

# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA SANITARIA

## ESTUDIO Y PROYECTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO EN LA CIUDAD DE SECHURA, DEL DPTO. DE PIURA



PROYECTO DE BACHILLER Y GRADO

ALBERTO DIAZ NOEL

PROMOCION 1962

LIMA - PERU

1970

ESTUDIO Y PROYECTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO  
Y PLANTA DE TRATAMIENTO EN LA CIUDAD DE SECHURA,  
DEL DEPARTAMENTO DE PIURA

C A P I T U L O I

	Pág.
CARACTERISTICAS DE LA POBLACION.	1

C A P I T U L O II

ESTUDIO DE LA CALIDAD DE LOS DESAGUES.	5
2.1.- SOLIDOS.	6
2.1.1.- Sólidos Suspendidos.	7
2.1.2.- Sólidos Disueltos.	7
2.1.3.- Sólidos Totales.	7
2.2.- ANALISIS FISICOS.	8
2.2.1.- Temperatura.	8
2.2.2.- Color.	8
2.2.3.- Olor.	9
2.2.4.- Turbidez.	9

	Pág.
2.3.- ANALISIS QUIMICOS.	9
2.3.1.- Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	10
2.3.2.- Estabilidad Relativa.	10
2.3.3.- Oxígeno Disuelto.	10
2.3.4.- Demanda Química de Oxígeno.(DQO).	11
2.3.5.- Nitrógeno.	11
2.3.6.- Alcalinidad, Acidez.	12
2.3.7.- Grasas.	12
2.4.- ANALISIS QUIMICOS TIPICOS.	13
2.5.- CARACTERISTICAS BIOLOGICAS.	15
2.5.1.- Bacterias.	15
2.6.- VOLUMEN DE AGUAS NEGRAS.	17

### C A P I T U L O      I I I

BASES DE DISEÑO.	19
3.1.- CALCULO DE LA POBLACION FUTURA.	20
3.1.1.- Método Gráfico.	21
3.1.2.- Método Aritmético.	24
3.1.3.- Método de la Progresión Geométrica.	25
3.1.4.- Método de los Incrementos Variables.	27
3.1.5.- Método de la Parábola de Segundo Grado.	28

	Pág.
3.2.- PRODUCCION DE DESAGUES.	32
3.2.1.- Uso Doméstico.	32
3.2.2.- Uso Industrial.	34
3.2.3.- Infiltración Subterránea.	34
3.2.4.- Agua de lluvia.	34
3.3.- VALORES UNITARIOS PARA EL DISEÑO.	35
3.4.- ZONIFICACION DE LA CIUDAD.	36

## C A P I T U L O      I V

DESARROLLO DEL DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.	37
4.1.- DISEÑO.	38
4.2.- ESTACION DE BOMBEO.	43
4.2.1.- Dimensionamiento.	44
4.2.2.- Equipos de Bombeo.	45
4.3.- CALCULO DE LA IMPULSION.	46
4.4.- POTENCIA DE LAS BOMBAS.	47

## C A P I T U L O     V

	Pág.
METRADO, PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES.	48
ANEXO No. 1 - METRADOS Y PRESUPUESTOS.	49
ANEXO No. 2 - ESPECIFICACIONES DE COLECTORES DE DESAGUE .	54
ANEXO No. 3.- ESPECIFICACIONES CAMARA DE BOMBEO.	68

## C A P I T U L O     VI

TRATAMIENTO DE DESAGUES	75
6.1.- RAZONES DEL TRATAMIENTO.	75
6.2.- METODO PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.	77
6.3.- PROCESOS DE TRATAMIENTO.	78
6.3.1.- Procesos Físicos.	78
6.3.2.- Procesos Químicos.	79
6.3.3.- Procesos Biológicos.	79
6.4.- GRADO DE TRATAMIENTO.	79
6.4.1.- Tratamiento Preliminar.	80
6.4.2.- Tratamiento Primario.	80

	Pág.
6.4.3.- Tratamiento Secundario.	81
6.4.4.- Cloración.	82
6.4.5.- Tratamiento de Lodos.	85
6.5.- POLUCION DEL CURSO RECEPTOR.	86

## C A P I T U L O      V I I

DETERMINACION DEL TIPO DE TRATAMIENTO.	88
7.1.- ESTUDIO DEL CURSO RECEPTOR.	88
7.2.- ABASTECIMIENTO DE AGUA	88
7.3.- IRRIGACION.	89
7.4.- FINES RECREACIONALES.	90
7.5.- GRADO DE TRATAMIENTO.	90
7.6.- TIPOS DE TRATAMIENTO.	92
7.7.- AREA DISPONIBLE.	92
7.8.- ESTIMACION DE COSTOS.	92
7.9.- TEMPERATURA Y HORAS DE SOL EFICAZ..	93
7.10.- CONCLUSION.	94

C A P I T U L O      V I I I

DISEÑO DE LA UNIDAD DE TRATAMIENTO

	Pág.
8.1.- LA GUNADE ESTABILIZACIÓN.	95
8.2.- TASA DE DISEÑO.	95
8.3.- PERIODO DE RETENCIÓN.	96
8.4.- DISEÑO.	97
8.5.- RECOMENDACIONES PARA LA OPERACIÓN.	98

C A P I T U L O      I X

CONCLUSIONES.	101
---------------	-----

## C A P I T U L O I

### ESTUDIO Y PROYECTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO EN LA CIUDAD DE SECHURA, DEL DEPARTAMENTO DE PIURA

#### CARACTERISTICAS DE LA POBLACION.

El distrito de Sechura, ocupa la extensión sur de la provincia de Piura, en el Departamento del mismo nombre, a unos 56 kilómetros de distancia.

La ciudad en conjunto deja mucho que desear, falta - desarrollo urbanístico, casas antiguas y generalmente en mal estado, especialmente en el centro de la ciudad.

Se notan muchas construcciones nuevas, pero generalmente en los alrededores de la ciudad, se nota falta de higiene por un descuido de las autoridades llamadas a velar por la buena presentación de las calles en la localidad. En estos últimos meses del año ha comenzado el servicio de baja policia, pues, por las calles recorre un camión reco- giendo la basura.

Dentro de la localidad se encuentran el Puesto de la

Guardia Civil, con un moderno y amplio local, la Municipalidad, Caja de Depósitos, Servicio Telefónico, Correo con su Pentáfono, Bibliotecas, Escuela de Varones No. 23, No. 240, Escuela de Mujeres No. 24, No. 240; no cuenta con Posta Médica.

El clima es bastante caluroso durante el día, pero en las noches es templado debido a la brisa marina.

Las lluvias son escasas y ésta es la razón por la cual muchas veces no se encuentran pastos para el ganado .

Las tierras cultivables del distrito de Sechura, son regadas con aguas provenientes del Río Piura y del Quiroz, unos 20 años atrás, las aguas del Río Piura llegaban al mar pasando por la ciudad de Sechura, pero debido a los canales de Irrigación y la demanda considerable de agua para las tierras que se han ganado definitivamente a la agricultura, ya no llega el Río Piura al mar.

En las zonas dedicadas a la agricultura, se cultiva algodón Pima, que es considerado como uno de los algodones de mejor calidad en el país y en el extranjero por su consistente fibra.

Hoy en día todos los propietarios de tierras, tanto los de grandes extensiones, como los que apenas tienen re

ducidas cantidades, se dedican al cultivo del algodón, además se siembra pero en mínima cantidad, frijoles, pallares habas, plantas forrajeras : sudán, alfalfa, sandias, zapallo, chumucos, tomates, repollos.

Frente al litoral sechurano los pescadores encuentran una gran variedad de peces que luego serán ofrecidos en los mercados del departamento e inclusive de la República del-Ecuador, ya sea sin sal o debidamente salado.

El habitante de Sechura en una u otra forma está vinculado a la actividad pesquera.

La abundancia de pesca, trae consigo la aparición de un buen número de aves guaneras, que viven en las islas del litoral, constituyendo una de las riquezas del distrito.

Aunque no se puede precisar con exactitud el porcentaje de pobladores sechuranos, según la raza que pertenecen - porque los datos del censo no han sido dados a conocer, pero se puede afirmar que la mayoría de la población es indígena, siguiendo la mestiza, no encontrándose otras razas.

En el aspecto económico se calcula que un 70% de la población de Sechura, en una u otra forma está vinculada a la actividad de la pesca.

Otra de las ocupaciones predominantes es la agricultura, habiendo pequeños y grandes propietarios; el canal de Sechura, es la arteria vital que lleva el agua para el riego a los distritos.

En lo que respecta al comercio ha sido intensificado, debido a la magnifica carretera recientemente inaugurada de Piura-Sechura, a pesar de no pasar por lugares principales, pero son muchos los ramales que se están abriendo.

La mujer sechurana hace destacar, por méritos proprios la industria del arte de tejer utilizando el telar e instrumentos caseros, siguiendo un proceso bastante original.

Existen también minas de sal en abundancia lo que les permite salar el pescado para transportarlo, el promedio de sal extraído oficialmente es de 8 toneladas anuales.

Otras de las fuentes de trabajo son los fosfatos de reciente explotación ( 28 de Mayo de 1965 ), el gobierno oficializó los contratos con la firma minera Bayovar S.A.

## C A P I T U L O    I I

### ESTUDIO DE LA CALIDAD DE LOS DESAGUES

Las aguas negras son fundamentalmente las aguas de abastecimiento de una población después de haber sido deterioradas por diversos usos.

Desde el punto de vista de su origen resultan de la combinación de los líquidos o desechos arrastrados por el agua, procedentes de las casas habitación, edificios comerciales, junto con los provenientes de los establecimientos industriales, las aguas subterráneas, superficiales o de precipitación que puedan agregarse.

Indudablemente que la calidad y cantidad de desagües que fluyen por las alcantarillas están sujetas a variaciones casi continuas, de modo que varían sus características de la superficie al fondo del conducto, y de la noche a la mañana.

La expresión significativa y práctica del examen físico de las aguas negras son los sólidos que contienen.

Las aguas negras contienen sólidos disueltos y sólidos suspendidos, la cantidad que contiene es pequeña casi siempre el 0.10% en peso, pero esta fracción representa el mayor problema para su tratamiento y disposición adecuados. El agua solo importa por volumen y como vehículo de transporte de los sólidos.

Los sólidos totales de las aguas negras pueden clasificarse en dos grupos según su composición o estados físicos en SOLIDOS ORGANICOS y SOLIDOS INORGANICOS, los cuales pueden estar suspendidos o disueltos; los sólidos orgánicos en general son de origen animal o vegetal, los grupos principales son las proteínas, hidratos de carbono y las grasas, junto con los productos de descomposición, los sólidos inorgánicos, son sustancias inertes y no sujetas a degradación y se les conoce como sustancias minerales, como arena, grava, cieno y sales minerales del abastecimiento del agua que producen su dureza y contenido mineral, no son combustibles.

## 2.1.- SOLIDOS.

La cantidad de sólidos indica la fuerza del desagüe estos sólidos pueden clasificarse :

### 2.1.1.- Sólidos Suspendidos.-

Son aquellos que están en suspensión y son perceptibles a simple vista. Estos pueden ser eliminados por medio de la sedimentación y filtración. Estos sólidos pueden ser sólidos sedimentables, que son la parte que por su tamaño y peso sedimentan en un período que no pasa de dos horas- y sólidos coloidales suspendidos, que son la diferencia - de los sólidos suspendidos totales y de los sólidos sus - pendidos sedimentables.

