

1/2013

SEMINARIO LATINOAMERICANO

sobre tratamiento
de aguas
residuales

MEMORIAS

7.2
ACODAS 85

Cali, agosto 19 - 23
de 1.985

A C O D A L
SECCIONAL VALLE DEL CAUCA
SECCION COLOMBIANA DE AIDIS

72ACODAS85-
2013

MEMORIAS DE
CENTRO DE AGUAS Y WATER SUPPLY
AND...
FED. ED. ... AB. The Hague
TEL (070) 81.071 ext. 11142
EN: ~~6111~~ 611 2013
LO: 72 ACODAS

SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
CALI - COLOMBIA
Agosto 19 - 23 de 1.985

MEMORIAS

Asociación Colombiana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental - ACODAI.
Seccional Valle del Cauca
Sección Colombiana de AIDIS
Apartado Aéreo 6720 Teléfono 681075 Cali

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL

ACODAL - Seccional Valle del Cauca

JUNTA DIRECTIVA

1985 - 1986

Presidente : Jorge Sarmiento
Vicepresidente : Libardo Sánchez
Vocales : Carlos Leonardo Guerrero
Guillermo Valencia
Jaime Chicaiza
Alejandro Cifuentes
Ignacio Restrepo
Revisor Fiscal : Luis Eduardo Medina
Suplente del
Revisor Fiscal : Alberto Galvis
Directora
Ejecutiva : Luz Piedad Hincapié

ORGANIZACION DEL SEMINARIO

Comité Técnico : Carlos Leonardo Guerrero
Guillermo Valencia
Julia Rosa Cuicedo
Leandro Barozzi
Emparo Duque
Carmen Eugenia Sterling
Alberto Solvis
Diego Saldaña

Comité de Divulgación : Luis Eduardo Medina
Libardo Sánchez

Comité de Protocolo : Jorge Sandoval
Guillermo Valencia

Coordinadora General : María Teresa Sterling

Las opiniones y conceptos emitidos en
cada uno de los trabajos editados en
estas Memorias son responsabilidad
exclusiva de sus autores.

SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

MEMORIAS

CONTENIDO

Conferencias Institucionales:

No.

1. "Aspectos de la Legislación de Aguas para Consumo Humano y Residuos Líquidos"
Presentada por : Ingeniero Rafael Montaña Santos, Ministerio de Salud de Colombia.
2. "Manejo de las Aguas Residuales en la Cuenca del Alto Río Cauca"
Presentada por : Ingeniero Raul Arias Uribe, Corporación Autónoma Regional del Cauca - C. V. C. -
3. "Plan de Protección y Control de la Calidad del Río Bogotá"
Presentada por : Corporación Autónoma Regional de las Cuencas de los Ríos Bogotá, Usaté y Suarez - CAR -
4. "Plan Maestro de Tratamiento de las Aguas Negras de Bogotá"
Presentada por : Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, D. E.
5. "Alternativa para el Saneamiento del Río Medellín y sus Quebradas afluentes"
Presentada por : Empresas Públicas de Medellín, Dirección de Planeación, Unidad de Saneamiento Hídrico
6. "El Proyecto de Tratamiento de Aguas Residuales de Cali"
Presentada por : Grupo de Interventoría de Empresas Municipales de Cali EMCALI, en asocio con el Consorcio Ingesam/URS.

Conferencias Técnicas

No.

1. "Water and Wastewater Treatment in Latin America"
Presentada por : Ingeniero Gustavo Rivas Lijares, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela
Caracas - Venezuela
2. "Predicciones al Comportamiento de Pequeñas Instalaciones Prototipo para el Tratamiento de Aguas"
Presentada por : Ing. Gustavo Rivas Lijares, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela
Caracas - Venezuela
3. "Generalidades sobre Tratamiento Preliminares"
Presentada por : Ing. Max Lothar Hess, Consultor O&E/OPS
Sao Paulo - Brasil
4. "Generalidades de los Tratamientos Primarios"
Presentada por : Ing. Max Lothar Hess, Consultor O&E/OPS
Sao Paulo - Brasil
5. "Aplicación del Proceso USB para el Tratamiento de Aguas Residuales. Experiencias y Resultados de la Planta Piloto de Cali"
Presentada por : Ing. Jaap Louwe Kooijmans, M.Sc de Huisconing Ingenieros Consultores y Arquitectos Reales Holandeses
Nijmegen - Holanda
6. "Lagunas de Estabilización, Problemas de Operación"
Presentada por : Ing. Max Lothar Hess, Consultor O&E/OPS
Sao Paulo - Brasil
7. "Regionalization of Water Supply and Sewerage Services"
Presentada por : Ing. Daniel A. Okun, Kenan Professor of Environmental Engineering - University of North Carolina
8. "Water Reuse"
Presentada por : Ing. Daniel A. Okun, Kenan Professor of Environmental Engineering - University of North Carolina
9. "Control of Wastewater Treatment Plants"
Presentada por : Dr. Albert James, University of New Castle Upon Tyne, England

10. "Models of River Water Quality"
Presentada por : Dr. Albert James, University of New Castle Upon Tyne, England
11. "Introducción a Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales"
Presentada por : Ing. Julia Rosa Galdedo, Sección Mejoramiento Ambiental - Universidad del Valle.
12. "Tratamiento Anaeróbico de Aguas Residuales y sus Aplicaciones"
Presentada por : Ingeniero Carlos Leonardo Guerrero, Consultor M.Sc. Ingeniería Ambiental, The University of Texas
13. "Evaluación de Sistemas de Tratamiento de los Municipios de Cota y Tabio"
Presentada por : Ing. Jaime Salamanca Leon, Subdirector Técnico Corporación Autónoma Regional de las Ciudades de los rios Bogotá, Ubaté y Suarez - CAR

ASPECTOS DE LA LEGISLACION DE AGUAS PARA CONSUMO

HUMANO Y RESIDUOS LIQUIDOS

MINISTERIO DE SALUD
Dirección Saneamiento Ambiental
Sección Control Contaminación de
Aguas

1 9 8 5

INTRODUCCION

Se hará un breve descripción de la evolución de la legislación Sanitaria del país, a partir de la aparición del primer Código Sanitario Nacional en el año de 1953, la sanción del segundo Código Sanitario Nacional en el año de 1979 y sus decretos reglamentarios, entre los que se cuentan el de Potabilización del Agua, el de Usos del Agua, el de Usos del Agua y Residuos Líquidos y el de Residuos Sólidos.

Decreto Número 1371 de 1953 (Mayo 27), por el cual se establece el Código Sanitario Nacional. Este decreto contempla normas sobre suministro de agua para consumo humano, recolección, tratamiento y disposición final de las aguas residuales, recolección de basuras y su disposición, control de leche y alimentos y otras.

El Decreto consta de catorce títulos y un total de 613 artículos.

LEY NUMERO 09 DE 1979 (Enero 24) por el cual se adoptan medidas sanitarias.

Esta Ley, sancionada por el Congreso de Colombia, se conoce como el Código Sanitario Nacional y se constituye en el marco general de la legislación sanitaria del país.

Además, delega en el Ministerio de Salud la facultad de elaborar la reglamentación de las normas que sobre la vigilancia y control, del

medio ambiente, se deben dictar para su preservación, restauración y mejoramiento de las condiciones sanitarias, en todo lo relacionado con la salud humana.

Está dividida en títulos, con un total de doce y consta de **seiscientos** siete artículos.

TITULO I - Protección del Medio Ambiente

Comprende los procedimientos y medidas que se deben adoptar para la preservación, restauración y mejora de las condiciones sanitarias del ambiente.

Contempla los siguientes aspectos :

- Control Sanitario de los usos del agua
- Control del vertimiento de residuos líquidos
- Control de la disposición de residuos sólidos
- Control de la disposición de excretos
- Emisiones atmosféricas

TITULO II - Suministro de Agua

Tiene por objetivo eliminar y evitar la contaminación del agua para consumo humano. Es así como establece, que toda agua para consumo humano debe ser potable, cualquiera que sea su origen. También exige que el transporte del agua potable debe garantizar su no contaminación.

TITULO III - Salud Ocupacional

En este aspecto la Ley establece las normas para preservar, conservar y mejorar la salud de los trabajadores y de la

población. Especificando que son aplicables en todo lugar de trabajo y a toda clase de trabajo.

TITULO IV - Saneamiento de Edificaciones

El objetivo es el establecimiento de normas sanitarias que deben cumplir las edificaciones según su uso o destinación.

Incluye aspectos como su localización, instalaciones interiores de suministro de agua potable y recolección de agua residual, tipos de muros y techos, iluminación, ventilación, sistema de basuras y protección contra roedores y otras plagas.

TITULO V - Alimentos

Su objetivo es el establecimiento de normas estrictas que deben cumplir los alimentos, bebidas y materias primas que se produzcan, se transformen y se expendan. También se refiere a los establecimientos industriales o comerciales que realicen cualquiera de las actividades mencionadas.

TITULO VI - Drogas, Medicamentos, Cosméticos y similares.

En este título se establecen las disposiciones sanitarias sobre la elaboración, envase, almacenamiento, transporte y expendio de drogas y medicamentos que requieran restricciones especiales.

TITULO VII - Vigilancia y Control Epidemiológico.

En esta parte la ley establece las normas de vigilancia

y control epidemiológico sobre las enfermedades transmisibles y no transmisibles y demás fenómenos que puedan afectar la salud humana, así como el procesamiento y divulgación de la información.

TITULO VIII - Desastres

Su objetivo es dictar medidas preventivas sobre los posibles desastres o la atenuación de sus efectos.

TITULO IX - Defunciones, traslado de cadáveres, inhumación y exhumación, trasplante y control de especímenes.

El objetivo consiste en dictar las medidas para cada uno de los aspectos enunciados en el encabezamiento del título.

TITULO X - Artículos de uso doméstico.

En este aparte de la Ley, se establecen las normas que deben cumplir los importadores, fabricante y comerciantes, de artículos de uso doméstico, necesarias para la prevención de posibles efectos adversos para la salud.

TITULO XI - Vigilancia y Control

En este Título se dictan las disposiciones para asegurar la higiene y seguridad de todas las actividades, y vigilar el cumplimiento a través de las autoridades de salud.

TITULO XII - Derechos y deberes relativos a la salud.

En este título se reconoce a la salud humana, como un bien público y establece que todo ciudadano tiene derecho a las prestaciones de salud, y tiene el deber de conservarla y de mantener la de la comunidad

DECRETOS RECLAMATORIOS

DECRETO N.º 270 de fecha 11 de mayo de 1968. Poder Ejecutivo. 1968. 270.

Este decreto reemplaza el Decreto N.º 1000 de fecha 11 de mayo de 1968.

Su contenido se refiere a las disposiciones que debe cumplir la autoridad de la zona de abastecimiento.

CAPÍTULO I - Definiciones

Incluye las definiciones indispensables para la correcta interpretación de la norma. Todas en el Decreto.

CAPÍTULO II - Disposiciones generales

De acuerdo a la legislación existente, son de orden público las disposiciones que regulan las actividades relacionadas con la potabilización del agua para consumo humano.

Establece que el agua de suministro para consumo humano debe ser potable, así como las responsabilidades de las entidades abastecedoras de los sistemas de suministro de agua.

CAPITULO III - De las normas y criterios de la calidad física, química y bacteriológicas del agua potable.

Incluye las normas de calidad del agua potable y establece su cumplimiento obligatorio en todo el territorio nacional.

CAPITULO IV - De la clasificación de los sistemas de suministro de agua.

Determina la clasificación de los sistemas de suministro de agua de acuerdo con la población a servir y da los requisitos que debe cumplir cada uno.

CAPITULO V - De las normas y procedimientos para el diseño de sistemas de suministro de agua.

En este capítulo se dan los requisitos que deben cumplir los encargados de la elaboración de los diseños, de los ensayos de tratabilidad a que se debe someter el agua, de las normas y especificaciones que dicta el Ministerio de Salud y de la presentación de los proyectos ante los Servicios Seccionales de Salud.

CAPITULO VI - De la operación y mantenimiento de los sistemas de suministro de agua.

Trata de la elaboración y aplicación de los manuales de operación, mantenimiento, control interno de calidad del agua y planes operacionales de emergencia.

CAPITULO VII De la información y registro.

Establece la necesidad de mantener informado al Ministerio de Salud, a través del Sistema Nacional de Salud, sobre las características de calidad del agua suministrada, por las diferentes entidades encargadas de prestar servicio.

CAPITULO VIII De las medidas de emergencia.

En este capítulo se obliga a incluir en todos los diseños de sistemas de suministro de agua, un plan de emergencia.

CAPITULO IX De la vigilancia, el control y los plazos.

En este capítulo se trata del programa que pondrá en marcha el Ministerio de Salud sobre el mejoramiento, vigilancia y control de la calidad del agua.

CAPITULO X - De las medidas Sanitarias, las sanciones y los procedimientos.

Por medio de este capítulo se faculta al Ministerio de Salud y a los diferentes niveles de atención del Sistema Nacional de Salud para aplicar las medidas de seguridad a que haya lugar.

DECRETO NUMERO 1594 de junio 26 de 1984.- Usos del agua y Residuos Líquidos.

Este Decreto contiene los requisitos de calidad para las aguas, según el uso a que se destinen, y las normas para los vertimientos de residuos líquidos.

Está conformado por dieciséis Capítulos y doscientos cincuenta y cinco Artículos.

CAPITULO I- Definiciones

En este Capítulo se incluyen las definiciones necesarias para facilitar la comprensión y aplicación uniforme del Decreto.

Se incluye en este Capítulo el listado de las sustancias de interés sanitario.

CAPITULO II- Del ordenamiento del recurso

En este Capítulo se dan las pautas para la elaboración de los planes de ordenamiento del recurso según el uso a que se destine el agua.

CAPITULO III De la destinación geográfica de las aguas superficiales, subterráneas, marítimas, estuarinas, y servidas.

Por medio del presente Capítulo se establecen los usos del agua, en concordancia con La Ley 09 de 1979 (Código Sanitario Nacional).

CAPITULO IV- De los Criterios de Calidad para destinación del recurso.

Teniendo en cuenta los diferentes usos del agua, en este Capítulo se establecen los criterios de calidad para cada uno de ellos en forma particular.

CAPITULO V De las concesiones

En lo que respecta a las concesiones de agua, establece la necesidad de que todo usuario del agua solicite ante la entidad administradora del recurso la correspondiente concesión.

Se incluye a las entidades responsables de la administración de los acueductos urbanos y rurales.

Para el caso de un cambio en la composición química y bacteriológica, requiere la autorización del Ministerio de Salud.

CAPITULO VI- Del vertimiento de los residuos líquidos.

En este Capítulo se encuentran las condiciones que deben cumplir los vertimientos de residuos líquidos, teniendo en cuenta el uso asignado al cuerpo receptor.

CAPITULO VII- De los registros de los vertimientos.

Este Capítulo establece la necesidad de que todo usuario que solicite concesión de agua y que produzca vertimiento debe registrarse ante la EMAR correspondiente. Y si el vertimiento contiene sustancias de interés sanitario, en concentraciones superiores a las permitidas por las norma, deberá registrarse ante el Ministerio de Salud.

CAPITULO VIII De la obtención de los permisos de vertimiento y de los planes de cumplimiento para usuarios existentes.

Este Capítulo trata de los requisitos y trámites administrativos que deben cumplir los usuarios del recurso, con el fin de obtener, por parte de la EMAR, el permiso de vertimiento, que bien puede ser provisional o definitivo.

CAPÍTULO IX: De los permisos de vertimiento y autorizaciones sanitarias para usuarios nuevos y usuarios existentes que realicen ampliaciones o modificaciones.

En este capítulo se describe el proceso administrativo que debe cumplir todo usuario nuevo e existente, que amplíe o introduzca modificaciones que impliquen cambios en el tipo, cantidad o concentración del vertimiento, ante la EMAR y el Ministerio de Salud, para obtener el permiso y la autorización sanitaria, respectivamente.

CAPÍTULO X: De las autorizaciones sanitarias

Se establece la necesidad de que todo usuario del recurso, para efectos de vertimientos, requiera Autorización Sanitaria de Funcionamiento- Parte Agua, expedida por el Ministerio de Salud, la que se tramitará a través de la EMAR.

CAPÍTULO XI: De los procedimientos para la modificación de normas de vertimiento y criterios de calidad.

En este Capítulo se faculta al Ministerio de Salud y las EMAR para modificar las normas incluidas en el presente Decreto cuando lo consideren conveniente de acuerdo al apareamiento de hechos o circuns-

tancias nuevas, no previsibles.

Incluye también, los procedimientos administrativos a seguir.

CAPITULO XII De las tasas retributivas

Apoyándose en la legislación existente (Decreto 2811 de 1974), autoriza el cobro de tasas retributivas de servicio de eliminación o control de las consecuencias nocivas causadas por el vertimiento.

El capítulo incluye fórmulas para el cálculo de las tasas retributivas en cuencas hidrográficas.

CAPITULO XIII De los estudios de efecto ambiental o impacto ambiental.

Por medio de este capítulo el Ministerio de Salud podrá exigir un estudio de impacto ambiental cuando las actividades del usuario puedan causar efectos nocivos para la salud o puedan producir deterioro ambiental.

También se indican las situaciones críticas en que es obligatorio la presentación del estudio de impacto ambiental, y su contenido básico.

CAPITULO XIV De los métodos de análisis y de la toma de muestras.

En este capítulo se da el listado de los métodos de análisis para determinar la presencia de sustancias y su concentración en los residuos líquidos, aceptados por el Ministerio de Salud.

CAPITULO XV De la vigilancia y el control.

En este Capitulo se establece la responsabilidad del Ministerio de Salud para ejercer la vigilancia y control de las disposiciones del presente Decreto en lo relacionado con la preservación y conservación de la salud humana.

CAPITULO XVI De las medidas sanitarias, las sanciones y los procedimientos.

Este Capitulo contiene las medidas sanitarias y las sanciones aplicables a los usuarios que infrinjan las disposiciones del presente Decreto. Así como los procedimientos para su aplicación.

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL

ACODAL - Seccional Valle del Cauca

SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

19 - 23 Agosto de 1985

Cali - Colombia

"MANEJO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN LA CUENCA DEL ALTO RIO CAUCA"

Ingeniero Sanitario

RAUL ARIAS URIBE

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA - C. V. C. -

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA

- C. V. C. -

**MANEJO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN
LA CUENCA DEL ALTO RIO CAUCA**

**RAUL ARIAS URIBE
Ingeniero Sanitario**

Calu, Junio 25 de 1985

RESUMEN

El programa que la CVC ha venido desarrollando, desde 1968, para el control de la contaminación de los recursos hídricos, ha permitido que en la calidad de las aguas del río Cauca se presente una mejora. Durante los últimos tres años, desde 1982, el nivel mínimo de oxígeno en la zona crítica del río Cauca, durante los meses de verano, ha correspondido a Vijes y fué de 0.4 mg/lt. Es conveniente anotar que durante la década del 70 se presentaron en esa misma zona en forma permanente, en verano, valores de oxígeno de 0 mg/lt.

Este mejor nivel de calidad se debe a las obras que para el control de la contaminación de los recursos hídricos ha efectuado el sector industrial, atendiendo las normas indicadas por la CVC en el Acuerdo 014 de 1976. Debido al retraso con que el sector público está desarrollando el programa de control, una mejora en la calidad del agua, adicional a la lograda, no se ha alcanzado.

Este documento hace una proyección de las cargas contaminantes que se presentarán hasta el año 1995 teniendo presente las reducciones e incrementos de carga tanto de la industria como de las municipalidades.

También la calidad de las aguas del río Cauca variará, en sentido positivo a causa del proyecto de regulación del río Cauca. La represa de Salvajina aumentará el caudal mínimo a $130 \text{ m}^3/\text{seg}$.

I. INTRODUCCION

La Corporación Autónoma Regional del Cauca, CVC, es un establecimiento público, creado por Ley en 1955 y entre las funciones asignadas está el control de la contaminación de los recursos hídricos.

Para cumplir con esa función, la CVC con la asesoría de la Organización Mundial de la Salud, continuó en 1973 el programa para el control de la contaminación de los recursos hídricos basado en un programa integral para el uso del agua y empleando las modernas técnicas de análisis de sistemas.

La investigación culminó en 1976 con la expedición del Reglamento de Control (Acuerdo 014) y los alcances y realizaciones de este programa se presentan en forma resumida en este informe.

La cuenca bajo control tiene como río principal el Cauca, cuyos caudales varían entre 60 y 1500 m³/seg. y una longitud de río desarrollada de 500 kilómetros en la parte alta de la cuenca.

El programa control de la contaminación tiene como objetivo, mejorar el nivel de calidad de las aguas de la cuenca. En la última década del año 70 el oxígeno disuelto estaba ausente en el tramo comprendido entre Vijes y Mediacanoa.

En la gráfica No. 1 del anexo, se indican los valores de oxígeno disuelto (OD) que mostraba el río desde 1969 hasta 1973.

II ESTUDIOS REALIZADOS

En el año 1963 la Universidad del Valle y la Universidad de Tulane, Estados Unidos, realizó un estudio de la calidad de la cuenca (1) en el tramo comprendido entre la desembocadura del río Claro y el sitio de Mediacañoa cerca a Buga, hallándose en esa investigación que el mínimo valor de oxígeno disuelto en el punto crítico era de 2.3 mg/lt de oxígeno.

En el año 1969 el profesor Armando Cubillos de la Universidad del Valle (2) efectuó una investigación en el río Cauca entre el sitio de Navarro, antes de Cali y Puerto Isaacs, ubicado en la zona industrial, la cual mostraba también que la calidad de las aguas del río iban en deterioro para caudales promedios de verano entre 80 y 130 m³/seg.

A partir de 1968 la CVC indicó las investigaciones que le permitieran formular un plan de control. Ver esquema de estudios realizados gráfica 2 del anexo.

El desarrollo y resultados alcanzados en el programa para esa fase de estudio, están consignados en el informe correspondiente (3) denominado Contaminación de Corrientes - Cuenca del Alto Río Cauca. Posteriormente la CVC en asocio de consultores del proyecto - OPS/OMS - desarrolló un programa integral del manejo del agua y esto está consignado en el informe CVC 75-16 (4).

- (1) Donaldson Jacques E. Una investigación de Desechos que contribuyen a la Contaminación del Río Cauca Tulane, USA, Editorial Universitaria, 1963
- (2) Cubillos Armando Contaminación Río Cauca Cali, Mimeógrafo, 1969
- (3) Corporación Autónoma Regional del Cauca Contaminación de Corrientes Cuenca del Alto Río Cauca Informe CVC 71-4 Cali, Mimeógrafo, 1971.
- (4) Corporación Autónoma Regional del Cauca Contaminación del Río Cauca Reglamentación y Control Informe CVC 75-16 Cali, Mimeógrafo, 1974.

El informe 71-4 en cuanto a calidad del agua se refiere consideró como parámetros de evaluación, entre otros, al oxígeno disuelto (OD) y la demanda bioquímica de oxígeno (DBO). Uno es complementario del otro y la reducción ó incremento de la carga contaminante se midió como DBO (k/día).

La CVC y los consultores creyeron conveniente estudiar un modelo económico para el desarrollo de los recursos hídricos, modelo que involucró los principales usos del agua, en forma tal que ésta se emplee de acuerdo con los objetivos de desarrollo de la cuenca y que el empleo inadecuado de uno de los usos no restrinja o inutilice el agua para otro fin.

El modelo económico de desarrollo involucraba aspectos de generación hidroeléctrica, abastecimiento de agua para uso doméstico, abastecimiento de agua para uso industrial, protección estética, control de inundaciones, riego, desarrollo piscícola, etc.

Algunos de los aspectos considerados están relacionados con la calidad del agua por lo cual se desarrolló un modelo de simulación de la calidad (1) la cual se basó en el estudio de la evaluación sanitaria de la cuenca sobre:

- ° La industria de la pulpa y el papel - OPS (1975) (2)
- ° La industria azucarera y alcoholera - OPS (1975) (3)
- ° La ciudad de Cali - CVC (1975) (4)

- (1) Organización Panamericana de la Salud Modelo de Simulación de Oxígeno Lima, OPS, 1972
- (2) Organización Panamericana de la Salud Colombia 2900 - Informe final Cali, Mimeógrafo, 1975
- (3) Ibid
- (4) Corporación Autónoma Regional del Cauca Contaminación del Río Cauca - Reglamento y Control Cali, Mimeógrafo, 1975

- La industria procesadora de café - CVC (1982) (5)
- Otras municipalidades - CVC (1975) (6)
- Otras industrias - CVC (1975) (7)

Las investigaciones antes anotadas, entre otras, permitieron preparar tres (3) alternativas de control, cada una con diferente objetivo de calidad y por lo tanto diverso costo. Tal documento fué puesto a consideración y concertación de las entidades estatales regionales con competencia directa o indirecta en el manejo del agua, de la Universidad del Valle, de la Asociación Nacional de Industriales, Seccional del Valle, y en general de todos los grupos o personas interesadas pues para ello se hizo lo que pudiera denominarse una audiencia pública, coordinada por la Andi.

Se decidió iniciar el programa de control con la alternativa 1a., la cual proponía alcanzar en 1985 un nivel de calidad mínimo, en la zona crítica, en época de verano, de 0.5 mg/l. En la misma forma fué acordada la aplicación de un sistema de tasas retributivas para los usuarios que hicieran uso lucrativo de las aguas y que emplearan el recurso hídrico como medio de disposición y transporte de sus desechos.

El fin de las tasas retributivas fue aplicarlas en la medida en que los usuarios no remuevan las cargas que el reglamento indica deben ser controladas. Además de las tasas por incumplimiento existen las sanciones, por lo tanto el pago de la tasa no puede considerarse como forma de eludir la obligación de control o como venta de facultad de contaminar.

- (5) Corporación Autónoma Regional del Cauca Contaminación por Aguas Mielés - Beneficio de café Cali, Mimeógrafo, 1982
- (6) Corporación Autónoma Regional del Cauca Op cit
- (7) Corporación Autónoma Regional del Cauca Op cit

III PROCEDIMIENTO

El procedimiento para el estudio de la variación de la calidad del recurso hídrico en este documento se hará comparando en los últimos tres años la variación del oxígeno disuelto, en el tramo más crítico del río Cauca, zona Mediacanoa. Además, empleando los datos existentes sobre la carga de las aguas residuales domésticas e industriales, se proyectarán las futuras cargas contaminantes de acuerdo con los datos de población y crecimiento industrial. Para la población se empleará el documento que sobre el tema ha preparado el Gobierno Departamental, Plan Valle 2.000 (1983).

Es aceptable la información de cargas proyectadas, pues los datos básicos de caudales y concentraciones recolectadas corresponden a un período desde 1963, especialmente para épocas de verano.

Toda información empleada en la preparación de los cuadros de participación de carga por sectores, público y privado, corresponde a lo recolectado directamente por la CVC durante el período 1963 - 1964.

La variación de la calidad se justifica mediante las obras realizadas por los diferentes sectores, las cuales se indican a continuación.

IV OBRAS REALIZADAS Y PROYECTOS EN EJECUCION

Los proyectos de control de las aguas residuales han tenido los siguientes presupuestos ó consideraciones:

- Reutilización de agua y reciclaje de residuos.
- Mejora en las eficiencias de producción que conlleven reducción en el agua empleada.
- Controles internos para reducir o minimizar elementos que contaminen las aguas
- Separación de sistemas de alcantarillado para el transporte de aguas residuales industriales y aguas lluvias o limpias.
- En última instancia sistemas de tratamiento externo.

Bajo las anteriores consideraciones los sectores industriales han desarrollado el control de la manera como a continuación se indica:

Ingenios Azucareros

La industria azucarera en Colombia está preferencialmente ubicada en el Valle del Cauca, región que permite un cultivo y procesamiento permanente de la caña por sus especiales condiciones climáticas.

En el año de 1964 la capacidad usada de molienda era de 16.320 ton/día, en 1984 era de 35.000 ton/día, esta última ocasiona una carga de 90.000 kg de DBO.

La industria azucarera utiliza mucha agua en sus procesos de fabricación; en ingenios con procesamiento de caña superior a 5.000 toneladas, el caudal utilizado es de 0.26 lt/seg/ton., sin recirculación.

Los ingenios azucareros para realizar un manejo eficiente del agua han instalado piscinas de enfriamiento mediante las cuales el agua es re-

circulada por amplio lapso, 6 a 12 meses, antes de ser renovada. Esta reutilización del agua ha rebajado en un 80% el caudal necesario por la industria.

Entre los residuos que salen de un ingenio se encuentra la cachaza y las cenizas, elementos estos que actualmente son recolectados en tolvas y llevados al campo; las grasas y aceites son recuperados en trampas especiales y llevados a impregnar el bagazo que se quema en unos casos y a las vías destapadas en otros.

Las aguas de las columnas barométricas que contienen residuos de azúcar pasarán en la próxima etapa de control por lagunas de estabilización.

Las aguas procedentes de operación y mantenimiento son llevadas semanalmente bien sea a lagunas de homogenización o a las piscinas de enfriamiento.

También los sobrantes de jugos azucarados por reboces o descargas son concentrados en un sistema y reutilizados para la producción de azúcar.

Industria de la Pulpa y el Papel

En el Valle del Cauca se produce pulpa para la fabricación de papel con base al bagazo de la caña y con base a la madera. La cantidad de agua utilizada por tonelada de pulpa producida en el tipo de industrias con base al bagazo es alta, 0.6 lt/seg/ton. e igualmente la que utiliza madera, emplea 0.75 lt/seg/ton.

Esta industria de la pulpa y el papel ha controlado en sus efluentes el pH, las espumas, grasas, arenas y similares, mediante sistemas de tratamiento preliminar. Para esta etapa de tratamiento Propal construyó dos lagunas de sedimentación de 15.000 m² en total.

Para el tratamiento primario se han instalado sistemas de recuperación de fibra para reducir la carga que va a ser tratada externamente, luego estas lagunas se adaptarán para convertir lo construido en tratamiento biológico mediante aereadores flotantes.

La laguna construída por Cartón de Colombia tiene un área de 140.000 m². Propal tiene en proyecto una similar.

En el año de 1963 la industria de la pulpa y el papel producía la siguiente contaminación:

Con base a madera:	16.000 kg/día	producción:	60 t/día
Con base en bagazo:	26.000 kg/día	producción:	97 t/día

Actualmente este tipo de industria aporta las siguientes cargas:

Con base a madera:	16.000 kg/día	producción:	450 t/día
Con base en bagazo:	30.000 kg/día	producción:	308 t/día

Lo anterior indica que los programas internos y externos puestos en ejecución han permitido rebajar ó incrementar poco la contaminación hídrica a pesar de los aumentos de producción entre 1963 y 1984. Sin embargo falta para la industria papelera que entre en operación durante 1985 la segunda etapa de su programa de control y antes de 1990 la última, mediante la cual la reducción de carga será del 80% con relación a la que tenían en el momento de iniciar el programa, en 1979

Hay una tercera industria productora de pulpa y papel, Papelcol, ubicada en el municipio de Caloto (C.). Esta industria por ser nueva ha construído todo el sistema de control de las aguas residuales consistente en desarenado, homogenización, sedimentación ($\phi = 44$ mts) y laguna aereada. La laguna tiene 140.000 m² y 20 aereadores de 55 HP. cada uno. Se prevee una eficiencia del sistema del 80% que es equivalente a 14 kg de DBO/tonelada de producto.

Cartones América, CAME, para el manejo de sus aguas residuales que aportan, 1.500 k/día, está terminando la construcción de un sistema anaeróbico. Previo a este tratamiento CAME realizó los controles internos para reducir la carga externa a tratar. La eficiencia esperada para el sistema anaeróbico sera del 80%

Beneficio del Café

La zona de montaña en el Valle del Cauca, zona templada, es apta para el beneficio del café, cultivo y procesamiento, por lo tanto este sector es otro de los importantes en cuanto a generación de materia orgánica se refiere. Esta materia orgánica es de dos clases: la primera constituida por la pulpa y la segunda por las aguas mieles procedentes de la fermentación del café.

Por cada kilogramo de café procesado sale al menos 1 kg. de pulpa húmeda y en promedio 20 litros de aguas mieles.

Lo anterior quiere decir que en el Valle del Cauca con una producción anual de café de 118.000 ton.(1983) en las dos cosechas solo, principal y traviesa, salen 650.000 kg. de pulpa húmeda y 113 litros/seg. de aguas mieles durante el período del beneficio.

Para el manejo de la pulpa que sale de los beneficiaderos utilizan las fosas recomendadas por la Federación Nacional de Cafeteros; para las aguas mieles la CVC ha investigado a nivel de laboratorio y a escala semi-real un sistema de digestión anaeróbico con períodos de retención cortos, 36 horas. Este sistema de tecnología holandesa a sido desarrollado por la CVC con la colaboración de la Universidad de Wageningen de Holanda.

