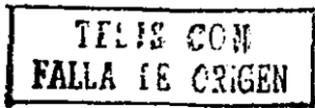


28870115  
19

# UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



"SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE  
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN  
BARRA DE NAVIDAD, JALISCO.

## **TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

**ROBERTO SANCHEZ MARTINEZ**

GUADALAJARA, JAL.,

1988



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# INDICE

	PAG.
I. INTRODUCCION	1
1.1. ANTECEDENTES	2
1.2. OBJETIVO	6
II. GENERALIDADES	7
2.1. LOCALIZACION GEOGRAFICA	8
2.2. DATOS HISTORICOS	10
2.3. ESTUDIO SOCIO-ECONOMICO DE LA POBLACION	11
2.4. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA ZONA	18
III. SISTEMA DE ALCANTARILLADO	19
3.1. TIPOS DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO	20
3.2. JUSTIFICACION DEL SISTEMA PROPUESTO	27
3.3. CALCULO DE CAUDALES	29
IV. CALCULO DE LA RED DE DRENAJE Y ALCANTARILLADO	49
4.1. ESPECIFICACIONES HIDRAULICAS	50
4.2. CALCULO DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA	67
4.3. REGLAMENTO Y ESPECIFICACIONES CONSTRUCTI VAS	74
4.4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	87
4.5. VOLUMENES DE OBRA	90

	PAG.
4.6. PROGRAMA DE OBRA	91
V. GENERALIDADES DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO	93
5.1. LOCALIZACION DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO	94
5.2. CAUDALES DEL COLECTOR	95
5.3. TIPOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	101
5.4. DISEÑO Y CALCULO HIDRAULICO	117
5.5. DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL	159
5.6. GENERALIDADES DEL EMISOR	173
VI. CONCLUSIONES Y BIBLIOGRAFIA	183
6.1. CONCLUSIONES	184
6.2. BIBLIOGRAFIA	185

## I . INTRODUCCION

## 1.1. ANTECEDENTES

En el año de 1981, el Departamento de Planeación y Urbanización del Estado de Jalisco, contrató a Construcciones - Marlín, S.A. para la elaboración del proyecto integral de Alcantarillado, Sanitario y Estudios Complementarios de la población de Barra de Navidad, Jalisco.

El estudio en cuestión, soluciona la eliminación de las aguas residuales de dicha población mediante un sistema independiente, en el cual se diseñó la red de atarjeas siguiendo el criterio de pendientes mínimas permisibles y de acuerdo a la topografía los escurrimientos naturales se encauzan por un lado hacia el norte y por otro, al sur de la población.

Las aguas de una pequeña parte de esta zona se recolectan por gravedad en la estación de bombeo No. 1 ubicada en las calles de Sonora y Veracruz, y de aquí a través de una línea de presión de asbesto-cemento de 6" de diámetro, se bombean hasta las calles de Jalisco y Veracruz, descargando a un pozo de visita para así unirse a la red de la zona norte.

La red de atarjeas a la vez se conecta a un colector de 30 cm de diámetro que inicia en el pozo anterior, continúa por Veracruz, Sinaloa, Manzanillo, Guanajuato, Tampico, 21 -

de Noviembre, Puerto Cebú, San Lucas, Mar España y Mar Caribe sitio que seleccionaron para la estación de bombeo No. 2.

(Como se puede observar, el trazo del colector cruza por el fraccionamiento de Pueblo Nuevo).

De esta última estación de bombeo, proponen enviar agua mediante una línea de asbesto-cemento A-5, de 8" de diámetro hasta la planta de tratamiento localizada por el rumbo de la pista de aterrizaje particular al poniente de la población.

El proyecto de Marlín, S.A., contiene los planos ejecutivos de la red de atarjeas y colectores, sin embargo, no incluye los diseños de las estaciones de bombeo, cárcamos, equipos electromecánicos, elementos complementarios y todas las obras para el tratamiento de aguas negras (respecto a la conducción que llega a la planta de tratamiento, indican el diámetro pero no el gasto ni el comportamiento hidráulico).

Meses más tarde, se hicieron las gestiones entre las autoridades municipales y ejidales para contar con la disponibilidad de los terrenos donde se construirían las estaciones de bombeo y planta de tratamiento. Las áreas indicadas en el proyecto no fue posible contar con ellas, en cambio las autoridades proporcionaron:

-Un terreno localizado en la intersección de las calles Jalisco y Tampico para la construcción de la estación de bombeo No. 1 cuya cota de terreno es la más baja del poblado.

-Otro terreno para la construcción de la planta de tratamiento, localizado al sur de la población entre las calles de López de Legaspi, Yucatán y Av. Veracruz, lugar perfecto para conectarla a un emisor submarino que desaloja las aguas residuales previamente tratadas al mar.

Los cambios de ubicación de la planta de tratamiento, y estaciones de bombeo, así como la selección del equipo de la misma y diseño de la planta originó la ejecución de un proyecto que soluciona los elementos faltantes de la Compañía Marlin, S.A.

Dado la localización de los terrenos proporcionados por las autoridades municipales se optó por conducir por medio de gravedad todo el gasto de aguas residuales a la planta de bombeo No. 1 localizada en la intersección de las calles de Jalisco y Tampico y de ahí enviar las aguas residuales a la planta de tratamiento localizada entre las calles de López de Legaspi y Av. Veracruz para de ahí ser enviadas al mar por medio de un emisor submarino.

Debido a ésto deberá de proyectarse la red de átirjeas con el tipo de escurrimiento mencionado en el párrafo anterior y evitar que el colector cruce el fraccionamiento Pueblo Nuevo por las causas que se comentarán en el capítulo - 3.2.

## 1.2. OBJETIVO

El desarrollo del presente proyecto es el reflejo de la necesidad de dotar a las comunidades rurales de nuestro país de los servicios indispensables, como lo son los de agua potable y el sistema de alcantarillado, para impulsar su sano desenvolvimiento.

La idea de proporcionar un servicio social a estas comunidades implica el llevar los conocimientos del estudiante de Ingeniería Sanitaria a todos los medios, aplicándolos en forma práctica y adecuándolos al medio ambiente. Este trabajo pone la base para la construcción del Sistema de Alcantarillado y Planta de Tratamiento de Aguas Residuales en la población de Barra de Navidad, en el Estado de Jalisco, que es la población objeto del mismo. A manera de introducción, en los siguientes puntos trataremos de dar a conocer las condiciones geográficas, físicas, culturales y económicas del poblado de las cuales se deriva el desarrollo de los estudios.

## II. GENERALIDADES

## 2.1. LOCALIZACION GEOGRAFICA

El poblado de Barra de Navidad limita con la Bahía de Navidad y una extensión de terreno plano sin urbanizar (entre el poblado y el entronque a la carretera federal). La traza urbana es irregular en la zona antigua (próxima a la barra), pero en el fraccionamiento Pueblo Nuevo la geometría de las manzanas es rectangular. Como la plaza, existe una explanada con escaso mantenimiento, en la que en el centro se localiza un kiosco y un monumento alusivo a la expedición de las Filipinas.

Próximo a la barra, por la calle continuación a la carretera de acceso y las calles contiguas, se han desarrollado establecimientos de hospedaje, restaurantes y comercios. En esta zona turística las edificaciones son de diversos tipos y en el resto del poblado se utilizan en las construcciones materiales como ladrillo, teja, palapa o concreto. La tendencia de crecimiento es hacia el norte, por donde se localiza Pueblo Nuevo, de reciente urbanización.

Los pobladores que anteriormente residían en el fraccionamiento Pueblo Nuevo, fueron reubicados a un terreno contiguo al norte, llamado ahora Barrio Nuevo.

El poblado de Barra de Navidad localizado en el litoral

del Océano Pacífico, en el Estado de Jalisco, en los meridianos  $104^{\circ}39'20''$  y  $104^{\circ}31'7''$  de longitud este y los paralelos  $19^{\circ}10'50''$  y  $19^{\circ}12'15''$  de latitud norte. (Ver plano No. 1).

## 2.2. DATOS HISTORICOS DE LA POBLACION

Los primeros pobladores estaban asentados en Barra de - Navidad, a principios del siglo XVI, ese lugar se encontraba habitado por descendientes de las razas Tolteca, Tarasca y - Chimalhuacana. El nombre del Puerto de la Natividad se debe a que el Virrey Don Antonio de Mendoza arribó a ese sitio el 25 de diciembre de 1547. De ese puerto zarpó la expedición - de las Filipinas en 1564, compuesta por cuatro naves, encabezadas por Miguel López de Legaspi. En 1616 desembarcaron piratas y más tarde sufrió este lugar nuevos combates al mando del bucanero Carendish, quien ordenó el incendio de la población y los astilleros. La carretera Guadalajara-Autlán-Barra de Navidad, terminada en los 60's, y la carretera Barra de - Navidad-Puerto Vallarta, finalizada en los 70's, marcan un - impulso decidido a la vocación turística de la zona, donde - anteriormente existieron las haciendas de San Patricio y Me-laque.

- (1) Este puerto ha llevado los nombres de: Puerto Santo, Puerto de Cihuatlán, Puerto Purificación, Puerto de Jalisco.
- (2) Los primeros piratas arribaron en 1532.

### 2.3. ESTUDIO SOCIO-ECONOMICO DE LA POBLACION

La población de Barra de Navidad está bajo la influencia de Cihuatlán, donde se dispone de un Hospital Regional, aunque cuando se requiere de hospitalización a los enfermos de la subregión de Cihuatlán, éstos acuden a Manzanillo o Guadalajara. La localidad cuenta con su Centro de Salud, aunque sus instalaciones no están en buen estado, por lo que la gente prefiere irse a poblaciones circunvecinas.

Por lo que respecta a la vivienda, existen 380 casas en Barra de Navidad y 230 en Pueblo Nuevo, en general, se trata de viviendas propias, existen algunas chozas de palapa auto-construidas y casas de ladrillo y teja. Actualmente existe la tendencia a construir muros de ladrillo y techos de concreto o asbesto.

La mayoría de los habitantes de la región usan gas como combustible doméstico, repartidos en tanques por empresas de Cihuatlán, las que a veces presentan irregularidades en sus entregas. Muy pocas personas usan leña para cocinar.

#### 2.3.1. VIAS DE COMUNICACION.

La micro-región de Barra de Navidad está comunicada por la carretera federal con Cihuatlán (18 km), Manzanillo (60 -

km) y Puerto Vallarta (215 km); por la carretera federal con Autlán (105 km) y Guadalajara (298 km). Jaluco en su posición intermedia, guarda una distancia de dos kilómetros a San Patricio y 3 km a Barra de Navidad. San Patricio localizado muy cerca del cruce de las carreteras, es sitio de parada de autobuses de pasajeros, concurrido por habitantes de la micro-región y poblados aledaños, convirtiéndolo así, en la parada más importante de la zona después de Cihuatlán. El transporte público entre San Patricio, Jaluco y Barra de Navidad es de autobuses de pasajeros foráneos y urbanos y auto taxis. Existe una pista de aterrizaje al poniente de la micro-región la cual es particular.

Con lo que respecta al sistema de teléfonos, en el poblado de Barra de Navidad existen 16 abonados y dos casetas de larga distancia, con servicio deficiente. No existen teléfonos públicos. En cuanto al servicio de correos y telégrafos, no existe entrega de correo a domicilio y existe una oficina de telégrafos.

### 2.3.2. CLIMATOLOGIA

La zona de Barra de Navidad se divide, de acuerdo con la carta de climas de DETENAL, en cinco tipos de clima, los cuales quedan englobados casi totalmente en el grupo de climas cálidos subhúmedos.

Para los intereses de este estudio se consideran sólo cuatro, ya que uno de ellos no afecta esta población. Estos cuatro climas podrían considerarse prácticamente como uno solo, pues todos son climas "A" cálidos-húmedos; tienen un promedio anual de lluvia invernal de 54; y una oscilación isotérmica de  $\pm 5^{\circ}\text{C}$ .

Las únicas variantes más perceptibles y aún no con grandes diferencias, son la relación precipitación pluvial temperatura.

Por lo tanto, con lo respectivo al clima la zona puede considerarse como homogénea.

### 2.3.3. INFRAESTRUCTURA

#### A) PAVIMENTACION.

Barra de Navidad tiene la mayor parte de sus calles empedradas.

#### B) ELECTRICIDAD.

Barra de Navidad está abastecida mediante una línea de 69 K.V.; proveniente de la subestación de Cihuatlán, aunque en Barra de Navidad, sólo la mitad de la población cuenta con

este servicio.

#### C) ALUMBRADO.

El poblado cuenta con sólo la mitad de luz mercurial, y predomina el tipo de alumbrado público incandescente.

#### D) RECREACION.

En Barra de Navidad se cuenta con una plaza pública que presenta condiciones físicas regulares. Existen canchas públicas de fútbol y basketbol aunque en muy malas condiciones. Existen algunos cines que se encuentran en malas condiciones físicas. Las playas son usadas para recreación de los habitantes y turistas, pero no existen los servicios públicos básicos que demanda este sector popular.

#### 2.3.4. EDUCACION.

Los estudiantes del nivel superior o preparatoria y los del nivel medio básico de secundaria tecnológica, acuden a Ciudad Huatlán. Poca población del nivel medio estudiantil acude a la secundaria general (administrada por particulares) que se encuentra en el poblado de San Patricio. En Barra de Navidad acuden 465 alumnos de primaria y existen insuficiencia de aulas y maestros. El Jardín de Niños es en la actualidad sufi-

ciente de aulas y maestros en Barra de Navidad.

### 2.3.5. ACTIVIDADES ECONOMICAS.

#### A) COMERCIO.

Existen muchos puestos de víveres provisionales en las calles. En Barra de Navidad hay 12 establecimientos para hospedaje con 287 cuartos, existen 22 restaurantes y algunas tiendas que venden artículos de playa, como playeras y ropa.

#### B) TENENCIA DE LA TIERRA.

En casi toda la región los terrenos son ejidales, a excepción del fraccionamiento Pueblo Nuevo, que es propiedad privada, existen criterios relativos a la tenencia de la tierra en la antigua área urbana de Barra de Navidad.

Por lo que respecta al suministro de agua potable la población de Barra de Navidad cuenta únicamente con una noria, el almacenamiento es en tanques elevados y no recibe tratamiento alguno el agua. Las tuberías se encuentran ya a la fecha en mal estado. La dotación de agua promedio al día en Barra de Navidad es de 6 horas, se requiere sin embargo, una mayor dotación y la reparación de las redes de distribución.

Para el desalojo de las aguas residuales en esta población se emplean fosas sépticas o pozos negros por lo que se ve la imperiosa necesidad de construir un sistema de desalojo de aguas residuales. Con lo que respecta a la red se dispone completa sólo en el fraccionamiento Pueblo Nuevo, y en la población de Barra de Navidad está incompleta en algunas partes y en mal estado en otras.

En el poblado se realiza la recolección de basura, aunque insuficientemente. Una vez recolectados los desechos sólidos, se acumulan a cielo abierto y sólo alguna parte se incinera. No se dispone de basureros públicos en las playas, - por lo que presenta un aspecto desagradable en las temporadas de mayor influencia turística.

En el aspecto de vigilancia pública se cuenta sólo con 8 policías y tres automóviles que prestan servicios de vigilancia. Los problemas de alcoholismo demandan vigilancia que a veces no puede ser satisfecha con los actuales elementos.

En relación a las pendientes topográficas de la zona se tienen dos clasificaciones generales:

Las pendientes de menos del 15% que corresponden a la mayor parte de la franja costera y a las pequeñas áreas agrícolas diseminadas en el área, y las pendientes de más del 15%

que corresponden a las zonas forestales y selváticas, que constituyen la mayor parte del territorio, siendo un área casi despoblada. Por lo tanto, se considerarán en términos generales las pendientes menores al 15%, en las áreas que englobe este estudio.

Por lo que corresponde a precipitación pluvial de la zona, se observó que es del orden de los 1250 mm. Este dato, hace evidente la necesidad de fomentar la captación de agua de lluvias para uso doméstico y su reciclaje para riego y otros usos.

#### 2.4. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA ZONA.

Un estudio de este tipo debe reunir los accidentes topográficos más importantes de la zona en que se va a proyectar la red; se recomienda un plano a escala 1:200 en el que aparezcan el trazo exacto de las calles, curvas de nivel a cada metro y las cotas de cada uno de los cruceros de las calles.

Se debe determinar los posibles sitios para la evacuación de las aguas residuales, los que lógicamente, estarán fuera o en la periferia de la población y en los puntos de menor altitud.

Es importante elaborar una macrolocalización para dar una mejor idea de la situación general y condiciones de la zona.

El poblado de Barra de Navidad, tiene una topografía bastante regular con la que se observa una disminución en la altitud en la dirección SE. También se observa que del punto más bajo al punto más alto del pueblo, existe un desnivel de aproximadamente 4.00 metros, lo que facilita la construcción de zanjas a poca profundidad. (Ver plano No. 2).

### III. SISTEMA DE ALCANTARILLADO

### 3.1. TIPOS DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO

A medida que las ciudades han ido creciendo, los sistemas primitivos de eliminación de los residuos han sido reemplazados por el sistema de alcantarillado. Incluso en las pequeñas poblaciones, la mayor seguridad proporcionada por la red de alcantarillado, su conveniencia y ausencia de molestias han conducido a su adopción siempre que los medios económicos lo permiten.

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.

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, o por una mezcla de ellos. Las aguas residuales domésticas o aguas negras a las que se ha denominado en ocasiones sanitarias, son las originadas en los elementos sanitarios de las viviendas, edificios comerciales, fábricas o instituciones.

Las aguas industriales son los líquidos producidos en establecimientos industriales, como tintorerías, cerveceras o fábricas de papel. Las aguas de lluvia o pluviales son los líquidos que recogen las alcantarillas durante un período de lluvias o después de él, y debidas a la precipitación pluvial. La infiltración es el agua que penetra en las alcantarillas por filtración desde el terreno.

Una alcantarilla es un tubo o conducto, ordinariamente cerrado, que en general no fluye a sección llana, 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. Ordinariamente se emplean también para recoger todas las aguas industriales de residuo que se produzcan en la zona a la que sirven. En ocasiones, aunque impropia mente se le denominan alcantarillas separadas. Las alcantarillas para aguas pluviales se destinan a la conducción del agua de lluvia, incluyendo la escorrentía 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 las 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 ramal 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 a un 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 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 aguas residuales comprende todos los

procesos a que aquellas 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 el acto de eliminarlas por cualquier procedimiento. Puede hacerse con tratamiento previo o sin él.

El establecimiento de un alcantarillado adecuado para una población exige un cuidadoso trabajo de ingeniería. Las alcantarillas deben ser de dimensiones convenientes, pues en caso contrario podrán desbordarse y producir daños en las propiedades. Peligros para la salud, y perjuicios en general. La determinación de las dimensiones necesarias exige la estimación de la cantidad de agua residual y el empleo de la hidráulica para establecer dichas dimensiones y la pendiente conveniente de la alcantarilla. Otra consideración importante es la velocidad del agua en las mismas. Si no es suficientemente grande, se depositarán los sólidos con la subsiguiente producción de olores y obstrucciones. Desde que el agua residual se recoge, se transforma en un peligro para la ciudad, debido al que potencialmente tiene para la salud y a la posible producción de perturbaciones en los cursos del agua.

El grado de tratamiento necesario depende de las normas de calidad del agua del cuerpo receptor y del caudal y calidad de ambos, agua residual y cuerpo receptor. Para las plantas de nueva construcción las calidades mínimas exigidas al

afluente son que la  $DBO_5$  y los sólidos suspendidos sean inferiores a 30 mg/l.

La calidad del afluente requerida puede considerarse por combinación de un conjunto de procesos de tratamiento distintos. No hay un único proceso que sea el adecuado para todas las circunstancias, por lo que el ingeniero habrá de seleccionar la combinación de sistemas que proporcione el tratamiento deseado con el mínimo costo y máxima fiabilidad.

Actualmente, 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 y como 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. 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, y ya tenían redes de alcantarillas para aguas de lluvia. Es intere-

sante señalar que en los primeros años estaba prohibido, en algunas ciudades del extranjero evacuar los residuos domésticos en las cloacas, pero después se recogieron todos los residuos líquidos en las alcantarillas de aguas pluviales, que así se transformaron en alcantarillas unitarias. Las posteriores extensiones de estas redes se proyectaron entonces como unitarias, a menudo, con dispositivos para separar las aguas de tiempo seco, constituidas en gran parte por aguas residuales domésticas, de los grandes caudales del período de lluvias.

En los sistemas de nueva construcción, puede utilizarse alcantarillas combinadas cuando los caudales de aguas pluviales están tan contaminados que requieren un tratamiento igual que al 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 del sistema de tratamiento físico-químico adecuados a tal propósito.

Como regla general, las redes de alcantarillado de nueva construcción debe proyectarse para separar las aguas plu-

viales de las residuales, incluso hasta el punto de establecer limitaciones muy estrictas respecto a la infiltración por las juntas de las conducciones.

Los sistemas de alcantarillado se pueden clasificar según su proceso constructivo en dos, que son: el sistema en forma de peine y el de bayoneta, el sistema en forma de peine es sólo aplicado cuando la topografía del lugar permite concentrar todas las aguas de las atarjeas a una sola línea de evacuación; del sistema de bayoneta podemos decir que es el más adaptable, pues se pueden proponer como solución a la gran mayoría de los casos, basándose esta adaptabilidad en la facilidad de construir los subcolectores que sean necesarios.

### 3.2. JUSTIFICACION DEL SISTEMA PROPUESTO

Después de haber realizado un estudio minucioso acerca de los pro y contras de uno y otro tipo de sistemas, se llegó a la conclusión de que el más apropiado para esta población es el sistema semi-combinado unitario, de bayoneta; influyó en forma definitiva en esta decisión la educación de los habitantes del lugar, el no contar con servicio de limpieza en las calles, además de la intensidad de precipitaciones pluviales durante su temporal, el cual puede ayudar a evacuar con mayor rapidez parte de la cantidad de agua de lluvia que se precipita en el poblado, evitando encharcamientos que puedan producir algunos focos de infección, también influyó la baja capacidad económica de los habitantes del poblado, por lo que se buscó un sistema semi-combinado para abatir los costos; otra razón fue que se dará al agua un tratamiento para después evacuarla.

Se prefirió el sistema tipo bayoneta por las condiciones topográficas del suelo.

Como se indicó en párrafos anteriores, se proponía la construcción del colector en terrenos del fraccionamiento Pueblo Nuevo, sin embargo, no es posible llevar a cabo esta obra con ese trazo, ya que el terreno es de tipo aronoso (al excavar una zanja de dos metros de profundidad, ocasiona de-

rumbes en todo el arroyo de la calle) y pone en peligro la estabilidad de las construcciones e infraestructura del fraccionamiento.

Por lo tanto, se re proyectó la red de atarjeas con otro tipo de escurrimientos y se localizó un nuevo trazo del colector ya en forma definitiva de tal manera, que se evitó alojarse en terreno "arenoso".

Además, en este estudio deberá contemplarse la integración al sistema, de las aguas negras producidas por los desarrollos turfsticos del fraccionamiento Pueblo Nuevo, donde ya está incluido "El Galeón" y Barrio Nuevo, es decir, se contempla la integración al sistema de Barra de Navidad, otras dos localidades.

### 3.3. CALCULO DE CAUDALES

Para hacer la estimación de aguas residuales que conducirá el sistema semi-combinado unitario de bayoneta del poblado de Barra de Bavidad, es necesario contar con el número de habitantes que resultarán beneficiados en el periodo de vida útil del proyecto, así como las cantidades de precipitación pluvial, basadas en las observaciones que hace la SARH en sus estaciones.

También en este cálculo de volúmenes se utilizarán la tabla de dotaciones específicas proporcionadas por la SARH - misma que fija la dotación específica en lts/hab/día, en base al número de habitantes de la población de proyecto; se usará el coeficiente de escurrentía de Kuichling para varios tipos de superficie, tabla que aquí incluimos, y el área de la población.

Existen varios métodos para hacer la estimación de la población futura, los cuales son:

- Método aritmético
- Método geométrico
- Método de incrementos
- Método de interés compuesto
- Método gráfico.

La aplicación de estos métodos está basada en la información de los censos de población; mientras mayor sea esta información, habrá más confiabilidad en la estimación de la población de proyecto.

Desgraciadamente en este proyecto no se cuenta con ningún dato censal anterior, ya que no hubo dependencia gubernamental que los tuviera, por lo que se optó por hacer una estimación considerando el uso del suelo de la población, es decir, contando edificios de apartamentos, hoteles, comercios, etc., lo que a continuación se va a demostrar detalladamente.

### 3.3.1. USO DEL SUELO Y POBLACION DE PROYECTO

Los asentamientos humanos están resumidos en la siguiente tabla de uso de suelo:

NO. DE LOTES	U S O
450	Casas unifamiliares
3	Edificios de apartamentos
2	Bungalows
7	Hoteles
5	Talleres, bodegas, fábrica de hielo
2	Escuelas
4	Disco-bar
1	Banco
1	Iglesia
24	Restaurantes
11	Comercios
47	Lotes vacíos
587	

## POBLACION ACTUAL (BARRA DE NAVIDAD)

Se consideran las siguientes densidades:

Casas unifamiliares	6 hab/casa
Apartamentos	5 hab/apartamento
Bungalows	5 hab/bungalow
Hoteles	2 hab/cuarto

## POBLACION FIJA

450 casas x 6	=	2,700 Hab.
3 Edificios de departamentos = 23 departamentos x 5	=	<u>115</u> Hab.
S U M A	=	2,815 Hab.

## POBLACION FLOTANTE (SATURADA HABITACIONALMENTE)

-Bungalows "Karelia"		
10 bungalows x 5	=	50 Hab.
-Bungalows "Las Palmeras"		
(16 construidos y 12 en proyecto)		
Total = 28 bungalow x 5	=	140 Hab.
-Hotel "Barra de Navidad"		
60 cuartos x 2	=	120 Hab.
-Hotel "San Lorenzo"		
24 cuartos x 2	=	48 Hab.

-Hotel "Jalisco"		
13 cuartos x 2	-	26 Hab.
-Hotel "Tropical"		
52 cuartos x 2	-	104 Hab.
-Hotel "Delfín"		
18 cuartos x 2	-	36 Hab.
-Hotel "Sand's"		
38 cuartos x 2	-	76 Hab.
-Hotel "Kukulcan"		
10 cuartos x 2	-	<u>20</u> Hab.
	S U M A	- 620 Hab.

## RESUMEN DE LA POBLACION ACTUAL

Población fija		2,715 Hab.
Población flotante		<u>620</u> Hab.
	S U M A	3,435 Hab.

## PROMEDIOS

Edificio apartamento	$\frac{23 \text{ departamentos}}{3}$	= 7.66	departamen- tos/edifi- cio
Bungalows	$\frac{38 \text{ casas}}{2}$	= 17.5	casas/bun- galow
Hotel	$\frac{215 \text{ cuartos}}{7}$	= 30	cuartos/ho- tel

CONSIDERACIONES PARA DETERMINAR LA POBLACION DE PROYECTO (BARRA DE NAVIDAD)

Los límites de crecimiento de Barra de Navidad están perfectamente confinados por la Bahía y el fraccionamiento Pueblo Nuevo, de tal forma, que su desarrollo ocupacional es tará supeditado a la construcción de los 47 lotes vacíos en:

- a) Casas habitación
- b) Apartamentos
- c) Bungalows
- d) Hoteles
- e) Restaurantes, comercios, bares, otros.

Primera consideración:

Para obtener la población de proyecto, tomaremos el caso más favorable en cuanto a proyección, que consistirá en excluir los usos del suelo indicados en el inciso d).

32 casas unifamiliares  
 5 edificios de apartamentos  
 5 bungalows  
5 hoteles

SUMA 47 lotes.

Para determinar el incremento de población, tomaremos - promedios de capacidades mayores a las actuales, en apartamentos, bungalows y hoteles:

Apartamentos	10 departamentos/edificio
Bungalows	30 casas/bungalow
Hoteles	50 cuartos/hotel

En base a lo anterior tendremos el siguiente incremento:

#### POBLACION FIJA

32 casas	x 6	= 192 Hab.
5 edificios	x 10 x 5	= <u>250</u> Hab.
SUMA		442 Hab.

#### POBLACION FLOTANTE

5 Bungalows	x 30 x 5	= 750 Hab.
5 Hoteles	x 50 x 2	= <u>500</u> Hab.
SUMA		1250 Hab.

Incremento de población por ocupación habitacional de - lotes vacíos según primera consideración:

Fija            442 Hab.  
Flotante    1250 Hab.  
SUMA            1692 Hab.

Lo que representa un 49% de la población actual.

Segunda consideración:

Sin embargo deberemos tomar en cuenta que al existir los servicios de agua potable y alcantarillado, aumentará el desarrollo turístico de Barra de Navidad, pero, a fin de construir una mayor infraestructura hotelera, los inversionistas tendrán que adquirir lotes ocupados.

Además, por otro lado, existe la posibilidad que algunos particulares compren "casas-habitación ocupadas", para construir departamentos o condominios.

Supongamos que se adquirieron 60 lotes para construir lo anterior, en la siguiente forma:

- 12 edificios de apartamentos
- 16 hoteles.

Por lo tanto, tendremos el siguiente incremento:

## POBLACION FIJA

$$12 \text{ edificios } \times 10 \times 2 \quad \text{SUMA} = \frac{600 \text{ Hab.}}{600 \text{ Hab.}}$$

## POBLACION FLOTANTE:

$$16 \text{ hoteles } \times 50 \times 2 \quad \text{SUMA} = \frac{1600 \text{ Hab.}}{1600 \text{ Hab.}}$$

(2.14 lotes en promedio se utilizarán para construir - edificios de apartamentos y hoteles).

Ahora bien, al comprar 60 casas-habitación, los moradores de ellas tendrían que dejar de vivir en Barra de Navidad y representan una población de:

$$60 \text{ casas } \times 6 = 360 \text{ Hab.}$$

por lo tanto, el incremento de población fija sería de:

$$600 - 360 = 240 \text{ Hab.}$$

Incremento de población por compra de lotes ocupados para construir apartamentos y hoteles según segunda consideración.

Fija                    240 Hab.  
 Flotante                1600 Hab.  
 SUMA                    1840 Hab.

