

20 870115
14

Universidad Autónoma de Guadalajara

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO,

FACULTAD DE INGENIERIA



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN UN
SISTEMA DE TANQUES IMHOFF EN
CD. GUZMAN, JAL.

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

DAVID SOTO RAMIREZ
GUADALAJARA, JAL., 1989



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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

I N D I C E

1.-	INTRODUCCION	1
2.-	GENERALIDADES	3
	a) Plano de la ciudad	
	b) Diversos Tipos de Aguas Residuales	
	c) Red de Alcantarillado	
	d) Volúmenes totales a tratar	
	e) Tipo de tratamiento	
3.-	CALCULO DE LOS TANQUES IMHOFF	26
	a) Hidráulico	
	b) Estructural	
4.-	DESTINO DE LAS AGUAS TRATADAS	54
	a) Lechos de Secado	
	b) Filtros	
	c) Riego	
5.-	COSTOS GENERALES	57
	BIBLIOGRAFIA	59

I N T R O D U C C I O N

El desarrollo de las ciencias y el perfeccionamiento de la técnica es indudable que han favorecido en una forma directa las condiciones generales de vida de la humanidad. Es también un hecho irrefutable que, particularmente en este siglo, las disciplinas que han marcado la pauta en el progreso material han sido las Matemáticas, la Física y la Química, con sus más modernas concepciones. Es decir, la Ingeniería en sus diversas ramas y especialidades, ha favorecido en forma sorprendente el desarrollo del resto de las ciencias, con las consiguientes ventajas.

La Ingeniería Sanitaria, importante rama de la Ingeniería Civil, manifiesta también los efectos del progreso, en primer lugar disminuyendo el índice de mortalidad por enfermedades de tipo infeccioso, y en segundo proporcionando los servicios y comodidades necesarios en toda comunidad organizada.

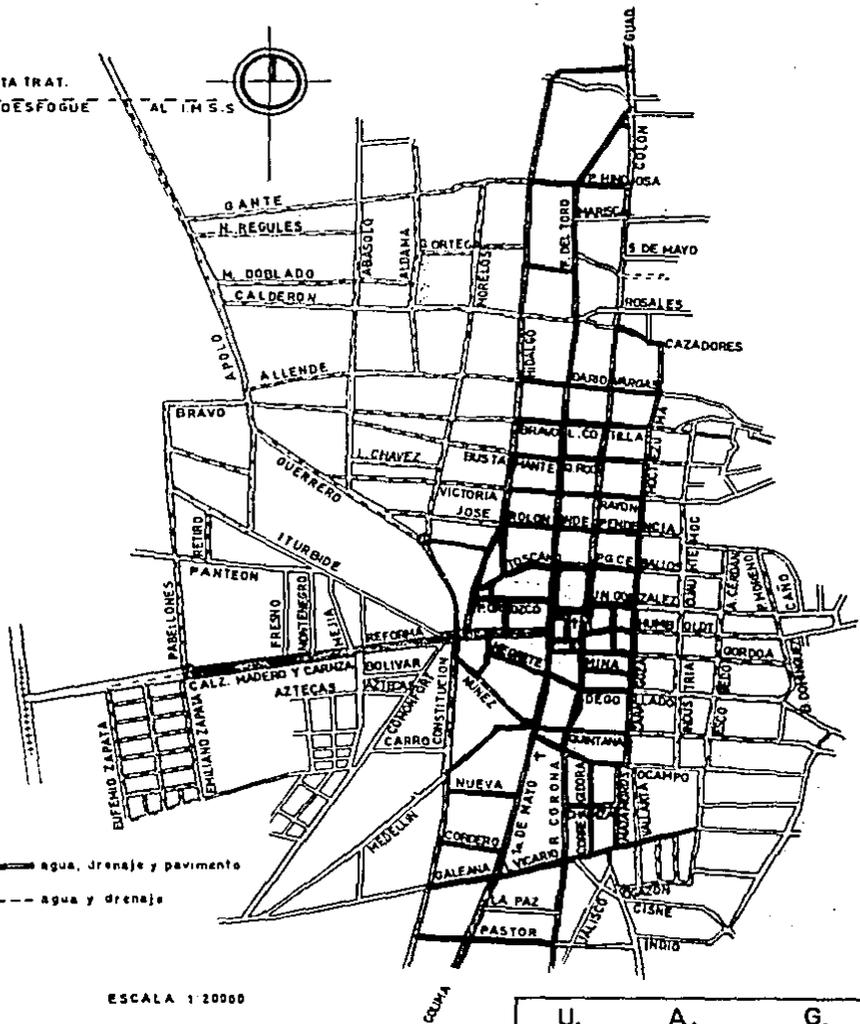
Es evidente que el desarrollo integral de toda comunidad no puede existir sin los servicios gemelos de abastecimiento de agua y eliminación de aguas residuales, y el presente trabajo pretende ser la exposición de una solución, en lo que respecta a proyecto y cálculo, del segundo de los servicios mencionados.

Aunque de hecho el tema del presente trabajo se refiere a un lugar determinado, la pretensión es que la solución propuesta es aplicable a multitud de ciudades en la República Mexicana, por su afinidad de características económicas, sociales, étnicas, etc.

PLANTA TRAT.

DESFOGUE

AL T.M.S.



— agua, drenaje y pavimento

- - - - - agua y drenaje

ESCALA 1:20000

U.	A.	G.
TESIS PROFESIONAL		
PLANO DE CIUDAD GUZMAN JALISCO		
DAVID SOTO RAMIREZ		
DICIEMBRE DE 1987		
		1

GENERALIDADES

a) Ciudad Guzmán es la cabecera de un municipio que abarca una extensión total de 396 km²., y está situada al suroeste de la ciudad de Guadalajara, sobre el km. 136 de la carretera Guadalajara-Manzanillo. Fue fundada en el año de 1582 - por el Fraile Juan de Padilla y originalmente llevó el nombre de TZAPOTLAN que etimológicamente significa "lugar de zapotes". Recientemente se le asignó el nombre de Tzapotlán de Orozco, sin embargo es indistinto llamarle con cualquiera de los tres nombres.

La ciudad en sí ocupa aproximadamente un 5% de la superficie total del municipio, o sea alrededor de 17 km²., y su población durante las décadas 1940-1950 y 1950-1960 tuvo incrementos bajos, en comparación con el que se ha registrado - en los años de 1960-1967. Esto es, en el primer caso, durante los años 1940-1960 el aumento total de población fue de -- 8761 habitantes, en tanto que a la fecha (1967) el aumento registrado con respecto al censo de 1960 es de 11,970 habitantes.

Este incremento demográfico tiene su justificación en hechos de importancia como:

1) Las facilidades dadas por el gobierno en el aspecto agropecuario han estabilizado en forma considerable la economía del campesinado y han detenido notablemente la corriente de emigración hacia otras ciudades.

2) La introducción de nuevos servicios y fortalecimiento de los ya existentes han mejorado en forma evidente las condiciones de vida de la ciudad, favoreciendo una fuerte inmigración de poblados vecinos de dentro y fuera del municipio. En la actualidad la ciudad cuenta con los siguientes servicios: a) correos, telégrafos y teléfonos; b) un hospital del Insti-

tuto Mexicano del Seguro Social y otro que sostiene la iniciativa privada, así como un centro asistencial de la Secretaría de Salubridad; c) puesto de socorros de la Cruz Roja Mexicana; d) dos Escuelas Preparatorias, cinco Escuelas Secundarias, - una Escuela Normal y doce escuelas de instrucción primaria; - e) una ramificación asistencial del Instituto Nacional de Protección a la Infancia y f) Oficinas Públicas Municipales y Delegaciones Estatales y Federales.

3) Lo mencionado en los párrafos anteriores ha propiciado un desarrollo notable en diversas industrias, de las cuales merece especial mención la industria de la construcción, que junto con las otras han creado nuevas fuentes de trabajo, beneficiando la vida económica de la ciudad.

Es de suponer que en un futuro próximo el desarrollo comercial e industrial reciba un considerable impulso de parte de la iniciativa privada que, hasta ahora, ha sido sumamente reservada en sus inversiones, limitándolas casi por completo al agio y otras actividades que en nada benefician la economía de la comunidad. Actualmente pueden considerarse de más importancia en el aspecto industrial dos fábricas de chocolate y una de cerillos.

Cuenta además con 700 comercios entre tiendas de ropa, - abarrotes, misceláneas, etc. La industria o comercios típicos prácticamente no existen.

En el campo sanitario puede señalarse la existencia de - una red de abastecimiento de agua que sirve 6,500 tomas y que actualmente se abastece de tres pozos profundos y de un arroyo llamado Chuluapan; existen además unos 300 pozos no profundos, de uso particular. El abastecimiento de agua, a la fecha, se halla racionado, limitándose al siguiente horario: de 7 a 12 y de 16 a 20 horas. El agua proporcionada no recibe - ningún tratamiento.

Existe también una red de alcantarillado de tipo independiente que cubre en superficie aproximadamente el 70% de la ciudad.

En lo que se refiere a la planeación urbanística, el Departamento de Obras Públicas se encuentra en la etapa de elaboración del Plano Regulador, necesidad que ya es manifiesta por las tendencias de crecimiento de la ciudad.

b) Tipos de aguas residuales.- El tipo de aguas residuales de una comunidad depende de varios factores, como son el desarrollo industrial y comercial, el uso cada vez más fuerte de detergentes y productos químicos en los hogares, la fabricación o transformación de productos alimenticios, etc. La industria suele a veces ser el factor dominante en la determinación del tipo de aguas negras, por la naturaleza misma de los productos utilizados en los procesos de fabricación o transformación de un producto. Sin embargo, cuando las aguas negras resultantes de este tipo de productos representan un grave problema para su tratamiento o requieren de una fuerte inversión económica, son adoptadas otras soluciones como, por ejemplo, no mezclar los desechos de estas industrias con el resto de aguas residuales.

Atendiendo pues a lo anteriormente expuesto, podemos clasificar las aguas negras en los siguientes tipos principales:

1) Aguas residuales combinadas; que son una mezcla de aguas negras de origen sanitario y aguas superficiales o de lluvia, con o sin aguas de deshecho de industria.

2) Aguas negras brutas, o naturales; son aguas negras que no han sufrido ningún tratamiento.

3) Aguas negras diluidas o débiles; son las que contienen menos de 150 ppm. (partes por millón) de sólidos en sus-

pensión y de B.O.D. (demanda bioquímica de oxígeno).

4) Aguas negras domésticas; son las derivadas principalmente de viviendas, edificios comerciales, instituciones y si milares.

5) Aguas negras frescas; son de origen reciente, que con tienen oxígeno disuelto en el punto en que se examinan.

6) Aguas negras caseras; son las de las viviendas.

7) Aguas negras industriales; en estas predominan los -- deshechos de industrias.

8) Aguas negras sanitarias; son las que contienen excrementos humanos.

9) Aguas negras sépticas; son las que han sufrido procesos de purificación en condiciones anaeróbicas.

Por lo expuesto anteriormente y tomando en cuenta las -- consideraciones para el futuro, las aguas residuales de Ciudad Guzmán, podemos considerarlas del tipo No. 4 de la clasificación general.

Las aguas negras contienen una pequeña cantidad de sólidos en un volumen proporcionalmente enorme de agua. Para el caso de aguas negras domésticas ordinarias, puede considerarse que una tonelada o más de agua lleve 450 gramos de sólidos, de los cuales la mitad están en solución, una cuarta parte se depositará y el resto está en suspensión.

Las aguas negras ordinarias son de un color gris y, si -- son frescas, pueden observarse a simple vista algunos de los materiales en suspensión como cerillos, pedazos de papel, ma-

terias fecales, etc.