Actualmente hay en construcción un sistema a escala real para tratar las aguas mieles de un beneficio de café que procesa 500 kg/día y produce 10 metros³ de aguas mieles. El sistema por su ubicación topográfica

funciona por gravedad, reduciendo en esta forma los costos de operación en comparación con otros sistemas biológicos aireados de tratamiento.

Otras Industrias

En el Valle del Cauca han construido sistemas de tratamiento entre otras, las siguientes industrias:

Merck Sharp and Dohme, industria farmacéutica, aireación extendida, en el municipio de Jamundí.

Gaseosas del Valle, lodos activados convencionales, municipio de Buga.

Antioqueña de Inversiones, industria de gaseosas, lodos activados convencionales, municipio de Buga.

Pollos Vencedor, matadero, canal de oxidación, municipio de Palmira.

Curtiembres Titán, tratamiento primario convencional, municipio de Yumbo.

Eternit Pacífico, aireación extendida, municipio de Yumbo.

Colombina S.A., fábrica de dulces, lagunas aireadas, municipio de Zarzal.

Otras industrias y sus sistemas de tratamiento se encuentran indicadas en el cuadro No. 1

Sobre este grupo de otras industrias, se aclara que las localizadas en la cuenca después de 1976, han entrado en producción con sus sistemas de tratamiento de aguas residuales completos.

Las industrias establecidas con anterioridad a esa fecha están construyendo sus sistemas de tratamiento por etapas, en la forma como lo indica el reglamento de control.

La Ciudad de Cali

La CVC mediante Acuerdo 04 de abril 1981 delegó en las Empresas Municipales de Cali, el control de la contaminación generada en las industrias ubicadas en el perímetro urbano de la ciudad. En esta forma las Empresas Municipales proyectarán el control de sus aguas residuales domésticas y de las aguas residuales industriales.

Emcali para establecer el programa de control ha desarrollado a través de consultoría, estudios de caracterización y actualmente estudios de factibilidad para determinar la mejor alternativa para el manejo de las aguas residuales.

La ciudad de Cali aporta actualmente al río Cauca 5 metros³/seg. de aguas residuales, lo que constituye una carga de 62.5 ton/día de materia orgánica.

Para el desarrollo de su programa, Emcali creó una sección especial que se encargará de manejar los planes y programas en este tipo de residuos, e instaló un laboratorio de control dotado de todos los equipos necesarios para tal labor.

V RESULTADOS

En el cuadro No. 2 se presentan las cargas actuales de los diversos sectores, en el cuadro No. 3 las proyecciones de carga de tales sectores hasta el año de 1995 teniendo en cuenta los tratamientos que se realizarán hasta esa fecha.

Este cuadro de proyecciones indica la forma como se comportarán los diferentes sectores usuarios del río Cauca y de él se puede deducir como será la calidad del agua de esa fuente.

Las obras realizadas por los diversos sectores indicados en el capítulo anterior, permiten una mejora en la calidad de las aguas del río, en la forma se indica en las gráficas No. 1 que corresponden a los años anteriores al programa de control y en la gráfica 3 y 4 que corresponde al último trienio, período en el cual el programa de control estaba en marcha.

VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El sector industrial en el Valle del Cauca ha dado cumplimiento a los requerimientos que para el control de sus desechos industriales están consignados en el Acuerdo 014 de 1976.
2. La nueva industria ubicada en el Valle del Cauca después de 1976, ha construido los sistemas de tratamiento desde un comienzo. El cumplimiento es debido también a la coordinación existente entre las entidades estatales, Salud Pública, Planeación y CVC.
3. Es importante la participación que la Universidad, en este caso la Universidad del Valle la cual ha tenido en la parte investigativa de programa de control de la contaminación un gran aporte.
4. Se espera que con la entrada en vigencia del Decreto 1594 de 1984, reglamentario de la Ley Sanitaria, las municipalidades puedan cumplir con las obligaciones que les corresponden en los plazos acordados para ello.

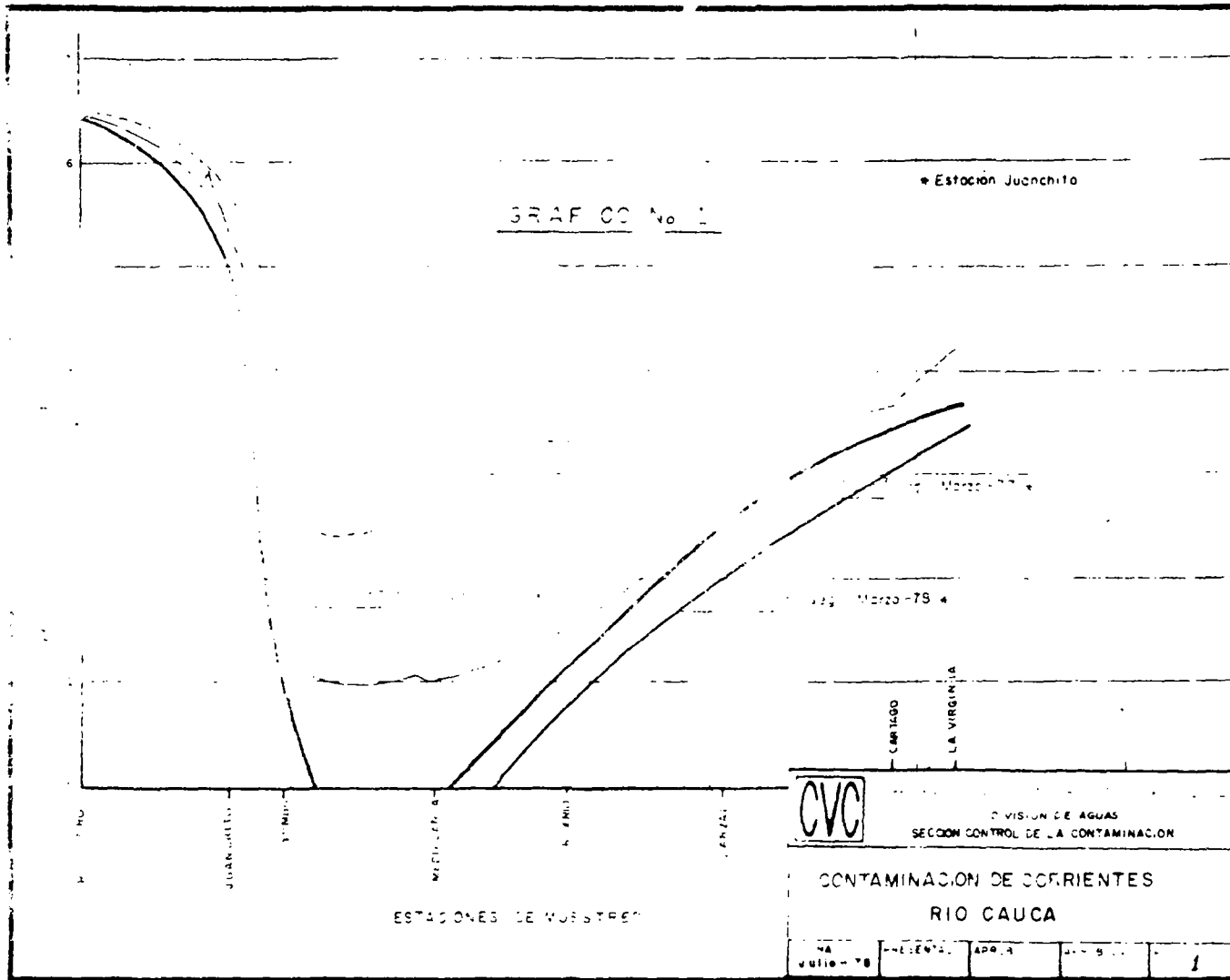
El atraso de las obras de control correspondientes a las municipalidades tendrá un efecto negativo en los objetivos de calidad para la cuenca, como puede deducirse del cuadro de proyecciones de cargas.

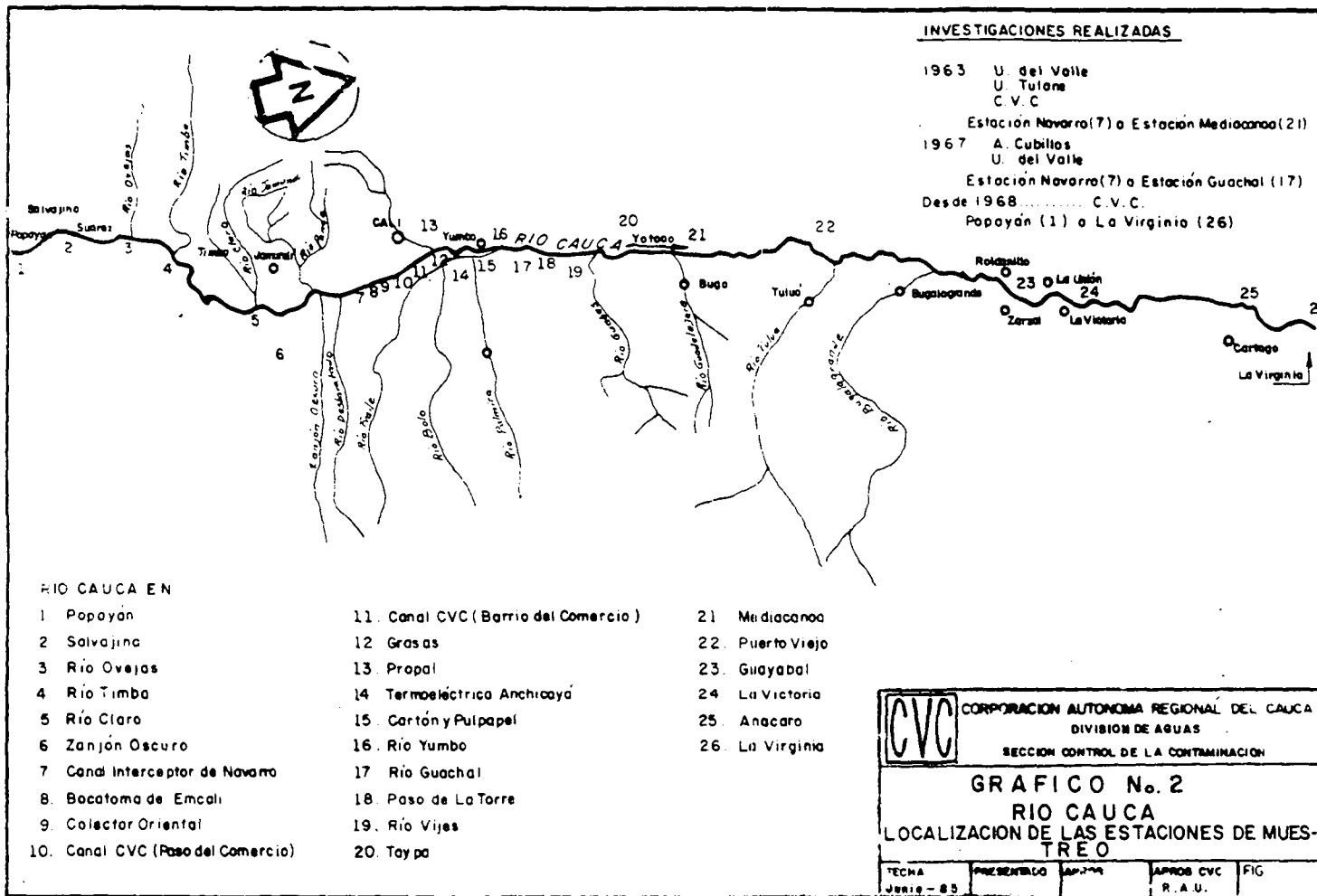
5. Es necesario que a nivel nacional además de la normatización en aspectos de recursos hídricos, se estudie una política para el desarrollo de los programas que les corresponden a los municipios puesto que su alto costo hace necesario la realización por etapas.

Primera etapa: construcción y concentración en sitios adecuados de colectores.

Segunda etapa: Adquisición de los sectores donde posteriormente se construirán los sistemas de tratamiento.

Tercera etapa: Diseño y construcción del sistema de tratamiento por módulos, con períodos de diseño cortos en forma tal que la generación actual activa, participe directamente en el módulo que corresponde a este período.





INVESTIGACIONES REALIZADAS

1963 U. del Valle
 U. Tulane
 C.V.C.
 Estación Navarro(7) a Estación Mediacanoa(21)
 1967 A. Cubillos
 U. del Valle
 Estación Navarro(7) a Estación Guachal (17)
 Desde 1968..... C.V.C.
 Popayán (1) a La Virginia (26)

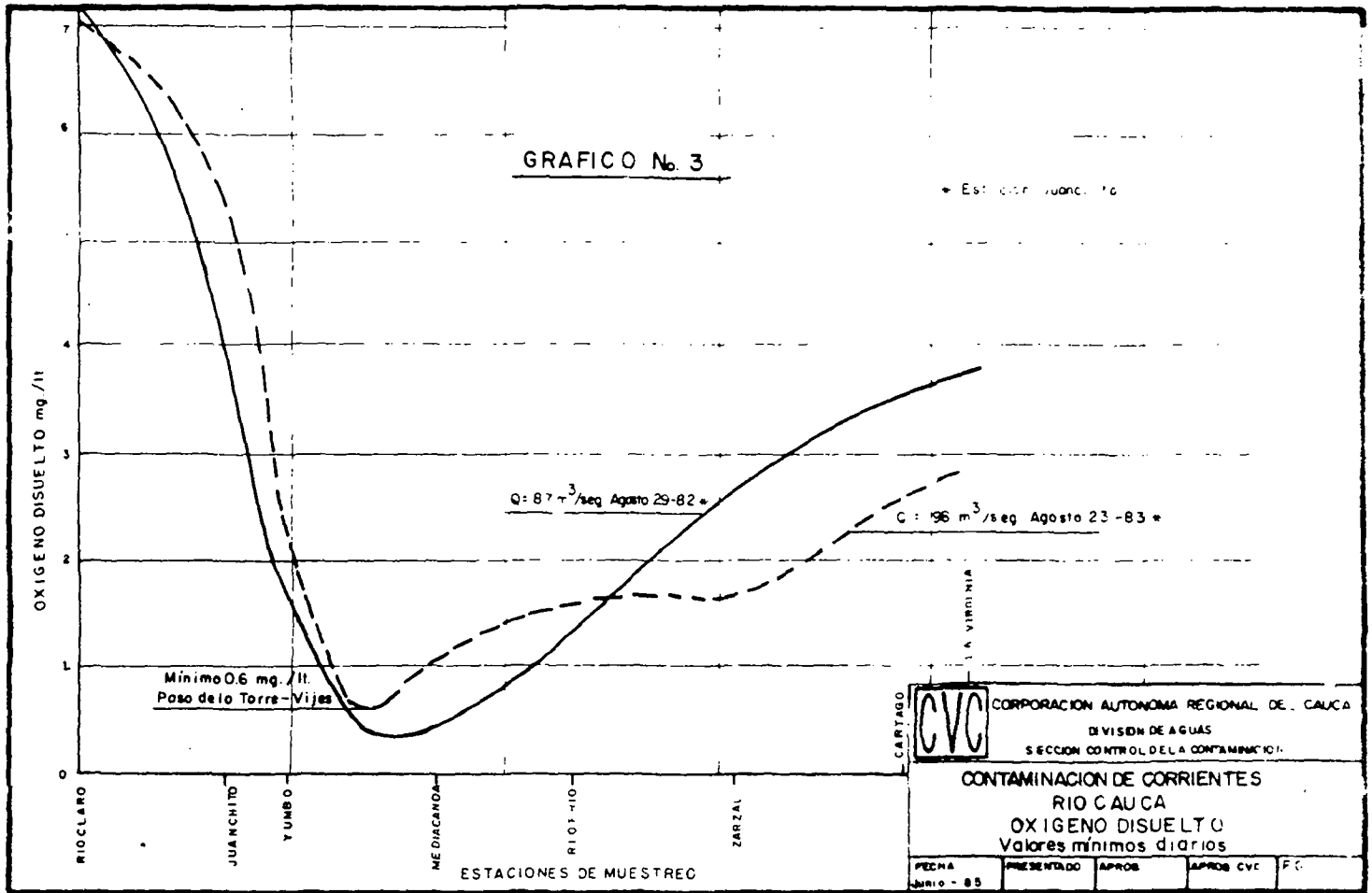
RIO CAUCA EN

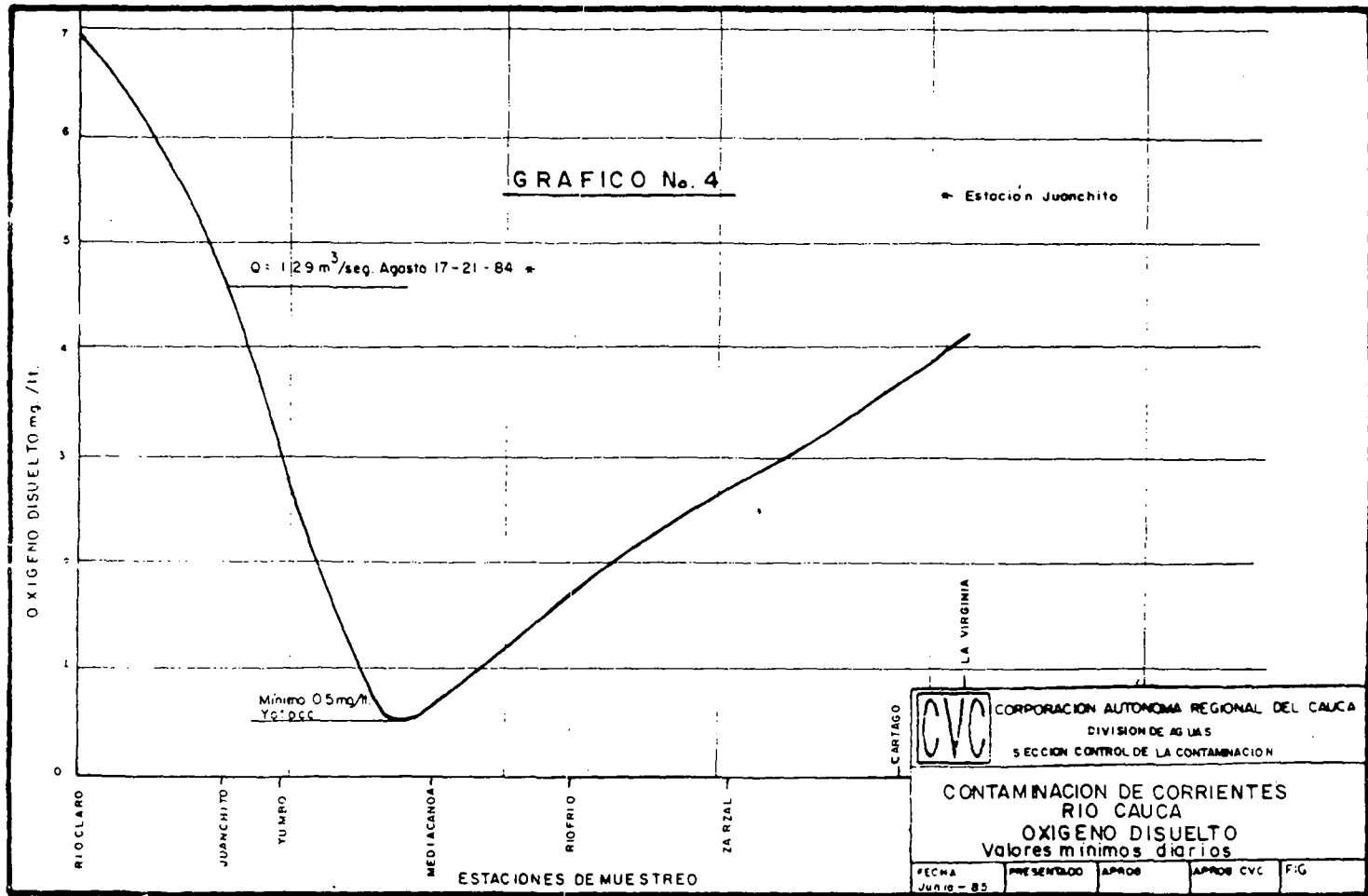
- | | | |
|-----------------------------------|-------------------------------------|------------------|
| 1. Popayán | 11. Canal CVC (Barrio del Comercio) | 21. Mediacanoa |
| 2. Salvajina | 12. Grasas | 22. Puerto Viejo |
| 3. Río Ovejeras | 13. Propal | 23. Guayabal |
| 4. Río Timba | 14. Termoelectrica Anchicaya | 24. La Victoria |
| 5. Río Claro | 15. Cartón y Pulpapel | 25. Anacaro |
| 6. Zanjón Oscuro | 16. Río Yumbo | 26. La Virginia |
| 7. Canal Interceptor de Navarro | 17. Río Guachal | |
| 8. Bocafoma de Emcali | 18. Paso de La Torre | |
| 9. Colector Oriental | 19. Río Vijes | |
| 10. Canal CVC (Paso del Comercio) | 20. Toyba | |

CVC CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA
 DIVISION DE AGUAS
 SECCION CONTROL DE LA CONTAMINACION

GRAFICO No. 2
RIO CAUCA
LOCALIZACION DE LAS ESTACIONES DE MUESTREO

TECNA	PRESENTADO	APROB	APROB CVC	FIG
Junio - 85			R. A. U.	





C U A D R O No. 1

INDUSTRIAS CON SISTEMA DE TRATAMIENTO CONSTRUIDO

SECTOR PAPELERAS

O B R A

CARTON DE COLOMBIA

Colectores, conductores y tolvas para cenizas. recuperadores de fibra, concentración de colectores, sistema de bombeo y lagunas.

PRODUCTORA DE PAPELES S.A. PROPAL

Sistema neumático para cenizas, recuperación de fibras, lagunas de sedimentación.

PAPELCOOL

Homogenizador, Desarenador, Sedimentador, laguna aireada.

SECTOR INGENIOS AZUCAREROS

INGENIO PROVIDENCIA

Control para cachaza, trampas especiales para aceites, piscina de enfriamiento.

INGENIO RIOPAILA

Tolvas para cachaza, trampas para aceites, lagunas para vinazas. piscina de enfriamiento.

INGENIO PICHICHI

Tolvas para cachaza, laguna de homogenización, trampa de grasas

INGENIO MAYAGUEZ

Tolvas para cachaza, controlneumático de cenizas, trampa de grasas, laguna de homogenización aireada, piscina de enfriamiento.

INGENIO CARMELITA

Control de cachaza, trampa de grasas, lagunas de estabilización

INGENIO MANUELITA

Tolva para cachaza, sistema neumático para cenizas, piscina de enfriamiento, reservorio y riego de vinazas.

SECTOR INGENIOS AZUCAREROS

O B R A

INGENIO CENTRAL TUMACO

Tolvas para cachaza, control de cenizas, trampa de grasas, piscina de enfriamiento

INGENIO DEL CAUCA

Tolva para cachaza, sistema neumático para cenizas, trampa de grasas, lagunas de homogenización.

INGENIO CENTRAL CASTILLA

Tolva para cachaza, trampa de grasas, recuperación de jugos, piscina de enfriamiento

INGENIO SAN CARLOS

Tolva para cachaza, trampa de grasas.

INGENIO LA CABAÑA

Control de cachaza, trampa de grasas.

SECTOR OTRAS INDUSTRIAS

CURTIEMBRES TITAN

Desaceitador, homogenizador, clarificador, lechos de secado.

COLOMBINA

Laguna aireada

CASEOSAS DEL VALLE

Lodos activados - filtro biológico, sedimentador, lechos de secado.

MERCK SHARP AND DOHME

Lodos activados, lechos de secado

LA ALPINA LTDA.

Laguna anaeróbica - efluente enriego

GRANJA EL ALBION

Laguna anaeróbica, laguna facultativa

TECNOQUIMICAS

Sedimentador primario

LACTEOS ANDINA

Zanja de oxidación, tanque sedimentador, lechos de secado

C U A D R O No. 3

MATERIA ORGANICA VERTIDA AL RIO CUNILA

CARGA ACTUAL (1955)

TON./DIA DBO₅ - AGUAS RESIDUALES

Ingenios azucareros y destilerías	40.0
Industria de la pulpa y papel	42.0
Ciudad de Cali	32.0
Beneficiaderos de café	41.0
Otras municipalidades	35.0
Otras industrias	20.0
	<u>210.0</u> Ton./día

SECTOR OTRAS INDUSTRIAS

O B R A

ETERNIT PACIFICO	Lodos activados, sedimentación, lechos de secado.
AGROPECUARIA VALLE DE ORO	Laguna facultativa
ASA LTDA.	Filtro de carbón activado, pozos de absorción
POLLOS RICACHON	Lodos activados, sedimentador, lechos de secado
SINCLAIR AND VALENTINE	Sedimentador y floculador, lechos de secado.
HIPODROMO DEL VALLE	Lagunas de estabilización
HACIENDA LUCERNA	Laguna de estabilización
GRANJA LA SIERRA	Tanque de mezcla y homogenización de estiércol, decantador centrífugo, laguna aireada.
POLLOS VENCEDOR	Zanja de oxidación, sedimentador secundario, lechos de secado.
UNICENTRO	Lagunas de estabilización.
INVERSIONES RAMIREZ JIMENEZ	Biodigestos modelo chino, lechos de secado.
GRANJA LEBANIEGA	Homogenización, riego por aspersión.

C U A D R O No. 3

AGUAS RESIDUALES (TON./DIA) MATERIA ORGANICA
PROYECCIONES DE CARGAS CONTAMINANTES 1.979 - 1.995
CUENCA DEL RIO CAUCA

	<u>1.979</u>	<u>1.980</u>	<u>1.981</u>	<u>1.985</u>	<u>1.990</u>	<u>1.995</u>	<u>NETO</u>
Industria	138.8	143.7	180.0	176.5	159.7	152.2	▽ 24.5
		Trat. Primario 81		Trat. Primario 86	Trat. Secundario 14		
Cali	59.6	67.7	71.5	73.5	82.4	90.5	△ 30.9
	50.6)*	57.5)	60.7)	62.5)	70.0)	77.0)	
Cabeceras municipales	<u>30.6</u>	<u>32.9</u>	<u>34.5</u>	<u>35.3***</u>	<u>38.9</u>	<u>42.4</u>	△ 11.8
**	220	234.1	275.2	274.3***	268.6	151.6	

Reducción entre 1979 y 1995 : 17.45%

* La carga de Cali se reduce en un 15% en cauces superficiales y colectores por sedimentación.

** Cabeceras excepto: Buenaventura, Cartago, Argelia, Darien, Restrepo, Alcalá, Sevilla y Caicedonia.

*** Entra Papelcol (1986) (14 ton.)

ACODAL - SECCIONAL VALLE DEL CAUCA
SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES

19 - 23 de Agosto de 1985

Calí - Colombia

'PLAN DE PROTECCION Y CONTROL DE LA CALIDAD
DEL RIO BOGOTA'

- CUENCA ALTA -

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DE LAS CUENCAS DE LOS RIOS
BOGOTA, UBATE Y SUAREZ

C. A. R.

Bogotá, Mayo de 1985.

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DE LAS CUENCAS DE LOS RIOS
BOGOTA, UBATE Y SUAREZ - CAR



PLAN DE PROTECCION Y CONTROL
DE LA CALIDAD DEL RIO BOGOTA
CUENCA ALTA

Bogotá, Mayo de 1981.

INTRODUCCION

En la Ley de creación de la CAE se delegaron, entre otras, las facultades de conceder, reglamentar, suspender o regularizar el uso de las aguas superficiales y subterráneas, así como las de evitar la degradación de la calidad de estas aguas por la contaminación.

En uso de estas facultades, la CAE tiene como propósito regular el manejo de las Cuencas Hidrográficas enfocando desde un punto de vista global, en el cual se busca satisfacer las necesidades de la comunidad sin llegar a destruir el delicado balance ecológico del sistema natural en que la comunidad se asienta.

El problema de contaminación del Río Bojacá está fuertemente ligado al manejo de la Cuenca del río, lo que presupone a su vez el manejo racional de las Subcuencas que la integran.

Es así como la Corporación ha iniciado los estudios de manejo integral de las Subcuencas, destacándose las investigaciones en la Cuenca del Río Bojacá, incluyendo como parte especial la rehabilitación de la Laguna de la Herrera, la Cuenca del Río Subelsique, la del Río Touzacó, la de Río Frío y ampliación del Distrito de Riego La Ramada.

En estos estudios se analizan áreas como el uso de las aguas para diversos fines, la preservación de su calidad y cantidad, su utilización y su protección.

2.

En este documento se expone la política de la CAR concerniente a la mejora de la Calidad del Agua del Río Bogotá únicamente. No debe olvidarse que estas acciones van ligadas a un marco mayor que es el manejo de toda la Cuenca del Río. Solamente se tratarán los aspectos sanitarios para el mejoramiento del Río.

OBJETIVO DE LA CAP EN LA CUENCA DEL RÍO BOGOTÁ

- Objetivo General

El objetivo general de la CAP en la Cuenca del Río Bogotá, desde el punto de vista sanitario, consiste en la mejoría tanto de la calidad de los ríos y su protección, para asegurar su plena utilización para abastecimiento de agua potable, riego, generación de energía eléctrica, recreación, industria y protección de la vida acuática.

- Objetivos Específicos.

Para el logro de este objetivo general, se han planteado los siguientes objetivos específicos:

- . Control de los tributarios del Río Bogotá.
- . Control de los vertimientos puntuales de aguas al Río Bogotá, tanto industriales como domésticos.
- . Control de los vertimientos dispersos al Río Bogotá.

Las metas a alcanzar en el Río son las delineadas en el Acuerdo No. 09 de 1979.

ANALISIS DE LA SITUACION ACTUAL DEL RIO BOGOTA

Para efectos de identificar los problemas que se presentan en el Río Bogotá, se han analizado dos tramos del río bien diferenciados, a saber:

- El sector Villapinzón - Río Juan Amarillo
- El sector Río Juan Amarillo - Alicachín

Las características y situación actual de estos sectores son las siguientes:

- Sector Villapinzón - Río Juan Amarillo: la longitud del río en este sector, desde su nacimiento hasta la ciudad de Bogotá (desembocadura del Río Juan Amarillo), es de 155 kms. En este sector la calidad actual del Río Bogotá no se aparta significativamente de los objetivos establecidos en el Acuerdo No. 09 de 1.979.

Los afluentes principales del Río en esta zona son los Ríos Siga, Tominé, Neusa (que confluye al Checua, formando el Escondido), Teusacá, Frio y Chicó.

En este sector se encuentran ubicados los siguientes municipios: Villapinzón, Chocontá, Suesca, Sesquilé, Tocancipá, Gachancipá, Cajicá, Chía, Nemocón, Copac, Guasca, Tenjo, Cota, Sopó, La Calera, Tabio y Zipaquirá.

5.

Ninguno de estos municipios, a excepción de Cota y Tabio, - dispone de sistemas de depuración de Aguas Negras.

Las industrias que descargan sus residuos sin tratar son en su mayoría de carácter químico y alimenticio. Las más importantes son las concentradas en la zona de Petania, entre Tiquirá y Cajicá, y las curtientes instaladas entre Villapinzón y Chocontá.

El agua del río en este sector se usa principalmente para:

- Abastecimiento para la ciudad de Bogotá en la Planta de Tibitó.
 - Riego en las áreas adyacentes al río y sus afluentes.
 - Abastecimiento para consumo industrial.
 - Generación de energía en las plantas hidroeléctricas de la E.F.E.B.
- Sector Río Juan Amarillo - Alicachín: este tramo del río - tiene una longitud aproximada de 55 kms y discurre por el - límite de la ciudad de Bogotá, de la cual recibe una marcada influencia, tanto por la descarga de Aguas Negras, como por la regulación del río en Alicachín para propósitos de - generación de energía por la E.F.E.B.

En efecto, los ríos Juan Amarillo, Necha y Tunjuelo aportan los desechos sin tratar, domésticos e industriales de la ciudad, los cuales representan el 90% de la contaminación sobre todo el río. Otros afluentes en este sector son los ríos Subachoque y Bojacá que al confluir forman el Río Bilsillán, - en cuyas cuencas están ubicadas las siguientes poblaciones: Subachoque, Madrid, Mosquera, Tunja, Facatativá y Bojacá.

Estas poblaciones también desearían su tratar las aguas domés-
ticas e industriales.

Los usos principales del agua de este sector son:

- Abastecimiento de agua para los acueductos de los munic-
ipios de Anapoima, Apulo, Agua de Dios y Tocaima. Este uso
no es recomendable debido al alto grado de contaminación
actual del Río Bogotá; las plantas de potabilización de
estos acueductos son inadecuadas para el tratamiento de
la calidad actual del Río.
- Riego en donde es importante destacar la existencia del
Distrito de Riego de la Ramada, con una extensión aproxi-
mada de 6.000 hectáreas, las cuales se van a ampliar en
13.000 más.
- Generación de energía por parte de la E.E.E.B.

El estado actual del Río ocasiona problemas de salud pública
que repercuten en:

- Calidad de la vida.