PRIMER RESUMEN DE POBLACION DE PROYECTO

POBLACION	POBLACION ACTUAL	INCREMENTO		POBLACION PROYECTO	INCREMENTO	
		A)	B)		TOTAL	%
FIJA	2815	442	240	3497	682	24
FLOTANTE	620	1250	1600	3470	2850	459
SUMAS	3435	1692	2840	6967	3532	

Aparentemente es muy bajo el porcentaje de incremento de población fija, pero debemos recordar que existen pocos espacios para construir y por consecuencia, varias familias que están en proceso de formarse tendrán que emigrar a otros lugares cercanos.

De la misma forma se puede tabular la capacidad hotelera instalada actualmente y el incremento proyecto.

DESTINO	CAPACIDAD ACTUAL	INCREMENTO		
		A)	B)	TOTAL
APARTAMENTOS	25 DEPTOS.	50	120	170 DEPARTAMENTOS
BUNGALOWS	38 CASAS	150		150 CASAS
HOTEL	215 CUARTOS	250	800	1050 CUARTOS

En todo desarrollo turístico de esta índole, existe otro tipo de población flotante que corresponde a las personas de ciudades cercanas que ocurre a estos lugares en plan de recreo sin hospedarse ahí. Es decir, utilizan únicamente los servicios de:

Restaurant y/o bar

W.C.

Duchazo después de nadar.

Este fenómeno se dará con los habitantes de Cihuatlán, la Huerta, El Grullo, Autlán, etc.

La dotación de agua potable para estos servicios corresponde aproximadamente al 40% de la dotación de un habitante fijo o flotante hospedada, o sea, para nuestro caso:

$$250 \times 0.40 = 100 \text{ l/h/d.}$$

Para la utilización de los servicios anteriores, la dotación será igual a la aportación de aguas negras.

Si la población de proyecto indicada en el primer resumen, la prolongamos a 800 habitantes, tendremos una población flotante no hospedada de:

2000 - 6997 = 1033 Hab.

Sin embargo, los 1033 habitantes aportarán 100 l/h/d y por lo tanto, corresponderá a una población equivalente de:

$$\frac{200}{100} \times 1033 = 2066 \text{ Hab.}$$

200 es la aportación de población fija o flotante hospedada.

#### RESUMEN DE LA POBLACION DE PROYECTO DEFINITIVA

POBLACION	ACTUAL	INCREMENTO	TOTAL
FIJA	2815	682	3497
FLOTANTE HOSPEDADA	620	2850	3470
FLOTANTE SIN HOSPEDAR		1033	1033
SUMA (HAB.)	3435	4565	8000

Los 1033 corresponden a los 2066 habitantes equivalentes.

Se observará que no se ha indicado el período o fecha en que se presentarán los 8000 habitantes de proyecto. La razón es, que al estar "confinada" el área de crecimiento de Barra de Navidad, no interesa si la saturación ocurre en 5,

10 ó 20 años, lo importante es que no podrá crecer más allá de los 8000 habitantes, que será el parámetro para diseñar las obras correspondientes.

#### POBLACION EN PUEBLO NUEVO Y BARRIO NUEVO

El número de lotes ocupados y la población generada es:

##### Pueblo Nuevo

30 casas x 6 Hab.	=	180 Hab.
59 cuartos de hotel x 2 Hab.	=	<u>118</u> Hab.
	SUMA	298 Hab.

##### Barrio Nuevo

40 casas x 6 Hab.	=	<u>240</u> Hab.
	SUMA	= 240 Hab.

#### POBLACION PROYECTO EN PUEBLO NUEVO Y BARRIO NUEVO

El crecimiento de las dos localidades está bien definido, ya que se dispone de información en cuanto al número de lotes para condiciones de saturación ocupacional.

##### Pueblo Nuevo

1000 casas x 6 Hab.	=	6000 Hab.
59 cuartos de hotel x 2 Hab.	=	<u>118</u> Hab.
	SUMA	= 6118 Hab.

Barrio Nuevo

250 casas x 6 Hab.

= 1500 Hab.

SUMA 1500 Hab.

#### RESUMEN DE POBLACION DEL PROYECTO

Pueblo Nuevo

6118 Hab.

Barrio Nuevo

1500 Hab.

Tomaremos como población de proyecto

8000 Hab.

### 3.3.2. GASTOS DE DISEÑO

Para determinar el caudal que llevará nuestra red se han separado los estudios calculándose así el gasto producido por aguas residuales y el gasto producido por aguas pluviales.

Como ya está establecido, nuestro sistema de alcantarillado que se ha adoptado es del tipo semi-combinado por las razones ya anteriormente expuestas.

Para realizar el cálculo de caudales, hay que considerar la dotación específica que tiene la población que en este caso corresponde a 250 L/H/D. De acuerdo con este dato se establece la siguiente fórmula para el cálculo del gasto de aguas negras.

$$\text{Aguas negras} = \frac{\text{No. de Hab.} \times 0.75 \times \text{dotación específica}}{86\ 400}$$

Donde el 0.75 corresponde a la cantidad promedio de agua que circula por las alcantarillas ya que el 25% restante se pierde en el regado de parques, jardines, satisfacción de necesidades domésticas, etc.

Por lo tanto:

$$\text{Aguas negras} = \frac{8000 \times 0.75 \times 250}{86 \cdot 400}$$

$$\text{Aguas negras} = 17.36 \text{ lts/seg.}$$

Este gasto que fue calculado representa el gasto medio, aunque durante el tiempo de servicio del sistema se presentan variaciones, por lo que es necesario hacer el cálculo para un gasto mínimo y un gasto máximo de aguas residuales.

El gasto mínimo se puede calcular considerando el 50% del gasto medio.

$$Q \text{ mínimo} = 0.5 (Q \text{ medio})$$

$$Q \text{ mínimo} = 0.5 (17.36 \text{ lts/seg.})$$

$$Q \text{ mínimo} = 8.68 \text{ lts/seg.}$$

Para obtener el valor del gasto máximo se utiliza el coeficiente de Harmon, el cual se denomina con la letra "M", este coeficiente mediante la expresión siguiente hace intervenir el número de habitantes que utilizarán el sistema:

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

Donde la P representa el número de habitantes de la población expresada en miles.

Ya obtenido el valor del coeficiente de Harmon, se multiplica por el gasto medio y se obtiene el gasto máximo.

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{8}} = 3.05$$

Por lo tanto:

$$Q \text{ máximo} = 3.05 \text{ (Q medio)}$$

$$Q \text{ máximo} = 3.05 \text{ (17.36 lts/seg.)}$$

$$Q \text{ máximo} = 52.95 \text{ lts/seg.}$$

Para determinar el caudal de las aguas pluviales, existen varios métodos, los cuales se mencionan a continuación: el Método Racional, el Método de Burkli-Ziegler y el Método de Mack-Math. Para este proyecto se utilizará el método racional, el cual nos permite conocer la cantidad de agua que escurre por los cauces naturales, para lo que es necesario saber las características locales de la lluvia y el tipo de terreno en el cual escurre.

El método racional se expresa con la siguiente fórmula:

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

Donde:

Q = Gasto, en lts/seg.

A = Superficie en m<sup>2</sup> de área tributaria

I = Coeficiente de escurrimiento

R = Cantidad de lluvia en mm/hr.

3600 = Constante que indica el número de segundos en una hora.

Con el fin de obtener el dato del área tributaria lo más real posible se utilizó un planímetro, obteniendo así el área total del poblado que es de  $816,764.97 \text{ m}^2$ .

El coeficiente de escurrimiento es un valor que nos va a determinar la cantidad de agua de lluvia que escurrirá por nuestro poblado. Este coeficiente es afectado por las siguientes características de la zona: tipo de recubrimiento de las calles, tipo de techo de las casas, de la cantidad de jardines o parques, de la cantidad de agua que se infiltra, de la que se evapora y de la que se acumula en las depresiones del terreno.

Tomando en cuenta el tipo de superficie se han establecido coeficientes, de los cuales los más utilizados son los proporcionados por Kuichiling:

TIPO DE SUPERFICIE	R
Superficie de techo impermeable	0.70 - 0.95
Pavimento de asfalto en buen estado	0.85 - 0.90
Pavimento de piedra, ladrillo y bloques de madera con juntas sin cementar	0.50 - 0.70
Pavimento de piedra, ladrillo y bloques de madera con juntas cementadas impermeables	0.75 - 0.85
Pavimento de bloque interior con juntas no cementadas	0.40 - 0.50
Carreteras de Macadam	0.25 - 0.60
Carreteras y paseos con grava	0.15 - 0.30
Jardines, prados, corrales y praderas según la inclinación de la superficie y naturalaleza del suelo	0.05 - 0.25

El coeficiente de escurrentia se obtiene de la siguiente manera: primero se tendrá que calcular el porcentaje que existe de cada tipo de superficie respecto de la total, se multiplica ese porcentaje por el coeficiente de escurrimiento del tipo particular de superficie y se suman las parciales. Para obtener los porcentajes se hacen observaciones en el poblado.

Por el caso de Barra de Navidad:

TIPO DE SUPERFICIE	% DE AREA	COEFICIENTE	T O T A L
Techo impermeable	40	0.80	0.52
Calles empedradas	20	0.40	0.08
Corrales	35	0.10	0.035
Jardines	5	0.05	<u>0.0025</u>
			0.4375

Por lo tanto  $I = 0.4375$

El valor de la intensidad de lluvia fue proporcionado - por la SARH que fue de 58.0 mm/hr el cual será utilizado en nuestro cálculo.

Ya con todos estos datos a la mano se procederá a calcular el gasto de aguas pluviales:

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

$$Q = \frac{(816,764.97) (0.4375) (58)}{3600}$$

$$Q \text{ aguas pluviales} = 5,757.05 \text{ lts/seg.}$$

Debido a que no es posible conducir todo este volumen -

de agua por nuestro sistema de alcantarillado, se propone el uso de un coeficiente de utilización que se determinó como - 10%. Se optó por este coeficiente numérico debido a que las aguas pluviales escurrirán hacia una pequeña laguna situada al sur de la población la cual tiene el punto más bajo de altitud que es de -0.51 m.

Bajo este coeficiente el agua de lluvia que conducirá - el sistema será de:

Q aguas pluviales = coeficiente de utilización x Q calcula.

$$Q \text{ aguas pluviales} = 0.10 \times 5,757.05$$

$$Q \text{ aguas pluviales} = 575.71 \text{ lts/seg.}$$

Ya teniendo los gastos de aguas residuales y aguas pluviales, se puede calcular el gasto de diseño para nuestro sistema de alcantarillado semi-combinado de aguas residuales.

$$Q \text{ diseño} = Q \text{ aguas residuales} + Q \text{ aguas pluviales}$$

$$Q \text{ diseño} = 52.95 \text{ lts/seg.} + 575.71 \text{ lts/seg.}$$

$$Q \text{ diseño} = \underline{628.66 \text{ lts/seg.}} = 630.00 \text{ lts/seg.}$$

IV. CALCULO DE LA RED DE DRENAJE Y  
ALCANTARILLADO

#### 4.1. ESPECIFICACIONES HIDRAULICAS

La mayor parte de las alcantarillas se proyectan como canales abiertos, y no como tuberías forzadas, aunque en ocasiones puedan ir llenas. Existen excepciones como los sifones invertidos y las tuberías de impulsión de las estaciones elevadoras de aguas residuales, que trabajan siempre a presión. Puede ocurrir accidentalmente, que la capacidad de las alcantarillas para aguas de lluvia se supere, con lo que se llenarán anegándose las bocas y sumideros y dando origen a que el agua suba por los pozos de registro. Se dice entonces que las alcantarillas están sobrecargadas. Las alcantarillas de aguas residuales también pueden sobrecargarse debido a infiltraciones excesivas durante las tormentas, obstrucciones en las tuberías o por una aportación de caudales mayores que aquellos para los que han sido calculadas. Los sistemas de alcantarillado por vacío o presión se diseñan para que los conductos trabajen a sección llena.

Cuando el agua entra en un tubo o canal o caudal constante y sale libremente por el extremo interior se establecerá enseguida un régimen de corriente permanente y uniforme. 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 llama régimen de corriente unifor-

me a aquel en que no se producen variaciones de su velocidad a lo largo del trayecto de la conducción o curso de agua. - En los casos normales de 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 agua se mueve en sentido descendente en los tubos o canales, por efecto de la fuerza de gravedad, 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 o canal, 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 expresarse por la fórmula conocida como fórmula de Chezy:

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

en la que V es la velocidad media en metros por segundo, R el radio hidráulico, igual al cociente de la sección del tubo

bo, o canal lleno de líquido, por el perímetro mojado: a la pendiente o gradiente hidráulico, o en los canales abiertos, la pendiente de la superficie del agua para caudal uniforme y C un coeficiente experimental. Como los efectos de la rugosidad, velocidad y otros factores, son sólo aproximados, el valor de C no es constante sino que varía con V, R y s de acuerdo con la fórmula de Kutter que es:

$$C = \frac{(23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n})}{1 + (23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{n}{\sqrt{R}})}$$

En esta fórmula se introduce una nueva cantidad n, cuyo valor depende de la rugosidad de la superficie del tubo o canal, y afecta a la velocidad por inverso de su valor. La tabla 4.1 da los valores de n determinados por experimentación en tubos y cauces abiertos. Para las alcantarillas de tubos de gres u hormigón, a veces se toma para n el valor de 0.015. Si se han conseguido buenos métodos de construcción, con cuidadosas alineaciones de los tubos y uniones lisas, n vale 0.013 y todavía menos. Algunos organismos permiten valores de n hasta 0.0125 para cualquier tubo liso y duradero de longitud de 1.5 a 3 m y 0.012 en longitudes de 3.30 m y más.

TABLA 4.1

n	CARACTER 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
0.013	Fábrica de ladrillo bien construida. Buen hormigón. Tubo de acero roblonado. Tubo de gres bien colocado
0.015	Tubos de gres y de hormigón deficientemente unidos y desigualmente asentados. Fábrica de ladrillo corriente
0.017	Ladrillo rugoso. Tubo de hierro tuberculado
0.020	Tierra lisa o gravilla afinada
0.030	Zanjas y ríos en buen uso, algunas piedras y yerbajos
0.040	Zanjas y ríos con fondos rugosos y mucha <u>vegetación</u> .

Existe también otra fórmula ideada por Manning para calcular el coeficiente C de la fórmula de Chezy que es:

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

En donde:

- n = Es el mismo número empleado en la fórmula de Kutter y que ya se dió en la tabla 4.1.
- R = Radio hidráulico (área total de la sección entre perimetro mojado).

Si se sustituye este valor de C dado por Manning en la fórmula de Chezy, se obtendrá:

$$V = C R^{1/2} S^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{1/6} R^{1/2} S^{1/2}$$

Por lo tanto tenemos:

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

Y así obtenemos la fórmula conocida como fórmula de Manning.

La velocidad de las aguas residuales tiene gran importancia en los proyectos de alcantarillas. 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. Las disposiciones de los servicios sanitarios establecen, frecuentemente, las pendientes mínimas admisibles para las alcantarillas de distintos tamaños, con las que se alcanzará una velocidad en los tubos de 0.60 m/seg. cuando van llenos y no vale 0.013. Bajo condiciones especiales, se permiten pendientes ligeramente menores que aquellas que dan una velocidad de 0.6 m/seg., pero en este caso el ingeniero debe demostrar, con sus cálculos, que el espesor de la lámina correspondiente al caudal medio del proyecto, será de por lo menos 0,3 del diámetro.

En las alcantarillas de aguas de lluvia se requerirán mayores velocidades que en las de aguas negras, debido a la presencia de arenas gruesas y cascajo que arrastran las aguas. La mínima velocidad admisible es de 0.75 m/seg., pero conviene llegar a 0.90. Debido al carácter abrasivo de los materiales sólidos, debe evitarse que la velocidad sea excesivamente alta considerándose como valor límite superior la de 2.40 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 el 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, sólo se alcanzará cuando las tuberías estén llenas o medio llenas. Así pues, el caudal real previsto debe considerarse en relación con las pendientes y la velocidad real que se obtendrá. Quizá sea necesario adoptar pendientes que son demasiado bajas para obtener buenas velocidades de arrastre, en cuyo caso hay que tomar las precauciones necesarias para conseguir que el arrastre y su frecuencia, sean los convenientes con el fin de evitar obstrucciones y eliminar las que puedan producirse.

En la mayor parte de las alcantarillas, la sección recta es circular, lo que tiene la ventaja de que proporciona una sección transversal máxima para igual cantidad de material empleado en las paredes, además de facilidad para construir las con tubos de gres y hormigón prefabricado y de dar cualidades hidráulicas excelentes. Es completamente estable una vez colocado, pero la excavación debe amoldarse a la forma del tubo, o sea de emplear algún tipo de asentamiento.

Las alcantarillas de forma oval se utilizaron antes más que ahora, especialmente para las unitarias. Su principal -

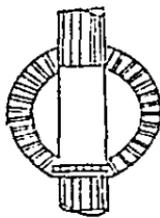
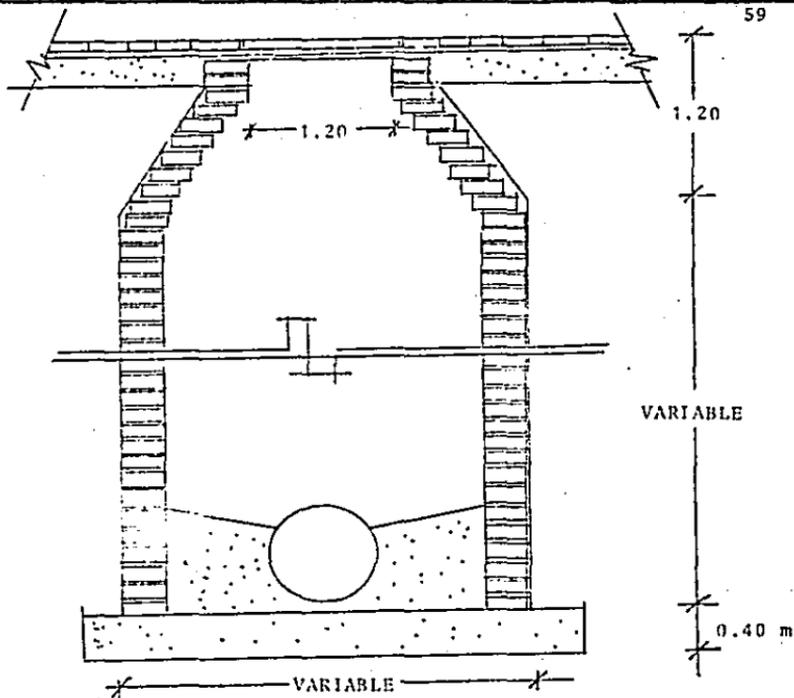
vent. La velocidad de circulación de las aguas con caudales bajos, ligeramente mayor que para los tubos de sección circular de igual capacidad. Como que el extremo más estrecho del óvalo queda en la parte inferior, presentan dificultades de construcción y son algo inestables. Siempre se construyen en sitio, con ladrillo u hormigón. Una de las secciones rectas ovaladas que se utilizan con frecuencia tiene en su parte superior un semicírculo de radio igual a un tercio de la altura o diámetro largo, una solera circular con un radio de un sexto de aquel diámetro y los lados de radio igual a dicho diámetro.

Los pozos de registro se emplean 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. Las grandes alcantarillas de 1,50 metros o más de diámetro, son visitables, por lo que necesitan pocos pozos de registro. La forma constructiva de las cámaras o pozos de registro se ha normalizado considerablemente. 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 200 mm de espesor, y por cada dos metros adicionales de profundidad, debe aumentarse este espesor en 100 mm. A veces se hacen las paredes de hormigón Figura 4.1.

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 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.

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. 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 caída. Si se hace una caída de -



TAPA

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA  
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

POZO DE VISITA

FIGURA 4.1

ROBERTO SANCHEZ MARTINEZ

menos de 60 cms en el pozo de registro, el fondo se dispone de modo que las aguas caigan en un canal inclinado, sin saltar y sin que puedan sedimentar los sólidos arrastrados.

Cuando ha de transportarse gran cantidad de aguas residuales durante un largo trayecto con fuerte pendiente, se construyen alcantarillas especiales. Para contener la fuerza de la caída se disponen planos horizontales escalonados, o bien un pozo o sumidero, en el fondo, que al desbordarse hace que el líquido alcance la alcantarilla de nivel inferior. En las alcantarillas escalonadas, el agua residual circula sobre una escalera con peldaños de hormigón para mitigar los efectos de la caída.

En los pozos de registro más profundos se necesita disponer de peldaños o pates para que los trabajadores puedan bajar, pudiendo emplearse barrotes de acero empotrados en las juntas de los ladrillos, pero duran poco y pueden ser peligrosos. Es preferible construirlos de fundición, disponiéndolos también empotrados en las juntas de los ladrillos. Estos peldaños se pueden adquirir también en las fundiciones.

En cuanto al diámetro mínimo de la tubería se basa en la experiencia de la conservación y operación de los sistemas a través de los años, ha demostrado universalmente que el diámetro mínimo que deben tener las tuberías, atendiendo

a evitar las frecuentes obstrucciones de ellas es de 20 cm.- El diámetro máximo de las tuberías per emplear, está prácticamente regido por los dos aspectos siguientes:

- a) Capacidad necesaria del conducto.
- b) Características topográficas del tramo en que pretenda instalarse la tubería.

El primero determina el diámetro en función del resultado de un estudio comparativo de costos, conjugando los de adquisición e instalación de tubería. El segundo determina el diámetro en función de la capacidad de conducción requerida, tomando en cuenta los desniveles disponibles u obligados y considerando de carácter secundario el costo total del conducto instalado. Es oportuno hacer notar que para tuberías de diámetro de 1.83 m o mayores, es más económico colocarlas en el sitio mismo en que van a quedar instaladas, que el empleo de conductos prefabricados.

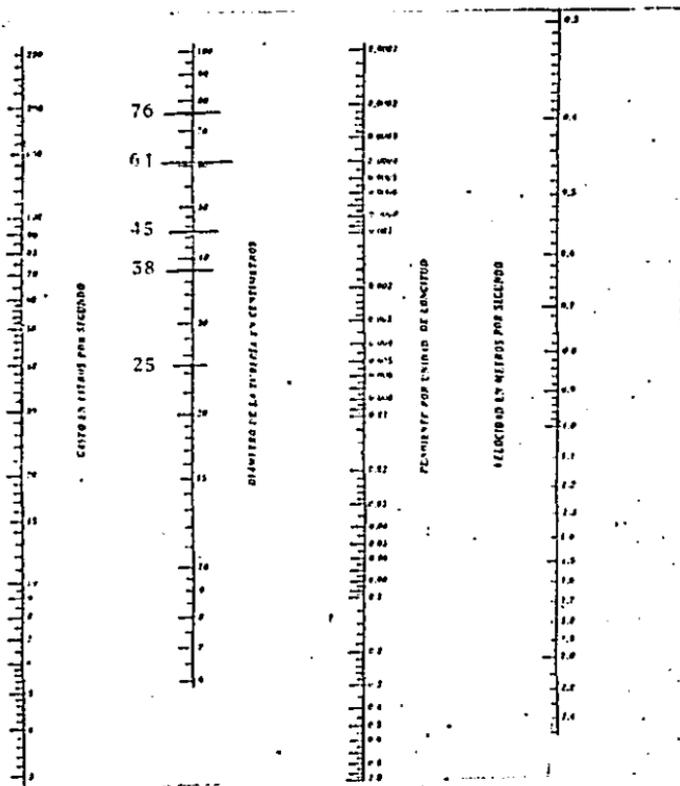
Los tirantes mínimos que se permite tenga el agua en los conductos o tuberías, al transportar los gastos mínimos, tomando en cuenta que deben escurrir con velocidades efectivas mayores o cuando menos iguales a 30 cm/seg. nunca serán menores de los indicados a continuación:

En el caso de pendientes mínimas el tirante mínimo debe

ser siempre mayor o cuando menos igual, a 1.50 centímetros. En el caso de pendientes máximas el tirante mínimo debe ser siempre mayor, o cuando menos igual a 1.00 centímetro.

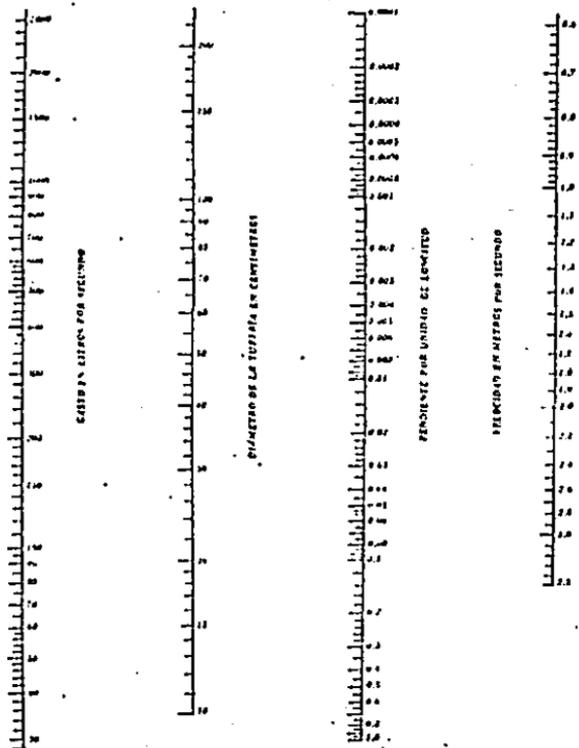
El proyecto de las alcantarillas exige muchas determinaciones de velocidades, por lo que es de interés llegar rápidamente a soluciones convenientes, con cuyo objeto se han diseñado ábacos o nomogramas que simplifican el proceso del proyecto en base a la fórmula de Manning con valor de  $n = 0.013$  en tubos de sección circular. A continuación se incluyen.

## CIRCULACION DE LAS AGUAS RESIDUALES



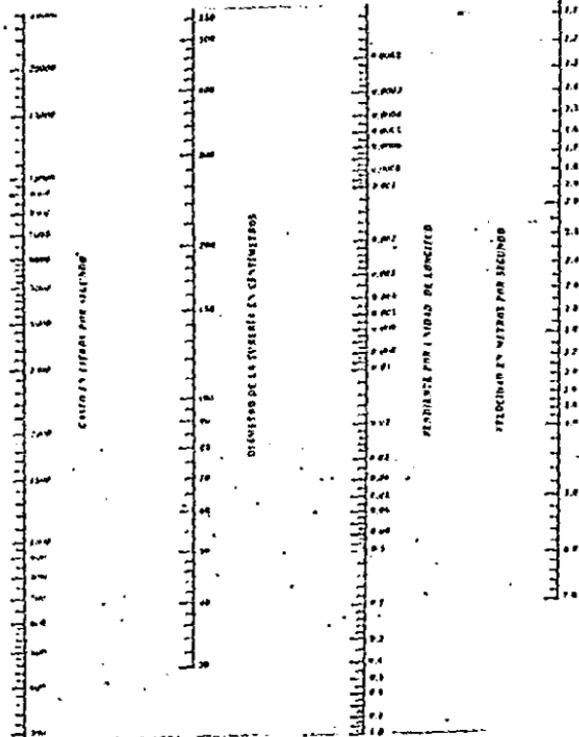
ABACO PARA RESOLUCION DE LA FORMULA DE MANNING, REFEREN  
TE A TUBERIAS DE SECCION CIRCULAR Y LLENAS, CON  $n=0.013$ .

## ABACO PARA EL CALCULO DE TUBERIAS



ABACO PARA RESOLUCION DE LA FORMULA DE MANNING, REFERENTE A TUBERIAS DE SECCION CIRCULAR Y LLENAS, CON  $n = 0,013$ .

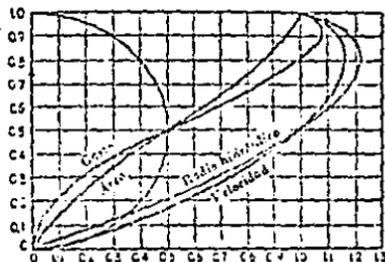
## CIRCULACION DE LAS AGUAS RESIDUALES



ABACO PARA RESOLUCION DE LA FORMULA DE MANNING, REFEREN  
TE A TUBERIAS DE SECCION CIRCULAR Y LLENAS, CON  $n=0,013$ .

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE UNA TUBERIA DE SECCION  
CIRCULAR

RELACION ENTRE LA ALTURA DEL  
NIVEL Y LA TOTAL DE LA SECCION



RELACION ENTRE LOS ELEMENTOS HIDRAULICOS  
DE LA SECCION OCUPADA Y LOS DE LA SECCION  
TOTAL

#### 4.2. CALCULO DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA

A continuación se presenta una enumeración de pasos a seguir para desarrollar el cálculo del diámetro de la tubería utilizando los nomogramas o diagramas de flujo de Manning.

Pasos:

1. Pendiente  $S = \frac{C \text{ terreno }_0 - C \text{ terreno }_1}{\text{longitud}}$
2.  $C \text{ plantilla} = \text{cota de plantilla} - (\text{long} \times \text{pendiente})$   
(aguas abajo) (aguas arriba)  
la pendiente en milésimas.
3. Gasto uniforme máximo =  $\frac{Q \text{ máx total}}{\text{long. total}}$  1/seg/m
4. Gasto uniforme mínimo =  $\frac{Q \text{ mín total}}{\text{long. total}}$  (Q mod) 0.50
5. Gasto máximo parcial = (Q unitario máx.) x Long. del tramo.
6. Gasto máximo parcial acumulado = sumatoria de los parciales.

