará las condiciones existentes en la obra. En el tipo 5 solo se recubrirá la parte inferior de un sector circular formado por un ángulo de 90° de el tubo y en el tipo 6 se recubrirá totalmente el tubo respetando los límites de recubrimiento ilustrados en la figura.

Para cualquiera de los tipos reconocidos de asentamiento, la capacidad de carga del tubo deberá ser afectada por el factor de carga correspondiente.

4.3.2.- Pruebas de resitencia para tuberías de concreto.

Las tuberías para alcantarillas deben satisfacer valores prescritos de resitencia, para lo cual existen pruebas de laboratorio. Existen dos pruebas de laboratorio para probar tuberías, estas son: el método de los tres apoyos y el método del soporte o cama de arena.

En el primer método, la carga es transmitida al tubo por medio de un bloque de madera mientras el tubo es soportado por dos tiras de madera, usualmente con una faja de yeso insertada entre ellas y el tubo. En el método de la cama de arena, las cargas son transmitidas a través de arena contenida en un marco de apoyo superior mientras el tubo es so-

portado en una cama de arena en un marco de apoyo inferior; en cada caso, el apoyo deberá contener una sección mayor a un cuarto de la circunferencia del tubo. La Sociedad Americana para prueba de Materiales, A.S.T.M. (por sus siglas en inglés), requiere que la resistencia a la compresión promedio de la tubería tenga como mínimo los valores mostrados en la tabla 4-1.

TABLA 4-1. Resistencia mínima a la compresión de tuberías de concreto

DIAMETRO NOMINAL (cms.)	RESISTENCIA MINIMA A LA COMPRESION (kgf/ml)
10	1,790
15	1,790
20	2,080
25	2,380
30	2,680
38	2,980
45	3,270
61	3,870
76	4,910
91	5,360

Los tubos deberán ser probados al momento de ser recibidos en obra y las piezas que no satisfagan las especificaciones deberán ser rechazadas y rápidamente desalojados de la obra.

4.3.3.- Cargas en las tuberías.

La fórmula de Marston para calcular la carga en una tubería debida al peso de el material de relleno es:

$$W = C w B^2$$

en donde W es la carga sobre la tubería por unidad de longitud, w es la densidad del material de relleno, B la anchura de la zanja inmediatamente por debajo de la parte superior de la tubería y c es un coeficiente que depende de la profundidad de la zanja (H), forma de la construcción y del material de relleno. Los valores para c han sido determinados por experimentación y son mostrados en la tabla 4-2.

TABLA 4.2.- Valores aproximados de trabajo para el coeficiente c.

$\frac{H}{B}$	ARENA Y TIERRA VEGETAL	TIERRA VEGETAL SATURADA	ARCILLA HUMEDA	ARCILLA SATURADA
0.5	0.46	0.47	0.47	0.48
1.0	0.85	0.86	0.88	0.90
1.5	1.18	1.21	1.25	1.27
2.0	1.47	1.51	1.56	1.62
2.5	1.70	1.77	1.83	1.91
3.0	1.90	1.99	2.08	2.19
3.5	2.08	2.18	2.28	2.43
4.0	2.22	2.35	2.47	2.65
4.5	2.34	2.49	2.63	2.85
5.0	2.45	2.61	2.78	3.02
5.5	2.54	2.72	2.90	3.18
6.0	2.61	2.81	3.01	3.32
6.5	2.68	2.89	3.11	3.44
7.0	2.73	2.95	3.19	3.55
7.5	2.78	3.01	3.27	3.65
8.0	2.82	3.06	3.33	3.74
8.5	2.85	3.10	3.39	3.82

H B	ARENA Y TIERRA VEGETAL	TIERRA VEGETAL SATURADA	ARCILLA HUMEDA	ARCILLA SATURADA
9.0	2.88	3.14	3.44	3.89
9.5	2.90	3.18	3.48	3.96
10.0	2.92	3.20	3.52	4.01
11.0	2.95	3.25	3.58	4.11
12.0	2.97	3.28	3.63	4.19
13.0	2.99	3.31	3.67	4.25
14.0	3.00	3.33	3.70	4.30
15.0	3.01	3.34	3.72	4.34

El ancho B de la zanja está dado por la facilidad para realizar las juntas y una fórmula muy utilizada es la siguiente:

$$B = 3/2 d + 30$$

siendo del diámetro del tubo en centímetros. Esta fórmula nos dará la anchura de la zanja necesaria para realizar el trabajo de junteo de los tubos con facilidad.

En la tabla 4.3 se indican las densidades de los materiales de relleno más usuales.

TABLA 4.3.- Peso de los materiales de relleno en zanjas.

MATERIAL	KG/M ³
Arena seca	1,600
Arena húmeda	1,840
Arena mojada	1,920
Arcilla húmeda	1,920
Arcilla saturada	2,080
Tierra vegetal saturada	1,840

MATERIAL	KG/M ³
Arena y tierra vegetal húmeda	1,600

Ejemplo. Una alcantarilla de 61 cms. de diámetro se coloca en una zanja de 3.66 mts. de profundidad y 1.22 mts. de ancho, la cual se rellena con arcilla húmeda de 1,920 kg/m³ de densidad. Determinar la carga sobre la tubería.

Solución:

La relación H/B será:

$$\frac{H}{B} = \frac{3.66 \text{ m.}}{1.22 \text{ m.}} = 3.0$$

Con este dato y sabiendo que trabajamos en arcilla húmeda, entramos en la tabla 4-2, de donde obtenemos $c=2.08$. Utilizando la fórmula de Marston obtenemos:

$$W = CwB^2$$

$$W = (2.08)(1,920)(1.22)^2$$

$$W = 5,944 \text{ kg/m}$$

El tipo de asiento adecuado se puede determinar de la siguiente manera: una vez obtenidos los resultados de las pruebas de laboratorio para el esfuerzo límite a compresión, el cual en este caso se considerará de 3,870 (A.S.T.M.), este valor será afectado por un factor de seguridad de 1.5 y por lo tanto se convierte en 2,580 kg/m. Entonces el factor de carga para la tubería es $5,944/2,580 = 2.30$. En la figura 4-5 podemos observar que el tipo de asiento que nos proporciona el factor de carga requerido es el tipo 5. El resultado es un asentamiento parcial en hormigón con un fac

tor de carga de 2.4.

Además de las sobrecargas del relleno de tierras, existen otras que pueden actuar sobre las tuberías, tales como cimentaciones de edificios, las creadas por almacenamiento de materiales sobre el terreno y las producidas por el tráfico y maquinaria de la obra. La fracción de tales acciones que alcanza la tubería puede estimarse por medio de las tablas 4.4 y 4.5. Las denominadas cargas repartidas en la tabla 4.4 son aquellas cuya longitud es superior a la anchura de la zanja, como por ejemplo, las producidas por el tráfico, cimentaciones en sentido normal a las zanjas, etc. En la tabla 4.5 los valores máximos son los correspondientes a longitudes iguales a la anchura de las zanjas y los mínimos a aquellas cuya longitud es un décimo de la anchura de la zanja.

TABLA 4.4- Proporción de las cargas superficiales repartidas que alcanza a los tubos colocados en zanjas.

H — B	ARENA Y TIERRA VEGETAL HUMEDA	TIERRA VEGETAL SATURADA	ARCILLA HUMEDA	ARCILLA SATURADA
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00
0.5	0.85	0.86	0.88	0.89
1.0	0.72	0.75	0.77	0.80
1.5	0.61	0.64	0.67	0.72
2.0	0.52	0.55	0.59	0.64
2.5	0.44	0.48	0.52	0.57
3.0	0.37	0.41	0.45	0.51
4.0	0.27	0.31	0.35	0.41
5.0	0.19	0.23	0.27	0.33
6.0	0.14	0.17	0.20	0.26
8.0	0.07	0.09	0.12	0.17
10.0	0.04	0.05	0.07	0.11

TABLA 4.5.- Proporción de las cargas superficiales concentradas que alcanza a los tubos colocados en zanjas.

H — B	ARCILLA Y TIERRA VEGETAL HUMEDA		TIERRA VEGETAL SATURADA		ARCILLA HUMEDA		ARCILLA SATURADA	
	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.5	0.77	0.12	0.78	0.13	0.79	0.13	0.81	0.13
1.0	0.59	0.02	0.61	0.02	0.63	0.02	0.66	0.02
1.5	0.46	-	0.48	-	0.51	-	0.54	-
2.0	0.35	-	0.38	-	0.40	-	0.44	-
2.5	0.27	-	0.29	-	0.32	-	0.35	-
3.0	0.21	-	0.23	-	0.25	-	0.29	-
4.0	0.12	-	0.14	-	0.16	-	0.19	-
5.0	0.07	-	0.09	-	0.10	-	0.13	-
6.0	0.04	-	0.05	-	0.06	-	0.08	-
8.0	0.02	-	0.02	-	0.03	-	0.04	-
10.0	0.01	-	0.01	-	0.01	-	0.02	-

Ejemplo. Una zanja para una alcantarilla construida en una arcilla húmeda, tiene 1.22 mts. de ancho y está cruzada por un conducto de hormigón que contiene tuberías de vapor, el cual tiene 0.91 mts. de ancho y un peso de 1,340 kg/m. y su solera está a 1.83 por encima de la parte superior de la alcantarilla. ¿Cuál será la carga transmitida a ésta?

Solución. El peso del conducto de hormigón por metro de alcantarilla es:

$$1,340/0.91 \times 1.22 = 1,796 \text{ Kg/m.}$$

La relación H/B es $1.83/1.22=1.5$. De acuerdo con la tabla 4.5, la fracción máxima de la carga que alcanzará la alcantarilla es de 0.51; por consiguiente, la carga sobre ella será $0.51 \times 1,796=916 \text{ kg/m.}$

5.- PLANTA DE TRATAMIENTO

5.1.- CARACTERISTICAS DEL AGUA RESIDUAL

El propósito fundamental del tratamiento de aguas residuales es el de estabilizarlas sin causar aromas molestos o poner en peligro la salud. Los problemas que se presentan en el abastecimiento de agua potable han aumentado dramáticamente, es por esto que no se puede perdonar la contaminación de una fuente de abastecimiento mediante la descarga de aguas residuales sin tratar. Muchas corrientes son usadas alternativamente para abastecimiento de agua y para transportar los efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales. Los métodos de purificación del agua tienen limitaciones, por lo tanto, es necesario reducir los materiales contaminantes en éstas corrientes superficiales mediante un tratamiento adecuado de las aguas residuales.

Las técnicas de tratamiento empleadas varían, dentro de ciertos límites, con la naturaleza del agua residual y la localización del punto o puntos del vertido. Para determinar las características del agua residual, se pueden realizar multitud de análisis, pero, en la práctica, sólo se lleva a cabo un número reducido y necesario para asegurar -

el control de los procesos de tratamiento.