Los afectados sufren efectos difícilmente cuantificables.
Los daños causados a los individuos y familias por muer-
tes y enfermedades recurrentes son de gran importancia so-
cial, pero difíciles de medir. A su vez generan fenómenos
de insatisfacción, migración, etc.

Disminución de la Productividad

Las incapacidades por enfermedades disminuyen el tiempo

de trabajo y por lo tanto la productividad que podría esperarse. Esto ocasiona que los recursos disponibles al país y a la región no se utilicen de manera óptima, agravando la pobreza y el subdesarrollo, también dificultan la educación y agravan los problemas de desnutrición.

- Altos Costos.

Los costos por practicar la medicina curativa y no la preventiva son altos. Incluyen: Construcción de infraestructura hospitalaria, gastos médicos, compra de drogas (muchas importadas o fabricadas a partir de insumos importados), gastos de transporte.

- Recursos desaprovechados.

Las aguas de mala calidad no son aptas para muchos usos (agua potable, irrigación, industria) y requieren de tratamientos costosos para su aprovechamiento.

**POLITICAS DE LA CAR Y PLAN DE RECUPERACION Y MANEJO DEL
RIO BOGOTÁ**

La situación actual de la Cuenca del Río Bogotá, muestra que las necesidades en la zona son mayores a los recursos disponibles de la Corporación, por lo que es necesario priorizarlas mediante políticas y programas a corto, mediano y largo plazo.

Entre las políticas específicas referentes al aspecto sanitario se encuentran:

- Controlar las fuentes de contaminación prioritarias, mediante la construcción por parte de los usuarios y con la supervisión técnica de la CAP, de los sistemas de tratamiento para los vertimientos producidos por las cuencas de Villapinzón, los municipios de Zipaquirá, Facatativá y especialmente la ciudad de Bogotá; para lo cual deberá iniciar en una Primera Etapa - el interceptor de las Aguas Negras y el tratamiento primario.
- Acometer en todos los municipios de la Sabana y en la ciudad de Bogotá programas permanentes de pretratamiento en industrias y mataderos para reducir por etapas, a un mínimo en costos y con economías a escala, la contaminación del río.
- El control de contaminación de las industrias de urbanas se continuará en una progresiva hasta 1980. Los resultados se informarán.

9.

- Iniciar una protección de la Cuenca Baja del Río Bogotá, asegurando una calidad mínima del río, en oxígeno disuelto, así:

T R A M O	O.D. (mg/l)	
	Situación Actual	Meta-Corto Plazo.
Tibató - Juan Amarillo	2.4	4.0
Juan Amarillo - Alicachín	0.0	1.0

- Desarrollar el control permanente de los vertimientos de aguas residuales, mediante un control de la operación de sistemas de tratamiento ya construídos, y de las obras de construcción de los nuevos.
- Subsidiar proyectos necesarios que no generen recursos suficientes mediante el adelanto de proyectos financieramente productivos (Adecuación Hidráulica del Río, genera ingresos por valorización, generación hidroeléctrica, etc.).
- Priorizar los proyectos de descontaminación de acuerdo a su impacto en el desarrollo nacional y regional.
- Divulgar los programas y las políticas de la CAR con el fin de obtener la participación de la comunidad en el desarrollo de éstos.

ACTIVIDADES, PROGRAMAS Y SOLUCIONES

1. ACTIVIDADES A LA ITCHA

- a. En el año de 1982, se realizaron, con cooperación técnica Holandesa, algunas investigaciones con el objeto de evaluar la calidad actual del Río Bogotá y definir las actividades a ejecutar.

En éstas, se desarrolló un modelo matemático que simula las concentraciones de oxígeno disuelto (O.D.) y demanda bioquímica de oxígeno (DBO) en una corriente con tributarios y en condiciones de caudal permanente.

Los objetivos del modelo desarrollado, CODOS (Convective and Dispersive Oxygen Transport Simulation), son:

- Estudiar la degradación biológica de materia orgánica en una corriente de agua.
- Evaluar el estado actual de un río.
- Simular los efectos en la calidad de la fuente receptora al realizar diversos tipos de tratamiento en las aguas residuales que vierten a él.

El programa fué aplicado para obtener la siguiente - información:

- Determinación de las condiciones actuales de la ca lidad del río Bogotá.
- Simulación de los efectos sobre la calidad del río Bogotá al realizarse diferentes clases de tratamien tos en los efluentes de los municipios, mataderos, industrias, etc.
- Evaluación de la capacidad de autodepuración de la fuelle receptora.
- Determinación de los caudales de regulación para ob tener en los diferentes sectores del río niveles de calidad previamente determinados.

De la aplicación del modelo al Río Bogotá, se llegó a las siguientes conclusiones:

- En el río Bogotá, el tramo Villapinzón-Tominé, no cumple las normas de calidad (oxígeno y DBO), debido principalmente a las curtiembres ubicadas -- cerca a Villapinzón, las cuales descargan todas -- las Aguas Negras y residuos sólidos sin tratamien to al Río Bogotá.
- La razón de la menor calidad en el tramo Tominé-Río Chicó, es consecuencia del afluente Río Negro. El municipio de Zipaquirá descarga todas sus aguas al Río Negro. También la planta de Soda descarga todas sus aguas al río Bogotá causando una influencia ne gativa; muchas veces esta descarga causa valores -- altos en pH y concentraciones de cal, ocasionando esta última muchos problemas en el Distrito de Río go de la Ranada.

- En el tramo Río Chicú-Salto de Tequendama, el Río Bogotá no tiene O.D. (anaeróbico), como consecuencia de los ríos contaminados Juan Amarillo, Fucha, Tunjuelo y Balsillas, debido especialmente a los vertimientos de las Aguas Negras e Industriales de la ciudad de Bogotá.
- Los Ríos Tibitó y Teusacá con base en las Normas del Acuerdo No. 09 de 1979, tienen una calidad aceptable, como consecuencia del hecho de que sólo pocas cantidades de Aguas Negras alcanzan estos ríos.
- La mayor carga contaminante es aportada por las curtiembres de Villapinzón y los Municipios de Zipaquirá y Facatativá.

b. Teniendo en cuenta que los municipios están descargando sus aguas sin tratar a las corrientes receptoras, que en algunos casos es el mismo Río Bogotá, la CAR contrató las soluciones para la intercepción y el tratamiento de las Aguas Negras en 21 municipios.

Se incluyó en los estudios un diagnóstico general sobre la infraestructura sanitaria correspondiente a todos los elementos del sistema de abastecimiento de agua potable y recolección de aguas lluvias y Aguas Negras. Se buscó diseñar soluciones con tecnología apropiada y que puedan llevarse a cabo por etapas.

Los estudios fueron entregados, a nivel de diseño, en el segundo semestre de 1984.

En éstos se definen las áreas de contaminación orgánica ocasionadas por los municipios, su población urbana y los sistemas de tratamiento propuestos con sus costos.

- c. Se han adelantado obras de control en las principales industrias contaminantes. Cabe aquí destacar la planta de desmercuriación en Alcalá de Colombia y las lagunas de Oxidación de Bacterias Peludas, la laguna circular de Industrias San Jorge, etc.

Cerca de treinta (30) industrias han contratado sistemas de tratamiento y a la fecha se han abierto como 100 explotaciones más de 100 plantas de tratamiento en las industrias más contaminantes. En particular se incluyen las industrias cuya influencia contaminante es significativa.

ACTIVIDADES FUTURAS

De acuerdo a los estudios realizados para los 21 municipios y a la identificación y magnitud de los problemas ocasionados en cada caso, y sus expectativas hacia el futuro, es posible jerarquizar las prioridades para atender oportunamente los problemas frente a las disponibilidades del recurso.

Con este orden de ideas, la primera etapa del programa de contaminación comprende las plantas de tratamiento de Villa pinzón, Zipaquirá y Facatativá.

Además, la adecuación del sistema de alcantarillado de los municipios de Tabio y Cota, para un tratamiento posterior y la finalización de los diseños para el tratamiento de los residuos provenientes de los mataderos municipales ubicados en la Sabana de Bogotá.

Continuar con el control individual de las fuentes de contaminación no urbanas, como las industrias, de acuerdo al procedimiento establecido en el Acuerdo No. 09 de 1979, siguiendo el orden de prioridades:

1. Productos Tóxicos
2. Patógenos
3. Materia Orgánica.

- e. Garantizar la calidad de las aguas de la Cuenca Baja del Río Bogotá, entre el Salto de Tequendama y su desembocadura en el Río Magdalena. Para ello se realizará el control individual de las fuentes de contaminación, al igual que en la Cuenca Alta del Río.

Para esto, se ha iniciado el control individual de las fuentes de contaminación. Se trabaja actualmente en el inventario de industrias en la Cuenca Baja y en el Diagnóstico Ambiental de esta región.

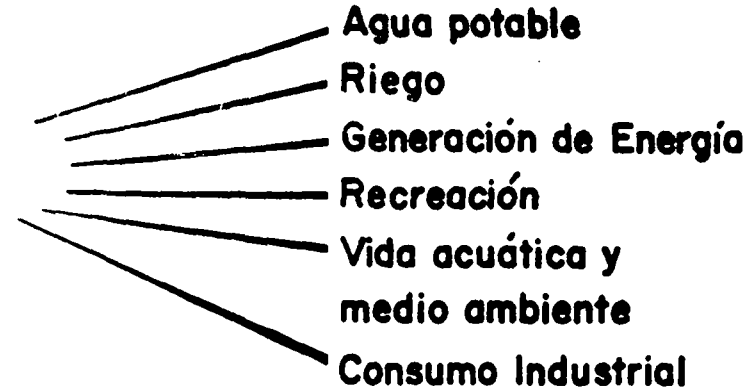
El atraso relativo de actividades realizadas en la Cuenca Alta, se debe a que el estudio de esta cuenca entró dentro de la línea de acción de la Corporación hace poco más de un año. La Cuenca está siendo inventariada dentro del Plan Maestro para la Cuenca del Río Bogotá.

OBJETIVOS DE LA CAR

Con respecto a la Calidad de los Recursos Hídricos

OBJETIVO GENERAL

MEJORAMIENTO Y PROTECCION
DE LA CALIDAD HIDRICA



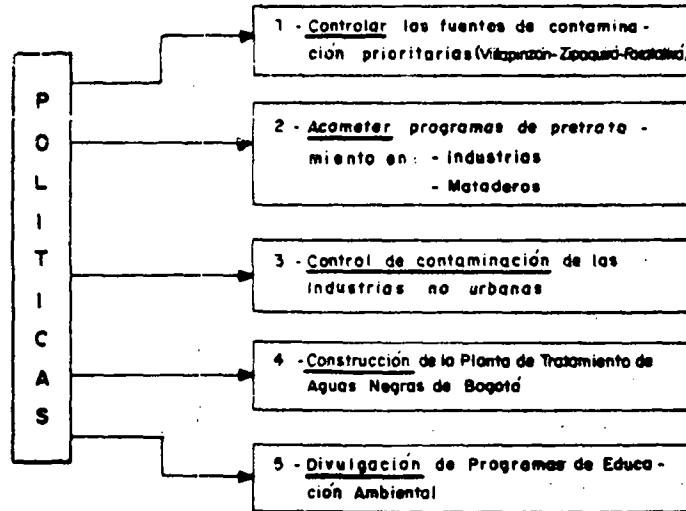
OBJETIVOS ESPECIFICOS

Control de Tributarios

Control de Vertimientos puntuales

Control de Vertimientos dispersos

POLITICAS DE LA CAR
Con respecto a la Calidad de los Recursos Hídricos



DEFINICIONES

OXIGENO DISUELTO (O.D.)

Cantidad de Oxígeno presente en el agua, ésta depende de:

- Solubilidad del Oxígeno
- Presión parcial del O₂ en la atmósfera
- Temperatura
- Pureza del Agua

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO A LOS 5 DIAS (DBO₅)

Cantidad de Oxígeno disuelto utilizado por los microorganismos en la oxidación Bioquímica de materia orgánica, es decir es la cantidad aproximada de Oxígeno que se requiere para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente

INDICE COLIFORME (NMP)

Es una estimación estadística de la concentración de organismos que están presentes en el agua.

**CLASIFICACION DE LAS AGUAS
EN LA CUENCA ALTA DEL RIO BOGOTA**

Acuerdo No. 09 de 1979

Características	Tramo Villapinzón- Tomine CLASE I
1 - Aceites y Grasas	Ausentes
2 - Sustancias que causan sabores u olores	Ausentes
3 - Sustancias Tóxicas o potencialmente Tóxicas	Ausentes
4 - Índice coliforme (NMP)	< 1000 /100 ml
5 - Oxígeno disuelto (O.D.)	> 6.0 mg/l
6 - Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	< 2.5 mg/l
7 - Concentración Hidrógeno- iónica (pH)	6 - 8.5
8 - Concentración de ióncloruro (Cl ⁻)	< 50mg/l
9 - Concentración de hierro total y manganeso	< 0.3 mg/L

**CLASIFICACION DE LAS AGUAS
EN LA CUENCA ALTA DEL RIO BOGOTA**

Acuerdo No 09 de 1979

Características	Tramo Tomine - Rio Chicú CLASE II
1 - Aceites y Grasas	Ausentes
2 - Sustancias que causan sabores u olores	Ausentes
3 - Sustancias Tóxicas o potencialmente Tóxicas	Ausentes
4 - Índice coliforme (NMP)	< 10000/100 ml
5 - Oxígeno disuelto (O.D.)	> 4.0 mg/L
6 - Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	< 6.0 mg/L
7 - Concentración Hidrógeno-iónica (pH)	5 - 9
8 - Concentración de ióncloruro (Cl ⁻)	< 100mg/L
9 - Concentración de hierro total y manganeso	-

**CLASIFICACION DE LAS AGUAS
EN LA CUENCA ALTA DEL RIO BOGOTA**

Acuerdo No. 09 de 1979

Características	Tramo Rio Chicú- S.Tequendama CLASE III
1 - Aceites y Grasas	En proporción tal que no causen perjuicios
2 - Sustancias que causan sabores u olores	En proporción tal que no causen molestias
3 - Sustancias Tóxicas o potencialmente Tóxicas	En proporción que no causen peligros potenciales
4 - Índice coliforme (NMP)	< 250 000 / 100 ml
5 - Oxígeno disuelto (O.D.)	> 2.0 mg/L
6 - Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	< 100 mg/L
7 - Concentración Hidrógeno - iónica (pH)	5 - 10
8 - Concentración de ióncloruro (Cl ⁻)	< 200 mg/L
9 - Concentración de hierro total y manganeso	—

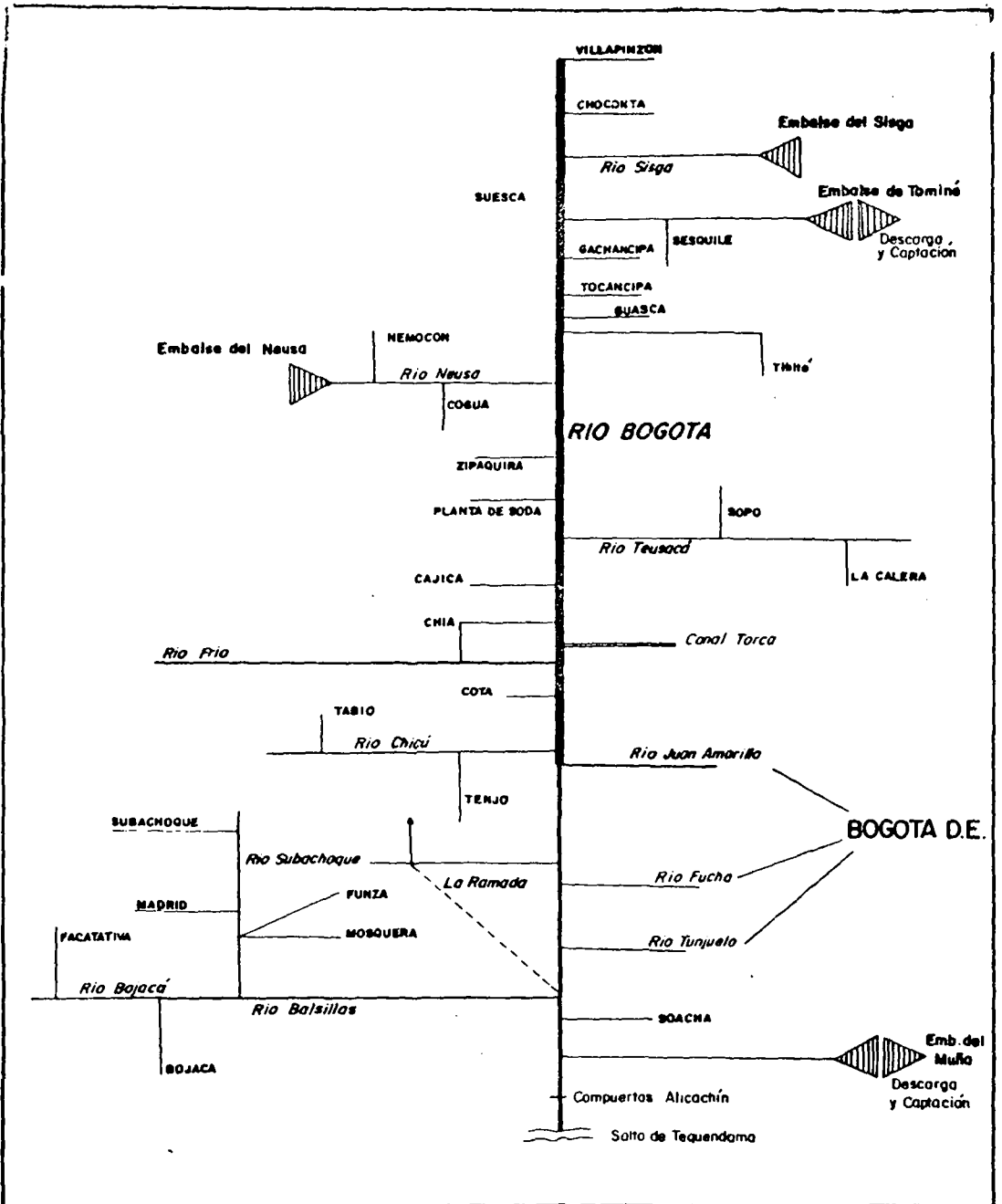
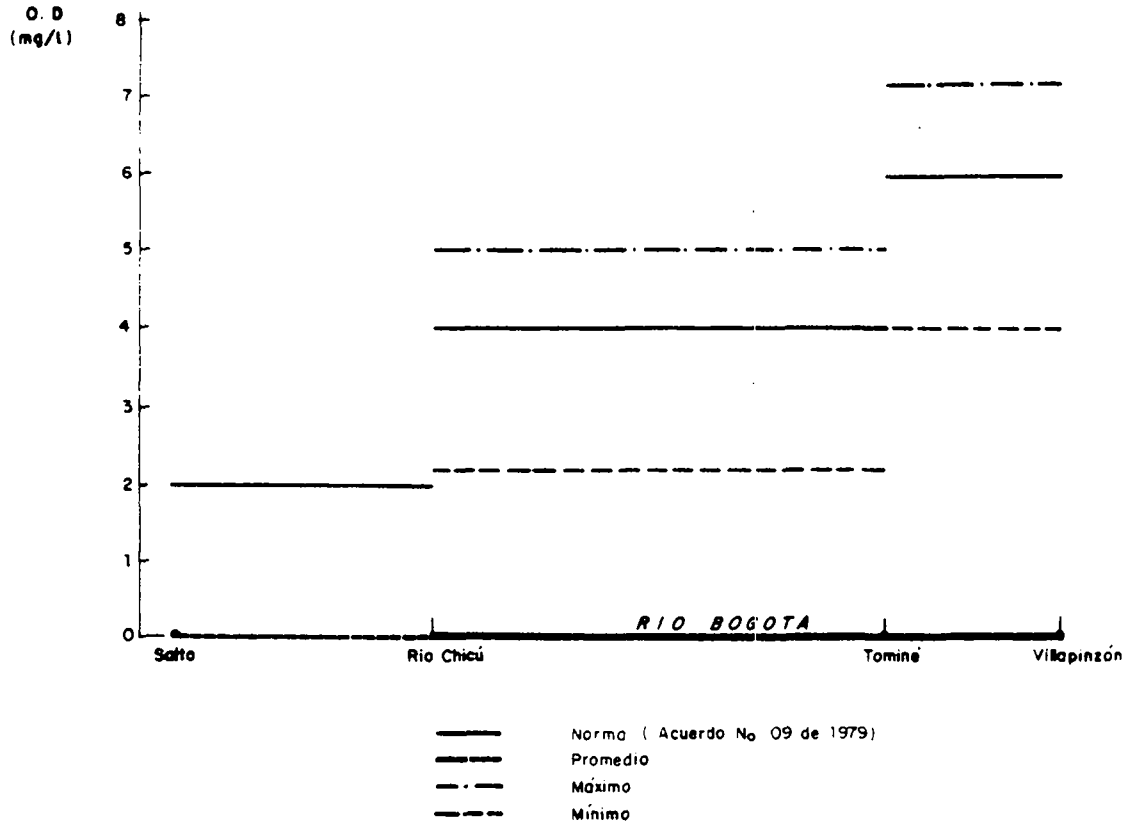


DIAGRAMA DE FLUJO
**ESQUEMA DE DESCARGAS DE AGUAS NEGRAS
 AL RIO BOGOTA**

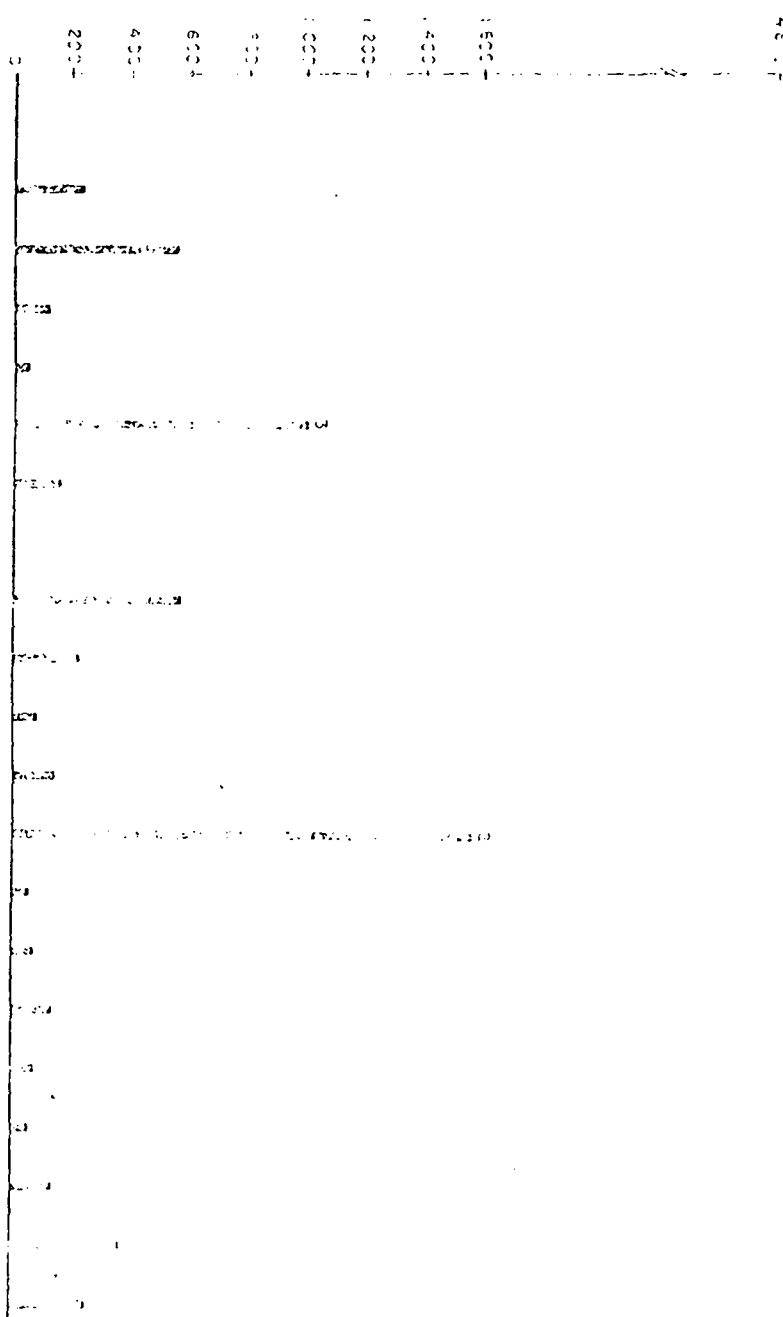
CAR		CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DE LAS CUENCAS DE LOS RIOS BOGOTA, UBADE Y SUAREZ	
Subdirección Técnica		División de Ingeniería Ambiental	
Diseño: A A B		Abril / 83	

CALIDAD ACTUAL DEL RIO BOGOTA

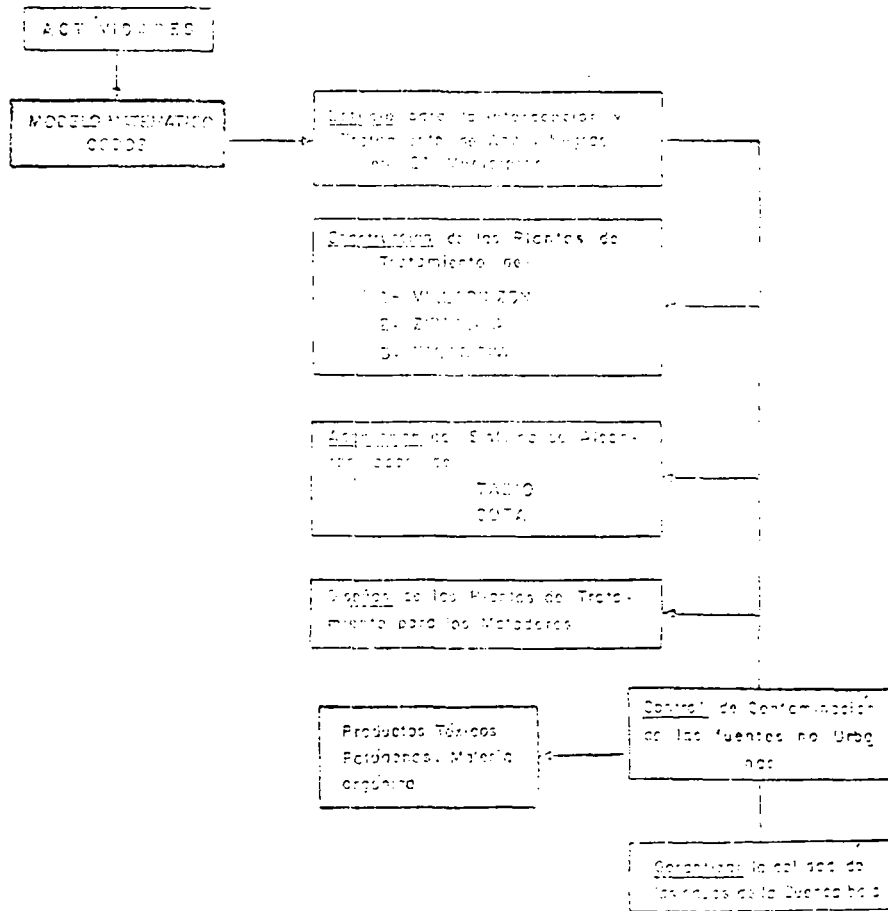


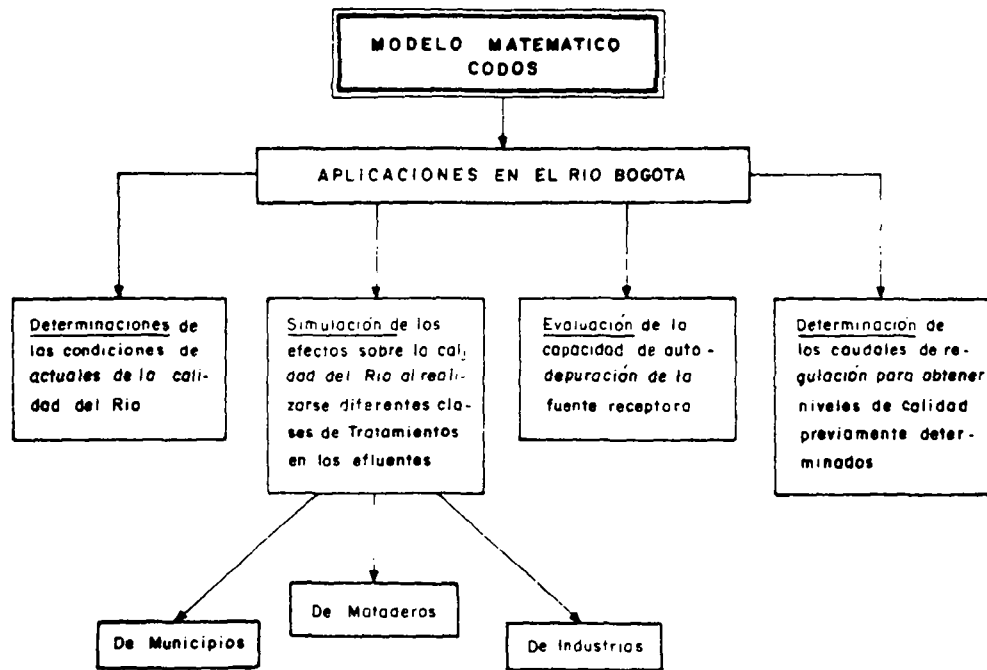
← CUBA SIN CA

- Santiago
- Mosquera
- Madrid
- Colombiano
- Bojaca
- Facativa
- Tunja
- Cota
- Chio
- Cajita
- Sono
- La Ostra
- Zoqueño
- Cogua
- Nariño
- Tocancipá
- Guacacipá
- S. equitá
- Sucre
- Chorrito
- Villapalme

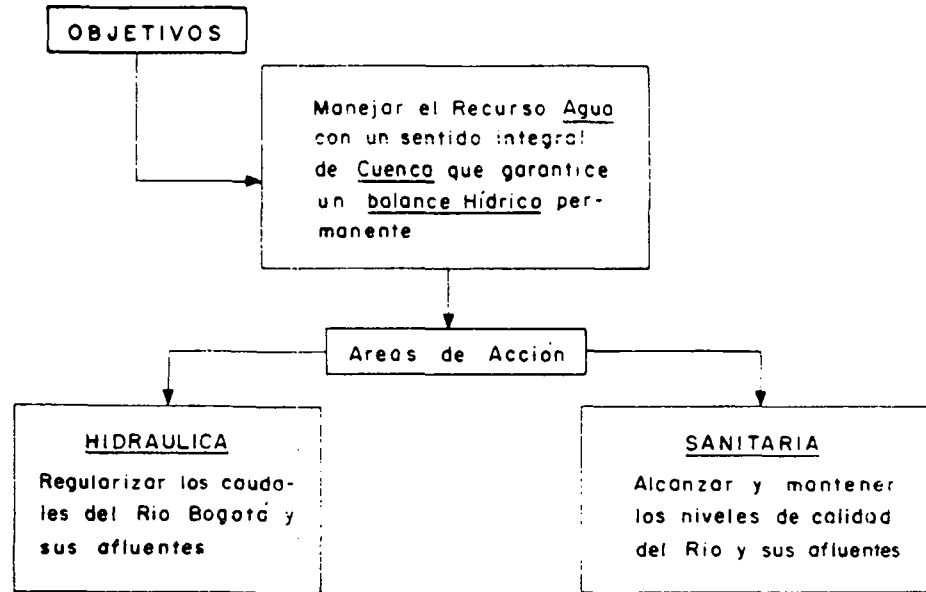


011

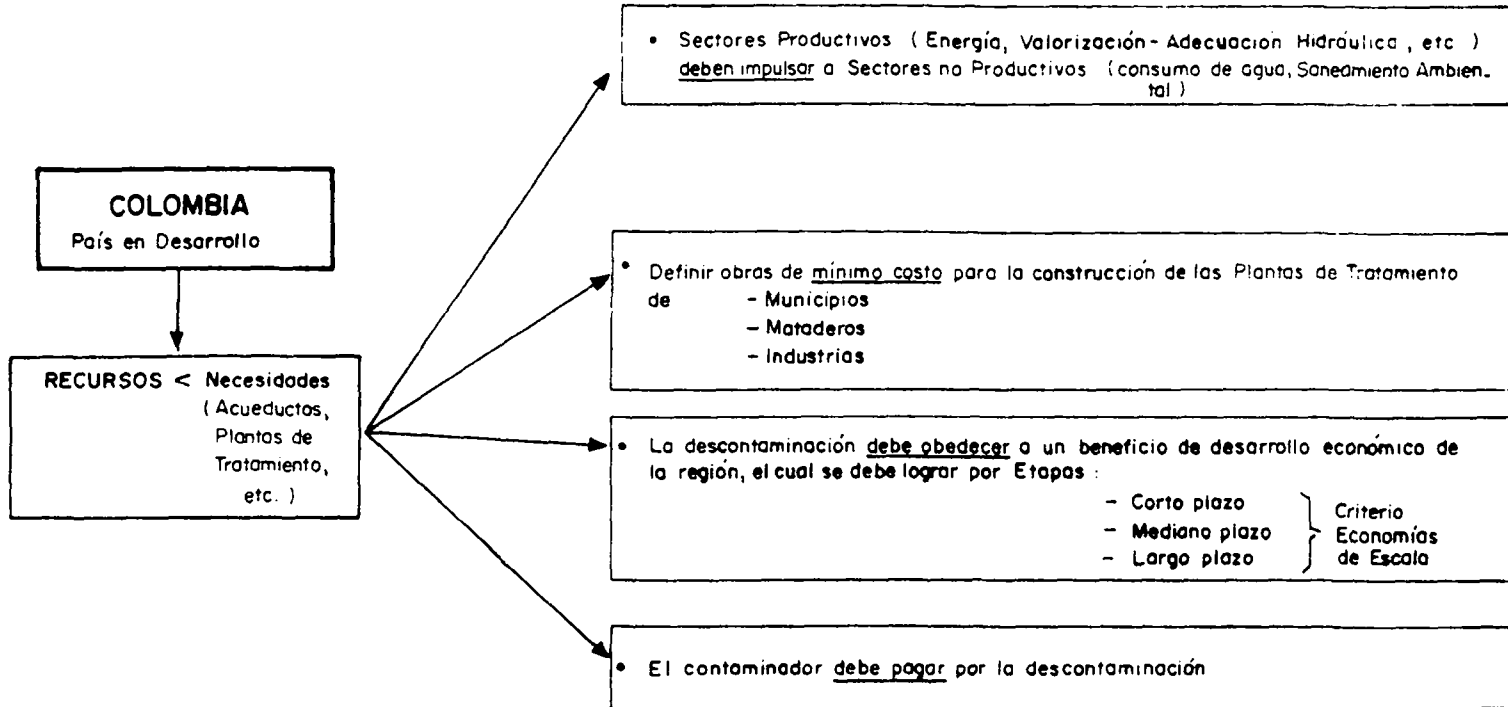




C A R



FUENTES DE FINANCIACION PARA LOS PROGRAMAS DE DESCONTAMINACION



ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL

ACODAL - Seccional Valle del Cauca

SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

19 - 23 Agosto de 1985

Cali - Colombia

"PLAN MAESTRO DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS DE BOGOTA"

EMPRESA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DE BOGOTA, D. E.