### 2.1.2.- Sólidos Disueltos.-

El término de sólidos disueltos utilizado en estudios de aguas negras, no es técnicamente correcto, ya que no todos los sólidos están totalmente disueltos, porque se inclu - yen algunos sólidos en estado coloidal.

### 2.1.3.- Sólidos Totales.-

Estos constituyen todos los sólidos de las aguas negras, son la totalidad de orgánicos e inorgánicos o la totali - dad de suspendidos o disueltos.

## 2.2.- ANÁLISIS FÍSICOS.

Entre los análisis más comunes para estudiar las aguas negras tenemos los análisis Físicos.

Las determinaciones de un análisis físico puede comprender : temperatura, color, olor y turbidez.

### 2.2.1.- Temperatura.-

Es útil la observación de la temperatura, porque puede indicar los antecedentes de las aguas negras, su efecto sobre las actividades biológicas, la solubilidad de los gases y el efecto de la viscosidad en la sedimentación.

La temperatura varía ligeramente con las estaciones, las temperaturas mayores que la normal, indican residuos industriales calientes, las temperaturas inferiores a las normales, indican incorporación de agua subterránea o superficial, además la actividad biológica aumenta con la temperatura.

### 2.2.2.- Color.-

Las aguas negras cuando son frescas tienen un color gris y con el transcurso del tiempo, cambia gradualmente a

color negro, desarrollándose un olor ofensivo y desagradable, en este estado se denomina aguas negras sépticas, otros colores suelen indicar la presencia de desechos industriales característicos.

#### 2.2.3.- Olor.-

Proporciona el estado fresco o séptico, ya que en estado de descomposición tienen un olor fuerte desagradable de ácido sulfhídrico o de otros compuestos sulfurosos.

#### 2.2.4.- Turbidez.-

Muestra de una manera aproximada la cantidad de materia en suspensión.

### 2.3.- ANÁLISIS QUÍMICOS.

Un análisis químico proporciona datos útiles y específicos con respecto al estado de descomposición y la fuerza de las aguas negras, para regular el funcionamiento de las instalaciones de tratamiento y para la prevención de contaminación de corrientes.

Al hacer un análisis químico, sólo se determina aquellos compuestos químicos, radicales, elementos e indicado-

res, que determinan las características; ordinariamente - los líquidos cloacales frescos son alcalinos, pero tienden a ser ácidos, en estado séptico, los tratamientos completos constituyen la alcalinidad.

Entre las determinaciones más importantes son :

### 2.3.1.- Demanda Bioquímica de Oxígeno ( D.B.O.).-

Es la cantidad de oxígeno libre consumido por la materia orgánica o en general cualquier agua polucionada, para su estabilización aerobia en específicas condiciones de tiempo y temperatura, la DBO se expresa en p.p.m. para un período de incubación de cinco días y 20°C.

### 2.3.2.- Estabilidad Relativa.-

Se define como la relación porcentual del oxígeno disponible al oxígeno requerido para satisfacer la demanda bioquímica de oxígeno. Usando la prueba de azul de metileno obtenemos la estabilidad relativa.

### 2.3.3.- Oxígeno Disuelto.-

El oxígeno se da en los análisis de las aguas negras en forma de oxígeno disuelto y oxígeno consumido. Si en

un curso de agua existe materia orgánica el oxígeno puede reducirlo a cero, las aguas negras carecen frecuentemente de oxígeno disuelto.

#### 2.3.4.- Demanda Química de Oxígeno ( D.Q.O. ).-

Esta prueba se basa en la digestión química de la muestra, con un agente oxidante como el dicromato de potasio. Se la considera esta prueba como útiles para la regulación del funcionamiento de las instalaciones de tratamiento de las aguas negras, pero no tiene posibilidades de éxito ningún intento de correlacionar los resultados de las determinaciones del DQO y el BOD, aunque se ha llegado a la conclusión que cuando un desecho industrial dado tiene una composición relativamente constante y no contiene materias tóxicas, puede establecerse una relación satisfactoria.

#### 2.3.5.- Nitrógeno.-

En los análisis de aguas negras con fines sanitarios se pueden hacer cinco determinaciones de nitrógeno : el amoníaco libre, nitrógeno albuminado, nitrógeno orgánico, nitritos y nitratos.

El nitrógeno orgánico y el amoníaco libre considerados conjuntamente, con un índice de materia nitrógenada -

orgánica contenida en las aguas negras, y el nitrógeno albuminado como índice de nitrógeno orgánico descomponible - que existe.

El amoníaco libre o nitrógeno amoniacal, es el resultado de la descomposición bacteriana de la materia orgánica, las aguas negras recientes son relativamente ricas en nitrógeno orgánico y pobre en amoníaco libre.

Los nitritos no son estables y se reducen dando amoníaco o se oxidan para formar nitratos. Su presencia indica que hay transformación en proceso.

Los nitratos constituyen la forma más estable del nitrógeno en aguas negras, y por lo tanto su presencia puede ser índice de estabilidad.

#### 2.3.6.- Alcalinidad, Acidez.-

Las aguas negras ordinarias son en general, ligeramente alcalinas, aunque la presencia de algunos desechos industriales pueda producir acidez en un proceso biológico es conveniente una reacción alcalina pues la vida bacteriana se desarrolla en mejores condiciones.

#### 2.3.7.- Grasa.-

Generalmente son nocivas en las aguas negras, pues se

precipitan en ellas obstruyendo los intersticios del material filtrante.

#### 2.4.- ANALISIS QUIMICOS TIPICOS.-

A continuación presentamos un grupo de análisis típicos de aguas negras en p.p.m.

#### ANALISIS TIPICOS DE (\*) AGUAS NEGRAS EN P. P. M.

CONSTITUYENTES	FUERTE	MEDIO	<u>DEBIL</u>
Sólidos, Totales	1000	500	200
Orgánicos	700	350	120
Inorgánicos	300	150	80
Sólidos en Suspensión	500	300	100
Orgánicos	400	250	70
Inorgánicos	100	50	30
Sólidos, Disueltos	500	200	100
Orgánicos	300	100	50
Inorgánicos	200	100	50
Sólidos, Sedimentables (ml/l)	12	8	4
Oxígeno Disuelto	0	0	0
DBO, 5 días y 20°C	300	200	100
Oxígeno Consumido	150	75	30

(\*) Según Harold E. Babbitt y Robert Baumann, pág. 407.

<u>CONSTITUYENTES</u>	<u>FUERTE</u>	<u>MEDIO</u>	<u>DEBIL</u>
Nitrógeno, Total	85	50	25
Orgánico	35	20	10
Amoníaco Libre	50	30	15
Nitritos (RNO <sub>2</sub> )	0.10	0.05	0
Nitratos (NO <sub>3</sub> )	0.40	0.20	0.10
Cloruros	175	100	15
Alcalinidad (CaCO <sub>3</sub> )	200	100	50
Grasas	40	20	0

Esta Tabla constituye una indicación pues no se puede establecer una línea bien definida, entre las fuerzas de las aguas negras.

A continuación presentamos análisis de sólidos obtenidos de los desagües de las ciudades de Arequipa y Cuzco. Datos proporcionados por el Ministerio de Vivienda, Dirección de Obras Sanitarias para los estudios integrales respectivos.

<u>CONSTITUYENTES</u>	<u>CUZCO</u>	<u>AREQUIPA</u>
Sólidos Totales	800	828
Sólidos Suspendidos	184	190
(a) Sedimentables	78	101
Orgánicos	63	81
Inorgánicos	15	20
(b) Coloidales	106	89

CONSTITUYENTES	<u>CUZCO</u>	<u>AREQUIPA</u>
Orgánicos	85	71
Inorgánicos	21	18
Sólidos Disueltos	616	638
Orgánicos	118	103
Inorgánicos	498	535

## 2.5.- CARACTERISTICAS BIOLOGICAS.-

Las aguas negras contienen incontables organismos vivos, la mayoría de los cuales son demasiado pequeños para ser visibles excepto al microscopio, estos organismos microscópicos vivos pertenecen a dos tipos generales: bacterias y otros organismos vivos más complejos.

### 2.5.1.- Bacterias.-

Las bacterias son organismos vivos de tamaño microscópico, que constan de una célula y su proceso vital, así como sus funciones, son similares a los vegetales. Algunas bacterias son

Las bacterias se clasifican en dos grupos principales, las bacterias parásitas, son las que viven a expensas de otro organismo vivo, llamado huésped, porque necesitan recibir

el alimento ya preparado, pueden estar presentes en las aguas negras que reciben deyecciones de personas afectadas por enfermedades tales como la fiebre tifoidea, la disentería, la cólera y otras enfermedades intestinales; y las bacterias saprofílicas, son las que se alimentan de materia orgánica muerta, descomponiendo a los sólidos orgánicos, para obtener sustento necesario y produciendo a su vez sustancias de desechos que consisten en sólidos orgánicos y minerales.

Todas las bacterias parásitas o saprofitas necesitan oxígeno para su respiración además de alimento, algunas de ellas, solamente pueden usar el oxígeno disuelto en el agua, éstas se conocen como bacterias aerobias y a veces también con oxígeno libre y bacterias anaerobias, son las que obtienen el oxígeno de la descomposición de los sólidos orgánicos y el proceso de degradación de sólidos que llevan a cabo se llama descomposición anaerobia o putrefacción, es decir descomposición en ausencia de oxígeno disuelto.

En las complicadas reacciones que se verifican en la degradación de la materia orgánica, ciertos tipos de aerobios se adaptan por sí mismos a vivir y funcionar en ausencia de oxígeno disuelto y conocen como bacterias aero -

bias facultativas, e inversamente, algunas variedades de bacterias anaerobias pueden llegar a adaptarse a vivir y desarrollarse en presencia de oxígeno disuelto y se conocen como bacterias anaerobias facultativas.

Existen otros organismos macroscópicos, que son más grandes y más complejos, visibles a simple vista, en estos se incluyen los gusanos e insectos en diversos estados de desarrollo.

Estos organismos macroscópicos y microscópicos son esenciales para el funcionamiento adecuado de los métodos usuales de tratamiento de aguas negras, ya que ellos en realidad llevan a cabo el proceso de tratamiento.

## 2.6.- VOLUMEN DE AGUAS NEGRAS.-

El volumen de caudal de aguas negras, que deba esperarse en una comunidad, dependerá de la población, de las características de la zona que se pretende sanear, del uso del agua, de las condiciones del agua subterránea, de los materiales, y tipo de junta en los tubos del sistema de alcantarillado.

La población que hay que atender es un factor importante y las capacidades del proyecto pueden basarse en es

timaciones de la población futura, la cantidad de aguas negras que se vierte en un sistema de alcantarillado, es generalmente un poco menor que la cantidad de agua suministrada a la población, no llega toda el agua a causa de las pérdidas en las tuberías, riego de jardines, usos industriales, etc., se puede afirmar que el volumen de aguas negras representa del 60% al 85% del agua suministrada a la población.