Las materias sólidas de las aguas negras se pueden clasificar en orgánicas e inorgánicas. Las primeras constituyen generalmente del 40 al 70 por ciento de los sólidos totales y son los que determinan los olores a podrido y crean las mayores dificultades en lo que se refiere a evacuación.

Los sólidos inorgánicos son generalmente inofensivos y en su mayor parte son partículas de arena que se depositan con facilidad.

El olor de las aguas negras recientes o frescas, es ligero y no necesariamente desagradable. Tienen un olor ligeramente picante. En ocasiones el olor a gasolina o algún otro material de desecho predominante puede dominar a todos los demás. Las aguas residuales en proceso de alteración son negras y desprenden olores nauseabundos de sulfuro de hidrógeno y otros gases. Si las aguas negras están tan alteradas que llegan a ser sépticas, se ven burbujas gaseosas en la superficie, y pueden formar una espuma negra o gris.

Aunque un tratamiento completo de las aguas residuales se efectúa normalmente por métodos químicos y en dos o más etapas, el presente trabajo propone un tratamiento puramente físico basado en el proceso evolutivo natural de la materia orgánica, que para el caso es considerado satisfactorio por el destino posterior de los líquidos.

c) Red de alcantarillado.- Una alcantarilla o atarjea es un canal o conducto, destinado a la evacuación de residuos líquidos. Un sistema o red de alcantarillado será, por tanto, un conjunto de conductos destinado a la evacuación de los residuos mencionados. Dicho destino puede ser sólo el campo o una masa de agua.

Para cualquiera de los dos casos citados, es muy importante tomar en cuenta el peligro que puede presentar la contaminación de las aguas de abastecimiento público, si la descarga de aguas negras no se hace en condiciones favorables. El incremento económico que puede representar este cuidado revisa una importancia secundaria, comparado con la importancia de la protección a la salud pública.

De cualquier manera, debe siempre buscarse el método más fácil, dentro de las condiciones particulares de cada caso, aclarando que, no se puede obtener agua potable de las aguas negras; por lo menos no en gran escala.

El método moderno más usado de captación de aguas residuales es el de conducción por agua, y consiste en mezclar las deyecciones humanas con suficiente cantidad de agua para que actúe como vehículo, formando las aguas negras. Estas se colectan por medio de un sistema de tuberías, a través del cual son conducidos por el efecto de flotación y la velocidad de escurrimiento del agua. La mezcla así formada puede considerarse que fluye obedeciendo las leyes de la hidráulica para el agua.

Los sistemas de saneamiento de conducción por agua suelen ser de dos tipos: independientes y combinados. El primero es aconsejable en los siguientes casos:

a) Cuando las aguas negras sanitarias tengan que concentrarse en un solo punto de salida, como una instalación de tratamiento de dichas aguas, y se disponga de otros medios de evacuación de la lluvia.

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

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

d) Cuando ya existe un sistema que puede utilizarse para evacuar las aguas negras sanitarias, pero que no tiene capacidad suficiente para conducir al mismo tiempo las aguas de lluvia.

e) Cuando no puede ser afrontado el mayor costo de un sistema combinado.

f) Cuando las conducciones combinadas pudieran producir aguas de retroceso que inundaran los cimientos de los edificios.

Un sistema combinado puede usarse:

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

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

c) Cuando se pueden instalar estructuras de regulación que permitan derivar una parte de las aguas captadas durante un período de lluvias, para descargarlas a una corriente de drenaje natural, mientras que una cantidad igual a la proporción calculada para el escurrimiento superficial en tiempo seco, continúa hacia otro punto de desagüe.

La salida a la superficie de aguas negras sanitarias en partes habitadas de una comunidad, es un atentado a la salud

pública y una violación a la decencia común, y debe evitarse a toda costa.

Dadas las condiciones topográficas de Ciudad Guzmán así como los demás factores mencionados como ventajas para el uso de un sistema de alcantarillado independiente, la población cuenta con una red de este tipo. La conducción de las aguas de lluvia, que por otra parte llegan a ser volúmenes enormes, se efectúa por pendientes naturales que las canalizan finalmente hasta una laguna próxima a la ciudad, a unos cuatro kilómetros, que a su vez es el recipiente para las aguas tratadas por un sistema de tanques Imhoff, que actualmente cubre las necesidades de la población. Sin embargo, el vertido de las aguas residuales de la Clínica y Hospital del Instituto Mexicano del Seguro Social, del Rastro Municipal y de una futura y necesaria ampliación de la red de alcantarillado actual, harán imperativa la ampliación de la capacidad de tratamiento de la planta actual.

Es en atención de este aumento de volúmenes a tratar, -- que se verificará el proyecto y cálculo de los tanques tema de esta tesis.

d) Volúmenes totales a tratar.- La cantidad de agua consumida que se vierte en un sistema de saneamiento, es generalmente un poco menor que la cantidad de agua proporcionada a la comunidad. No llega a las atarjeas toda el agua suministrada por los servicios públicos, a causa de las pérdidas en las tuberías de distribución, del riego de jardines, del agua consumida en los procesos industriales, etc., pero estas pérdidas suelen ser compensadas ampliamente por las aportaciones de abastecimientos particulares de agua, por infiltraciones y por otras condiciones. La relación del volumen de aguas negras al volumen de agua consumida tiende a aumentar. El bajo costo, la buena calidad y la cantidad, aumentan el consumo de agua, y el volumen aumenta lentamente al crecer la población

hasta que llega éste a un determinado límite.

El gasto de aguas negras suele expresarse en litros por cabeza y por día, en m^3 por segundo o en litros. El gasto de los distritos comerciales o industriales se expresa algunas veces en litros por día y por metro cuadrado de superficie, o por hectárea.

Ahora bien, como para conocer los volúmenes totales a -- tratar es indispensable determinar la población que va a ser servida, procederé a continuación al cálculo de la población futura probable para un plazo de proyecto de veinte años, o sea para 1947. Se escogió este período útil de la obra porque se ajusta convenientemente a las posibilidades económicas de la población y a su probable desarrollo en el futuro.

La determinación de la población futura la hago por los cuatro métodos más conocidos, cuyos resultados, a mi juicio, son aceptables para este caso concreto. Ellos son: Método Aritmético, Método Geométrico, Método de Interés Compuesto y Método Gráfico.

El primer método consiste en suponer un incremento anual de población constante, multiplicarlo por el número de años del período económico y sumarlo a la población del año actual.

El segundo método consiste en considerar el promedio de los porcentajes entre los períodos sucesivos de censos. Se deduce, con este por ciento, el incremento para un año con respecto a los últimos datos de población; este incremento se multiplica por el número de años del período económico y se suma a la población actual.

El método de interés compuesto supone un determinado período de tiempo, durante el cual se considera que la población ha crecido de acuerdo a una razón determinada en período

dos anuales acumulativos. Se toma un período supongamos de 30 años y, conociendo la población actual y la de hace 30 años, puede determinarse la razón o "rédito" de interés compuesto. Conociendo esta razón, la población actual y el número de años del período económico, podemos obtener la población futura mediante la fórmula:

$$P_f = P_i (1 + r)^n \quad \text{en donde}$$

P_f es la población futura; P_i la población actual; r la razón y n el número de años del período económico de la obra.

El método gráfico se basa en considerar la prolongación de una curva obtenida por datos censales, de acuerdo con el criterio del proyectista. Esta representación puede hacerse por medio de dos ejes coordenados en donde las abscisas serán los períodos en años y las ordenadas la población para dichos períodos.

Atendiendo a lo anterior y según los datos proporcionados por el Departamento de Estadística del Estado de Jalisco, tenemos:

ARO	POBLACION	INCREMENTO x CENSO	INCREMENTO ANUAL	AUM. x CENSO %
1940	22,170			
1950	25,508	3,438	343.8	15.5
1960	30,941	5,333	533.3	20.6
1967	42,911	11,970	1,710.0	38.5

Duración del período económico: 20 años a partir de 1967.

M E T O D O A R I T M E T I C O

Pobl. 1967 42,911

Pobl. 1940 22,170

$$20,741 \quad \text{Incr. Anual} = \frac{20,741}{27} = 768 \text{ habitantes.}$$

Población futura (1987) = 42,911 + 768 x 20 = 58,271 habitantes.

Si se utilizan sólo los últimos siete años, tendríamos:

Pobl. 1967 42,911

Pobl. 1960 30,941

$$11,970 \quad \text{Incr. Anual} = \frac{11,970}{7} = 1,710 \text{ habitantes.}$$

Población futura (1987) = 42,911 + 1,710 x 20 = 77,111 habitantes.

M E T O D O G E O M E T R I C O

$$\text{Promedio de porcentajes} = \frac{15.5 + 20.8 + 38.6}{2.7} = 27.74\%$$

$$\text{Incremento por año} = \frac{27.74}{10} = 2.77\%$$

$$\text{Incremento de población (1968)} = 42,911 \times \frac{2.77}{100} = 1,189 \text{ habit.}$$

Población futura (1987) = 42,911 + 1,189 x 20 = 66,691 habit.

M E T O D O D E I N T E R E S C O M P U E S T O

$$P_f = P_i (1 + r)^n \quad 42,911 = 22,170 (1 + r)^{27}$$

$$\log 42,911 = \log 22,170 + 27 \log (1 + r)$$

$$\log (1 + r) = \frac{\log 42,911 - \log 22,170}{27}$$

$$\log (1 + r) = \frac{4.6326 - 4.3458}{27} = 0.0106$$

$$(1 + r) = \text{antilog } 0.0106 \quad (1 + r) = 1.024 \quad r = 0.024$$

$$\text{Población futura (1987)} = 42,911 (1 + 0.024)^{20}$$

$$\text{Log P.F.} = \log 42,911 + 20 \log (1.024) = 4.8446$$

$$\text{Población futura (1987)} = \text{antilog } 4.8446 = 69,920 \text{ habitantes.}$$

El método gráfico, cuya exposición aparece en la siguiente hoja, arroja una población futura de 80,000 habitantes.

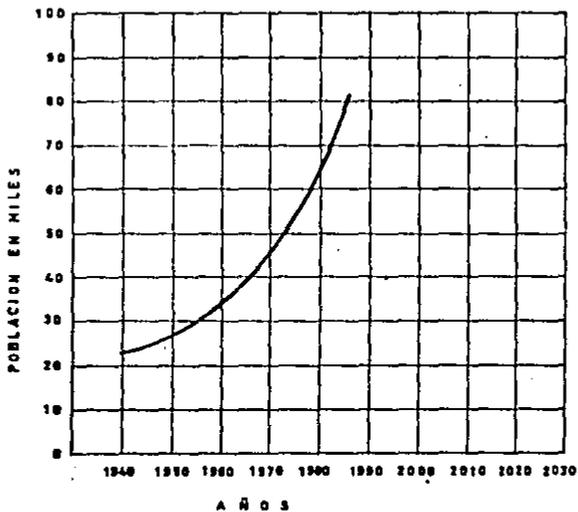
Resumen de la población calculada por los cuatro métodos:

Método Aritmético	58,271 hab.
Variante	77,111 "
Método Geométrico	66,691 "
Método de Interés Comp.	69,920 "
Método Gráfico	80,000 "

De entre los valores obtenidos para la población en 1987 seleccionaré el que da el Método de Interés compuesto, por ser el que va más de acuerdo con el desarrollo demográfico de la ciudad. Esto es, para los cálculos siguientes tomaré como base una población de 69,920 habitantes.

Consumo de agua.- El agua suministrada a una población puede determinarse atendiendo a los siguientes usos: 1) Doméstico; 2) Comercial e Industrial; 3) Usos Públicos, y 4) Pérdidas y Fraudes.