7. Gasto mínimo parcial = (Q mfn. unitario) x Long.
8. Con el gasto máximo acumulado y la pendiente - del tramo obtenemos el diámetro y la velocidad a tubo lleno ( $V_t LL$ ); mediante los nomogramas.
9. Velocidad a tubo parcialmente lleno = (b) ( $V_t LL$ )
10.  $a = \frac{P \cdot T \cdot P \cdot 11}{Q_T LL}$
11. Q mínimo acumulado =  $\leq$  de los Q mínimos parciales.
12. V mfn. = encontrando en el nomograma con el dato de la pendiente y con Q mínimo acumulado corregido encontramos la velocidad mínima como sigue:

Encontramos el  $Q_p LL$  ajustándolo con diámetro mínimo de 20 cm.

$$a = \frac{Q_T P LL}{Q T LL}$$

$$V \text{ mfn.} = (b) \times (V_T LL)$$

13. Las cotas de terreno y plantilla son los promedios en cada tramo.
14. Profundidad = cota de terreno - cota de plantilla.
15. Tirante a velocidad mínima = lo calculamos con el monograma tal que:

$$C = \frac{\text{tirante real}}{\text{tirante } QLL}$$

TRANS	CALLE	PUNTO	LONGITUD					G. ANG.	G. ANG. DE LINDO	G. ANG. DE VENT.	W. ANG.	TIEMPO		PUNTO					
			TUD	Oriz	Oriz	Oriz	Oriz					Oriz	Oriz	Oriz	Oriz	Oriz	Oriz		
1	INVA.ESPANA	AV.VERACRUZ	78	4.25	4.25	0.0566	0.0566	1.5	12.5	0.34	2	20.0	0.40	0.376	0.354	1.22	1.02	1.41	4.85
2	INVA.ESPANA	AV.VERACRUZ	47	2.56	6.81	0.0393	0.0393	1.5	14.1	0.40	2	20.0	0.399	0.450	0.281	1.10	1.20	1.40	4.7
3	OC.ATLANTICO	AV.VERACRUZ	75	4.09	4.09	0.0563	0.0563	1.5	21.0	0.31	2	20.0	0.425	0.375	0.296	1.11	1.71	1.40	4.8
4	INVA.ESPANA	OC.ATLANTICO	22	1.20	12.10	0.0165	0.1077	1.5	21.0	0.50	6	20.0	0.721	0.753	0.338	2.90	1.50	1.40	5.3
5	INVA.ESPANA	OC.ATLANTICO	74	1.31	11.41	0.0760	0.1147	1.5	21.0	0.64	6	20.0	0.720	0.750	0.339	2.85	1.40	1.40	5.3
6	OC.ATLANTICO	AV.VERACRUZ	67	3.63	3.65	0.0503	0.0503	1.5	14.0	0.26	2	20.0	0.340	0.379	0.291	2.17	1.17	1.40	4.9
7	INVA.ESPANA	OC.ATLANTICO	39	2.73	19.79	0.0176	0.1526	1.5	21.0	0.60	10	20.0	0.706	1.031	0.441	2.53	1.19	1.50	5.0
8	OC.ATLANTICO	AV.VERACRUZ	52	2.01	2.41	0.0341	0.0341	1.5	10.5	0.15	4	20.0	0.320	0.404	0.180	0.39	0.99	1.40	5.2
9	OC.ATLANTICO	AV.VERACRUZ	10	0.55	3.29	0.0075	0.0466	1.5	9.5	0.36	1	20.0	0.315	0.295	0.220	2.20	2.00	1.40	5.6
10	S. PUEBLO	CTA. OCCIDENTAL	65	3.54	26.72	0.0188	0.3320	1.0	32.0	0.84	3	20.0	0.450	0.551	0.201	2.24	2.41	1.40	11.7
11	VERACRUZ	CTA. OCCIDENTAL	65	3.54	3.54	0.0188	0.0188	1.5	14.0	0.25	2	20.0	0.400	0.366	0.279	1.22	1.22	1.40	5
12	CTA. OCC.	AV.VERACRUZ	65	3.51	7.00	0.0188	0.0356	1.5	14.0	0.15	2	20.0	0.420	0.459	0.279	1.59	1.68	1.40	5
13	CTA. OCC.	AL. CENTRO DE LA CALLE	65	4.01	11.17	0.0383	0.1934	1.5	23.5	0.54	5	20.0	0.473	0.637	0.264	2.13	1.41	1.40	5.1
14	CTA. OCC.	SAN PEDRO	85	4.63	15.00	0.0539	0.2170	1.5	21.5	0.73	5	20.0	0.710	0.750	0.369	2.63	1.63	1.40	5.1
15	S. PUEBLO	COSTA CENTRAL	65	3.54	40.66	0.0388	0.6392	1.0	70.0	0.60	2	20.0	0.630	0.653	0.315	2.15	2.03	1.40	5.5
16	VERACRUZ	COSTA CENTRAL	69	3.54	1.94	0.0480	0.0480	1.5	12.0	0.30	2	20.0	0.375	0.330	0.245	1.19	1.60	1.40	5.2
17	MAR DEL SUR	AV.VERACRUZ	65	3.54	7.10	0.0383	0.0698	1.5	14.0	0.51	2	20.0	0.460	0.435	0.299	2.37	1.57	1.40	5.1
18	MAR DEL SUR	AL. CENTRO DE LA CALLE	75	4.09	11.17	0.0563	0.1634	1.5	21.5	0.52	5	20.0	0.700	0.707	0.301	2.70	1.20	1.40	5.1
19	MAR DEL SUR	SAN PEDRO	85	4.63	19.00	0.0539	0.2170	1.5	21.0	0.75	5	20.0	0.680	0.719	0.359	2.30	2.00	1.40	5.2
20	S. PUEBLO	MAR DEL SUR	65	3.54	6.50	0.0388	0.0550	1.5	16.0	0.86	2	20.0	0.663	0.781	0.424	2.04	0.64	1.40	9.12
21	AV. DE LA CRUZ	MAR DEL SUR	65	3.54	3.54	0.0480	0.0480	1.5	12.0	0.29	2	20.0	0.395	0.344	0.268	1.95	1.59	1.40	5.3
22	AV. DE LA CRUZ	PROV. DE LA CALLE	65	3.54	1.52	0.0480	0.0165	1.5	46.0	0.09	24	20.0	1.520	0.790	0.543	3.72	2.32	1.40	5.0
23	DEL CALCAN	AV.VERACRUZ	60	3.27	10.75	0.0451	0.1427	1.5	12.8	0.81	2	20.0	0.610	0.400	0.254	2.88	1.49	1.40	6.3
24	DEL CALCAN	AL. CENTRO DE LA CALLE	89	3.20	14.71	0.0601	0.2028	1.5	19.0	0.75	4	20.0	0.610	0.704	0.309	2.66	1.26	1.40	6.4
25	DEL CALCAN	SAN PEDRO	82	4.47	19.18	0.0536	0.2631	1.5	22.5	0.65	6	20.0	0.765	0.672	0.357	2.73	0.93	1.40	7.0
26	DEL CALCAN	DEL CALCAN	73	3.99	60.56	0.0541	1.2225	1.0	135.0	0.60	2	20.0	1.18	1.234	0.351	1.90	1.40	1.40	11.2
27	FOCALVIAJAD	VERACRUZ	65	3.54	3.54	0.0480	0.0480	1.5	32.0	0.42	11	20.0	0.703	0.757	0.351	1.95	1.25	1.40	5.3
28	FOCALVIAJAD	CUNTO DE LA CALLE	80	4.47	0.01	0.0516	0.1101	1.5	33.0	0.27	11	20.0	0.593	0.822	0.401	3.35	1.95	1.40	4.5
29	FOCALVIAJAD	SAN PEDRO	80	4.36	13.37	0.0501	0.1725	1.5	32.0	0.29	12	20.0	1.08	1.122	0.493	2.35	0.95	1.40	4.0
30	FOCALVIAJAD	SAN PEDRO	60	3.27	104.20	0.0451	1.4436	1.0	135.0	0.77	6	20.0	1.10	1.329	0.502	1.64	2.24	1.40	11.4
31	INVA.ESPANA	ANDRES DE U-AMAZA	65	3.54	3.54	0.0480	0.0480	1.5	12.5	0.20	2	20.0	0.400	0.340	0.208	2.09	0.69	1.40	5.6
32	INVA.ESPANA	EDUARDO DE LA CALLE	10	0.80	4.52	0.0135	0.0623	1.5	14.0	0.37	2	20.0	0.981	0.461	0.428	2.20	0.80	1.40	4.9
33	MAR DEL SUR	AV. VERACRUZ	35	1.93	6.91	0.0263	0.0263	1.5	30.0	0.60	11	20.0	0.981	0.461	0.428	2.20	0.80	1.40	5.1
34	INVA.ESPANA	MAR DEL SUR	25	1.53	7.65	0.0180	0.0180	1.5	32.5	0.64	7	20.0	0.780	0.451	0.351	1.95	1.57	1.40	5.3
35	INVA.ESPANA	SAN JUAN	20	1.09	1.05	0.0150	0.0150	1.5	9.50	0.95	1	20.0	0.310	0.135	0.220	1.94	0.64	1.40	7.2
36	MAR DEL SUR	INVA.ESPANA	45	2.45	2.45	0.0338	0.0338	1.5	26.5	0.09	8	20.0	0.679	0.183	0.425	2.11	0.71	1.40	5.0
37	INVA.ESPANA	S. LUCAS	35	1.91	13.41	0.0263	0.1017	1.5	11.0	0.96	2	20.0	0.650	0.545	0.239	1.63	0.49	1.40	6.0
38	INVA.ESPANA	S. PUEBLO	47	2.56	2.56	0.0355	0.0355	1.5	30.0	0.09	12	20.0	0.962	0.540	0.468	2.27	0.87	1.40	5.0
39	MAR DEL SUR	INVA.ESPANA	55	3.69	3.69	0.0413	0.0413	1.5	27.0	0.14	5	20.0	0.720	0.504	0.333	2.15	0.75	1.40	5.1
40	INVA.ESPANA	MAR DEL SUR	10	0.55	6.11	0.0075	0.0341	1.5	25.0	0.17	15	20.0	1.220	0.664	0.525	1.93	0.53	1.40	6.1
41	SAN LUCAS	INVA.ESPANA	65	3.54	23.06	0.0480	0.3176	1.0	36.0	0.64	2	20.0	0.511	0.542	0.233	1.60	0.40	1.40	6.1
42	CTA. OCCID.	SAN PEDRO	60	3.27	3.27	0.0451	0.0451	1.5	26.0	0.13	3	20.0	0.850	0.595	0.303	1.97	0.57	1.40	5.2

TRAMO	CALLE	ENTRADA	LONGITUD m	CALLE				P. INICIAL	P. FINAL	P. MEDIO	A. REAL (MILMETROS)	D	V	P. INICIAL (MILMETROS)	P. FINAL (MILMETROS)	P. MEDIO (MILMETROS)	CANTIDAD (MILMETROS)	CANTIDAD (MILMETROS)	CANTIDAD (MILMETROS)	CANTIDAD (MILMETROS)
				ANCHO	ANCHO	ANCHO	ANCHO													
41	S. JUANES	CIA. OCC.-PARR DEL SUR	65	3.54	2.97	0.678	0.415	1.0	35.0	0.65	2	10.0	0.350	0.565	0.350	1.70	0.30	1.40	10.3	
41	PARR DEL SUR	S. JUANES-S. LUCAS	60	3.27	3.27	0.654	0.654	1.5	29.0	0.11	8	23.0	0.780	0.631	0.91	1.07	0.47	1.40	5.0	
45	S. LUCAS	PARR DEL SUR-S. JUANES	65	3.51	3.27	0.678	0.654	1.5	30.0	0.52	2	35.0	0.611	0.636	0.39	0.67	0.20	1.40	9.1	
36	PARR DEL SUR	S. JUANES-S. LUCAS	65	3.27	3.27	0.654	0.654	1.5	29.0	0.11	7	20.0	0.670	0.674	0.37	1.76	0.26	1.40	5.0	
47	S. JUANES	PARR DEL SUR-S. LUCAS	75	4.09	4.09	0.654	0.654	1.0	43.0	0.77	1	11.0	0.654	0.551	0.23	1.51	0.11	1.40	11.9	
41	S. LUCAS	PARR DEL SUR-S. JUANES	70	3.80	3.27	0.526	0.415	4.5	230.0	0.66	6	43.0	1.470	1.513	0.565	1.13	0.23	1.50	12.3	
44	INVALESIADA	LIMITA AL NORTE DEL P.	80	4.36	4.36	0.691	0.691	1.5	25.0	0.17	8	20.0	0.950	0.612	0.103	2.63	1.23	1.40	5.1	
50	INVALESIADA	LIMITA AL NORTE DE V.	110	6.69	10.30	0.626	0.427	1.5	12.0	0.06	2	20.0	0.315	0.311	0.227	2.24	0.04	1.40	6.9	
51	ANDES DE V.	LIMITA INVALESIADA	70	3.02	3.34	0.655	0.193	1.5	22.0	0.11	1	25.0	0.430	0.290	0.204	2.00	0.70	1.40	6.7	
52	ANDES DE V.	LIMITA PAR DEL SUR	60	3.07	3.34	0.654	0.279	1.5	24.0	0.17	2	25.0	0.350	0.529	0.224	1.99	0.59	1.40	6.0	
53	PARR DEL SUR	LIMITA ANDES DE V.	75	4.63	4.63	0.679	0.679	1.5	27.0	0.11	1	20.0	0.620	0.624	0.415	2.78	0.04	1.40	5.6	
54	PARR DEL SUR	PAR DEL SUR-ALMIRANTE	67	3.65	29.73	0.653	0.356	1.5	43.0	0.60	6	25.0	0.980	0.954	0.358	1.73	0.13	1.40	5.9	
55	PAR DEL SUR	ANDES-ANDES DE V.	65	3.51	3.54	0.648	0.030	1.5	10.0	0.35	1	20.0	0.370	0.304	0.231	1.56	0.16	1.40	5.2	
56	ANDES DE V.	DEL GALLON-FRAGATA	75	4.09	31.35	0.654	0.459	1.0	56.0	0.60	1	38.0	0.495	0.515	0.273	2.96	1.56	1.40	9.3	
57	FRAGATA	AL NOROCCIO DEL PARR.	60	3.26	3.27	0.654	0.454	1.5	25.0	0.13	7	20.0	0.620	0.582	0.402	2.41	0.01	1.40	5.1	
58	FRAGATA	AL CENTRO DE LA CALLE	60	4.70	7.04	0.651	0.402	1.5	18.1	0.42	4	20.0	0.530	0.561	0.265	2.65	0.65	1.40	5.6	
59	FRAGATA	ANDES DE V.	55	3.09	10.93	0.643	0.125	1.5	27.0	0.39	8	20.0	0.750	0.497	0.131	1.67	0.27	1.40	5.5	
60	FRAGATA	PARR DEL SUR	108	5.67	6.60	0.651	0.423	1.0	57.0	0.63	1	38.0	1.401	1.511	0.273	3.00	0.02	1.40	11.1	
61	ALMIRANTE	AL NOROCCIO DEL PARR.	61	3.11	3.11	0.652	0.652	1.5	16.0	0.19	2	20.0	0.430	0.407	0.265	2.45	1.05	1.40	5.2	
62	ALMIRANTE	AL NOROCCIO DEL PARR.	100	5.45	8.56	0.651	0.117	1.5	16.5	0.52	3	20.0	0.510	0.562	0.297	2.32	0.92	1.40	5.4	
63	ALMIRANTE	AL NOROCCIO DEL PARR.	65	3.54	12.10	0.648	0.167	1.5	15.0	0.20	2	20.0	0.410	0.459	0.254	1.79	0.79	1.40	5.9	
64	ANDES DE V.	AL NOROCCIO DEL PARR.	70	3.82	3.82	0.652	0.052	1.5	11.0	13.35	1	20.0	0.310	0.311	0.210	2.35	0.95	1.40	5.2	
65	ANDES DE V.	AL NOROCCIO DEL PARR.	62	3.18	7.79	0.665	0.092	1.5	12.0	0.10	2	20.0	0.395	0.494	0.227	2.25	0.85	1.40	5.7	
66	ANDES DE V.	AL NOROCCIO DEL PARR.	45	2.45	9.65	0.633	0.130	1.5	12.0	0.00	3	20.0	0.315	0.313	0.227	2.10	0.56	1.40	5.0	
67	ANDES DE V.	AL NOROCCIO DEL PARR.	60	4.15	26.11	0.661	0.158	1.0	29.0	0.73	1	35.0	0.410	0.571	0.301	1.50	0.69	1.40	10.9	
68	ANDES DE V.	AL NOROCCIO DEL PARR.	75	4.09	20.70	0.652	0.416	1.0	31.5	0.96	1	30.0	0.460	0.529	0.293	2.00	0.60	1.40	11.1	
69	ALMIRANTE	AL NOROCCIO DEL PARR.	65	3.51	3.51	0.648	0.018	1.5	26.0	0.14	2	20.0	0.630	0.612	0.423	2.23	0.03	1.40	5.1	
70	ANDES DE V.	VILERO	122	6.65	40.59	0.616	0.565	1.0	40.0	0.50	2	38.0	0.700	0.700	0.330	1.83	0.42	1.40	9.8	
71	ANDES DE V.	PARR DEL SUR	115	6.27	46.56	0.664	0.612	1.0	53.0	0.00	3	30.0	0.759	0.665	0.403	1.51	0.11	1.40	11.3	
72	PARR DEL SUR	ANDES DE V.-ARRIADA	65	3.54	16.38	0.658	1.372	7.5	210.0	0.44	1	61.0	0.771	0.740	0.366	1.28	0.32	1.40	13.6	
73	ARRIADA	NVA. ESPAÑA	60	3.71	3.71	0.651	0.651	1.5	16.0	0.23	3	20.0	0.519	0.431	0.301	1.94	0.54	1.40	5.2	
74	ARRIADA	ALMIRANTE	130	7.09	10.80	0.677	0.188	1.5	13.0	0.83	2	20.0	0.420	0.475	0.265	1.72	0.56	1.40	6.0	
75	ARRIADA	ALMIRANTE	65	4.43	13.27	0.616	0.158	1.5	27.0	0.13	1	25.0	0.570	0.571	0.301	1.50	0.10	1.40	6.6	
76	ARRIADA	PARR DEL SUR	100	5.45	20.72	0.651	0.205	1.5	22.0	0.01	2	25.0	0.459	0.528	0.227	1.12	0.64	1.40	9.3	
77	PARR DEL SUR	ARRIADA	32	1.74	122.35	0.620	1.665	7.5	270.0	0.45	2	61.0	0.920	0.863	0.440	0.21	0.38	1.40	14.1	
78	ARRIADA	CANAL ENCARCADERO	100	5.45	5.45	0.651	0.075	1.5	11.0	0.50	1	20.0	0.355	0.355	0.238	1.67	0.27	1.40	5.0	
79	ARRIADA	CANAL ENCARCADERO	97	5.29	13.71	0.629	0.140	1.5	13.5	0.62	2	20.0	0.410	0.493	0.259	1.50	0.10	1.40	5.1	
80	ARRIADA	PARR DEL SUR-ENCARCADERO	100	5.45	16.19	0.651	0.223	1.5	27.0	0.60	3	25.0	0.522	0.513	0.250	1.29	0.10	1.40	5.2	
81	PARR DEL SUR	ARRIADA-S. JUAN	22	1.20	137.91	0.615	1.928	4.5	160.0	0.27	2	45.0	1.000	1.130	0.461	1.35	0.34	1.50	15.1	
82	S. JUAN	NVA. ESPAÑA	70	3.62	3.62	0.652	0.052	1.5	17.0	0.22	3	20.0	0.522	0.418	0.293	1.03	0.45	1.40	5.0	
83	S. JUAN	PARR DEL SUR	65	3.64	7.36	0.658	0.104	1.5	17.0	0.43	3	20.0	0.530	0.504	0.328	1.65	0.25	1.40	5.4	
84	PARR DEL SUR	S. LUCAS-S. JUAN	55	3.00	3.00	0.643	0.043	1.5	12.5	0.24	2	20.0	0.419	0.343	0.254	1.60	0.20	1.40	5.0	

TRAMO	CALLE	LITROS	LITROS TUBO	COSTO				COSTO REAL CALLE	S	D	V	TOTAL			TOTAL COSTO			
				m	Cent	Cent	Cent					Cent	Cent	Cent		Cent	Cent	
85	S. JUAN	DEL CALIFORNIA SUR	45	3.54	13.90	0.0948	0.1915	1.5	21.0	0.66	2	20.0	6.460	0.341	0.279	1.50	1.43	6.1
86	DEL CALIFORNIA	S. LINDAS-S. JUAN	55	3.00	3.60	0.0413	0.0413	1.5	12.6	0.23	2	20.0	0.419	0.311	0.284	1.50	1.49	5.0
87	DEL CALIFORNIA	S. JUAN - AVDA	55	3.00	3.60	0.0413	0.0413	1.5	12.6	0.23	2	20.0	0.560	0.375	0.270	1.52	1.49	5.0
88	S. JUAN	DEL CALIFORNIA-PTO. NAV.	75	4.00	23.99	0.0561	0.3334	3.0	32.0	0.75	1	30.0	0.269	0.261	0.271	1.40	1.43	7.7
89	PROVIDENCIA	S. LINDAS-S. JUAN	55	3.00	3.60	0.0413	0.0413	1.5	12.6	0.23	2	20.0	0.460	0.320	0.279	1.43	1.43	5.0
90	S. JUAN	PTO. CALIFORNIA-PTO. NAV.	100	5.49	32.08	0.0811	0.4520	3.0	42.0	0.74	2	30.0	0.676	0.672	0.311	1.53	1.49	6.7
91	PTO. CEBU	S. LINDAS-S. JUAN	57	3.11	17.93	0.0448	0.2437	7.5	36.0	0.44	3	40.0	1.271	1.234	0.521	1.60	1.57	11.1
92	ARTILLERO	CANAL DE ENDAQUON	132	6.11	6.11	0.0841	0.0841	1.5	9.5	0.64	1	20.0	0.310	0.329	0.223	1.24	1.15	5.3
93	ARTILLERO	CANAL DE ENDAQUON	40	2.18	0.29	0.0731	0.1142	1.5	9.5	0.87	1	20.0	0.300	0.339	0.220	1.36	1.24	4.0
94	ARTILLERO	CANAL DE ENDAQUON	80	4.36	3.26	0.0661	0.1243	1.5	16.0	0.70	1	20.0	0.305	0.334	0.223	1.30	1.24	7.1
95	ARTILLERO	S. JUAN	65	3.54	3.54	0.0468	0.0468	1.5	14.0	0.25	2	20.0	0.310	0.369	0.279	1.32	1.24	5.0
96	ARTILLERO	PTO. CEBU	110	6.00	22.19	0.0466	0.3057	3.0	23.0	0.77	1	30.0	0.415	0.361	0.266	1.09	1.24	5.1
97	PTO. CEBU	ARTILLERO-S. LINDAS	10	0.55	0.66	0.0075	0.0075	7.5	3.0	0.64	2	40.0	0.262	1.077	0.462	0.93	0.67	1.3
98	PTO. CEBU	S. LINDAS - S. JUAN	58	3.10	32.83	0.0413	0.2065	12.0	43.0	0.86	1	30.0	0.319	0.311	0.183	0.91	0.91	22.0
99	VERACRUZ	PROVIDENCIA-PTO. CEBU	60	3.71	3.71	0.0411	0.0511	1.5	13.5	0.27	2	20.0	0.445	0.370	0.279	1.53	1.13	5.0
100	VERACRUZ	21 DE NOV.-PTO. CEBU	50	2.73	2.73	0.0376	0.0376	1.5	12.0	0.23	2	20.0	0.393	0.332	0.277	1.49	1.09	5.0
101	PTO. CEBU	VERACRUZ	75	4.09	10.53	0.0563	0.1850	1.5	17.0	0.62	3	20.0	0.543	0.500	0.296	1.32	2.93	3.0
102	PTO. CEBU	AL CENTRO DE LA CALLE	80	4.16	14.81	0.0631	0.2081	1.5	27.0	0.42	15	20.0	1.160	1.144	0.552	1.60	2.20	5.0
103	PTO. CEBU	S. JUAN	10	4.00	19.50	0.0666	0.2097	1.5	47.0	0.31	25	20.0	1.950	1.457	0.513	1.66	2.46	5.0
104	S. JUAN	21 DE NOV.-PTO. CEBU	65	3.54	37.51	0.0398	0.1930	12.0	41.0	0.60	1	20.0	0.310	0.350	0.322	1.65	1.15	1.3
105	21 DE NOV.	S. JUAN-TAMAYO	28	3.74	3.74	0.0466	0.0466	1.5	12.0	0.24	2	20.0	0.388	0.431	0.460	1.67	1.62	2.0
106	VERACRUZ	LAS FILIPINAS	40	2.10	2.10	0.0311	0.0311	1.5	12.0	0.17	2	20.0	0.310	0.295	0.254	1.41	1.01	5.1
107	VERACRUZ	21 DE NOVIEMBRE	35	1.91	4.03	0.0263	0.0561	1.5	9.30	0.44	1	20.0	0.316	0.301	0.221	1.25	2.95	1.40
108	21 DE NOV.	VERACRUZ	65	3.54	7.63	0.0488	0.1652	1.5	16.0	0.22	16	20.0	1.130	0.968	0.460	1.32	2.42	1.40
109	21 DE NOV.	AL CENTRO DE LA CALLE	75	4.03	11.72	0.0563	0.1615	1.5	27.0	0.39	11	20.0	0.928	0.920	0.395	2.00	1.50	3.0
110	21 DE NOV.	TAMAYO	70	3.02	15.54	0.0526	0.2141	1.5	46.0	0.34	25	20.0	1.530	1.358	0.532	1.63	2.23	1.40
111	TAMAYO	21 DE NOV.-FILIPINAS	75	4.09	3.06	0.0463	0.1452	16.0	63.0	0.63	1	91.0	0.950	1.027	0.450	3.71	1.34	2.0
112	LAS FILIPINAS	VERACRUZ-TAMAYO	65	3.54	3.54	0.0466	0.0466	1.5	12.0	0.11	11	20.0	1.050	0.630	0.455	4.00	2.60	1.40
113	LAS FILIPINAS	VERACRUZ-MANAYILLO	75	4.09	7.63	0.0563	0.1351	1.5	44.0	0.17	23	20.0	1.460	1.629	0.526	2.60	1.40	5.0
114	LAS FILIPINAS	MANAYILLO-TAMAYO	70	3.82	11.55	0.0525	0.1577	1.5	41.0	0.27	20	20.0	1.370	1.123	0.531	1.36	3.63	1.40
115	TAMAYO	LAS FILIPINAS	10	0.55	41.00	0.0375	0.6524	18.0	65.0	0.63	1	91.0	0.940	1.000	0.431	6.67	1.32	2.0
116	TAMAYO	LAS FILIPINAS-MICH.	75	4.09	41.00	0.0563	0.7037	18.0	69.0	0.66	1	91.0	0.950	1.007	0.434	6.63	2.09	2.2
117	MANAYILLO	LAS FILIPINAS-MICH.	75	4.09	4.09	0.0563	0.0563	1.5	13.5	0.30	2	20.0	0.430	0.381	0.255	1.97	0.57	1.40
118	HICKMAN	MANAYILLO-TAMAYO	65	3.54	6.63	0.0466	0.1051	1.5	42.0	0.18	18	20.0	1.160	1.022	0.560	1.21	1.15	1.40
119	HICKMAN	MANAYILLO-TAMAYO	123	6.74	42.00	0.0466	0.9130	18.0	63.0	0.60	1	91.0	0.950	0.950	0.451	4.52	1.48	2.0
120	MANAYILLO	LAS FILIPINAS-MICH.	80	4.36	4.36	0.0601	0.0601	1.5	25.0	0.15	9	20.0	0.910	0.676	0.427	3.36	1.96	1.40
121	HICKMAN	MANAYILLO-MANAYILLO	76	4.14	6.50	0.0571	0.1172	1.5	31.0	0.24	15	20.0	1.100	0.979	0.456	2.015	1.05	1.40
122	MANAYILLO	HICKMAN-CEN.	122	6.65	15.15	0.0917	0.2089	1.5	21.0	0.62	5	20.0	0.678	0.739	0.349	1.060	2.20	1.45
123	GUANAJUATO	MANAYILLO-TAMAYO	88	2.60	17.77	0.0711	0.2350	1.5	32.0	0.56	18	20.0	1.112	1.145	0.560	0.687	0.52	1.40
124	TAMAYO	SINAGUA-GUANAJUATO	99	5.40	45.11	0.0600	0.2266	18.0	65.0	0.69	1	91.0	0.940	1.005	0.426	4.40	1.60	2.0
125	VERACRUZ	PTO. CALIFORNIA-21 DE NOV.	125	6.82	6.82	0.0939	0.0939	1.5	12.0	0.57	2	20.0	0.385	0.393	0.250	4.30	1.70	1.40
126	21 DE NOV.	AVDA DE LEGASPI-VER.	75	4.09	4.09	0.0563	0.0563	1.5	25.0	0.16	7	20.0	0.820	0.599	0.413	4.09	3.27	1.45
127	VERACRUZ	21 DE NOV.-FILIPINAS	85	4.63	15.54	0.0639	0.2141	1.5	24.0	0.65	2	25.0	0.500	0.530	0.252	4.32	2.92	1.40