5.1.1.- Características Físicas .-

Si bien el agua residual está constituida en más del 99.9% por agua, el resto de sus componentes tiene gran importancia. El agua residual doméstica fresca tiene un olor ligeramente aceitoso o a jabón, es turbia y contiene sólidos reconocibles y, a menudo, de gran tamaño. El agua en estado séptico tiene un marcado olor a ácido sulfídrico, su color es gris oscuro y contiene sólidos suspendidos de menor tamaño que ocasionalmente, son de naturaleza reconocible.

A temperaturas del orden de 20°C. el agua residual pasa de su condición fresca a séptica en un tiempo que varía entre 2 y 6 horas, dependiendo, principalmente, de la concentración de materia orgánica. Esta última en función de la dotación de agua per cápita, la infiltración y la cantidad de agua de origen industrial vertida en la red de alcantarillas.

La cantidad de sólidos existentes en el agua residual puede encontrarse en forma suspendida o en solución. Los sólidos totales incluyen ambas formas.

Los sólidos suspendidos y sólidos disueltos requieren, para su determinación, el uso de una filtración de la muestra. La filtración se lleva a cabo por medio de un filtro de membrana similar a los utilizados para los análisis bacteriológicos. Para determinar los sólidos suspendidos, el filtro ha de secarse y pesarse previamente, y, a continuación se filtra un determinado volumen de muestra, se seca y se pesa de nuevo. La diferencia de peso dividida por el volumen de muestra utilizada, proporciona la concentración de sólidos suspendidos. Para la determinación de los sólidos disueltos se toma un cierto volumen a peso del líquido filtrado, se evapora hasta su secado y se pesa el residuo remanente.

Los sólidos volátiles son aquella fracción que se volatiliza a 550°C. La concentración de sólidos volátiles se suele considerar como una medida aproximada del contenido de materia orgánica, o en ciertos casos, de las concentraciones de sólidos biológicos tales como bacterias y protozoos. Cuando se desea determinar las tres concentraciones de sólidos, basta realizar dos de las determinaciones y la tercera viene dada por la suma o diferencia de las otras dos.

5.1.2.- Características químicas.

El agua residual contiene compuestos químicos de naturaleza orgánica e inorgánica. Los compuestos inorgánicos se encuentran presentes, asimismo, en el agua de suministro, pero su utilización en las diversas actividades tiene como consecuencia un incremento de su concentración en aquéllos. El tratamiento convencional del agua residual no está dirigido a la alteración de contenido en contaminantes inorgánicos.

Los compuestos orgánicos incluyen aquellos presentes en los residuos que se descargan a la red de alcantarilla y los productos de su degradación.

El nitrógeno y fósforo pueden estar presentes, tanto como parte de la fracción orgánica como de la inorgánica. La concentración de los mismos es importante desde el punto de vista de contaminación del agua, así como por ser necesario, en cantidades reducidas, para los sistemas de tratamiento biológicos.

La alcalinidad del agua residual es importante porque proporciona capacidad tampón contra los ácidos producidos en el curso de la acción bacteriana o de los sistemas nitrificantes. Conforme aumenta el tiempo, el PH del agua residual tiene tendencia a disminuir debido a la producción de ácidos, pero en el curso del tratamiento vuelve a elevarse.

5.1.3.- Microbiología del agua residual y de su tratamiento.

Debido a su origen, el agua residual, contiene enormes cantidades de microorganismos. Dependiendo de su edad y de la cantidad de agua de dilución, el número de bacterias presentes en el agua residual cruda suele oscilar entre 500,000 /ml y 5'000,000/ml. Los virus, protozoos, gusanos, etc., también se hallan presentes, pero su concentración es, raras veces, de suficiente entidad como para proceder a su determinación.

Las bacterias son plantas unicelulares las cuales metabolizan alimentos nutritivos en estado soluble y se reproducen por fisión binaria. Las bacterias son, asimismo, capaces de solubilizar partículas de alimento situadas en la zona exterior a la célula por medio de enzimas extracelulares y por tanto, pueden eliminar materia orgánica que esté presente en el agua residual en forma soluble, coloidal y como sólidos suspendidos.

5.1.4.- Procesos anaerobios.

Las bacterias anaerobias oxidan la materia orgánica utilizando aceptores de electrones distintos del oxígeno. Una gran parte de la energía disponible aparece en la forma de productos finales por lo que la producción de células es baja y los subproductos tales como el metano, pueden utilizarse como fuente de energía.

Los productos finales de una fermentación anaerobia tienen tendencia a producir olores y los intermedios, tales como los ácidos volátiles, pueden ser tóxicos para las bacterias, con lo que pueden poner en peligro la continuidad del proceso. La producción de un efluente estable es difícil, ya que las aguas residuales no suelen contener aceptores de electrones en cantidades suficientes como para permitir la oxidación completa.

5.1.5.- Procesos aerobios.

Las bacterias aerobias utilizan oxígeno libre como aceptor de electrones. La mayor parte de la energía disponible se transforma en masa celular o en calor, produciéndose un efluente estable que no sufrirá una descomposición ulterior. El oxígeno necesario puede suministrarse naturalmente, a partir de la atmósfera, o mecánicamente, por medio de aireación con burbujas finas, a través de películas delgadas o formación de pequeñas gotas.

Además de las bacterias aerobias o anaerobias estrictas, existe un tercer grupo, denominado facultativo, el cual puede realizar sus procesos bajo ambas condiciones, aerobias o anaerobias. Los procesos biológicos que utilizan las bacterias de este último grupo, son idénticos a los de las aerobias o anaerobias estrictas, excepto que hay cierto número de reacciones específicas que no son capaces de realizar.

5.1.6.- Otros microorganismos.

Los exámenes microscópicos del agua residual son hechos con el propósito de identificar y estimar el número de organismos microscópicos, el cual es un término que incluye a todos los organismos, excepto las bacterias, las cuales son demasiado chicos para ser vistos sin un sistema óptico de fuerte amplificación. Los microorganismos incluyen Plankton, el cual está formado por organismos en libre suspensión, aunque este término es a veces usado para denominar a todos los organismos flotantes en el agua.

Las Algas son un grupo de los microorganismos que contienen clorofila, la cual les permite utilizar la luz solar para la conversión de dióxido de carbono, agua y otras sustancias simples en compuestos orgánicos basados en el carbono.

Los hongos no contienen clorofila y por lo tanto son incapaces de utilizar la luz solar para obtener alimento mediante la conversión de dióxido de carbono. En cambio, ellos obtienen alimento de otros organismos, vivos o muertos y por lo tanto pueden ser parásitos o saprófitos.

Los protozoos son organismos unicelulares que se producen por fisión binaria. Existen muchas especies de protozoos que difieren en tamaño, forma, motilidad y sustrato a partir del cual se alimentan y pueden ser aerobios, facultativos y anaerobios. Aunque muchas especies pueden emplear materia orgánica soluble, su concentración es considerablemente mayor que la que se encuentra presente en el agua residual, por lo que su principal fuente nutritiva está constituida por las propias bacterias. Al reducir el número de estas, los protozoos alteran la relación alimento-microorganismos con lo que estimulan un mayor crecimiento bacteriano y aumentan la estabilización del agua residual.

Los rotíferos son los animales multicelulares más simples. Se alimentan de bacterias y protozoos de pequeño tamaño, dando lugar, de esta manera, a una estabilización superior del agua residual.

5.1.7.- Demanda bioquímica de Oxígeno (DBO)

Las bacterias que están en contacto con materia orgánica la utilizan como sustrato alimenticio y en el curso de esta utilización pueden llegar a oxidarla y producir unos compuestos estables como CO₂ y agua. La cantidad de oxígeno consumido en este proceso se denomina demanda bioquímica de oxígeno (DBO). De acuerdo a lo anterior, la DBO nos permite estimar la cantidad de oxígeno necesario para estabilizar la materia orgánica corruptible en las aguas residuales.

Las pruebas de DBO practicadas en aguas residuales son un importante indicador de la concentración de materia orgánica en ellas. Un largo período de tiempo, probablemente 100 días o más, es necesario para una completa estabilización de toda la materia orgánica existente. Al principio, el oxígeno es consumido rápidamente, después más despacio. Como no es práctico en la actualidad utilizar pruebas que requieren un largo período de tiempo para obtener resultados confiables, es costumbre realizar las pruebas de DBO a una

temperatura normalizada de 20° c. por un periodo de 5 días. Ha sido determinado mediante la experimentación que la DBO para 5 días representa alrededor del 68% de la cantidad final, cuando un coeficiente de velocidad de reacción con valor de 0.10 es usado. Este coeficiente no es constante en todas las aguas residuales, pero la prueba arroja resultados generalmente aceptados y comparables para el diseño y operación.

5.1.8.- Demanda química de oxígeno (DQO)

Aunque la determinación de la DBO proporciona una buena idea de lo que puede ocurrir en un curso de agua, no es un análisis muy útil para el control de los procesos de tratamiento, debido a que se necesita de un mínimo de 5 días para conocer su valor. El análisis de la DQO consiste en la oxidación de un medio ácido con dicromato potásico. La determinación se realiza añadiendo a la muestra acidificada una cantidad determinada de dicromato e hirviéndola a continuación durante 2 horas, transcurridas las cuales se deja enfriar y se mide la cantidad de dicromato remanente por titrado con sulfato amónico ferroso. Aunque no existe una correlación clara entre la DBO y DQO, es posible que pueda existir para una planta de tratamiento determinada.

Los valores de la DQO son generalmente superiores a los de la DBO ya que en la determinación de la primera se oxidan algunos componentes, como grasas y ligninas que solo se pueden biodegradar muy lentamente.

5.1.9.- Carbono Orgánico Total (COT)

La determinación del carbono orgánico total o COT, comprende la acidificación de la muestra para convertir el carbono inorgánico en CO₂ que es eliminado por "stripping". Seguidamente se inyecta la muestra en un horno en donde se oxida en presencia de un catalizador. Se mide el CO₂ producido por medio de análisis de infrarrojos y por via instrumental se obtiene el contenido de carbono orgánico presente

originalmente.

5.1.10.- Muestreo.

El agua residual es muy variable en su composición; - por lo que es importante la toma de muestras que sean representativas. La toma de muestras compuestas puede hacerse manualmente, a base de tomar muestras a intervalos regulares de tiempo y de volumen proporcional al caudal o bien automáticamente mediante un tomamuestras proporcional. Las muestras deben guardarse a baja temperatura para limitar al máximo el desarrollo de actividad biológica en el intervalo entre la toma y el análisis.

5.1.11.- Población equivalente.

Puesto que la contribución per cápita de sólidos al agua residual puede considerarse prácticamente como constante, la contribución de DBO, expresada como gramos/persona por día, debería ser asimismo uniforme.