EMPRESA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DE BOGOTÁ D. E.

1 - -

PLAN MAESTRO DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS DE BOGOTÁ

AGOSTO DE 1984

INDICE (Cont.)

	<u>Página</u>
C.- Otros Programas Regionales	10
IV. EVALUACION DE LOS BENEFICIOS DEL INTERCEPTOR	12
A.- Beneficios Vinculados con el Suministro de Agua Potable y la Salud Pública	12
B.- Disminución de Pérdidas del Recurso Pesquero del Río Magdalena	13
C.- Mejoramiento del Habitat de la Zona Urbanizada Aledaña al Río Bogotá	13
V. COSTOS Y ETAPAS DEL PLAN MAESTRO DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS DE BOGOTA	15
A.- Costos de Inversión	15
B.- Costos de Operación y Mantenimiento	15
C.- Etapas de Construcción	16

INDICE

<u>Capítulo</u>	<u>Página</u>
I INTRODUCCION	1
II LA CUENCA DEL RIO BOGOTA Y SU DEGRADACION ACTUAL	2
A.- La Cuenca del Río Bogotá	2
B.- Usos del Agua del Río Bogotá y sus Conflictos	2
1.- Suministro de Agua Potable	3
2.- Producción de Energía Eléctrica	3
3.- Riego para Producción de Alimentos	4
4.- Disposición de Aguas Residuales	4
5.- Consumo Industrial Rural	4
6.- Pesca, Vida Acuática	5
7.- Recreación y Navegación	5
C. Condiciones Actuales de Contaminación a lo largo del Río Bogotá	5
D.- Perspectivas	6
III. SANEAMIENTO DEL RIO BOGOTA	7
A.- Continuación del Plan Maestro de Alcantarillado	7
B.- Programa de Tratamiento de las Aguas Negras de Bogotá	8
1 Esquema de Tratamiento Propuesto	8
2 Control de Vertimientos Industriales al Alcantarillado	10

COMISIÓN DE ASESORIA TÉCNICA AL AYUNTAMIENTO DE BOGOTÁ S. A.
PROYECTO DEL RÍO BOGOTÁ
PLAN MAESTRO DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS DE BOGOTÁ

INTRODUCCIÓN

La ejecución de los programas de ampliación del suministro de agua potable y de dotación de servicio de alcantarillado a la ciudad de Bogotá, por parte de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado, ha causado, como efectos colaterales negativos, el deterioro de la calidad del agua en el Río Bogotá y en sus afluentes principales en el área de la ciudad y en su cuenca baja, y la correspondiente disminución de la calidad de vida de las poblaciones ribereñas allí localizadas y en la parte del río Magdalena cercana a la desembocadura del Río.

El presente documento analiza el problema de contaminación causado por la descarga sin tratamiento de las aguas negras de la ciudad a los canales y ríos que la cruzan y al cauce mismo del Río Bogotá, y plantea la necesidad de emprender a la mayor brevedad un Plan Maestro de Tratamiento de las Aguas Negras de la ciudad. Este Plan Maestro tendrá como objetivo el saneamiento efectivo del Río Bogotá, deteniendo la degradación de los recursos naturales de la Sabana, de la cuenca baja del Río Bogotá y del río Magdalena en el área cercana a su confluencia, y asegurando una mejor calidad de vida a los residentes y usuarios de los recursos en dichas regiones.

II.- LA CUENCA DEL RIO BOGOTA Y SU DEGRADACION ACTUAL

El presente Capítulo incluye una descripción de las características físicas de la cuenca del Río Bogotá, de los usos del agua en el Río, y de sus condiciones actuales y perspectivas de degradación de su calidad.

A.- La Cuenca del Río Bogotá

La cuenca del Río Bogotá, que forma parte de la gran cuenca hidrográfica del río Magdalena, nace en el Páramo de Gachaneque a una altura de 3,200 msnm y desemboca en el río Magdalena en las cercanías de Girardot después de recorrer una distancia aproximada de 245 Km, con un área de drenaje de 585,000 ha aproximadamente. El curso del Río Bogotá atraviesa el Departamento de Cundinamarca en sentido NE-SO, y en su recorrido se diferencian tres sectores bien definidos por sus características topográficas y climáticas, dando origen a las cuencas Alta, Media y Baja del Río.

La Cuenca del Río Bogotá constituye un potencial importante de recursos hídricos como resultado de sus condiciones geográficas y climáticas favorables, particularmente en la cuenca Alta del Río; este potencial se incrementará en el futuro con los aportes adicionales del proyecto Chingaza.

B.- Usos del Agua del Río Bogotá y sus Conflictos

Las aguas de la cuenca del Río Bogotá tienen como usos reales y potenciales los siguientes: Suministro de agua potable; Producción de energía eléctrica; Riego para producción de alimentos. Disposición de aguas negras. Consumo industrial rural. Pesca, vida acuática; y Recreación y navegación.

El Cuadro 1 ilustra, para cada uno de los usos anteriores, la población aproximada beneficiada con un estimativo del grado de dependencia con el Río Bogotá. Según dicho Cuadro, el uso que involucra el mayor volumen de población es el correspondiente a disposición de aguas negras no tratadas, el cual está en conflicto con los intereses de los otros usos, debido a la alta contaminación causada en los recursos hídricos de la cuenca. A continuación se presentan brevemente las características de los usos actuales de los recursos hídricos de la cuenca del Río Bogotá, y se describen sus conflictos con el uso de disposición de aguas negras no tratadas.

1.- Suministro de Agua Potable

Actualmente parte del agua del río Bogotá es utilizada para suministro de agua potable de la ciudad de Bogotá y de las poblaciones de Anapoima, Apulo, Agua de Dios y Tocalma, pero los sistemas de tratamiento actuales de estas últimas poblaciones no tienen la tecnología adecuada para tratar la mala calidad actual de dichas aguas. La dependencia de estas poblaciones de las aguas del Río Bogotá es en varios casos total, lo cual incide en graves riesgos para la salud pública, incrementados para los usuarios en las zonas rurales, que consumen aguas sin ningún tratamiento previo. Este problema, aunque puede ser solucionado temporalmente con suministros alternos, aumentará con el mayor desarrollo urbano de áreas localizadas en la Cuenca Baja del Río Bogotá.

2.- Producción de Energía Eléctrica

Las aguas del Río Bogotá son captadas por la Empresa de Energía Eléctrica de Bogotá (EEEE), en las inmediaciones de Alicachín para generar energía eléctrica en las plantas de Canoas, Laguneta, Salto y Colegio, a las cuales se unirán próximamente las centrales de El Paraíso y La Guaca, actualmente en construcción. El caudal anual medio del río utilizado en este concepto, durante 1981, fué de $31.4 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.- Riego para Producción de Alimentos

En las cuencas Alta y Baja del Río existen extensas áreas dedicadas a la producción agrícola y pecuaria, de las cuales aquellas localizadas en las zonas de influencia del río Bogotá hacen uso del agua del río por medio de canales de riego o por bombeo directo. La calidad actual del agua es apta para el riego, pero la contaminación actual evidenciada a partir de las inmediaciones de la Planta de Soda de Zipaquirá afecta dicha calidad notablemente, con la correspondiente degradación de los suelos observada en la zona baja de la Sabana de Bogotá.

4.- Disposición de Aguas Residuales

Las corrientes principales de agua de la cuenca del Río Bogotá han sufrido un paulatino deterioro en su calidad, debido a la descarga, cada vez mayor, de aguas negras domésticas e industriales. El Río Bogotá, como eje principal de la cuenca, recibe aguas residuales desde su cabecera, de las cuales las descargas contaminantes más significativas son las correspondientes a las poblaciones de Villapinzón, Chocontá, Zipaquirá, Chía y Bogotá. Los afluentes más contaminados son los ríos Salitre, Fucha y Tunjuelo. Dado que el río Bogotá continuará en su función natural de colector de las aguas residuales, dichas aguas deberán ser tratadas en el futuro con el fin de utilizar el recurso adecuadamente desde el punto de vista de la salud pública.

5.- Consumo Industrial Rural

El agua del Río Bogotá y de sus afluentes es utilizada por muchas industrias y actividades económicas localizadas en sus riberas en zonas rurales sin acceso a los sistemas de agua potable existentes. Las actividades económicas más importantes son explotaciones mineras, floricultura, curtimientos, productos lácteos, industrias químicas, tejidos, cría de animales, mataderos, y otras. La calidad del agua del Río Bogotá será una limitante de importancia en el futuro desarrollo industrial rural en toda la cuen

ca del río

6. Pesca, Vida Acuática

El agua del río es un recurso natural básico para el mantenimiento de la flora y la fauna de la cuenca y consecuentemente de los habitats adecuados para las comunidades humanas asentadas en ellas. La vida acuática ha sido afectada gravemente por la contaminación, habiéndose eliminado las formas superiores en la mayor parte del Río Bogotá y sus afluentes.

La pesca artesanal, existente en épocas anteriores, se ha reducido a las cabeceras de los ríos y a algunos embalses. La contaminación del río Magdalena por la descarga del Río Bogotá, además pone en peligro la pesca artesanal, en un tramo importante del río Magdalena aguas abajo de la ciudad de Girardot.

7.- Recreación y Navegación

Los usos recreacional y de navegación en la Cuenca Baja han decaído por efecto de la grave contaminación del río, lo cual ha incidido en pérdidas económicas para la comunidad y en reducción de la inversión pública y privada dirigida hacia esta zona.

C.- Condiciones Actuales de Contaminación a lo largo del Río Bogotá

El Río Bogotá está altamente contaminado a partir de la iniciación de las descargas provenientes de la ciudad de Bogotá y en Alicachín lleva una carga orgánica comparable a la de las aguas negras sin tratar. Los dos parámetros más importantes de calidad del agua utilizados para estimar el grado de contaminación orgánica del río son el oxígeno disuelto (OD) y la demanda bioquímica de oxígeno (DBO). Los resultados de un estudio de ca²

Jidad de agua del Río Bogotá llevado a cabo por la EAAB en 1979, en varias estaciones localizadas entre El Espino (cerca de Tocancipá) y Girardot, se muestran gráficamente en la Figura 1, utilizando los parámetros de OD y DBO.

Entre la estación de El Espino y la de Vuelta Grande, cercana a Engativá, el río conserva un nivel aceptable de OD y una DBO de 10 mg/L, lo cual es indicativo de condiciones sanas en el río. Entre las estaciones de Vuelta Grande y La Laguna, cercana a Fontibón, el río está semicontaminado. Entre las estaciones de la Laguna y las Ventas, localizada cerca del embalse del Muña, el río está muy contaminado. En la Cuenca Baja del Río, entre las poblaciones de Mesitas del Colegio y Girardot, el río, aunque contaminado, muestra indicios de recuperación; desafortunadamente esta capacidad de autopurificación del río no es suficiente para lograr una recuperación completa y, consecuentemente, el río Bogotá confluye actualmente al río Magdalena en una condición contaminada.

D.- Perspectivas

La degradación de los recursos hídricos de la cuenca del Río Bogotá tiene características cada vez más graves, debido a la intensificación de la industrialización, y el desarrollo urbano y rural. Los estimativos de contaminación para el año 2000, si no se desarrollan programas de tratamiento de las aguas negras de Bogotá, indican que se descargarán 380,000 Kg/día de DBO por concepto de aportes domésticos y 120,000 Kg/día de DBO por concepto de descargas industriales, cifras aproximadamente equivalentes al doble de las descargas actuales al Río Bogotá. Para ese entonces, el mayor desarrollo de la cuenca alta y baja hará necesario un uso intensivo y eficiente de las aguas superficiales cuya calidad no deberá ser un factor limitante como lo es en la actualidad. Estas metas, que mejorarán el nivel de vida de Bogotá y las demás comunidades de la cuenca, sólo serán posibles con un plan gradual de saneamiento del río Bogotá.

III - SANEAMIENTO DEL RIO BOGOTA

Los estudios realizados hasta la fecha indican que se logrará el saneamiento del Río Bogotá mediante la realización de tres programas principales a saber: Continuación del Plan Maestro de Alcantarillado, Establecimiento del Tratamiento de Aguas Negras en la ciudad de Bogotá, y otros programas de índole regional.

A.- Continuación del Plan Maestro de Alcantarillado

El Río Bogotá es el cauce de drenaje natural de las aguas lluvias y negras de la ciudad de Bogotá, y a él confluyen los sistemas de drenaje de la ciudad divididos en ocho subcuencas de drenaje denominadas: Torca, Conejera, Salitre, Jaboque, Fucha, Tintal, Tunjuelo y Soacha. De las anteriores subcuencas las correspondientes a los ríos Salitre, Fucha y Tunjuelo drenan la mayor parte de la actual área desarrollada en la ciudad; las subcuencas de los ríos Fucha y Salitre tienen sistemas colectores construidos en la mayor parte de las áreas urbanizadas actuales, en tanto que la subcuenca del río Tunjuelo carece de un sistema maestro de recolección y los caudales de aguas lluvias y aguas negras son descargados directamente a su cauce.

Finalmente la ciudad carece de un interceptor de aguas negras, por lo cual éstas se descargan directamente al Río Bogotá a través de los ríos y canales de la ciudad. La continuación del Plan Maestro de Alcantarillado de la ciudad, indicado gráficamente en la Figura 2, consiste principalmente en colectores e interceptores de aguas negras y canales de aguas lluvias. Los colectores e interceptores desembocarán en el propuesto interceptor del Río Bogotá, que será el emisario final de las aguas negras de la ciudad hacia la propuesta Planta de Tratamiento; y los canales de aguas lluvias, que en algunos casos serán prolongación de otros ya existentes, de-

sembocarán en el cauce adecuado del Río Bogotá.

B.- Programa de Tratamiento de las Aguas Negras de Bogotá

El Plan Maestro de Tratamiento de las Aguas Negras de Bogotá, cuyo objetivo final es la recuperación sanitaria del Río Bogotá, incluye dos acciones principales que son el tratamiento de las aguas negras y control de los vertimientos al alcantarillado y canales de la ciudad. Estas acciones han utilizado como base para el planeamiento de sus vertimientos futuros al Río Bogotá, las normas legales contenidas en el Código Sanitario Nacional de 1979 y el Acuerdo No. 09 de la CAR del mismo año.

1.- Esquema de Tratamiento Propuesto

Los estudios realizados para la selección del esquema de tratamiento tuvieron en cuenta aspectos técnicos y de desarrollo tecnológico, costos, disponibilidad de terrenos, capacidad de implantación por etapas e impacto ambiental. El esquema finalmente recomendado prevé la construcción de una planta de tratamiento para la ciudad de Bogotá localizada en las cercanías de Alicachín, con capacidad inicial para tratar un caudal medio diario de $24 \text{ m}^3/\text{s}$ de aguas negras, que será el producido en la ciudad el año 2000 y capacidad final de $32 \text{ m}^3/\text{s}$, equivalente al caudal de aguas negras producidas por una población de 10.5 millones de habitantes, considerada como la población de saturación de la ciudad asentada al oriente del Río Bogotá.

El tratamiento propuesto comprende los procesos a que se someten las aguas negras (procesos líquidos) y los procesos a que se someten los lodos (procesos sólidos). Los procesos líquidos incluyen el tratamiento preliminar (remoción de material grueso), el tratamiento primario (remoción de materia suspendida) y el tratamiento secundario (remoción de materia orgánica disuelta). Los procesos sólidos consisten en el espesamiento, digestión

degradación de la floculación biológica), deshidratación y secado (conversión del lodo) y disposición final de los lodos resultantes de los procesos líquidos. A continuación se describe la secuencia de los procesos de tratamiento propuestos, de acuerdo con el esquema de tratamiento ilustrado en la Figura 3.

a.- Procesos Líquidos.

1. Tratamiento Preliminar. El tratamiento preliminar inicia el procesamiento de las aguas negras haciéndolas pasar a través de rejillas gruesas y finas que retienen los objetos que podrían dañar las bombas de la planta; continúa con el proceso de desarenación, que se efectúa en desarenadores aireados que separan la arena de la materia orgánica circundante; y termina con la extracción de estos materiales por medio de cucharas de control mecánico montadas sobre puente grúas.

2. Tratamiento Primario. El tratamiento primario se efectúa en tanques de sedimentación circulares que proporcionan una remoción máxima del 60% de los sólidos suspendidos y del 30% de la carga orgánica. Los lodos resultantes del proceso se transportan con barrelos giratorios hacia las tolvas centrales de donde se extraen intermitentemente por bombeo.

3. Tratamiento Secundario. El tratamiento secundario remueve la mayor parte de la carga orgánica disuelta mediante la bioabsorción microbiana, que da como resultado la formación de flocs que son removibles por medio de sedimentación. El sistema de tratamiento seleccionado consta de filtros biológicos de rata alta, conformados por torres rectangulares de 8 m de altura, que contienen módulos plásticos altamente permeables a los cuales se fijan los microorganismos. La percolación de las aguas negras a través de los filtros permite la remoción del material orgánico disuelto y el desbaste de las capas biológicas del filtro, después de lo cual las aguas negras pasan a un proceso de sedimentación final.

b.- Procesos Sólidos.

Los lodos producidos en los sedimentadores primarios y secundarios se someten a digestión anaeróbica antes de su disposición final, con el fin de reducir olores y los riesgos sanitarios asociados con su manejo. Adicionalmente, los lodos secundarios se espesan para reducir su volumen.

El proceso de digestión anaeróbica consiste en la degradación biológica de los lodos en ausencia de oxígeno y se lleva a cabo en tanques cerrados operados a 35° C. En este proceso se genera gran cantidad de gas, con el cual se generará energía eléctrica para utilizarla en diferentes usos en la planta. Los lodos una vez digeridos requieren secados adicionales por medio de deshidratación en filtros-prensa, lagunas de secado o mediante acondicionamiento con otros residuos. La disposición final de los lodos procesados se hará en zonas de relleno previstas en las cercanías de la planta o se utilizarán como acondicionadores de suelos o abonos.

2.- Control de Vertimientos Industriales al Alcantarillado

Con anterioridad al desarrollo del plan maestro de aguas negras es necesario adelantar el reconocimiento, reglamentación y control de aquellos efluentes industriales que ocasionen daños al sistema de alcantarillado y produzcan efectos adversos irreversibles en la cuenca baja del Río Bogotá. Este control será llevado a cabo por parte de la EAAB en concordancia con las normas legales mencionadas anteriormente y conjuntamente con otras entidades del Estado.

C.- Otros Programas Regionales

La CAR ha emprendido planes maestros de conducción y tratamiento de las aguas negras de las más importantes poblaciones de la cuenca alta del río Bogotá. Los sistemas de tratamiento propuesto varían de acuerdo con las

condiciones locales básicamente consisten en plantas de tratamiento biológico de las aguas negras tales como lagunas de oxidación, zanjones de oxidación, lodos activados y filtros percoladores. Paralelamente, y en concordancia con el acuerdo 09 de 1979, la CAR ha iniciado un plan de control de descargas industriales rurales y urbanas, tendiente a mejorar progresivamente la calidad de los tramos del río localizados aguas arriba de la ciudad de Bogotá.

IV.- EVALUACION DE LOS BENEFICIOS DEL INTERCEPTOR RIO BOGOTA Y DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Los principales beneficios atribuibles a la construcción del Interceptor Río Bogotá y de la planta de tratamiento de aguas negras en Alicachín, están relacionados con el suministro de agua potable y consecuentemente con la salud pública, con el recurso pesquero del río Magdalena y con el mejoramiento del habitat de la zona urbanizada aledaña al Río Bogotá.

A.- Beneficios Vinculados con el Suministro de Agua Potable y la Salud Pública

La calidad del agua utilizada para consumo humano aguas abajo de la planta de tratamiento propuesta mejorará en forma ostensible; existen evidencias que en los municipios de la cuenca baja del Río Bogotá se presentan tasas de morbilidad y mortalidad más altas que en otros municipios de características similares y que, en particular, están asociadas con enfermedades que podrían estar vinculadas con la mala calidad del agua consumida. Desafortunadamente la carencia de estudios básicos que precisen el origen de estas enfermedades no permitió realizar una cuantificación de la incidencia del proyecto sobre dichos índices

En consecuencia, los estudios realizados estimaron como beneficios del proyecto las inversiones requeridas para la provisión de agua potable en las cabeceras municipales de la cuenca baja del Río Bogotá, de un nivel de calidad equivalente al que se conseguiría en el río con el proyecto estudiado. Los beneficios así estimados fueron calculados en 607 millones de pesos de 1983, en valor presente de 1990. Sin embargo, esta cifra no incluye beneficios adicionales sobre la salud de los ribereños que utilizan directamente las aguas del río para su propio consumo y el impacto indirecto sobre una población mayor que consume alimentos producidos con la

adición del riego.

En forma similar, en la cuenca media del Río Bogotá, se obtendrían beneficios indirectos de salud vinculados con la utilización de las aguas del río para riego, los cuales no han sido cuantificados en las actuales evaluaciones. Adicionalmente debe señalarse que el proyecto podrá permitir desarrollos urbanos futuros que eleven aún más la calidad de las aguas en la cuenca baja; en este sentido, parte de los beneficios netos producidos por un proyecto de tratamiento en el próximo siglo, deben ser atribuidos al proyecto actualmente propuesto, pero su cuantificación no resulta posible.

B.- Disminución de Pérdidas del Recurso Pesquero del Río Magdalena

La iniciación del proyecto en el nivel de oxígeno disuelto permite disminuir las pérdidas que actualmente tiene el recurso pesquero en el río Magdalena; los estimativos realizados de este beneficio indican una cifra de 902.6 millones de pesos de 1983 por este concepto, en valor presente de 1990. No obstante, esta cifra debe considerarse como la estimación mínima, puesto que no fué posible con la información disponible, realizar evaluaciones de impacto en el recurso por contaminación de detergentes, químicos, tóxicos, metales pesados, grasas y aceites.

C.- Mejoramiento del Habitat de la Zona Urbanizada Aledaña al Río Bogotá

La construcción del Interceptor Río Bogotá por la ronda del río, conjuntamente con las obras de adecuación hidráulica del río, habilitan zonas adicionales para usos recreativos y/o institucionales, que de otra forma

deberán desarrollarse al interior de la ciudad con la consiguiente disminución de su capacidad poblacional, y los correspondientes costos adicionales de infraestructura, de tiempos de transporte y de provisión de servicios para una parte de la población futura de la ciudad, que de otra forma debería asentarse en la margen occidental del río. Estos beneficios se cuantificaron en conjunto con los impactos de las obras de adecuación del río, en aproximadamente 19,200 millones de pesos de 1983, en valor presente de 1984.

Además de los anteriores beneficios existen otros no cuantificados, tales como la disminución de las pérdidas de productividad agropecuaria por deterioro de los suelos en las cuencas media y baja del río, la recuperación del potencial turístico de las poblaciones de la cuenca baja, la disminución de los costos de mantenimiento y aumento de la vida útil de los equipos hidroeléctricos de las centrales del Río Bogotá y muchos más.

V - COSTOS Y ETAPAS DEL PLAN MAESTRO DE TRATAMIENTO
DE LAS AGUAS NEGRAS DE BOGOTA

El progresivo desarrollo de la ciudad y el monto de las inversiones requeridas para el tratamiento de sus aguas negras, indican la conveniencia de un desarrollo por etapas del Plan Maestro de Tratamiento de las Aguas Negras de Bogotá. El presente capítulo resume los estimativos de costos de inversión, reparación y mantenimiento y las recomendaciones de construcción por etapas realizadas tanto para el Interceptor Río Bogotá como para la planta de tratamiento de aguas negras.

A.- Costos de Inversión

Los costos de inversión de las obras del Interceptor Río Bogotá y de la Planta de Tratamiento de las Aguas Negras, se han estimado aproximadamente en 954 millones de dólares de junio de 1984. Estos costos incluyen la adquisición de los terrenos de la planta, la construcción del Interceptor Río Bogotá y la construcción de la planta de tratamiento secundario para un caudal de 24 m³/s, según el detalle del Cuadro 2.

B.- Costos de Operación y Mantenimiento

El costo anual estimado para la operación y mantenimiento de la planta de tratamiento y del Interceptor Río Bogotá alcanza aproximadamente 39 millones de dólares de junio de 1984. Los estimativos incluyen costos de personal, equipo y energía previstos para cada proceso de tratamiento. El detalle de estos costos se presentan también en el Cuadro 2.

C.- Etapas de Construcción

De acuerdo con el monto de los costos anteriores, se ha previsto la ejecución gradual y continua de las obras mediante un programa por etapas, que se adapte a los requerimientos progresivos de la ciudad y a la capacidad financiera de las entidades que las adelanten, para lograr un saneamiento progresivo del Río Bogotá. Se han estudiado dos alternativas de construcción por etapas con plazos totales de ejecución de 20 y 25 años, cuyo detalle se muestra en los Cuadros 3 y 4.

A continuación se describen las cuatro etapas de la Alternativa con plazo total de ejecución de 20 años, iniciados en 1985.

Etapa 1. (1985 - 1990)

La primera etapa incluye las siguientes obras: Construcción parcial del Interceptor Río Bogotá, entre la desembocadura del río Tunjuelo y la planta de tratamiento; adquisición de los terrenos necesarios para la totalidad de la planta; construcción de los edificios de administración, mantenimiento y servicios; construcción parcial de la estación de bombas del afluente; construcción del tratamiento primario para $4 \text{ m}^3/\text{s}$; y construcción de lagunas de estabilización y secado de lodos.

Etapa 2. (1990 - 1995)

La segunda etapa incluye las siguientes obras: Construcción parcial del Interceptor entre la desembocadura del río Tunjuelo y la planta de tratamiento y entre las desembocaduras de los ríos Fucha y Tunjuelo; construcción de una segunda parte de la estación de bombas del afluente; construcción del tratamiento primario para completar $16 \text{ m}^3/\text{s}$, incluyendo digestores anaeróbicos de lodos; y construcción del tratamiento secundario para $2.7 \text{ m}^3/\text{s}$.

Etapa 3. (1995 - 2000)

La tercera etapa incluye las siguientes obras. Construcción de los tramos faltantes para la capacidad total del interceptor; construcción de los tercer módulo de la estación de bombas del afluente; construcción de las instalaciones de tratamiento primario faltantes para completar 24 m³/s, y construcción del tratamiento secundario para completar 8.0 m³/s.

Etapa 4. (2000 - 2005)

La cuarta y última etapa incluye la construcción del tratamiento secundario faltante para completar la capacidad de 24 m³/s.



CUADROS

CUADRO 1

RELACION USO/POBLACION EN EL RIO BOGOTA

<u>Uso</u>	<u>Población</u> (habitantes)	<u>Porcentaje de</u> <u>Dependencia</u> <u>del Río</u>	<u>Observaciones</u>
Disposición de aguas negras	6,700,000	100%	Población equivalente Cuenca
Producción de energía	3,800,000	100%	Basado en cifras de 1980
Producción de alimentos	1,500,000	80%	Estimación por áreas
Suministro de agua potable:			
- Bogotá	4,330,000	--	Dependencia variable según aportes de Chingaza
- Cuenca baja	65,000	--	Apulo, Tocaima, Agua de Dios.
Consumo industrial rural	50,000	100%	Estimación
Pesca, vida acuática	50,000	50%	Población afectada por el río Magdalena
Recreación, navegación	10,000	10%	Estimación

CUADRO 2 .

COSTOS DE INVERSIÓN Y DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA PLANTA
DE TRATAMIENTO DE 24 m³/s y DEL INTERCEPTOR RÍO BOGOTÁ

	Inversión <u>(Millones de Dólares)^{1/}</u>	Operación y Mantenimiento <u>(Millones de Dólares/Año)^{1/}</u>
<u>Interceptor Río Bogotá</u>	208.0	0.6
<u>Estación de bombas del Afluente</u>	51.6	9.8
<u>Planta de Tratamiento</u>		
Tratamiento primario	58.8	3.0
Lagunas de digestión de lodos	12.2	0.1
Digestores anaeróbicos ^{2/}	104.6	4.7
Edificios de la planta	1.5	0.1
Tratamiento secundario	206.0	14.1
Disposición de lodos ^{3/}	22.9	6.1
Infraestructura	82.6	
Otros ^{4/}	1.5	0.4
Costo de terrenos	<u>9.0</u>	<u> </u>
	499.1	28.5
Ingeniería y Administración	82.5	
Imprevistos	<u>112.5</u>	<u> </u>
Total	953.7	38.9

1/ De junio de 1984

2/ Incluye espesadores de lodos y generadores eléctricos

3/ Incluye secado, deshidratación, acondicionamiento e inyección de lodos

4/ Instalaciones de agua de servicio de la planta.