## C A P I T U L O    I I I

### BASES    D E    D I S E Ñ O

El período de tiempo futuro para el que se tracen predicciones dependen de factores como económico, los fondos disponibles, el resultado relativo de las estructuras y - el criterio de las personas que intervienen en el proyecto.

En la práctica varía de 10 a 40 años, pero pueden - proyectarse ciertas partes del sistema de saneamiento para períodos largos en el futuro, aunque no se construyan inmediatamente.

Un sistema de saneamiento debe proyectarse y financiarse de tal modo de que cada generación soporte su parte del costo hasta donde sea posible.

No es razonable que la generación actual construya y pague un gran sistema que no va a ser utilizado hasta 25 ó 30 años.

Muy difícil es estudiar la población para un futuro, varios métodos se han utilizado, pero el proyectista debe enjuiciar, por sí, cual de los métodos es más aplicable.

El conocimiento de la ciudad y su periferia, comercio, industrias, el estado de desarrollo circundante, su situación con relación a los transportes o en cuanto a materias primas y artículos manufacturados, entrará en la estimación de la población futura.

Por supuesto, que los sucesos extraordinarios, como descubrimiento o explotación de nuevas riquezas o la implantación o desarrollo de nuevas industrias sobre todo en nuestras poblaciones que estan en vías de desarrollo, traen por tierra toda predicción futura.

### 3.1.- CALCULO DE LA POBLACION FUTURA.-

Para obtener la población futura de la ciudad de Sechura, contamos con tres censos : el del año 1911, dato obtenido de los archivos del Municipio y el de los años 1940 y 1961 realizados por la oficina de Estadísticas y Censos.

El censo de 1911 que arroja una población de 1264 habitantes realizado por el Municipio, tiene escaso valor técnico, ya que no se tenían conocimientos para realizarlo, pero como se trata de una tesis y necesitamos de tres censos por lo menos, es que no lo hemos rechaza-

do y trataremos de obtener una población futura más o menos aproximada.

Es más, como estas ciudades no tienen una economía muy definida y estable, o si la tienen no representa un beneficio para la mayoría, surgidas mejores condiciones en otros lugares emigran a las grandes ciudades y como en nuestro país está todo por hacer, de pronto se ejecuta una obra o se implanta una industria trayendo por tierra todos los cálculos; como no se pueden preveer estas contingencias, ya que los proyectos saldrían costosos y difícil su ejecución.

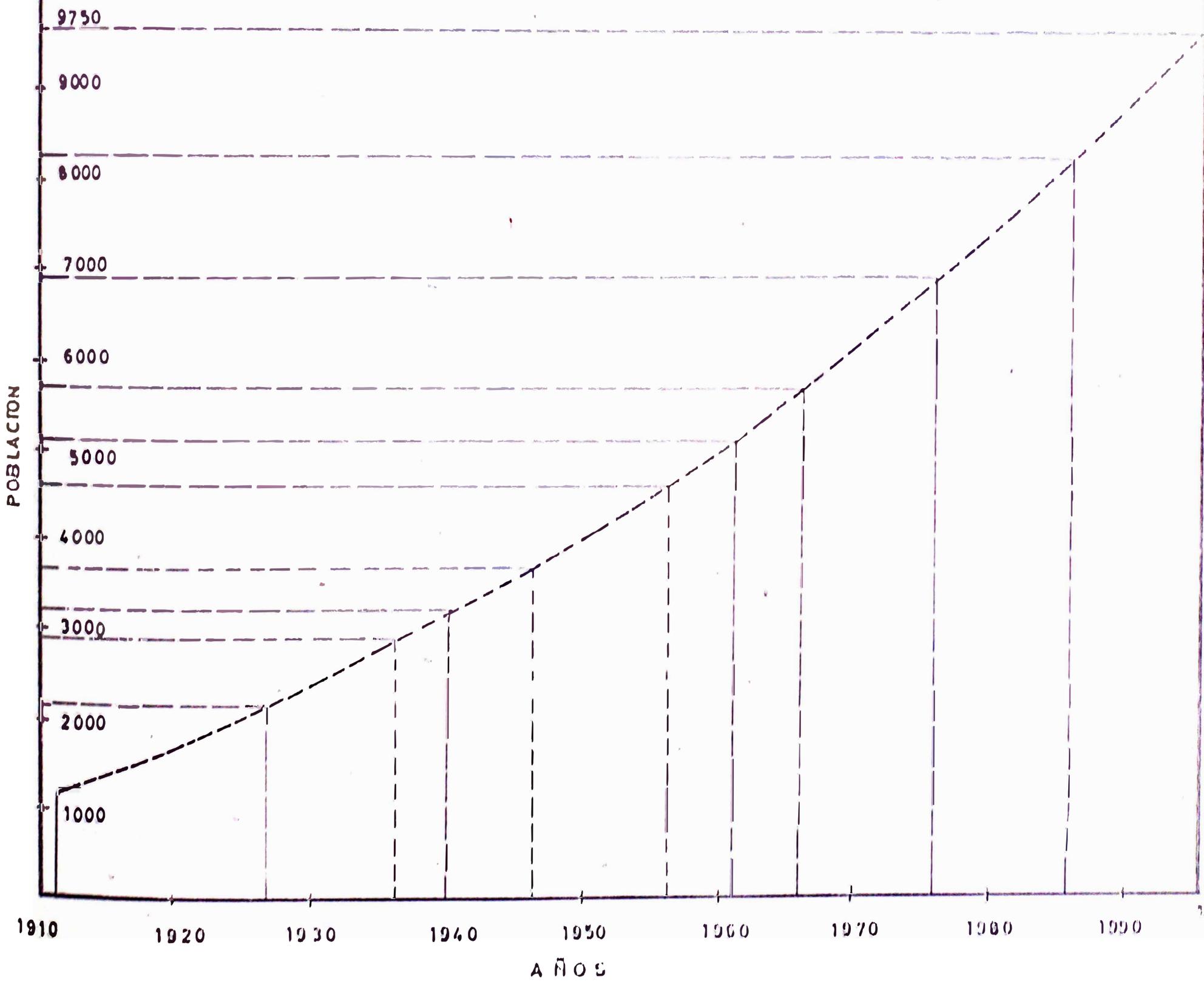
Además en Sechura, atenta contra su desarrollo, su agua potable que es muy salobre, por más intentos que han realizado para encontrar agua dulce, han fracasado, también podemos añadir el arenamiento de la ciudad por los fuertes vientos.

Existen diferentes métodos para tratar de predecir la población futura, entre los cuales tenemos el método gráfico, aritmético, geométrico, incrementos variables, parábola de segundo grado.

### 3.1.1.- Método Gráfico.-

# METODO GRAFICO

ESCALA H=1:2000  
V=1:50



Consiste en graficar los censos que se tienen disponibles, dibujando la curva de años contra población, para luego prolongarla tratando de seguir la tendencia de la curva hasta el año o años necesarios y así obtener la población futura deseada, en nuestro caso hemos graficado tres censos.

Del gráfico No. 1 hemos obtenido los siguientes datos :

<u>POBLACION</u>	CENSO
1911	1,264 Hab.
1940	3,240 Hab.
1961	5,157 Hab.

del gráfico hemos obtenido :

POBLACION	CENSO
1966	5,698 Hab.
1976	7,000 Hab.
1986	8,310 Hab.
1996	9,700 Hab.

3.1.2.- Método Aritmético.-

El cálculo se hace de acuerdo con la ecuación :

$$P = p + rt$$

en donde :

- P - Población futura.
- p = Población actual.
- r = Razón de crecimiento.
- t = Tiempo transcurrido en años.

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u>	<u>INCREMENTO</u>	<u>INC. POR AÑO</u>
1911	1,264	- . -	- . -
1940	3,240	2,276	65
1961	5,157	1,917	91

$$r = \frac{65 + 91}{2} = 78$$

Población para el Año 1966.

$$P_{66} = 5157 + 78 (1966 - 1961) = 5,547 \text{ Hab.}$$

Población para el Año 1976.-

$$P_{76} = 5157 + 78 (1976 - 1961) = 6,327 \text{ Hab.}$$

Población para el Año 1986.-

$$P_{86} = 5157 + 78 (1986 - 1961) = 7,107 \text{ Hab.}$$

Población para el Año 1996.-

$$P_{96} = 5157 + 78 (1996 - 1961) = 7,887 \text{ Hab.}$$

3.1.3.- Método de la Progresión Geométrica.-

Mediante este método se asume que el crecimiento de una población es análoga al de un capital a interés compuesto. El cálculo se realiza mediante la siguiente ecuación :

$$P = p ( 1 + r )^t$$

P = Población futura.

p = Población actual.

r = Incremento por año.

t = Tiempo transcurrido.

Despejando r de la fórmula tenemos :

$$r = ( P/p )^{1/t}$$

aplicando los datos de los censos :

$$r_1 = ( 3240/1264 )^{(1/1940-1911)}$$

$$r_1 = 0.027$$

$$r_2 = ( 5157/3240 )^{(1/1961-1940)}$$

$$r_2 = 0.022$$

Tomando r como promedio de  $r_1$  y  $r_2$ , tenemos :

$$r = 0.024$$

$$P_{1966} - 5157 (1 + 0.024)^5 = 5,835 \text{ Habitantes.}$$

$$P_{1976} = 5157 (1 + 0.024)^{15} = 7,344 \text{ Habitantes.}$$

$$P_{1986} - 5157 (1 + 0.024)^{25} = 9,334 \text{ Habitantes.}$$

$$P_{1996} - 5157 (1 + 0.024)^{35} = 11,861 \text{ Habitantes.}$$

3.1.4.- Método de los Incrementos Variables.-

La población futura se calcula en base de la siguiente fórmula :

$$P = p + I + V$$

en donde :

P = Población futura.

p = Población en décadas.

I = Incremento de la población en décadas.

V = Variación del incremento por década en relación al año base del cálculo.

<u>CENSO</u> #	POBLACION	<u>INCREMENTO (I)</u>	<u>INC. DE INC/(V)</u>
1926	2119	- . -	- . -
1936	2910	791	- . -
1946	3780	870	+ 79
1956	4610	830	- 40

Datos obtenidos del método gráfico.

Luego

$$I = \frac{791 + 870 + 830}{3} = 830$$

$$V = \frac{79 - 40}{2} = 19$$

$$P_{1966} = P_{1956} + I + V$$

$$P_{1966} = 4610 + 830 + 729 = 6,169 \text{ Habitantes.}$$

$$P_{1976} = P_{1966} + I + 2V = 6169 + 830 + 1458 = 8,457 \text{ Hab.}$$

$$P_{1986} = P_{1976} + I + 3V = 8457 + 830 + 2187 = 11,474 \text{ Hab.}$$

$$P_{1996} = P_{1986} + I + 4V = 11474 + 830 + 3116 = 15,220 \text{ Hab.}$$

### 3.1.5.- Método de la Parábola de Segundo Grado.-

Este método se basa, en la resolución de una ecuación de segundo grado, cuya fórmula es :

$$y = A + Bx + Cx^2$$

en donde :

y = Población futura.

x = Tiempo en años.

A = Población inicial.

Luego las incognitas son B y C.