Es posible determinar la población equivalente de un agua residual dividiendo la masa total diaria de un contaminante por la contribución per cápita correspondiente. Por ejemplo, un agua residual que tenga una DBO de 300 mg/lts. y un caudal de 1000 m³/día, contendrá una DBO de 0.3x 10⁶ gramos y su población equivalente será:

$$\frac{300,000}{80} = 3,750 \text{ personas}$$

El valor de 80 gr/día ha sido tomado de estudios realizados para poblaciones en Estados Unidos, en las que los valores promedio para las contribuciones per cápita de sólidos suspendidos y DBO son, respectivamente, de 90 y 80 grs/día. La población equivalente ha sido ampliamente utilizada como una técnica para estimar el costo de tratamiento de efluentes industriales. Se puede estimar la población equivalente para cualquier constituyente (caudal, DBO, DQO, SS,

P, N, etc.) y utilizarla para determinar la contribución proporcional y por tanto, la parte proporcional del costo de tratamiento de los efluentes industriales en plantas municipales. La estimación puede, asimismo, realizarse por comparación entre las contribuciones municipal e industrial.

5.2.- SISTEMAS DE PRETRATAMIENTO

El objeto principal de los sistemas de pretratamiento es el de la eliminación de sólidos flotantes y suspendidos, muchos de ellos de un tamaño considerable. Algunos materiales, tales como trapos, pedazos de madera, metal, plástico, goma o fragmentos de ladrillos, pueden ser introducidos en la red de alcantarillado y llegar hasta la planta de tratamiento. Las instalaciones de tratamiento suelen contar con sistemas cuyo objetivo es la eliminación de arenas y a veces, grasas. Estos elementos se deben eliminar cuando su presencia puede interferir con los procesos de tratamiento subsiguientes o con los equipos mecánicos.

5.2.1.- Rejas y rejillas.

Existen dos métodos para la eliminación de los sólidos flotantes y suspendidos en las aguas residuales. Un método consistente en interponer una reja, usualmente de barras metálicas, en el canal a través del cuál fluye el agua residual fresca. El material retenido en la reja es removido y eliminado enterrándolo, quemándolo o triturándolo. El otro método consiste en emplear un desmenuzador o reja cortante, el cual intercepta el material grueso y lo corta en pequeños pedazos que regresan al flujo de aguas residuales. Este método elimina el incómodo y desagradable problema de deshacerse del material retenido en las rejillas.

Los objetos de gran tamaño se pueden eliminar por medio de rejas de barras, las cuales consisten en un conjunto de

barras dispuestas verticalmente formando aberturas cuya anchura es del orden de 25 mm. La mayor parte de las rejillas incorporan mecanismos de limpieza.

Las rejillas o rejillas finas se suelen utilizar en las plantas de tratamiento, a veces como único elemento a veces a continuación de las rejillas de barras o rejillas gruesas. Estos dispositivos tienen aberturas de aproximadamente 6 mm.

La pérdida de carga que se produce en las rejillas no obstruidas depende de sus características constructivas (área neta de paso, fracción colmatada, forma de las barras, etc.) así como de la velocidad de aproximación del agua, la cual es, normalmente, de 0.3 a 0.6 m/s. La pérdida de carga suele calcularse a partir de la ecuación básica del flujo a través de un orificio. Los fabricantes de equipos acostumbra a dar información sobre este aspecto en sus folletos aunque generalmente la pérdida en las rejillas que no están obstruidas suele ser pequeña, e insignificante comparada con la que se produce en las que están parcialmente obstruidas.

Las rejillas de limpieza automática suelen utilizarse en las plantas de gran tamaño y el sistema puede incorporar un mecanismo desmenuzador, situado en su parte anterior, para reducir el tamaño de los sólidos hasta aquel que permita su paso a través de la rejilla.

En plantas pequeñas se utilizan rejillas de limpieza manual. Las rejillas finas no se suelen utilizar en las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales. Su uso más extendido es en el tratamiento de efluentes industriales que contengan sólidos de tamaño y carácter más uniforme que los contenidos en las aguas residuales domésticas.

5.2.2.- Desmenuzadores.

Los desmenuzadores, en lugar de separar los sólidos, los reducen de tamaño para que no puedan tener efectos perjudiciales sobre los equipos situados a continuación. Los

sólidos, una vez reducidos de tamaño por corte o trituración, se eliminan en los tanques de sedimentación. Los desmenzadores están formados por una reja fija y un mecanismo cortante móvil.

La elección de un desmenzador se hace en base al caudal. En plantas pequeñas se suele instalar una única unidad, con capacidad para el caudal punta y que tiene un canal en "by-pass" dotado de una reja de limpieza manual, esto es con el fin de dar mantenimiento al desmenzador o en el caso de que existan fallas mecánicas. La pérdida de carga en los desmenzadores depende de las características de la reja y del caudal. Los valores normales para las pérdidas son del orden de 50 a 100 mm, aunque cada fabricante suministra los datos relativos a sus equipos.

5.2.3.- Desarenadores.

Las medidas para la eliminación de las arenas o cascos contenidos en las aguas residuales son de gran importancia pues estos materiales pueden interferir con algunos de los procesos subsecuentes en la planta de tratamiento.

Una parte de la carga de sólidos suspendidos de las aguas residuales municipales, consiste en materias inorgánicas tales como arenas, fragmentos de metal, cáscaras de huevo, etc. Estas arenas no son deseables en los tratamientos biológicos o del fango y además, pueden dar lugar a un excesivo desgaste de los equipos mecánicos.

El principio de los desarenadores consiste en que las arenas son más pesadas que los sólidos orgánicos en suspensión. El peso específico de la arena es aproximadamente 2.65, mientras que el de los sólidos orgánicos varía entre 1.0 y 1.2. La función de la cámara del desarenador es hacer decrecer la velocidad del flujo de aguas residuales so lo suficiente para permitir que las partículas con mayor peso específico (arenas) se asienten en la parte inferior de la cámara, mientras el material orgánico con menor

peso específico es arrastrado nuevamente por la corriente.

Mediante experimentación se ha encontrado que la velocidad de arrastre para las partículas de arena con diámetro de 0.2 mm. y su peso específico 2.65 es de 0.23 m/seg. Mientras que la velocidad de arrastre para partículas del mismo diámetro, pero de peso específico 1.10 (materia orgánica) es de 0.056 m/seg. Por lo tanto, si el tanque se dimensiona de manera que la velocidad horizontal del flujo varíe dentro del rango acotado por las velocidades de arrastre dadas anteriormente, las arenas serán eliminadas sin que las partículas orgánicas se vean afectadas. A fin de asegurar que la arena recogida está limpia, la velocidad horizontal generalmente adoptada es muy cercana a la de arrastre de la arena.

Un tiempo de retención igual al minuto en el tanque de sedimentación ha demostrado ser efectivo. El problema es mantener un flujo estable con una velocidad cercana a la deseable, esto se debe a que el volumen de flujo de aguas residuales varía ampliamente. Bajo condiciones normales el gasto punta de aguas residuales puede llegar a ser 2 veces el gasto nocturno. Esta gran variación en los gastos complica el diseño de un desarenador debido a que es difícil mantener una velocidad constante en el tanque bajo todas las condiciones de flujo.

En plantas de tratamiento pequeñas, los desarenadores son normalmente del tipo de limpieza manual. Dos o más cámaras de retención son usualmente construidas con el objeto de eliminar el problema de las grandes variaciones en el gasto de aguas residuales. Una vez obtenidas las dimensiones de las cámaras o tanques, deberá incluirse en el diseño un sistema de control de flujos, ya sea el de vertedor de demasías, o el que cuenta con dos canales, uno para flujos bajos y el otro para flujos altos. Este sistema de control deberá ser diseñado para permitir un flujo suave y libre de remolinos. Se deberá proporcionar una profundidad mínima de 30 cms. por debajo de la plantilla de la tubería.

Una válvula de drenaje deberá ser instalada cerca de el vertedero con el fin de facilitar la remoción de las arenas.

La arena extraída en desarenadores bien dimensionados y correctamente operados, tiene un bajo contenido de materia orgánica y porlotanto, es relativamente inocua.

5.2.4.- Separación de grasas.

Una gran cantidad de grasas en las aguas residuales - puede interferir en los procesos de tratamiento primario y secundario. Las grasas pueden eliminarse, hasta cierto punto, por medio de los sistemas de recogida de grasas y flotantes incorporados a los clarificadores primarios, pero - cuando las concentraciones de grasas sean especialmente altas, o la planta de tratamiento no incluya clarificación - primaria, es preciso recurrir a otros procesos.

Los separadores de grasas tienen unas entradas sumergidas y están dotadas de unos deflectores que permiten la retención de las materias flotantes.

5.3.- SISTEMAS DE TRATAMIENTO PRIMARIO

Tradicionalmente, el tratamiento primario ha constituido en el empleo de procesos de sedimentación para eliminar los sólidos suspendidos de naturaleza orgánica. En algunos casos, se añaden productos químicos a los clarificadores - primarios para ayudar a eliminar los sólidos finamente divididos o coloidales, o para precipitar el fósforo.

5.3.1.- Sedimentación.

Las aguas residuales son normalmente sometidas a una serie de procesos, cada uno diseñado para lograr un propósito específico. El equipo usado para remover las arenas elimina teóricamente el material inorgánico de 0.2 mm. de diámetro o mayor. La sedimentación es empleada para remover las partículas de tipo mineral más pequeñas, así como

también los más ligeros pero sedimentables sólidos orgánicos. Un tanque con este propósito es a menudo llamado tanque de sedimentación o clarificador.

La velocidad de sedimentación de los sólidos es afectada por la viscosidad del agua, la cuál es una función de la temperatura, por el peso específico de las partículas, por su resistencia friccionante el asentamiento y por otros factores.

Los clarificadores primarios se diseñan, generalmente, para eliminar partículas con velocidades de sedimentación comprendidas entre 0.3 y 0.7 mm/seg. La eliminación de los sólidos suspendidos comprendidos dentro del intervalo indicado, oscila entre 30 y 60%, dependiendo en parte de la concentración inicial. La eliminación de DBO está asociada a la de sólidos suspendidos y a menudo, se supone que varía con la carga de superficie en la forma indicada en la figura 5-1. Las eliminaciones que se consiguen en la práctica varían notablemente según el origen y edad del agua residual.

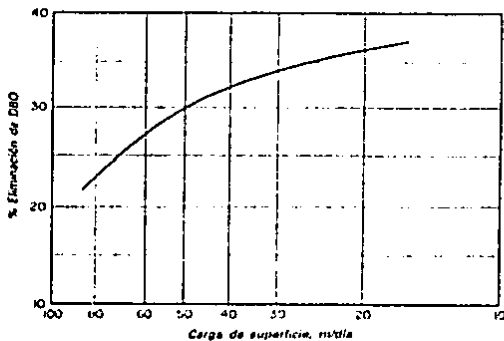


Fig. 5.1 Eliminación de DBO

Los tiempos de retención en los clarificadores primarios, son generalmente cortos, del orden de 1 a 2 horas para el caudal punta. La combinación de estos valores con los de cargas de superficie de 1 a 2.5 m³/m²/hrs., dá lugar a unas profundidades variables entre 1 y 5 mts., aunque, en la práctica, los tanques nunca tienen profundidades inferiores a 2 mts. ni superiores a 5 mts.

5.3.2.- Tanques rectangulares.