CUADRO 3

COSTOS DE ETAPAS DE CONSTRUCCION

Alternativa 1 - Plan de 20 Años
(Millones de Dólares de junio/84)

	Etapa 1 1990	Etapa 2 1995	Etapa 3 2000	Etapa 4 2005	Total
<u>Interceptor Río Bogotá</u>	78.1	73.4	56.5		208.0
<u>Estación de bombas del afluyente</u>	17.2	17.2	17.2		51.6
<u>Planta de Tratamiento</u>					
Tratamiento primario	9.8	29.4	19.6		58.8
Lagunas de digestión de lodos	12.2				12.2
Digestores anaeróbicos		34.9	34.9	34.8	104.6
Edificios de la planta	1.5				1.5
Tratamiento secundario		23.2	46.4	136.4	206.0
Disposición de lodos		2.6	5.1	15.2	22.9
Infraestructura	7.6	19.3	22.2	33.5	82.6
Otros	1.5				1.5
Terrenos	<u>9.0</u>				<u>9.0</u>
	41.6	109.4	128.2	219.9	499.1
Ingeniería y Administración	14.1	22.0	22.2	24.2	82.5
Imprevistos	<u>19.2</u>	<u>30.0</u>	<u>30.3</u>	<u>33.0</u>	<u>112.5</u>
Total	170.2	252.0	254.4	277.1	953.7

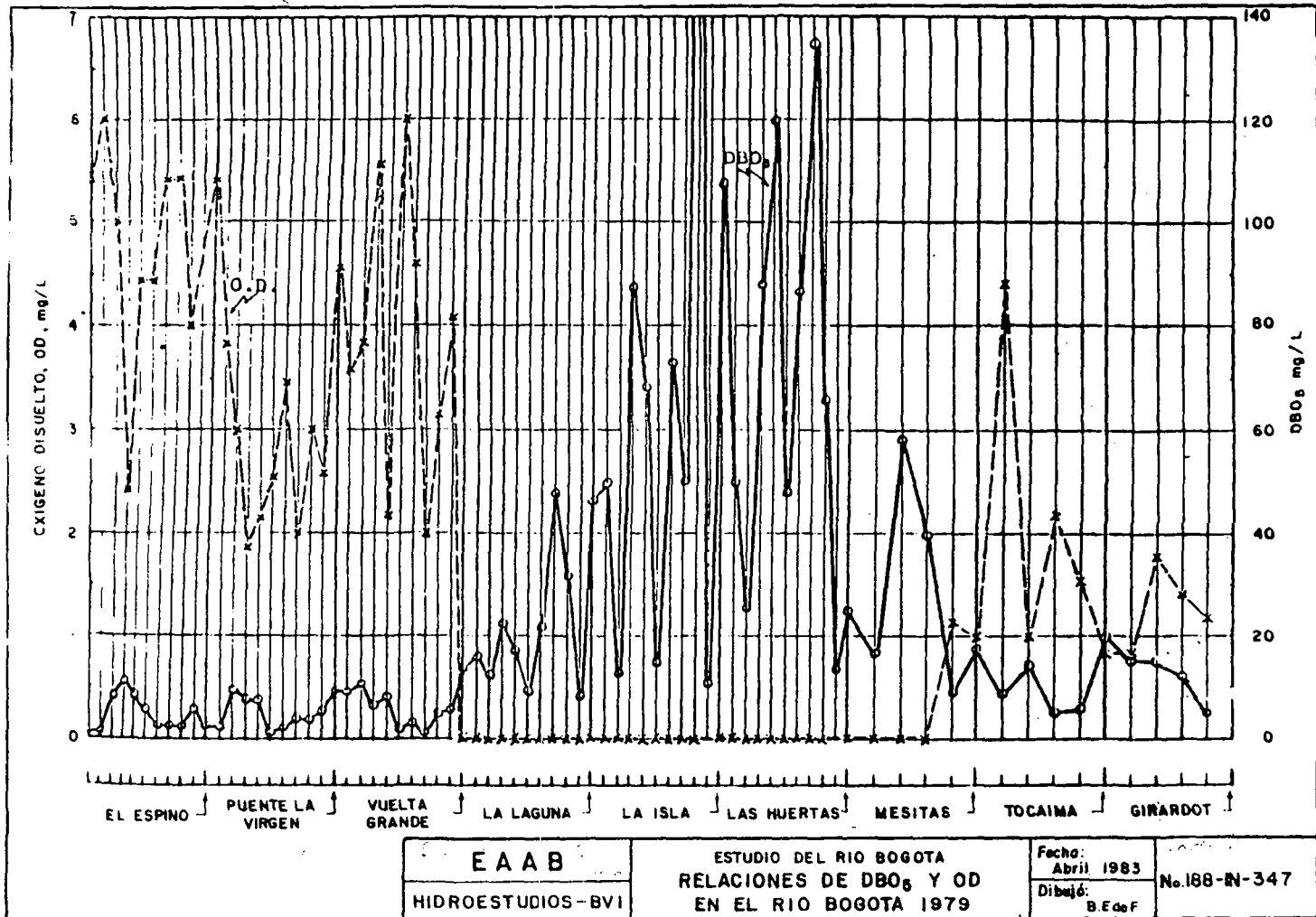
CUADRO 4

COSTOS DE ETAPAS DE CONSTRUCCION

Alternativa 2 - Plan de 25 Años
(Millones de Dólares de Junio/84)

	<u>Etapa 1</u> <u>1990</u>	<u>Etapa 2</u> <u>1995</u>	<u>Etapa 3</u> <u>2000</u>	<u>Etapa 4</u> <u>2005</u>	<u>Etapa 5</u> <u>2010</u>	<u>Total</u>
<u>Interceptor río Bogotá</u>	78.1	73.4	56.5			208.0
<u>Estación de bombas del afluente</u>	17.2	17.2	17.2			51.6
<u>Planta de Tratamiento</u>						
Tratamiento primario	9.8	29.4	19.6			58.8
Lagunas de digestión de lodos	12.2					12.2
Digestores anaeróbicos		34.9	34.9	34.8		104.6
Edificios de la planta	1.5					1.5
Tratamiento secundario		23.2		91.4	91.4	206.0
Disposición de lodos		2.6		10.1	10.2	22.9
Infraestructura	7.6	19.3	12.9	24.5	18.3	82.6
Otros	1.5					1.5
Terrenos	<u>9.0</u>					<u>9.0</u>
	41.6	109.4	67.4	160.8	119.9	499.1
Ingeniería y Administración	14.1	22.0	15.5	17.7	13.2	82.5
Imprevistos	<u>19.2</u>	<u>30.0</u>	<u>21.2</u>	<u>24.1</u>	<u>18.0</u>	<u>112.5</u>
Total	170.2	252.0	177.8	202.6	151.1	953.7

F I G U R A S



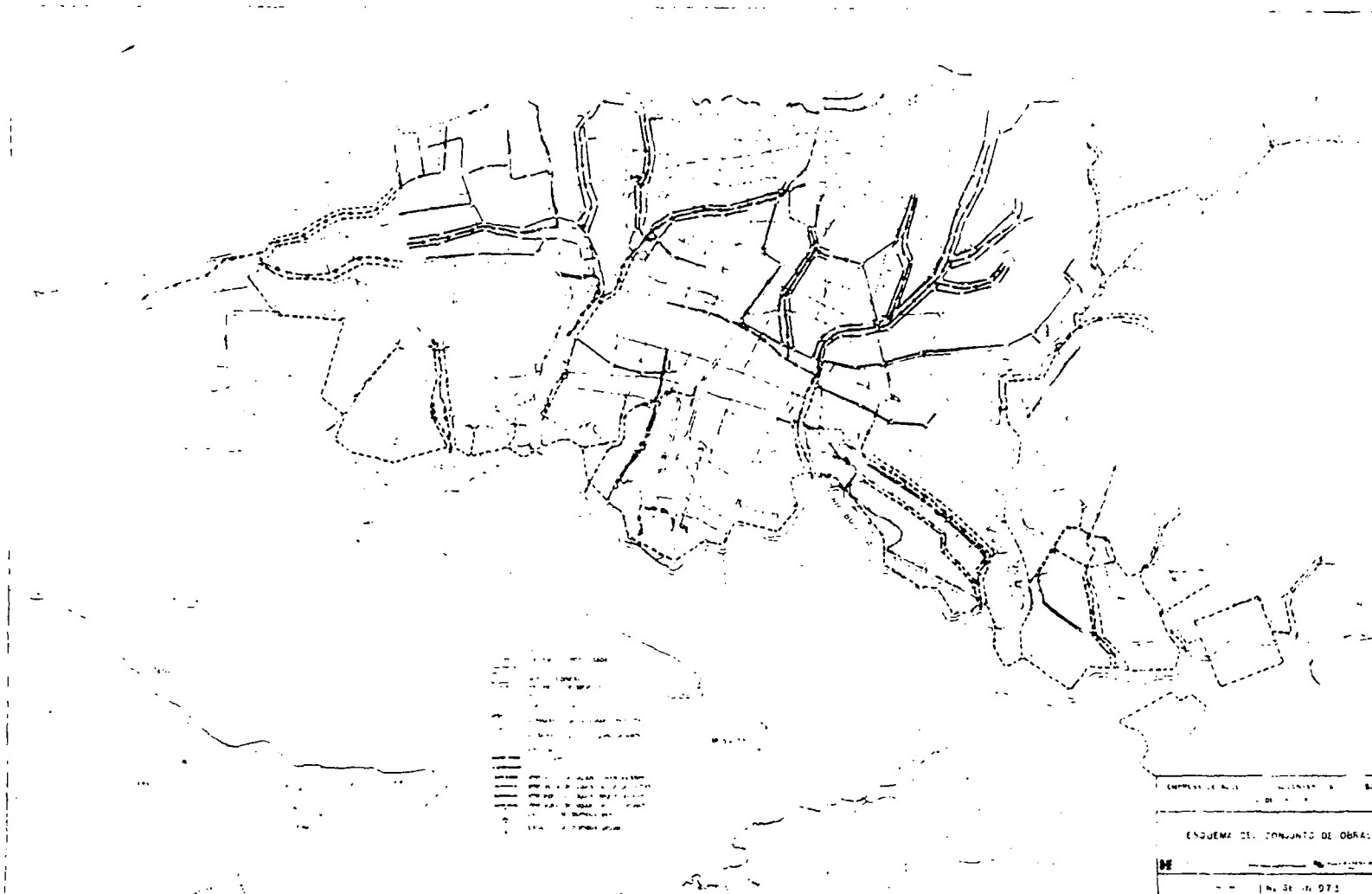
E A A B
 HIDROESTUDIOS-BVI

ESTUDIO DEL RIO BOGOTA
 RELACIONES DE DBO₅ Y OD
 EN EL RIO BOGOTA 1979

Fecha:
 Abril 1983
 Dibujó:
 B. E. de F.

No. 188-IN-347

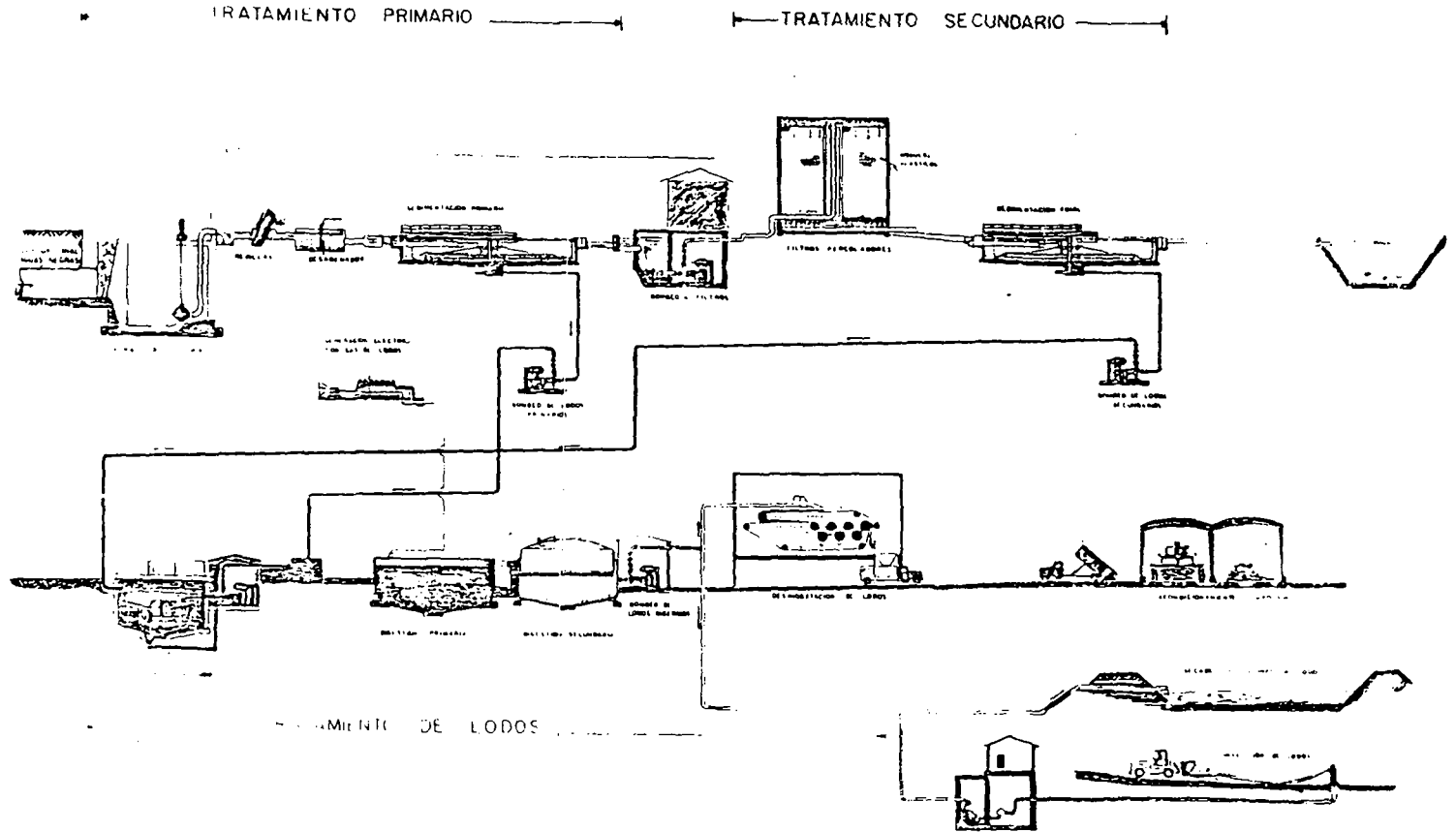
FIGURA 1



1. ...
 2. ...
 3. ...
 4. ...
 5. ...
 6. ...
 7. ...
 8. ...
 9. ...
 10. ...
 11. ...
 12. ...
 13. ...
 14. ...
 15. ...
 16. ...
 17. ...
 18. ...
 19. ...
 20. ...
 21. ...
 22. ...
 23. ...
 24. ...
 25. ...
 26. ...
 27. ...
 28. ...
 29. ...
 30. ...
 31. ...
 32. ...
 33. ...
 34. ...
 35. ...
 36. ...
 37. ...
 38. ...
 39. ...
 40. ...
 41. ...
 42. ...
 43. ...
 44. ...
 45. ...
 46. ...
 47. ...
 48. ...
 49. ...
 50. ...
 51. ...
 52. ...
 53. ...
 54. ...
 55. ...
 56. ...
 57. ...
 58. ...
 59. ...
 60. ...
 61. ...
 62. ...
 63. ...
 64. ...
 65. ...
 66. ...
 67. ...
 68. ...
 69. ...
 70. ...
 71. ...
 72. ...
 73. ...
 74. ...
 75. ...
 76. ...
 77. ...
 78. ...
 79. ...
 80. ...
 81. ...
 82. ...
 83. ...
 84. ...
 85. ...
 86. ...
 87. ...
 88. ...
 89. ...
 90. ...
 91. ...
 92. ...
 93. ...
 94. ...
 95. ...
 96. ...
 97. ...
 98. ...
 99. ...
 100. ...

EMPRESA DE ... LICENCIADA ...
 ... DE ...
 ENQUEMA DE CONJUNTO DE OBRAS
 ...
 ... 1973

DIAGRAMA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS
 PARA LA CIUDAD DE BOGOTÁ



EMPRESAS PUBLICAS DE MEDELLIN

Dirección de Planeación
Unidad de Saneamiento Hídrico

ALTERNATIVA PARA EL SANEAMIENTO DEL RIO MEDELLIN
Y SUS QUEBRADAS AFLUENTES

ACODAL - Seccional Valle del Cauca
SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES
19-23 de Agosto de 1985

Cali Colombia

ALTERNATIVA PARA EL SANEAMIENTO DEL RIO MEDELLIN Y SUS QUEBRADAS AFLUENTES

SUMARIO

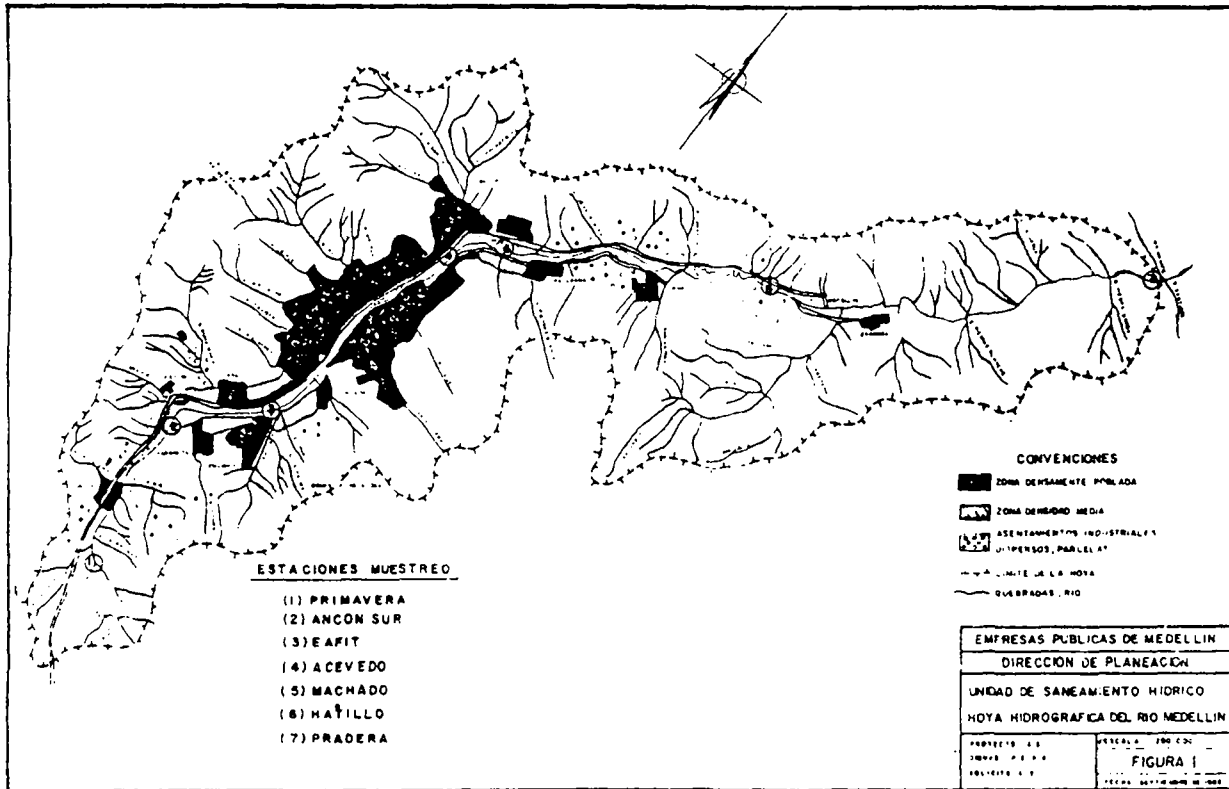
El presente artículo resume los trabajos de investigación ejecutados en la identificación y evaluación de los programas factibles para el mejoramiento de la calidad del río Medellín y sus quebradas afluentes.

INTRODUCCION

El río Medellín con 200 tributarios aproximadamente, drena al Valle de Aburrá que está localizado en la cordillera central de los Andes al noroeste de Colombia. El río nace en el alto de San Miguel, aguas arriba del sitio conocido como Primavera en el municipio de Caldas, y tiene un recorrido de 100 kilómetros aproximadamente, hasta su confluencia con el río Grande.

El Valle de Aburrá es un desarrollo geológico maduro, con sección transversal en forma de U y con un fondo relativamente plano, formado por depósitos de origen aluvial y, en parte, coluvial.

El Valle de Aburrá está formado por 10 municipios: Caldas, La Estrella, Sabaleta, Itagul, Envigado, Medellín, Bello, Copacabana, Girardota y Barbosa tal como se indica en la Figura 1. Estos municipios tienen actualmente una población de 2.300.000 habitantes aproximadamente. Esta gran población se debe en parte a la disponibilidad de servicios públicos, a la abundancia de energía hidroeléctrica y a la presencia de un desarrollo industrial de consideración.



1. CONDICIONES EXISTENTES

Las condiciones en el Valle de Aburrá se han definido para que sirvan de patrón de referencia con el fin de comparar el grado de mejoramiento desde el punto de vista sanitario, si se implementan los programas de saneamiento descritos posteriormente.

Estas condiciones existentes se pueden resumir así:

1.1 Usos actuales del suelo

Los usos actuales del suelo están clasificados de una manera simplificada en 7 categorías: residencial, industrial, comercial, institucional, recreacional, vías y masas de agua (Figura 2). Estos usos por zonas del Valle de Aburrá son:

- Zona Sur: Municipios de Caldas, La Estrella, Sabaneta, Envigado e Itagul. En Caldas y La Estrella los usos predominantes son el residencial, institucional y recreacional. El desarrollo industrial es escaso. En Sabaneta e Itagul se presenta una concentración industrial alta, mientras que en Envigado predomina más el uso residencial.
- Zona Central: Municipio de Medellín. En este municipio se presenta todo tipo de usos por ser la ciudad que concentra la mayor parte de la población y actividad económica del Valle de Aburrá.
- Zona Norte: Municipios de Bello, Copacabana, Girardota y Barbosa. En esta zona los usos industrial y residencial de clase media son los más importantes. Hay áreas libres y algunas actividades agrícolas, ganaderas y recreacionales.

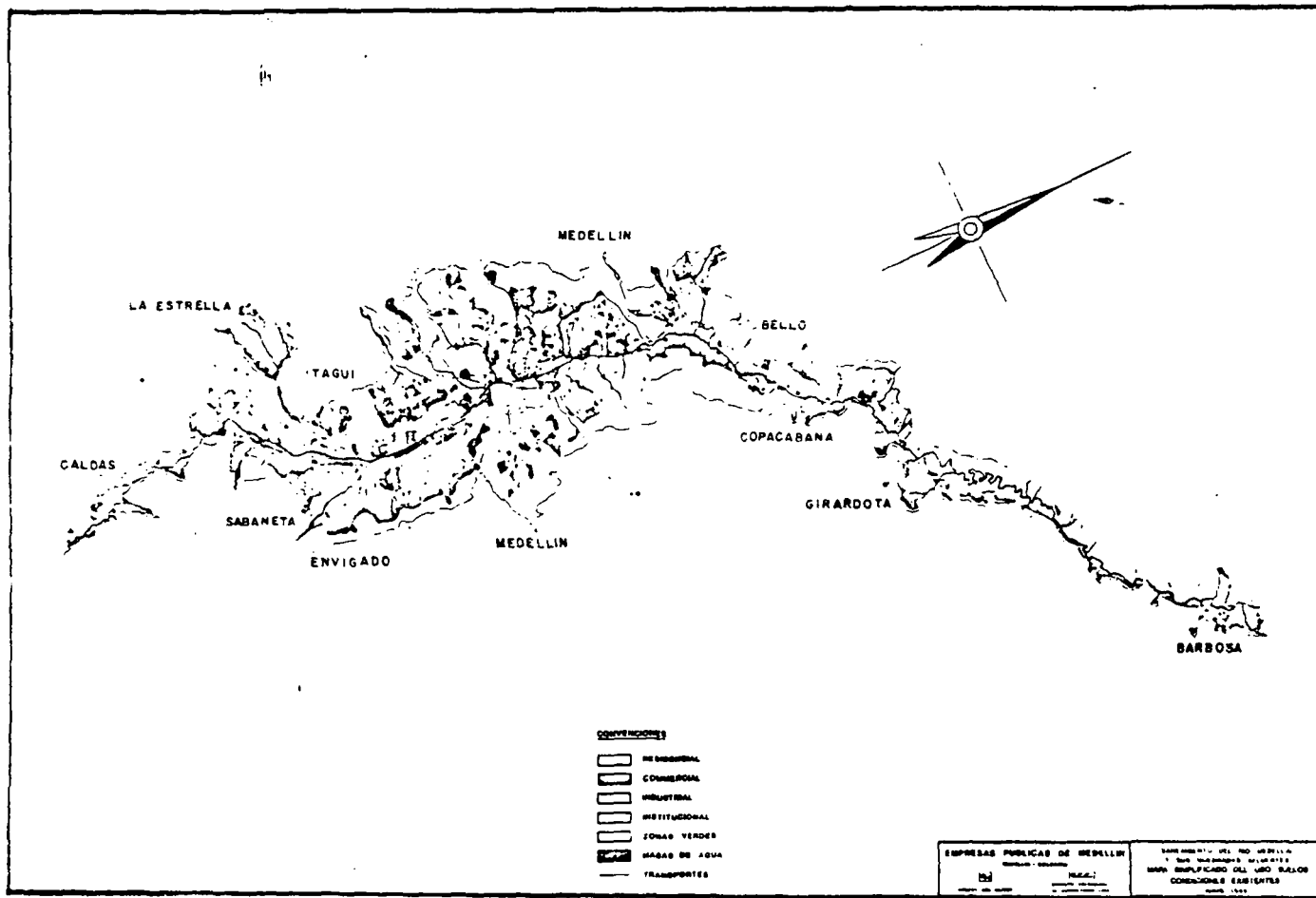


Figura 2 : Usos existentes del suelo en el Valle de Aburrá

1.2 Población

La población del Valle de Aburrá, según el último censo de población de 1973 y proyectada a los años 1980 y 2000, se presenta en la Tabla 1.

TABLA 1
POBLACION DEL VALLE DE ABURRA(1)

Municipios	1973	1980	2000
Caldas	27.394	35.000	46.000
La Estrella	13.812	22.000	52.000
Sabaneta	13.720	36.000	64.000
Envigado	63.584	91.000	155.000
Itagul	96.972	151.000	246.000
Medellín	1.151.254	1.756.000	2.152.000
Bello	115.119	158.000	300.000
Copacabana	23.327	40.000	90.000
Girardota	8.278	12.000	22.000
Barbosa	7.831	11.000	22.000
TOTAL	1.521.341	2.312.000	3.149.000

(1) Existen varios estimativos de la población futura del Valle de Aburrá. Esta proyección es intermedia y se ha utilizado como base de diseño. La forma como han sido programados los estudios de saneamiento del río Medellín permitirá hacer los ajustes futuros necesarios.

1.3 Características de las aguas residuales domésticas

Las características de las aguas residuales domésticas fueron establecidas por las Empresas Públicas en el año 1978. Estas características se resumen en la Tabla 2 y representan el promedio de cuatro estratos socioeconómicos.

1.4 Características de las aguas residuales industriales

La caracterización de las aguas residuales industriales fue realizada según resolución 0254 de 1979 expedida por el Inderena y coordinada por el "Comité del Río Medellín" bajo la dirección de la División Saneamiento Ambiental del Municipio de Medellín. Las características de estos desechos industriales son muy variados según el tipo de industria y sería muy extenso el hacer un análisis detallado.

A modo de resumen se presentan las contribuciones industriales en términos de DBO y población equivalente para cada uno de los municipios del Valle de Aburrá, según análisis realizado por las Empresas Públicas (Tabla 3).

TABLA 2
CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS
MEDELLIN - VALLE DE ABURRA

Parámetro	Valor Promedio
Contribución per cápita aguas residuales (con infiltración)	206.01 l/hab/día
Contribución per cápita aguas residuales (sin infiltración)	175.01 l/hab/día
DBO ₅ (20°C)	45.0 g/hab/día
DQO	90.8 g/hab/día
Sólidos suspendidos	51.2 g/hab/día
Sólidos disueltos	53.7 g/hab/día
Sólidos totales	104.9 g/hab/día
Sólidos sedimentables	27.0 g/hab/día
Fósforo (PO ₄ ^m)	1.45 g/hab/día
Nitrógeno total	4.80 g/hab/día
Detergentes (ABS)	0.30 g/hab/día
Relación DQO/DBO	2.0 Adimensional

TABLA 3
CONTRIBUCIONES INDUSTRIALES EN TERMINOS DE DBO Y POBLACION
EQUIVALENTE EN EL VALLE DE ABURRA

Municipio	DBO (kg/día)	Población Equivalente
Medellín	37.300.4	829.337
Sabaneta	1.522.4	78.139
La Estrella	312.0	6.930
Itagul	26.307.0	581.742
Envigado	1.209.7	26.895
Bello	2.596.3	57.696
Copacabana	2.015.0	44.801
Cirardota	411.8	9.158
Barbosa	15.525.0	345.024
TOTAL	89.199.6	1.979.722

1.5 Prácticas de disposición de los desechos sólidos

La cantidad total de desechos sólidos producida en el Valle de Aburrá fue estimada en 460.000 toneladas en el año 1980. De este total, un 75% corresponde a Medellín. En la ciudad existen 3 métodos para la disposición de estos desechos sólidos.

a) Disposición controlada

Los desechos sólidos controlados representaban en 1984 aproximadamente un 70% del total. Estos desechos son recogidos y llevados a un relleno sanitario. Se estima que cerca de 1/3 de los desechos

sólidos controlados se destina a la recuperación de materiales reciclables y a la planta de compostado. De los 2/3 restantes un 20% puede ser recogido por basurieros.

b) Disposición directa en corrientes de agua

En este caso los desechos sólidos son arrojados directamente al río Medellín o a sus tributarios.

c) Basureros sin control

Los desechos sólidos son depositados al azar en diferentes sitios alejados del río y sus tributarios.

La disposición de desechos sólidos por estos dos últimos medios puede representar casi un 30% de lo generado en Medellín y prácticamente un 90% de lo generado en los demás municipios. Estos métodos de disposición reducen la capacidad hidráulica del río y agravan los problemas de calidad del agua.

1.6 Estado actual del río Medellín y sus principales afluentes

La calidad del río Medellín y sus tributarios se ha deteriorado con el transcurso de los años, situación que se ha tornado crítica en periodos de verano cuando las aguas residuales forman un alto porcentaje de las aguas superficiales. En algunos afluentes del río Medellín con colectores paralelos de aguas residuales, la calidad de las aguas es mucho más aceptable y presenta menos problemas de salubridad que en aquellos afluentes que no disponen de un sistema adecuado de intercepción de aguas residuales.

La calidad promedio del agua del río Medellín y de sus afluentes en el año 1981 se ha resumido en las Tablas 4 y 5.

TABLA 4
CALIDAD PROMEDIA DEL AGUA EN EL RIO MEDELLIN - 1981

Lugar	Localización (km)	OD (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	SDT (mg/l)	NH ₃ -N (mg/l)	P-Tot (mg/l)	Coliformes fecales (NMP/100)
Primavera	0+000	7,6	0,66	93	0,20	0,14	2x10 ⁴
Ancón Sur	12+430	7,4	5,70	128	0,74	0,42	23x10 ⁴
Eafit	21+200	4,5	68,60	253	1,40	0,69	3x10 ⁵
Acevedo	33+800	1,1	71,20	242	4,60	1,30	46x10 ⁵
Machado	38+400	0,7	55,90	215	3,90	1,20	44x10 ⁵
Hatillo	65+700	2,7	20,40	203	2,20	0,70	39x10 ⁵
Pradera	90+500	7,2	17,30	201	1,50	0,80	11x10 ⁵

OD = Oxígeno disuelto

DBO₅ = Demanda bioquímica de oxígeno - 5 días

SDT = Sólidos disueltos totales

La localización de estas estaciones de muestreo se indica en la Figura 1.

TABLA 5
CALIDAD DEL AGUA
QUEBRADAS AFLUENTES RIO MEDELLIN (1981) (1)

Quebradas afluentes	Flujo (m ³ /s)	DBO ₅ (mg/l)	OD (mg/l)	NH ₃ (mg/l)	NO ₃ ⁻ (mg/l)	P-TOTAL (mg/l)	ST (mg/l)	SS (mg/l)
La Salada	1.09	0.95	7.35	0.41	0.53	0.13	181.10	83.21
La Miel	1.47	1.97	7.63	0.34	0.80	0.31	266.03	199.64
La Valerie	0.53	9.73	6.73	0.75	0.55	0.50	452.93	317.94
La Grande	0.14	10.15	6.08	0.29	0.51	0.35	430.28	288.00
La Doctora	0.55	221.41	3.59	5.54	0.08	0.90	387.14	185.71
Doña María	2.70	63.61	3.82	2.75	0.35	0.60	708.54	549.19
Ayurá/Zúñiga	2.00	10.95	6.77	2.07	0.63	0.54	291.71	190.27
Altavista/Guayabala	0.61	68.90	1.50	12.01	0.39	1.74	516.67	457.40
La Piracha	0.30	62.63	3.23	11.47	0.54	3.18	3955.48	3419.48
La Hueso	1.15	86.20	1.90	4.91	1.05	1.66	1287.52	995.39
La Iguaná	1.88	13.29	6.66	1.97	1.07	0.70	717.29	504.50
Santa Elena	1.65	58.15	2.78	1.94	0.69	0.59	617.56	224.40
Malpaso	0.14	45.65	4.39	2.28	0.51	0.86	531.68	278.68
El Bosque (Molino)	0.81	99.15	2.55	12.43	0.50	2.18	478.50	281.00
El Bato	0.46	40.44	6.73	1.53	0.26	0.76	1805.72	1372.97
La García	1.16	39.70	5.30	0.30	0.50	0.20	1472.00	1284.00
Ovejas	7.20	1.94	7.65	0.30	0.32	0.17	46.00	24.00
Río Grande	-	0.60	8.00	0.80	0.36	0.13	54.00	20.00
Santiago	3.15	2.78	5.70	0.38	0.26	0.19	92.95	30.02

(1) Valores promedios de invierno y verano. La localización de algunas de estas quebradas afluentes se indica en la Figura 1.

1.7 Explotaciones de material de playa

La combinación de grandes cargas naturales de sedimentos y depósito de éstos, crea condiciones propicias para la extracción de arena y grava. Estas operaciones son manuales o mecánicas y se ha estimado que alcanzan unos 200.000 metros cúbicos de arena y grava por año en las instalaciones autorizadas.