TRAMO	CALLE	LINDEROS	LINDEROS TPO	LINDEROS										AREA TOTAL		AREA CONSTRUIDA		VALOR		VALOR UNITARIO		Metros cuadrados	Metros cuadrados	Metros cuadrados	Metros cuadrados
				Calle		Calle		Calle		Calle		Calle		Calle		Calle		Calle		Calle					
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18				
124	MARQUEZ	LAS FILIPINAS-HIGH	81	4.53	20.67	0.0001	0.2765	1.5	30.0	0.67	3	25.0	0.429	0.657	0.302	4.12	2.72	1.40	6.1						
129	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MANTLAN	79	4.31	21.30	0.0003	0.1358	1.5	31.0	0.74	13	23.0	1.09	1.399	0.506	1.50	2.10	1.10	5.7						
130	MEXICALCAN	MEXICALCAN-GO.	122	6.65	31.03	0.0017	0.4295	1.5	35.0	0.89	4	27.0	0.725	0.627	0.331	2.75	1.35	1.40	7.0						
131	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MEXICALCAN	72	3.23	15.36	0.0511	0.1416	1.5	30.0	0.50	17	25.0	1.44	1.160	0.511	1.53	0.50	1.40	5.6						
132	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MEXICALCAN	95	5.10	20.14	0.0711	0.3330	1.0	22.5	0.55	7	30.0	0.624	0.113	0.171	0.22	0.17	1.40	9.4						
133	MEXICALCAN	MEXICALCAN-TAMPICO	35	1.91	42.05	0.0061	0.5793	1.5	60.0	0.53	23	30.0	1.269	1.733	0.548	1.55	0.65	1.40	5.0						
134	MEXICALCAN	JALISCO-SINALOA	30	1.64	475.29	0.0025	0.0281	12.0	265.0	0.65	7	91.0	1.190	1.135	0.391	0.21	1.75	2.00	2.41						
135	MEXICALCAN	21 DE NOV.	94	5.13	5.11	0.0760	0.0734	1.5	9.50	0.54	1	20.0	0.195	0.111	0.217	4.93	5.00	1.40	5.2						
136	MEXICALCAN	HICHOAPAN	57	3.11	8.21	0.0010	0.1331	1.5	21.0	0.36	6	25.0	0.723	0.733	0.762	4.67	3.27	1.40	5.1						
137	MEXICALCAN	BOULEVARD DE L. VIGNACQUE	67	3.65	11.69	0.0031	0.1617	1.5	26.0	0.46	8	21.0	0.693	0.656	0.731	4.25	4.65	1.40	5.1						
138	MEXICALCAN	ITZAPALAPA	121	6.00	30.19	0.0099	0.2540	1.5	27.0	0.60	8	20.0	0.195	0.958	0.265	3.50	2.10	1.40	5.3						
139	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MEXICALCAN	76	4.18	27.61	0.0071	0.3417	1.5	21.0	0.74	7	20.0	0.291	0.909	0.368	2.75	1.35	1.40	6.5						
140	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MEXICALCAN	92	5.02	27.65	0.0091	0.1380	1.5	40.0	0.69	5	25.0	0.639	0.639	0.336	2.25	0.65	1.40	6.3						
141	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MEXICALCAN	60	3.27	30.92	0.0051	0.4259	1.5	35.0	0.54	14	29.0	1.103	1.322	0.761	1.57	0.17	1.40	0.3						
142	MEXICALCAN	JALISCO-SINALOA	45	2.45	33.47	0.0038	0.4597	1.5	40.0	0.81	19	20.0	1.12	1.404	0.456	0.66	0.71	1.40	6.1						
143	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MEXICALCAN	132	7.23	2.28	0.0042	0.1392	1.5	26.0	0.21	7	20.0	0.641	0.732	0.403	1.80	2.60	1.40	5.0						
144	MEXICALCAN	BOULEVARD DE L. VIGNACQUE	45	2.45	9.45	0.0030	0.1335	1.5	30.0	0.32	11	20.0	0.925	0.875	0.412	3.26	1.60	1.40	5.1						
145	MEXICALCAN	GUANAJUATO-SINALOA	110	6.43	16.09	0.0036	0.2216	1.5	19.0	0.85	4	20.0	0.667	0.701	0.310	2.76	1.34	1.40	6.3						
146	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MANTLAN	44	4.00	20.04	0.0041	0.3677	1.5	22.0	0.95	6	20.0	0.715	0.822	0.360	2.25	0.65	1.40	6.4						
147	MEXICALCAN	JALISCO-SINALOA	72	3.93	24.01	0.0041	0.3418	1.5	45.0	0.55	7	25.0	0.560	0.979	0.394	1.75	0.35	1.40	6.0						
148	MEXICALCAN	GUANAJUATO-ITALIA	130	7.69	7.09	0.0011	0.0377	1.5	16.50	0.39	4	20.0	0.100	0.909	0.321	3.15	0.55	1.40	5.2						
149	MEXICALCAN	BOULEVARD DE L. VIGNACQUE	43	2.11	3.61	0.0021	0.1100	1.5	34.0	0.31	12	20.0	0.990	0.961	0.411	2.75	1.35	1.40	5.1						
150	MEXICALCAN	JALISCO-SINALOA	60	3.27	12.70	0.0051	0.1751	1.5	27.0	0.47	6	20.0	0.909	0.964	0.432	2.25	0.85	1.40	5.3						
151	MEXICALCAN	JALISCO-SINALOA	82	4.47	4.17	0.0016	0.0616	1.5	23.0	0.19	8	20.0	0.765	0.574	0.362	2.75	1.15	1.40	5.0						
152	MEXICALCAN	SAN RAFAEL-JALISCO	33	1.60	1.10	0.0040	0.0240	1.5	63.0	0.03	45	20.0	2.09	0.732	0.500	3.25	1.85	1.40	4.6						
153	MEXICALCAN	BOULEVARD DE L. VIGNACQUE	57	3.11	9.10	0.0028	0.1212	1.5	26.0	0.36	9	20.0	0.925	0.851	0.432	2.25	0.85	1.40	5.0						
154	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MANTLAN	91	5.13	3.45	0.0736	0.3379	1.5	39.0	0.70	5	25.0	0.620	0.635	0.363	1.75	0.35	1.40	6.4						
155	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MEXICALCAN	50	2.32	3.65	0.0091	0.7316	1.5	85.0	0.65	25	25.0	1.10	1.127	0.403	1.80	0.55	1.40	5.2						
156	MEXICALCAN	BOULEVARD DE L. VIGNACQUE	100	5.45	5.45	0.0751	0.0751	1.5	9.50	0.57	1	20.0	0.320	0.329	0.263	3.55	1.25	1.40	5.7						
157	MEXICALCAN	YUCATAN	110	6.00	11.45	0.0026	0.1577	1.5	13.50	0.85	3	20.0	0.440	0.497	0.291	3.55	1.95	1.40	5.6						
158	MEXICALCAN	SONORA-YUCATAN	62	3.18	3.11	0.0160	0.0160	1.5	31.0	0.10	13	20.0	1.037	0.890	0.482	3.60	2.29	1.40	4.0						
159	MEXICALCAN	BOULEVARD DE L. VIGNACQUE	45	2.45	17.26	0.0038	0.2381	1.5	75.0	0.21	61	20.0	2.460	1.972	0.576	1.02	4.42	1.40	5.0						
160	MEXICALCAN	BOULEVARD DE L. VIGNACQUE	35	1.54	3.51	0.0100	0.0100	1.5	16.5	0.21	4	20.0	0.825	0.401	0.322	6.01	0.75	1.40	5.0						
161	MEXICALCAN	YUCATAN	60	3.27	6.01	0.0051	0.0095	1.5	11.0	0.62	1	20.0	0.350	0.371	0.210	0.40	0.92	1.40	5.4						
162	MEXICALCAN	YUCATAN-SONORA	65	3.54	27.63	0.0080	0.3530	1.0	30.0	0.62	1	30.0	0.420	0.579	0.275	0.40	0.99	1.40	9.3						
163	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MEXICALCAN	64	3.49	3.63	0.0091	0.0181	1.5	70.0	0.05	57	20.0	1.10	1.127	0.503	2.18	0.74	1.40	4.9						
164	MEXICALCAN	SONORA	102	1.65	31.77	0.0093	0.4370	1.0	38.0	0.48	7	30.0	0.920	0.563	0.324	3.36	1.04	1.40	9.2						
165	MEXICALCAN	SONORA-JALISCO	62	3.38	3.39	0.0466	0.0466	1.5	44.0	0.09	27	20.0	1.350	0.729	0.572	1.17	0.22	1.40	4.8						
166	MEXICALCAN	MEXICALCAN	97	5.29	40.44	0.0729	0.5574	1.0	56.0	0.72	1	38.0	0.490	0.531	0.278	0.30	1.10	1.40	11.4						
167	MEXICALCAN	JALISCO	55	3.00	43.44	0.0513	0.5987	1.0	57.0	0.76	1	38.0	0.500	0.555	0.283	0.22	1.18	1.40	12.1						
168	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MEXICALCAN	20	1.09	97.69	0.0150	1.4370	1.5	220.0	0.45	1	61.0	0.707	0.679	0.397	0.18	1.42	1.40	13.9						
169	MEXICALCAN	MEXICALCAN-MEXICALCAN	20	1.09	131.95	0.0150	1.4932	1.5	220.0	0.50	2	61.0	0.660	0.630	0.402	0.15	1.44	1.40	14.8						
170	MEXICALCAN	JALISCO	12	0.65	629.90	0.0090	6.68	12.0	720.0	0.07	3	91.0	1.520	1.713	0.509	0.12	1.60	2.60	25.2						

#### 4.3. REGLAMENTO Y ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS

En los contratos, las excavaciones se dividen frecuentemente en tres clases, A, B y C. La clase A corresponde a roca sólida en su lecho original o en capas bien definidas, que únicamente pueden trabajarse mediante barrenos y todos los bloques de piedra de más de 0.25 metros cúbicos de volumen. Puede también definirse la roca como un material de formación geológica, cementado en una masa por causas naturales y cuya dureza, recién puesta al descubierto, es de tres o más de la escala mineral de dureza. La excavación de la clase B comprende piedra caliza desintegrada, pizarra, esteatita, esquisto, conglomerado, duro, arcilla refractaria, grava cementada; pavimento de macadam y bloques menores de 0.25 y mayores de 0.03 metros cúbicos. Este material puede excavarse manual o mecánicamente con poca dificultad. La clase C comprende los restantes terrenos. Cuando se sabe que a de presentarse arena movediza, debe también incluirse en el contrato como una clase definida de excavación.

##### 4.3.1. EXCAVACION A MANO

La excavación a mano se restringe al mínimo en la construcción de las alcantarillas. Estas deben de trazarse de forma que permitan la utilización máxima de los equipos mecánicos limitándose la excavación manual a los cruces con es-

estructuras existentes y pequeñas excavaciones en las uniones entre las tuberías.

Cuando las zanjas excavadas a mano exceden de 1.5 m de profundidad, es necesario volver a manejar el material extraído del fondo para quitarlo del borde de la zanja. La separación mínima deberá ser superior a 50 cm.

#### 4.3.2. EXCAVACION A MAQUINA

La excavación a máquina es mucho más barata que a mano y debe emplearse siempre que sea posible. Se puede excavar la zanja, colocar las tuberías, efectuar el relleno, en menos tiempo del que se necesitaría para hacer solamente la excavación por medios manuales. Cuando se encuentren conducciones de agua, gas, eléctricas, puede ser necesario realizar excavación manual en una cierta longitud.

Las zanjas se excavan utilizando equipos especiales o maquinaria normal como retroexcavadoras, bivalvas o dragallinas. Entre los equipos especiales que pueden emplearse están las excavadoras de cangilones sobre cadenas, de manera que aquellos descargan el material extraído sobre una cinta transportadora que lo deposita a un lado de la zanja. Cuando los cangilones se dotan de bordes laterales cortantes, se pueden excavar zanjas de anchura hasta de 1.3 m y profundi-

de de 9 a 10 m. La zanjadora se monta sobre un tractor y es capaz de excavar zanjas poco profundas con rendimiento de hasta 10 m/min en condiciones muy favorables.

La excavación del fondo de la zanja debe hacerse hasta una cota inferior a la de la colocación de la tubería, de manera que puede colocarse el relleno granular necesario para conseguir un buen asiento de la tubería. Cuando la unión entre conductos es de enchufe y cordón, es preciso hacer una pequeña excavación en la zona del enchufe después de colocar el lecho de asiento. Para profundidades hasta de 5 m, la sobreexcavación será, como mínimo, de 20 cm y deberá incrementarse a razón de 4 cm por cada metro de profundidad adicional.

#### 4.5.3. EXCAVACION EN ROCA

La excavación y las zanjas abiertas en roca deben realizarse hasta una profundidad de un cuarto del diámetro de la tubería por debajo del fondo de la misma y en ningún caso menos de 10 cm. Este espacio entre el fondo de la zanja y el tubo debe rellenarse con material granular. Cuando se encuentran pequeñas cantidades de roca, frecuentemente pueden romperse por medio de picos, barras o cuñas, punteros y machos. Estos métodos son aplicables a rocas blandas y estratificadas. La roca más dura puede romperse perforando

una serie de agujeros y haciendo saltar trozos de la misma introduciendo tacos y cuñas. Este es esencialmente un procedimiento de cantería, pero puede emplearse en los casos en que la reducida cantidad de roca no justifica el empleo de explosivos.

Los explosivos deben emplearse con cuidado en las zanjas de alcantarillado para evitar los daños que puedan producir en los edificios cercanos. Su empleo exige perforar agujeros de profundidad y separación apropiadas, cargarlos con el explosivo y detonar las cargas. Los explosivos comúnmente empleados en la construcción de zanjas son la pólvora y la dinamita. La primera debe retacarse en un orificio perforado, produciéndose después una explosión mediante una llama, el calentamiento de un fusible, o la explosión de un coho. La dinamita se vende en cartuchos cilíndricos que se hacen explotar mediante detonadores. Los detonadores son pequeños cilindros de cobre que contienen fulminato de mercurio y clorato potásico; se accionan por medio de un fusible o de una chispa eléctrica.

#### 4.3.4. REVESTIMIENTO Y APUNTALADO

Las zanjas abiertas en terrenos inestables exigen un revestimiento y apuntalado para evitar hundimientos o el desplome de las paredes laterales. El peligro que esto representa para los trabajadores y el aumento que sufre el

costo de la construcción, justifican todas las precauciones posibles para evitar derrumbamientos extensos. Se precisa tener experiencia práctica en las condiciones de los distintos tipos de terreno para determinar si será necesario un apuntalado amplio, ligero o ninguno. Si se duda sobre su necesidad deben desde luego, adoptarse disposiciones que garanticen la seguridad. Algunos terrenos se sostendrán algún tiempo sin apuntalar, si bien esto se hará necesario en caso de largos periodos de lluvia.

Las paredes de las zanjas de profundidad superior a 1.5 m y longitud de 2.5 m o mayor, deben asegurarse por apeo o apuntalamiento, o dándoles una inclinación correspondiente al talud natural del terreno. Las zanjas que se construyen sin apuntalamiento suelen tener las paredes verticales para reducir la carga de la tierra sobre la tuberfa.

Se llama revestimiento al sistema de tablas que se colocan en contacto directo con las paredes de la zanja. Los codales son las piezas dispuestas transversalmente de un lado a otro. Los estampidores son los maderos que transfieren la carga ejercida sobre las tablas de revestimiento a los codales. Se han empleado diversos sistemas de protección de zanjas de los que sólo se describirá el más usual.

APUNTALADO. Consiste en colocar un par de tablas verti-

cales de estas sobre los lados opuestos de la zanja, con dos codales que las fijan. La separación entre las tablas dependerá de la clase del terreno. Las tablas verticales deben ser de 10 x 10 centímetros y los codales de 10 x 10 centímetros o más. Este sistema no debe emplearse más que en zanjas poco profundas abiertas en terreno estable. La seguridad que ofrecen no es muy grande y los lados de las zanjas deben vigilarse cuidadosamente por el capataz encargado.

#### 4.3.5. COLOCACION DE LAS TUBERIAS

Antes de proceder a la colocación de las tuberías ha de comprobarse la pendiente del fondo de la zanja. Algunos de los pliegos de condiciones especifican que las cotas del fondo estén dentro de un intervalo de 1 cm respecto a las señaldas en los planos.

La tubería debe inspeccionarse para comprobar que está exenta de fisuras o defectos, prestándose especial atención a las juntas. Las tuberías del tipo de enchufe y cordón se suelen colocar utilizando un gancho, pero las de unión machihembrada se suelen bajar por medio de una eslinga. Las tuberías con juntas de anillos prefabricados, o de manguito deben manejarse con cuidado para evitar que cualquier carga, incluyendo el peso propio del conducto pueda actuar sobre el material de la junta.

Las tuberías se colocan en el fondo de la zanja una vez que ésta ha sido agotada. Los tubos individuales se acoplan por presión tirando de ellos por medio de un tráctel. La tubería es más fácil de manejar si parte del peso está soportado por la eslinga. Las tuberías de pequeño diámetro y con juntas de goma pueden tener tendencia a separarse ligeramente a menos que el relleno se compacte bien alrededor de aquéllas.

Las tuberías de plástico, de gres de bordes lisos o de fibrocemento, pueden colocarse llevando incorporado el mango de unión en uno de sus extremos, aunque deben de seguirse las recomendaciones de cada fabricante. Dependiendo de la técnica de ejecución de las uniones, la colocación de otros tramos de tubo pueden demorarse hasta que las juntas están totalmente acabadas.

#### 4.3.6. UNIONES

Las uniones de las tuberías normales de enchufe y cordón se suelen hacer con cemento Portland o materiales bituminosos. En tubos pequeños, la alineación se hace con una empuñadura en la espiga de espesor apropiado. A continuación, se coloca el cordón en el enchufe por medio de un útil de retacar y se rellena la junta con mortero o material bituminoso. La parte interior del conducto se alisa con un cucharón.

Las uniones con cemento tienen la desventaja de su rigidez y al asentarse el tubo pueden producirse roturas por las que se ocasionen filtraciones. Cuando el nivel de las aguas subterráneas queda por encima de la alcantarilla es necesario adoptar precauciones especiales. En estos casos se pueden emplear materiales bituminosos, más estancos y más flexibles, aunque más costosos. Se vierten calientes, a unos 200°C y requieren una empaquetadura de yute o estopa, retacada sobre el terreno, para centrar la junta y evitar que el material escurra dentro del tubo; también se precisa una junta de anillo de cierre en la parte exterior, como en la preparación de uniones emplomadas para las tuberías de agua. Asimismo pueden hacerse uniones, alternándolas, antes de que el tubo se baje a la zanja. Estas desde luego, se rellenan colocando los tubos en posición vertical. Una dificultad que presenta este tipo de junta es el peligro de sobrecalentamiento del material bituminoso, que de ocurrir produce una unión rígida que pronto empieza a perder.

Las juntas bituminosas, aunque dan cierta flexibilidad, no son elásticas. Un mejor tipo de junta es el que se consigue con materiales plásticos o con goma, los cuales proporcionan una elasticidad y una resistencia a la compresión que aguanta bien la penetración de raíces, así como la infiltración. Se exige que este tipo de juntas permitan una variación en la alineación del 4% en cualquier dirección, sin pér

didadas visibles al verificarlas con una presión interior de  $0.3 \text{ kg/cm}^2$ . Las hay de dos tipos. Uno de ellos lleva collarines de material elástico colocados en la fábrica alrededor de las espigas y en las copas. Al instalarlas, se pinta la espiga del tubo con un producto de acción combinada lubricante y de cementación y luego se introduce en la campana. Un segundo tipo de junta elástica se hace con una junta o anillo de compresión que comprime el material plástico dispuesto en la espiga y en la campana. Al introducir la espiga en la campana, el anillo rellena el espacio anular, haciendo la junta.

Las piezas en Y o T para empalmar con los albañales de las casas se colocan donde indiquen los planos o disponga el ingeniero. Cuando no se han de utilizar inmediatamente, se taponan con discos o tapones dispuestos en las campanas de los machones, uniéndolas mediante mortero. Las derivaciones deben colocarse de manera que no produzcan cargas sobre la alcantarilla. Su situación ha de establecerse cuidadosamente en los registros de construcción, con el fin de que puedan encontrarse después cuando haya de hacerse una conexión.

#### 4.3.7. RELLENO DE ZANJAS

Las zanjias deben rellenarse inmediatamente después de colocar las tuberías, a menos que se utilice un asentamiento

de clase A, en cuyo caso hay que esperar a que el hormigón - haya fraguado lo suficiente para poder soportar el peso de - la tierra. En las zanjas sin relleno no debe permitirse la - entrada de agua.

El material de relleno debe estar exento de matas, es- cembros y rocas de gran tamaño. No debe permitirse la colocación de roca en el tramo superior de la zanja de 40 a 50 cm de espesor ni en los 90 cm situados por encima de la tubería.

El relleno debe compactarse por capas de 15 cm de espesor alrededor, por debajo y encima de la tubería en una altura de 60 cm. Las tierras se deben verter cuidadosamente dentro de la zanja hasta que exista un espesor de 60 cm, a partir del cual se puede hacer en forma más rápida. El relleno de zanjas ubicadas en calles u otras superficies de poste -- rior uso debe hacerse colocando el material en capas de espesor uniforme, con un contenido de humedad que asegure la obtención de su densidad máxima con el sistema de compartación empleado.

Solamente se permite enlodar o inundar con agua para - consolidar el terreno en terreno arenoso o de grava. Si se - emplea este método, la primera inundación sólo debe efectuarse después de que se han colocado y apisonado los primeros - 60 cm de relleno sobre el tubo y el segundo riego durante el

subsiguiente relleno de la zanja o después de éste. No debe utilizarse un exceso de agua para evitar movimientos de la tierra situada encima y alrededor de los tubos y un exceso de presión entre los mismos. Cuando las zanjas están en el campo, el relleno por encima del nivel de 60 cm no se apisona. Se vuelve a colocar toda la tierra y se deja el montón que queda para que asiente naturalmente.

#### 4.3.8. PRUEBA HIDROSTATICA ACCIDENTAL

Esta prueba consiste en dar a la parte más baja de la tubería, una carga de agua de la tubería que no se excederá de un tirante de dos metros; se hará anclado con relleno del producto de la excavación, la parte central de los tubos y dejando totalmente libre las juntas de los mismos. Si el junteo está defectuoso y las juntas acusan fugas, el contratista procederá a descargar la tubería y rehacer las juntas defectuosas. Una vez hecho esto se procederá a realizar la prueba hidrostática de nuevo hasta que se obtengan resultados satisfactorios.

#### 4.3.9. PRUEBA HIDROSTATICA SISTEMATICA

Esta prueba se hará en todos los casos en los cuales no se haga la prueba accidental. La prueba consiste en vaciar, en el pozo de visita aguas arriba del tramo por probar el

contenido de agua de una pipa de  $5 \text{ m}^3$  de capacidad de desagüe al citado pozo de visita, con una manguera de 15 cm, de diámetro, dejando correr el agua libremente a través del tramo de alcantarillado que se vaya a probar. En el pozo de visita aguas abajo el contratista deberá de colocar una bomba a fin de evitar que se forme un tirante que pueda deslavar las últimas juntas del mortero de cemento el cual esté todavía fresco.

Esta prueba tiene por objeto determinar si las partes inferiores de las juntas se retacaron debidamente con mortero de cemento, en caso contrario las juntas de los tubos de cemento presentarán fugas en la parte inferior. Esta prueba tendrá que hacerse antes de rellenar las zanjas. En caso de que existieran fallas en el junteo se procederá a realizar la corrección de las mismas y se repetirá la prueba hasta que quede perfectamente bien.

El ancho de las zanjas deberá de ser de acuerdo al diámetro de las tuberías que se instalen dentro de ellas, las cuales se indican en la siguiente tabla:

DIAMETRO (cm)	ANCHO DE LA ZANJA (cm)
15	60
20	65
25	70
30	75
38	90
45	110
60	135
76	155
90	175
105	190
152	245

#### 4.4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

La construcción de la red es la parte básica para su buen funcionamiento, por lo que ha de ejercerse la suficiente vigilancia sobre los métodos constructivos para evitar perturbaciones o demoras en las distintas etapas de la construcción efectiva de las alcantarillas como son excavación, refuerzo y desague de las zanjas, colocación de tubos pendientes y otras estructuras.

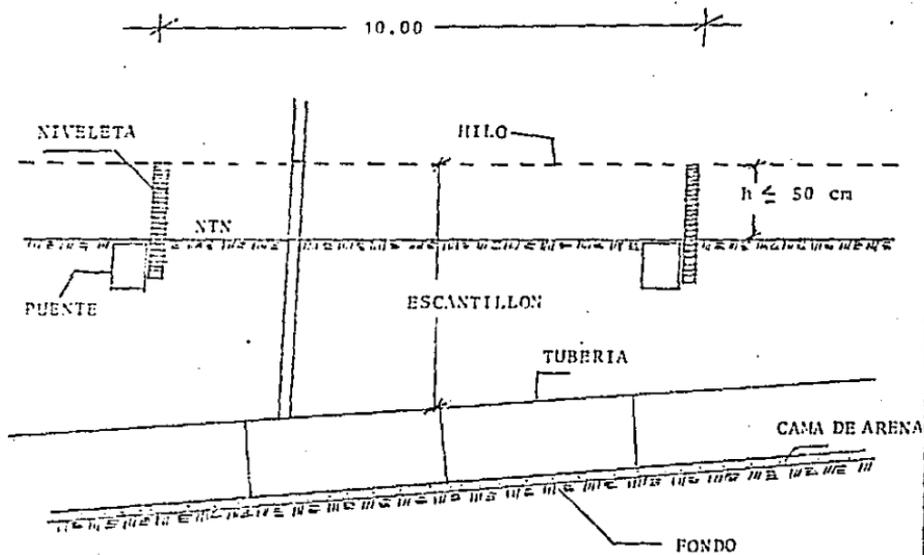
Los tramos de las alcantarillas en las grandes ciudades se sitúan cuidadosamente en los planos para salvar las estructuras subterráneas existentes. En las ciudades más pequeñas y en los distritos residenciales poco poblados, es necesario menos cuidado y en general, sólo deben evitarse las tuberías de agua potable. Si la construcción es nueva, no se había hecho ordinariamente el pavimento y se escogerá el centro de la calle, a fin de que los albañales de las cañas, cuya instalación corre a cargo de los propietarios de las fincas, sean de la misma longitud para los dos de cada lado.

Ya que se lleva cierta profundidad en la excavación se colocan los puentes, el primero donde se tiene el pozo de visita y espaciados a cada 10 metros, hasta ligar pozo con pozo y deben colocarse anclados al piso de tal manera que -

la parte superior esté al nivel del terreno. Se toma una nivelación de acuerdo a los bancos de nivel establecidos en las esquinas y en cada puente se checan los cortes y en cada uno de estos puentes se ponen las niveletas, tiras de madera con longitud aproximada de 50 cm en donde se ajusta el escantillón con ellos para medir y ajustar a una cantidad cerrada para afine de la excavación.

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

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



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

COLOCACION DE TUBERIA | FIGURA 4.2

ROBERTO SANCHEZ MARTINEZ

## 4.5. VOLUMENES DE OBRA DE LA RED DE ALCANTARILLADO

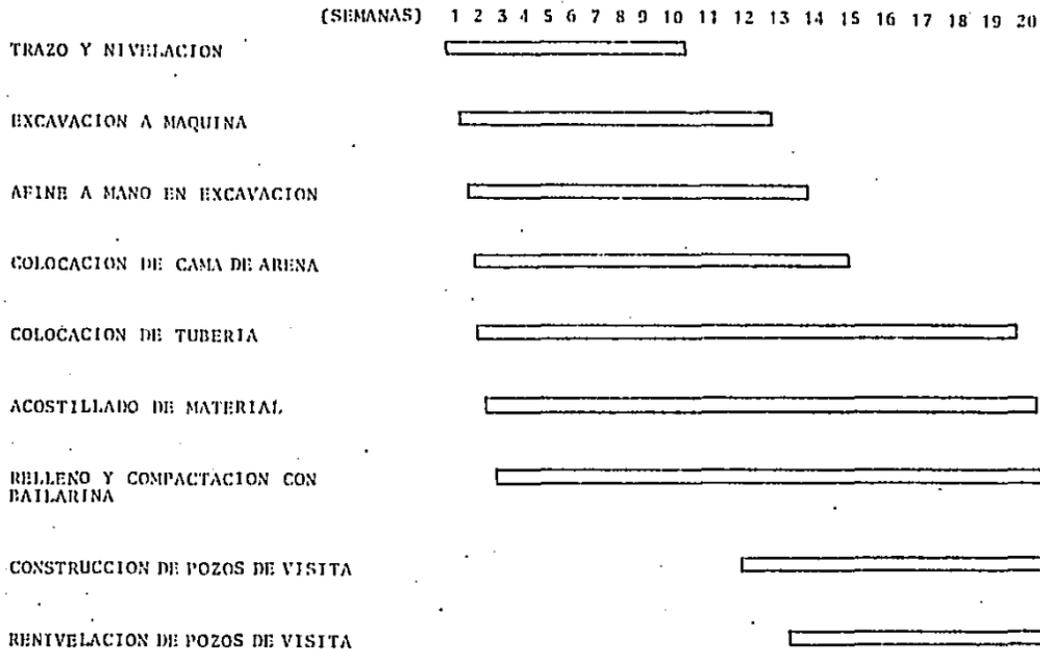
Excavación para zanjas en material.

Clase A	13,749.26	m <sup>3</sup>
Cama de arena en zanjas	1,155.40	m <sup>3</sup>
Rellenos en zanjas apisonados	5,339.28	m <sup>3</sup>
Tubería de concreto simple de:		
20 cm de diámetro	7,563	m.l.
25 cm de diámetro	1,290	m.l.
30 cm de diámetro	835	m.l.
38 cm de diámetro	990	m.l.
45 cm de diámetro	92	m.l.
61 cm de diámetro	204	m.l.
76 cm de diámetro	148	m.l.
91 cm de diámetro	424	m.l.

Estructuras conexas:

Pozo de visita común	41	piezas
Marco y tapa de concreto reforzado	41	piezas
Descargas domiciliarias	540	descar gas

#### 4.6. PROGRAMA DE OBRA DE LA RED DE ATARJEAS



V. GENERALIDADES DE LA PLANTA DE  
TRATAMIENTO

### 5.1. LOCALIZACION DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

En el plano No. 4 se muestra la localización de la planta de tratamiento situado entre las calles de López de Legaspi y Yucatán lugar que se ha seleccionado por la cercanía de la playa para el desalojo de las aguas residuales ya tratadas al mar.

El conducto por el cual se desalojarán será un emisor - submarino el cual por gravedad descargará en un punto de la bahía donde las corrientes de dicha bahía llevarán hacia - afuera de la misma las aguas residuales y así evitarán la - contaminación de esa zona.

## 5.2. CAUDALES DEL COLECTOR

### Estación de bombeo.

La estación estará ubicada en la intersección de las ca-  
lles Tampico-Jalisco y recibirá las aguas residuales de Ba-  
rra de Navidad.

Para la elaboración del proyecto se consideró indispen-  
sable conocer las características del subsuelo, para la cual  
se realizó un estudio de mecánica de suelos, con propiedades  
primordiales de "capacidad de carga" y coeficiente de permea-  
bilidad.

Dicho estudio consistió en efectuar un sondeo mediante  
equipo de penetración estandar y pala posteadora, con una  
profundidad máxima de exploración de 6.0 m, con los siguien-  
tes resultados:

PROFUNDIDAD DE		NO. DE GOLPES POR 30 CM DE PENETRACION	TIPO DE MATERIAL
DE	A		
0.00	0.40		Tierra vegetal
0.40	1.00	5	arcilla color gris
1.00	2.00	7	arcilla color gris
2.00	3.00	6	arcilla color gris
3.00	4.00	9	arcilla color gris
4.00	3.50	8	arcilla y limo gris
4.50	5.50	15	grava y arena
5.50	6.00		grava y arena

Se tiene un relleno de 2.80 m, inestable, con ángulo de fricción de  $14^\circ$  y peso específico de  $1.1 \text{ ton./m}^3$ . A partir de 2.80 m aparece un estrato de arena de mar color amarillo, con:

Angulo de fricción	$26^\circ$
Peso específico	$1.45 \text{ Ton./m}^3$
Coefficiente de permeabilidad	$0.01 \text{ cm/seg.}$
Capacidad de carga	$15 \text{ Ton./m}^2$
Nivel de aguas freáticas	$1.00 \text{ m}$

Estos datos del subsuelo sirvieron como base para el proyecto de la estructura, la cual se diseñó aplicando la teoría elástica y considerando el peso propio de los equipos, el volumen del agua, empuje del terreno y flotación.