Unas de las mayores ventajas de los tanques rectangulares estriban en la disminución de la posibilidad de formación de cortos circuitos y en su uso más eficaz de la superficie del terreno disponible. Las entradas se diseñan de forma que se minimicen los efectos producidos por las diferencias de densidad y las corrientes de velocidad. Los dispositivos de entrada típicos suelen estar formados por una tubería dotada de un conjunto de codos dispuestos verticalmente y espaciados a lo largo del extremo del tanque, deflectores perforados, tuberías o canales con aberturas provistas de deflectores, tubería única girada de forma que el caudal se descargue contra la pared del extremo del tanque, vertederos simples, vertederos sumergidos con rampas ascendentes hasta unos deflectores horizontales, etc. La estructura de entrada debe diseñarse en forma que no retenga espumas o sólidos sedimentables.

El sistema de deflectores deberá ser instalado al frente de las entradas, a distancias del orden de 60 a 90 cms.; la parte sumergida oscila entre 45 y 60 cms. dejando una zona de 5 cms. de altura de agua por encima del borde superior, para que los sólidos flotantes no queden retenidos. Los deflectores de espumas se colocan delante de los vertederos de salida y se extienden entre 15 y 30 cms. por debajo de la superficie del agua.

Las salidas en los tanques rectangulares consisten en unos vertederos situados en el extremo final de estos.

Las cargas sobre vertedero oscilan entre 120 y 370 m³/día por metro lineal de vertedero siendo este último valor el utilizado para el caudal punta.

Aún cuando no existen proporciones óptimas para los tanques, el valor medio de la relación longitud/ancho suele ser de 4:1 y la profundidad media del orden de 3.5 mts. La solera suele construirse con una ligera pendiente hacia el cuenco de fangos para facilitar el vaciado de los tanques.

5.3.3.- Tanques circulares y cuadrados.

Las entradas en este tipo de tanques se realizan, normalmente, por su parte central, donde existe un deflector que fuerza el agua a seguir un camino hacia abajo, para continuar su trayectoria hacia la periferia. Los diámetros de los deflectores oscilan entre el 10 y 20% del de los tanques, y se prolongan 1 o 2 mts. por debajo de la superficie del agua.

Las proporciones de los tanques están dictadas por el caudal a tratar.

Las profundidades en el muro perimetral oscilan entre 2 y 4 mts., las pendientes de la solera entre 1/12 y 1/24, siendo menores en los tanques de gran diámetro. La recogida del fango y espumas se realiza por medio de unos rascadores radiales que giran a velocidades periféricas de 1.5 a 2.5 m/min. Los sistemas de extracción de estas materias son similares a los empleados en los tanques rectangulares, la única diferencia es que en los últimos se utilizan rascadores del tipo de cadena o de puen o con velocidades de traslación inferiores a 1 m/min.

5.3.4.- Otros procesos de tratamiento primario.

Los tanques Imhoff llevan a cabo en un único tanque, la separación de sólidos y su digestión. Las versiones modernas del proceso emplean mezclado y calentamiento de la zona de digestión, pero no está claro que presente ventaja-

jas sobre los sistemas en que ambas operaciones se realizan de forma independiente. Los tanques Imhoff fueron muy utilizados en el pasado, especialmente en plantas pequeñas de tratamiento primario.

5.3.5.- Auxiliares químicos en la sedimentación.

La coagulación puede ser de ayuda substancial en la sedimentación. No obstante, el grado posible de tratamiento es considerablemente menor que aquel conseguido mediante fangos activados o filtros percoladores. La aplicación económica de un tratamiento químico es, por lo tanto, muy limitada.

5.4.- SISTEMAS DE TRATAMIENTO SECUNDARIO

El agua residual, además de contener materia orgánica, conlleva un gran número de microorganismos que son capaces de estabilizar aquella por medio de procesos de purificación naturales. El objetivo primordial de los sistemas de tratamiento secundario es la eliminación de la materia orgánica disuelta y coloidal aún existente después del tratamiento primario. Aunque la eliminación de estos componentes puede realizarse por medio de tratamientos físico-químicos, la denominación de tratamiento secundario se aplica, generalmente a procesos de tratamiento biológico.

Los tratamientos biológicos consisten en la aplicación controlada de procesos naturales por los cuales los microorganismos eliminan la materia orgánica disuelta y coloidal del agua residual, al tiempo que ellos mismos sufren un proceso de eliminación.

Con el propósito de llevar a cabo este proceso natural en un tiempo razonable, es preciso disponer de un gran número de microorganismos en un reactor de tamaño relativamente pequeño. Aunque los principios básicos son idénticos para todos los procesos de tratamiento secundario, las téc-

nicas empleadas en su aplicación pueden variar ampliamente; sin embargo, se puede establecer una clasificación general en dos tipos de procesos denominados: procesos de cultivo (o película) fijo y procesos de cultivo suspendido.

5.4.1.- Procesos de cultivo fijo.

Estos procesos utilizan un medio sólido que sirve de soporte a los sólidos bacterianos que se acumulan en el mismo, a fin de mantener una elevada población de microorganismos. La superficie disponible para tal desarrollo bacteriano es un parámetro de diseño importante, habiéndose desarrollado cierto número de procesos cuya finalidad es maximizar tal superficie, al tiempo que ciertos valores de algunos factores limitantes. Entre los procesos de cultivo fijo se pueden incluir los siguientes:

Procesos de cultivo fijo:

1. Filtros de arena intermitentes.
2. Filtros percoladores.
3. Discos biológicos.

5.4.2.- Procesos de cultivo suspendido.

Los procesos de cultivo suspendido mantienen una masa biológica adecuada en suspensión en el reactor, por medio de un sistema de mezclado que puede ser natural o mecánico. En la mayor parte de los procesos, el volumen necesario se reduce a base de reciclar microorganismos desde el clarificador secundario para poder mantener una concentración elevada de sólidos. Entre los procesos de cultivo suspendido podemos encontrar los siguientes:

Procesos de cultivo suspendido:

1. Fangos activados.
2. Estanques de estabilización.

5.4.3.- Estanques de estabilización.

Un método de tratamiento de aguas residuales para comunidades rurales consiste en almacenar el efluente de los procesos de tratamiento anteriores en una laguna artificial en la cual el proceso se basa en sedimentación y oxidación. Estos lugares de almacenaje son generalmente llamados estanques de estabilización o lagunas de oxidación.

El mecanismo de tratamiento de los estanques de estabilización depende ampliamente en la interacción de bacterias y algas. Las bacterias convierten la materia orgánica corruptible en productos más estables y en este proceso, elementos nutrientes necesarios para el crecimiento de algas son liberados. Las algas, utilizando estos nutrientes, producen un excedente de oxígeno mediante fotosíntesis y de este modo se crean y mantienen condiciones aeróbicas para las bacterias. El mezclado se consigue, normalmente, por medios naturales (viento, calor, fermentación) pero puede aumentarse por medio de aireadores mecánicos o difusores de aire. Debido a los procesos fotosintéticos que se llevan a cabo, la luz solar es esencial para la oxidación.

Los factores climáticos pueden afectar la operación de los estanques de estabilización, especialmente en los meses fríos. Durante el período en que los estanques pueden ser cubiertos por una capa de hielo, la actividad fotosintética de las algas se detiene debido a la falta de luz y los procesos aerobios dan paso a los procesos anaerobios. Resulta obvio que, debido a las condiciones climáticas existentes en la región, el presente proyecto no resultará afectado por los factores climatológicos.

Los estanques aerobios son construidos, normalmente, para funcionar con profundidades entre 1.0 y 1.5 mts. Si la profundidad es menor, se promueve el crecimiento de las plantas acuáticas, mientras si es mayor se interfiere el mezclado y la transferencia de oxígeno desde la superficie. Los taludes típicos de los diques son construidos entre -

1:3 y 1:4.

La forma de un estanque de estabilización parece no ser un factor crítico y no existe unanimidad en decidir si una laguna es suficiente o deben usarse varias de ellas en serie. La boca de entrada a la laguna deberá localizarse lo suficientemente lejos de la orilla de esta como para permitir la circulación accionada por el viento.

El estanque de estabilización deberá localizarse a una distancia mínima de 600 mts. de las zonas residenciales y si es posible, deberá ser construido en el lado de sotavento. El estanque deberá ser rodeado por una cerca adecuada con una altura de 2 mts. o más. Los diques deben ser diseñados pensando en la eventual limpieza de la maleza que pueda proliferar.

La mayor ventaja de los sistemas de estanques es la menor calificación necesaria en la mano de obra empleada para su funcionamiento y la mínima potencia necesaria.

5.5.- ELECCION DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO

Debido a que la población de Cuquío está situada en una zona rural y el número de sus habitantes es relativamente bajo, he enfocado la elección de los sistemas de tratamiento desde un punto de vista económico. Aún cuando se le ha dado un enfoque económico a la decisión sobre los procesos de tratamiento a usar, se ha puesto especial cuidado en revisar que el efluente de la planta de tratamiento cumpla con las normas de calidad requeridas para que este no cause un impacto ecológico negativo.

Como sistema de pretratamiento se usarán rejillas y desarenador de limpieza manual. El hecho de usar estos procesos manualmente limpiados obedece a que ofrecen una substancial baja en los costos de inversión inicial y mantenimiento.

El sistema de tratamiento primario constará de un tan-

que rectangular de sedimentación por ser el que hace un uso eficaz de la superficie de terreno disponible. Como sistema de tratamiento secundario se utilizarán estanques de estabilización por ser los más adecuados para áreas rurales.

La decisión por aplicar un tratamiento secundario a las aguas negras se debe a la escasez de fuentes de abastecimiento de agua. Se pretende que el efluente sea utilizado en el riego de cultivos de forrajes.

5.6.- DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

5.6.1.- Diseño hidráulico de rejillas.

La separación entre barras suele ser 3 cms., usándose normalmente barras de 3/8 de pulgada. Las dimensiones de la rejilla deben ser diseñadas de manera que la proyección vertical de ésta nos permita mantener la velocidad dentro del rango de restricciones, el cual varía entre 0.3 y 0.6 m/seg.

Condiciones de la tubería de llegada:

Cota plantilla final emisor = 87.22

Cota terreno final emisor = 85.50

Desnivel de llegada = 1.72 m

Gasto máximo = 41.7295 lps

Gasto mínimo = 7.1615 lps

Velocidad máxima = 0.8017 m/seg.

Velocidad mínima = 0.3287 m/seg.

Tirante mínimo = 7.2 cms.