CENSO	POBLACION		$x^2$
1911	1264	0	0
1940	3240	29	841
1961	5157	50	2500

$$A = 1264$$

Aplicando estos datos en la fórmula :

$$3240 = 1264 + 29B + 841C \text{ ----- (1)}$$

$$5157 = 1264 + 50B + 2500C \text{ ----- (2)}$$

resolviendo obtenemos :

$$B = 55 \quad \text{y} \quad C = 0.46$$

por lo tanto la ecuación queda :

$$y = 1264 + 55x + 0.46x^2$$

Población para el Año 1966.-

$$x = 55$$

$$x^2 = 3025$$

$$P_{66} = 1264 + 3025 + 1392 = 5,681 \text{ Habitantes.}$$

Población para el Año 1976.-

$$x = 65$$

$$x^2 = 4225$$

$$P_{76} = 1264 + 3575 + 1943 = 6,782 \text{ Habitantes.}$$

Población para el Año 1986.-

$$x = 75$$

$$x^2 = 5625$$

$$P_{86} = 1264 + 4125 + 2585 = 7,974 \text{ Habitantes.}$$

Población para el Año 1996.-

$$x = 85$$

$$x^2 = 7225$$

$$P_{96} = 1264 + 4675 + 3313 = 9,252 \text{ Habitantes.}$$

Luego llevamos a un gráfico los resultados obtenidos por los diferentes métodos, además se ha trazado la curva No. 6, promedio de las curvas, tratando de obtener el pro

ESTUDIO DEL DESARROLLO DE LA  
POBLACION DE SECHURA.  
REPRESENTACION GRAFICA

- ① METODO GRAFICO
- ② " " ARITMETICO
- ③ " " PROGRESION GEOMETRICA
- ④ " " INCREMENTOS VARIABLES
- ⑤ " " PARABOLA DE 2do. GRADO
- ⑥ " " CURVA ADOPTADA.

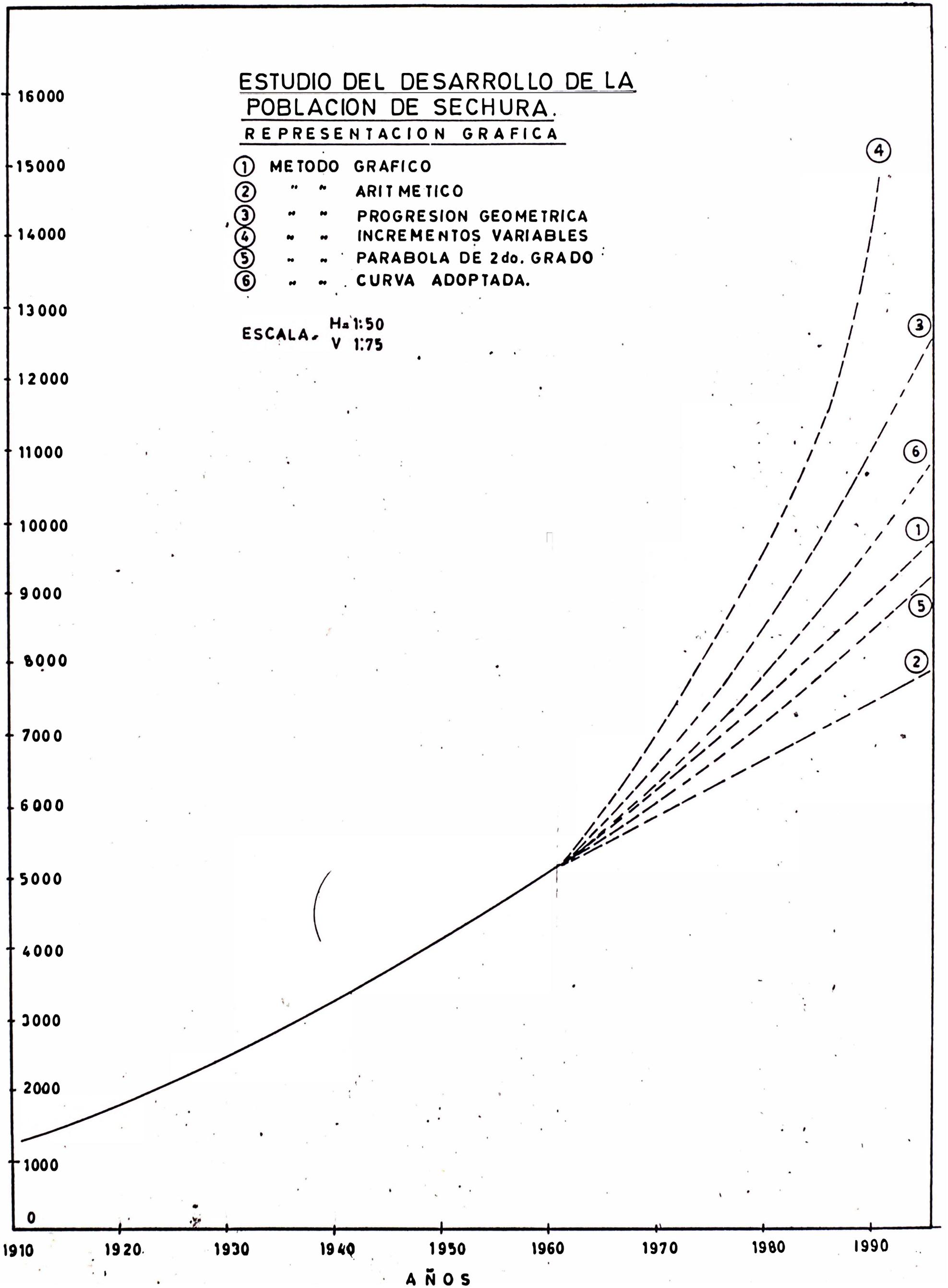
ESCALA H: 1:50  
V: 1:75

POBLACION

16000  
15000  
14000  
13000  
12000  
11000  
10000  
9000  
8000  
7000  
6000  
5000  
4000  
3000  
2000  
1000  
0

1910 1920 1930 1940 1950 1960 1970 1980 1990

AÑOS



bable desarrollo de la población de Sechura, actual, en 15 años y 30 años, que se necesitan para poder obtener los volúmenes para los diferentes lapsos de vida de las distintas instalaciones por dimensionarse.

Así hemos obtenido los siguientes datos :

AÑO	PERIODO DISEÑO	POBLACION
1966	Actual	5,850 Hab.
1981	15 años	7,950 Hab.
1996	30 años	11,000 Hab.

La dotación de agua del servicio existente es de 200 lts/hab/día, como promedio anual y en 25% el porcentaje para el día máximo y 70% para la hora de máximo consumo, datos promedios observados en ciudades como Catacaos, Morropón y La Unión en la misma provincia de Piura.

### 3.2.- PRODUCCION DE DESAGUES.-

#### 3.2.1.- Uso Doméstico.-

El consumo percapita en la ciudad de Sechura, ya lo

hemos mencionado anteriormente, como 200 lts/hab/día, tomando la dotación actual del servicio de agua potable.

Actualmente el consumo de agua potable es muy bajo con relación al consumo per cápita asumido, ya que cuenta con un agua muy salobre, que determinadas épocas del año llega a 700 ppm. de cloruros, no utilizando el agua potable para tomarla sino para lavar la ropa, el agua dulce la traen en carretas.

Para nuestro cálculo tomaremos el 80% de la dotación de agua potable pasa al desagüe, así resultan los siguientes volúmenes domésticos :

$$\text{Volumen de descarga} = 200 \text{ lts/hab/día} \times 0.80 = 160 \text{ lts/hab./día.}$$

Volumen para el día máximo :

$$Q_{\text{máx}} = 160 \text{ lts/hab/día} \times 1.25 = 200 \text{ lts/hab/día.}$$

Volumen para el máximo horario :

$$Q_{\text{máx. Hor.}} = 200 \text{ lts/hab/día} \times 1.7 = 340 \text{ lts/hab/día.}$$

### 3.2.2.- Uso Industrial.-

La ciudad está considerada con pocos recursos industriales, no existen industrias, ni hay posibilidad por ahora de que se instalen. Las probables industrias que se pueden desarrollar en la zona, son los fósforos que estará ubicada en el puerto de Bayóvar, por construirse, a 10 kilómetros de esta ciudad y con relación a la pesca para consumo humano, estarán ubicadas en las caletas Maticaballo y Parachique, teniendo facilidades para el embarque. En este caso no se ha considerado ninguna dotación de usos industriales.

### 3.2.3.- Infiltración Subterránea.-

Las aguas subterráneas se infiltran en las tuberías de calles y edificios a través de las fugas existentes en las uniones, buzones, así como por grietas en las tuberías

En el caso de la ciudad de Sechura, el nivel del agua freática se encuentra en la cota 13 y 12 aproximadamente, no creándonos ningún problema al respecto, ya que la mayor parte de la ciudad se desarrolla en partes altas.

### 3.2.4.- Agua de Lluvia.-

No existen datos estadísticos sobre precipitaciones fluviales, las lluvias son escasas muy rara vez llueve, y alguna que otra vez llueve algo fuerte pero duran muy poco, no existiendo problemas porque la ciudad, como veremos más adelante, tiene fuerte pendiente al Río Piura, eliminándose rápidamente, por lo tanto no se han considerado, ningún volumen de agua de lluvia.

### 3.3.- VALORES UNITARIOS PARA EL DISEÑO.-

#### A.- Aguas Residuales Domésticas :

a.- Contribución unitaria promedio.	160 lts/hab/día
b.- Contribución unitaria en el día de máximo diario.	200 lts/hab/día
c.- Contribución unitaria en la hora máxima.	340 lts/hab/día

B.- Contribución Industrial - . -

C.- Volumen de Infiltración - . -

D.- Volumen de Precipitaciones - . -

De acuerdo al estudio de la población, teniendo en cuenta que el período de diseño que adoptaremos para el di

mensionamiento de las redes colectoras será de 30 años o sea hasta el año 1996 y hemos obtenido una población de 11,150 habitantes.

Teniendo los datos de la contribución unitaria total, población y coeficientes para los máximos, tenemos :

$$Q_{\text{promedio}} = \frac{160 \times 11,150}{86,400} \times 20 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{\text{máx.}} = 20 \text{ l.p.s.} \times 1.25 = 25 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{\text{máx. Hor.}} = 25 \text{ l.p.s.} \times 1.70 = 43 \text{ l.p.s.}$$

### 3.4.- ZONIFICACION DE LA CIUDAD.-

La ciudad de Sechura posee una densidad pareja, no teniendo zonas recargadas de habitantes no posee industrias y las casas son generalmente de un solo piso, por lo tanto para el diseño podemos asumir sin cometer mayor error en diseño una densidad igual para toda la ciudad.

La longitud total de colectores es de 6,197 metros, y el caudal máximo horario es de 43 l.p.s. lo que resulta en un volumen de descargas equivalentes por metro de longitud de 0.0069 l.p.s./mto. lineal.

## C A P I T U L O    I V

### DESARROLLO DEL DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

El diseño del sistema de alcantarillado, se ha basado en las Normas del ex-Ministerio de Fomento, relativo a los diámetros, pendientes, velocidades, etc.

La velocidad mínima asumida es de 0.60 m/seg., la que puede variar hasta 0.45 m/seg., en los tramos donde no se ha podido obtener estas velocidades, no se ha proyectado ninguna obra en especial, si no habrá que hacer limpiezas periódicas más seguidas, conectando los grifos contra incendio en los tramos iniciales.