El cárcamo tendrá una figura geométrica cilíndrica circular recta, de 4.50 m de diámetro interno, con muros de 0.50 m de espesor y altura interior de 5.51 m, losa inferior de 0.40 m, losa superior de 0.15 m, 2 trabes principales y 6 secundarias para soportar los equipos de bombeo. Todos los elementos serán de concreto reforzado.

La estructura se construirá en la cota de terreno 0.76 m y sobresaldrá de él 1.00 m, para evitar en las mareas, que el agua de la laguna llegue a rebasar la losa superior. Su nivel de desplante estará en la elevación - 2.30 m, (3.06 m

abajo del terreno natural).

El esfuerzo que transmite el cárcamo al terreno para las condiciones más desfavorables es de  $4.96 \text{ Ton./m}^2$ , la cual es muy inferior a la capacidad de carga ( $15 \text{ Ton./m}^2$ ) y por lo tanto está garantizada su estabilidad en cuanto a asentamientos.

Adyacente al cárcamo se construirá un desarenador. A él le descargará el emisor de barra y servirá como receptor de toda clase de objetos (deberá limpiarse periódicamente para evitar la incrustación del cárcamo de arena o sólidos que pueden dañar a los equipos de bombeo).

La interconexión entre desarenador y cárcamo será por medio de tubería de asbesto cemento de 12" de diámetro con elevación de plantilla de  $0.76 \text{ m}$ .

Para evitar el cultivo de bacterias en las aristas rectas interiores, se construirán dos chaflanes de concreto ciclopeo, sobre la parte superior de la losa de fondo (a  $45^\circ$  y  $0.80 \text{ m}$  de altura en su parte máxima).

Como referencia se tiene el plano No. 6.

## 5.2.1. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

- El concreto de la estructura será de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ , con tamaño máximo del agregado grueso de  $(3/4")$ .
- Todo el concreto será vibrado y curado con membrana, con un revenimiento de 8 a 10 cm y deberá llevar impermeabilizante integral.
- La losa de fondo se construirá sobre una plantilla de concreto simple de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ .
- En las juntas de colado, antes de proceder al nuevo colado, la superficie de junta se picará y limpiará con cepillo de alambre y agua a presión.
- La cimbra en muros será retirada a los 7 días del colado, en losa de cubierta y trabes se retirará después de 21 días, salvo en caso de usar acelerante.
- El límite de fluencia del acero de refuerzo, será de:  
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , excepto para varillas del No. 2, con  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ .
- La carga viva en losa de cubierta se tomó de  $250 \text{ kg/m}^2$ .

- Para el análisis se consideró una fatiga del terreno de  $0.6 \text{ kg/cm}^2$ .
- El volumen de excavación corresponde al cárcamo enterrado más 1.20 m en todo el perímetro.
- Durante la construcción del cárcamo, deberá colocarse un sobrepeso, en la losa de fondo (para evitar flotación).

#### 5.2.2. CANTIDADES DE OBRA DEL CARCAMO

Excavación	137.5 m <sup>3</sup>
Relleno apisonado y compactado	73.9 m <sup>3</sup>
Concreto f'c = 200 kg/cm <sup>2</sup> (estructura)	27.7 m <sup>3</sup>
f'c = 100 kg/cm <sup>2</sup> (plantilla)	1.0 m <sup>3</sup>
Concreto ciclopeo	1.5 m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en:	
3/8" de diámetro	582 kg
1/2" de diámetro	750 kg
5/8" de diámetro	33 kg
Acero de refuerzo $f_y = 2550 \text{ kg/cm}^2$ en:	
1/4" de diámetro	7 kg
Cimbra de madera	138.4 m <sup>2</sup>
Impermeabilizante integral	27.7 m <sup>3</sup>
Escalera de acceso	5.5 m
Registro de acero	1 Pza.

Cálculo de bombas es cárcamo.

$$Hp = \frac{Q H}{75 E}$$

Donde:

Q = Gasto en lts/seg.

H = Altura de carga

E = Eficiencia de la bomba

75 = Constante

$$Hp = \frac{(6.30 \text{ lts/seg.}) (8.72 \text{ m})}{75 \times 0.75} = 97.66 \text{ H.P.}$$

### 5.3. TIPOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El sistema más indicado para verter aguas residuales en el mar es, usualmente, una planta de tratamiento conectada a un emisor submarino. El tratamiento preliminar primario consta de una serie de obras necesarias, para eliminar principalmente la mayor parte de la materia flotante, los sólidos suspendidos, los sólidos sedimentables, así como el exceso de - grasas y aceites y de esta manera poder disponer de las aguas residuales ya sea por dilución, riego o disposición subterrnea.

Estas obras consistirán básicamente, en el diseño de un canal de entrada, una criba de barras o rejillas, un tanque - desarenador, un vertedor proporcional; un tanque de sedimentación primario y las obras de excedencia (vertedor de demasías y un canal de desfogue). Ver diagrama de flujo del proceso, - Figura No. 5.1.

El tratamiento de las aguas negras es un proceso por el cual los sólidos que el líquido contiene son separados par -- cialmente, haciendo que el resto de los sólidos orgánicos complejos muy putrescibles queden convertidos en sólidos minerales o en sólidos orgánicos o en sólidos orgánicos relativamente estables. La magnitud de este cambio depende del proceso - de tratamiento empleado. Una vez realizado todo proceso de -

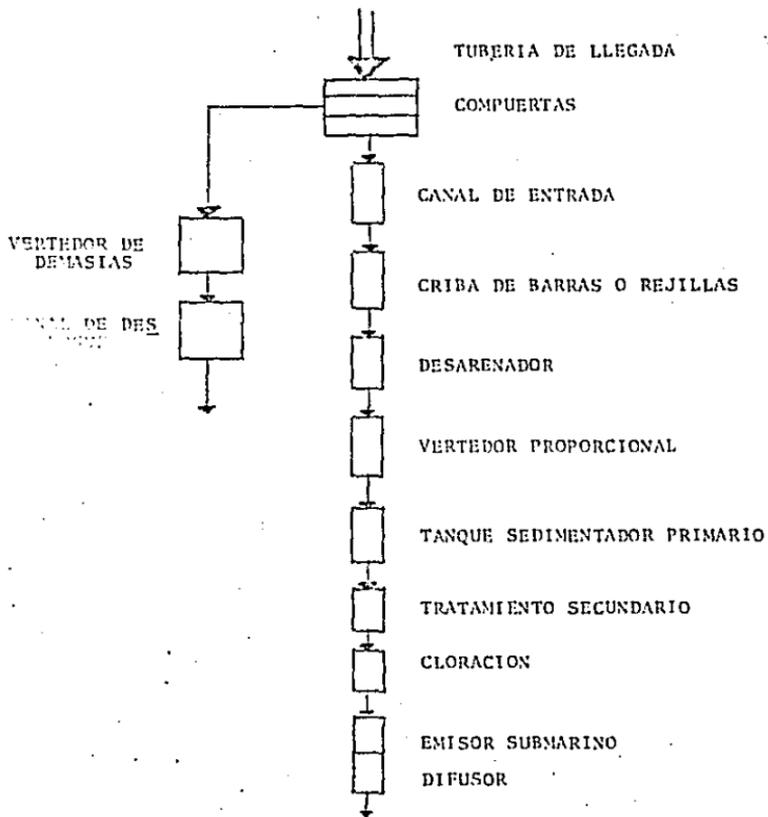
tratamiento, es aún necesario disponer de los líquidos y los sólidos que se hayan separado.

### 5.3.1. ORIGEN Y COMPOSICION DE LAS AGUAS NEGRAS

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

Las aguas negras son líquidos turbios que contienen material sólido en suspensión. En su formación, su color es gris y tienen un olor muy desagradable, flotan en ellas cantidades variables de materia: sustancias fecales, trozos de alimentos basura, papel, trozos de madera, etc. Con el transcurso del tiempo, el color cambia gradualmente del gris al negro, desarrollándose un olor más ofensivo y mucho más desagradable. En este estado se denominan aguas negras sépticas.

Las aguas negras consisten de agua, de los sólidos disueltos en ella y de los sólidos suspendidos en la misma. La cantidad de sólidos es generalmente muy pequeña, casi siempre menor del 0.1% en peso, pero es la fracción que presenta



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

DIAGRAMA DE FLUJO

FIGURA 5.1

ROBERTO SANCHEZ MARTINEZ

el mayor problema para su tratamiento y disposición adecuada. El agua provee solamente el volumen y es el vehículo de transporte para los sólidos.

Los sólidos de las aguas negras pueden estar disueltos, suspendidos o flotando, y pueden clasificarse en dos grupos generales según su composición o condición física. Tenemos así sólidos orgánicos e inorgánicos, los cuales a su vez se pueden encontrar disueltos o suspendidos. Esta clasificación se muestra en la Tabla No. 5.1.

Además las aguas negras contienen pequeñas y variables concentraciones de gases disueltos, siendo el más importante el oxígeno ya que mientras exista oxígeno disuelto no tendrá lugar la putrefacción de la materia orgánica. También se encuentra presente el bióxido de carbono, el nitrógeno disuelto de la atmósfera, el ácido sulfhídrico, etc.

Las aguas negras contienen también incontables organismos vivos la mayoría de los cuales son demasiado pequeños para ser visibles, excepto bajo el microscopio. Su presencia es de suma importancia ya que son estos organismos los causantes de la degradación y descomposición de la materia orgánica. Entre estos organismos se pueden contar las bacterias y los virus.

TABLA NO. 5.1

CONDICION FISICA Y COMPOSICION DE LOS SOLIDOS CONTENIDOS EN  
UN AGUA DOMESTICA MEDIA (LAS CIFRAS INDICAN mg/lt).

	Sólidos	Orgánicos
	Sedimentables	90
	120	Inorgánicos
		30
Sólidos		
Suspendidos		
200		
	Sólidos	Orgánicos
	Coloidales	55
	80	Inorgánicos
		25
Sólidos		
Totales		
400		
	Sólidos	Orgánicos
	Coloidales	30
	40	Inorgánicos
		10
Sólidos		
Disueltos		
400		
	Sólidos	Orgánicos
	Disueltos	125
		Inorgánicos
	360	235

### 5.3.2. DISPOSICION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS

Los métodos de disposición de las aguas negras comprenden, su descarga en una masa de agua o en una corriente y sobre o bajo de la superficie de un terreno, pueden disponerse ya sea con tratamiento previo o sin él, según la capacidad del agua o del terreno que las reciba sin causar perjuicios. La disposición en agua que es el método más común se llama disposición por dilución.

La disposición por dilución sobre un terreno se llama disposición por riego. La disposición subterránea se aplica para cantidades pequeñas de aguas negras y no se practica comúnmente.

La disposición por dilución es un método que consiste simplemente en descargar las aguas negras en aguas superficiales como las de un río, un lago o un mar. Esto dá lugar a la contaminación del cuerpo receptor. El grado de contaminación depende de la dilución. Las limitaciones respecto a las características de los líquidos residuales que puedan arro-jarse a las corrientes naturales no son uniformes, pero en general cuando no haya riesgo para la salud pública, las aguas negras deben recibir, por lo menos un tratamiento primario para reducir los sólidos suspendidos, la materia flo-tante, las grasas y aceites y la demanda bioquímica del oxígeno.

El factor determinante para descargar aguas negras en una agua superficial, es el oxígeno disuelto que contenga el agua receptora para poder mantener la descomposición bacteriana en condiciones aerobias.

El contenido de oxígeno del agua de mar es aproximadamente un 20% menor que en el agua dulce a la misma temperatura. La mayor cantidad de sustancias disueltas en el agua de mar, reduce su capacidad para absorber muchos de los elementos contenidos en las aguas negras. Este hecho, en unión de las reacciones químicas que se producen cuando las aguas negras se mezclan en el mar, hacen que se precipiten algunos sólidos dando al agua un aspecto lechoso y formando bancos de lodo. Estos son especialmente perjudiciales pues hay mayor tendencia a la formación de ácido sulfhídrico en el agua de mar que en el agua dulce. Además el mayor peso específico y la menor temperatura del agua de mar, hace que las aguas negras suban a la superficie formando una película delgada sobre de ella. En general puede decirse que el agua dulce es mejor diluyente que el agua salada.

Por otra parte el valor alimenticio de los peces y mariscos de las aguas costeras en este caso, es un recurso natural que debe conservarse, así como también la conservación para usos recreativos, navegación y pesca.

A medida que fue creciendo la población urbana, con el proporcional aumento de volumen de aguas negras, resultó que todos los métodos de disposición eran poco satisfactorios - que se hizo imperativo tomar medidas esenciales para remediarlos y se inició el desarrollo de los métodos de tratamiento, antes de la disposición final de las aguas negras.

Los objetivos que se toman en consideración para el tratamiento de las aguas negras son:

- La conservación de las fuentes de abastecimiento de agua para uso doméstico.
- La prevención de enfermedades.
- La prevención de molestias.
- El mantenimiento de aguas limpias para uso recreativo y conservación de flora y fauna marina.
- Conservación del agua para usos agrícolas e industriales.
- La prevención de azolves en los canales de navegación.
- Protección y conservación ecológica del medio ambiente.

acústico.

El grado hasta el cual sea necesario llevar un tratamiento determinado varía de acuerdo a los objetivos propuestos. Existen tres factores básicos determinantes:

1. Las características y la calidad de sólidos acreados por las aguas negras.
2. Los objetivos que se propongan en el tratamiento.
3. La capacidad o grado de asimilación que tenga el terreno o el agua receptora, para verificar la autopurificación sin violar los objetivos propuestos.

Un tratamiento adecuado, previo a la disposición para alcanzar ciertos objetivos, es imprescindible, pero un tratamiento exagerado es un gasto innecesario.

### 5.3.3. AUTOPURIFICACION

Cuando se descargan aguas negras en un cuerpo receptor, continúa la degradación y la descomposición hasta completarse.

Un cuerpo receptor contaminado en un punto dado tenderá a volver a un estado similar al de antes, como resultado de la descomposición de la materia orgánica contaminante. A esto se le designa comúnmente como proceso de autopurificación. Se lleva a cabo por medios físicos, químicos, y biológicos. Las reacciones físicas son esencialmente, la sedimentación de los sólidos suspendidos, formándose depósitos de lodo y la clarificación y otros efectos como son la influencia de la luz del sol y la recreación.

Las reacciones químicas y biológicas son más complejas. Los organismos vivos se alimentan de sólidos orgánicos, produciendo desechos que pueden destruirlos y que al mismo tiempo sirven como alimentos para los organismos que los suceden en la cadena alimenticia, los cuales continúan el proceso de descomposición, hasta que los sólidos orgánicos complejos quedan finalmente reducidos a sales inorgánicas estables como son los nitratos, sulfatos, fosfatos, etc. Estos a su vez sirven de alimento a otras formas biológicas, como las algas, que durante su proceso de desarrollo y metabolismo producen oxígeno como producto de desecho. Entonces éste se disuelve en agua, agregándose al que se obtiene por la recreación. Estas reacciones hacen que el agua vuelva a una condición de relativa limpieza y puede considerarse que se ha completado la autopurificación. El progreso de ésta depende del tiempo, de la temperatura, del abastecimiento de oxígeno y de otros fac-

tores ambientales que regulan los desarrollos biológicos.

Toda esta autopurificación del cuerpo receptor tiene lugar en cuatro etapas sin delimitaciones definidas, que se conocen como: zonas de degradación, descomposición, recuperación y de agua limpia.

#### 5.3.4. METODOS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS

El tratamiento de las aguas negras, es el conjunto de recursos por medio de los cuales es posible verificar las diferentes etapas, que tienen lugar en la autopurificación de un cuerpo receptor, como ya se ha mencionado anteriormente, dentro de una área limitada y bajo las condiciones controladas.

A pesar de que son muchos los métodos usados para el tratamiento de las aguas negras, todo puede incluirse dentro de los cinco procesos siguientes:

- Tratamiento preliminar
- Tratamiento primario
- Tratamiento secundario
- Cloración
- Tratamiento de lodos.

### Tratamiento preliminar.

En la mayoría de las plantas el tratamiento preliminar sirve para proteger el equipo de bombeo y hacer más fáciles los procesos subsecuentes al tratamiento. Los dispositivos para este tratamiento están destinados a eliminar o separar los sólidos mayores o flotantes, los sólidos inorgánicos pesados, y el exceso de grasas y aceites. En algunos casos como por ejemplo, en la disposición por dilución en aguas marinas, pueden ser suficientes los resultados que se logren por este método, como en el caso que se presenta en este trabajo.

Para alcanzar los objetivos de un tratamiento preliminar se emplean comúnmente los siguientes dispositivos:

- Criba de barras o rejillas.
- Desmenzadores, ya sean molinos, cortadoras o trituradoras.
- Tanques desarenadores.
- Tanques de preaeración.

### Tratamiento primario.

Por este tratamiento se separan o eliminan la mayoría de los sólidos suspendidos, o sea aproximadamente del 40 al 60% mediante el proceso físico de asentamiento en tanques de

sedimentación. Si se agregan productos químicos la eliminación aumenta hasta el 80 a 90%. La actividad biológica durante este proceso tiene escasa importancia.

El fundamento de los dispositivos en este proceso, consiste en disminuir la velocidad de las aguas para que puedan sedimentarse los sólidos. Debido a diversidad de diseños y operación, los tanques de sedimentación pueden dividirse en cuatro grupos que son:

- Tanques sépticos.
- Tanques de doble acción, como son los de Imhoff y algunas otras unidades patentadas.
- Tanques de sedimentación simple con eliminación mecánica de lodos.
- Clarificadores de flujo ascendente con eliminación mecánica de lodos.

Cuando se usan productos químicos, se emplean otras unidades auxiliares, que son:

- Unidades alimentadoras de reactivos
- Mezcladores
- Floculadores.

En muchos casos el tratamiento primario es suficiente para que se pueda permitir la descarga del afluente a las

aguas receptoras de acuerdo a sus usos.

#### Tratamiento secundario.

Este tratamiento debe hacerse cuando las aguas todavía contienen, después del tratamiento primario, más sólidos orgánicos en suspensión que los que pueda asimilar el cuerpo receptor. Este tratamiento depende principalmente de los organismos aerobios, para la descomposición de los sólidos orgánicos, hasta transformarlos en sólidos inorgánicos, o sólidos orgánicos estables.

Los dispositivos que se usan en este proceso pueden dividirse en cuatro grupos, que son:

-Filtros goteadores con tanques de sedimentación secundaria.

-Tanques de acreación.

a) Lodos activados con tanques de sedimentación simple.

b) Acreación por contacto.

-Filtros de arena intermitentes.

-Lagunas de estabilización.

### Cloración.

Este es un método de tratamiento que puede emplearse para muy diversos propósitos y en cualquier etapa de un tratamiento, aún antes del tratamiento preliminar. Generalmente se aplica el cloro con los siguientes propósitos:

- Desinfección o destrucción de organismos patógenos.
- Prevención a la descomposición de las aguas negras para:
  - a) Controlar el olor.
  - b) Protección de las estructuras de la planta.
- Como auxiliar en la operación de la planta para:
  - a) La sedimentación.
  - b) En los filtros goteadores.
  - c) El abultamiento de los lodos activados.
- Ajuste o abatimiento de la demanda bioquímica de oxígeno.

Tratamiento de lodos.

Los lodos están constituidos por los sólidos que se eli

minan en los diferentes procesos citados, junto con el agua que se separa con ellos. La disposición satisfactoria de ellos, es someterlos a un tratamiento generalmente necesario, para prepararlos y disponer de ellos sin originar condiciones inconvenientes. Este tratamiento tiene dos objetivos, eliminar parcial o totalmente el agua que contiene para disminuir su volumen y para descomponer todos los sólidos orgánicos putrescibles transformándolos en sólidos minerales, o en sólidos orgánicos estables. Esto se logra con la combinación de dos o más de los siguientes métodos:

- Espesamiento
- Digestión con o sin aplicación de calor
- Secado en lechos de arena, cubiertos o descubiertos
- Acondicionamiento con productos químicos
- Elutriación
- Filtración al vacío
- Secado aplicando calor
- Incineración
- Oxidación húmeda
- Flotación con productos químicos y aire
- Centrifugación.

## 5.4. DISEÑO Y CÁLCULO HIDRAULICO

### 5.4.1. CANAL DE ENTRADA

Ahora bien, después de haber calculado el gasto máximo a tratar, lo cual se explica detalladamente en el apartado correspondiente, (sección 3.3) que fue de  $0.630 \text{ m}^3/\text{seg.}$  el cual para este caso particular se empleará un tratamiento primario a base de rejillas para eliminar los sólidos flotantes, un desarenador tomando en cuenta que no hay calles pavimentadas, un vertedor proporcional y un tanque sedimentador primario, y un tratamiento secundario con equipo de aireación, sedimentación secundario y cloración.

Inicialmente se tiene un canal de entrada que deberá cumplir con las siguientes especificaciones para su buen funcionamiento:

- La plantilla del canal debe estar de 7.5 a 15 cm, por arriba de la plantilla del canal de las rejillas.
- El canal debe filetearse para evitar la clasificación de sólidos.
- La velocidad en el canal debe ser mayor de  $0.3 \text{ m/seg.}$  para evitar la sedimentación.

Diseño del canal. Se recomienda un ancho del canal (B) de 1.0 metro, y el tirante (d) igual a la mitad del ancho (para sección de máxima eficiencia) y se considera un número

de Manning de 0.013 (para superficies de cemento pulido) y una longitud (L) de 4.00 metros.

DATOS:

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 0.630 \text{ m}^3/\text{seg.} \\ B &= 1.00 \text{ m} \\ d &= 0.50 \text{ m} \\ n &= 0.013 \text{ m} \\ L &= 4.00 \text{ m} \end{aligned}$$

CALCULOS:

Velocidad en el canal de entrada (V).

$$V = \frac{Q_{\max}}{B \times d} = \frac{0.630}{1.00 \times 0.50} = 1.26 \text{ m/seg.}$$

De la ecuación de Manning se calcula la pendiente en el canal.

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

Donde:

V = velocidad en el canal

r = radio hidráulico =  $\frac{\text{área hidráulica}}{\text{perímetro mojado}}$

$$S = \frac{(V \times n)^2}{(r^{2/3})^2} = \frac{(1.26 \times 0.013)^2}{\left(\frac{1.00 \times 0.50}{1.00 + (2 \times 0.50)}\right)^{4/3}} = 0.0017$$

$$S = 0.0017$$

#### 5.4.2. CRIBA DE BARRAS O REJILLAS

El primer paso para el tratamiento de las aguas negras, es separar las partículas más gruesas de materiales flotantes o en suspensión, para evitar que se obstruyan los conductos a las obras de tratamiento, para tal caso se hace uso de una criba de barras o rejillas.

La criba de barras o rejilla, está formada por barras paralelas y pueden ser fijas, móviles o móviles, para este caso se usarán una batería de tres rejillas móviles en serie, las cuales son estacionarias mientras están funcionando pero se pueden desmontar para fines de limpieza.

La primera tendrá un paso de 5 cm, para retener las partículas mayores, la segunda y tercera tendrán pasos de 2 cm y 0.5 cm, respectivamente.

Las condiciones que influyen en el diseño de una cámara de rejillas son las siguientes:

- El gasto de escurrimiento
- Las dimensiones y el espaciamiento de las barras
- La velocidad del escurrimiento normal a la rejilla
- La velocidad del escurrimiento a través de la cámara de la rejilla
- La anchura de las aberturas de la rejilla.

Diseño de la criba de barras o rejillas.

1) Rejilla gruesa.

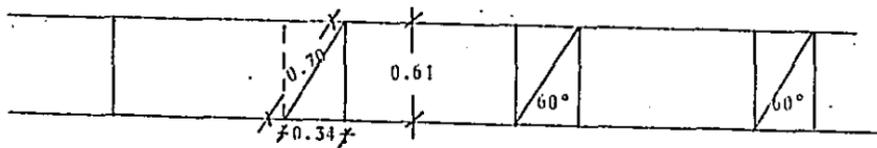
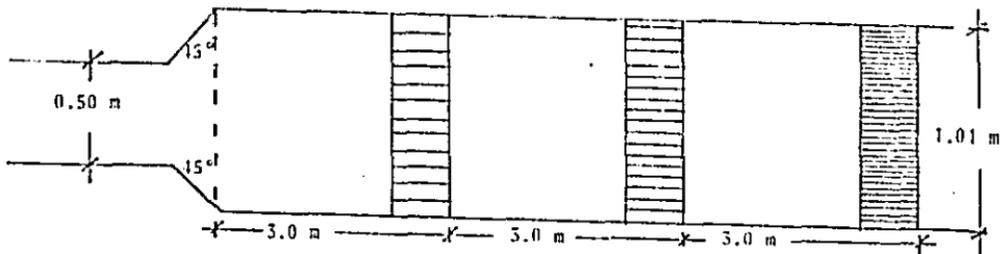
Condiciones:

- a) La velocidad en el afluente deberá ser mayor o igual a 0.30 m/seg., para evitar la sedimentación en la cámara.
- b) La velocidad a través de la rejilla deberá ser menor o igual a 0.75 m/seg., para evitar que disloque los materiales retenidos.

Datos de diseño:

$Q_{m\acute{a}x} = 0.630 \text{ m}^3/\text{seg.}$  gasto máximo de diseño.

B = 2.00 m ancho de la cámara, se considera igual al doble del ancho del canal de entrada para disminuir la velocidad del gasto.



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA  
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

CRISA DE BARRAS

FIGURA 5.2

ROBERTO SANCHEZ MARTINEZ

$\theta = 60^\circ$  ángulo con respecto a la horizontal, se recomienda para facilitar la limpieza a mano de las rejillas.

$b_a = 5$  cm tamaño de las aberturas.

$w = 6$  mm espesor de las barras de la rejilla gruesa -

(\*)

$\beta = 2.42$  factor de forma (barras rectangulares de acero) (\*)

Cálculos:

$$\text{N.º de barras} = \frac{B}{b_a + w} + 1 = \frac{2.00}{0.05 + 0.006} + 1 = 37$$

Recálculo del ancho de la cámara.

$$B = 37 \times 0.006 + 36 \times 0.05 = 2.022 \text{ m.}$$

B final será de 2.022 m.

Tirante de la cámara para gasto máximo (dc) máx.

$$(dc) \text{ máx.} = \frac{2.022}{5} = 1.011 \text{ para sección de máxima eficiencia.}$$

Velocidad máxima de la cámara (Vc) máx.

$$(Vc) \text{ máx.} = \frac{Q_{\text{máx}}}{B \times dc_{\text{máx}}} = \frac{0.630}{2.022 \times 1.011} = 0.31 \text{ m/seg.}$$

Velocidad a través de la rejilla (Vr).

(\*) Referencia bibliográfica No. 1.

$V_r = V_{c\acute{m}ax} \times \text{sen}\theta = 0.31 \times \text{sen } 60^\circ = 0.27 \text{ m/seg. las -}$   
 cuales caen dentro de las condiciones propuestas.

Altura de la rejilla ( $l$ )

$$l = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{b \times V_r}$$

Donde:  $b$  = ancho total de las aberturas =  $36 \times 0.05 = 1.80 \text{ m}$

$$l = \frac{0.650}{1.80 \times 0.27} = 1.29 \text{ m}$$

Longitud de las barras (LB)

$$LB = \frac{l}{\text{sen } \theta} = \frac{1.29}{0.866} = 1.49 \text{ m}$$

Pérdida de carga a través de la rejilla ( $h$ ).

$$h = \beta (w/ba)^{4/3} hv \text{ sen } \theta$$

Donde:

$hv = \frac{v^2}{2g}$  pérdida de carga por velocidad considerada  
 como pérdida de un orificio.

$$h = \beta \frac{(w/ba)^{4/3} (Q_{m\acute{a}x}/\text{área})^2 \text{ sen } \theta}{2g}$$

$$h = \frac{2.42 (0.006/0.05)^{4/3} (0.630/(1.80 \times 1.29))^2}{2 \times 9.81} 0.866$$

$$h = 0.0004$$

Cálculo de la pendiente

$$S = \frac{(V \times \eta)^2}{r^{2/3}} = \left( \frac{(0.27 \times 0.013)^2}{\left( \frac{2.022 \times 1.011}{2.022 + (2 \times 1.011)} \right)} \right)^{4/3}$$

$$S = 0.000030$$

Dimensiones de la rejilla:

Ancho de la cámara	=	2.022
No. de barras	=	37
No. de aberturas	=	36
Tamaño de las aberturas	=	5 cm
Espesor de las barras	=	6 cm
Altura de la rejilla	=	1.29 m
Longitud de las barras	=	1.49 m
Pendiente de la cámara	=	0.000030

2) Rejilla media.

Datos de diseño:

$$Q_{\text{máx.}} = 0.630 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$B = 2.022 \text{ m}$$

$$\theta = 60^\circ$$

$$ba = 2 \text{ cm}$$

$$w = 6 \text{ mm}$$

$V_c = 0.75 \text{ m/seg}$  (se obtiene aumentando la pendiente - después de la primera rejilla).

$$\lambda = 1.29 \text{ m (igual a la primera rejilla)}$$

$$\beta = 2.42$$

$$n = 0.013$$

Cálculos:

$$\text{No. de barras} = \frac{B}{ba + w} + 1 = \frac{2.022}{0.02 + 0.006} + 1 = 79$$

Velocidad a través de la rejilla

$$V_r = V_c \sin \theta = 0.75 \times 0.866 = 0.65 \text{ m/seg.}$$

Pérdida de carga a través de la rejilla.

$$h = \beta (w/ba)^{4/3} h_v \sin \theta$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(Q/A)^2}{2g}$$

$$h = \frac{2.42(0.006/0.02)^{4/3} (0.630 (1.56 \times 1.29))^2 (0.866)}{2 \times 9.81}$$

$$h = 0.0021.$$

Cálculo de la pendiente.

$$S = \frac{(V \times N)^2}{r^{2/3}} = \frac{(0.75 \times 0.013)^2}{\left(\frac{2.022 \times 1.011}{2.022 + (2 \times 1.011)}\right)^{4/3}}$$

$$S = 0.000188$$

Dimensiones de la rejilla:

Ancho de la cámara	= 2.022
No. de barras	= 79
No. de aberturas	= 78
Tamaño de las aberturas	= 2 cm
Espesor de la barra	= 6 mm
Altura de la rejilla	= 1.29 m
Longitud de las barras	= 1.49 m
Pendiente de la cámara	= 0.000188

3) Rejilla delgada.