El área del canal de llegada será:

$$Q = A V$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.0417 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.6 \text{ m/seg}} = 0.0695 \text{ m}^2$$

Por los tanto, el ancho libre entre rejillas (se considera el tirante igual al ancho del canal, esto es, una sección cuadrada) es el siguiente:

$$A = b \times h$$

$$A = b^2$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{0.0695 \text{ m}^2} = 0.2637 \text{ m}$$

$$b = h = 26.4 \text{ cms.}$$

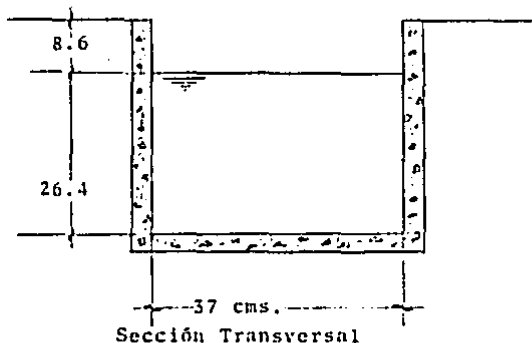
$$\# \text{ Espacios} = \frac{26.4 \text{ cms.}}{3 \text{ cms.}} = 8.8$$

Tendremos 9 espacios y como es deseable contar con una barra en cada extremo de la rejilla, tendremos 10 barras en total. El ancho total del canal será:

$$B = (9) (0.03) + (10) (0.0095)$$

$$B = 0.365 \text{ mts.}$$

La sección transversal final del canal tendrá las siguientes dimensiones:



En la figura 5-2 se muestra la forma de construcción de una rejilla limpiada manualmente.

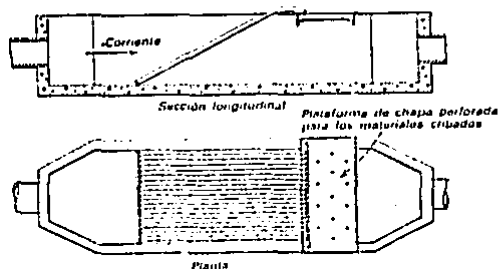


Fig. 5.2 Rejilla de limpieza manual

5.6.2.- Diseño hidráulico del desarenador.

Como se ha explicado en el apartado 5.2.3., es recomendable mantener la velocidad dentro del canal lo más cercana posible a la velocidad de arrastre de la arena (0.23 m/seg). Para nuestro diseño utilizaremos una velocidad de 0.2 m/seg.

Si el tiempo de retención es de 1 min. y la velocidad es de 0.2 m/seg., la longitud requerida del canal será (0.2 m/seg.) (60 seg) = 12 mts.

La sección transversal necesaria para conducir el gasto máximo será la siguiente:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.0417 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.2 \text{ m/seg.}}$$

$$A = 0.2085 \text{ m}^2$$

Antes de diseñar la sección que trabajará a gasto máximo, se deberá prediseñar la sección trabajando a gasto mínimo y revisar que la velocidad mínima permanezca dentro del ramo establecido en el apartado 5.2.3.

El área mínima necesaria será condicionada a la velocidad mínima permisible que en este caso será 0.1 m/seg.

$$A_{\min} = \frac{Q_{\min}}{V} = \frac{0.0072 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.1 \text{ m/seg.}}$$

$$A_{\min} = 0.0716 \text{ m}^2$$

Suponiendo un tirante de 15 cms. obtendremos el siguiente ancho del canal:

$$A_{\min} = b \cdot h$$

$$b = \frac{A_{\min}}{h} = \frac{0.0716 \text{ m}^2}{0.15 \text{ m}} = 0.4774 \text{ m}$$

Adoptaremos un ancho de 50 cms. y revisamos la sección a gasto máximo obteniendo el tirante, el cual es necesario para dimensionar el canal.

$$A = b \times h$$

$$h = \frac{A}{b} = \frac{0.2085 \text{ m}^2}{0.5 \text{ m}}$$

$$h = 0.417 \text{ m}$$

La cantidad de arenas varía con las condiciones en que se encuentre la red de alcantarillado, la cantidad de agua de lluvia aceptada por la planta y la proporción de vertidos

industriales. Las cantidades registradas en diversas instalaciones, varían desde 0.0025 a 0.18 m³ por cada 1,000 m³ - de aguas negras tratadas. En nuestro caso, la red de alcantarillado conduce solamente aguas negras, por lo que tomaré en cuenta el valor de 0.015 para efectos de cálculo. Se ha considerado razonable un periodo de 20 días entre limpiezas del desarenador.

$$\text{Azolve} = Q \cdot P1 \cdot CA$$

Donde:

Q : Gasto máximo, expresado en m³/día.

P1: Período de limpieza.

CA: Cantidad de arenas, expresado en m³/m³

En nuestro caso:

$$\text{Azolve} = (3.605.45 \text{ m}^3/\text{día}) (20 \text{ días}) \left[\frac{0.15 \text{ m}^3}{1,000 \text{ m}^3} \right]$$

$$\text{Azolve} = 1.0816 \text{ m}^3$$

$$\text{Area superficial} = b \cdot L = (0.5 \text{ m}) (12 \text{ m}) = 6 \text{ m}^2$$

Entonces, la altura de los azolves en el canal para un periodo de limpieza de 20 días será:

$$h = \frac{\text{Azolve}}{\text{Area Sup.}} = \frac{1.0816 \text{ m}^3}{6 \text{ m}^2} = 0.18 \text{ mts.}$$

En el momento de proyectar los desarenadores debe preverse la posibilidad de que se produzcan variaciones importantes. En el apartado 5.2.3. se indica la profundidad mínima que se debe proporcionar para almacenamiento de azolves, entonces fijaremos nuestra profundidad en $h = 30 \text{ cms.}$

Sección en el vertedor.- La fórmula para un vertedor sin contracción lateral, resultado de un análisis mediante la ecuación de Bernoulli, es la siguiente:

$$Q = C_q \frac{2}{3} b h \sqrt{2 g h}$$

Donde:

Q : Gasto real

b : Ancho del canal

h : Altura de la lámina en la cresta de el vertedor

C_q: Coeficiente de gasto adimensional, que suele oscilar entre 0.64 y 0.74

Despejando la fórmula para h, obtenemos:

$$Q = 2.9515 \cdot C_q \cdot b \cdot h \cdot h^{1/2}$$

$$h^{3/2} = \frac{0.3388 Q}{C_q b}$$

$$h = \left[\frac{0.3388 Q}{C_q b} \right]^{2/3}$$

En nuestro caso:

$$h = \left[\frac{(0.3388) (0.0417)}{(0.64) (0.5)} \right]^{2/3}$$

$$h = 0.125 \text{ m}$$

Sumando la profundidad de almacenamiento de azolves, el tirante de agua en el canal y la altura de la lámina en la cresta del vertedor obtendremos la profundidad total del canal. Se considerará un bordo libre de 10 centímetros sobre

la cresta de agua del vertedor.

$$H \text{ total} = 0.417 + 0.300 + 0.125 + 0.100 = 0.942 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{H \text{ total} = 1.00 \text{ m}}}$$

La figura 5.3 nos ilustra la forma de construcción de un desarenador limpiado manualmente.

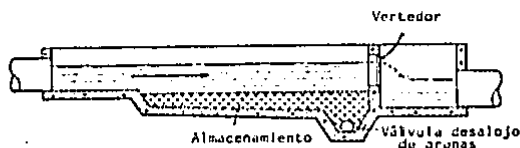


Fig. 5.5 Desarenador de limpieza manual

5.6.3.- Diseño hidráulico del tanque de sedimentación

De acuerdo con la figura 5.1, la gráfica nos indica que el máximo posible de eliminación de DBO para el gasto máximo es de 55%. De la misma gráfica obtenemos que para conseguir un 35% de eliminación de DBO, la carga de superficie debe ser 26.5 m³/día. La superficie total necesaria del tanque es:

$$A_n = \frac{3.605.43 \text{ m}^3/\text{día}}{26.5 \text{ m}^3/\text{día}} = 136 \text{ m}^2$$

Respetando la relación longitud/ancho de 4:1, obtenemos las dimensiones del tanque:

$$An = b \cdot L$$

$$An = b \cdot 4b$$

$$\therefore b = \sqrt{\frac{An}{4}} = \sqrt{\frac{136}{4}} = 5.83 \text{ mts.}$$

Fijamos el ancho del tanque en $b=6$ mts. y calculamos la longitud:

$$An = b \cdot L$$

$$\therefore L = \frac{An}{b} = \frac{136}{6} = 22.66 \text{ mts.}$$

Obtenemos, entonces, una longitud del tanque de $L=23$ mts. El tiempo de retención a gasto máximo es el factor que establece la profundidad del tanque. Por lo tanto, si se adopta un tiempo de retención mínimo de dos horas:

$$H = \frac{Q_{\text{max}} \cdot \text{Tiempo de Retención}}{\text{Area Superficial}}$$

$$H = \frac{(0.0417 \text{ m}^3/\text{seg})(7,200 \text{ seg.})}{(6 \text{ m})(23 \text{ m})}$$

$$H = 2.18 \text{ m.}$$

La profundidad en la pared perimetral, incluyendo el -bordo libre, puede fijarse en 2.5 mts. La figura 5-4 ilustra la forma de construcción de un tanque rectangular de sedimentación de limpieza manual.

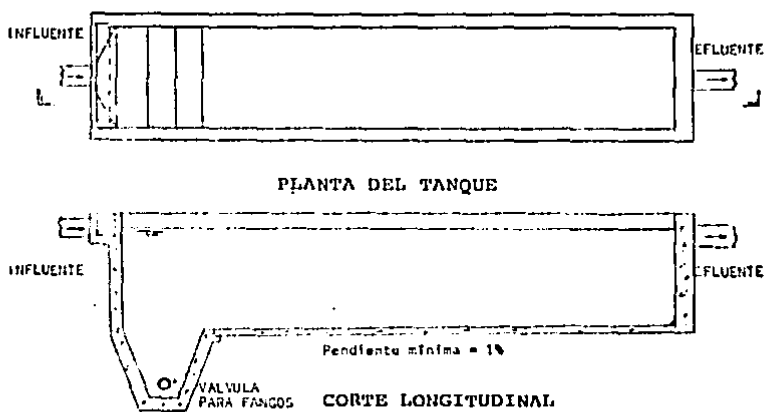


Fig. 5.4 Tanque rectangular de sedimentación de limpieza manual

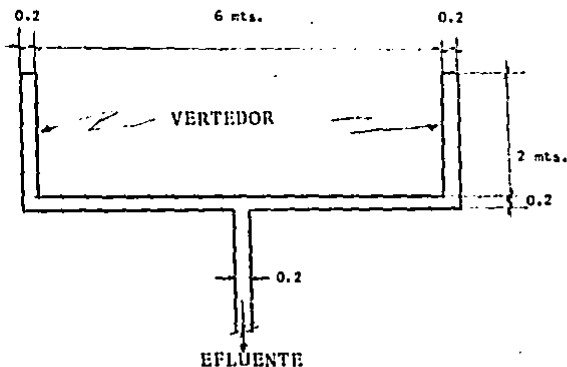
Cálculo del vertedor.- Como se ha visto las cargas sobre vertedor oscilan entre 120 y 370 m³/día por metro lineal de vertedor siendo este último valor el utilizado para el gasto máximo.

$$\text{Longitud Requerida} = \frac{\text{Gasto Máximo}}{\text{Carga sobre vertedor}}$$

$$L_r = \frac{3.605.43 \text{ m}^3/\text{día}}{370 \text{ m}^3/\text{día} / \text{ml}}$$

$$L_r = 9.74 \text{ mts.}$$

El dispositivo de salida del tanque de sedimentación - estará formado por un vertedor en forma de "U" que descargará en canaletas, estas a su vez conducirán el agua al canal de salida:



Usando la fórmula utilizada en el apartado anterior para el cálculo de un vertedor, revisamos la altura de la lámina de agua sobre la cresta del mismo.

$$Q = 2.9515 \quad C_q \cdot b \cdot h \cdot h^{1/2}$$

$$h^{3/2} = \frac{0.3388 \quad Q}{C_q \quad b}$$

$$h = \left[\frac{(0.3388) (0.0417)}{(0.64) (10)} \right]^{2/3}$$

$$h = 0.017 \text{ mts.}$$

El bordo libre fijado anteriormente es adecuado para - que la altura del agua sobre el vertedor no represente problemas.