En los tramos iniciales donde las velocidades son muy bajas, por el escaso caudal, la pendiente ha sido 10% ó mayor, en 400 mts de longitud como mínimo.

Las pendientes mínimas tomadas en el proyecto son :

<u>DIAMETRO</u>	<u>PENDIENTE</u>	<u>CAUDAL</u>
8"	5.2%.	11 l.p.s.
10"	3.7%.	17 l.p.s.
12"	2.8%.	25 l.p.s.

Se ha utilizado la fórmula de Manning, con el coeficiente de  $n = 0.013$  que corresponde a las tuberías de concreto, igualmente el período de diseño es de 30 años por ser la vida útil de la tubería de concreto.

El diámetro de la tubería se ha tomado como mínimo - de 8", según dicho reglamento.

La velocidad máxima permisible se ha asumido de 3.00 m/seg. y las pendientes límites se ha tomado las que producen dicha velocidad.

Las tuberías de relleno se han proyectado a una profundidad de 1.20 m. y en casos muy excepcionales con 1.00 m. como mínimo.

En todos los cambios de diámetro, dirección y cruce de colectores se han diseñado cámaras de inspección o buzones.

#### 4.1.- DISEÑO

A continuación se presenta la Tabla tabulada de los datos obtenidos en el diseño, así como la comprobación de las velocidades correspondientes :

	DISTANCIA		DEL BUZON N°	AL BUZON N°	COTA DEL TERRENO		COTA FONDO TUBERIAS		PENDIENTE	D	DESCARGA l/s/seg			% ALTURA	ALTURA DE AGUA	VELOCIDAD m/seg		
	PARTIAL	ACUMULADA			INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL			MAXIMA FUTURA	TUBO LLENO	%			TUBO LLENO	%	REAL
Bolognesi	44	184	10	11	26.40	23.60	25.10	22.18	66.3	8"	1.27	80	.02	0.1	2.0	2.50	.34	0.25
"	60	226	12	13	20.70	17.40	19.25	16.10	32.3	8"	1.56	53	.03	.12	2.4	1.72	.34	0.59
"	42	226	11	12	23.60	20.70	22.18	19.25	70.0	8	1.56	32	.02	0.1	2.0	2.50	.34	0.92
Paris	36	298	18	19	19.70	18.60	18.40	17.05	37.2	8	2.05	60	.12	.03	2.4	1.80	.35	0.65
"	36	334	19	20	18.60	17.00	17.05	15.72	37.2	8	2.30	60	.04	.13	2.4	1.85	.37	0.68
Los Incas	40	211	26	27	19.75	18.30	18.01	16.80	30.1	8	1.50	50	.03	.12	2.4	1.70	.35	0.60
"	40	252	27	28	18.30	16.90	16.80	15.60	30.1	8	1.73	50	.04	.13	2.6	1.70	.37	0.63
"	50	136	22	23	26.35	26.50	25.55	24.85	14.0	8	0.94	37	.03	.12	2.4	1.10	.34	0.40
"	46	182	23	24	26.80	25.50	24.85	24.80	14.0	8	1.26	37	.03	.12	2.4	1.10	.35	0.42
"	60	230	24	25	25.80	23.00	24.80	21.70	41.7	8	1.53	64	.03	.10	2.0	1.65	.34	0.66
"	60	290	25	26	22.00	19.75	21.40	18.01	56.5	8	2.00	74	.03	.10	2.0	2.30	.34	0.78
Alcántara	42	170	15	24	27.70	25.50	26.19	24.80	47.4	8	1.17	63	.02	.09	1.0	2.20	.30	0.66
"	40	222	34	34	21.50	21.40	24.20	22.94	31.5	8	1.50	54	.03	.12	2.4	1.70	.34	0.60
"	42	224	34	46	24.40	24.20	22.94	22.46	10.0	8	1.55	32	.05	.14	2.0	0.90	.44	0.43
"	54	146	37	39	24.75	24.60	23.45	22.91	10.0	8	1.00	32	.03	.10	2.0	0.90	.34	0.33
Huáscar	60	282	34	35	24.40	21.75	22.94	20.32	43.7	8	1.96	64	.03	.12	2.4	1.80	.34	0.69
"	60	344	35	36	21.75	19.00	20.32	17.70	43.7	8	2.37	64	.04	.13	2.6	1.80	.37	0.73
"	42	130	32	33	25.70	25.20	24.37	23.64	15.2	8	0.90	37	.03	.10	2.0	1.10	.34	0.40
"	42	176	33	34	25.70	24.40	23.64	22.94	15.2	8	1.21	37	.04	.12	2.4	1.10	.34	0.41
"	42	753	36	37	19.00	17.75	17.70	16.60	22.9	8	5.23	46	.11	.24	4.0	1.45	.41	0.38
"	42	306	37	38	17.95	16.80	16.60	15.50	22.9	8	5.50	46	.12	.25	5.0	1.45	.43	0.94

CALLE	DISTANCIA		DEL BUZON Nº	AL BUZON Nº	COTA DEL TERRENO		COTA FONDO TUBERIAS		PENDIENTE	D	DESCARGA l/s/seg			% ALTURA	ALTURA DE AGUA	VELOCIDAD m/seg		
	PARCIAL	ACUMULADA			INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL			MAXIMA FUTURA	TUBO LLENO	%			TUBO LLENO	%	REAL
Constitución	48	108	30	42	30.30	26.70	29.00	25.70	12.5	8"	0.75	38	.02	.10	2.0	1.08	.34	0.37
"	40	132	33	42	27.30	26.70	26.00	25.40	15.0	8"	0.92	90	.03	.10	2.0	1.13	.34	0.40
2 de Mayo	50	128	32	44	25.70	25.60	24.37	23.37	10.0	8"	.88	32	.03	.10	2.0	0.96	.34	0.34
"	42	126	55	44	26.30	25.60	25.00	23.37	27.0	8"	.37	50	.02	.09	1.8	1.58	.30	0.48
Calle "B"	54	216	62	63	20.20	18.50	18.25	17.00	23.1	8"	1.49	47	.03	.11	2.2	1.45	.35	0.51
"	52	268	63	64	18.50	17.10	17.00	18.50	23.1	8"	1.35	47	.04	.13	2.6	1.45	.37	0.54
San Martín	46	210	67	68	26.00	26.00	23.32	23.40	10.3	8"	1.45	32	.05	.14	2.8	0.97	.42	0.41
"	48	258	68	69	26.00	24.60	23.40	22.91	10.3	8"	1.78	32	.06	.17	3.4	0.97	.50	0.49
"	52	508	69	70	24.60	23.10	22.91	21.18	19.1	8"	3.50	42	.09	.20	4.0	1.32	.55	0.73
"	58	566	70	71	23.10	19.75	21.80	18.00	31.0	8"	3.90	52	.08	.20	4.0	1.78	.53	0.90
"	54	984	71	72	19.75	18.50	18.00	16.85	21.3	8"	6.79	44	.15	.27	5.4	1.40	.70	0.98
"	54	1038	72	73	18.50	17.00	16.85	15.70	21.3	8"	7.16	44	.16	.28	5.6	1.40	.72	1.01
Bolívar	46	136	75	76	23.25	26.90	26.80	25.25	33.7	8"	0.93	57	.02	.09	1.0	1.78	.30	0.54
"	50	186	76	77	26.90	24.90	25.25	23.56	33.7	8"	1.23	57	.02	.01	2.0	1.75	.34	0.62
"	58	244	77	78	24.90	22.90	23.56	21.60	33.7	8"	1.63	57	.03	.11	2.2	1.70	.35	0.62
"	58	302	73	79	22.90	19.75	21.60	18.45	53.3	8"	2.00	72	.03	.10	2.0	2.50	.34	0.85
"	52	490	79	80	19.75	18.50	18.45	17.20	24.0	8"	3.38	48	.07	.20	4.0	1.43	.53	0.78
"	52	542	30	31	18.50	17.25	17.20	15.95	24.0	8"	3.74	48	.08	.20	4.0	1.48	.55	0.81
Calle "C"	38	264	13	20	17.40	17.00	16.10	15.72	10.0	8"	1.32	32	.06	.20	4.0	0.96	.50	0.48
"	43	646	20	28	17.00	16.90	15.72	15.47	5.2	8"	4.45	22	.20	.31	6.2	0.70	.76	0.53
"	48	946	28	38	16.90	16.80	15.47	15.22	5.2	8"	6.52	22	.30	.39	7.8	0.70	.36	0.60

CALLE	DISTANCIA		DEL BUZON Nº	AL BUZON Nº	COTA DEL TERRENO		COTA FONDO TUBERIAS		PENDIENTE	D	DESCARGA 11:1:19			% ALTURA	ALTURA DE AGUA	VELOCIDAD m/seg		
	PARCIAL	ACUMULADA			INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL			MAXIMA FUTURA	TUBO LLENO	%			TUBO LLENO	%	REAL
Grau	34	116	4	12	21.45	20.70	20.05	19.25	23.5	8"	1.14	47	.03	.12	2.4	1.46	.34	0.50
"	36	262	12	18	20.70	19.70	19.25	18.40	23.5	8"	1.30	47	.04	.13	2.6	1.46	.37	0.54
"	46	172	13	26	19.70	19.75	18.40	18.01	8.9	8"	1.20	28	.04	.13	2.6	0.92	.37	0.34
"	32	322	26	36	19.75	19.00	18.01	17.70	8.9	8"	2.22	28	.08	.21	4.2	0.92	.36	0.52
"	44	366	43	36	19.40	19.00	18.20	17.70	11.3	8"	2.53	34	.07	.20	4.0	1.00	.55	0.55
"	56	164	93	87	21.30	20.60	19.34	19.14	12.4	8"	1.13	38	.03	.10	2.0	1.03	.34	0.37
"	36	338	79	71	19.75	19.75	18.45	18.00	12.4	8"	2.33	33	.06	.18	3.6	1.03	.50	0.54
"	56	433	87	79	20.60	19.75	19.14	18.45	12.4	8"	3.02	33	.03	.20	4.0	1.03	.55	0.60
Pinglo	43	158	34	35	27.50	23.85	26.00	22.54	72.0	8"	1.09	82	.01	.04	0.8	2.30	.20	0.50
"	60	324	35	36	23.35	22.90	22.54	21.60	15.6	8"	2.23	33	.06	.20	3.3	1.30	.52	0.62
"	58	332	36	37	22.90	20.60	21.60	19.14	42.4	8"	2.64	62	.04	.14	2.8	1.30	.42	0.80
"	52	266	33	39	18.25	16.75	16.95	15.45	29.0	8"	1.84	51	.04	.14	2.8	1.60	.58	0.92
Atahualpa	50	143	41	42	30.20	26.70	27.15	25.40	35.0	8"	1.02	53	.02	.01	2.0	1.30	.30	0.54
"	40	423	42	43	26.70	26.25	25.40	24.63	19.1	8"	2.95	42	.07	.19	3.8	1.32	.54	0.72
"	40	463	43	44	26.25	25.60	24.63	23.37	19.1	8"	3.23	42	.08	.20	4.0	1.32	.56	0.74
"	48	770	44	45	25.60	24.95	23.37	22.95	19.1	8"	5.31	42	.13	.25	5.0	1.32	.63	0.36
"	46	816	45	46	24.95	24.20	22.95	22.07	19.1	8"	5.63	42	.13	.25	5.0	1.32	.63	0.36
"	62	1142	46	47	24.20	22.40	22.07	20.38	19.1	8"	7.37	42	.13	.28	5.6	1.32	.74	0.93
"	58	1200	47	43	22.40	19.40	20.33	18.20	46.2	8"	3.28	66	.12	.24	4.3	2.75	.65	1.33
"	50	1290	48	49	19.40	18.20	18.20	18.65	27.0	8"	3.90	50	.13	.30	6.0	1.33	.74	1.17
"	50	1340	49	50	18.20	16.80	16.85	15.50	27.0	8"	9.25	50	.19	.32	6.4	1.50	.76	1.20