1.8 Sistema de colección y transporte de aguas residuales existente

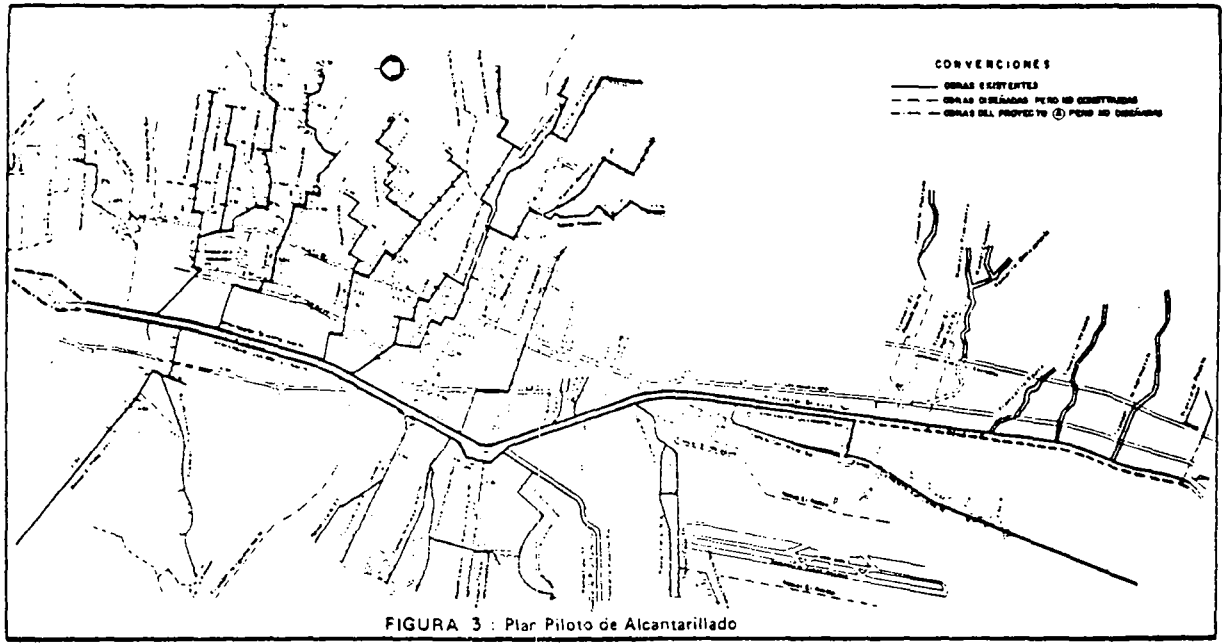
El sistema de colección y transmisión de aguas residuales para Medellín ha venido construyéndose desde la década de los años 60. Este sistema conocido como Plan Piloto de Alcantarillado recoge y transporta aguas abajo las aguas residuales generadas en las Áreas servidas. La configuración actual de este Plan Piloto de Alcantarillado se presenta en la Figura 3.

1.9 Fuentes no puntuales de contaminación

Las fuentes no puntuales de contaminación se deben parcialmente a la acción de material orgánico e inorgánico descargado en el río por la escorrentía superficial en períodos lluviosos. Este material incluye hojas, césped, arenas, papeles, latas, excrementos de animales y demás desechos depositados en las vías públicas.

El porcentaje estimado de la contaminación no puntual con respecto a la carga contaminante total en el año 1981 (Figura 4) es:

DBO	= 10%	Nitrógeno Total	= 25%
Sólidos Suspendidos	= 20%	Fósforo Total	= 75%



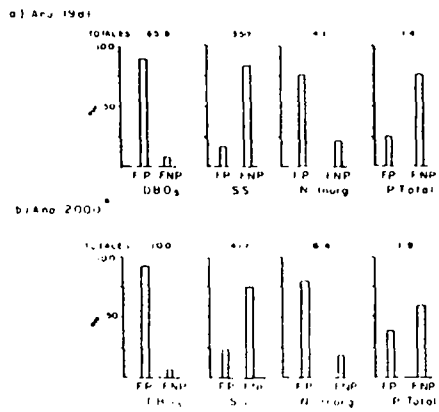


FIGURA 4 : Comparación entre las fuentes de contaminación puntuales y no puntuales año 1981 y 2000

* - Sin implementación tratamiento aguas residuales
 FP = Fuentes puntuales de contaminación
 FNP = Fuentes no puntuales de contaminación
 DBO₅ = Demanda Bioquímica de Oxígeno - 5 días
 SS = Sólidos suspendidos
 N = Nitrógeno
 P = Fósforo
 Totales en miles de toneladas. Estos totales representan la cantidad de DBO₅, SS, Nitrógeno y P total aportados por las fuentes puntuales (FP) y fuentes no puntuales (FNP)

2. METODOLOGIA DEL ESTUDIO

2.1 Bases de diseño

Con el objeto de lograr simplicidad y flexibilidad en la planeación y en el desarrollo del programa de saneamiento del río Medellín, el Valle de Aburrá se dividió en 70 distritos sanitarios entre Caldas y Barbosa. Hay 35 distritos sanitarios a cada lado del río. Cada distrito comprende un área delimitada por accidentes topográficos que permiten un drenaje natural propio y cuyos límites comprenden un sector de usos del suelo relativamente homogéneo. Para cada uno de los 70 distritos sanitarios (Figura 5) se hicieron las proyecciones de usos del suelo, población y producción de aguas residuales (Figura 6).

2.2 Manejo de información por medio del computador

Los programas de saneamiento ambiental requieren de estudios cuidadosos que estén de acuerdo con las condiciones socioeconómicas de la comunidad. Por esta razón el programa de saneamiento del río Medellín ha sido orientado para cumplir con los aspectos básicos que son su factibilidad técnica y económica.

Debido a que la solución general del problema comprende una variedad de aspectos tales como: sistema de colección, transmisión y tratamiento de aguas residuales, disposición final de lodos y desechos sólidos, calidad resultante en el río Medellín, costos, beneficios, etc., fue necesario desarrollar una serie de programas de computador para analizar las diferentes alternativas, sus efectos en la calidad del agua resultante y los costos asociados.

La interacción de estos programas de computador se presenta en la Figura 7 y la descripción de cada modelo se hace a continuación.

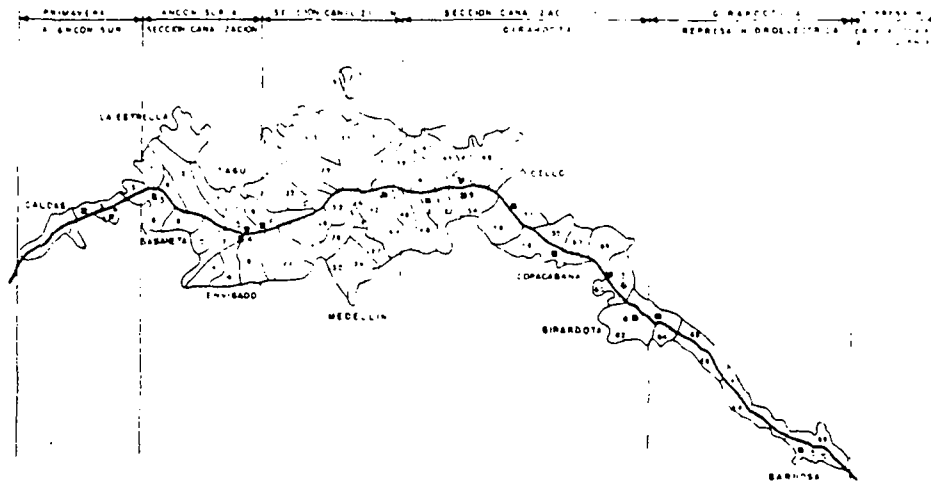


FIGURA 5 . Distritos sanitarios en el Valle de Aburrá.

■ Sitios analizados para localizar las posibles plantas de tratamiento

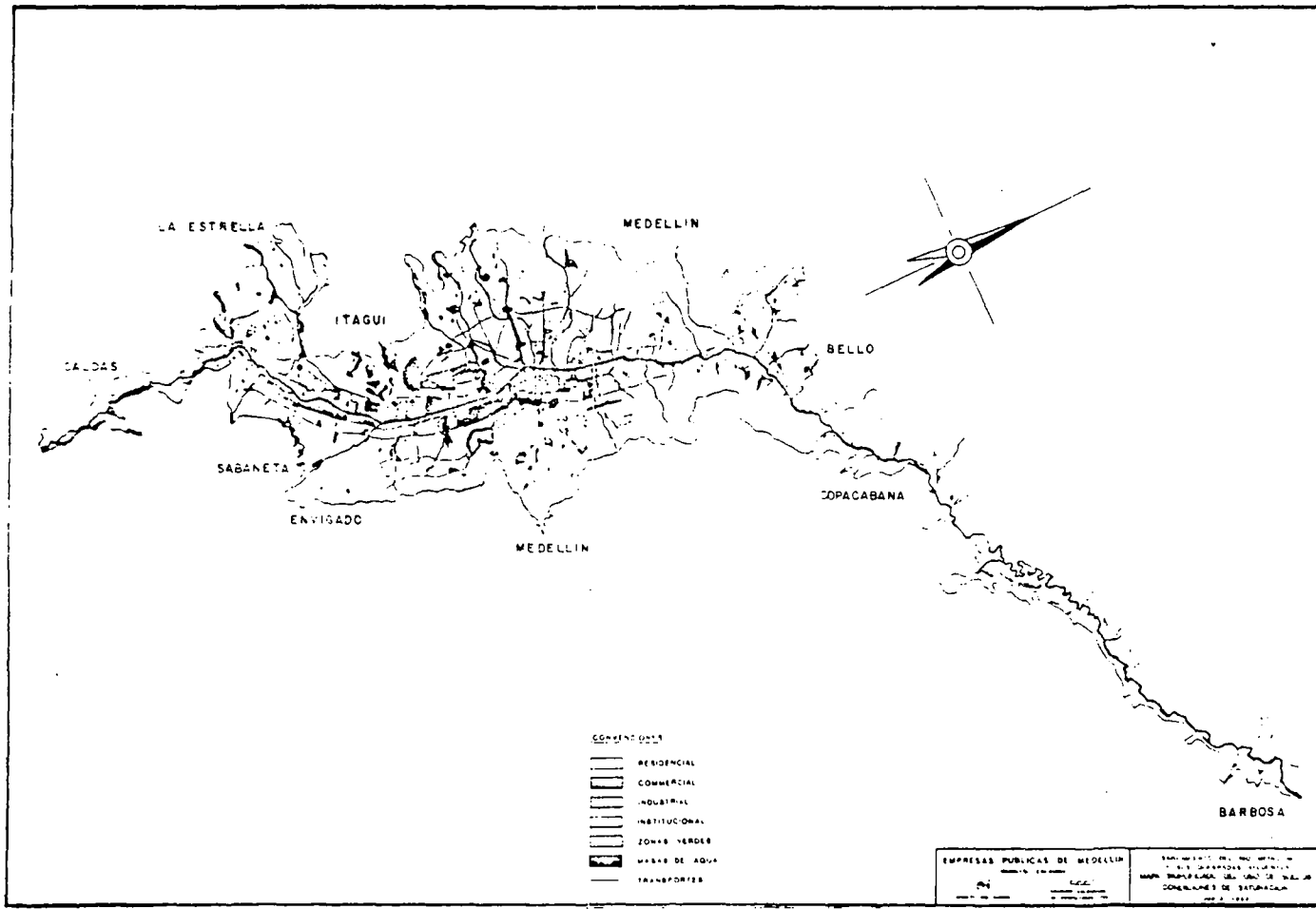


Figura 6 : Usos futuros del suelo en el Valle de Aburrá — Condiciones de saturación

2.2.1 Modelo PROG1

Este modelo calcula para cada uno de los 70 distritos sanitarios y para condiciones del año 2000 los caudales de aguas residuales y cargas contaminantes de acuerdo con las características del usuario. El programa utiliza los datos proyectados de población, los usos del suelo y las cargas contaminantes per cápita. El programa calcula además los flujos y cargas contaminantes que llegarían a cada posible planta de tratamiento según los arreglos definidos. También calcula la calidad del efluente de cada planta según la eficiencia de tratamiento: primaria, secundaria y terciaria. En total se analizaron 50 arreglos o combinaciones posibles de plantas de tratamiento.

2.2.2 Modelo PROG2

Este programa analiza el tamaño de los interceptores correspondientes a las diferentes combinaciones de plantas de tratamiento.

El programa calcula la capacidad requerida, establece la capacidad de los interceptores existentes y calcula los diámetros de las tuberías adicionales para las capacidades requeridas y los costos correspondientes. El programa está basado en el caudal proyectado para la condición de saturación.

2.2.3 Modelo PROG3

Este programa cumple dos funciones. En la primera calcula el área de terreno requerida por las plantas de tratamiento (15 en total, Figura 5) con base en el caudal y nivel de tratamiento y luego calcula el costo de la tierra usando precios en Medellín.

En la segunda parte, el programa suma los costos de la tierra, los de las plantas de tratamiento obtenidos según el modelo CAPDET y los del sistema de transporte calculados con el PROG2. El programa da el

costo total en términos de inversión y valor presente total para cada una de las alternativas estudiadas:

2.2.4 Modelo PROG4

Se desarrolló este programa para estimar los volúmenes de desechos sólidos producidos y para analizar el costo de su disposición final bajo diferentes opciones. El programa está basado en los mismos datos de población y usos del suelo dados por el PROG1.

2.2.5 Modelo PROG11

El programa PROG11 fue derivado del PROG1. El PROG11 calcula el caudal de residuos líquidos y la carga contaminante para cualquier año entre 1980 y 2000.

2.2.6 PROG12

El programa PROG12 es otra variación del PROG1 y calcula el porcentaje de recolección efectivo de aguas residuales en las subcuencas de cada uno de los 70 distritos sanitarios.

2.2.7 Modelo CAPDET

El modelo CAPDET desarrollado por la Oficina de Protección Ambiental - EPA - de Estados Unidos simula el funcionamiento y el costo de plantas de tratamiento de aguas residuales.

2.2.8 Modelo QUAL-II

El modelo QUAL-II, también desarrollado por la EPA, de Estados Unidos, simula las condiciones hidráulicas y de calidad del agua en el río Medellín tanto para condiciones de verano como de invierno ya sea para condiciones actuales o futuras.

Este modelo constituye el eje central del programa de saneamiento del río Medellín y es la base para la toma de decisiones. Los parámetros simulados por el QUAL-II son: OD, DBO, NH_3 , NO_2^- , NO_3^- , PO_4^- , bacterias, temperatura, sustancias conservativas, algas, además de caudal, velocidad y profundidad del río (Figura 8).

2.3 Identificación de tramos del río Medellín

Como es difícil obtener la misma calidad de agua en el río Medellín en los 100 kilómetros bajo estudio, el río fue dividido en 6 tramos. Esta división permitió asignar unos usos del agua para cada uno de los 6 tramos. Los criterios que sirvieron para diferenciar los tramos fueron geometría del canal, caudal, régimen hidráulico, calidad existente del agua y usos del suelo adyacentes. La Tabla 6 y Figura 5 muestran la localización y longitud de cada tramo.

TABLA 6
DEFINICION DE TRAMOS EN EL RIO MEDELLIN

Tramo	Kilómetro de río		Longitud (km)
	Empieza	Termina	
1. Primavera a Ancón Sur	0+000	12+000	12
2. Ancón Sur a comienzo de la sección canalizada	12+000	16+000	4
3. Sección canalizada	16+000	31+000	15
4. Final sección canalizada hasta Girardota	31+000	52+000	21
5. Girardota a Popalito	52+000	84+570	32.6
6. Popalito a Río Grande	84+570	98+000	13.4

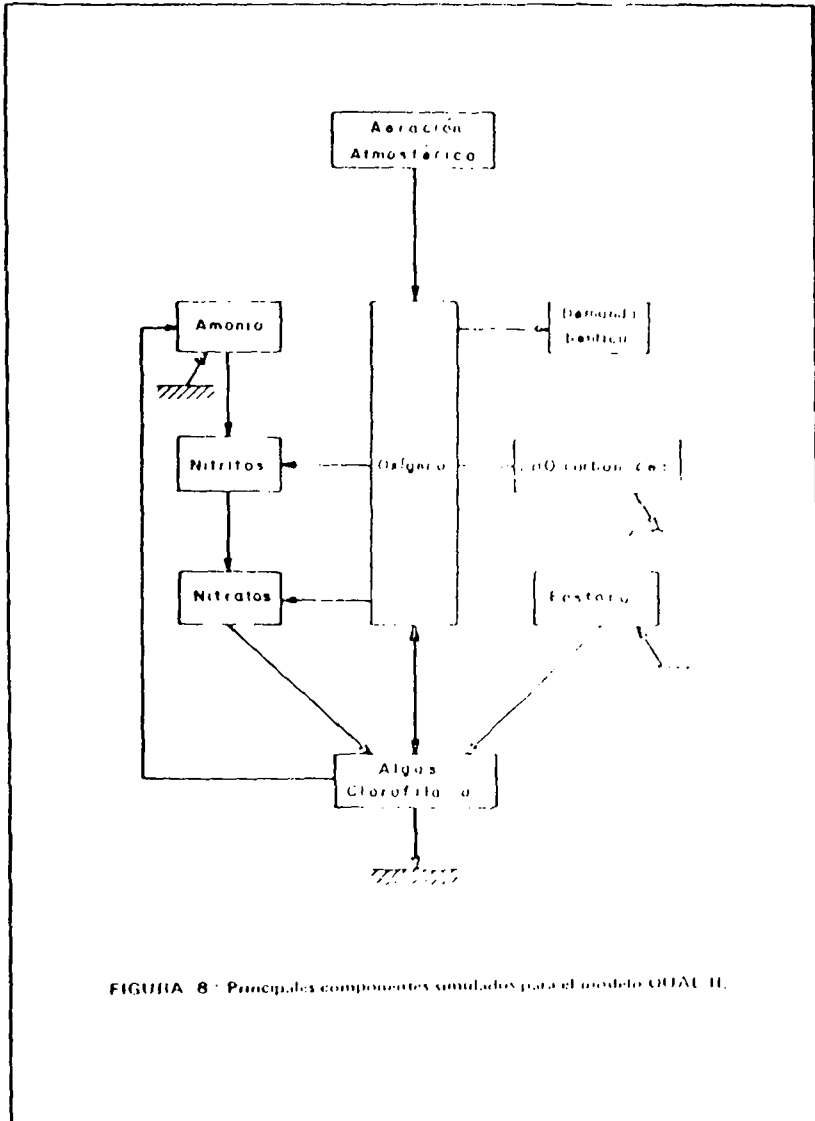


FIGURA 8 - Principales componentes simulados para el modelo QUAL II.

2.4 Posibles usos del río Medellín

Para definir los posibles usos del río Medellín se tuvieron en cuenta criterios de calidad del agua de diferentes entidades. Estos usos posibles (Tabla 7) fueron agrupados posteriormente en cinco categorías según la relación o similitud entre ellos.

Al final, cada tramo de río quedará identificado con una categoría y los usos incluidos en esta.

Las cinco categorías y los usos consignados en cada una de ellas fueron:

a) Categoría I

- Drenaje y transporte de desechos sólidos
- Asimilación de desechos

b) Categoría II

- Irrigación para productos no alimenticios
- Estética
- Explotación mecánica de material de playa

c) Categoría III

- Enfriamiento industrial
- Explotación manual de material de playa
- Recreación por contacto corporal limitado con el agua

d) Categoría IV

- Agua para procesos industriales
- Fuentes públicas de agua no potable
- Riego para productos alimenticios

e) Categoría V

- Recreación sin restricciones
- Desarrollo de la piscicultura

TABLA 7
 CONJUNTO DE CRITERIOS DE DECISION PARA LA CALIDAD DEL AGUA EN EL VALLE DE ABURRA (1)

Uso del río	OD	DBO ₅	NH ₃	NO ₃ ⁻	NO ₂ ⁻	Total	PO ₄ ⁼	Coli Fec(2)	SDT	Algas	Temperatura(3)
Manejo transporte de desechos						No especificado					
Estéticos	2	30	5				4			30	±4
Explotación mecánica de playas	2	20									
Enfriamiento industrial	2	30	4	30		5	4	10.000	1.000	20	
Rrigación	2	20	5	30		2	10	100	5.000		
Explotación manual de playas	4	15	3	5		5	1	10.000			±6
Recreación-contacto restringido	4	15	3	5		5	1	5.000			±6
Agua para procesos industriales	4	10	0.5	10		5	1	2.000	120	20	
Abastecimiento de agua no potable	4	5	0.5	10		1	0.5	2.000	500	10	±5
Recreación-contacto no restringido	5	5	2.5	5		1	0.5	(5)	500	10	±5
Piscicultura	3.6(4)	5	1	5		1	0.1	100	100-400(4)		±3

(1) Todos los valores están expresados en mg/l, a no ser que se especifique lo contrario.

(2) Expresado en número más probable (NMP).

(3) Grados centígrados. Diferencia de la temperatura con respecto a la temperatura anual promedio del ambiente.

(4) Dependiente de las especies.

(5) En estudio.

2.5 Cálculo de población, flujos y cargas contaminantes futuras

A partir de los usos del suelo previstos en el Valle de Aburrá, densidades de población y contribuciones contaminantes tanto domésticas como industriales se hizo la proyección al año 2000 de los flujos de aguas residuales que había que recolectar y sus concentraciones.

2.6 Sistema futuro de colección y transmisión de aguas residuales

Como el objetivo final en todo programa de saneamiento de corrientes de agua consiste básicamente en la recolección y tratamiento de las aguas residuales generadas, para el Valle de Aburrá ha sido prediseñada una red de colección y transmisión de estas aguas residuales (Figura 9). Parte de este sistema, como se anotó anteriormente, está en operación en Medellín pero debe ser extendida a los otros municipios del Area Metropolitana. Este sistema de colección, que será conjunto para aguas residuales domésticas e industriales, recibirá las descargas de las redes de relleno y está conformado por tuberías de diámetros mayores que se han clasificado en troncales, colectores e interceptores. Cada colector en el sistema está clasificado por un número que empieza con el número del distrito sanitario. Es necesario aclarar que las aguas residuales industriales recibidas en este sistema de colección deberán cumplir con unos requisitos mínimos de calidad.

2.7 Muestreos en el río Medellín

Debido a la presencia de dos periodos estacionales, época seca y lluviosa, fue necesario llevar a cabo muestreos en el río Medellín en ambos periodos. Estos muestreos fueron realizados con anterioridad en los años 1972, 1979 y últimamente en 1981-82. El muestreo en época seca del año 1982 se realizó por un periodo de 3 meses y sirvió para caracterizar la calidad general del río y proveer datos para la

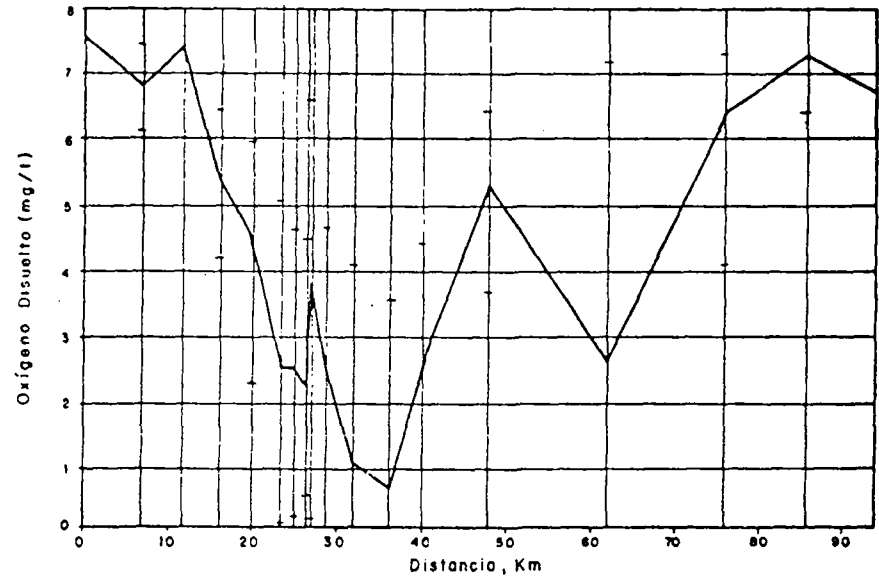
calibración y verificación del modelo de simulación de la calidad del agua en el río Medellín - QUAL II. Las Figuras 10 a 13 presentan los resultados del programa de muestreo en el periodo marzo-agosto 1981 y dan una idea general del estado del río Medellín.

El muestreo de invierno de 1982 incluyó toma de muestras tanto en el río Medellín y sus tributarios como en las aguas de escorrentía superficial para caracterizar las fuentes no puntuales de contaminación. Estos muestreos de la escorrentía producida durante la lluvia fueron llevados a cabo en áreas con usos del suelo diferentes.

2.8 Análisis de alternativas

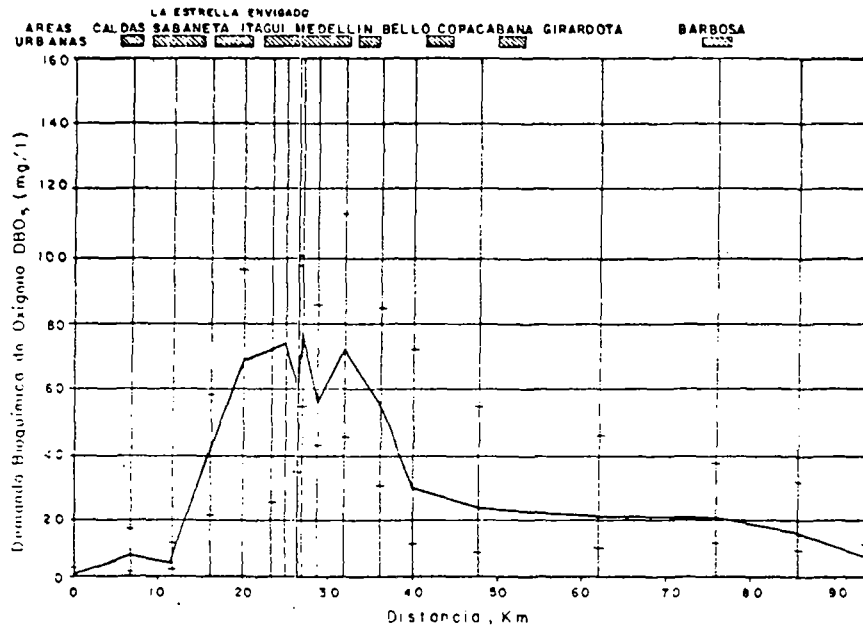
El análisis de alternativas fue realizado a partir de dos conceptos básicos: calidad resultante en el río y costo de las obras propuestas para alcanzar ese nivel de calidad. La evaluación de la calidad del agua en el río se hizo por medio del modelo QUAL-II y la de costos con el modelo PROG3. Estas variables se analizaron con el fin de determinar: porcentaje de aguas residuales susceptibles de colectar y concentrar en los puntos de tratamiento, efecto de la localización y número de las plantas de tratamiento, disponibilidad de áreas para los flujos recolectados, efecto del agua de dilución proveniente de otras cuencas, efecto de los desechos sólidos arrojados al río y efecto de los diferentes grados de tratamiento. El efecto combinado de estas variables alimentaba el modelo QUAL-II que finalmente proyectaba el efecto de todas las obras en la calidad del agua del río Medellín.

LA ESTRELLA ENVIGADO
 AREAS URBANAS CALDAS SAZANETA ITAGUI MEDELLIN BELLO COPACABANA GIRARDOTA BARROSA



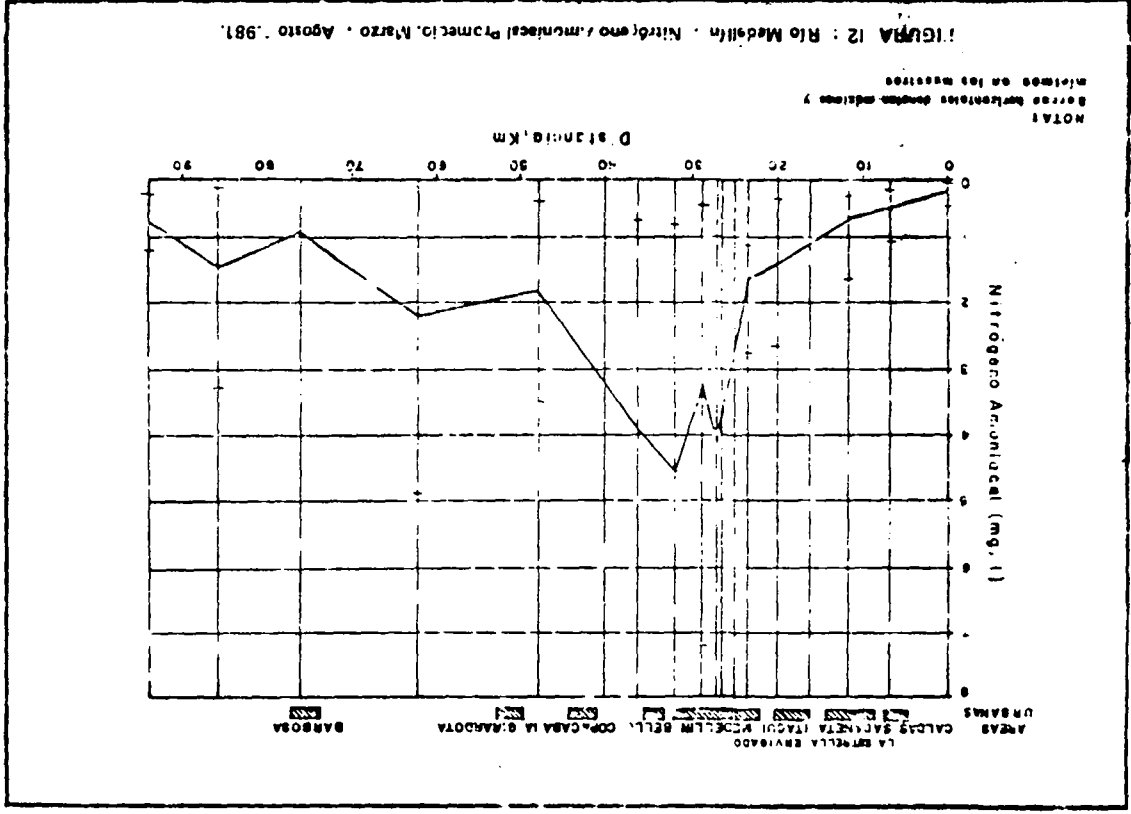
NOTA
 Barras horizontales denotan
 máximos y mínimos en las muestras

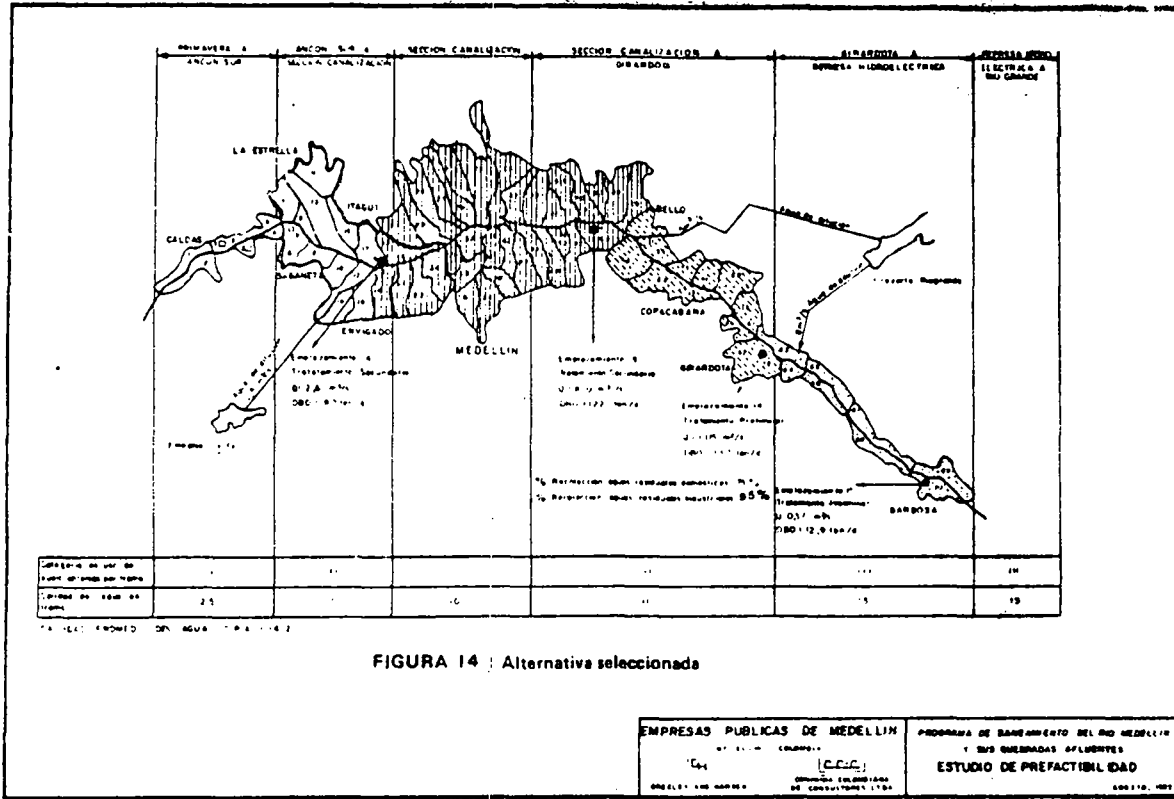
FIGURA 10: Río Medellín – Oxígeno Disuelto Promedio. Marzo – Agosto 1.981



NOTA
Barras horizontales denotan
máximos y mínimos en las muestras

FIGURA 11: Río Medellín. — Demanda Bioquímica de Oxígeno Promedio. Marzo — Agosto 1981.