Cálculo de las canaletas.- El cálculo de las canaletas está basado en los mismo principios que el cálculo del canal para las rejillas. Utilizando el area necesaria usada en el apartado 5.6.1 (rejillas), obtenemos la siguiente sección - normalizada para la canaleta:

$$A_n = 0.0695 \text{ m}^2$$

Fijamos el ancho de la canaleta en $b = 0.20$ mts.

$$A = b \times h$$

$$h = \frac{A}{b} = \frac{0.0695 \text{ m}^2}{0.2 \text{ m}} = 0.3475 \text{ mts.}$$

El resultado final de la sección transversal de la canaleta será, por lo tanto, un ancho $b = 0.20$ mts. y una altura con bordo libre de $H = 0.40$ mts.

Utilizando la fórmula de Manning, la pendiente de la canaleta será:

Datos:

$$v = 0.6 \text{ m/ seg.}$$

$$n = 0.013$$

$$\text{Perímetro mojado} = (2) (0.3475) + 0.2 = 0.895 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{0.0695 \text{ m}^2}{0.895 \text{ m}} = 0.0777 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = (0.0777)^{2/3} = 0.1820$$

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

$$S = \left[\frac{Vn}{r^{2/3}} \right]^2 = \left[\frac{(0.6) (0.013)}{(0.1820)} \right]^2 = 0.0018$$

$$S = \underline{1.8 \text{ nl millar}}$$

5.6.4.- Diseño hidráulico del estanque de estabilización.

$$Q = 3.605.43 \text{ m}^3/\text{día}$$

El D.B.O. para un agua residual salida de tanques de sedimentación, es de 160 mg/lt y el efluente deberá tener un DBO de 20 mg/lt. La carga de superficie para aguas con tratamiento primario es 100 Kg/Ha/día.

$$\text{Área del estanque} = \frac{(3.605.43) (160 - 20)}{(100) (1,000)}$$

$$\text{Área del estanque} = \underline{5 \text{ Has.}}$$

Fijaremos la profundidad del estanque en $h = 1 \text{ m}$.

Se trabajará con estanques alternativos para el mejor control del DBO del efluente. Se contará con dos estanques de 160 m X 160 m X 1 m , comunicados por una compuerta para el control de flujos. El tiempo de combinado de retención en los estanques será de 1 día.

5.6.5.- Diseño estructural del tanque de sedimentación.

La única instalación de la planta de tratamiento que -- requiere un cálculo estructural es el tanque de sedimentación. Tomando en cuenta las dos condiciones de esfuerzo a que pueden estar sometidas las paredes del tanque, la más desfavorable para estas es cuando el tanque se encuentra vacío.

Análisis de cargas.- El empuje de tierras está dado por la siguiente fórmula:

$$E_T = \frac{K \cdot P_v \cdot H^2}{2}$$

Donde:

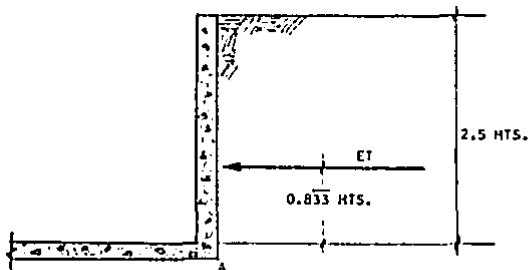
K = Coeficiente de presión activa del suelo = 0.34

P_v = Peso volumétrico de la tierra = 1,800 kg/m³

H = Altura del relleno de tierra que actúa sobre el muro.

En nuestro caso:

$$E_T = \frac{(0.34) (1,800) (2.5)^2}{2} = 1,912.5 \text{ Kg}$$



$$M_a = (1,912.5 \text{ Kg}) (83.33 \text{ cm}) = 1,593.75 \text{ Kg. m.}$$

Diseño de la sección.- El muro será diseñado como una losa en cantiliver con la acción de la carga del empuje de tierras.

De acuerdo con el diseño por resistencia última para elementos de concreto, las cargas muertas deben ser afectadas por un factor de seguridad que es igual a 1.4. Utilizaremos concreto de $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

$$M_u = 1.4 M_A = (1.4)(1,593.75) = 2,231.25 \text{ kg. m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2,231.25}{0.9} = 2,479.16 \text{ kg. m}$$

$$c_b = \left[\frac{6,115}{6,115 + f_y} \right] \cdot d = \left[\frac{6,115}{6,115 + 4,200} \right] \cdot d = 0.5928 d$$

$$a_b = 0.85 c_b = (0.85)(0.5928 d) = 0.5039 d$$

$$a = 0.75 a_b = (0.75)(0.5039 d) = 0.3779 d$$

$$M_n = 0.85 f'c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$$

$$M_n = (0.85)(200)(0.3779 d)(b)(d - 0.3779 d/2)$$

Tomando un ancho "b" unitario de 1 m:

$$M_n = 5,210.71 d^2 = 247,916 \text{ kg.cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{247,916}{5,210.71}} = 6.9 \text{ cms.}$$

Fijamos el peralte de la losa en $h = 10 \text{ cms.}$ para contar con 3.1 cms. de recubrimiento para las varillas. El acero de refuerzo será el siguiente:

$$T = c$$

$$f_y A_s = 0.85 f'_c a \cdot b$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c a \cdot b}{f_y} = \frac{(0.85)(200)(0.3779)(100)}{4,200}$$

$$A_s = 10.55 \text{ cm}^2 / \text{ml de losa}$$

Utilizando varillas de 1/2 pulgada:

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_s}{A \text{ Varilla}} = \frac{10.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}}{1.2668 \text{ cm}^2}$$

$$\# \text{ varillas} = 8.33 \text{ varillas/ml de losa.}$$

El espaciamiento entre varillas será $100/8.33 = 12$ centímetros por lo que se pondrá un armado de varillas de 1/2 pulgada a cada 12 cms.

El acero por temperatura está dado por la siguiente fórmula:

$$A_{st} = 0.0025 bh$$

Donde:

b = Ancho de la losa

h = Peralte total de la losa

En nuestro caso:

$$A_{st} = (0.0025)(100)(10) = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{ml de losa}$$

Utilizando alambrom de 1/4 de pulgada obtenemos:

$$\# \text{ Varillas} = \frac{2.5}{0.3167} = 7.89 \text{ varillas/ml de losa}$$

El espaciamiento entre varillas será $100/7.89 = 12.67$ centímetros por lo que se pondrá un armado de alambro de 1 de pulgada a cada 12 cms.

Diseño de la losa de fondo.-

El peso total del tanque con un peso específico del concreto de $2,200 \text{ kg/m}^3$ es:

$$\text{VOL} = (6.2+23)(2)(2.5)(0.10) + (23.2)(6.2)(0.10)$$

$$\text{VOL} = 28.98 \text{ m}^3$$

$$W = \text{PESO ESP.} \cdot \text{VOL} = (2,200)(28.98)$$

$$W = 63,764.8 \text{ kgs}$$

La reacción del terreno será:

$$\text{RT} = \frac{W}{A} = \frac{63,764.80 \text{ Kg}}{(23.2)(6.2)} = 443.3 \text{ Kg/m}^2$$

Por el método de igualación de flechas las cargas se reparten de la siguiente forma:

$$S = \text{Claro corto} = 6.2 \text{ m}$$

$$L = \text{Claro largo} = 23.2 \text{ m}$$

$$M = \frac{S}{L} = \frac{6.2}{23.2} = 0.2672$$

$$K_S = \frac{1}{1+m^4} = \frac{1}{1+(0.2672)^4} = 0.9949$$

$$K_L = \frac{m^4}{1+m^4} = \frac{(0.2672)^4}{1+(0.2672)^4} = 0.0051$$

La losa será armada en un solo sentido (en el claro-corto) y se considera simplemente apoyada con un ancho u-

nitario $b=1m.$

$$M_{max} = \frac{WL^2}{8} = \frac{(443.3 \text{ kg/ml})(6.2m)^2}{8} = 2.130 \text{ kg.m}$$

$$N_u = 1.4 M_a = (1.4)(2,130) = 2,982 \text{ kg.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2,982}{0.9} = 3,313.33 \text{ Kg.m}$$

$$a = 0.3779 d$$

$$M_n = (0.85)(200)(0.3779d)(b)(d-0.3779d/2)$$

$$M_n = 5,210.71d^2 = 331,333 \text{ kg.cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{331,333}{5,210.71}} = 7.97 \text{ cms.}$$

Fijamos el peralte de la losa en $h = 11$ cms. para contar con 3 cms. de recubrimiento. El acero de refuerzo será:

$$A_s = \frac{0.85f'_c a b}{f_y} = \frac{(0.85)(200)(0.3779)(7.97)(100)}{4,200}$$

$$A_s = 12.19 \text{ cm}^2/\text{ml de losa}$$

Utilizando varillas de $\frac{1}{4}$ pulgada:

$$\# \text{ varillas} = \frac{12.19}{1.2668} = 9.62 \text{ varillas/ml de losa}$$

$$c = \frac{100}{9.62} = 10.39$$

Por lo que tendremos un armado de varillas de $\frac{1}{4}$ - pulgada a cada 10 cms. El acero por temperatura queda como sigue:

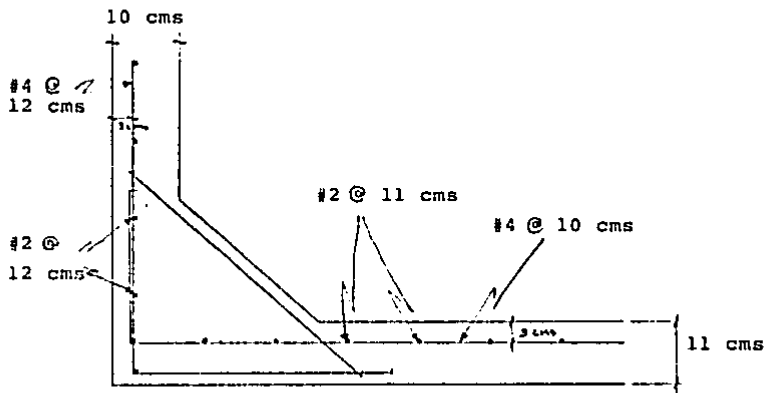
$$A_{st} = (0.0025)(100)(11) = 2.75 \text{ cm}^2/\text{ml de losa}$$

Utilizando alambrcn de $\frac{1}{4}$ de pulgada obtenemos:

$$\# \text{ varillas} = \frac{2.75}{0.3167} = 8.68 \text{ varillas/ml de losa}$$

$$c = \frac{100}{8.68} = 11.52$$

Por lo que tendremos un armado en el lecho superior de alambroón de $\frac{1}{4}$ de pulgada a cada 11 cms.