CALLE	DISTANCIA		DEL BUZON Nº	AL BUZON Nº	COTA DEL TERRENO		COTA FONDO TUBERIAS		PENDIENTE	D	DESCARGA lts/seg			% ALTURA	ALTURA DE AGUA	VELOCIDAD m/seg		
	PARCIAL	ACUMULADA			INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL			MAXIMA FUTURA	TUBO LLENO	%			TUBO LLENO	%	REAL
Calle "C"	46	1798	38	50	16.80	16.80	15.22	14.92	5.2	8"	12.40	22	.56	.54	10.8	0.70	1.02	0.71
"	42	3180	50	61	16.80	16.85	14.92	14.77	5.2	10"	21.94	42	.52	.51	12.8	0.84	1.01	0.86
"	40	3326	61	64	16.85	17.10	14.7	14.56	5.2	10"	22.94	42	.55	.53	13.3	0.84	1.02	0.82
"	32	268	103	106	17.80	17.20	16.20	15.86	10.0	8"	1.88	32	.06	.19	3.0	0.96	0.52	0.48
"	36	304	106	99	17.20	17.00	15.86	15.20	10.0	8"	2.10	32	.08	.20	4.0	0.96	.53	0.51
"	40	316	99	95	17.00	17.40	15.50	15.29	5.2	8"	3.50	22	.30	.39	7.8	0.70	.36	0.60
"	56	645	95	89	17.40	16.75	15.29	15.00	5.2	8"	4.48	22	.30	.31	6.2	0.70	.76	0.53
"	54	965	89	81	16.75	17.25	15.00	14.72	5.2	8"	6.66	22	.30	.39	7.8	0.70	.60	0.60
"	28	1535	61	73	17.25	17.00	14.72	14.53	5.2	8"	10.60	22	.50	.51	10.2	0.70	1.01	0.71
"	30	2603	73	64	17.00	17.10	14.53	14.42	5.2	8"	10.00	22	.80	.67	12.4	0.7	1.12	0.80

Debido a que la pendiente del terreno es bastante fuerte se ha podido obtener pendientes mayores que 10% y en más de 400 mts. como lo acuerda el reglamento.

Se han proyectado 6,197 ml. de colectores, siendo 97 ml. de 10" y 6,115 ml. de tubería de 8".

La profundidad mínima obtenida ha sido de 1.20 m. y la profundidad máxima de 3.10 mts.

Se han proyectado 106 buzones de 1.50 m. de diámetro exterior y 1.20 m. de profundidad mínima, de acuerdo a las especificaciones más adelante anotadas.

#### 4.2.- ESTACION DE BOMBEO.-

Para poder evacuar los desagües a la planta de tratamiento, es necesario diseñar una estación de bombeo, ésta será de sección circular.

Para proteger los equipos de bombeo será necesario colocar una rejilla de 1 1/2" de separación.

Las dimensiones del pozo seco han sido tomadas por los requerimientos de los equipos que habrá que colocar. Ver planos respectivos.

En cuanto al volumen del pozo húmedo, su tamaño se ha fijado de manera que los equipos de bombeo funcionen durante períodos no menores de 5 minutos, para evitar frecuentes arranques y paradas que aumentan su desgaste y el período de retención no pase de 30 minutos, para evitar la putrefacción de las aguas negras y no aumente la demanda bioquímica de oxígeno.

#### 4.2.1.- Dimensionamiento.

Para obtener el volumen de la cámara húmeda tomaremos el período de diseño final o sea para la población de 15 años, de modo que se harán dos etapas, con un tirante de 1.20 m.

El volumen se obtiene a partir del caudal del día máximo, así obtenemos :

$$Q_{\text{máx. diario}} = \frac{160 \times 7981 \times 1,25}{86,400} = 19 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{\text{máx. diario}} = 19 \text{ l.p.s.} = 1.14 \text{ m}^3/\text{min}$$

asumiendo un período de retención de 10 min., tenemos :

$$\text{Volumen} = 1.14 \text{ m}^3/\text{min} \times 10 \text{ min} = 11 \text{ m}^3$$

#### 4.2.2.- Equipos de Bombeo.-

Para calcular los equipos de bombeo tomaremos la población para el año 1976 o sea 10 años el período de diseño, ya que éste es el promedio de vida de los equipos, así resulta un diseño más racional, ya que los caudales esperados serán menores, debido a que los obtenidos en el diseño, consideran un 100 % de la población servida por conexiones, y esto no se produce en un futuro inmediato y permite una mejor operación de la planta de bombeo.

Calcularemos los volúmenes para una población de :  
7,150 habitantes.

$$Q_{\text{promedio}} = \frac{160 \times 7,150}{86,400} = 13 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{\text{máx. diario}} = 13 \text{ l.p.s.} \times 1.25 = 16 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{\text{máx. horario}} = 16 \text{ l.p.s.} \times 1.70 = 27 \text{ l.p.s.}$$

Asumiremos dos equipos de bombeo con una capacidad para el caudal máximo horario o sea 27 l.p.s. ó también 1.83 m<sup>3</sup>/min.

Chequereamos las condiciones de funcionamiento para

el caudal promedio :

$$Q_{\text{promedio}} \quad - \quad 14 \text{ l.p.s.} \quad 0.78 \text{ m}^3/\text{min.}$$

$$\text{Tiempo de retención} = 11/0.78 \quad = 14 \text{ min.}$$

$$\text{Tiempo de operación} = 11/1.83 - 0.78 = 10.5 \text{ min.}$$

Comprobamos las condiciones de trabajo para el máximo diario :

$$Q_{\text{máx. diario}} \quad - \quad 16 \text{ l.p.s.} \quad = \quad 0.96 \text{ m}^3/\text{min.}$$

$$\text{Tiempo de retención} = 11/0.96 \quad = 11.5 \text{ min.}$$

$$\text{Tiempo de operación} = 11/ (1.83 - 0.96) = 12.8 \text{ min.}$$

luego los equipos asumidos están correctos.

#### 4.3.- CALCULO DE LA IMPULSION.-

La longitud total de la tubería de impulsión es de 1,800 mts. y el desnivel por bombear es :

$$17.00 - 12.10 = 4.90 \text{ mts.}$$

Calcularemos la pérdida de carga :

$$D = 6''$$

$$Q = 43 \text{ l.p.s.}$$

$$h_f = 28 \times 1.8 = 50.40 \text{ mts.}$$

$$C = 140$$

$$D = 8''$$

$$Q = 43 \text{ l.p.s.}$$

$$h_f = 8 \times 1.8 = 14.40 \text{ mts.}$$

$$C = 140$$

$$D = 10''$$

$$Q = 43 \text{ l.p.s.}$$

$$h_f = 2.8 \times 1.8 = 5.04 \text{ mts.}$$

$$C = 140$$

Luego el diámetro elegido es de 8" por ser el que relaciona diámetro y potencia de equipos más económicos.

$$H_{\text{total}} = 4.9 + 14.4 + 4.9 \times 0.3$$

$$H_{\text{total}} = 20.80 \text{ mts.} = 21 \text{ mts.}$$

#### 4.4.- POTENCIA DE LAS BOMBAS.

$$\text{HP} = \frac{27 \text{ l.p.s.} \times 21.00 \text{ mts.}}{75 \times 0.80}$$

$$\text{HP} = 10$$

## C A P I T U L O      V

### METRADO, PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES

A continuación presentamos los Anexos No. 1, correspondientes al metrado y presupuesto; el Anexo No. 2, correspondiente a las especificaciones de los colectores referente a los materiales , instalación y construcción - de buzones ; y el Anexo No. 3, correspondiente a las normas constructivas para la cámara de bombeo de los desagües.

## C A P I T U L O      V I

### TRATAMIENTO DE DESAGUES

#### 6.1.- RAZONES DEL TRATAMIENTO.-

En los problemas que se relacionan con el abastecimiento de agua potable y evacuación de los líquidos cloacales, deben ser considerados de transcendental importancia los que se refieren a contaminación de aguas poluidas de los cauces públicos y de playas de mar.

La disposición indiscriminada de líquidos residuales, ya sea vertiéndolas a los cauces de riego, creando tremendos problemas de polución o evacuándolos al mar es un asunto que debe tratarse muy seriamente por las personas que tienen a su cargo las oficinas de saneamiento.

La Ingeniería Sanitaria con plantas de tratamiento de aguas servidas, dispositivos de desinfección por medio del cloro, entre otros medios, es de lo que dispone y deben por lo tanto emplearse para resolver el problema, que por relacionarse con la preservación de la sa-

lud, factor básico del capital humano, no pueden ser dejados sin solución ni postergada su ejecución, por las entidades que tienen la responsabilidad de mantener un alto nivel de salubridad y saneamiento.

El fin principal de una Planta de Tratamiento es estabilizar los líquidos residuales. Para ello se emplean medios mecánicos, químicos y biológicos, para ablandar el desagüe crudo en su fuerza que presenta en el efluente y obtener después del proceso un efluente que reúna condiciones en su composición para que pueda ser aprovechado como abastecimiento para riego de campos, aportando así el factor agua tan necesario para la producción agrícola y si este efluente fuera descargado en cauces públicos o en las playas, obtener con el tratamiento una tasa de la D.B.O. que esté dentro de las cifras límites que determinan las normas sanitarias para considerar un desagüe como estabilizado y que su composición bacteriológica no sea causa de contaminación y que constituyan estas aguas residuales un peligro al estar en contacto con ellas.

También es muy importante este aspecto de contaminación de cauces, ríos y vertientes o sea toda agua superficial que con frecuencia es la única fuente de a-

bastecimiento de agua potable y si están bajo el factor de contaminación el Ingeniero tiene un grave problema - que resolver ( de orden sanitario ) antes de decidir su utilización en forma segura.

#### 6.2.- METODO PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.-

Los métodos corrientes para el tratamiento positivo de aguas negras, se han desarrollado, por lo general con dos propósitos :

- a) Remoción de los sólidos sedimentables.
- b) Estabilización biológica de los sólidos restantes hasta donde sea necesario.

Con el tratamiento apropiado podríamos conseguir , desde la extracción de basuras hasta la conversión de - las aguas negras en agua potable, además de los resultados intermedios.

En la Ingeniería Sanitaria, como en otras actividades, se observa el desarrollo de muchos métodos prácticos para el tratamiento, o sea hemos imitado los procesos de la naturaleza poniéndolos bajo control por medio de construcciones adecuadas.