El uso doméstico incluye el suministro de agua a las casas, hoteles, etc., para uso sanitario, bebida, culinario, lavado, baño y otros. Su consumo varía de acuerdo con las condiciones de vida de los consumidores y se considera que nor-



U.	A.	G.
TESIS PROFESIONAL		
CALCULO DE POBLACION		
METODO GRAFICO		
DAVID SOTO RAMIREZ		2
JUNIO DE 1968		

malmente es de 38 a 225 litros por habitante y por día, con un promedio de 110 a 190 litros. En este empleo se incluye también el riego de jardines y prados particulares, práctica que puede tener considerable efecto sobre el consumo total en algunas partes del territorio. El consumo doméstico puede preverse que será aproximadamente un 30% del promedio total de la ciudad.

El agua que se suministra al consumo industrial y comercial dependerá de las condiciones locales, tales como la existencia de grandes industrias, y si éstas patrocinan o no las empresas de suministro público de agua. El empleo industrial en un grupo de ciudades varía del 15 al 65% del total, con un promedio del 32%.

Los edificios públicos tales como ayuntamientos, cárceles, hospitales, escuelas, riego y limpieza de calles, jardines, etc. protección contra incendios, fuentes, etc., requieren un consumo que se considera de 38 a 45 litros por habitante, a veces menor.

Las pérdidas y fraudes se clasifican como no calculables, aunque en algunos casos, como los escapes en contadores y bombas, conexiones no autorizadas, fugas en cañerías de distribución y fraudes voluntarios, pueden ser calculados aproximadamente. Este consumo puede ser hasta del 20 ó 25% del consumo total.

Dotación específica.- La dotación específica es la cantidad de agua que se fija y da. Según la tabla observada y aprobada por la Secretaría de Recursos Hidráulicos para determinar el consumo de agua por habitante y por día en las poblaciones de la República Mexicana, es el siguiente:

POBLACION	C O N S U M O		
	Mínimo	Medio	Máximo
de 1 a 2,000	50	100	150
de 2,000 a 5,000	100	150	200
de 5,000 a 20,000	150	200	250
" 20,000 -----	200	250	300

Aunque estas cantidades son resultado de observaciones - en multitud de ciudades de diferentes tipos, existen otros muchos factores que influyen en la variación del consumo. Estos factores pueden clasificarse de la siguiente manera:

- a) Importancia de la ciudad.
- b) Capacidad Industrial.
- c) Calidad del agua.
- d) Costo.
- e) Presión.
- f) Clima.
- g) Características de población.
- h) Eficacia en la administración (planeación, control -- etc.)

Otras condiciones que se toman en cuenta para un abastecimiento constante y eficaz de agua, son las variaciones en la demanda horaria con respecto al consumo medio horario. Según la siguiente tabla:

DEMANDA HORARIA EN % DE LA MEDIA REGISTRADA EN LA REPUBLICA
MEXICANA PARA POBLACIONES CHICAS.

HORAS	%	HORAS	%
0-1	45	12-13	120
1-2	45	13-14	140
2-3	45	14-15	140
3-4	45	15-16	130
4-5	45	16-17	130
5-6	60	17-18	120
6-7	90	18-19	100
7-8	135	19-20	100
8-9	150	20-21	90
9-10	150	21-22	90
10-11	150	22-23	80
11-12	140	23-24	60

Además, para cualquier caso, pueden calcularse conociendo la población y la dotación específica las siguientes demandas críticas:

$$\text{Consumo medio diario } P \times D.E. = Q$$

$$\text{Consumo medio horario } \frac{P \times D.E.}{24} = Q$$

$$\text{Consumo máximo diario } P \times D.E. \times 1.5 = Q$$

$$\text{Consumo máximo horario } \frac{P \times D.E. \times 1.5}{24} = Q$$

Consumo máximo horario en el día de máxima demanda

$$\frac{P \times D.E. \times 1.5 \times 1.5}{24} = Q$$

Consumo máximo por segundo en el día de máxima demanda:

$$\frac{P \times D.E. \times 1.5 \times 1.5}{24 \times 3600} = Q$$

ecuaciones en las cuales P es la población; D.E. la dotación

específica; 1.5 factor de aumento, y Q el gasto correspondiente en cada caso.

Ciudad Guzmán tiene actualmente una dotación específica de 100 litros por habitante por día, según datos de suministro observados en la propia población. Sin embargo, considerando la importancia de la ciudad, la calidad del agua, costo, clima y demás consideraciones que hacen variar el consumo; - considerando igualmente un suministro constante, la dotación específica actual puede aumentarse hasta en un 50 ó 60%, o -- sea, alcanzar la cifra de 150 litros por habitante por día. - Este consumo quedaría distribuido en la siguiente forma:

Doméstico	75	litros
Comercial e Industrial	25	"
Usos Públicos	25	"
Fraudes y Pérdidas	25	"
T o t a l	150	litros por hab. x d.

Para aclarar el por que escogí esta dotación específica futura, he de señalar que parto del supuesto de que la ciudad seguirá un proceso de desarrollo semejante al que ha tenido - en los últimos 27 años. Esto es, que las únicas industrias - que de hecho tendrían una sensible influencia en el consumo - de agua serían las de transformación, concretamente de productos derivados de la leche y el tratado de algunos cereales. - Pero este desarrollo, dentro del período de proyecto, no alcanzaría las proporciones que hicieran inoperantes los datos considerados.

Determinación del volumen a tratar.- Una vez hechos los señalamientos generales para determinar los volúmenes totales a tratar en cualquier caso, procederé al cálculo de dichos volúmenes para el caso que me ocupa.

1) La práctica americana, comunmente aceptada en nuestro país, establece un gasto de aguas negras aproximadamente igual al de suministro de agua potable, considerando que el agua aplicada al riego de jardines, usos públicos, fugas, etc., es compensada con los volúmenes de infiltración en las alcantarillas, fuentes de abastecimiento no registradas, etc.

2) La práctica alemana establece que sólo un 80% de la dotación específica de agua potable es vertido en las atarjeas, señalando además que los gastos máximos y consideraciones sobre los mismos sólo tienen importancia durante unas 10 horas, o sea el período más intenso de actividad humana durante el día.

Ahora bien, como las consideraciones que deben hacerse en este caso se asemejan más y tienden a igualarse con las de los Estados de la Unión Americana, considero esta práctica como la apropiada para Ciudad Guzmán.

El único problema que podría ser susceptible de una atención especial sería el que atañe al cálculo de los volúmenes de infiltración en las alcantarillas. Por otra parte, este es un volumen muy difícil de calcular con exactitud, obteniendo muchas de las veces valores inadecuados que pueden conducir a un aumento innecesario en los dispositivos de evacuación y tratamiento, con el consiguiente aumento económico.

En apoyo del supuesto anterior cabe señalar que actualmente gran parte de la superficie total de escurrimiento está pavimentada y que en un período no mayor de 10 años la superficie de escurrimiento podrá proporcionarlo hasta en un 80 ó 90% del agua precipitada, con lo cual la infiltración en el terreno y luego en las alcantarillas daría un aumento mínimo en el volumen total de aguas a tratar.

Partiendo pues de las consideraciones antes citadas, se calculará un volumen de aguas negras a tratar por habitante, por día, igual al de suministro de agua potable.

Dicho cálculo es el siguiente:

$$Q = \frac{P \times D.E \times 1.5 \times 1.5}{24} \quad \text{donde:}$$

Q : consumo máximo horario en el día de máxima demanda.

P : población servida (69,920 hab.)

D.E.: dotación específica por habitante por día (150 lts.)

1.5 : factor de aumento el día de máxima demanda

1.5 : factor de aumento en la hora de máximo consumo del día de máxima demanda.

Sustituyendo valores tendremos:

$$Q = \frac{69,920 \times 150 \times 1.5 \times 1.5}{24} = 983.25 \text{ m}^3/\text{h}$$

Por lo tanto, tomaré este volumen como el máximo a tratar en los tanques que habrán de proyectarse.

Tipo de tratamiento.- El vertido directo de las aguas negras en los arroyos y ríos, es una práctica llevada a cabo desde tiempos remotos y por casi todos los pueblos del orbe. Sin embargo, a causa de no guardar las precauciones debidas para la evacuación de las aguas negras, se propiciaba la contaminación de los caudales de dichos arroyos o ríos con los consiguientes perjuicios.

Hasta principios del siglo XIX de nuestra era, no existió prácticamente ningún avance en lo que respecta al tratamiento de las aguas negras. Es realmente hasta el año de 1831 y a raíz de la devastadora epidemia de cólera que azotó

a los países centro-europeos que empieza a considerarse seriamente el peligro de contaminación con las aguas negras, y se constituyen comisiones sanitarias que se encargan de reglamentar sistemas de evacuación y tratamiento de aguas residuales.

Actualmente, la evacuación de las aguas negras suele solucionarse de un modo sencillo cuando se cuenta con una corriente de caudal suficiente, de tal suerte que su volumen sea proporcionalmente mucho mayor que el de las aguas negras y que, además, haya las condiciones indispensables para que se verifique la autodepuración en una distancia aguas abajo de la corriente lo más corta posible, para que se le pueda considerar no perjudicial a la salud, si es que otras poblaciones se abastecen del mismo río.

Muchas de las veces no es posible contar con dichas ventajas y entonces es necesario aplicar sistemas de tratamiento que permitan reducir o anular por completo los peligros de contaminación.

Conforme las circunstancias de cada caso y los medios disponibles para una evacuación satisfactoria, las clases de tratamiento de aguas negras pueden considerarse de dos tipos: parcial y total. En el primer caso las operaciones se limitan a retener mediante decantación o clasificación las materias orgánicas en suspensión, dejando salir el agua cargada de los elementos orgánicos en disolución. A este tratamiento se le llama primario y se aplica generalmente cuando las aguas vierten a un río o volumen de agua donde no haya lugar a tener una polución peligrosa, y que los procesos de depuración puedan desarrollarse en forma normal.

Un tratamiento total comprende, además del primario, una depuración biológica de los elementos en disolución y determina una agua no putrescible y sin gérmenes patógenos.

En general las clases de tratamiento pueden establecerse de la siguiente manera:

TRATAMIENTOS	MEDIOS DE ELIMINACION	SUBSTANCIAS
Natural	Riego de terrenos cultivados	Totales
	Vertido directo al mar	"
	Vertido directo a ríos	"
	Vertido directo a lagos	"
Mecánicos	Rejillas o tambores	Cuerpos flo-- tantes.
	Areneros	arenas
	Cámara de grasas	grasas y aceites
Físicos	Tanques de sedimentación	Cuerpos en sus pensión sedi-- mentables.
	Producción bacteriana	Materia putres cible no sedi-- mentable.
Bioquímicos	y desinfección	Bacterias

Dependiendo de las características de las aguas negras y del destino posterior o vertido, pueden combinarse el trata--
miento y el medio de eliminación en la forma que más convenga.

De los conceptos y consideraciones hechas anteriormente, paso en seguida a exponer la secuela de tratamiento a seguir para el caso particular de Ciudad Guzmán.

Las instalaciones de tratamiento serán las siguientes: -
1) rejillas grandes, con aberturas de 2.5 cm.; 2) una cámara desarenadora, y 3) tanques de sedimentación y digestión de lo
dos, del tipo Imhoff.

El tamaño de la abertura de la rejilla está determinado de tal modo que evite el paso de sólidos grandes que puedan - obstruir el desarrollo natural de la sedimentación; la cámara desarenadora es con el fin de retener las partículas cuyo diámetro exceda de 0.2 mm., y sólo permita el paso de partículas de menor diámetro y, por último, los tanques Imhoff para sedimentación y digestión de los cienos formados por materia orgánica, en su mayor parte.

Dando a los volúmenes de aguas negras un período de retención adecuado en las cámaras de sedimentación, es posible eliminar de un 80 a 90% del total de sólidos sedimentables.