Detalle de armado

5.6.6.- Diseño hidráulico del cárcamo de bombeo.

Normalmente la capacidad útil de los cárcamos de bombeo equivale al volumen correspondiente al caudal máximo durante algunos minutos (mínimo 5 minutos).

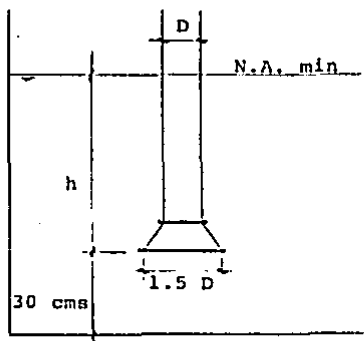
$$\text{VOL.OPERACION} = (41.7295\text{ lts/seg})(300\text{ seg}) = 12,518.85\text{ lts}$$

El cárcamo tendrá un diámetro de 2.5 mts.

$$A = \frac{(3.1416)(2.5)^2}{4} = 4.9087 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tirante operación} = \frac{12,519}{4.9087} = 2.55 \text{ mts.}$$

Suponemos diámetro de la tubería de descarga de 8 pulgadas.



Restricciones:

Condición hidráulica.-

$$h > \frac{v^2}{2g} + 0.20$$

Para impedir entrada de aire.-

$$h > 2.5 D + 0.10$$

$$A = \frac{(3.1416)(0.2032)^2}{4} = 0.0324 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{0.0417}{0.0314} = 1.286 \text{ m/seg}$$

$$h > \frac{(1.286)^2}{2(9.8)} + 0.2 = 0.28 \text{ m}$$

$$h > 2.5 (0.2032) + 0.10 = 0.61 \text{ m}$$

Las dimensiones del cárcamo serán:

Diámetro	2.50 mts
Profundidad	5.70 mts
Vol. operación	12.52 m ³

Tirante operación

2.55 mts

Diseño de la bomba.-

a) Carga estática:

$$h_e = 6.77 \text{ mts}$$

b) Pérdidas en la columna:

$$\text{Long} = 5.40 \text{ mts}$$

$$D = 0.2032 \text{ mts}$$

$$n = 0.012$$

$$K = 7.2779$$

$$h_c = K L Q^2 = (7.2779)(5.40)(0.0417)^2$$

$$h_c = 0.068 \text{ mts.}$$

c) Pérdidas en piezas especiales:

$$h_{pe} = K L Q^2$$

PIEZAS:LONGITUD EQUIVALENTE:

3 codos 90°

16.50m

1 tramo tubería

2.50m

1 tramo tubería

2.00m

1 tramo tubería

0.50m

TOTAL =

21.50m

$$h_{pe} = (7.2779)(21.50)(0.0417)^2$$

$$h_{pe} = 0.2721 \text{ mts.}$$

d) Carga de velocidad:

$$h_v = \frac{(1.286)^2}{2(9.8)} = 0.0844 \text{ mts}$$

La carga total máxima será:

$$HT \text{ max} = 5.77 + 0.068 + 0.2721 + 0.0844$$

$$HT_{\text{max}} = 7.19 \text{ mts}$$

La selección de la bomba se realiza con $Q = 41.73 \text{ lps}$
y $H = 7.19 \text{ mts}$.

$$POTENCIA = \frac{wQH}{75n}$$

donde:

w : peso específico de aguas negras = $1,009 \text{ Kg/m}^3$

Q : gasto real

H : carga total

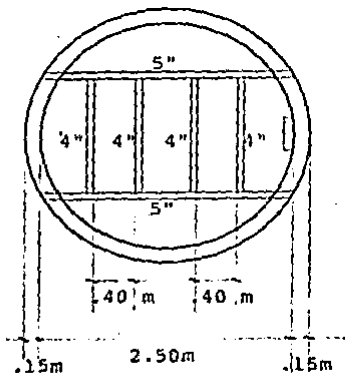
n : eficiencia del sistema de bombeo = 67%

$$POTENCIA = \frac{(1,009)(0.0417)(7.19)}{75(0.67)} = 6.02 \text{ cv}$$

$$POTENCIA = (6.02 \text{ cv})(0.9086 \text{ HP/cv}) = 5.47 \text{ HP}$$

Se ha seleccionado una bomba sumergible IMPEL modelo
LG-104-150 con una potencia de 10 HP.

5.6.7.- Diseño estructural del cárcamo de bombeo.



a) Diseño de la losa de cubierta.

La losa de cubierta será construida con vigas de fierro y boveda de cuña. Suponemos vigas de 5".

$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= (0.15)(1.0)(1,600) = 240 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Carga viva} &= 300 \text{ kg/m}^2 \\ \hline \text{TOTAL} &= 540 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

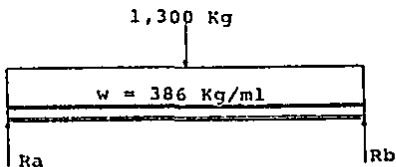
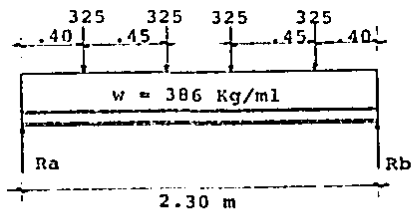
El peso del equipo es de 1,000 kg por cada uno incrementándolo 30% por impacto y dividiéndolo entre las dos traveses que lo soportan se obtiene que:

$$P = (1000)(1.3)(0.5) = 650 \text{ Kg}$$

Las reacciones de las traveses de apoyo que a su vez se apoyan en las traveses maestras son:

$$R = (650)(0.5) = 325 \text{ Kg}$$

El diagrama de cargas de las traveses maestras es el siguiente:



$$M_{\max} = \frac{w l^2}{8} + \frac{P l}{4} = \frac{(386)(2.30)^2}{8} + \frac{(1,300)(2.30)}{4}$$

$$M_{\max} = 1,002.7 \text{ Kg.m}$$

$$S_x = \frac{M}{\sigma_y} = \frac{100,274.25 \text{ Kg.cm}}{1,520 \text{ Kg/cm}^2} = 66 \text{ cm}^3$$

Se tomará una viga IPS de 5" que tiene $S_x = 79.3 \text{ cm}^3$ y revisamos la flecha.

$$\triangle = \frac{5}{384} \frac{w l^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(9.51)(230)^4}{(2.1 \times 10^6)(503.6)} = 0.33 \text{ cm}$$

$$\triangle \text{ límite} = \frac{1}{360} = \frac{230}{360} = 0.64 \text{ cm}$$

La viga de 5" no tiene problemas de flecha por lo que es satisfactoria para nuestro diseño de las vigas maestras.

Las vigas intermedias tendrán una carga que corresponda a la mitad de un equipo.

$$M_{\max} = \frac{P l}{4} = \frac{(650)(1.30)}{4} = 211.25 \text{ Kg.m}$$

$$S_x = \frac{M}{\sigma_y} = \frac{21,125}{1,520} = 13.90 \text{ cm}^3$$

Utilizaremos una viga IPS de 4" con un $S_x = 49.2 \text{ cm}^3$.

b) Diseño del cilindro de concreto.

La altura total de nuestro cilindro es 5.20 mts y un diámetro de 2.5 m.

Dividimos la altura del cilindro entre dos zonas o -- franjas iguales de 2.60 mts de altura cada una.

Calculamos el empuje para cada una de las franjas siendo E_1 el correspondiente a la faja inferior.

Empuje del líquido:

$$\text{Presión } P_1 = (1000)(5.20) = 5,200 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Presión } P_2 = (1000)(2.60) = 2,600 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Empuje } E_1 = \frac{P_1 \cdot h_1 \cdot d}{2} = \frac{(5,200)(2.60)(2.50)}{2} = 16,900 \text{ Kg}$$

$$\text{Empuje } E_2 = \frac{(2,600)(2.60)(2.50)}{2} = 8,450 \text{ Kg}$$

Empuje del terreno:

$$\text{Presión } P_1 = (0.34)(1,800)(5.20) = 3,182.4 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Presión } P_2 = (0.34)(1,800)(2.60) = 1,591.2 \text{ Kg/m}^2$$

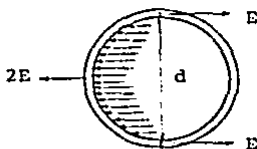
$$\text{Empuje } E_1 = \frac{(3,182.4)(2.60)(2.50)}{2} = 10,342.8 \text{ Kg}$$

$$\text{Empuje } E_2 = \frac{(1,591.2)(2.60)(2.50)}{2} = 5,171.4 \text{ Kg}$$

El empuje del terreno, que es de compresión, debe restarse al empuje del líquido, el cuál es de tensión.

$$Et_1 = 16,900 - 10,342.8 = 6,557.2 \text{ Kg}$$

$$Et_2 = 8,450 - 5,171.4 = 3,278.6 \text{ Kg}$$



Los empujes resultantes son a tensión, la cual será resistida por un armado anular.

$$As_1 = \frac{6,557.2}{1,520} = 4.31 \text{ cm}^2$$

Restricción para acero mínimo horizontal:

$$A_s = 0.0020 (260)(15) = 7.80 \text{ cm}^2$$

Por lo que nuestro armado resultante para la faja inferior es de 11 ϕ #3 espaciados a cada 24 cms.

$$A_{s_2} = \frac{3,278.6}{1,520} = 2.16 \text{ cm}^2 < 7.8$$

Nuestro armado será igual en las dos fajas consideradas. El armado mínimo vertical es el siguiente:

$$A_{sv} = 0.0012(100)(15) = 1.8 \text{ cm}^2/\text{ml de losa}$$

Utilizando alambrrn de $\frac{1}{4}$ de pulgada:

$$\# \text{ varillas} = \frac{1.8}{0.3167} = 5.68$$

$$c = \frac{100}{5.68} = 17.59$$

Por lo que tendremos un armado de alambrrn de $\frac{1}{4}$ de pulgada a cada 17 cms.

c) Diseo de la losa de fondo.

El anlisis est basado en una losa rectangular diseada por medio del mtodo de igualacin de flechas.