Antes del tratamiento de aguas de desecho lo que se trata de buscar es el cambio de las características y la disminución de la concentración de valores que tendrán - que alcanzarse con mayor eficiencia y economía, de acuerdo a las necesidades de modificar estas características.

Así entonces con el tratamiento de los desagües se busca :

- a) El cambio de características físicas.
- b) El cambio de las características químicas y biológicas.

### 6.3.- PROCESOS DE TRATAMIENTO.-

Desde este aspecto podemos dividir los procesos de tratamiento en la siguiente forma :

#### 6.3.1.- Procesos Físicos.-

- a) Desarenadores.
- b) Enrejados o cribas.
- c) Sedimentación simple.

### 6.3.2.- Procesos Químicos.-

- a) Aereación.
- b) Coagulación.
- c) Desinfección.
- d) Uso de agentes oxidantes.
- e) Acondicionamiento químico.

### 6.3.3.- Procesos Biológicos.

#### 1.- Aeróbicos lechos de contacto de diversos tipos.

- a) El terreno superficial.
- b) Filtros de agregados finos o gruesos.
- c) Filtros percoladores.
- d) Procesos de lodos activados.
- e) Lagunas de estabilización.

#### 2.- Anaeróbicos digestión (tratamiento de lodos).

- a) Tanques sépticos.
- b) Tanques Imhoff.

### 6.4.- GRADO DE TRATAMIENTO.

Dentro de estos procesos según se combinen o funcionen aisladamente tenemos la clasificación del grado de tratamiento dentro de los cinco aspectos siguientes :

#### 6.4.1.- Tratamiento Preliminar.-

Antes de descargar las aguas negras o desechos industriales a una corriente, el primer requisito es la eliminación de material flotante y de sólidos; además en la mayoría de las plantas, el tratamiento preliminar hace más fáciles los procesos subsecuentes.

Los dispositivos para el tratamiento preliminar están destinados a eliminar o separar los sólidos mayores o flotantes, a eliminar sólidos inorgánicos pesados y cantidades excesivas de aceites y grasas.

Para alcanzar objetivos de un tratamiento preliminar se emplean comunmente los siguientes dispositivos : rejillas, trituradoras, desarenadores y pre-aereación.

#### 6.4.2.- Tratamiento Primario.

El tratamiento primario es fundamentalmente un proceso de separación de sólidos, el 50% de los sólidos suspendidos son sedimentables y siendo el 67% de materia orgánica, se deduce que el tratamiento primario permite la eliminación de una buena parte de la demanda bioquímica de oxígeno.

Un tratamiento primario es el resultado incidente de la clarificación del líquido tratado solo por sedimentación

sin ninguna acción bioquímica.

Para mejorar los resultados en el proceso de sedimentación, se utilizan coagulantes químicos, tales como las sales de aluminio o hierro y cal. Como procedimiento auxiliar el tratamiento químico cumple su fin en aquellos casos en que se requiere obtener efluentes de una calidad bastante superior a la que resulta del tratamiento primario, aunque no como para justificar un tratamiento completo.

Debido a la diversidad de diseños y operación, los tanques de sedimentación pueden dividirse en : tanques sépticos, Imhoff y tanques de sedimentación.

Entre los factores que intervienen en la sedimentación, esta la viscosidad del agua, que es una función de la temperatura, gravedad específica de las partículas y otros factores.

#### 6.4.3.- Tratamiento Secundario.

Se llama tratamiento secundario al proceso de purificación suplementario por medio de procesos biológicos, a que son sometidos los efluentes de un tratamiento primario, de modo que sea satisfecha, en alto grado, la DBO de la materia orgánica restante. Los sólidos así tratados, son a la vez coagulados, haciendo sedimentable de este modo mucha mate -

ria que no lo era en el tratamiento primario.

Este tratamiento debe hacerse cuando las aguas negras todavía contienen después del tratamiento primario, más sólidos orgánicos en suspensión o solución que los que puedan ser asimilados por las aguas receptoras sin oponerse a su uso normal adecuado. Las unidades más convenientes para el tratamiento secundario son los filtros percoladores y las del tipo de lodos activados, en cada caso se usa la sedimentación final.

Entre otros sistemas de tratamiento secundario tenemos los filtros intermitentes de arena, que rinden el más alto grado de eficiencia en el tratamiento de los desagües domésticos y produce el efluente de mejor calidad. Este tratamiento se limita por razones de área, mantenimiento, mano de obra, a un máximo de 3,000 personas o a un caudal de 1,000 m<sup>3</sup>/día. También tenemos lagunas de estabilización, oxidación activada, digestión aeróbica, zanjas de oxidación.

#### 6.4.4.- Cloración.-

El cloro es una sustancia activa que reacciona con muchos compuestos, dando productos muy diversos. Si se agrega una pequeña cantidad de cloro a las aguas negras, se consumirá al reaccionar rápidamente con sustancias como el áci

do sulfhídrico y el hierro ferroso, en estas condiciones no se logra ninguna desinfección. Si se agrega suficiente cloro para reaccionar con todas estas sustancias, que se conocen como compuestos reductores; entonces un poco más de cloro que se agregue reaccionará con la materia orgánica presente y formará compuestos orgánicos, los cuales tienen una ligera acción desinfectante. Ahora bien si agregamos cloro suficiente para reaccionar con todos los compuestos reductores y la materia orgánica, entonces la adición de algo más de cloro actuará sobre el amoníaco y otros compuestos nitrogenados, produciendo las cloraminas y otras combinaciones del cloro que tienen acción desinfectante.

El cloro que consumen las sustancias reductoras, orgánicas e inorgánicas se define como demanda de cloro, la cantidad que queda después de 15 minutos de contacto es la que lleva a cabo la desinfección, este resto de cloro en exceso, sobre la demanda de cloro se define como cloro residual.

El cloro se agrega a las aguas negras para muy diversos propósitos, entre los cuales se incluyen :

a) Desinfección.

Ninguno de los métodos primarios o secundarios de tra-

tamiento de aguas negras pueden eliminar completamente las bacterias patógenas.

La cloración para desinfectar requiere que esencialmente sean distribuidos todos los organismos patógenos, incidentalmente se destruyen muchos organismos saprofitos.

La desinfección debe ser un proceso continuo, pues sería peligroso descargar el efluente sin tratar aún durante un corto período de tiempo, el punto de aplicación del cloro debe localizarse en un lugar en donde el cloro que se añade puede mezclarse rápidamente con toda la corriente de aguas negras y que deba mantenerse 15 minutos.

b) Protección Estructuras de la Planta.

La producción del ácido sulfhídrico en las aguas negras, cuando se produce en una estación de bombeo, en alcantarillas interseptoras, o en la planta de tratamiento, pueden causar una seria corrosión; el medio de evitar estos problemas es una cloración suficiente para prevenir su formación o para destruirlo si se ha formado.

También se puede utilizar la cloración para mejorar la operación de la planta, como por ejemplo para mejorar -

la sedimentación, para eliminar los malos olores en -  
filtros goteadores, para evitar el espumamiento de los  
tanques Imhoff, etc.

#### 6.4.5.- Tratamiento de Lodos.

Los lodos de las aguas negras están constituidos por los sólidos que se eliminan en las unidades de tratamiento primario y secundario, junto con el agua que se separa de ellos.

Mientras que en algunos casos es satisfactoria la disposición de ellos sin someterlos a tratamiento, generalmente es necesario tratarlos en alguna forma para prepararlos o condicionarlos para eliminarlos sin originar condiciones inconvenientes.

Este tratamiento tiene dos objetivos siendo el primero de éstos eliminar total o parcialmente, el agua que contiene los lodos, para disminuir su volumen en fuerte proporción y segundo lugar, para que se descomponga todos los sólidos orgánicos relativamente estables, esto se logra con la combinación de dos o más métodos siguientes :

a) Acondicionamiento de lodos para mejorar sus características de secado.

1.- Digestión.

2.- Calentamiento, precipitación química, elutriación y flotación.

b) Secado de lodos.

- 1.- En lechos de arena al aire.
- 2.- Filtración al vacío o a presión.
- 3.- Centrífugado.
- 4.- Secado al calor.
- 5.- Incineración.

6.5.- POLUCION DEL CURSO RECEPTOR.

Las crecientes densidades de las poblaciones y por el consiguiente aumento del volumen de las aguas residuales, domésticas e industriales, tienden a afectar los cursos de agua de tal modo, que los hace impropios para su utilización con finalidad recreativa, pudiendo llegar inclusive a ofrecer serios peligros.

Cualquier agua residual urbana es recogida finalmente por un cauce público receptor en el que se puede producir perjuicios para su utilización.

Las condiciones pre-establecidas del curso receptor originado por el volumen de agua que contenga para la dilución, los usos, que se le dan a estas aguas, ya sea para abastecimiento de agua potable como para lugares de recrea -

ación, pesca, natación, etc., serán determinantes del grado de tratamiento.

Los cursos receptores más importantes son los ríos, don de la corriente sufre un fenómeno de autodepuración, lagos, donde este fenómeno es más restringido que en los ríos, ya que el movimiento de las aguas están supeditadas a los vienen tos que según datos experimentales, éste puede inducir co- rrientes en la superficie del orden del 3% al 6% de su veloo cidad y por último el mar que su contenido de oxígeno es un 20% menor que en el agua dulce.

## C A P I T U L O    V I I

### DETERMINACION DEL TIPO DE TRATAMIENTO

Entre los factores de mayor importancia a considerar en la elección del tipo de tratamiento a considerar en el proyecto son como sigue :

#### 7.1.- ESTUDIO DEL CURSO RECEPTOR.-

El destino final de las aguas negras en la ciudad de Sechura, es el río Piura, siendo de esta manera el curso receptor que habría que proteger, en función de los usos benéficos que de él se hacen y la manera como estos usos pueden ser afectados por las descargas de aguas de desechos en el río Piura.

#### 7.2.- ABASTECIMIENTOS DE AGUA.-

Debido al régimen intermitente del río Piura, no es utilizado en esta ciudad ú otros centros poblados aguas arriba, con fines de abastecimiento para agua potable, ya que este río como casi todos de nuestra costa traen agua 2 ó 3 meses en el año.

### 7.3.- IRRIGACION.

Prácticamente el íntegro del caudal que transcurre por el río Piura, cuando éste trae caudal de agua, o cuando abren las compuertas del Reservorio de la Irrigación de San Lorenzo, es usado en el riego de tierras de cultivo, siendo este volumen usado en la parte alta del valle, ya que la ciudad de Sechura se encuentra en la parte final de éste.

El río Piura prácticamente termina frente a la ciudad de Sechura, habiéndose formado una gran laguna, producto de filtraciones, desagües de riego de todo el valle bajo, debido a que el Dren No. 1, que es el dren principal del valle, empieza a 5 kms. de la ciudad de Piura y se une frente a la ciudad de Sechura con el río Piura; este río no descarga al mar ya que el cauce se encuentra arenado, hace exactamente dos años se ha ejecutado un dren de 5 Km. al mar, para poder drenar la laguna con el consiguiente mantenimiento por el arenamiento.