Una vez que la materia orgánica se ha sedimentado y digerido por un espacio de 30 días, efluye de los tanques de sedimentación hacia una laguna donde se oxida y completa así su proceso de tratamiento. Esta agua se canaliza después y se utiliza para la irrigación de los terrenos vecinos, donde -- principalmente se cultivan cereales y árboles frutales ya que, sea cual fuere el grado de purificación que alcanzara el agua negra, en ningún momento es recomendable para el riego de legumbres. Este es un cuidado de cuya observancia y respeto depende la salud pública.

En el siguiente capítulo procederé al cálculo hidráulico y estructural de los diferentes elementos del sistema de tratamiento propuesto, así como a una descripción más detallada de los mismos.

Antes debo señalar, para concluir el presente capítulo, que actualmente el proceso total de tratamiento en la planta existente se verifica en los tanques Imhoff, sin el auxilio de ningún otro dispositivo. La inclusión de las rejillas y la cámara desarenadora es con el objeto de asegurar un mejor tratamiento físico, previendo el aumento de volúmenes y variación de usos que pueda tener el agua en el futuro.

AQUAS CRUDAS
DE LA CIUDAD

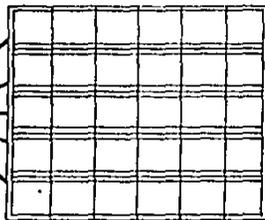


REJILLA



DESARENADOR

CANAL DE DESPÓQUE



TANQUES INHOFF

A LASERA DE OXIDACION

LECHO DE
SECA DO DE
L O D O S

U.	A.	G.
TESIS PROFESIONAL		
ESQUEMA DE TRATAMIENTO		
DAVID SOTO RAMIREZ		3
JUNIO DE 1969.		

CALCULO DE LOS TANQUES IMHOFF

Antes de efectuar el cálculo hidráulico de las fosas - Imhoff procederé a determinar las características de la malla de retención de sólidos grandes y de la cámara desarenadora.

Rejilla de retención de sólidos grandes.- Las rejillas o mallas de barras son dispositivos que tienen por objeto la eliminación de sólidos grandes como papeles, pedazos de madera, etc., que pueden causar perjuicios y obstrucciones en el proceso de sedimentación.

En el presente caso este tipo de sólidos ofrece un problema relativamente pequeño, dado que los volúmenes que representa son mínimos, (alrededor de 0.50 a 0.75 m³/día), sin embargo, incluiré su cálculo en el presente trabajo.

El tipo de rejilla que propongo es de limpieza manual, - ya que el caso no amerita equipo de operación mecánica, y su dimensionamiento está basado en las siguientes consideraciones:

- a) El área total de aberturas de la malla debe ser alrededor del doble del área de la alcantarilla. (esto está basado en observaciones).
- b) La inclinación de la malla estará comprendida entre - 30 y 60° con la horizontal, aunque puede ser también vertical. El objeto de que sea inclinada es el de evitar obstrucciones en la circulación.
- c) Al lugar donde se coloque la rejilla debe proporcionársele una ampliación de superficie para facilitar la acumulación de sólidos y el drenaje mismo del líquido.

Dado que en este caso la alcantarilla existente es un canal rectangular a cielo abierto, consideraré como área de la alcantarilla el producto de la base del canal por el tirante máximo observado en el aforo, que fue de 0.25 m., esto es

$$b \times h = A \quad 0.60 \times 0.25 = 0.15 \text{ m}^2$$

por lo tanto el área de aberturas de la rejilla deberá ser - 0.30 m².

AFORO	HORA	h	b	AREA	VELOCIDAD	GASTO
1	8.0	0.15	0.60	0.09 m ²	0.63 m/seg.	0.0567 m ³ /seg.
2	9.0	0.17	0.60	0.10 "	0.74 "	0.0740 "
3	10.0	0.185	0.60	0.11 "	0.77 "	0.0847 "
4	11.0	0.23	0.60	0.14 "	0.857 "	0.1200 "
5	12.0	0.22	0.60	0.13 "	0.803 "	0.1044 "
6	13.0	0.20	0.60	0.12 "	0.80 "	0.0960 "
7	14.0	0.19	0.60	0.11 "	0.77 "	0.0847 "
8	15.0	0.16	0.60	0.10 "	0.71 "	0.0710 "
9	16.0	0.15	0.60	0.09 "	0.63 "	0.0567 "
10	17.0	0.145	0.60	0.09 "	0.63 "	0.0567 "
11	18.0	0.14	0.60	0.08 "	0.62 "	0.0496 "

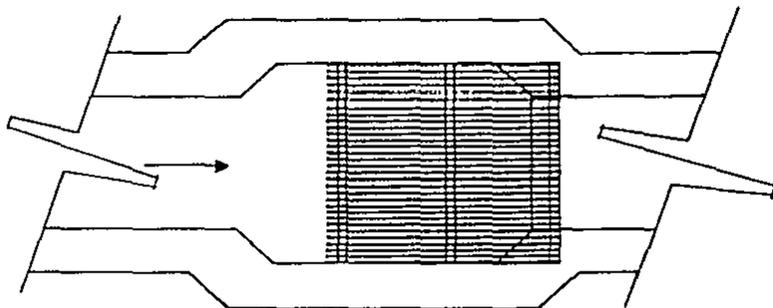
$$\text{Gasto actual calculado} = \frac{42,911 \times 150 \times 1.5 \times 1.5}{86,400} = 167.62 \text{ l/s.}$$

$$\text{Gasto actual aforado} = 120.00 \text{ lts/seg.}$$

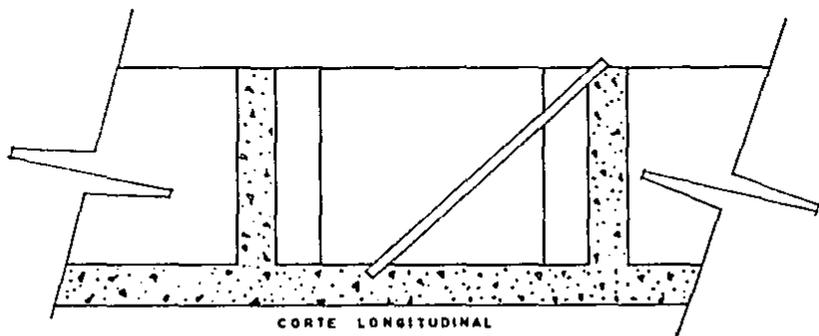
Datos proporcionados por el aforo directo en el canal.

Proporcionando al canal una ampliación de 0.15 m. a cada lado, la base aumentará a 0.90 m. con lo cual se dispondrá, si se utilizan barras de 0.95 cm. de ancho y dejando una separación entre barras de 2.5 cm., da una longitud libre de paso de

$$90 - (37 \times 0.95) = 55 \text{ cm.}$$



P L A N T A



CORTE LONGITUDINAL

U.	A.	G.
TESIS PROFESIONAL		
MALLA DE BARRAS DE LIMPIEZA MANUAL		
DAVID SOTO RAMIREZ		4
JUNIO DE 1969.		

con lo cual la proyección mínima vertical de la rejilla, considerando una inclinación de 45° , deberá ser de:

$$h = 0.30/0.55 = 0.55 \text{ m.}$$

y la longitud de las barras será de

$$x = h/\cos 45^\circ = 0.55 \times 1.42 = 0.781 \text{ m.}$$

La limpieza, que no representa ningún problema, se puede efectuar con palas, y los sólidos quemarlos o enterrarlos.

Cámara desarenadora.- Los tanques o cámaras desarenadoras son dispositivos usados también para la eliminación de sólidos, sólo que en este caso de dimensiones pequeñas (diámetro mayor de 0.2 mm.). Los sólidos mencionados son de origen mineral y reciben el nombre genérico de arenillas, aunque en realidad están formados por arena, vidrios rotos, cenizas, tierra y algunas veces fragmentos de metal. Como es obvio, de no eliminarse este tipo de materia, causaría un grave entorpecimiento en el proceso de digestión de los lodos.

La eliminación de la arenilla y el dimensionamiento de las cámaras desarenadoras están basadas en el hecho de que tienen mayor densidad que la materia orgánica (2.65 las primeras y de 1 a 1.2 la segunda). Basada en este principio, la función de la cámara es disminuir la velocidad de las aguas negras lo suficiente para permitir la sedimentación de las partículas de mayor densidad, en tanto que pueden arrastrarse los sólidos orgánicos.

Las observaciones y la experiencia en el diseño de constructores de este tipo de cámaras, señala que es conveniente un período de retención de aproximadamente un minuto, con una velocidad de circulación de 0.3 a 0.5 m/seg., el problema suele ser mantener constantes estas condiciones, debido a las variaciones del flujo, en este caso aproximadamente el doble del máximo al mínimo.

El tanque que se va a diseñar para el presente caso es de limpieza manual, para lo cual es conveniente, aunque no indispensable, establecer dos cámaras, para cuando se esté efectuando la limpieza de una pueda estar funcionando la otra.

Tomando en cuenta las condiciones señaladas anteriormente, período de retención de 1 minuto y velocidad de 0.3 m/seg, la longitud necesaria del tanque resulta de

$$0.3 \times 60 = 18.00 \text{ m.}$$

Ahora bien, la cantidad de arenilla puede variar desde 0.18 hasta 0.45 m³ por cada 4 ó 5 millones de litros, pero en este caso, por el tipo de sistema de alcantarillado puede tomarse el valor mínimo, con el cual, según el gasto máximo calculado que es de 23,598 m³, tendríamos un depósito de arenillas de

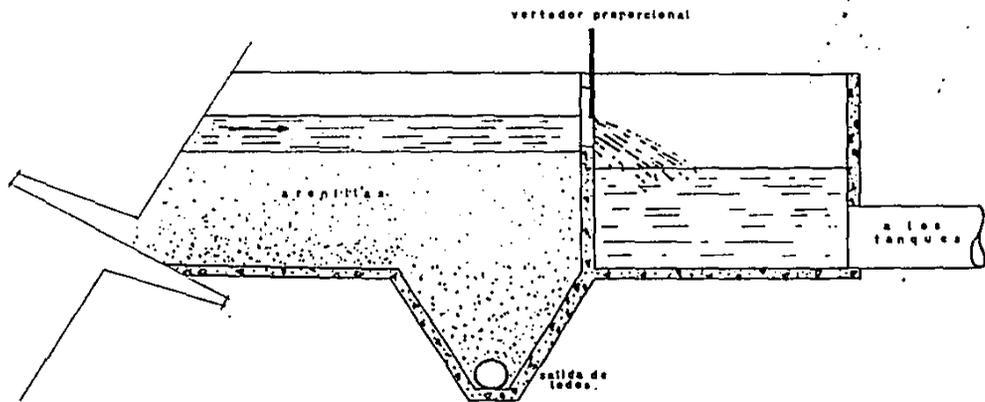
$$0.18 \times 4.72 = 0.85 \text{ m}^3/\text{día}$$

en 15 días, que sería el período de limpieza, serían 12.75 m³. Como disponemos de una superficie de 18.00 x 0.60 = 10.80 m², necesitándose una profundidad de 12.75/10.80 = 1.18 m.

De lo anterior se concluyen las dimensiones de los desarenadores, que serán de

$$\text{ancho} = 0.60 \text{ m.}; \text{ longitud} = 18.00 \text{ m.}; \text{ profundidad} = 1.18 \text{ m.}$$

Para el control de flujos altos y bajos, se utilizará en el extremo de salida un vertedor de tipo proporcional.