ALTERNATIVA PROPUESTA

de la opción de la alternativa propuesta y los diferentes variables involucradas, es presentado en las Figuras 14 y 15. Algunos detalles de esta alternativa desarrollada para un periodo de diseño de 20 años son:

% recolección aguas residuales domésticas	75%
% recolección aguas residuales industriales	95%
% recolección lodos sólidos	100%

Número de plantas de tratamiento:

Tratamiento secundario: 2 (Itaguá y Bello) - Figuras 16, 17, 18 y 19

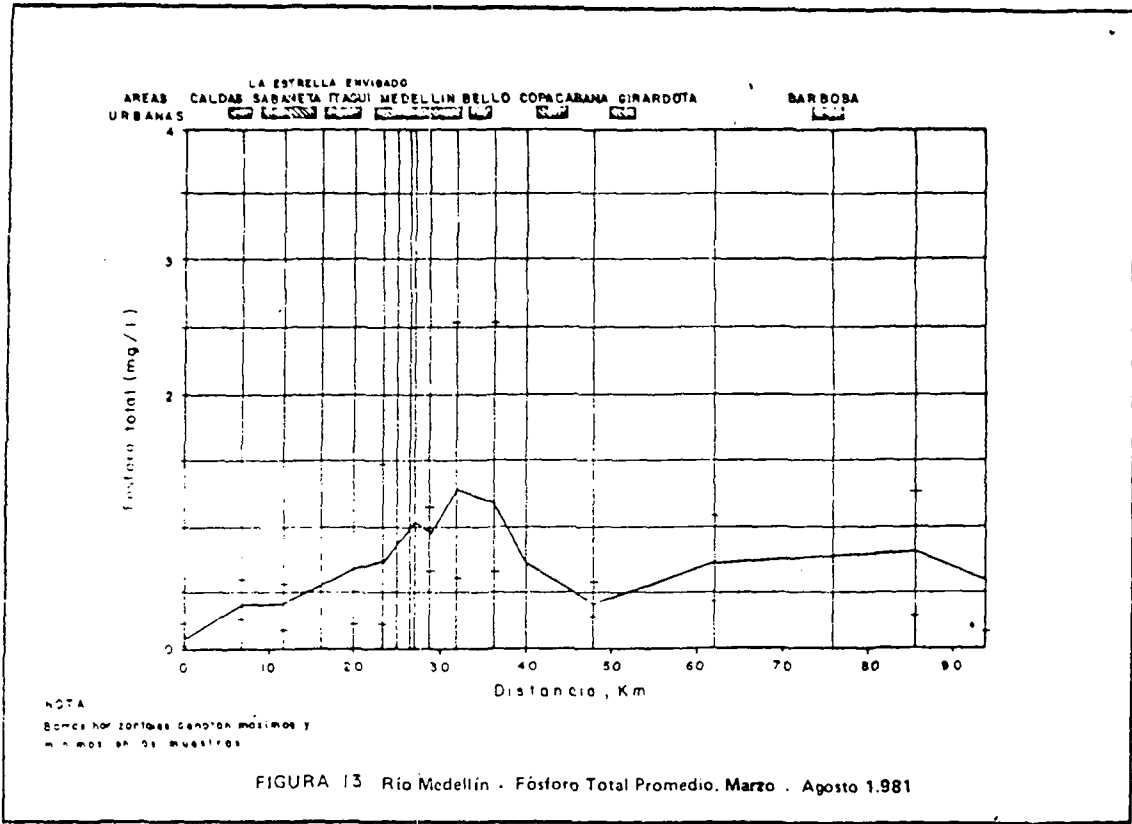
Tratamiento preliminar: 2 (Girardota y Barbosa) - Figura 20

Volúmenes de agua de dilución (Figura 14) 2.5/5/18

Se aclara de nuevo que todo el sistema de colección y tratamiento propuesto es conjunto para las aguas residuales domésticas e industriales.

Todas estas variables están siendo analizadas y sus valores definidos con mayor precisión para cada distrito sanitario y proyectados en el tiempo para obtener promedios ponderados más exactos. Los niveles de calidad resultantes para OD y DBO para las condiciones anteriores y un caudal de diseño equivalente a un 75% de ocurrencia son presentados en el Figura 21.

11



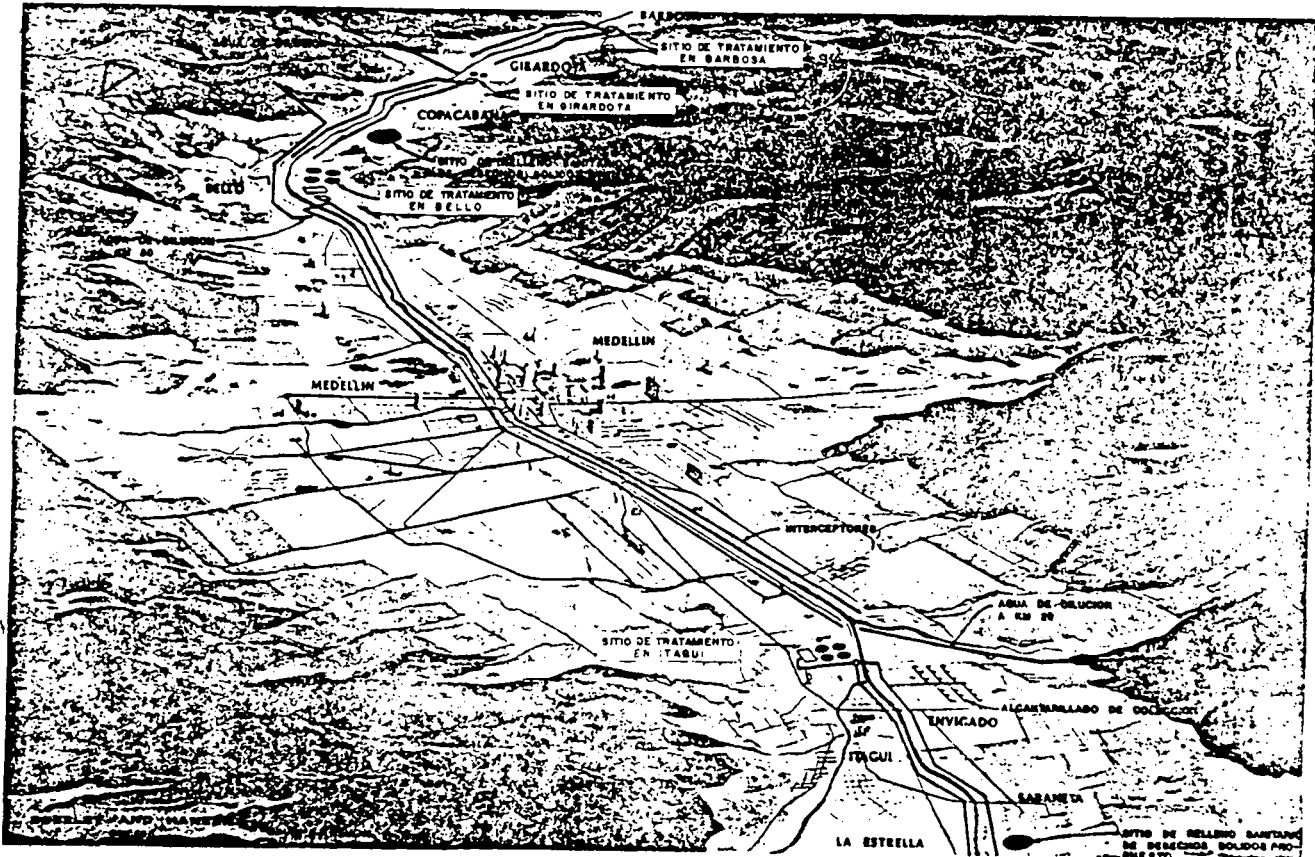


Figura 15: Perspectiva del sistema de interceptores y tratamiento de las aguas residuales en el Valle de Aburró

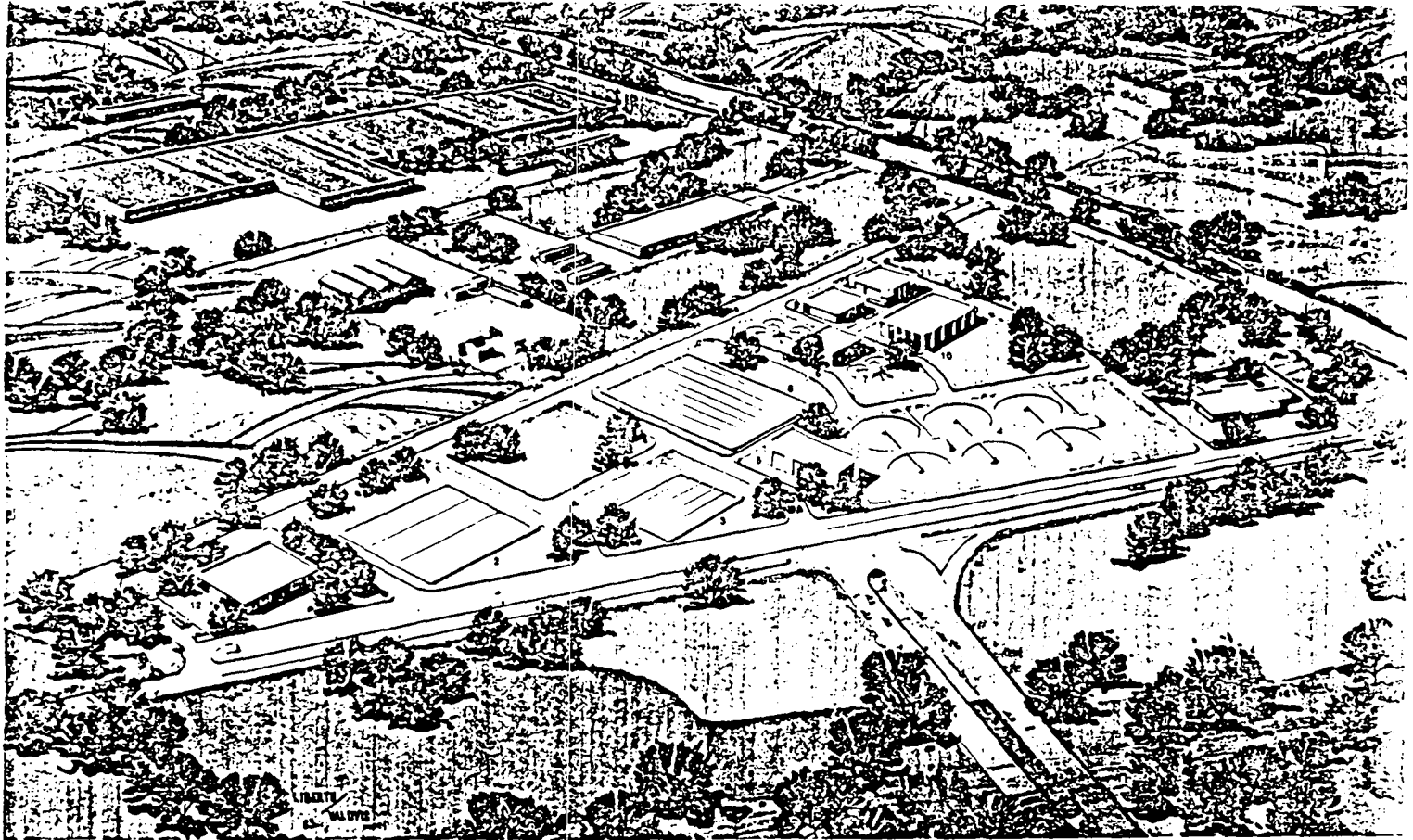


FIGURA 16 PERSPECTIVA ARTISTICA
 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS EN ITAGUI
 MUNICIPIOS ATENDIDOS : CALDAS, LA ESTRELLA, SABANETA, ENVIAGADO E ITAGUI

GREELEY AND HANSEN
 COMPANIA COLOMBIANA DE CONSULTORES, LTDA.

CONVENCIONES

EMPRESAS PUBLICAS DE MEDELLIN
 DIRECCION DE PLANEACION

- | | | | | | |
|---|------------------------------------|----|-----------------------------------|----|--|
| 1 | EDIFICIO DE TRATAMIENTO PRELIMINAR | 11 | EDIFICIO DE BOMBADORES | 9 | EDIFICIO DE DESECADO DE LODOS |
| 2 | TANQUES DE SEDIMENTACION PRIMARIA | 12 | EDIFICIO DE ESPESAMIENTO DE LODOS | 10 | COBERTIZO PARA ALMACENAMIENTO DE LODOS DESECADOS |
| 3 | TANQUES DE AERACION | 13 | TANQUES DE ESPESAMIENTO DE LODOS | 11 | EDIFICIO DE REPARACION Y MANTENIMIENTO |
| 4 | TANQUES DE SEDIMENTACION FINAL | 14 | TANQUES DE DIGESTION AEROBICA | 12 | EDIFICIO DE ADMINISTRACION |

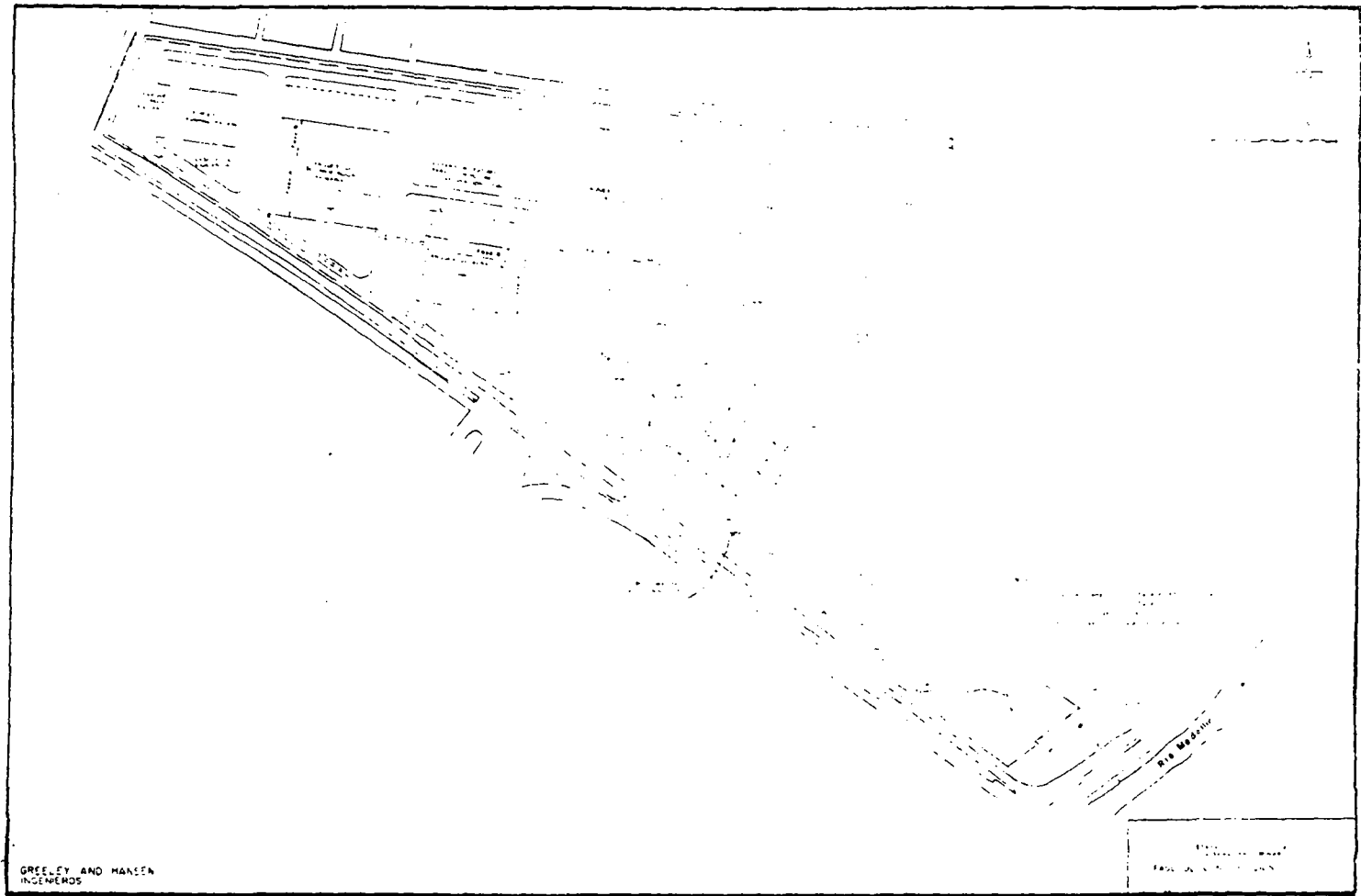


Figura 17: Planta de tratamiento de Aguas Residuales en Itagui - Etapas de construcción y distribución de los procesos de tratamiento

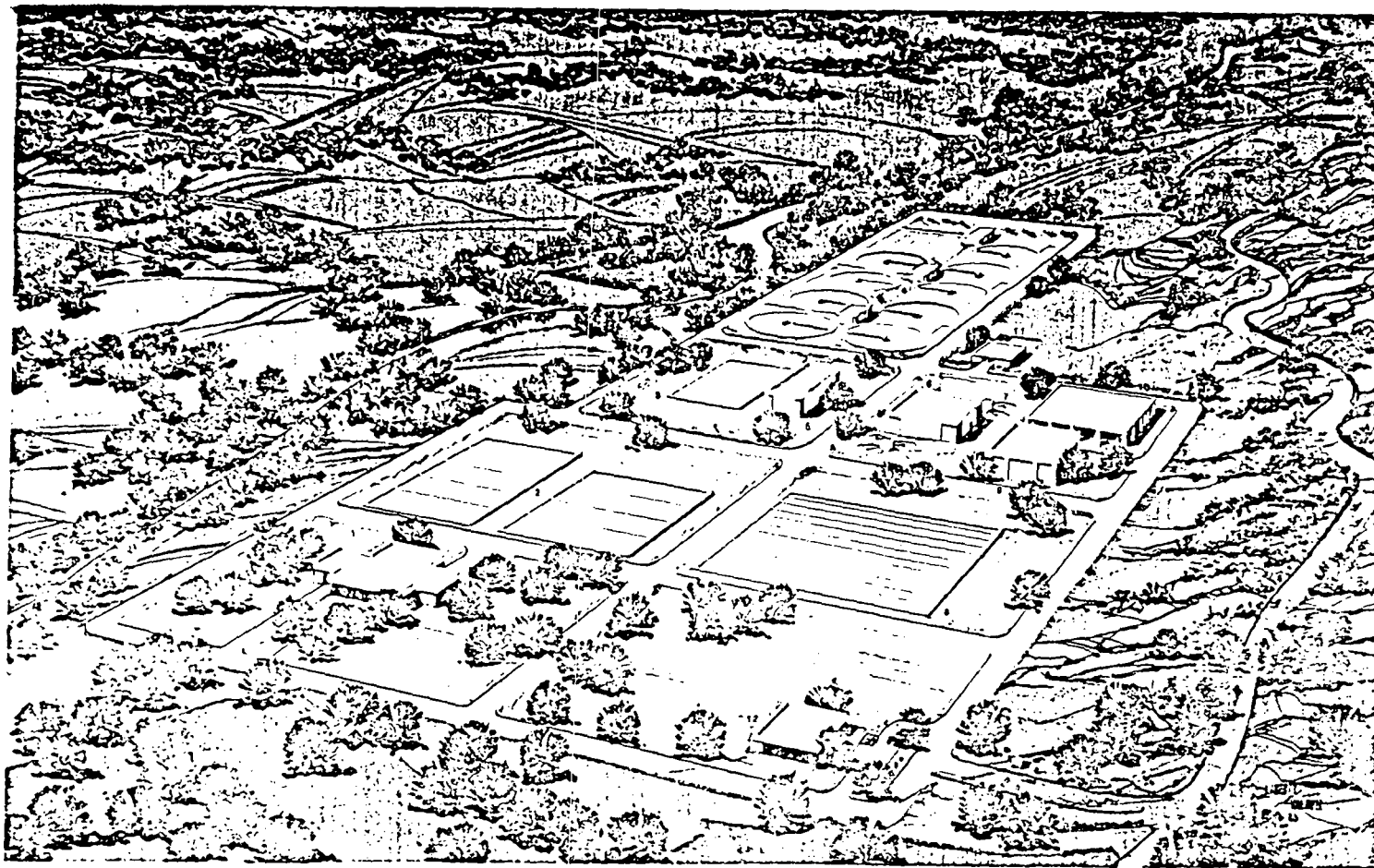


FIGURA 18 PERSPECTIVA ARTISTICA
 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS EN BELLO
 MUNICIPIOS ATENDIDOS MEDELLIN Y BELLO

GREELEY AND HANSEN
 COMPANIA COLOMBIANA DE CONSULTORES, LTDA.

CONVENCIONES

EMPRESAS PUBLICAS DE MEDELLIN
 DIRECCION DE PLANEACION

- | | | |
|--------------------------------------|-------------------------------------|---|
| 1 EDIFICIO DE TRATAMIENTO PRELIMINAR | 5 EDIFICIO DE SOPLADORES | 9 EDIFICIO DE DESECADO DE LODOS |
| 2 TANQUES DE SEDIMENTACION PRIMARIA | 6 EDIFICIO DE ESPESAMIENTO DE LODOS | 10 COBERTIZO PARA ALMACENAMIENTO DE LODOS DESECADOS |
| 3 TANQUES DE AERACION | 7 TANQUES DE ESPESAMIENTO DE LODOS | 11 EDIFICIO DE REPARACION Y MANTENIMIENTO |
| 4 TANQUES DE SEDIMENTACION FINAL | 8 TANQUES DE DIGESTION AEROBICA | 12 EDIFICIO DE ADMINISTRACION |

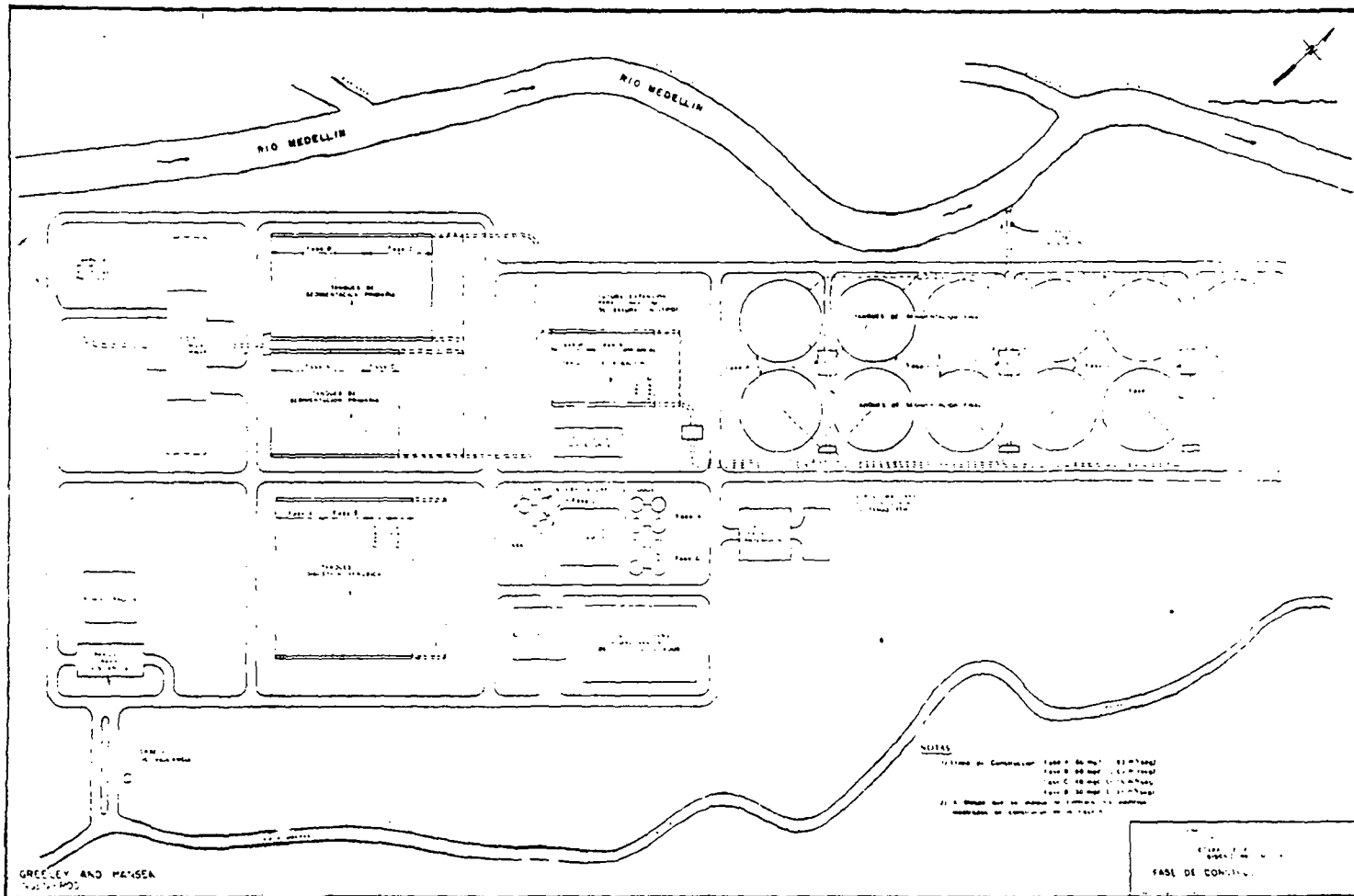


Figura 19: Planta de tratamiento de Aguas Residuales en Bello - Etapas de construcción y distribución de los procesos de tratamiento

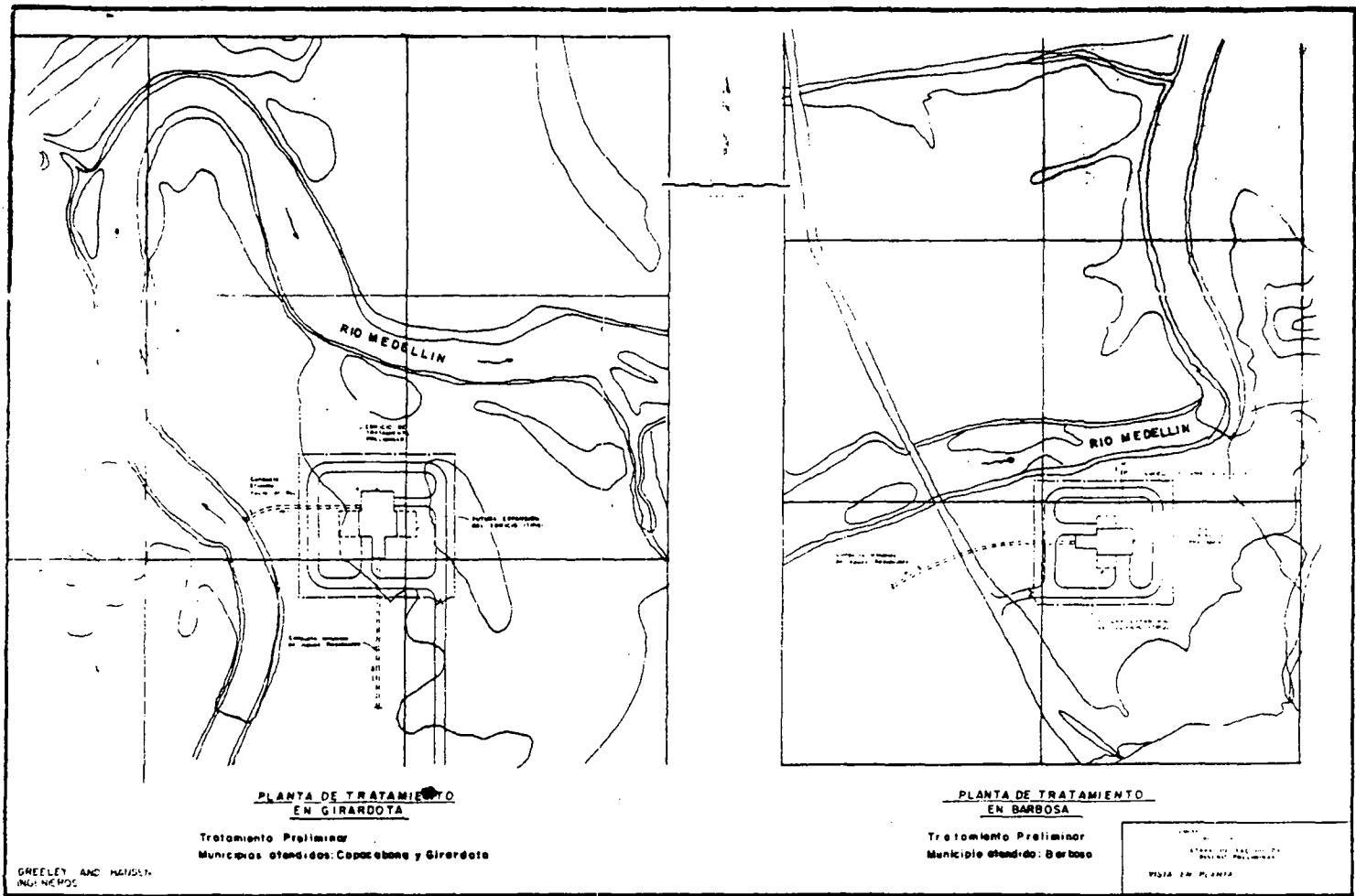


Figura 20: Plantas de tratamiento de Aguas Residuales en Girardota y Barbosa

4. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

4.1 Flujos bajos y de diseño

La selección de un flujo de diseño en el análisis de alternativas fue uno de los aspectos más cruciales. Para el caso de flujos bajos no existía un precedente legislativo en Colombia que fijara este flujo. Un análisis de flujos críticos bajos, procedimiento rutinario para determinar el flujo de diseño, no fue posible debido a los pocos años de registro. Este período de registros osciló entre 2 y 10 años con un promedio de 5 años en cada estación. Para comparar la sensibilidad del flujo de diseño, que supuestamente debe ser excedido 75% de las veces, se simularon las condiciones del río para condiciones más severas.

Estas condiciones severas equivalen al flujo promedio más bajo durante los días consecutivos. El efecto de este flujo bajo corresponde a una frecuencia de excedencia del 90%. El descenso en las concentraciones de oxígeno disuelto es de 0.5 mg/l y el aumento en las concentraciones de DBO es mínimo (Figura 21).

4.2 Efecto de los porcentajes de recolección

El efecto de tener un porcentaje de recolección de aguas residuales más bajo que el propuesto como condición de diseño fue simulado. El resultado de bajar de un porcentaje de recolección del 75% es comparado en la Figura 22.

4.3 Efecto del agua de dilución

Las desviaciones de agua de las cuencas del río Grande y del río Negro tienen su efecto en la calidad y cantidad de agua del río Medellín. Actualmente se desvían en promedio $7.5 \text{ m}^3/\text{s}$ de agua de otras cuencas para el suministro de agua potable, aguas que poste-

riormente llegan en forma de aguas residuales al río Medellín.

Analizando los caudales de verano en el río Medellín (Tabla 9) vemos que para la estación RM-12 en Machado el caudal es de $16.4 \text{ m}^3/\text{s}$, que comparado con la producción total de aguas residuales aguas arriba de este sitio ($7.0 \text{ m}^3/\text{s}$), nos permite concluir que el 43% del agua del río Medellín está conformado por aguas residuales en época de verano.