Datos de diseño:

Q <sub>máx</sub>	= 0.630 m <sup>3</sup> /seg.
B	= 2.022 m
θ	= 60°
ba	= 0.5 cm
w	= 6 mm

$V_c = 0.65$  m/seg. (igual a la velocidad a través de la rejilla media)

$l = 1.29$  m (igual a las rejillas anteriores)

$P = 2.42$

$n = 0.013$

Cálculos:

$$\text{Nó. de barras} = \frac{B}{b_n + w} + 1 = \frac{2.022}{0.005 + 0.006} + 1 = 185$$

Velocidad a través de la rejilla:

$$V_r = V_c \times \cos 60^\circ = 0.65 \times 0.866 = 0.56 \text{ m/seg.}$$

Pérdida de carga a través de la rejilla.

$$h = B (w/b_n)^{4/3} h_v \sin \theta$$

$$h = \frac{2.42(0.006/0.005)^{4/3} (0.630/(0.92 \times 1.29))^2 (0.866)}{19.62}$$

$$h = 0.0383 \text{ m}$$

Dimensiones de la rejilla:

Ancho de la cámara	=	2.022 m
No. de barras	=	185
No. de aberturas	=	184
Tamaño de las aberturas	=	0.5 cm
Espesor de las barras	=	5 mm

Altura de la rejilla	=	1.29 m
Longitud de las barras	=	1.49 m
Pendiente de la cámara	=	0.000188

Eficiencia de las rejillas:

Rejilla gruesa:

Con una abertura de 5 cm se retiene aproximadamente 5.1 lts/1000 m<sup>3</sup> con una densidad aproximada de (770-960) grs/lit (ver gráfica No. 1). (\*)

Gasto cribado por día = 0.630 x 86400 = 54.43 miles m<sup>3</sup>.

Volumen retenido por día - 54.43 x 5.1 = 277.60 lts.

Peso retenido por día con densidad promedio de 865 grs/l.

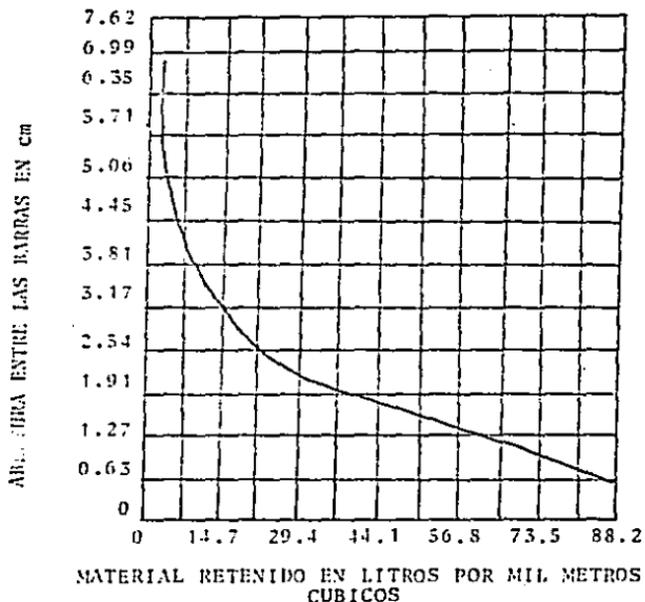
$$= \frac{277.60 \times 865}{1000} = 240.12 \text{ kg}$$

Cantidad de sólidos suspendidos totales en la descarga por día según tabla No. 5.

(\*) Referencia Bibliográfica No. 1.

## GRÁFICA NO. 1

MATERIAL RETENIDO PARA DIFERENTES TAMAÑOS DE ABERTURAS



$$= \frac{482 \times 54.452 \times 1000}{1000 \times 1000} = 26,256.22 \text{ kg}$$

$$\% \text{ de remoción} = \frac{240.12 \times 100}{20,236} = 0.92$$

Rejilla media:

Con una abertura de 2 cm se retiene aproximadamente -  
 36.75 l/1000 m<sup>3</sup>, con una densidad aproximada de (770-960 -  
 grs/l).

$$\text{Volumen retenido por día} = 54.43 \times 36.75 = 2000.30 \text{ l.}$$

Peso retenido por día con densidad promedio de 865 -  
 grs/l.

$$= \frac{2000.30 \times 865}{1000} = 1730.26 \text{ kg}$$

Cantidad de sólidos suspendidos totales en la segunda -  
 rejilla por día:

$$26,236.22 - 240.12 = 25,996.10 \text{ kg.}$$

$$\% \text{ de remoción} = \frac{1730.26 \times 100}{25,996.10} = 6.66$$

Rejilla delgada:

Con una abertura de 0.5 cm se retiene aproximadamente :  
 93.4 l/1000 m<sup>3</sup>, con una densidad aproximada de (889-1052) -  
 gr/l.

Volumen retenido por día - 54.43 x 93.4 = 5083.76 l.

Peso retenido por día con densidad promedio de 970 -  
 grs/l.

$$= \frac{5083.76 \times 970}{1000} = 4931.24 \text{ kg}$$

Cantidad de sólidos suspendidos totales en la tercera -  
 rejilla por día:

$$26,236.22 - (240.12 + 1730.26) = 24,265.74 \text{ kg}$$

$$\% \text{ de remoción} = \frac{4931.24 \times 100}{24,265.74} = 20.32$$

$$\% \text{ de remoción total} = \frac{(240.12+1730.26+4931.24)100}{26,236.22} = 26.30$$

#### 5.4.3. TANQUE DESARENADOR

Las aguas negras contienen, por lo general, cantidades re

lativamente grandes de sólidos inorgánicos como arena, cenizas y grava, a los que comúnmente se le llama arena. Esta materia debe ser extraída de modo que no cause incomodidades tales como desgaste por abrasión, obstrucciones e incrustaciones duras y compactas en las tuberías.

Con este propósito se construyen los desarenadores, los cuales constan de un estanque de sedimentación, donde por control de velocidad, la materia orgánica, que es de menor gravedad específica, se sostiene en suspensión mientras la materia mineral se sedimenta en el fondo. Teóricamente, una partícula de alta gravedad específica suspendida en el agua se sedimenta a velocidad constante, según la ley de Stokes, (\*) que está gobernada por la fuerza de gravedad y la resistencia debida a la viscosidad del líquido.

Los desarenadores deben diseñarse de manera que la velocidad de flujo se pueda controlar y se acerque lo más posible a 0.30 m/seg. El tiempo de retención debe basarse en el tamaño de las partículas (en este caso para arenas con un tamaño de 0.25 mm o más) varía generalmente de 20 segundos a un minuto.

Según Kivell y Lund (\*), la capacidad de una cámara desarenadora está en proporción directa con el área de la super

(\*) Referencia Bibliográfica No. 1.

ficie cualesquiera que sean las relaciones de anchura, profundidad y velocidad, y que "una cámara desarenadora se pueda construir de cualquier forma que se desee, con tal de que el área de la superficie desarenadora sea suficiente". En la siguiente tabla se dan áreas de superficies recomendables de acuerdo al diámetro de las partículas que se desean eliminar:

TABLA NO. 1  
AREAS DE LA SUPERFICIE DE LAS CAMARAS DESAREANADORAS (\*)

DIAMETRO DE LAS PARTICULAS QUE SE QUIEREN ELIMINAR EN mm	GASTO EN MILES DE $m^3$ POR DIA POR $m^2$ DE AREA DE LA SUPERFICIE
0.79	2.827
0.36	1.983
0.28	1.478
0.17	0.972

Cálculo de la cámara desarenadora:

$$Q = 0.630 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 5.00 \text{ m (ancho de la cámara)}$$

$$V = 0.3 \text{ m/seg (velocidad recomendable).}$$

(\*) Referencia Bibliográfica No. 1

$$\text{Gasto en miles de m}^3 \text{ por día} = \frac{0.650 \times 86.400}{1000} = 54.43$$

De acuerdo a la tabla No. 1 y para la eliminación de arena y grava principalmente (0.25 - 0.30 mm de diámetro).

$$\text{Area superficial de la cámara} = \frac{54.43}{1.478} = 36.82 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de la cámara} = \frac{36.82}{5} = 7.36 \text{ m}$$

Tiempo de retención =  $\frac{7.36 \text{ m}}{0.30 \text{ m/seg}}$  = 25 seg. el cual está dentro de las recomendaciones.

La profundidad de la cámara estará regulada por el dispositivo de salida. Este dispositivo será un vertedor proporcional para la regulación de la velocidad.

#### 5.4.4. VERTEDEDOR PROPORCIONAL

La eficiencia de un tanque desarenador, depende de los dispositivos de entrada y salida de la cámara. La entrada deberá localizarse sobre la línea central del canal de la cámara para que la velocidad actúe a lo largo del eje del canal.

La profundidad o tirante del agua en la cámara estará regulada por el dispositivo de salida; el tipo más conveniente

te de regulación de la descarga, es aquel que permite una velocidad uniforme de escurrimiento a través de la cámara, cualquiera que sea el gasto de dicho escurrimiento (\*). El dispositivo que se diseñará en este trabajo es un vertedor proporcional, que consta de una plancha a través de la corriente, con una abertura para la descarga libre del agua.

Cálculos:

Para que no haya sedimentación de materia orgánica, en la cámara desarenadora la velocidad horizontal deberá ser de 0.30 m/seg.

Se dará una altura de 5 cm para la sedimentación de materia orgánica (arena).

$$\text{Area transversal} = \frac{Q}{V} = \frac{0.630}{0.30} = 2.1 \text{ m}^2$$

Ancho de la cámara = 5.00 m.

$$\text{Profundidad de la cámara con arena} = \frac{2.1}{5.00} = 0.42 \text{ m}$$

Profundidad de la cámara sin arena = 0.37 m

La fórmula para el gasto en un vertedor proporcional, en

(\*) Referencia Bibliográfica No. 2.

términos del ancho de la abertura ( $\lambda$ ) y la profundidad (h)  
 (\*)  $Q = 4.20 (h^{1/2}) h$ .

A fin de que sea Q proporcional a h, el término  $(h^{1/2})$  debe ser constante.

$$Q = 4.20 K h$$

$$K = h^{1/2}$$

Entonces:

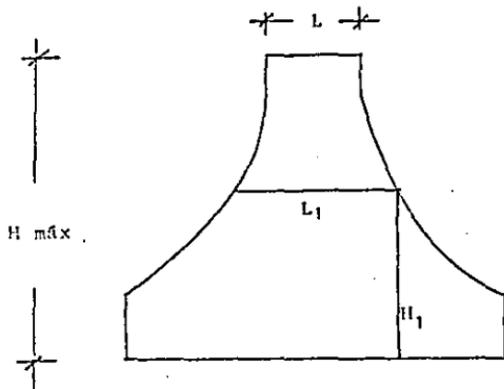
$$K = \frac{Q}{4.20 \times h} = \frac{0.650}{4.20 \times 0.37} = 0.405$$

$$Q = 4.20 \times 0.405 h = 1.701 h$$

$$\text{Area} = 5.00 \times h$$

$$\text{Velocidad} = \frac{Q}{A}$$

El siguiente paso es verificar la velocidad (debe ser constante) con diferentes valores de h, y además para determinar la sección del vertedor. Para eso se hace la siguiente tabla:



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

VERTEDOR PROPORCIONAL | FIGURA 5.3

RÓBERTO SANCHEZ MARTINEZ

TABLA NO. 2

h METROS	$\lambda = \frac{0.405}{h^{1/2}}$	$Q = 0.701 h$ m <sup>3</sup> /seg.	$A = 5.2 \times h$ m <sup>2</sup>	$V = Q/A$ m/seg.
0.47	0.59	0.33	2.35	0.27
0.37	0.67	0.26	1.85	0.34
0.27	0.78	0.19	1.35	0.46
0.17	0.98	0.12	0.85	0.74
0.07	1.53	0.05	0.35	1.80
0		0	0	

Graficando h contra  $\lambda$  se encuentra la sección del vertedor.

La cantidad de arena sedimentada depende del tipo de sistema de alcantarillado tributario, del estado de sus líneas y de otros muchos factores. Por lo general se presenta un volumen de arenas de 7 a 30 litros por cada 1000 metros cúbicos.

Volumenes diarios de arena depositados:

$$= \frac{0.630 \times 86\,400 \times 7}{1000} = 381.02 \text{ lts.}$$

$$= \frac{0.630 \times 86\,400 \times 30}{1000} = 1,632.96 \text{ lts.}$$

Volumen de espacio para arenas = área superficial de la cámara desarenadora x espacio para arenas:

$$36.82 \times 0.05 = 1.841 \text{ m}^3$$

#### 5.4.5. TANQUE DESARENADOR PRIMARIO

El tratamiento primario es básicamente la separación de los sólidos suspendidos en todo lo posible, bien por su sedimentación o por su flotación, además de la remoción de los mismos en forma de lodos o espumas o natas para su destino final.

Dado que aproximadamente el 50% de la materia suspendida en las aguas negras es sedimentable y puesto que mucha de la materia es orgánica, se deduce que el tratamiento es primario remueve mucho sedimento a la vez que reduce considerablemente la D.B.O. del líquido.

Se ha visto que el proceso de sedimentación depende de factores tales como la gravedad específica de la materia la viscosidad del líquido (que depende de la temperatura) y de las dimensiones superficiales y de la profundidad del tanque sedimentador.

Tratándose de materia orgánica suspendida y muy liviana

o sea de una densidad muy cercana a la del fluido que la contiene, se observa que el fenómeno de la sedimentación es aún más sensible a cualquier pequeño cambio que ocurre en las condiciones ambientales. En especial, mientras sedimentan, las partículas se aglomeran al azar, y así no solamente aumentan de tamaño y sedimentabilidad sino que al mismo tiempo arrastran del líquido mucha materia coloidal, que no caería por sí mismo. (\*)

Los tanques de sedimentación pueden ser rectangulares, cuadrados o circulares. En las dos primeras formas, el flujo es longitudinal, y en la forma circular el flujo es radial. En lo que respecta al rendimiento, hay poca diferencia entre una forma y otra, siempre que esté bien diseñado y ocupado para su funcionamiento y sólo intervendrían los costos de instalación y operación.

En este caso se diseñará un tanque circular; estos tanques tienen armaduras horizontales fijas a un eje central accionado por un motor. El fondo de los tanques está inclinado hacia el centro y las rastras mueven a los sólidos sedimentados hacia la tolva o embudo de lodos que hay en el centro. Las armaduras desnatadoras están sujetas a la flecha central en superficie, para recolectar los sólidos flotantes, las grasas y los aceites.

(\*) Referencia Bibliográfica No. 3.

Para que la velocidad sea lo más uniforme posible a través de todo el tanque, el flujo entra a través de una tubería de subida, colocada en el pilar central del tanque, aquí el flujo pasa en sentido radial por las aberturas de una pantalla circular hacia la periferia del tanque, por donde se vierte por sobre un vertedor rebosadero circunferencial a un canal colector de salida.

Las condiciones regulares para un buen rendimiento son las siguientes (basadas en la experiencia) (\*)

- Periodo de retención. De una a tres horas; se usa el periodo de acuerdo a la eficiencia deseada.
- La profundidad no debe ser menor de 2.5 m con exclusión del espacio de acumulación de lodos.
- Una relación de la profundidad a la longitud o radio tal que la partícula más pequeña que se desee eliminar alcance el fondo durante el periodo de retención:

Cálculos:

$$Q = 0.650 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Tr = 1.5 \text{ Hr. (tiempo de retención)}$$

$$H = 3.0 \text{ m (profundidad del tanque con exclusión de la tolva).}$$

(\*) Referencia Bibliográfica No. 3.

$$\text{Volumen del tanque} = Q \times Tr = 0.630 \times 1.5 \times 3600 = 3402 \text{ m}^3$$

$$\text{Area del tanque} = \frac{V}{H} = \frac{3402}{3.0} = 1,134 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Diámetro del tanque} &= \frac{4A}{\pi}^{1/2} = \left( \frac{4 \times 1,134}{\pi} \right)^{1/2} \\ &= 38.00 \text{ metros.} \end{aligned}$$

Carga superficial en el tanque.

$$R = \frac{Q}{A} = \frac{0.630 \times 1000 \times 86,400}{1,134.00} = 48,000 \text{ lts/m}^2/\text{dfa}$$

Eficiencia del tanque sedimentador:

De acuerdo a la siguiente tabla, determinaremos el % de remoción de la D.B.O.

TABLA NO. 3

RELACION DE LA CARGA SUPERFICIAL DE LAS AGUAS NEGRAS Y LA REMOCION DE LA D.B.O. EN TANQUES DE SEDIMENTACION (\*)

CARGA SUPERFICIAL lts/m <sup>2</sup> /dfa	% DE REMOCION DE LA D.B.O.
16,290	37.0
20,370	36.5
24,440	35.5
28,510	34.5
32,580	34.0
36,660	32.5
40,730	32.0
61,100	27.0
81,460	21.0

(\*) Referencia Bibliográfica No. 2.

% de remoción de la D.B.O. aproximadamente	30%
Concentración inicial de D.B.O.	= 260 mg/lt
Concentración final de D.B.O.	= 179.5 mg/lt

De acuerdo a la gráfica No. 2 se determina el % de remoción de materia suspendida. (\*)

Concentración inicial de sólidos suspendidos es de 482 - mg/lt. Dato proporcionado por la SARH.

% de remoción en las rejillas = 26.31%

Concentración en el tanque sedimentador.

$482 - 482 \times 0.2631 = 355 \text{ mg/lt.}$

% de remoción de la gráfica No. 3 aproximadamente 50%.

#### 5.4.6. OBRAS DE EXCEDENCIA

Debido a que en un momento dado habrá gastos extraordinarios y aumentos futuros que no podrá tratar la planta de tratamiento, hecho un análisis de las razones anteriores se determinó diseñar las obras de excedencia para un gasto de -

(\*) Referencia Bibliográfica No. 2.

Las obras de excedencia consistirán en un vertedor de -  
demasías que descargue a un canal de desfogue y conduzca las  
aguas residuales excedentes hasta el mar.

Cálculo del vertedor (rectangular).

Considerando que la cota máxima que puede darse es de -  
3.5 m sobre el N.M.N. que corresponde a la salida de la tube  
ría de las aguas residuales y que la cota del terreno en el  
sitio donde se colocará el vertedor es a 40 m de la orilla -  
del mar corresponde a 1.5 m, referida al mismo nivel de la -  
figura No. 6 se tiene:

Aplicando la fórmula de Francis: (\*)

$$Q = C L H^{3/2}$$

Donde:

$$Q = 1 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

C = 1.838 coeficiente de descarga (valor propuesto -  
por Francis).

H = Carga del vertedor

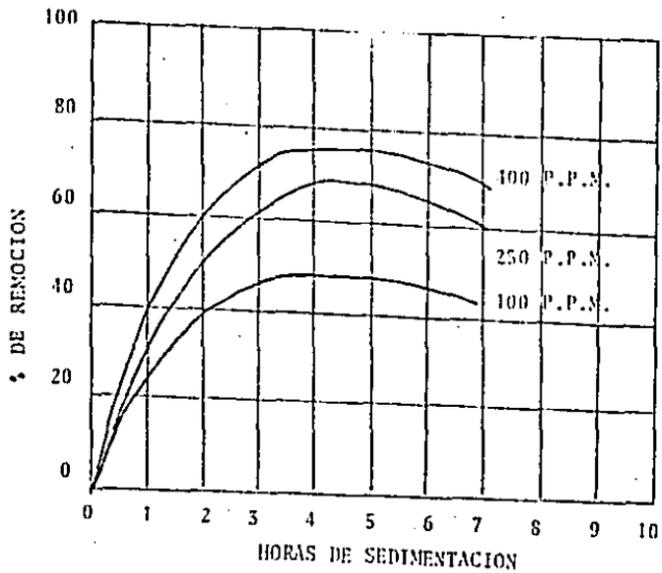
L = Longitud de la cresta del vertedor.

$Y_1$  = Altura del vertedor de la cresta.

(\*) Referencia Bibliográfica No. 4.

GRAFICA NO. 2

RENOCION DE MATERIA ORGANICA SUSPENDIDA POR SEDIMENTACION



REFERENCIA BIBLIOGRAFICA NO. 2

$$\text{Entonces: } L = \frac{Q}{C H^{5/2}} = \frac{1}{1.838 H^{5/2}}$$

Puesto que la longitud está en función de la carga y viceversa, existen infinidad de combinaciones de las dos variables, tomando la diferencia de alturas entre las cotas de la tubería y el terreno ( $H = Z - Y_1$ ) (\*) se determinan los siguientes valores):

TABLA NO. 4

H (metros)	L (metros)	$Y_1$ (metros)
0.5	1.53	1.5
0.6	1.17	1.4
0.7	0.92	1.3
0.8	0.76	1.2
0.9	0.63	1.1

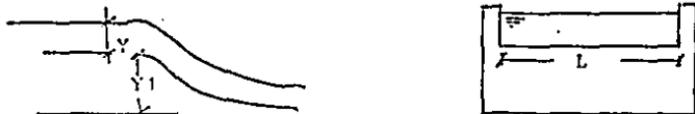
La sección, H y L, más apropiada se hace después que se analiza el canal de desfoque puesto que deberá tener el mismo ancho que el vertedor.

Cálculo del canal de desfoque:

Se diseñará un canal de sección rectangular, y de acuerdo

(\*) Referencia Bibliográfica No. 4.

FIGURA NO. 6  
VERTEDOR DE DEMASIAS

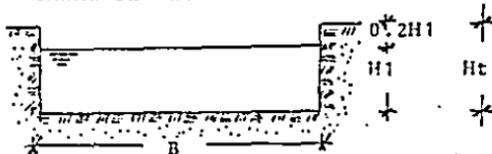


$H$  = Carga del vertedor

$Y1$  = Altura del vertedor

$L$  = Longitud de cresta

FIGURA NO. 7  
CANAL DE DESFOGUE



$H1$  = Tirante del canal

$Ht$  = Altura del borde libre

$B$  = Plantilla del canal

do a las siguientes fórmulas se tiene:

$$Q = V \times A$$

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \text{ (fórmula de Manning)}$$

Donde:

$$Q = 1 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$S = \frac{1.5}{40} = 0.037 \text{ (pendiente del terreno)}$$

$n = 0.020$  (coeficiente de rugosidad) grafilla afinada

$r =$  Radio hidráulico

$V =$  Velocidad

$A =$  Area hidráulica

$P =$  Perímetro mojado

Y como es un canal rectangular (ver figura No. 7)

$$A = B \times H_1$$

$$P = B + 2H_1$$

$$r = A/P = \frac{B \times H_1}{B + 2H_1}$$

$$Q = \frac{1}{n} \left( \frac{B H_1}{B + 2H_1} \right)^{2/3} S^{1/2} (B H_1)$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{(B H_1)^{5/3}}{(B + 2H_1)^{2/3}} = \frac{1.00 \times 0.020}{(0.037)^{1/2}} = 0.0104$$

Ya que B es función de  $H_1$  pueden hacerse las siguientes combinaciones de B y  $H_1$ , dando a B los mismos valores que en el vertedor.

TABLA NO. 5

B (metros)	$H_1$ (metros)	Ht (metros)
1.55	0.23	0.27
1.17	0.26	0.31
0.92	0.35	0.42
0.76	0.42	0.50
0.65	0.50	0.60

De los resultados obtenidos para el vertedor y el canal se seleccionaron los siguientes valores:

Vertedor:

H = 0.8 metros

L = 0.76 metros

$Y_1$  = 1.2 metros

Canal de desfogue:

B = 0.76 metros

$H_1$  = 0.42 metros

H<sub>z</sub> = 0.5 metros

#### 5.4.7. TRATAMIENTO SECUNDARIO

Se diseñará con un gasto de 17.36 lts/seg. que es el -  
gasto de diseño para las aguas residuales con una población  
actual de 2,700 habitantes con un sistema de aireación exten-  
dida. Se construirán dos tanques, uno para satisfacer la de-  
manda actual y el otro para la futura.

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

$$C = Q.L. = (0.01736 \text{ m}^3/\text{seg.})(86,400 \text{ seg/dfa})$$

$$(0.1794 \text{ kg/m}^3)$$

$$C = 269.08 \text{ kg/dfa.}$$

Los parámetros de diseño son:

Contribución de materia orgánica (expresada como -  
D.B.O.s).

$$(L1) = 179.4 \text{ mg/l}$$

Tiempo de retención (tr) = 10 Hrs.

Factor de alimentación ( $\lambda$ ) = 0.13 1g D.B.O.s/1g ssd -

concentración de sólidos suspendidos en licor mezclado (ss) = 5000 mg/lt.

Dimensionamiento.

El dimensionamiento se hará por dos métodos:

- I. Alimentación carga
- II. Tiempo de retención.

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

$$V = \frac{L1 Q}{\gamma (ss)} = \frac{269.08}{(0.13)(3)} = 689.95 \text{ m}^3$$

II. Tiempo de retención al volumen está dado por:

$$V = Q (Tr)$$

$$V = (0.0173) \text{ m}^3/\text{seg.})(3,600 \text{ sg/Hr})(10 \text{ Hrs}) = 622.80 \text{ m}^3$$

Domina el criterio de alimentación carga que es:

$$V = 689.95 \text{ m}^3$$

Con una profundidad de 3.00 metros necesitamos una  
 área de:

$$\lambda = \frac{689.95}{3.00} = 229.98 \text{ m}^2$$

Se considera un cuadrado de 15.50 x 15.0 metros.

Con esto resulta un tanque cuadrado de 15.50 x 15.0 y 3.00 y un volumen de 697.5 m<sup>3</sup>.

Equipo de aireación.

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

a) Requerimiento de oxígeno.

Para el cálculo del oxígeno requerido utilizaremos dos métodos: racional y empírico.

I. Método racional.

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

$O_2$  usado = a (DBO<sub>5</sub> rem.) + 1.42 b(masa de microorganismos).

Donde:

$O_2$  usado = Cantidad de oxígeno usado, lg/dfa.

a = Constante 0.42

b = Constante de respiración endógena en lodos 0.158

$$\text{DBO}_S \text{ rem} = \text{DBO}_S \text{ remocida (90\% de la aplicada } 0.90 \times 689.95 \\ = (20.96)$$

$$\text{O}_2 \text{ usado} = 0.42(620.96) + 1.42(0.158)(1,101) = 507.82 - \text{O}_2/\text{dfa}$$

## II. Método empírico

$$\text{O}_2 \text{ usado} = 2 \times \text{DBO}_S \text{ aplicada}$$

$$2 \times 689.95 = 1,379.90/\text{g} - \text{O}_2/\text{dfa}$$

Domina el criterio empírico.

b) Eficiencia del equipo de aireación.

Está dada por la siguiente relación.

$$\frac{N}{N_0} = \alpha (1.028)^{T-20} \beta \frac{(C_S C_t A - C_L)}{C_S (20.0)}$$

Donde:

N = Capacidad de oxigenación en condiciones de campo

N<sub>0</sub> = Capacidad de oxigenación con condiciones standard

$\alpha$  = Factor de corrección de transferencia, (0.7)

T = Temperatura más desfavorable, (25°C)

$\beta$  = Factor de corrección de solubilidad del oxígeno -

(0.9).

$C_S$  (25, 1520) = Solubilidad de oxígeno a 25°C y 1,520 - msnm (6.85 mg/lt)

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

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

Por lo tanto:

$$\frac{N}{N_0} = 0.7 (1.028)^S 0.9 \frac{(6.85 - 1.5)}{9.17} = 0.42$$

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

$$O_2 \text{ req} = \frac{O_2 \text{ usado}}{\text{eficiencia}} = \frac{1,579.9 \text{ kg/día}}{(0.42)(24 \text{ Hrs/día})}$$

$$O_2 \text{ req} = 136.89 \text{ kg/Hr.}$$

Determinación de la potencia.

Para aireadores de eje vertical y con una tasa de transferencia de 2.9 kg -  $O_2$ /kwll.

$$\text{Potencia } \frac{136.89}{2.9} = 47.20 \text{ kW}$$

$$\text{Potencia} = 63.27. \text{ HP}$$

#### 5.4.8. SEDIMENTACION SECUNDARIA

Dimensionamiento:

Para este tipo de planta se han seleccionado tanques piramidales de flujo vertical, debido a que:

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

El principal criterio de diseño de estos tanques es la carga volumétrica de superficie  $30 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-dfa}$ .

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

$$A = \frac{(1.480 \text{ m}^3/\text{dfa}) (1.25)}{30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ dfa}} = 61.66 \text{ m}^2$$

Se proyectarán dos tanques de sedimentación adjuntos al tanque de oxidación biológica, cada uno con una sección de 24 x 24 metros.

Para aumentar la capacidad de los tanques de sedimentación, especialmente en los caudales superiores se incluyen en los tanques de sedimentación, sistemas de placas paralelas con una inclinación de 60°, una separación de 70 cm y una profundidad vertical de 1.50 metros.

#### 5.4.9. ESTIMACION DEL CAUDAL DE LODOS

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

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

$$Q_X = Q_R + Q_S$$

Donde:

$C_A$  = Sólidos en suspensión en el líquido  
Saliente del aireador, (mg/lt)

$C_P$  = Sólidos en suspensión en el lodo de retorno  
(mg/lt).

$Q_R$  = Lodo de retorno, ( $m^3$ /seg.)

$Q_S$  = Efluente primario, ( $m^3$ /seg.)

$Q_X$  = Efluente total primario, hasta cualquier punto X, inclusive ( $m^3$ /seg.)

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

$$C_p = 1\% = (0.01)(1 \text{ kg/lt}) \frac{1'000,000 \text{ mg}}{\text{kg}} = 10,000 \text{ mg/lt}$$

$$\text{Si } C_A = 0 \quad Q_R C_R = Q_S C_p$$

$$C_R = 3,000 \text{ mg/lt} \quad Q_R = 1.25 (0.0173 \text{ m}^3/\text{seg.})$$

$$Q_S = \frac{Q_R C_R}{C_p} = \frac{(0.0216) (3,000)}{10,000 \text{ kg/lt}}$$

$$Q_S = 0.00648 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Los lodos tienen un caudal diario de  $559.87 \text{ m}^3/\text{día}$ , mientras que el volumen de agua residual se considera de  $1,480 \text{ m}^3/\text{día}$ .

#### 5.4.10. SECADO DE LODOS

En este caso se emplea el criterio de  $0.1 \text{ m}^2/\text{población}$  equivalente.

$$\text{Población equivalente} = 2,700 \text{ habitantes.}$$

$$\text{Área necesaria} = 0.1 (2,700) = 270 \text{ m}^2$$

## 5.4.11. CLORACION

Se diseñará para un caudal de 630 lts/seg. y con los siguientes parámetros de diseño.