U.	A.	G.
TESIS PROFESIONAL		
DESARENADOR DE		
OPERACION MANUAL		
DAVID SOTO RAMIREZ		
JUNIO DE 1989.		
		5

FOSAS IMHOFF

Sedimentación.- La sedimentación tiene por objeto la - eliminación de sólidos minerales de diámetro menor que 0.2 mm. y de los sólidos orgánicos, más ligeros pero también sedimentables. La rapidez de sedimentación de este tipo de sólidos depende de la viscosidad del agua, que está en función de la temperatura, la gravedad específica de las partículas y su resistencia a la sedimentación debida a la fricción, etc.

Teóricamente es posible determinar las velocidades de sedimentación, de flujo, profundidad efectiva, período de retención, etc. Sin embargo en la práctica los proyectos de tanques sedimentadores están basados en la observación y la experiencia, de cuyos resultados el Departamento correspondiente de cada Municipalidad determina los valores permisibles y recomendables. Se ha encontrado conforme a estas observaciones que los conceptos más importantes para el buen funcionamiento de un tanque sedimentador son la velocidad de flujo y el período de retención.

Si los valores concedidos tanto a la velocidad de flujo como al período de retención son lo más aproximados a la realidad, y la calidad de las aguas negras es la correspondiente al tipo doméstico común, un tanque sedimentador puede eliminar del 70 al 85% de los sólidos en suspensión.

Fosas Imhoff.- En una fosa Imhoff, que es un tanque sedimentador, se incluye además el almacenamiento y digestión - de lodos en forma simultánea. En este tipo de tanques la cámara de sedimentación está provista de una ranura por la que pasan los sólidos a la parte inferior, donde son almacenados y digeridos. Es precisamente por su doble función simultánea y por su reducido costo de operación y mantenimiento que se - les usa con preferencia a otro tipo de instalaciones, sobre -

todo en poblaciones pequeñas. Aunque en algunas ciudades se usa con éxito la digestión de lodos por separado, las fosas ideadas por el Dr. Carlos Imhoff continúan usándose, repito, sobre todo en poblaciones pequeñas.

Funcionamiento.- El funcionamiento de una fosa Imhoff - consiste en lo siguiente:

1) El líquido residual entra en una cámara de circulación, de paredes inclinadas, por donde resbalan y pasan a una cámara de digestión, donde sufren una descomposición anaerobia.

2) Los cienos en proceso de digestión son almacenados durante un tiempo conveniente y luego extraídos generalmente con la ayuda de la presión hidrostática debida al desnivel del agua y la salida de los lodos.

3) Durante el proceso de digestión de los lodos se producen gases, que salen por respiraderos dejados expresos. También suelen flotar sólidos y formarse espumas, las cuales se acumulan en cámaras especiales.

4) Las paredes inclinadas deben tener suficiente pendiente para evitar adherencias; es recomendable un ángulo de 60° con la horizontal.

5) Después de este proceso de sedimentación y digestión, las aguas, que permanecen un período de tiempo determinado en la cámara, efluyen en condiciones físicas y biológicas mejores.

Completaré la descripción de las partes conforme se vaya efectuando su cálculo y diseño.

Cálculo Hidráulico.- De acuerdo con los datos proporcionados por la Sección de Agua y Alcantarillado de la ciudad, se tomarán en cuenta las siguientes especificaciones, para el cálculo hidráulico:

Velocidad de circulación	0.005 m/seg.
Dotación de fangos	1.5 lts/hab/día
Temperatura promedio	23° C
Tiempo de digestión	30 días
Período de retención	1.5 horas
Factor demanda máxima diaria	1.5
Factor demanda horaria máxima	1.5

Además, se tomarán en cuenta las siguientes especificaciones constructivas:

Inclinación de las paredes del fondo de la cámara	60° con la horizontal
Profundidad mínima de la fosa	4.50 m.
Proporción de la superficie de respiraderos a la total	15 a 25%
Anchura mínima de la ranura de la cámara de circulación	0.20 m.
Solape mínimo entre las paredes de la cámara	0.20 m.
Distancia mínima entre la salida del cieno y el nivel del líquido en la fosa	1.22 m.

Inclinación mínima de las tolvas de cieno	30°
Diámetro mínimo de la tubería para cienos	0.20 m.
Distancia vertical mínima entre la parte del nivel superior del cieno y el plano de la ranura (zona neutra)	0.46 m.

Con las condiciones anteriores tenemos:

$$\begin{aligned}\text{Volumen por 1.5 horas} &= \frac{150 \times 1.5 \times 1.5 \times 69,920 \times 1.5}{24 \times 1000} \\ &= 1,474.88 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Suponiendo una profundidad efectiva de 2.50 m. y un ancho de 4.00 m., el área recta es de

$$A = 2.50 \times 4.00 = 10.00 \text{ m}^2$$

y la longitud deberá ser de

$$1,474.88/10 = 147.49 \text{ m.}$$

pero en lugar de esta longitud a todas luces inconveniente, se pueden construir cinco fosas de 30.00 m. cada una.

Considerando al tanque un ancho total de 5.50 m. y un grueso de muros de 0.10 m., el ancho combinado de los orificios de ventilación sería de

$$5.50 - (4.00 + 4 \times 0.10) = 1.10 \text{ m.}$$

que es aproximadamente el 25% de la superficie total, y está dentro de las especificaciones.

La superficie total de cada fosa será, según las consideraciones anteriores de

$$5.50 \times 30.00 = 165.00 \text{ m}^2$$

La profundidad de la fosa se determinará de la siguiente forma:

1.- Libre bordo a la superficie de las aguas 0.46 m.

2.- Si la cámara tiene un ancho de 4.00 m., la profundidad efectiva supuesta fue de 2.50 m. y la inclinación de las paredes es de 60° con la horizontal, tendremos - una profundidad vertical de

$$2.50 - 3.46/2 = 0.77 \text{ m.} \quad 0.77 \text{ m.}$$

y la proyección vertical de las paredes es

$$h = 2.00 \times \text{tg } 60^\circ = 2.00 \times 1.73 = 3.46 \text{ m.} \quad 3.46 \text{ m.}$$

3.- La zona neutra tendrá la dimensión mínima 0.46 m.

4.- La capacidad necesaria para almacenar los lodos será de

$$\frac{69,920 \times 1.5 \times 30}{1000} = 3,146.40 \text{ m}^3$$

Considerando tolvas separadas a cada 5 metros y con una inclinación de paredes de 45°, tenemos

$$\text{área superior de la tolva} = 5.50 \times 5.00 = 27.5 \text{ m}^2$$

$$\text{área inferior de la tolva} = 0.90 \times 0.90 = 0.81 \text{ m}^2$$

con una profundidad de

$$h = 2.30 \text{ tg } 45^\circ = 2.3 \text{ m.} \quad 2.30 \text{ m.}$$

5.- La capacidad de almacenamiento de cada tolva será de

$$1/3 \times 2.30 (27.50 + 0.81) = 21.7 \text{ m}^3$$

como disponemos de 30 tolvas, el
volumen será

$$30 \times 21.7 = 651 \text{ m}^3$$

la diferencia con el volumen total
es de

$$3,146.40 - 651.00 = 2,495.40 \text{ m}^3$$

Por cada metro de profundidad de la
fosa tenemos

$$5.50 \times 30.00 \times 1.00 = 165.00 \text{ m}^3$$

en cinco fosas serán

$$165.000 \times 5 = 825.00 \text{ m}^3$$

por lo tanto la profundidad necesaria
será de

$$2,495.40/825.00 = 3.02 \text{ m.}$$

3.02 m.

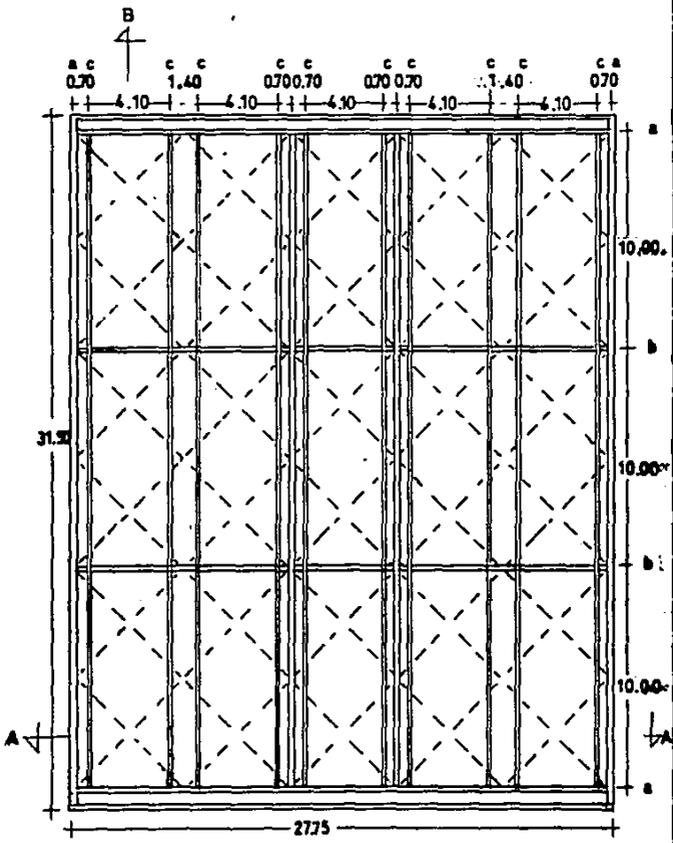
Profundidad total;

10.47 m.

=====

Las dimensiones de profundidad encontradas se ilustran -
en los dibujos correspondientes.

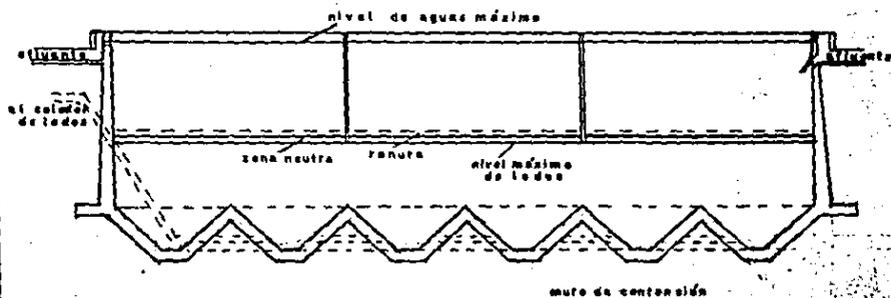
La disposición constructiva será de acuerdo a como se -
ilustra en el plano correspondiente, es decir, dos fosas de -
doble cámara de sedimentación y una para digestión de lodos,
y otra fosa sencilla.