Por otro lado, en regiones áridas o semi-áridas, las aguas residuales, con variable grado de tratamiento y aún crudas, como es el caso de la ciudad de Piura, se usan directamente en irrigación, lo cual debe evitarse

y las autoridades sanitarias deberán intervenir para no permitir este sistema de disposición

#### 7.4.- FINES RECREACIONALES.

Dadas las características del río Piura, este no se presta para ninguna clase de actividades recreacionales como son la natación, pesca, deportes acuáticos, etc. de manera que no habrá necesidad de considerarlas al analizar los requisitos que debe llenar el efluente de la planta de tratamiento, en este estudio.

#### 7.5.- GRADO DE TRATAMIENTO.

Se ha hecho referencia anteriormente al empleo de las aguas de desecho crudas de la ciudad de Piura, con fines agrícolas, especialmente para el riego de algodones, que es el cultivo predominante en la zona.

Es indudable que una zona agrícola con serias deficiencias en sus posibilidades de aguas de riego, la utilización de las aguas residuales de la ciudad en irrigación, resulta poco menos que inevitable y es práctica común en muchas ciudades de la costa peruana. También, parece existir general aceptación en la necesidad de

tratar mecánicamente (tratamiento primario), como reque  
rimiento mínimo las aguas servidas que se usan en irri  
gación.

La mayoría de las Autoridades Sanitarias, no permi  
ten el riego de hortalizas, legumbres, verduras o fru -  
tos rastreros con aguas residuales parcialmente tratadas  
o sin desinfectar.

Se permite que las aguas con las características -  
mencionadas sean usadas para regar semilleros, algodón,  
heno, granos, arroz, alfalfa, remolacha, maíz y zanaho-  
rias para forraje.

Sin embargo, no se permite que vacas y cabras le-  
cheras pasten en tierras irrigadas con aguas de desecho  
ni tengan acceso a los canales que conducen estas a-  
guas.

De lo que se acaba de establecer y tomando en consi  
deración el hecho que la gran mayoría del área agrícola-  
susceptible de ser irrigada con el efluente de la Planta  
de Tratamiento, se dedicará al sembrío de algodón, maíz  
etc., podemos concluir que la eliminación de elementos -  
flotantes y sólidos orgánicos sedimentables obtenidos de  
un tratamiento primario, bastará para asegurar una cali-

dad del efluente que no signifique un peligro para la sa lud pública, ni una ofensa a la sensibilidad de la poblaci ón o la estética de la zona.

#### 7.6.- TIPOS DE TRATAMIENTO.

Basado en el grado de tratamiento adoptado y en la población futura de Sechura, tendremos dos tipos de instalación depuradora que pueden cumplir con los requisitos exigidos:

- a) Planta de tratamiento primario convencional.
- b) Lagunas de estabilización.

#### 7.7.- AREA DISPONIBLE.

El área disponible para construir la planta de tratamiento, determina en muchos casos el tipo de planta - que ha de usarse, especialmente donde el área es limitada.

En nuestro caso el área disponible es inmensa, ya que existen grandes arenales, sobre todo en la margen iz quierda del río Piura, que no tiene ningún uso.

#### 7.8.- ESTIMACION DE COSTOS.

Al escoger el tipo de planta debe tratar de escogerse la que produzca los resultados deseados con el menor costo inicial y de operación.

El bajo costo de construcción de una planta de tratamiento no es la única preocupación, pues son muy importantes el continuo costo de operación y conservación de las estructuras.

#### 7.9.- TEMPERATURA Y HORAS DE SOL EFICAZ.

Como en la determinación del tipo de tratamiento se ha considerado Laguna de Estabilización y siendo necesario la temperatura y horas de sol, a continuación se ponen los datos proporcionados por el observatorio metereológico de la CORPAC en la ciudad de Piura.

#### PROMEDIOS DE TEMPERATURAS

<u>AÑO</u>	<u>MAXIMA</u>	<u>MINIMA</u>
1955	31.4°C	15.0°C
1956	34.1°C	15.0°C
1957	33.4°C	16.5°C
1958	33.9°C	14.4°C
1959	33.4°C	14.2°C
1960	38.8°C	13.7°C
1961	34.6°C	15.1°C
1962	35.2°C	14.2°C

HORAS DE SOL EFICAZ

<u>AÑO</u>	<u>TOTAL ANUAL</u>	<u>% HORAS/DIA</u>
1955	3,103	8.5
1956	3,010	8.3
1957	2,917	8.0
1958	2,718	7.5
1959	2,182	6.0
1960	2,072	5.7
1961	2,372	6.5
1962	2,708	7.4

7.10.- CONCLUSION.

Analizando los acápites anteriores, nos decidimos para el tratamiento primario, las Lagunas de Estabilización, ya que tenemos un alto promedio de horas de sol, más de 260 horas de promedio, bajo costo del terreno y la facilidad de operación, hacen de este método el más eficaz en esta zona.

## C A P I T U L O VIII

### DISEÑO DE LA UNIDAD DE TRATAMIENTO

#### 8.1.- LAGUNA DE ESTABILIZACION.

Las lagunas de estabilización son diseñadas y cons- - truidas para que dentro de ellas se realicen procesos biológicos, que conduzcan a la depuración de las aguas negras, según sean las condiciones biológicas que en ellas se producen pueden ser lagunas aerobias, anaerobias y facultativas, según predomine el proceso en presencia o ausencia de oxígeno disuelto, o ambas a la vez.

#### 8.2.- TASA DE DISEÑO.

Las tasas de diseño deben ser de tal magnitud que permitan una operación satisfactoria de las lagunas y además, que proporcionen un efluente en el cual la remoción de la DBO y la contaminación bacterial sea alta.

Las tasas de diseño varían de acuerdo con el clima, si tuación geográfica, la latitud, y según se quiera que la laguna de estabilización sea aeróbica o anaeróbica.

Sobre las tasas de diseño a usarse existe una enorme discrepancia, se han aplicado tasas desde 50 kg. DBO por día, por hectárea hasta 1,000 kg. de DBO/Ha/día.

Hasta cierto valor que dependen de las características del medio ambiente, si se les recargan se vuelven anaeróbicas y producen malos olores, para lo cual hay que alejar las lagunas de las zonas pobladas.

Por las condiciones climáticas de la ciudad de Sechura y en general el norte del país, en los departamentos de Piura y Tumbes, son ideales para este tipo de tratamiento.

Para nuestras condiciones la tasa de trabajo que tomaremos es de 250 kg DBO/Ha/día y el caudal con que la diseñaremos será para la población del año de 1976 ó sea para 10 años, ya que existen muchos ejemplos en la ciudad de Piura de lagunas diseñadas con un período de diseño más largo y hasta el momento después de 4 años de funcionamiento y el bajo caudal que llega a la laguna no se pueden llenar, con el inconveniente del crecimiento de vegetación y malos olores.

### 8.3.- PERIODO DE RETENCION.

No está muy establecido el período de retención más

conveniente, ni se ha encontrado una relación directa entre el período de retención y la eficiencia en el proceso de purificación.

La experiencia indica que las lagunas de estabilización aeróbicas y facultativas funcionan en forma adecuada con períodos de retención que están entre 5 y 150 días.

#### 8.4.- DISEÑO.

$$Q_{\text{máx. diario}} = 18 \text{ l.p.s.} = 1,555 \text{ m}^3/\text{día.}$$

$$\text{Tasa de Diseño} = 250 \text{ kg. DBO/Ha/día.}$$

Demanda Bioquímica de Oxígeno promedio :

$$200 \text{ mgr/lt} = 200 \text{ grs/m}^3.$$

luego la demanda total será :

$$0.2 \text{ kg. DBO/m}^3 \times 1,555 \text{ m}^3/\text{día} = 311 \text{ kg. de DBO/día.}$$

luego el área total de la laguna es :

$$A = \frac{311 \text{ kg de DBO/día}}{250 \text{ kg de DBO/Ha/día}}$$

$$A = \underline{1.25 \text{ Ha}} = \underline{12,500 \text{ m}^2}.$$

Calcularemos el período de retención, asumiendo una altura dentro de la región de 1.30 mts.

$$TR = \frac{12,500 \text{ m}^2 \times 1.20 \text{ m.}}{1,555 \text{ m}^3/\text{día.}}$$

Tiempo de Retención = 96 días.

Luego serán dos lagunas de 100 mts y 65 mts, que trabajarán en paralelo.

Con lagunas diseñadas para operar en paralelo, es posible poner sólo una en operación cuando el sistema es puesto a trabajar por primera vez. De esta manera se logra reducir el período de llenado de la laguna con lo que se evitan muchos problemas, principalmente el de crecimiento de hiervas en el fondo.

También se ha previsto aplicar una capa impermeable de arcilla de 0.10 mt. de espesor para evitar que la laguna de estabilización se pueda secar y crear problemas de malos olores.

#### 8.5.- RECOMENDACIONES PARA LA OPERACION.

Para una buena operación de la laguna de estabilización deberá tenerse en cuenta lo siguiente :

- a) Conservar los diques libres de hiervas y malezas que puedan estimular la presencia de mosquitos.
- b) Mantener los terrenos adyacentes a la laguna bien deshiervados, no sólo para evitar los problemas anteriores, sino con el propósito de que el lugar tenga un aspecto agradable.
- c) Cuidar las cercas y señales que se pongan en los linderos del terreno de lagunas, para evitar el deterioro y el acceso de personas y animales.
- d) Mantener control en la operación de las lagunas con el propósito de evitar la procreación de mosquitos, haciendo variar el nivel del agua en la laguna perecen las larvas de las zonas adyacentes a diques ya sea secándolo o inundándolo.
- e) Aplicación de insecticidas en el caso necesario.
- f) Cuidar las estructuras de entrada y salida para evitar obstrucciones.
- g) Mantener la superficie de la laguna libre de cuerpos

flotantes que pueden estorbar la acción de la luz.

- h) Cuando se presente asentamientos en los diques, se resuelve agregando el material para darle la forma o riginal, esto sólo se presenta durante los primeros años de vida de la laguna.

## C A P I T U L O                    I X

### C O N C L U S I O N E S

#### 9.1.- PRIMERA.

La población de diseño para la ciudad de Sechura es de 11,000 habitantes, población que tendrá lugar el año 1996.

#### 9.2.- SEGUNDA.

Para el diseño de los colectores se ha tomado el 80 % de la dotación del abastecimiento de agua potable que es de 200 lts/hab/día, como promedio anual y un 25% para el día máximo y 70% para la hora de máximo consumo.

#### 9.3.- TERCERA.

Los colectores se han calculado con un caudal máximo horario de 43 l.p.s. equivalente a la población anterior.

#### 9.4.- CUARTA.

Se han obtenido tuberías de 8" en 6,115 mts. y el emisor de 10" en una longitud de 97 mts. y 106 buzones standard.

9.5.- QUINTA.

Para evacuar las aguas negras ha sido necesario diseñar una cámara de bombeo, que será circular de 4.50 mts. de diámetro, con un volumen de la cámara-húmeda de 11 m<sup>3</sup>.

9.6.- SEXTA.

Se han adoptado dos equipos de la misma capacidad, de 27 l.p.s. contra una altura dinámica total de 21 mts.

9.7.- SETIMA.

Antes de utilizar los desagües para la irrigación o evacuarlos al curso receptor serán sometidos a un tratamiento primario por medio de lagunas de estabilización.

9.8.- OCTAVA.

Se han diseñado dos lagunas en paralelo de 100 mts por 65 mts. con una carga de diseño de 250 kg DBO / Ha/día.