Tr = 60 min.

Prof. 3.0 m

$$\text{Area necesaria} = \frac{Q \cdot Tr}{\text{Prof.}} = \frac{(0.0173 \text{ m}^3/\text{seg.}) (60 \times 60)}{3.00 \text{ m}}$$

$$\text{Area necesaria} = 20.76 \text{ m}^2$$

Rectángulo de 4.50 x 5.00 m.

Profundidad total 3.00 + 0.50.

Claros libres = 3.00 m.

## 5.5. DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL

La planta de tratamiento contará con un tanque para sedimentación simple con digestión separada de lodos.

La dimensión del tanque se ha establecido con un diámetro interior de 38 metros y una sección interior rectangular de 2 x 5 m con un tirante de 5.00 metros. De acuerdo con los datos proporcionados, se tiene un relleno exterior de 0.35 metros en la parte exterior perimetral del tanque.

La capacidad unitaria del terreno ha sido estimada en 8 toneladas por metro cuadrado.

El tanque será construido de concreto reforzado con una  $F'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  para el concreto y una  $Fy = 4000 \text{ kg/cm}^2$  para el acero de refuerzo.

La estructuración del tanque consistirá en:

1. El muro de superficie cilíndrica irá empotrado en su base y libre en su extremo superior. Este muro se analizará con su máximo tirante de agua sin relleno exterior y también considerándolo vacío con el efecto del relleno exterior. Su cimentación será una zapata perimetral en la que habrá de anclarse el muro.

2. El piso del tanque será una losa de concreto reforzado, que se limitará con la zapata perimetral del muro y con un dado central que alojará ahogadas las columnas del influente, la tubería de salida de lodos y la del desague del tanque. Este dado de concreto reforzado soportará el mecanismo de las rastras del clarificador, la estructura del pozo de alimentación, así como el tambor recolector de sólidos con cajas de control, también será soporte de la unidad motora y del puente de maniobras.

Para el análisis y diseño a seguir, se aplicará el criterio ya considerado, de la P C A Portland Cement Association, en el caso del tanque de regularización para tanques circulares de concreto sin presfuerzo.

Muro y su zapata de cimentación.

Altura del tirante del agua	H = 3.00 m
Altura total del muro	3.35 m
Diámetro interior del muro	D = 38.00 m
Relación del módulo de elasticidad de acero a concreto	n = 10
Coefficiente de contracción en el concreto	c = 0.0003
Altura del relleno exterior	0.85 m
Módulo de elasticidad del acero	Es = 2 000,000 kg/cm <sup>2</sup>

Esfuerzo de tensión permisible en el concreto para el diseño del tanque cilíndrico:  $0.10 F'c = 0.10 \times 200 = 20$  kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo permisible en el acero de refuerzo en sus anillos:  $F_s = 1400$  kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo cortante permisible:  $V = 7.5$  kg/cm<sup>2</sup>

Tanque lleno sin relleno exterior.

Considerando un espesor total del muro de  $t = 0.20$  m, se obtiene:

$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{(3.00)^2}{38 \times 0.20} = \frac{9}{7.6} = 1.18$$

$$wHR = 1000 \text{ kg/m}^3 \times 3.00 \times 19.00 = 57,000 \text{ kg por metro.}$$

De la tabla 1, se tienen los coeficientes que multiplicados por wHR nos proporcionan la tensión anular en los distintos puntos de su altura; localizando 0.0H en el extremo superior y 1.0H el desplante del muro. Se considera la tensión anular en kilogramos por metro de muro.

PUNTO	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
COEFICIENTE	0.272	0.269	0.263	0.255	0.254	0.203	0.169	0.121	0.067	0.020
TABLA 1										
TENSION ANULAR	13274	13127	12834	12444	11419	9906	8247	5906	3270	976

En el punto 1.0H se consideran el coeficiente y la tensión anular un valor de cero.

Los valores de los coeficientes se han obtenido por interpolación lineal de los presentados en la tabla 1 para  $\frac{H^2}{D^2}$  entre 0.30 y 1.30.

El área de acero correspondiente a la tensión anular máxima  $T = 13,274$  kg.

En un metro es:

$$A_s = \frac{T}{F_s} = \frac{13274}{1400} = 9.48 \text{ cm}^2$$

que se proporciona en dos capas con varilla de 3/8 a cada 15 m.

Este armado puede conservarse hasta un punto hacia abajo donde se tenga una  $T$  del 50% o sea con un valor de 6,637 kg que por interpolación se localiza a  $0.669 H = 0.669 \times 3.00 = 2.00$  metros abajo del extremo superior del muro. De este nivel hacia

abajo pueden ir las varillas de 3/8" a 30 cm El esfuerzo máximo de tensión en el concreto incluyendo el efecto de contracción lo da la expresión:

$$f_c = \frac{C E_s A_s + T_{\text{máx}}}{A_c + n A_s}$$

$$= \frac{9.18 (0.0003 \times 2.1 \times 10^6) + 13274}{(20 \times 100) + (10 \times 9.48)}$$

$$f_c = 9.2 \text{ kg/cm}^2 < 20 \text{ kg/cm}^2$$

Para obtener el cortante en la base del muro, se multiplica el valor  $w H^2 = 100 \times 3.00 = 9,000 \text{ kg}$  por metro, por un valor de 0.325 factor constante para:

$$\frac{H}{D_r} = 1.18$$

El signo positivo indica que el cortante actúa hacia el interior del tanque.

$$\text{Por tanto, } V = 0.325 \times 9,000 = 2,925 \text{ kg/m}$$

$$\sqrt{j} = \frac{V}{j d} = \frac{2,925}{100 \times 0.887 \times 15} = 2.20 \frac{7.5 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \text{ acceptable}$$

Los momentos en fajas verticales de 1.00 m de ancho se calculan multiplicando el valor de  $w H^3 = 1000 \times (3.00)^3 = 27,000$

27,000 kg/m donde el signo positivo indica tensión en el lado exterior del tanque. Estos coeficientes se obtienen para -

$\frac{H_2}{D_2} = 0.50$  interpolando linealmente entre 0.30 y 1.30, quedando como se indican:

PUNTO	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H
COEFICIENTE					
TABLA VII	0.00114	0.00414	0.00758	0.01055	0.01176
MOMENTO kg-m					
POR METRO	32	117	215	299	334

PUNTO	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	0.0H
COEFICIENTE					
TABLA VII	0.0103	0.0045	-0.0072	-0.0262	-0.0541
MOMENTO kg-m					
POR METRO	292	128	- 204	- 745	- 1535

En 0.0H se tiene  $M = 0$

El signo negativo denota tensión en el interior. Las tensiones en el lado interior del muro llegan a (3.05 - 2.26) = 0.79 m sobre el fondo.

Acero negativo:

$$A_s = \frac{153,500}{1,700 \times 0.887 \times 15} = 6.8 \text{ cm}^2$$

diámetro 3/8" a cada 10.5 cm que se colocará hasta una altura de 0.79 m desde el fondo en el lado interior.

Acero positivo:

$$A_s = \frac{35,400}{1,700 \times 0.887 \times 15} = 1.48 \text{ cm}^2$$

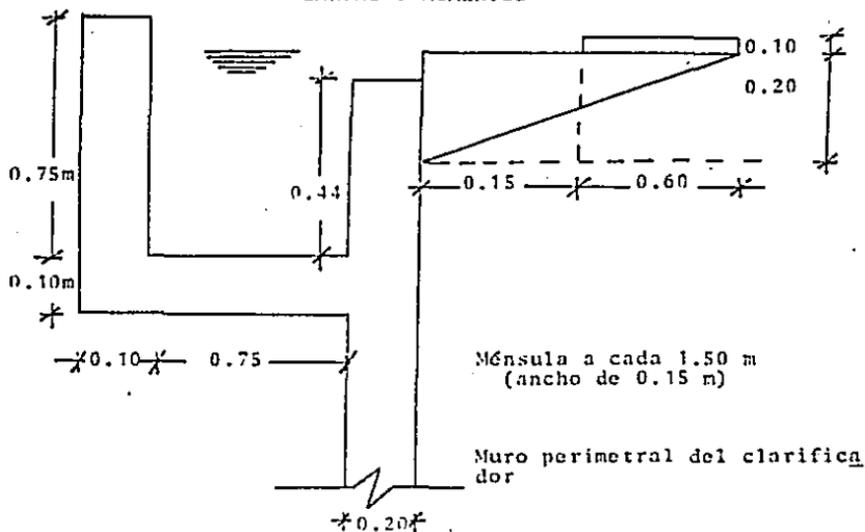
diámetro 3/8" a cada 48 cm.

Acero mínimo.

$A_s = 0.0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$  en dos capas y por capa:  
2.5  $\text{cm}^2$  varilla de 3/8" a 28.4 cm.

Para definir finalmente el armado vertical es muy conveniente tener en cuenta el efecto que produce la canalata exterior perimetral.

## CARGAS Y MOMENTOS



CARGAS		BRAZOS	MOMENTOS
Agua:	0.45 x 0.75 x 1000	0.375	127 kg-m
Muro:	0.10 x 0.75 x 2400	0.80	144 kg-m
Fondo:	0.85 x 0.10 x 2400	0.425	87 kg-m
Mampara:	0.10 x 0.60 x 2400	0.45	-65 kg-m
Ménsula	0.10 x 0.75 x 0.15 x $\frac{2400}{15}$	0.25	<u>-5</u> kg-m
			288 kg-m

Este momento de 288 kg-m se equilibra con los que se tienen de signo contrario y que dan tensiones exteriores en el tanque; pero si incrementa los negativos que se tienen en la parte inferior del muro, de manera que el máximo negativo

se rfa:

$$1535 + 288 = 1823 \text{ kg-m}$$

Por el acero negativo se obtiene finalmente:

$$A_s = \frac{182,300}{1,700 \times 0.887 \times 15} = 8.6 \text{ cm}^2$$

Con varillas de 3/8" de diámetro a 9 cm, que se llevarán hasta una altura de 1.20 m interiormente desde el fondo y el resto será de 3/8" de diámetro a 30 cm, pero en dos capas para estar en condiciones de soportar los anillos horizontales que en doble capa arman muro.

Tanque vacío con relleno exterior.

Altura de relleno: 0.85 m

Sobrecarga equivalente de vehicu

los según AASHO 0.61 m

$$h = 1.46 \text{ m}$$

Según Rankine para  $\alpha = 30^\circ$  y un peso volumétrico  $w$  de  $1,800 \text{ kg/m}^3$  para el relleno, la presión por el empuje de éste es:

$$p = \frac{1 - \text{Sen } \alpha}{1 + \text{Sen } \alpha} w h = 1/3 \times 1800 \times 1.46 = 876 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 0.876 \text{ t/m}^2.$$

$$R = 26.5 \text{ m}; \quad a = R = 26.5 \text{ m}; \quad b = R + t = 26.70 \text{ m}.$$

Esta presión  $P$  exterior provoca esfuerzos de compresión en el muro de tipo circunferencial:

$$S_2 = \frac{P b^2 (a^2 + R^2)}{R^2} = \frac{2 P b^2}{b^2 R^2}$$

$$S_2 = \frac{2 \times 0.876 \times (26.70)^2}{(26.70)^2 - (26.5)^2} = - 233.89 \text{ t/m}^2 = -23.38 \text{ kg/m}^2$$

y de tipo radial:

$$S_3 = \frac{P b^2 (R^2 - a^2)}{R^2 (b^2 - a^2)}$$

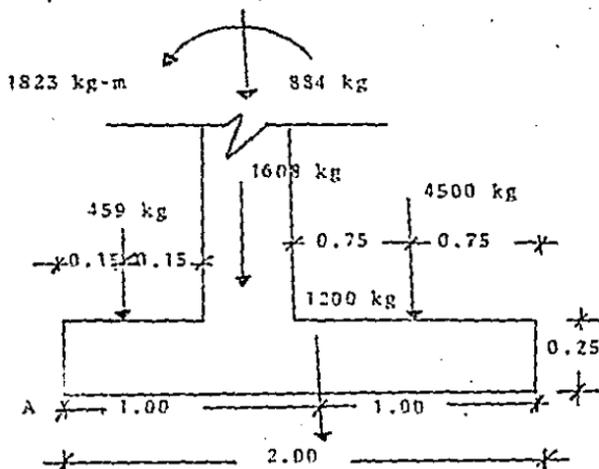
$$\text{Si } R = b, S_3 = P = 0.0876 \text{ kg/cm}^2$$

Ambas  $S_2$  y  $S_3$  menores de  $0.45 f'c = 90 \text{ kg/cm}^2$

Zapata perimetral del muro del tanque.

Cargas verticales por metro:

Peso propio del muro:	$3.35 \times 0.20 \times 2,400 = 1,608 \text{ kg}$
Peso propio zapata:	$2 \times 0.25 \times 2,400 = 1,200 \text{ kg}$
Relleno sobre zapata:	$0.30 \times 0.85 \times 1,800 = 459 \text{ kg}$
Peso agua sobre zapata:	$3.00 \times 1.50 \times 1,000 = 4,500 \text{ kg}$
Peso canaleta y mampara:	$\frac{884 \text{ kg}}{8,657 \text{ kg}}$



El momento igual a 1,823 kg-m es el momento vertical - que transmite el empuje del agua al empotrar el muro en la zapata de cimentación y al que se le ha incluido el efecto de la cunaleta llena de agua y de la mampara ubicadas en su parte superior.

Posición de la resultante:

FUERZAS	BRAZOS	M <sub>a</sub>
1,608	0.40 m	643.10 kg-m
1,200	1.00 m	1,200 kg-m
459	0.15 m	68.85 kg-m
4,500	1.25 m	5,625 kg-m
884	0.40 m	353.60 kg-m
<u>8,651</u>		<u>7,890.65</u> kg-m

$$x_{\text{R}} = \frac{7,890.65}{8,651} = 0.92 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad: } e = \frac{d}{2} - X_A = 0.08 \text{ m.}$$

$$\text{Donde: } d = 2.00$$

$$e = 0.08 < \frac{2.00}{6} = 0.33$$

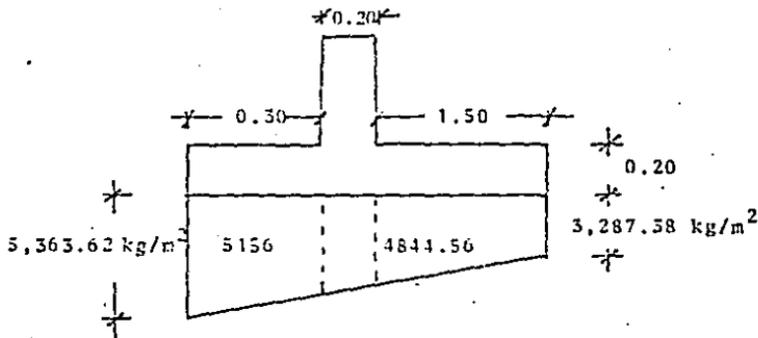
Esfuerzos sobre el terreno:

$$f = \frac{8,651}{1 \times 2} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.08}{2} \right)$$

$$f_{\text{mín}} = 3,287.38 \text{ kg/m}^2$$

$$f_{\text{máx}} = 5,363.62 \text{ kg/m}^2$$

Permisibles.



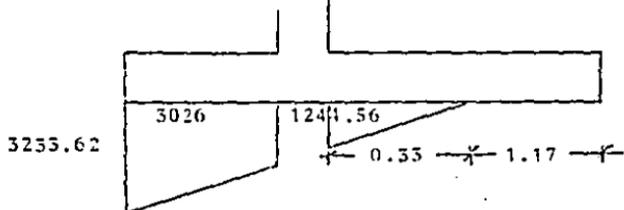
Para los esfuerzos netos hay que descontar en la parte de la derecha el peso de la zapata más el del relleno y en la izquierda el peso de la zapata y el del agua.

$$\text{RELLENO: } 0.85 \times 1800 = 1550 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ZAPATA: } 600 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ZAPATA: } 0.25 \times 2400 = \frac{600}{2130} \text{ kg/m}^2$$

$$\text{AGUA: } 3.00 \times 1000 = \frac{3000}{3600} \text{ kg/m}^2$$



$$\text{Del lado izquierdo: } M = 0.5(3,253.62 + 3,026) \times 0.15 = 469 \text{ kg-m}$$

$$\text{Del lado derecho: } M = 0.5 \times 1244.56 \times 0.33 \times \frac{0.33}{3} = 22.59 \text{ kg-m}$$

Se toma el de la izquierda  $M = 469 \text{ kg-m}$

$$d = \sqrt{\frac{46,900}{13.53 \times 100}} = 5.88 \text{ cm.}$$

Se toma  $d = 20 \text{ cm}$  y  $h = 25 \text{ cm}$ .

$$A_s = \frac{46,900}{1,700 \times 0.887 \times 20} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Por temperatura:  $A_{st} = 0.0025 \times 25 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2$ , o bien  $3.125 \text{ cm}^2$  por capa, con varillas de  $3/8"$  de diámetro a 23 cm  $\checkmark = 0.5 (3,253.62 + 3,026) \times 0.0025 = 7.94 \text{ kg}$ .

$$\checkmark = \frac{7.94}{100 \times 20} = 0.46 \text{ kg/m}^2 < 7.5 \text{ aceptable.}$$

Por adherencia en que  $u = 35 \text{ kg/cm}^2$ , por tener varillas de 3/8" de diámetro.

$$\leq o = \frac{938.94}{35 \times 0.887 \times 20} = 1.51 \text{ cm} < 13 \text{ cm}$$

que proporcionan las varillas de 3/8" de diámetro a 23 cm en 1.00 metro y en una sola capa.

Losa de piso.

Esta losa se hará de 12,5 cm y se amarrará por temperatura:

$0.0025 \times 100 \times 12.5 = 3.125 \text{ cm}^2$  llevando un armado central de varillas de 3/8" de diámetro a 23 cm.

### 5.6. GENERALIDADES DEL EMISOR

Ya habiendo realizado el tratamiento adecuado y después de liberar impurezas por medio de los métodos de tratamiento de agua primario, tratamiento secundario con equipo de aereación y método de cloración las aguas pueden desalojarse hacia la bahía por medio de un emisor submarino que consta con las siguientes características:

#### 5.6.1. LOCALIZACION DEL EMISOR

La determinación de la ubicación del sistema de emisión submarino y difusión dentro del área en estudio, se hizo tomando en cuenta la batimetría general de la bahía.

Con el objeto de establecer el o los posibles sitios factibles para la localización del emisor-difusor se recurrió a analizar las características topográficas del lecho marino, en la zona de estudio mediante datos proporcionados por el Instituto de Oceanografía de Manzanillo, Colima.

Dada la batimetría de la zona en estudio, la localización del sistema emisor-difusor, puede hacerse prácticamente en cualquier punto, dada la homogeneidad de la topografía del lecho marino en dicha zona.

La ubicación de la planta de tratamiento, así como la -

posibilidad de descargar por gravedad, limitan la zona de localización del sistema emisor-difusor prácticamente a una sola posibilidad, pues el punto de recolección de las aguas se encuentra algo afectado de donde quedará situada la planta de tratamiento.

En vista de la elevación media del terreno seleccionado para la planta de tratamiento, se vió como alternativa factible el descargar por gravedad las aguas tratadas al sistema de difusión, teniéndose como única restricción las pérdidas de carga hidráulica generadas por la localización del sistema emisor-difusor.

De acuerdo a la parte que integra el emisor que es la porción submarina, que comprende de la línea de costa hacia una distancia de 270 m perpendicular a ésta, con una dirección de  $267^\circ$  con respecto al norte astronómico; el cual contiene el difusor con una longitud de 86.9 m y una profundidad de 56.6 m.

La localización del punto de descarga, tuvo como base el estudio de las corrientes de fondo o submarinas, las cuales están influenciadas principalmente por las corrientes de convección y por las corrientes a gran escala o mayores, las cuales tienden a alejarse de la costa y salir de la bahía, y de las corrientes superficiales no presentan ningún problema.

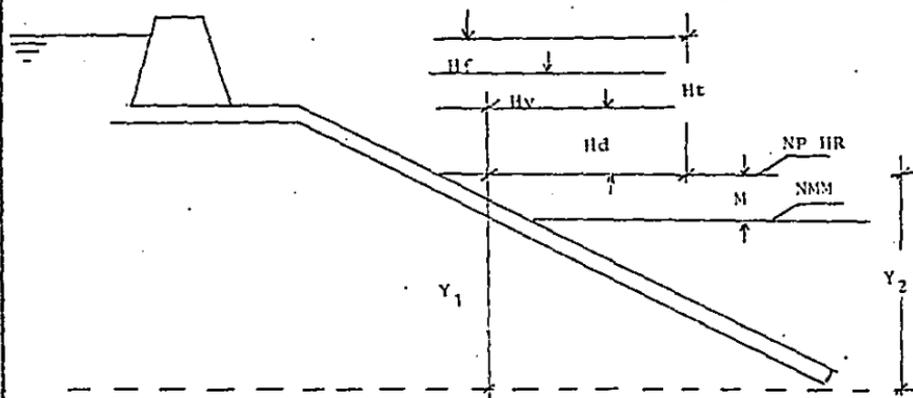
La tubería que se va a instalar es de asbesto cemento - de la clase "A7", que tiene excepcional durabilidad por las ventajas que se nombrarán a continuación.

-Este tipo de tubería tiene una gran resistencia a la - corrosión. Esta ventaja hace que sean más económicas - dentro de un sistema hidráulico integral, ya que no - causan ningún costo de conservación y mantenimiento.

-Las tuberías de asbesto cemento siendo un producto de minerales no metálicos, se mantienen libres de peligro de tuberculización.

-No siendo metálicas, no son conductores de electricidad, por lo tanto son inmunes a los efectos destructivos de los fenómenos electrofíticos, aún en sitios don de estos fenómenos son intensos, debido a la proximidad de líneas de alto voltaje.

-Su capacidad de flujo es constante y uniforme, esta - cualidad garantiza su capacidad de flujo reduciendo la carga de diseño y en consecuencia manteniéndose constante la eficiencia de éstas en el transcurso del tiempo. La tubería de diámetro de 10 pulgadas, se suministran en longitudes de 4 metros.



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

PERFIL DEL EMISOR: FIGURA 5.4

ROBERTO SANCHEZ MARTINEZ

## S.5.2. CALCULO DE LA CARGA TOTAL DEL EMISOR.

De la figura No. 5.1. no se tiene.

$$D = 0.25 \text{ m}$$

$$V = 3.07 \text{ m}$$

$$Y_2 = 55 \text{ m}$$

$$M = 0.45 \text{ m}$$

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

$$\gamma_{am} = 1030 \text{ kg/m}^3$$

$$L = 305.36 \text{ m}$$

$F = 0.12$  (coeficiente de fricción para tubería de asbesto cemento).

$$Y_1 = \frac{\gamma_{am}}{\gamma_{av}} (Y_2 + M) = \frac{1030}{1000} (55 + 0.45) = 57.11 \text{ m}$$

$$H_d = Y_1 - Y_2 = 57.11 - 55 = 2.11 \text{ m}$$

$$H_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(3.07)^2}{2 \times 9.81} = 0.48 \text{ m}$$

$$H_f = \frac{V^2}{2g} \frac{FL}{D} = \frac{0.48 \times 0.12 \times 305.36}{0.25} = 7.04 \text{ m}$$

$$H_t = H_d + H_v + H_f = 2.11 + 0.48 + 7.04 = 9.62 \text{ m.}$$

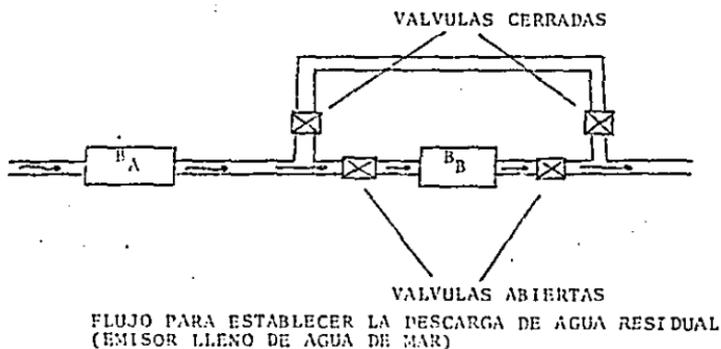
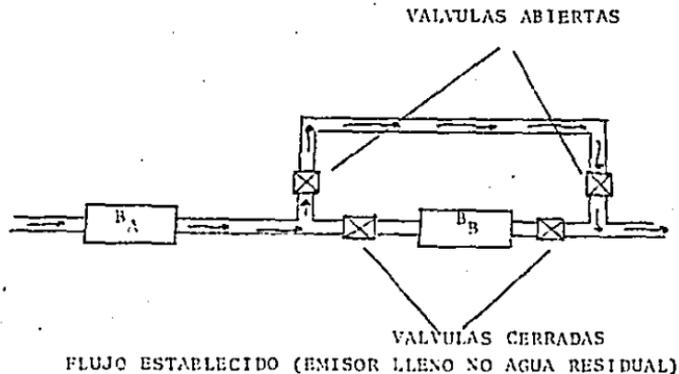
Esta carga total ( $H_t = 9.62 \text{ m}$ ) a vencer por medio del emisor, se tomará por medio de un sistema de bombeo, ya que la localización de la planta de tratamiento no tiene altura suficiente para vencer las pérdidas en el emisor.

El sistema de bombeo nos servirá también para desalojar el agua de más de la tubería, esto resultará cuando pare de funcionar la planta de tratamiento y no haya flujo hacia el mar de agua residual, o simplemente en la colocación de dicha tubería, se llenará de agua de mar.

El sistema funcionará por medio de 2 sistemas de bombas el primero ( $B_A$ ), hará la función de vencer las pérdidas de carga que se encuentran en el emisor, para que fluya el agua residual a través de la tubería, el segundo sistema ( $B_B$ ) será para vencer esta carga anterior más la existente en el final de la tubería de (56.6 m), con este sistema se desalojará el agua de mar que había en la tubería para poder establecer el flujo de agua residual y funcione normalmente el sistema.

$$H_{BA} = 9.62 \text{ m} + 10 \text{ (accesorios)} = 11 \text{ m}$$

$$H_{BB} = 11 \text{ m} + 55 \frac{(1030)}{1000} = 67.6 \text{ m}$$



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

SISTEMA DE BOMBEO | FIGURA 5.5

ROBERTO SANCHEZ MARTINEZ

### 5.6.3. CALCULO DE BOMBAS

B<sub>A</sub>. Para poder tener una carga disponible de 11 metros con un gasto medio 315 L.P.S. es necesario disponer de 3 bombas de 30 caballos de fuerza, modelo 30J90M que serán del tipo centrífugas autocebantes. (Ver siguiente tabla de electro bombas centrífugas autocebantes).

B<sub>B</sub>. Este tipo de bombas serán centrífugas pero de mayor potencia, pues se necesita que se disponga de una carga de - 67 m, con el mismo gasto anterior, dándonos también 3 bombas modelo 60GH4 de 60 caballos de fuerza (ver siguiente tabla de electrobombas centrífugas).

Previendo el problema que surgiría por la falta de energía eléctrica, con la cual se suministran dichas bombas, se vio la necesidad de poderlas abastecer de energía, por medio de una planta de energía eléctrica la cual tendrá la siguiente capacidad.

Considerando las tres primeras bombas de 30 caballos de fuerza, cada bomba necesita 30 kws, por lo tanto necesitarán una planta de 90 kws, esto es, eliminando la posibilidad de poner en funcionamiento las otras 3 bombas de 60 caballos de fuerza.