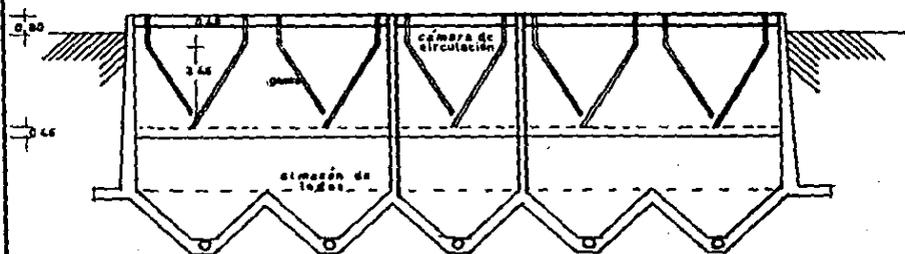
B

FOSAS IMHOFF

U.	A.	G.
SERIE PROFESIONAL		6
FOSAS IMHOFF		
PLANTA DE DISTRIBUCION		
DAVID SOTO RAMIREZ		
JUNIO DE 1969		



CORTE B-B



CORTE A-A

U.	A.	G.
TESIS PROFESIONAL		7
FOSAS IMHOFF-CORTES		
DAVID SOTO RAMIREZ		
JUNIO DE 1965		

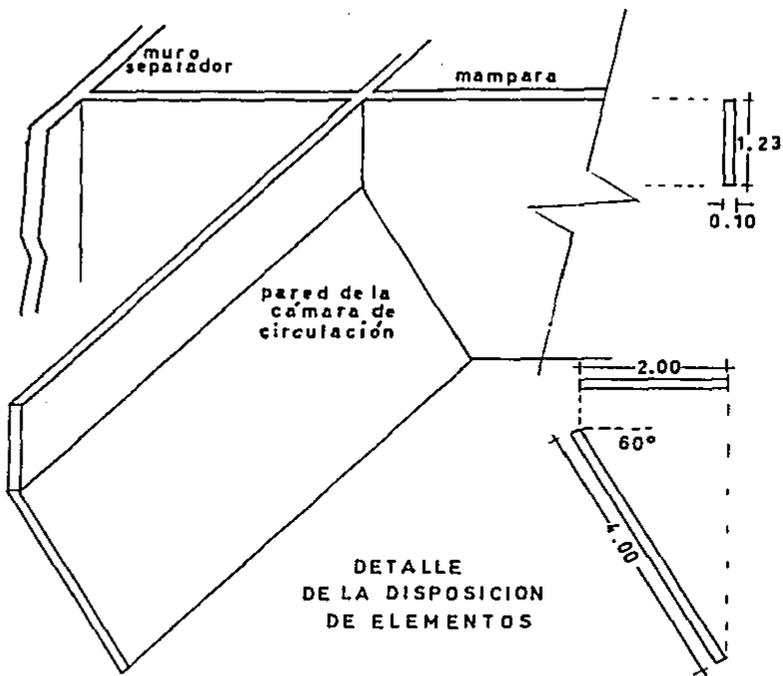
CALCULO ESTRUCTURAL

Procederá ahora al cálculo estructural de los elementos de que están compuestas las fosas Imhoff, para lo cual estableceré inicialmente el criterio a seguir en cada uno de ellos. La nomenclatura de los mencionados elementos estructurales aparece en los correspondientes dibujos de planta y cortes.

I) Muros de contención de tierras.- Estos muros se calcularán para el caso más crítico de trabajo, que sería cuando las fosas estén vacías, ya que cuando están llenas el trabajo de los muros se reducirá aproximadamente al de una simple mampara separadora entre aguas y tierras. Siendo el muro de contención perimetral, se tomará una franja representativa de un metro en el sentido longitudinal.

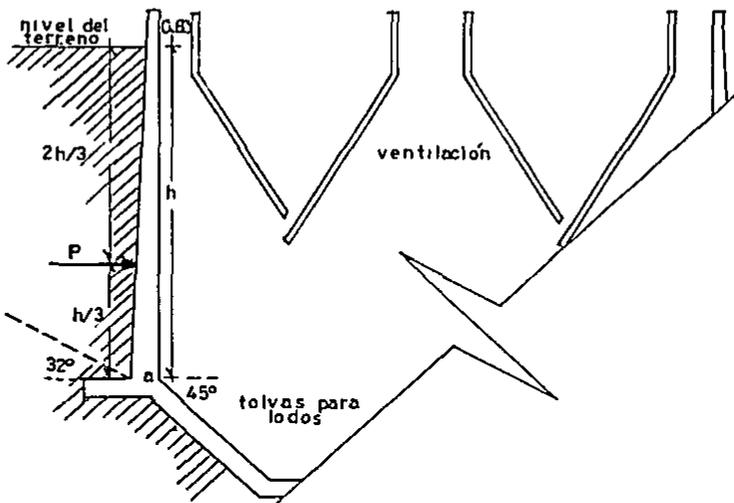
II) Paredes de las cámaras de circulación.- Dado que estos elementos actúan únicamente como confinadores o límites para el líquido de sedimentación, estando sometidas a presiones equilibradas, trabajarán exclusivamente para resistir su peso propio. Además, por estar compuestas de una parte vertical y otra inclinada, se considerarán como dos elementos separados: a) la parte vertical y b) la parte inclinada -- trabajando como losa, considerando su proyección horizontal. Los apoyos, tanto de la losa como de la parte vertical serán las mamparas.

III) Mamparas.- Estos elementos alcanzan una profundidad desde el borde superior hasta el nivel de la ranura de las paredes inclinadas y va a estar soportando una carga concentrada por la reacción de la parte vertical de las paredes, y una carga uniformemente distribuida por la parte inclinada de las mismas, además de su peso propio, esto es:



IV) Muros separadores.- Estos elementos, cuyo principal trabajo se realizará en el caso de que alguna de las fosas está vacía (en limpieza), actuarán normalmente como soportes para las cargas transmitidas por las mamparas. Sin embargo su caso más crítico será el señalado al principio, ya que tendrá que contener la presión del líquido de la siguiente fosa. Se omite su cálculo dadas las condiciones de similitud de trabajo con respecto a los muros perimetrales. Su diseño será similar, por tanto, a éstos últimos.

Muro de contención.- Trabajarán en las condiciones que se ilustran y su análisis y diseño se exponen a continuación:



El suelo que se va a contener tiene una altura de 7.71 mt., hasta el nivel de terreno; su clasificación corresponde al tipo areno-limoso poco permeable. De acuerdo a estas características diversas tablas le conceden los siguientes valores para peso específico, ángulo de fricción interna y coeficiente de rozamiento con el concreto:

$$P_e = 1.63 \text{ (ton/m}^3\text{)} \quad \delta = 32^\circ \quad \mu = 0.5$$

Para el presente caso se ha seleccionado un muro de concreto del tipo llamado "en ménsula", con presiones ejercidas por un terreno con superficie libre horizontal, para cuyo caso la presión o empuje activo se determina por la expresión

$$P = 1/2 \times c \times Wt \times h^2 \quad \text{en donde}$$

P = empuje activo, en toneladas.

c = coeficiente que depende de la condición de carga.

W_t - peso específico del material, en ton/m^3

h = altura desde la base hasta la corona efectiva del muro, -
en mt.

Conocido ya el ángulo de fricción interna del material, puede determinarse el coeficiente "c" por medio de la fórmula de Rankine aplicable a este caso, esto es

$$c = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{1 - 0.5299}{1 + 0.5299} = 0.306$$

sustituyendo valores para determinar la presión activa, tenemos

$$P = \frac{1}{2} \times 0.306 \times 1.63 \times 59.44 = 14.82 \text{ ton.}$$

esta fuerza se considera actuando a un tercio de la base, o sea a una distancia de 2.57 mt. del arranque del muro, sobre el nivel superior de la tolva.

El momento de vuelco con respecto al punto a valdrá por tanto

$$M_v = P \times y = 14.82 \times 2.57 = 38.08 \text{ ton - m}$$

Puesto que el muro será de concreto armado, para los valores de constantes, etc., se tomará en cuenta que el concreto a usar será de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y el acero de refuerzo de $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$.

Estabilidad interna.- El momento flector producido por el empuje con respecto al arranque del muro, tiene como valor

$$M_f = P \times y = 14.82 \times 2.57 = 38.08 \text{ ton - m}$$

para lo cual el espesor necesario en la base del muro será

$$d = \sqrt{\frac{M_f}{K \cdot b}} \quad \text{donde}$$

d = distancia del centro del refuerzo a la fibra más comprimida..

K = coeficiente dado de acuerdo a las características del -- concreto y del refuerzo.

b = ancho de la franja considerada (un metro)

M_f = momento flector

$$d = \sqrt{\frac{3'808,000}{16.6 \cdot 100}} = 47.9 \text{ cm.}$$

checando este espesor con respecto al esfuerzo cortante, tene mos

$$d = \frac{V}{b \cdot j \cdot v} \quad , \text{ donde}$$

V = fuerza cortante total

j = coeficiente dado

v = esfuerzo cortante unitario, máximo permitido.

$$d = \frac{14,820}{100 \cdot 0.866 \cdot 6} = 28.52 \text{ cm.}$$

como se ve, el espesor solicitado por cortante es menor que - el solicitado por flexión; por tanto tomaremos este último, - al cual se le considerará un aumento de 7 cm. para recubri--- miento, obteniendo un espesor total de 55 cm.

El acero de refuerzo solicitado por el momento flector - es igual a

$$A_s = \frac{M_f}{f_s \cdot j \cdot d} \quad , \quad \text{donde}$$

A_s = área total del refuerzo, en cm².

M_f = momento flector, en kg - cm

f_s = esfuerzo unitario de trabajo del refuerzo, en kg/cm²

j = constante dada

d = distancia del centro del refuerzo a la fibra más compr.

$$A_s = \frac{3'808,000}{1400 \cdot 0.866 \cdot 48} = 65.43 \text{ cm}^2$$

para lo cual se utilizarán 10 barras No. 9 a cada 10 cm, de separación c. a c., con lo cual se obtiene una área total de 66.40 cm². Por especificaciones del Código ACI se dejarán an clajes de una longitud igual a 24 veces el diámetro de la barra, cuyo producto en este caso es igual a 68.6 cm., que resulta mayor que el que se obtiene aplicando la fórmula respectiva.

Ahora bien, como el momento flector disminuye a medida que se aleja de la línea de arranque del muro, puede lograrse una economía de acero determinando los puntos donde pueda cor tarse una parte del refuerzo, para lo cual se tomarán momentos a 2.57 y 5.14 mt. de la base. Dada la altura del muro es posible hacer hasta dos cortes en el acero; por lo tanto se determinarán los momentos resistentes suprimiendo una y dos barras respectivamente. Esto es

$$M_1 = p' \times y' = 0.5 \times 0.306 \times 1.63 \times 26.4 \times 2$$

$$M_1 = 13.16 \text{ ton - mt.}$$

$$M_2 = p'' \times y'' = 0.5 \times 0.306 \times 1.63 \times 6.60 \times 1$$

$$M_2 = 1.64 \text{ ton - mt.}$$

el momento resistente del acero, quitando una barra en la base será

$$M_{R1} = A_s \cdot f_s \cdot j \cdot d$$
$$= 32.71 \times 1.400 \times 0.866 \times 0.48$$

$$M_{R1} = 19.03 \text{ ton - mt.} \quad \text{y en la corona}$$

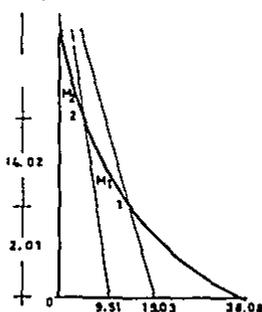
$$M_{R1}' = 19.03 \times \frac{11}{66} = 4.36 \text{ ton - mt.}$$

Si se suprimieran dos barras en la base, los momentos resistentes serían

$$M_{R2} = 16.35 \times 1.400 \times 0.866 \times 0.48$$

$$M_{R2} = 9.51 \text{ ton - mt.} \quad \text{en la base, y}$$

$$M_{R2}' = 9.51 \times \frac{11}{48} = 2.17 \text{ ton - mt.} \quad \text{en la corona}$$



En el diagrama de momentos que aparece dibujado a escala, las intersecciones 1 y 2 se producen a 2.01 y 4.02 mt. de la base respectivamente, y marcan los puntos donde puede suprimirse una barra alternativamente. Por especificaciones del Código ACI se dejará para traslape una longitud libre igual a doce veces el diámetro de la barra. Por lo tanto los cortes se harán a

$$2.01 + 12 \times 0.0286 = \underline{2.35} \text{ mt.} \quad \text{y} \quad 4.02 + 12 \times 0.0286$$
$$= \underline{4.36} \text{ mt.}$$

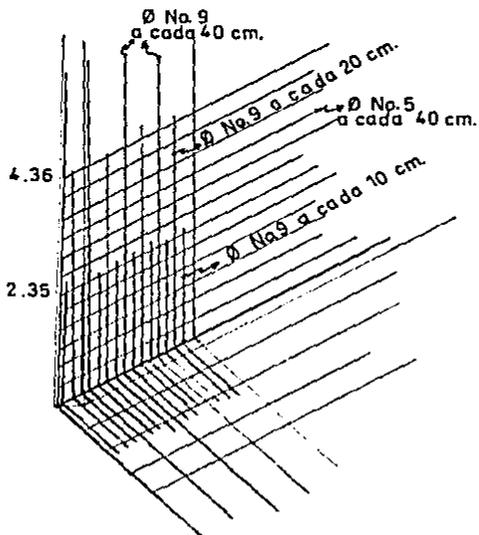
o bien se dejarán a las puntas los ganchos respectivos.