Peso losa cubierta:

$$\text{Vigas} = (4.60)(14.88) + (5.20)(11.46) = 128 \text{ Kg}$$

$$\text{Equipo} = (2)(1000) = 2,000 \text{ Kg}$$

$$\text{Bveda} = (6.16)(240) = 1,478 \text{ Kg}$$

$$W = \underline{\underline{3,606 \text{ Kg}}}$$

Peso cilindro:

$$W = (0.15)(7,854)(5.70)(2,200) = 14,773 \text{ kg}$$

Peso losa fondo:

$$W = (6.16)(0.15)(2,200) = 2,033 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{tot}} = 3,606 + 14,773 + 2,033 = 20,412 \text{ Kg}$$

La reacción del terreno es la siguiente:

$$R_t = \frac{20,412}{6.16} = 3,313.6 \text{ Kg/m}^2$$

$$m = \frac{S}{L} = \frac{2.65}{2.65} = 1$$

$$K_s = \frac{1}{1+(1)^4} = 0.50$$

$$K_l = \frac{(1)^4}{1+(1)^4} = 0.50$$

$$W_s = W_l = (3,313.6)(0.50) = 1,656.8 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_{max} = \frac{(1,656.8)(2.65)^2}{8} = 1,454.36 \text{ Kg.m}$$

$$M_u = 1.4 M_a = (1.4)(1,454.36) = 2,036.10 \text{ Kg.m}$$

$$M_n = \frac{2,036.10}{0.9} = 2,262.34 \text{ Kg.m}$$

$$a = 0.3779 d$$

$$M_n = 5,210.71 d^2 = 226,234 \text{ Kg.cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{226,234}{5,210.71}} = 6.59 \text{ cm}$$

Fijamos el peralte de la losa en $h = 15$ cms por especificación.

$$226,234 = (0.85)(200)(a)(100)(12-a/2)$$

$$12a - a^2/2 = 13.3$$

$$a^2 - 24a + 26.6 = 0$$

$$a = 1.17 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{(0.85)(200)(1.17)(100)}{4,200}$$

$$A_s = 4.74 \text{ cm}^2/\text{ml de losa}$$

El acero mínimo es:

$$A_{smin} = (0.002)(100)(15) = 3 \text{ cm}^2/\text{ml de losa}$$

Usando varillas de 3/8 de pulgada:

$$\# \text{ varillas} = \frac{4.74}{0.7126} = 6.65$$

$$e = \frac{100}{6.65} = 15.03 \text{ cms}$$

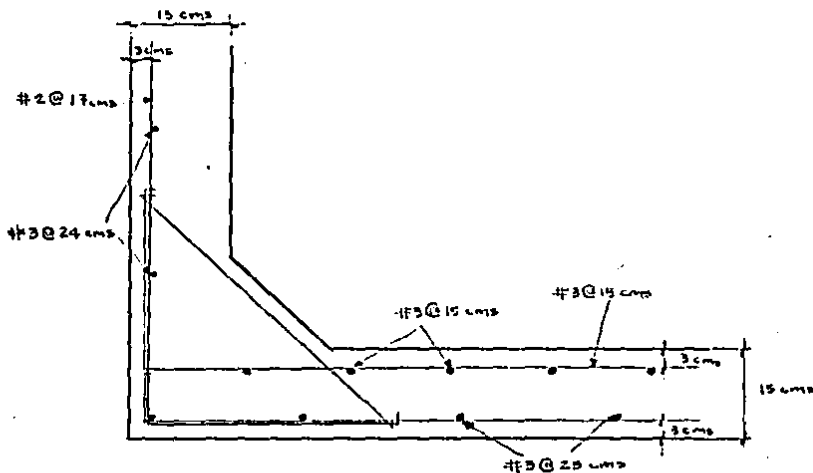
el armado principal de la losa de fondo será de varillas #3 a cada 15 cms. en las dos direcciones. El acero por temperatura es:

Usando varillas de 3/8 de pulgada:

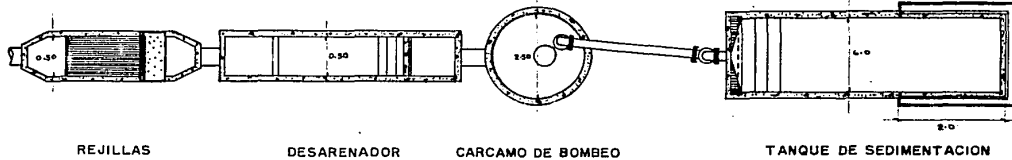
$$\# \text{ varillas} = \frac{3}{0.7126} = 4.21$$

$$e = \frac{100}{4.21} = 23.75 \text{ cms}$$

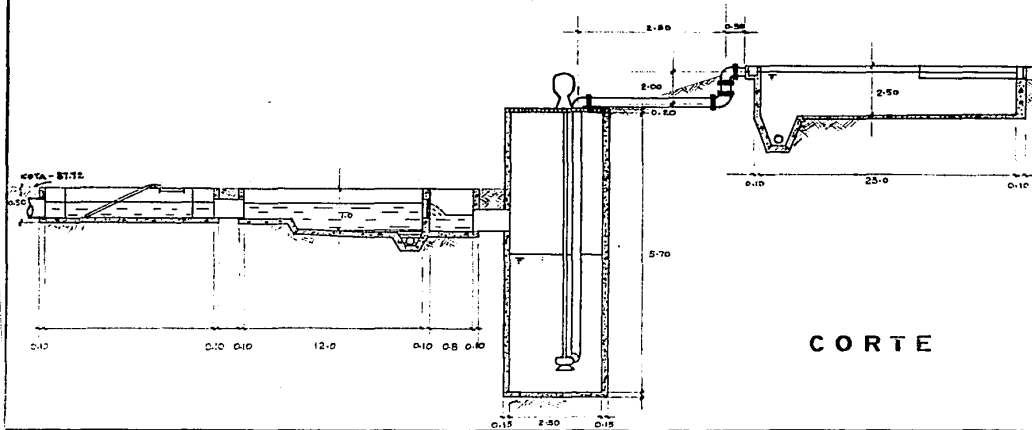
El armado para temperatura será de varillas #3 a cada 23 cms.



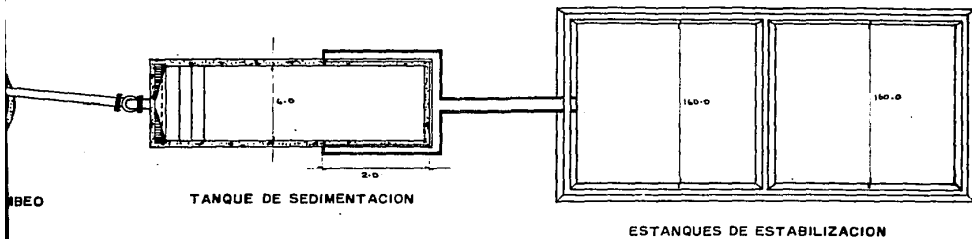
Detalle de armado



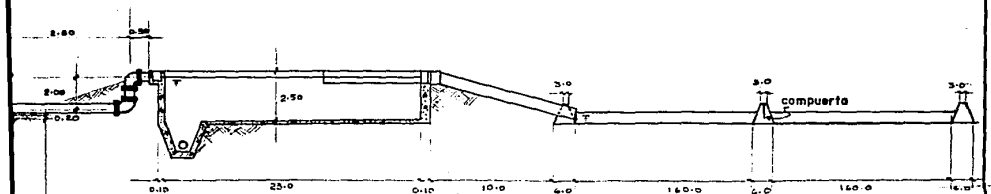
PLANTA



CORTE



PLANTA



CORTE

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

ESCUELA DE INGENIERIA

CUQUIO

PLANTA DE TRATAMIENTO

EFRAIN ARTURO SOTO, FELIX
TESIS PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL

ABRIL DE 1988

SIN ESCALA

PLANO No. 3

6.- VOLUMENES DE OBRA

6.1.- VOLUMENES DE OBRA DE LA RED DE ALCANTARILLADO.

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
1.- Excavación en terreno tipo B de 0 a 1.5 mts. de pro- fundidad	11,124.38	M ³
2.- Excavación en terreno tipo B de 1.5 a 3.0 mts. de pro- fundidad	4,429.43	M ³
3.- Excavación en terreno tipo B de 3.0 a 4.5 mts. de pro- fundidad	906.49	M ³
4.- Excavación en terreno tipo		

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
B de 4.5 a 6.0 mts. de <u>pro</u> fundidad.	82.34	M3
5.- Excavación en terreno tipo B de 6.0 a 7.5 mts. de <u>pro</u> fundidad	2.68	M3
6.- Colocación de tubo de 8"	9,475.00	NL
7.- Colocación de tubo de 10"	100.00	ML
8.- Colocación de tubo de 12"	112.00	NL
9.- Colocación de tubo de 18"	1,437.00	NL
10.- Registro terminado de 0 a 2 mts. de profundidad	81	PZA
11.- Registro terminado de 0 a 3 mts. de profundidad	27	PZA
12.- Registro terminado de 0 a 4 mts. de profundidad	9	PZA
13.- Registro terminado de 0 a 5 mts. de profundidad	9	PZA
14.- Registro terminado de 0 a 7 mts. de profundidad	1	PZA
15.- Colocación de marcos y tapas.	127	PZA

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
16.- Colocación de escalera marina	695	peldaños
17.- Relleno y compactación	15,390.55	M3
18.- Acarreo de material pro ducto de excavación	1,154.77	M3

6.2.- VOLUMENES DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
1.- Desmonte	52,160.00	M ²
2.- Excavación	41.90	M ³
3.- Cimentación	40.56	M ³
4.- Muro de concreto (10 cms)	175.10	M ²
5.- Muro de concreto (15 cms)	44.80	M ²
6.- Losa de concreto (11 cms)	154.60	M ²
7.- Losa de concreto (15 cms)	6.16	M ²
8.- Cimbra para muro	219.90	M ²
9.- Rejillas	1	Juego
10.-Equipo de limpieza	1	Lote
11.-Acarreo de material pro- ducto de excavación	41.90	M ³

7.- CONCLUSIONES

La implementación de un sistema eficaz de evacuación de las aguas residuales es de vital importancia para el sano desarrollo de una comunidad. Los problemas resultantes de una evacuación deficiente de las aguas residuales se traducen en un impacto ecológico negativo, pudiendo dar lugar a focos de infección y un desagradable aspecto de la población.

La planta de tratamiento tiene también un papel muy importante en la solución del problema de evacuación de las aguas residuales. El buen funcionamiento de una planta de tratamiento puede garantizarnos la obtención de un efluente relativamente inócuo, esto es, con aceptables características para su vertido en alguna corriente superficial.

El presente proyecto ha sido resultado de un interés muy personal por mejorar nuestro medio ambiente.

8.- BIBLIOGRAFIA**"ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO"**

Ernest W. Steel
Editorial Gustavo Gili

"WATER SUPPLY AND WASTE DISPOSAL"

Hardenbergh and Rodie
International Textbook Company

"WATER AND WASTEWATER ENGINEERING"

VOLUME 1: WATER SUPPLY AND WASTEWATER REMOVAL
Gordon M. Fair, Jhon C. Geyer, Daniel A. Okun, Wiley-Toppan
Edition.

"MECANICA DE FLUIDOS Y MAQUINAS HIDRAULICAS"

Claudio Mataix
Editorial Harla

Apuntes tomados de la clase "SISTEMAS DE ALCANTARILLADO"

Dictados por el Ing. Carlos Trujillo del Rio
Facultad de Ingeniería
Universidad Autonoma de Guadalajara