# ELECTROBOMBAS CENTRIFUGAS AUTOCEDANTES TIPO CONTRATISTA

ACOPLADA DIRECTAMENTE AL MOTOR ELÉCTRICO Y A TRANSMISIÓN CON BASE Y COPLÉ

TABLA DE RENDIMIENTOS  
1750 R. P. M. — 60 CICLOS

BOMBA MODELO	C.C.F.	Succión y Diseño en Pies	Altura de la Bomba sobre el Nivel del Agua Libre	Carga Dinámica Total (Incluyendo Fricción) en Metros (Pies)																Carga H.M.A. Pies.
				0.1	7.6	9.1	10.7	12.2	13.7	15.2	16.8	21.3	24.4	27.4	30.5	33.5	36.6	39.6		
				(20)	(125)	(130)	(135)	(140)	(145)	(150)	(155)	(170)	(180)	(190)	(195)	(110)	(120)	(130)		
				Gasto en L.P.M. al Nivel del Mar o Cerca de él																
5000M 5000M-B23	5	10.16 (4)	4.00 3.52 3.10 2.72	11391156 11172102 10952548 10733000	11172102 10952548 10733000 10513452	10952548 10733000 10513452 10293900	10733000 10513452 10293900 10074352	10513452 10293900 10074352 9854800	10293900 10074352 9854800 9635252	10074352 9854800 9635252 9415700	9854800 9635252 9415700 9196152	9635252 9415700 9196152 8976600							20.12 19.59 19.07 18.54	
5000M 5000M-B23	7-1/2	10.16 (4)	4.57 4.10 3.67 3.24	12531121 12311568 12092016 11872464	12311568 12092016 11872464 11652912	12092016 11872464 11652912 11433360	11872464 11652912 11433360 11213808	11652912 11433360 11213808 10994256	11433360 11213808 10994256 10774704	11213808 10994256 10774704 10555152	10994256 10774704 10555152 10335600	10774704 10555152 10335600 10116048							20.12 19.59 19.07 18.54	
10000M 10000M-B23	10	10.16 (4)	4.57 4.10 3.67 3.24	18231817 17911264 17591712 17271160	17911264 17591712 17271160 16951608	17591712 17271160 16951608 16631056	17271160 16951608 16631056 16311504	16951608 16631056 16311504 15991952	16631056 16311504 15991952 15671400	16311504 15991952 15671400 15351848	15991952 15671400 15351848 15031296	15671400 15351848 15031296 14711744							20.12 19.59 19.07 18.54	
15000M 15000M-B33	15	10.16 (4)	4.57 4.10 3.67 3.24	21572156 21352604 21133052 20913500	21352604 21133052 20913500 20693948	21133052 20913500 20693948 20474396	20913500 20693948 20474396 20254844	20693948 20474396 20254844 20035292	20474396 20254844 20035292 19815740	20254844 20035292 19815740 19596188	20035292 19815740 19596188 19376636	19815740 19596188 19376636 19157084							20.12 19.59 19.07 18.54	
20000M 20000M-B43	20	15.24 (6)	6.12 5.65 5.18 4.71	28332832 28113280 27893728 27674176	28113280 27893728 27674176 27454624	27893728 27674176 27454624 27235072	27674176 27454624 27235072 27015520	27454624 27235072 27015520 26795968	27235072 27015520 26795968 26576416	27015520 26795968 26576416 26356864	26795968 26576416 26356864 26137312	26576416 26356864 26137312 25917760							20.12 19.59 19.07 18.54	
30000M 30000M-B4F	30	15.24 (6)	6.12 5.65 5.18 4.71	34333432 34113880 33894328 33674776	34113880 33894328 33674776 33455224	33894328 33674776 33455224 33235672	33674776 33455224 33235672 33016120	33455224 33235672 33016120 32796568	33235672 33016120 32796568 32577016	33016120 32796568 32577016 32357464	32796568 32577016 32357464 32137912	32577016 32357464 32137912 31918360							20.12 19.59 19.07 18.54	
40000M 40000M-B5G	40	20.32 (8)	7.62 7.15 6.68 6.21	45734572 45515020 45295468 45075916	45515020 45295468 45075916 44856364	45295468 45075916 44856364 44636812	45075916 44856364 44636812 44417260	44856364 44636812 44417260 44197708	44636812 44417260 44197708 43978156	44417260 44197708 43978156 43758604	44197708 43978156 43758604 43539052	43978156 43758604 43539052 43319500							20.12 19.59 19.07 18.54	

# ELECTROBOMBAS CENTRIFUGAS

3-450 R. P. M. 60 CICLOS

## SERIE G

TABLA DE RENDIMIENTOS

BOMBAS MODELO	C. Aft.	DESCARGA PES. (PULG.)	SUCCION PES. (PULG.)	CARGA DINAMICA TOTAL (L. P. M. AL NIVEL DEL MAR)												CARGA MAXIMA METROS
				CARGA DINAMICA TOTAL (L. P. M. AL NIVEL DEL MAR)												
				10.7 (10.7)	21.4 (10.7)	32.1 (10.7)	42.8 (10.7)	53.5 (10.7)	64.2 (10.7)	74.9 (10.7)	85.6 (10.7)	96.3 (10.7)	107.0 (10.7)	117.7 (10.7)	128.4 (10.7)	
16GM3	10	7.62 (3)	10.76 (4)	1510	1320	1182	1044	916	788	660	532	404	276	148	20.5	
18GM3	15			1625	1425	1287	1149	1011	873	735	597	459	321	183	67.0	
20GM3	20			1817	1617	1479	1341	1203	1065	927	789	651	513	375	117.7	
25GM3	25			2151	1951	1813	1675	1537	1399	1261	1123	985	847	709	167.4	
30GM3	30			2585	2385	2247	2109	1971	1833	1695	1557	1419	1281	1143	217.1	
35GM3	35			3019	2819	2681	2543	2405	2267	2129	1991	1853	1715	1577	266.8	
40GM3	40	10.16 (4)	12.70 (5)	2220	1982	1817	1651	1486	1320	1154	988	822	656	490	1817	
45GM3	45			2660	2317	2153	2009	1877	1745	1613	1481	1349	1217	1085	2314	
50GM3	50			3100	2757	2593	2451	2319	2187	2055	1923	1791	1659	1527	2811	
55GM3	55			3540	3197	3033	2891	2759	2627	2495	2363	2231	2099	1967	3308	
60GM3	60			3980	3637	3473	3331	3199	3067	2935	2803	2671	2539	2407	3805	
65GM3	65			4420	4077	3913	3771	3639	3507	3375	3243	3111	2979	2847	4302	
70GM3	70	10.16 (4)	12.70 (5)	2820	2582	2417	2251	2086	1920	1754	1588	1422	1256	1090	1817	
75GM3	75			3260	2917	2753	2609	2477	2345	2213	2081	1949	1817	1685	2314	
80GM3	80			3700	3357	3193	3051	2919	2787	2655	2523	2391	2259	2127	2811	
85GM3	85			4140	3797	3633	3491	3359	3227	3095	2963	2831	2699	2567	3308	
90GM3	90			4580	4237	4073	3931	3799	3667	3535	3403	3271	3139	3007	3805	
95GM3	95			5020	4677	4513	4371	4239	4107	3975	3843	3711	3579	3447	4302	
100GM3	100	5460	5117	4953	4811	4679	4547	4415	4283	4151	4019	3887	4800			
105GM3	105	5900	5557	5393	5251	5119	4987	4855	4723	4591	4459	4327	5298			
110GM3	110	6340	5997	5833	5691	5559	5427	5295	5163	5031	4899	4767	5795			
115GM3	115	6780	6437	6273	6131	5999	5867	5735	5603	5471	5339	5207	6293			
120GM3	120	7220	6877	6713	6571	6439	6307	6175	6043	5911	5779	5647	6791			
125GM3	125	7660	7317	7153	7011	6879	6747	6615	6483	6351	6219	6087	7289			
130GM3	130	8100	7757	7593	7451	7319	7187	7055	6923	6791	6659	6527	7787			
135GM3	135	8540	8197	8033	7891	7759	7627	7495	7363	7231	7099	6967	8285			
140GM3	140	8980	8637	8473	8331	8199	8067	7935	7803	7671	7539	7407	8783			
145GM3	145	9420	9077	8913	8771	8639	8507	8375	8243	8111	7979	7847	9281			
150GM3	150	9860	9517	9353	9211	9079	8947	8815	8683	8551	8419	8287	9779			
155GM3	155	10300	9957	9793	9651	9519	9387	9255	9123	8991	8859	8727	10277			
160GM3	160	10740	10397	10233	10091	9959	9827	9695	9563	9431	9299	9167	10775			
165GM3	165	11180	10837	10673	10531	10399	10267	10135	10003	9871	9739	9607	11273			
170GM3	170	11620	11277	11113	10971	10839	10707	10575	10443	10311	10179	10047	11771			
175GM3	175	12060	11717	11553	11411	11279	11147	11015	10883	10751	10619	10487	12269			
180GM3	180	12500	12157	11993	11851	11719	11587	11455	11323	11191	11059	10927	12767			
185GM3	185	12940	12597	12433	12291	12159	12027	11895	11763	11631	11499	11367	13265			
190GM3	190	13380	13037	12873	12731	12599	12467	12335	12203	12071	11939	11807	13763			
195GM3	195	13820	13477	13313	13171	13039	12907	12775	12643	12511	12379	12247	14261			
200GM3	200	14260	13917	13753	13611	13479	13347	13215	13083	12951	12819	12687	14759			
205GM3	205	14700	14357	14193	14051	13919	13787	13655	13523	13391	13259	13127	15257			
210GM3	210	15140	14797	14633	14491	14359	14227	14095	13963	13831	13699	13567	15755			
215GM3	215	15580	15237	15073	14931	14799	14667	14535	14403	14271	14139	14007	16253			
220GM3	220	16020	15677	15513	15371	15239	15107	14975	14843	14711	14579	14447	16751			
225GM3	225	16460	16117	15953	15811	15679	15547	15415	15283	15151	15019	14887	17249			
230GM3	230	16900	16557	16393	16251	16119	15987	15855	15723	15591	15459	15327	17747			
235GM3	235	17340	17007	16843	16701	16569	16437	16305	16173	16041	15909	15777	18245			
240GM3	240	17780	17437	17273	17131	16999	16867	16735	16603	16471	16339	16207	18743			
245GM3	245	18220	17877	17713	17571	17439	17307	17175	17043	16911	16779	16647	19241			
250GM3	250	18660	18317	18153	18011	17879	17747	17615	17483	17351	17219	17087	19739			
255GM3	255	19100	18757	18593	18451	18319	18187	18055	17923	17791	17659	17527	20237			
260GM3	260	19540	19197	19033	18891	18759	18627	18495	18363	18231	18099	17967	20735			
265GM3	265	19980	19637	19473	19331	19199	19067	18935	18803	18671	18539	18407	21233			
270GM3	270	20420	20077	19913	19771	19639	19507	19375	19243	19111	18979	18847	21731			
275GM3	275	20860	20517	20353	20211	20079	19947	19815	19683	19551	19419	19287	22229			
280GM3	280	21300	20957	20793	20651	20519	20387	20255	20123	19991	19859	19727	22727			
285GM3	285	21740	21397	21233	21091	20959	20827	20695	20563	20431	20299	20167	23225			
290GM3	290	22180	21837	21673	21531	21399	21267	21135	21003	20871	20739	20607	23723			
295GM3	295	22620	22277	22113	21971	21839	21707	21575	21443	21311	21179	21047	24221			
300GM3	300	23060	22717	22553	22411	22279	22147	22015	21883	21751	21619	21487	24719			
305GM3	305	23500	23157	22993	22851	22719	22587	22455	22323	22191	22059	21927	25217			
310GM3	310	23940	23597	23433	23291	23159	23027	22895	22763	22631	22499	22367	25715			
315GM3	315	24380	24037	23873	23731	23599	23467	23335	23203	23071	22939	22807	26213			
320GM3	320	24820	24477	24313	24171	24039	23907	23775	23643	23511	23379	23247	26711			
325GM3	325	25260	24917	24753	24611	24479	24347	24215	24083	23951	23819	23687	27209			
330GM3	330	25700	25357	25193	25051	24919	24787	24655	24523	24391	24259	24127	27707			
335GM3	335	26140	25797	25633	25491	25359	25227	25095	24963	24831	24699	24567	28205			
340GM3	340	26580	26237	26073	25931	25799	25667	25535	25403	25271	25139	25007	28703			
345GM3	345	27020	26677	26513	26371	26239	26107	25975	25843	25711	25579	25447	29201			
350GM3	350	27460	27117	26953	26811	26679	26547	26415	26283	26151	26019	25887	29699			
355GM3	355	27900	27557	27393	27251	27119	26987	26855	26723	26591	26459	26327	30197			
360GM3	360	28340	27997	27833	27691	27559	27427	27295	27163	27031	26899	26767	30695			
365GM3	365	28780	28437	28273	28131	27999	27867	27735	27603	27471	27339	27207	31193			
370GM3	370	29220	28877	28713	28571	28439	28307	28175	28043	27911	27779	27647	31691			
375GM3	375	29660	29317	29153	29011	28879	28747	28615	28483	28351	28219	28087	32189			
380GM3	380	30100	29757	29593	29451	29319	29187	29055	28923	28791	28659	28527	32687			
385GM3	385	30540	30197	30033	29891	29759	29627	29495	29363	29231	29099	28967	33185			

## VI. CONCLUSIONES Y BIBLIOGRAFIA

## 6.1. CONCLUSIONES

En virtud al desarrollo que se está teniendo en las pequeñas poblaciones turísticas del país, es necesario dotarlas de todos los servicios públicos, tales como el desarrollado en ésta tesis que es un sistema de alcantarillado y planta de tratamiento que nos ayudará a estar en condiciones para recibir el turismo tanto nacional como extranjero, y que es, una de las opciones que tiene el país para su recuperación económica y así obtener divisas para desarrollar otras actividades tales como la misma construcción de infraestructura como lo son carreteras, puentes, presas, etc.

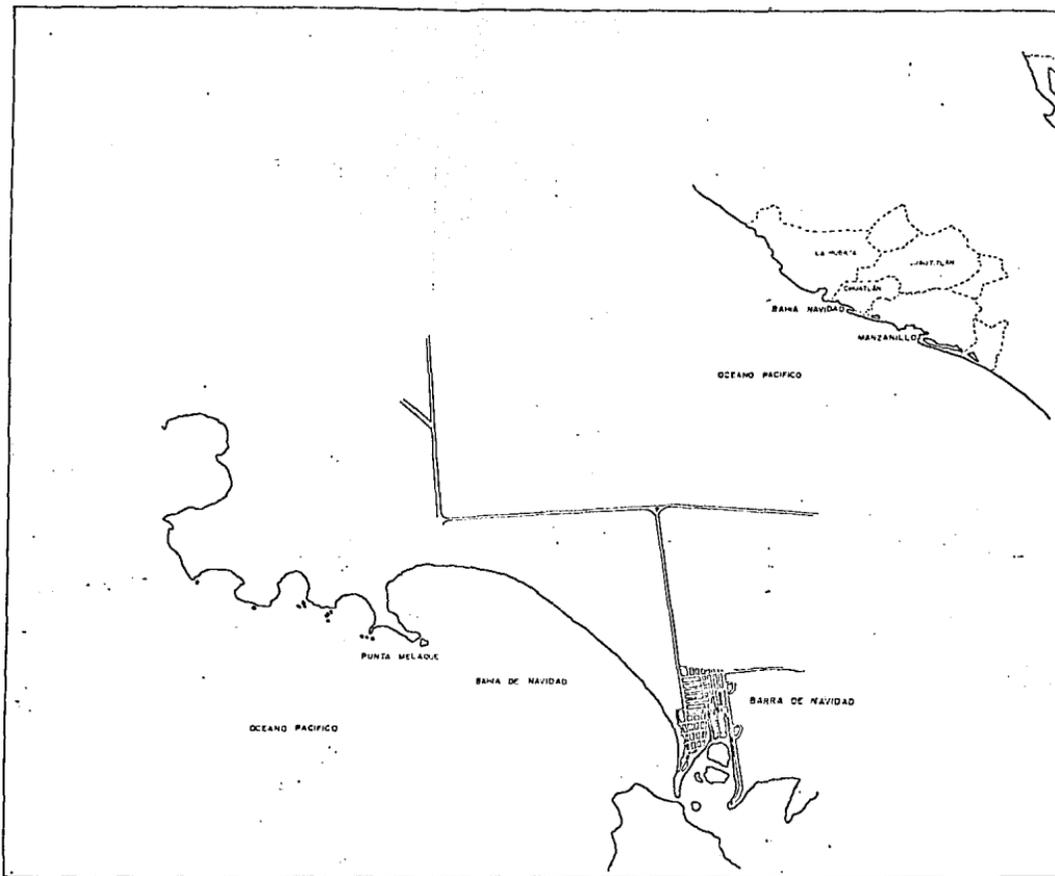
Los beneficios de un sistema de alcantarillado sirven para integrar a una población a mejores niveles de vida y evitar que cada poblador tenga su propio medio de evacuar sus aguas residuales, evitando posibles contaminaciones que puedan en un momento dado estropear un crecimiento sano de los futuros mexicanos.

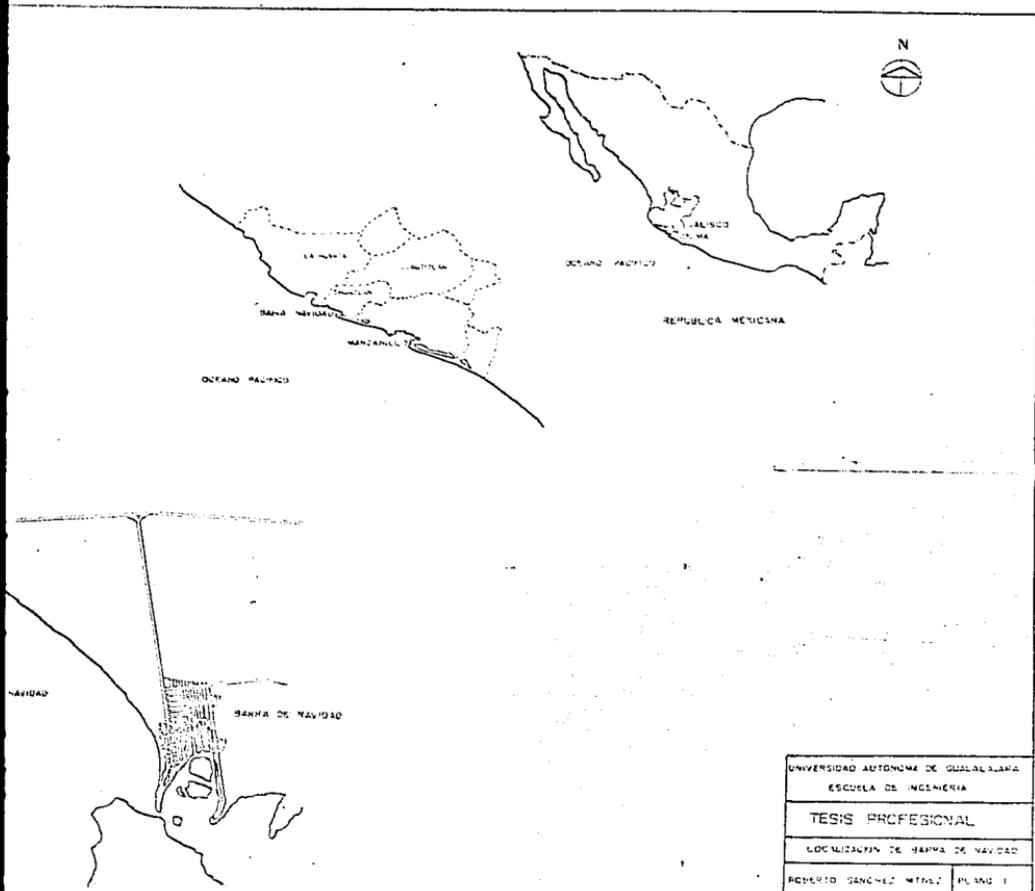
## 6.2. BIBLIOGRAFIA

- Manual de tratamiento de aguas negras. Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York. Editorial Limusa.
- Hidráulica. King, Wisler, Wodburn. Editorial Trillas.
- Hidráulica. S. Trueba Coronel. Norgis Editores, S.A.
- Impulsora Pirámide (compañía constructora). Guadalajara, Jal.
- Alcantarillado y tratamiento de aguas negras. Babbitt y E.R. Baumann. Cfa. Editorial Continental.
- Abastecimiento de Agua y Alcantarillado. Ernest W. Steel - Terence J. McGhee.
- Tratamiento de aguas y desechos industriales. George E. Barnes. Editorial Uteha.
- Ingeniería Sanitaria. W.A. Hardenbergh y Edward B. Rodie.
- Departamento de Obras Públicas del Estado de Jalisco.
- Proyecto de emisor submarino en Barra de Navidad, Jalisco.

## OBRAS CONSULTADAS

-Manual de Plantas de Tratamiento de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología de la ciudad de Tijuana, Baja California Norte.





UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUERREROLANA

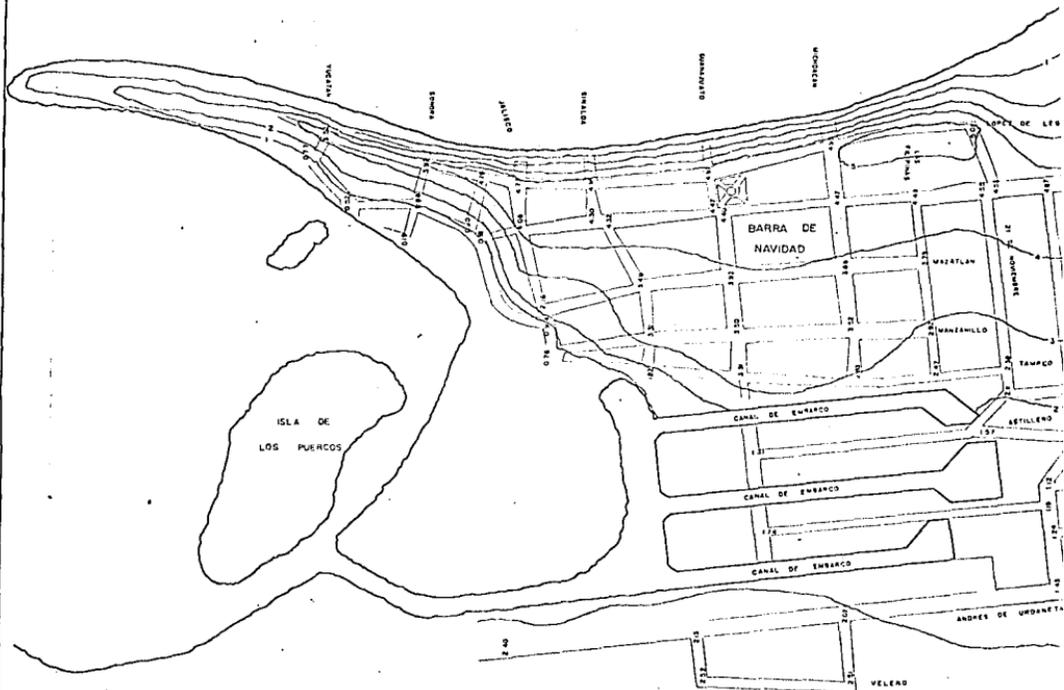
ESCUELA DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

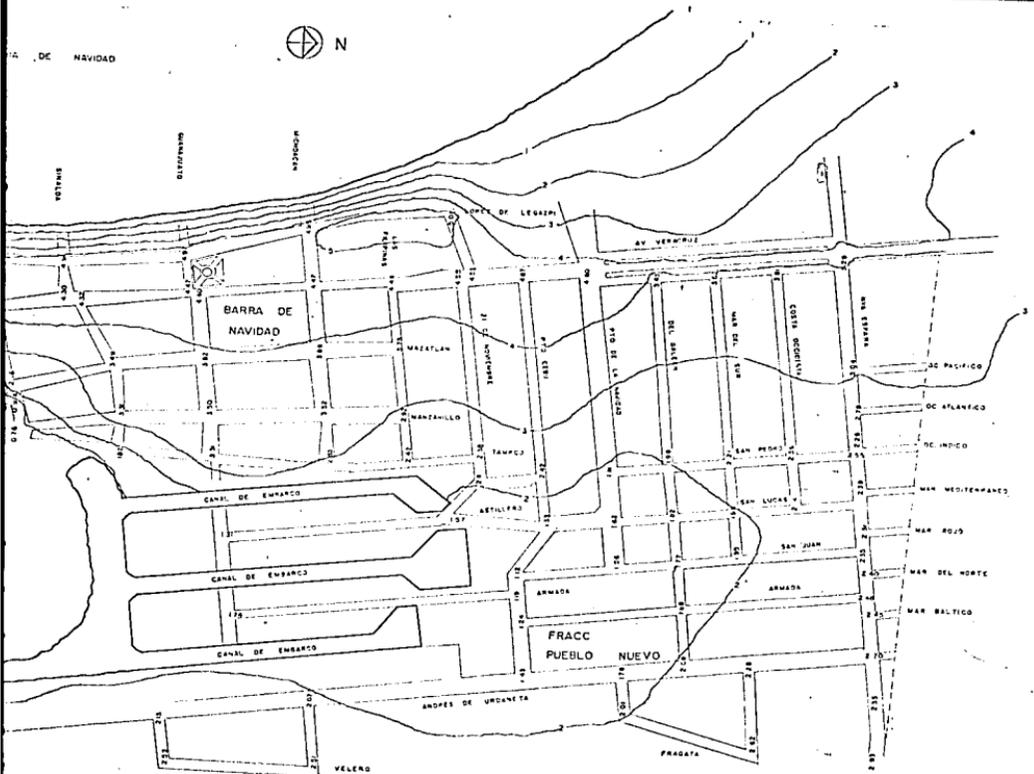
LOCALIZACION DE BAHIA DE NAVIDAD

ROBERTO SANCHEZ MORALES PLANO 1

BARRA DE NAVIDAD



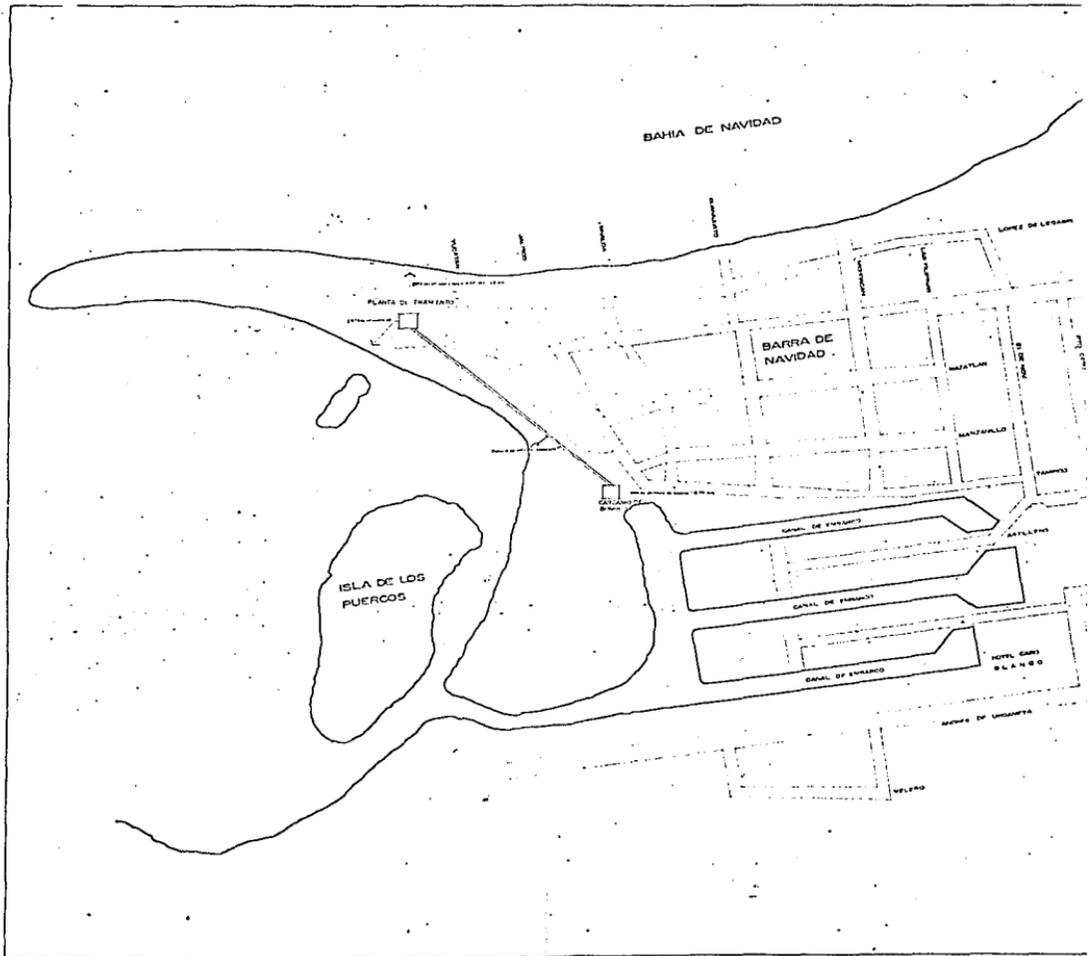
LA DE NAVIDAD



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA	
ESCUELA DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
PLANO TOPOGRAFICO	
ROBERTO SANCHEZ MINEZ	PLANO 2







BAHIA DE NAVIDAD

SE  
NORTE

BARRA DE  
NAVIDAD

FRACC. PUEBLO NUEVO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUADALAJARA  
ESCUELA DE INGENIERIA

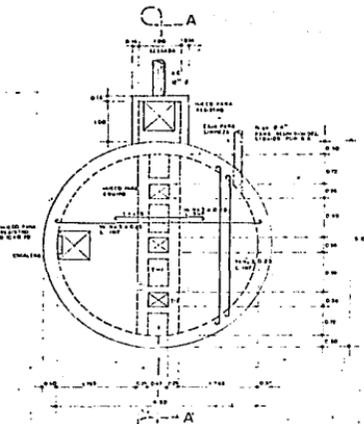
TESIS PROFESIONAL

DESIGNACION DE PLANTA  
DE TRATAMIENTO

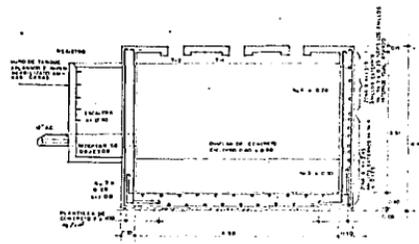
ROBERTO SANCHEZ VINEZ PLANO #



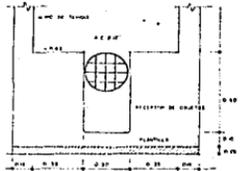
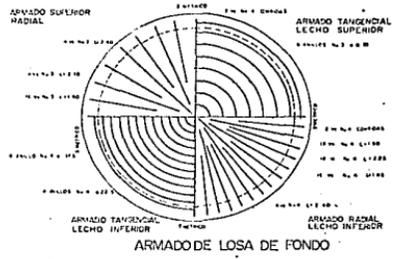




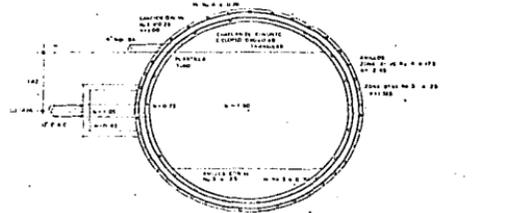
LOSA DE CUBIERTA h = 0.15  
PLANTA



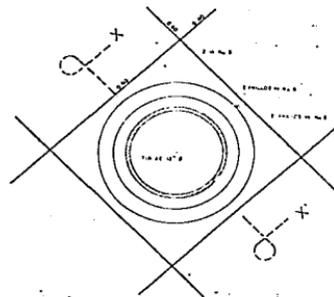
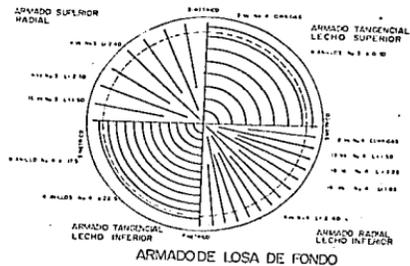
CORTE SEGUN A-A



CORTE SEGUN B-B'

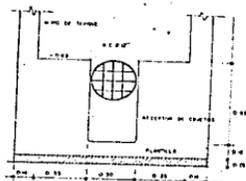


ARMADO DE CILINDRO SEGUN CC

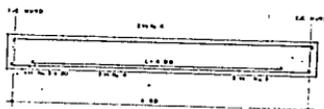


ARMADO ADICIONAL EN ORIFICIO

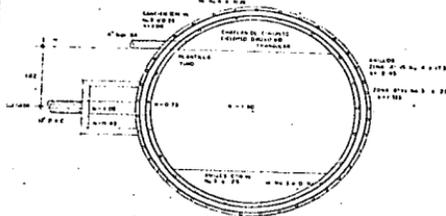
CORTEX-X'



CORTE SEGUN B-B'



TRABE T-1



ARMADO DE CILINDRO SEGUN CORTE C-C



TRABE T-2

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA	
ESCUELA DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
CARRERA DE INGENIERIA	
ROBERTO ROSALES VILLAZ	PLANO E