En el sentido longitudinal y por razones de armado, se proporcionará una cantidad de acero igual a la que especifica el Código ACI para resistir los esfuerzos por temperatura, o sea

$$A_s = 0.002 \times b \times t$$

$$A_s = (0.002 \times \frac{55 - 20}{2} \times 771) / 7.71 = 3.5 \text{ cm}^2$$

para lo cual se colocarán 3 barras No. 5 por cada metro, con una separación de 40 cm de c. a c.



ARMADO MURO DE CONTENCIÓN

Paredes de la Cámara de Circulación.- Como se señaló en la descripción inicial, se considerará la pared vertical como si fueran traveses superpuestas, empotradas en sus extremos, de 25 cm. de peralte cada una. Así se obtiene

$$w = 0.25 \times 0.10 \times 2.4 = 0.06 \text{ ton/mt.}$$

por las condiciones de apoyo, el momento máximo se presenta en los empotramientos y tiene un valor igual a

$$M_{\text{máx.}} = \frac{wl^2}{12} = \frac{0.06 \times 100}{12} = 0.50 \text{ ton - mt.}$$

como tenemos una d igual a 25 cm

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{50,000}{1400 \cdot 0.866 \cdot 25} = 1.65 \text{ cm}^2$$

Para esta sollicitación de acero se usará refuerzo longitudinal con varillas de \emptyset 3/8" a cada 10 cm. de centro a centro. En el sentido vertical se usarán \emptyset 3/8" a cada 20 cm de c. a c.

En lo que respecta a la parte inclinada de la pared, como también se señaló al principio, se tomará su proyección horizontal como losa uniformemente cargada, esto es: siendo el desarrollo de la pared de 4.00 mt. y formando un ángulo con la horizontal de 60° , su proyección en esta dirección será

$$x = 4.00 \cos 60^\circ = 4.00 \times 0.5 = 2.00 \text{ mt.}$$

Por sus funciones exclusivamente separadoras y por uniformidad, se mantendrá el espesor supuesto inicialmente, de 10 cm. y así se obtiene

$$w_p = 2.00 \times 0.10 \times 2.4 = 0.48 \text{ ton/ml.}$$

el momento de empotramiento tendrá como valor

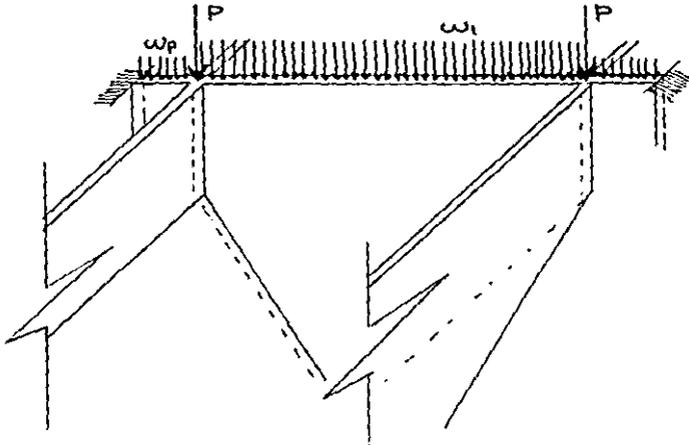
$$M = \frac{\omega l^2}{12} = \frac{0.48 \times 100}{12} = 4.00 \text{ ton} \cdot \text{mt.}$$

$$A_s = \frac{400,000}{1400 \cdot 0.866 \cdot 10} = 33 \text{ cm}^2$$

Como cada metro de proyección horizontal de la pared, corresponde a 2.00 mt. de su desarrollo real, el área de acero de refuerzo por metro lineal de pared será

$$\frac{A_s}{2} = \frac{33}{2} = 16.5 \text{ cm}^2$$

Esta demanda de refuerzo se satisface con barras No. 4 a cada 8.5 cm. de centro a centro.



Como todos estos elementos están sujetos a las mismas -- condiciones de trabajo, su cálculo es idéntico al que acaba -- de determinarse, por lo tanto procederé al cálculo de las man -- paras.

**ESTA TESIS HAY QUE DEBE
SER DE LA UNIVERSIDAD**

Mamparas.- Como antes quedó establecido, las mamparas, además de soportar su peso propio, estarán solicitadas por -- las reacciones de las paredes de las cámaras de circulación, de manera que estarán cargadas como se indica en la figura de la hoja anterior.

Como puede apreciarse en la planta y cortes de las fosas hay dos cámaras de sedimentación dobles y una sencilla. En las fosas de doble cámara se prescinde del muro separador, ya que su función se minimiza y queda reducido a la de soporte para las mamparas. Esta función puede ser cumplida satisfactoriamente por columnas cortas con acartelamiento en la dirección longitudinal de las mamparas.

Para efectos de cálculo se considerará un claro entre - apoyos de 5.50 m.

Llamando P a las reacciones que producen las paredes de la cámara de circulación sobre la mampara; w_p a su peso propio (de la mampara), y w_1 al peso distribuido de las paredes inclinadas, se establece que

$$P = 1.23 \times 10.00 \times 0.10 \times 2.4 = 2.95 \text{ ton}$$

$$w_p = 4.69 \times 0.10 \times 2.4 = 1.13 \text{ ton/ml}$$

$$w_1 = 2.00 \times 10.00 \times 0.10 \times 2.4 = 4.8 \text{ ton/ml}$$

desglosando los momentos producidos por estas cargas separadamente, se tendrá, según las condiciones de apoyo

$$M_{\text{máx}} \text{ (por P)} = \frac{Pab^2}{12} + \frac{Pa^2b}{12}$$

$$M_{\text{máx}} \text{ (por } w_p) = \frac{w_p l^2}{12}$$

$$M_{\text{máx}} \text{ (por } w_1) = \frac{w_1 bl}{24} \left(3 - \frac{b^2}{12} \right)$$

haciendo sustitución de valores y suma de los tres momentos -
parciales, se tendrá

$$M_{\text{máx}} \text{ (por P)} = 1.48 + 0.20 = 1.68 \text{ ton - mt.}$$

$$M_{\text{máx}} \text{ (por } w_p) = 2.75 \text{ ton - mt.}$$

$$M_{\text{máx}} \text{ (por } w_1) = 4.42 \times 2.42 = 10.70 \text{ ton - mt.}$$

$$M_T = 1.68 + 2.75 + 10.7 = 15.13 \text{ ton - mt.}$$

$$d = \frac{1'513,000}{16.62 \times 10} = 95.4 \text{ cm.}$$

$$A_S = \frac{1'513,000}{1400 \times 0.866 \times 95.4} = 13.08 \text{ cm}^2$$

refuerzo que se satisface con $\#$ No. 4 a cada 10 cm c. a c., -
en los empotramientos. Al centro el momento es aproximada--
mente un tercio del momento en los empotramientos y su solici-
tación de acero puede reducirse a $\#$ No. 4 a cada 25 cm.

Calculando ahora el refuerzo para cortante según la fór-
mula del código ACI

$$S = \frac{A_v f_v d}{V'}$$

con S = separación entre los refuerzos

A_v = área total del refuerzo dentro de la separación

f_v = esfuerzo de tensión del refuerzo

V' = fuerza cortante que resistirá el acero de ref.

$$V' = V - V_c = 15,600 - 954 \times 6 = 9876 \text{ Kg.}$$

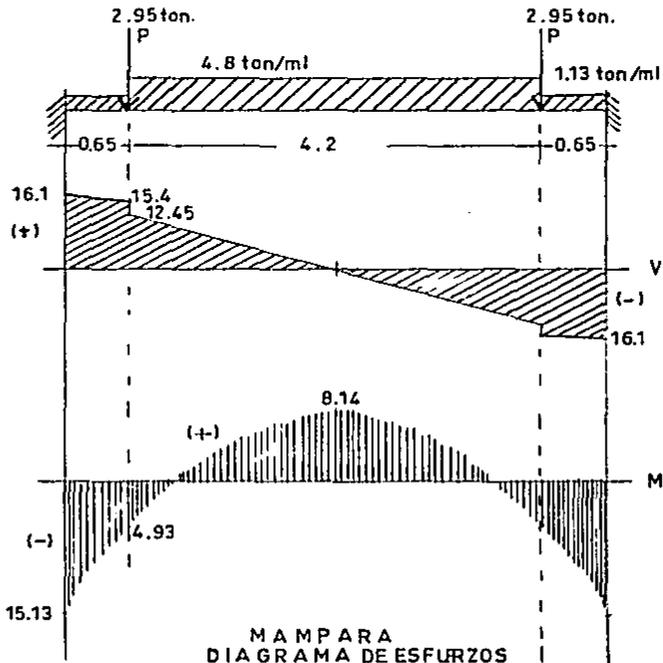
si se toman refuerzos No. 4, que tienen una área transversal
de 1.27 cm²

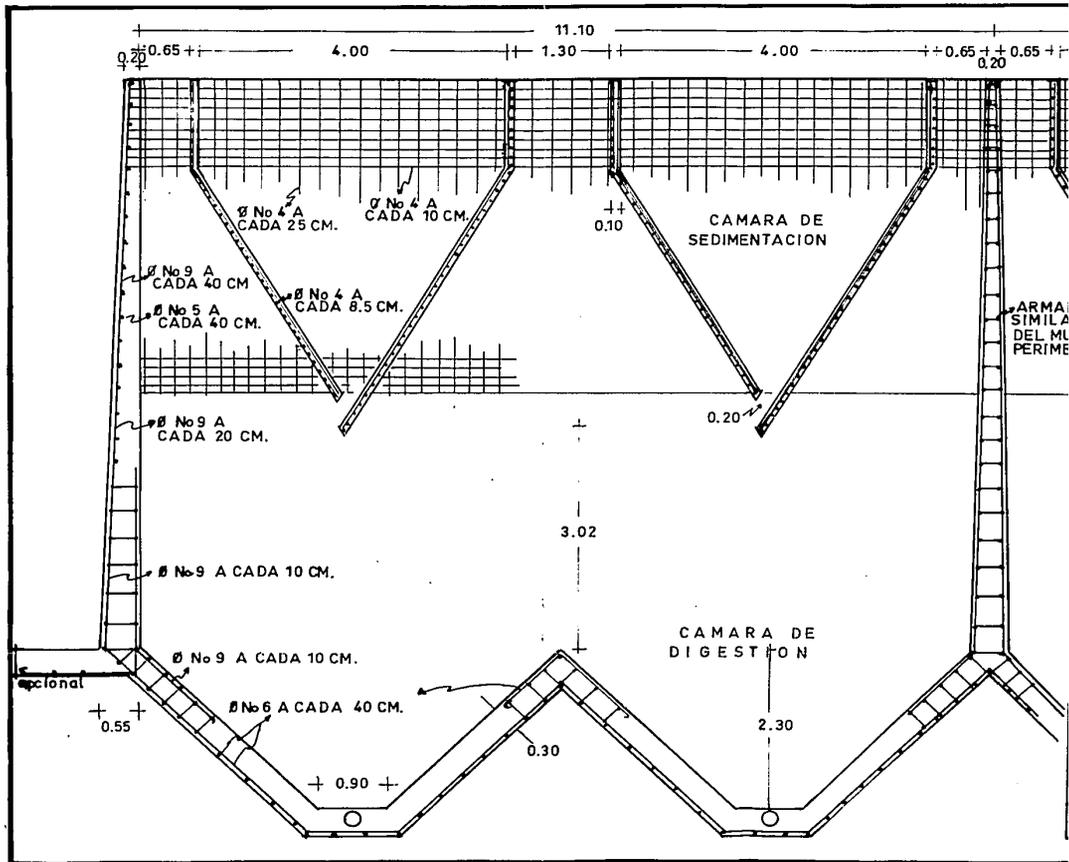
$$S = \frac{2.54 \times 1400 \times 95.4}{9876} = 34.35 \text{ cm.}$$

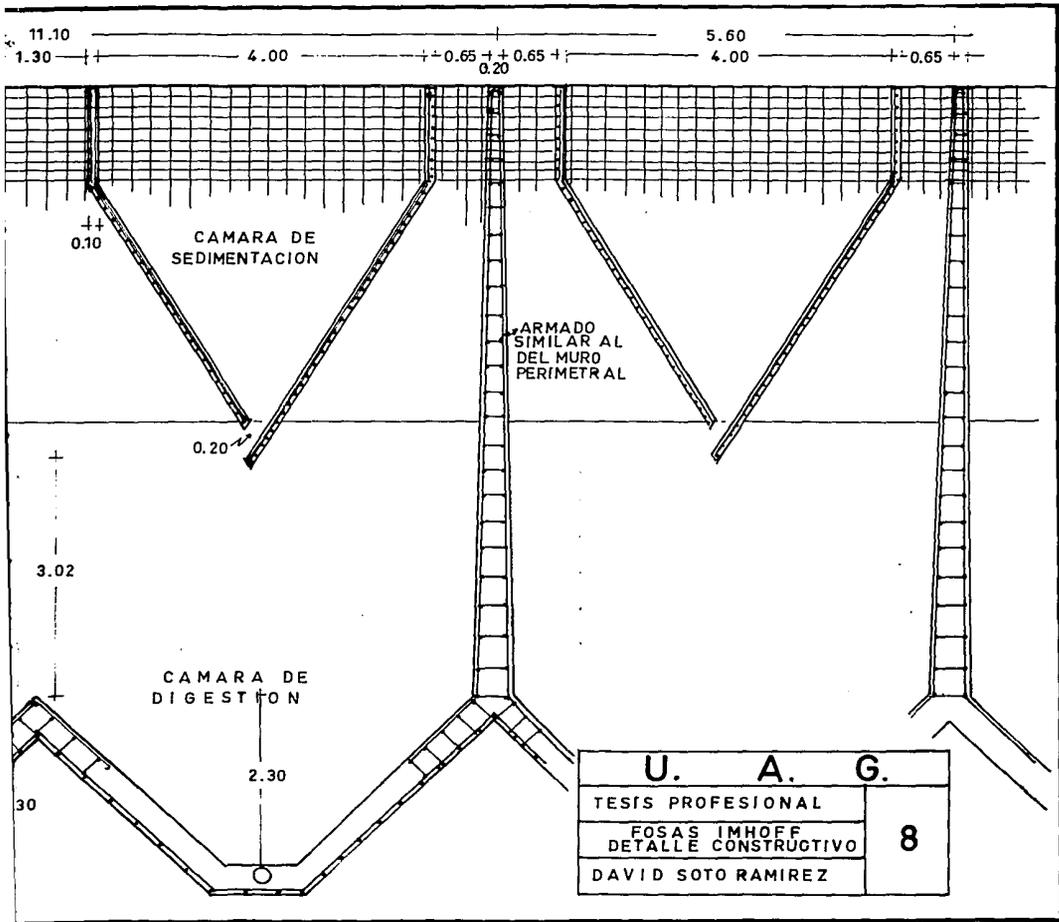
Sin embargo, por especificaciones, el área mínima del re fuerzo por cortante deberá ser 0.015 del producto de la base del miembro por la separación S, o sea.

$$A_v = 0.015 \times 10 \times 34.35 = 5.15 \text{ cm.}$$

que se satisface con $\#$ No. 4 a cada 25 cm. c. a c., en toda la longitud del elemento.







U. A. G.	
TESIS PROFESIONAL	
FOSAS IMHOFF DETALLE CONSTRUCTIVO	8
DAVID SOTO RAMIREZ	

DESTINO DE LAS AGUAS TRATADAS

Los tanques Imhoff tienen la gran ventaja de no descargar lodos en el líquido saliente, además de propiciar una muy adecuada digestión en su propio interior, cuidando solamente de que se le de el tiempo suficiente. El lodo digerido que se obtiene de los tanques Imhoff se evacúa con más facilidad que el procedente de tanques de sedimentación simples. Esto se debe a que contiene de 90 a 95% de Humedad. El lodo que se obtiene del tanque es generalmente negro, de escurrimiento libre y lleno de pequeñas burbujas de gas, que se expanden al librarse de la presión en el fondo del tanque.

La consistencia porosa del lodo facilita su desecación, estado este último en el cual su olor no es generalmente desagradable, se asemeja a la tierra de jardín y puede inclusive usarse como fertilizante.

Como originalmente se mencionó, en el caso que me ocupa la extracción de los lodos de las fosas se realizará por gravedad, por efecto de la carga hidrostática. Esta está prevista para que ocurra por diferencia entre el nivel del líquido en la fosa y el nivel de salida de la tubería de extracción de lodos de 2.00 mt. Los tubos de extracción tendrán un diámetro de 20 cm. y depositarán los lodos directamente a un canal de conducción hacia los lechos de secado.

Lechos de secado.- La buena calidad de la digestión de lodos en las fosas Imhoff favorece también la economía en el tratado de ellos. Para el caso presente considero que puede obtenerse una buena desecación de los lodos utilizando lechos naturales, inmediatos a las instalaciones de la planta, es decir, será suficiente la infiltración natural por permeabilidad y la evaporación, para producir resultados satisfactorios.

Para el efecto se dispone de terreno suficiente y en posibilidades de ser controlado respecto a riesgos de contacto con -- personas o animales.

En base a las expectativas de producción de lodos y considerando que las aguas han sido sometidas sólo a tratamiento primario, la superficie requerida atendiendo a recomendaciones experimentales se considerará de 0.092 m^2 por habitante, lo cual nos da una área de $0.092 \times 69,920 = 6432.6 \text{ m}^2$.

Considerando el volumen total de lodos en desecación -- igual al extraído mensualmente de la digestión, es decir --- $3,146.4 \text{ m}^3$, el espesor de la torta de lodo será de

$$\frac{3146.4}{6432.6} = 0.48 \text{ mt.}$$

Si se hiciera necesario, para efectos más rápidos, se ampliará la superficie para disminuir el espesor de la capa de lodos. Por ejemplo, si se amplía la superficie a una hectárea, el espesor de la capa sería de aproximadamente 30 cm.

El retiro de los lodos desecados se puede hacer paulatino para usarlo como fertilizante o, en el más desfavorable de los casos, transportarlo a lugares donde pudiera utilizarse -- como relleno.

Filtros.- Dadas las características de las aguas residuales que se han considerado, los análisis practicados a las mismas arrojan una DBO de entre 100 y 120 mg/lt. y después -- del tratamiento expuesto (primario) esta demanda se reduce a 65 mg/lt. Las aguas crudas del efluente tienen, por tanto, -- condiciones más que aceptables considerando la dilución a que serán sometidas después de aproximadamente 2 Km. de transporte por lecho natural y su destino final a la laguna, que tiene las dimensiones de superficie y profundidad ideales para fa

vorecer la autodepuración. Esto es, una superficie de aproximadamente 900 Ha. y una profundidad dominante de alrededor de 1.50 mt.

En virtud de lo anterior, pues, no será necesario otro tipo de tratamiento de las aguas residuales. Pero, si las expectativas cambiaran al grado de alterar las características del agua, por ejemplo por desechos de industrias, se haría necesario un tratamiento secundario que podría incluir la cloración, la filtración por lechos de arena u otro tipo, etc., posibilidades que no se contemplan, por lo menos dentro del período de vida útil considerado para este proyecto.

Riego.- Generalmente no es bien vista la práctica de -- riego con aguas residuales, tratadas o no, pero esta actitud no siempre se justifica y la realidad es que la utilización de estos líquidos tiene que ver con la calidad del agua utilizada y con el tipo de cultivos a que se aplica. En general, las aguas residuales no deben aplicarse al riego de productos directamente en contacto con las aguas. Sin embargo en el -- cultivo de cereales y frutales el uso de estas aguas no presenta prácticamente riesgos; más bien hay ventajas sensibles, ya que el valor fertilizante del agua negra es ligeramente mayor que el del agua natural, particularmente en nitrógeno y -- fósforo, este último en especial cuando el agua es procedente de un uso doméstico.

De hecho, en la actualidad se están usando las aguas residuales para unidades de producción agrícola en torno a la laguna, pero su uso puede ser más amplio y generalizado, guardando solamente de mantener control sobre la calidad del --- efluente y, particularmente no facilitar que personas o animales consuman de estas aguas en forma directa, en cuyo caso si podrían presentarse riesgos serios de enfermedades.

COSTOS GENERALES

Actualmente, como antes se dijo, funciona una planta de tratamiento de características similares a la que se propone, con una capacidad de volúmenes tratados suficiente para una población hasta de 40,000 personas, considerando un sistema de alcantarillado independiente.

Una ampliación directa de esta planta es posible en el futuro, pero, también se han observado algunos inconvenientes de su ubicación actual que ya casi la sitúan en la periferia inmediata de la ciudad. En su tiempo, la decisión que se tome dependerá mucho de este factor y de otros, como el económico particularmente. En este contexto, mi estimación será más bien de conceptos de obra a realizar, sin precios, y atendiendo especialmente a los volúmenes que significarían mayores gastos.

Canal o tubería de conducción, del colector a las instalaciones de la planta, incluyendo rejilla para retención de sólidos gruesos. ml.

Cámara desarenadora de manostería recubierta, con una sección libre de 0.60 m. x 1.18 m. y una longitud de 18 mt. incluyendo vertidor de tipo proporcional. 18 ml.

Unidad de distribución de afluente y tuberías (conductos) alimentadoras 1 lote

ROSAS IMHOFF:

Limpieza y trazo	1,224	m ²
Excavación	9,792	m ³
Concreto reforzado, incluye cimbras	935	m ³
Impermeabilización	2,140	m ²
Tubería de lodos, válvulas y accesorios de fo.fo	1	lote

Permisos y seguros 10% sobre costo de Proyecto

Proyecto definitivo, cálculos y administración de obra 10% -
sobre costos directos.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

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

INGENIERIA SANITARIA

Hardenbergh y Rodie
CECSA, 1966.

ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO
DE AGUAS NEGRAS.

Babbitt, Harold E.
CECSA, 1962.

ABASTECIMIENTO DE AGUA Y
ALCANTARILLADO.

Steel, Ernest W
Edit. Gustavo Gili, S.A.,
1958.

PROYECTO Y DIMENSIONAMIENTO
DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON

Urquhart, O'Rourke y Winter
Edit. Reverté, S.A., 1962.

REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIO-
NES DE CONCRETO REFORZADO (ACI)

Instituto Mexicano del Ce-
mento y del Concreto, 1963.

CENSOS GENERALES

Departamento de Geografía y
Estadística del Estado de -
Jalisco.

MANUAL DE FORMULAS TECNICAS

Gieck, Kurt,
Representaciones y Servi---
cios de Ingeniería, S.A.