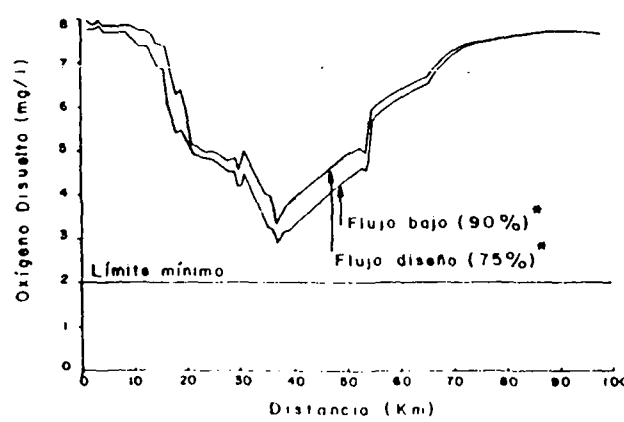
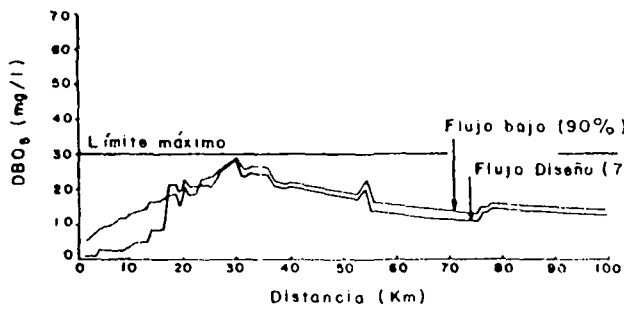
Esta situación y la dificultad de obtener un porcentaje de recolección alto de aguas residuales hizo analizar el efecto de adicionar agua de dilución al río Medellín. A nivel de prefactibilidad se recomendó la adición de $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ provenientes del embalse La Fe, $5 \text{ m}^3/\text{s}$ del futuro embalse Riogrande II descargados en el sector de Niquila en el municipio de Bello además de lo proveniente del mismo embalse que será descargado a través de la central hidroeléctrica La Tasajera en Girardota. Actualmente se estudian las variaciones y disponibilidades de estos flujos en el tiempo para proyectar los efectos en la calidad futura del agua.

Una comparación entre los niveles de calidad del agua del río Medellín, resultantes de la ejecución de la totalidad de las obras descritas anteriormente y la calidad resultante, si no se agregara agua de dilución, es presentada en la Figura 23.

Efecto de los desechos sólidos

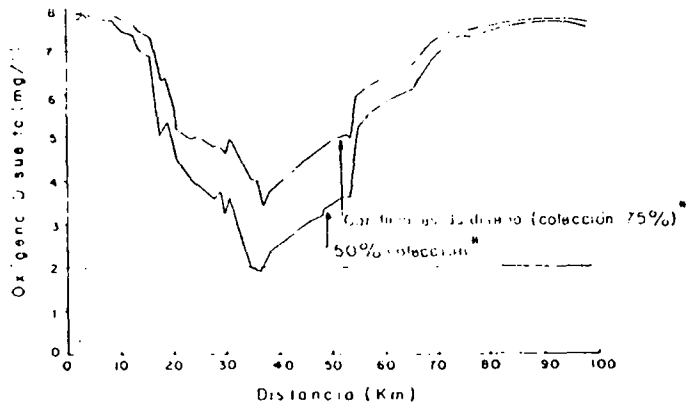
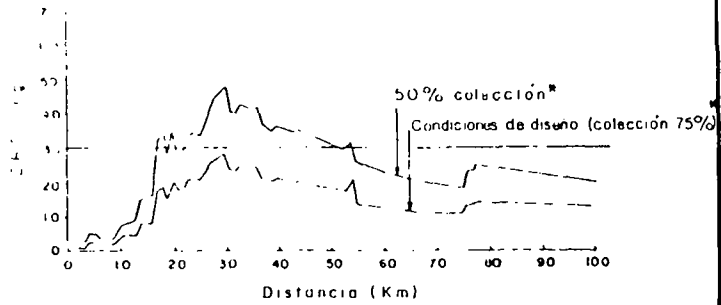
Como se anotó anteriormente, un alto porcentaje de los desechos sólidos producidos en el Valle de Aburrá es descargado en el río Medellín y sus tributarios. Para efectos de proteger la calidad futura del agua del río Medellín se supuso que todos los desechos sólidos serían recogidos en un futuro bajo los nuevos planes que se están implementando.

Como una recolección y disposición total de los desechos sólidos involucra cambios sustanciales en las prácticas de reciclaje y hábitos existentes en la actualidad, se simuló el efecto que tendría el no poder lograr los objetivos planteados a nivel del servicio de recolección y disposición final de desechos sólidos. Una comparación entre la calidad del agua del río Medellín con y sin programas de recolección de desechos sólidos se aprecia en la Figura 24.



* Frecuencia excedencia

FIGURA 21 : Efectos del cambio de flujo en las concentraciones de Demanda Bioquímica de Oxígeno y Oxígeno disuelto.



* Colección aguas residuales

FIGURA 22 : Efecto de los porcentajes de colección de aguas residuales en las concentraciones de Demanda Bioquímica de Oxígeno y Oxígeno disuelto.

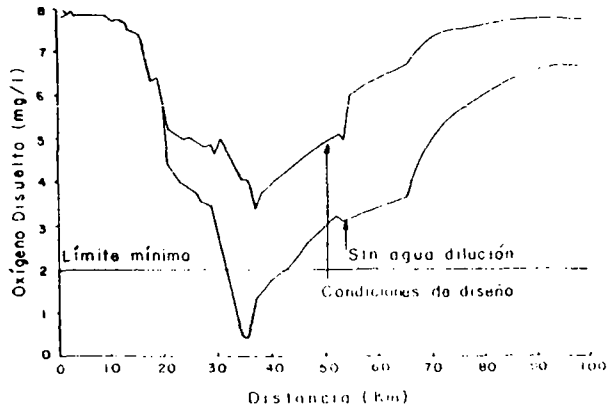
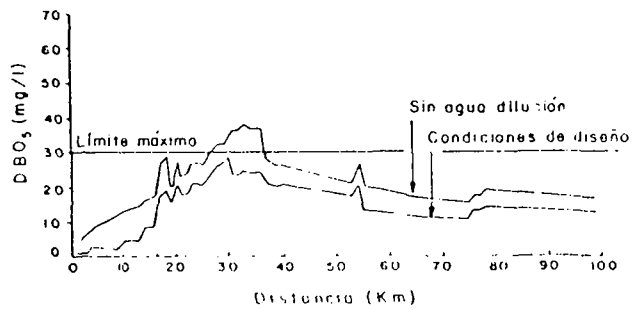


Fig 23. Efecto del agua de dilución en las concentraciones de Demanda Bioquímica de Oxígeno y Oxígeno disuelto

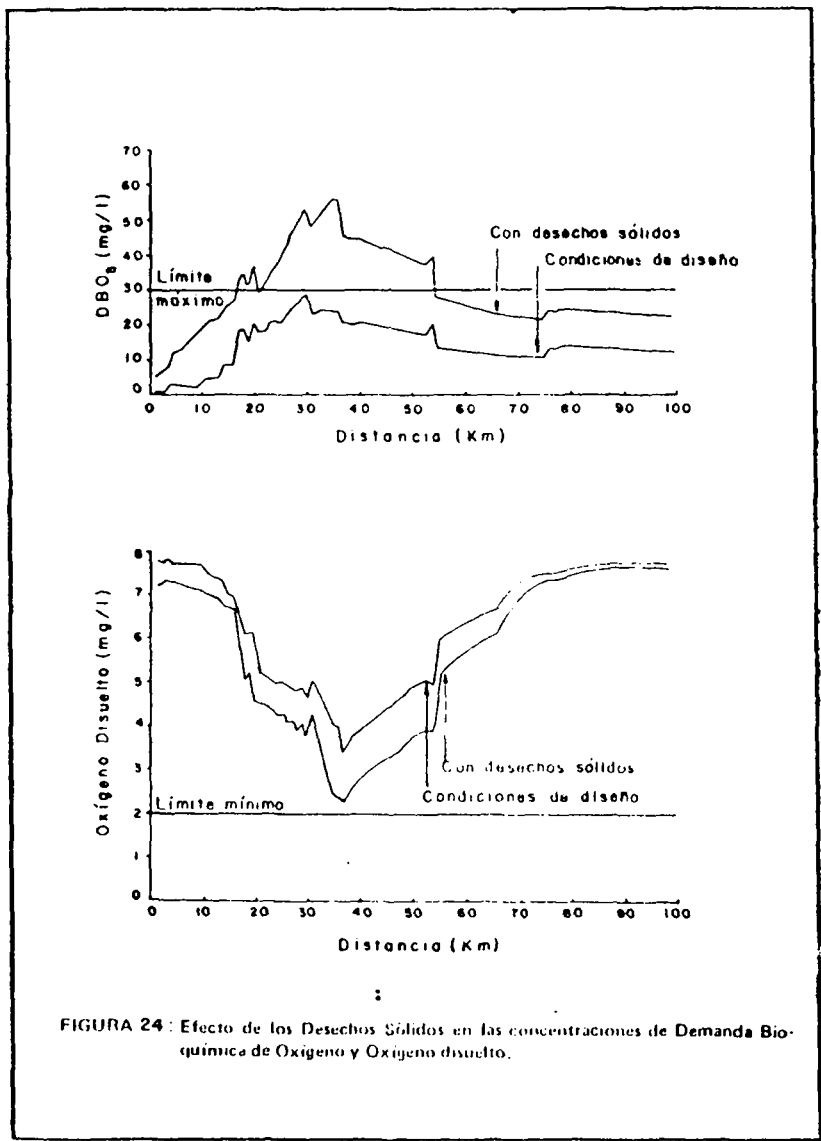


FIGURA 24 : Efecto de los Desechos Sólidos en las concentraciones de Demanda Bioquímica de Oxígeno y Oxígeno disuelto.

5. ESTUDIOS DE COSTOS Y BENEFICIOS

Los estudios de prefactibilidad y factibilidad para el saneamiento del río Medellín y sus afluentes han tenido un análisis exhaustivo de sus costos y beneficios. El análisis de las diferentes relaciones beneficio/costo permitió seleccionar un grupo de alternativas viables y finalmente la más aceptable desde el punto de vista técnico y económico; en la Figura 25 se resume la interacción entre los diferentes estudios de beneficios y costos.

5.1 Beneficios por salud pública

Los estudios de beneficios por salud pública fueron realizados por la Facultad Nacional de Salud Pública de la Universidad de Antioquia. Ante la ausencia de estudios similares se desarrolló una metodología general para evaluar los efectos que la contaminación del río y sus quebradas tiene sobre la salud pública.

Esta metodología constó de las siguientes actividades:

- a) Determinación de las enfermedades que tienen relación con el problema.
- b) Comprobación de si la cercanía al río Medellín está o no relacionada con la presencia de la enfermedad.
- c) Determinación y cuantificación de la población expuesta. Esta cuantificación permitió establecer la distancia de 730 m a cada lado del río como zona de incidencia. La población expuesta en esta zona de incidencia a diciembre de 1980 era de 500.000 habitantes.

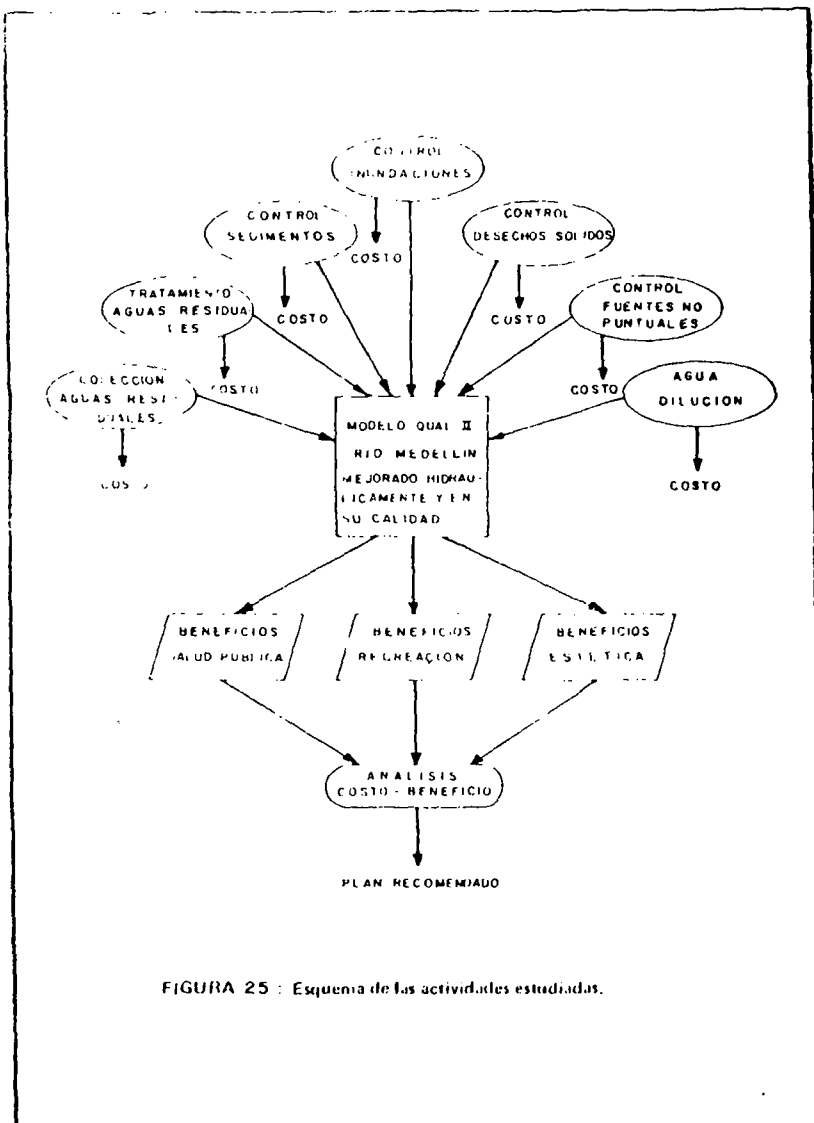


FIGURA 25 : Esquema de las actividades estudiadas.

d) Cuantificación de los casos de enfermedad y muerte que podrían evitarse con un programa de saneamiento del río Medellín y sus afluentes. Los resultados obtenidos por la Facultad Nacional de Salud Pública indicaron que el número de muertes evitadas por un programa de saneamiento equivaldrían, en términos porcentuales, a los siguientes valores:

0.3% del total de muertes en Medellín

28.8% de las muertes por enteritis y diarrea

71.4% de las muertes por tuberculosis del aparato respiratorio

e) Cuantificación del impacto económico derivado de los casos de enfermedad prevenidos y de las muertes evitadas.

Para el caso de la morbilidad se cuantificaron costos de consultas, costos hospitalarios, productividad equivalente a los días de hospitalización y costos de incapacidades. Para el costo de mortalidad se cuantificó el costo neto de la productividad potencial en función de la esperanza de vida promedio en el Valle de Aburrá para las personas cuyas muertes fueron atribuidas a la contaminación del río.

f) Identificación de beneficios intangibles.

Estos beneficios intangibles son: mejoramiento del paisaje, molestias por olores, infestación por roedores y salud mental.

5.2 Beneficios por valorización de tierras

Los beneficios por valorización de tierras fueron cuantificados por La Lonja de Propiedad Raíz de Medellín.

El río Medellín presenta en la actualidad en sus zonas adyacentes problemas de olores, materiales flotantes y bancos de basuras en sus riberas. La eliminación de estos efectos adversos indiscutiblemente impacta los valores de la tierra los cuales fueron cuantificados por la Lonja de Propiedad Raíz de Medellín siguiendo la siguiente metodología:

- a) Identificación de zonas de impacto visual y de olores.
- b) División del Valle de Aburrá en 15 sectores con usos del suelo similares y en cada uno de ellos se seleccionaron lotes representativos.
- c) Evaluación profesional de los valores comerciales actuales de cada lote.
- d) Estimación del posible valor que tendría cada lote si se eliminaran los problemas estéticos actuales.
- e) Estimación de los incrementos en el valor de la tierra para toda el área de influencia.

5.3 Beneficios por recreación

Exceptuando unas pocas áreas desarrolladas para usos recreacionales, las áreas aledañas al río que podrían desarrollarse para este fin no están siendo utilizadas en forma significativa. Aun en áreas desarrolladas con este propósito las actividades cerca al río no son realizadas debido a los malos olores. Estas áreas podrían utilizarse en actividades tales como: deportes, juegos, paseos de olla y caminatas si el río Medellín estuviera limpio.

Con el fin de evaluar estos beneficios por recreación se siguió la siguiente metodología:

- a) Identificación y medición de las tierras actuales y futuras con uso recreacional.
- b) Establecimiento de la máxima capacidad de uso para cada área. Se utilizó un factor de 162 m²/persona.
- c) Estimación de valores recreacionales para cada área según el tipo de actividad, localización, capacidad y acceso.
- d) Cálculo del valor incremental debido al mejoramiento de la calidad del agua.
- e) Determinación de valores por usuario por día (VUD).

En este caso asignaron valores monetarios a cada área recreacional según escala definida por el "Water Research Council" de Estados Unidos.

4 Costos de la alternativa

Los estimativos de costos fueron realizados con base en los modelos de computador descritos en los numerales anteriores. Dichos costos, como se muestra en las Tablas 10 y 11 asciende a US\$ 282 millones (precios de enero de 1982). Todos estos análisis de costos se encuentran detallados en los informes que documentan las diferentes actividades relacionadas con los costos y beneficios del programa de saneamiento del río Medellín.

TABLA 10
 COSTOS ANUALES DE INVERSIÓN DEL PROGRAMA DE SANEAMIENTO DEL RÍO MEDELLÍN
 (Cifras en miles de dólares de 1982)

	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989
<u>Planta Tratamiento Bello</u>							
Tratamiento secundario							
Diseño		4.682					
Construcción			16.722	16.722	16.722	16.722	16.722
Tierra	2.587						
Colectores							
Diseño		466					
Construcción			1.331	1.331	1.331	1.331	1.330
Interceptores							
Diseño		1.000					
Construcción			3.332	3.332	3.332	3.332	3.331
<u>Planta Tratamiento Itagol</u>							
Tratamiento secundario							
Diseño							
Construcción							
Tierra	8.662						
Colectores							
Diseño							
Construcción							
Interceptores							
Diseño							
Construcción							
<u>Plantas de tratamiento</u>							
<u>Girardota y Barbosa</u>							
Tratamientos preliminares							
Diseño							
Construcción							
Tierra	75						
Colectores							
Diseño							
Construcción							
Interceptores							
Diseño							
Construcción							
TOTAL	11.419	6.148	21.385	21.385	21.385	21.385	21.383

Continuación Tabla 10

	1990	1991	1992	1993	1994	1995
Planta tratamiento Bello						
Tratamiento secundario						
Diseño				1.153		
Construcción					10.295	10.295
Tierra						
Colectores						
Diseño				115		
Construcción					819	820
Interceptores						
Diseño				246		
Construcción					2.051	2.051
Planta tratamiento Itagüí						
Tratamiento secundario						
Diseño	2.438					812
Construcción		14.627	14.627	14.628		
Tierra						
Colectores						
Diseño	211					70
Construcción		1.173	1.173	1.173		
Interceptores						
Diseño	342					114
Construcción		1.899	1.899	1.898		
Plantas de tratamiento Girardota y Barbosa						
Tratamientos preliminares						
Diseño						
Construcción						
Tierra						
Colectores						
Diseño						118
Construcción						
Interceptores						
Diseño						586
Construcción						
TOTAL	2.991	17.699	17.699	17.713	13.165	14.866

Continuación Tabla 10

	1996	1997	1998	1999	2000	TOTAL
<u>Planta tratamiento Bello</u>						
Tratamiento secundario						
Diseño		1.153				6.988
Construcción			10.295	10.296		124.791
Tierra						2.682
Colectores						
Diseño		115				696
Construcción			819	820		9.932
Interceptores						
Diseño		246				1.492
Construcción			2.051	2.052		24.864
<u>Planta tratamiento Itagui</u>						
Tratamiento secundario						
Diseño	7.313	7.314				3.250
Construcción						58.509
Tierra						8.662
Colectores						
Diseño	586	587				281
Construcción						4.692
Interceptores						
Diseño	949	950				456
Construcción						7.595
<u>Plantas de tratamiento</u>						
<u>Girardota y Barbosa</u>						
Tratamientos preliminares						
Diseño		273		168		441
Construcción			4.300		2.498	6.798
Tierra						75
Colectores						
Diseño			16			134
Construcción	986	986		268		2.240
Interceptores						
Diseño			424			1.010
Construcción	4.885	4.886		7.060		16.831
TOTAL	14.719	16.510	17.905	20.664	2.498	282.419

TABLA 11

RESUMEN DE COSTOS DE LAS OBRAS PARA EL SANEAMIENTO DEL RIO MEDELLIN Y QUEBRADAS ALFUENTES
(miles de dólares constantes de enero/82)

Sitio de tratamiento	Tierra	Colectores	Interceptores	Tratamientos	Total
Itagul (Secundario)	8.662	4.973	8.051	61.759	83.445
Bello (Secundario)	2.682	10.628	26.356	131.779	171.445
Girardota (Preliminar)	62	2.090	10.345	4.577	17.074
Barbosa (Preliminar)	13	284	7.496	2.662	10.455
TOTAL	<u>11.419</u>	<u>17.975</u>	<u>52.248</u>	<u>200.777</u>	<u>282.419</u>
Participación Porcentual	(4%)	(64%)	(18.5%)	(71.1%)	

BIBLIOGRAFIA

EMPRESAS PUBLICAS DE MEDELLIN. Saneamiento del río Medellín y sus quebradas afluentes. Informe del Estudio de Prefactibilidad. Greeley and Hansen - Compañía Colombiana de Consultores - Medellín, 1982. 180 p.

EMPRESAS PUBLICAS DE MEDELLIN. Saneamiento del río Medellín y sus quebradas afluentes. Estudio de Salud Pública. Facultad Nacional de Salud Pública - Universidad de Antioquia - Medellín, 1982. pp. 73 -74.

EMPRESAS PUBLICAS DE MEDELLIN. Saneamiento del río Medellín y sus quebradas afluentes. Evaluación de valores y plusvalores generados por las obras de saneamiento del río Medellín. Lonja de Propiedad Ralz de Medellín. Medellín, 1982. pp. 186 - 194.

EMPRESAS PUBLICAS DE MEDELLIN. Caracterización de los residuos líquidos domésticos de la ciudad de Medellín. Medellín, 1981. pp. 77 - 78.

EMPRESAS PUBLICAS DE MEDELLIN. Calidad del agua del río Medellín y sus quebradas afluentes - Muestreo 1981 - 1982. Universidad Nacional de Colombia - Sede Medellín. Medellín, 1981 - 1982. 140 p.

dasanme/A9

SEMINARIO LATINOAMERICANO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

EL PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI

**PONENCIA PRESENTADA POR EL
GRUPO DE INTERVENTORIA DE
EMCALI EN ASOCIO CON EL
CONSORCIO INGESAM/URS.**

CALI, AGOSTO DE 1985

EL PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI

EMPRESAS MUNICIPALES DE CALI

CONSORCIO INGESAM LTDA/URS CO.

INTRODUCCION

El presente trabajo resume los asuntos más importantes relacionados con la organización de las Empresas Municipales de Cali, EMCALI, en lo pertinente al control de la contaminación acuática y a los resultados parciales del Proyecto de Tratamiento de Aguas Residuales de Cali, realizado para EMCALI por el Consorcio Consultor INGESAM LTDA/URS COMPANY INC. En su elaboración participaron por EMCALI el Ingeniero Marquis A. Carvajal A. y las Ingenieras Carmen Eugenia Sterling y Elizabeth Mesa y por el CONSORCIO el Doctor Guillermo Valencia Montoya, Asesor de la Dirección General del Proyecto. El mayor énfasis se hace en los aspectos relacionados con los estudios de laboratorio y con las alternativas de solución propuestas para controlar la calidad de los vertimientos de las aguas residuales de la ciudad en el Río Cauca, aunque se describen otros aspectos muy importantes del estudio.

I. LAS EMPRESAS MUNICIPALES DE CALI

1. GENERALIDADES

La Ciudad de Santiago de Cali, capital y principal centro urbano, comercial e industrial del Departamento del Valle del Cauca, está asentada en el límite occidental del valle del Río Cauca a lo largo de las riberas de los ríos Cali, Cañaveralejo, Meléndez y Lili y sobre la margen occidental del Río Cauca. Las coordenadas geográficas de la ciudad son 3° 27' 21" de Latitud Norte y 76° 31' 01" de Longitud Este del Meridiano de Greenwich. La precipitación anual promedio oscila entre 900 y 1200 mm y se presentan temperaturas en el rango 18 - 35° C, con una temperatura promedio alrededor de los 25° C.

De acuerdo con las proyecciones realizadas en desarrollo del Proyecto de el Tratamiento de Aguas Residuales de la Ciudad de Cali (Contrato GPD-002-83) se estima que la población asciende a 1'463.913 habitantes para 1985.

2. REBENA HISTORICA DE LAS EMPRESAS MUNICIPALES DE CALI

Por Acuerdo No. 13 de 1931 el Concejo Municipal de Cali denominó las Empresas o Bienes Municipales constituidos por el Acueducto, la plaza de mercado público, el matadero público y los impuestos de espectáculos públicos como Empresas Municipales de Cali, constituyéndose una Junta Administradora con completa autonomía en lo referente a la organización, administración, ampliación y mejoramiento en los servicios que se le confiaron. Posteriormente el Municipio de Cali asignó a las Empresas Municipales la administración de la Empresa de Teléfonos y la de Energía Eléctrica.

En el año de 1961 por Acuerdo No. 36 el Concejo Municipal de Cali creó el servicio público de alcantarillado y delegó en las Empresas Municipales su administración, construcción y desarrollo. El servicio era administrado hasta esta fecha directamente por el Municipio de Cali.

Dado el extraordinario crecimiento de la ciudad de Cali, y por ende la creciente demanda de servicios públicos esenciales, fue necesario ampliar sus facultades dándole total autonomía, patrimonio propio y personería jurídica, requisitos estos exigidos por las entidades de crédito internacional para conceder empréstitos.

Para dar cumplimiento a lo anterior, el Concejo Municipal aprobó el Acuerdo No. 50 de 1961 por medio del cual fue creado el "ESTABLECIMIENTO PUBLICO EMPRESAS MUNICIPALES DE CALI" con personería jurídica, patrimonio propio y con carácter de establecimiento público descentralizado.

Posteriormente se desvincularon de EMCALI los servicios de mataderos, plaza de mercado e impuestos a los espectáculos públicos quedando en la actualidad integrados a EMCALI los servicios de acueducto, alcantarillado, energía eléctrica y teléfonos.

3. COBERTURA DE LOS SERVICIOS PUBLICOS

A Mayo de 1985 las Empresas Municipales de Cali prestarán los servicios públicos a la comunidad caleña con la siguiente cobertura :

- Servicio de acueducto : 80% aproximadamente
- Servicio de alcantarillado : 80% de alcantarillado sanitario.
75% de alcantarillado pluvial.
- Servicio de teléfonos : El número de teléfonos instalados a 1985 es el siguiente: Comerciales 35.000, Residenciales 86.489.
- Servicio de Energia : 85%

4. ORGANIZACION GENERAL DE EMCALI

La dirección general de la Empresa la tiene una Junta Directiva integrada por 10 miembros principales y 10 suplentes representantes del Honorable Concejo Municipal y del Señor Alcalde.

Su organización administrativa tiene además de la Gerencia General, seis gerencias de Área y una Auditoria General designada por el Concejo Municipal. De cada una de estas dependencias se presenta un enfoque resumido como una guía indicativa de lo que son las Empresas Municipales de Cali. Se adjunta el organigrama vigente en la actualidad. (Ver Gráfica No. 1).

4.1 Gerencia General

Es la responsable de dirigir la administración ejecutiva de acuerdo con la Ley, los reglamentos y facultades que le confiere la Junta Directiva y las políticas que ella le señale para garantizar una adecuada prestación de los servicios. El Gerente General es el representante legal de la Empresa en todos sus actos administrativos y jurídicos.

4.2 Gerencia Administrativa

Es la encargada de la coordinación y control de los programas de administración de personal y la prestación de los servicios administrativos comunes a todas las dependencias de EMCALI.

4.3 Gerencia de Planeación y Desarrollo

Encargada de determinar los lineamientos generales de desarrollo de la empresa y la definición de pautas de crecimiento para cada uno de los servicios en forma coordinada y en concordancia con las exigencias del desarrollo urbano de la ciudad, orientado por el Departamento Administrativo de Planeación Municipal.

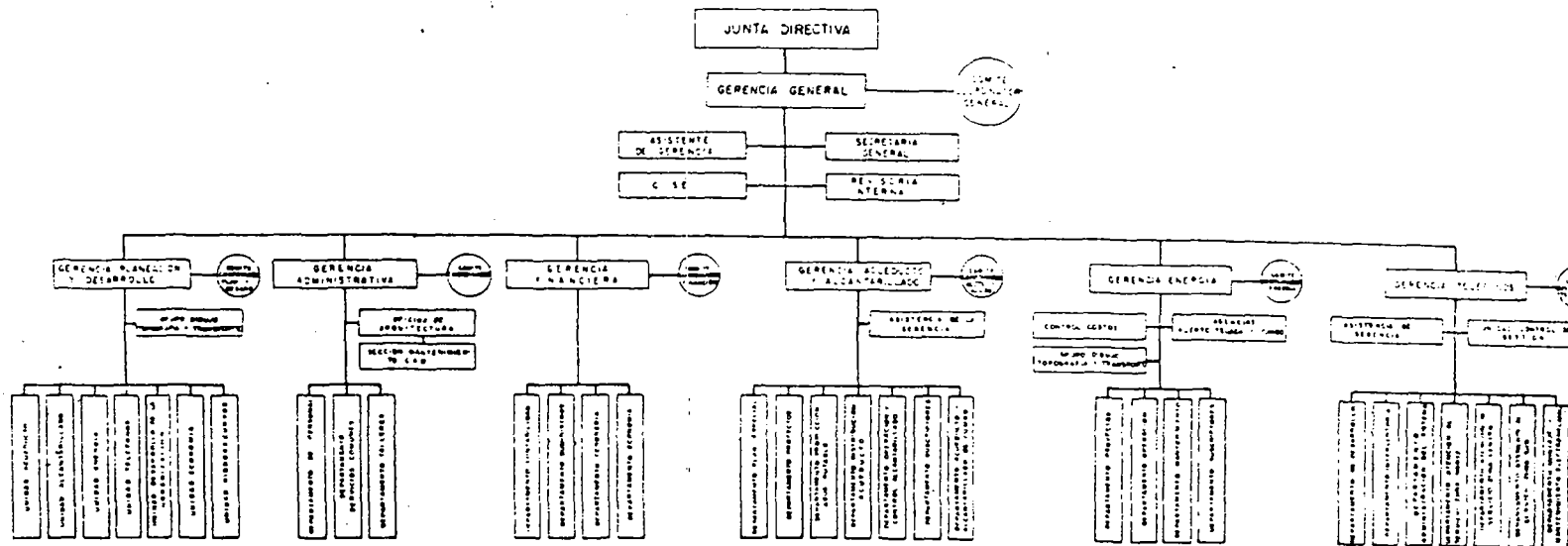
4.4 Gerencia Financiera

Tiene la responsabilidad de administrar los recursos financieros de la empresa. Se encarga de manejar el presupuesto de cada vigencia, realizar las transacciones comerciales y los desembolsos correspondientes y recaudar los dineros provenientes del pago de servicios y de préstamos de entidades nacionales e internacionales. Lleva el registro contable de todas las operaciones.



EMPRESAS MUNICIPALES DE CALI
ORGANIGRAMA GENERAL 1985

GRAFICA No. 1



4.5 Gerencia de Acueducto y Alcantarillado

Responde por la prestación de los servicios de acueducto y alcantarillado en forma acorde con el crecimiento de la ciudad. Mediante contrato con el Municipio de Yumbo, EMCALI se comprometió a prestar dichos servicios tanto a la zona urbana como al sector industrial, conocido como Zona Cali - Yumbo.

4.6 Gerencia de Energía

Tiene bajo su responsabilidad la distribución de energía eléctrica al Municipio de Cali, sus áreas rurales y a los municipios de Yumbo y Puerto Tejada.

4.7 Gerencia de Teléfonos

Su función es la de ofrecer los servicios de telefonía y otras comunicaciones locales en los municipios de Cali, Yumbo y Jamundí.

5. PRESUPUESTO

La Junta Directiva de EMCALI mediante Resolución No. 130 de Noviembre 26 de 1984, aprobó el Presupuesto de Captación y de Demanda Económica y otros Gastos para la vigencia de 1985 a nivel consolidado para EMCALI, el cual asciende a Veintiseis Mil Seiscientos Ochenta y Tres Millones Cuarenta y Tres Mil Pesos M/Cte. (* 26.683'043.000).

6. EL PROGRAMA DE CONTROL A LA CONTAMINACION EN EMCALI -
ORIGEN Y EVOLUCION.

En el año 1966 y con ocasión de un accidente en el Colector Monark, EMCALI solicitó a la Facultad de Ingeniería Sanitaria de la Universidad del Valle que adelantara una investigación sobre los usuarios de la red en el sector servido por dicho colector, con el fin de encontrar las causas de la explosión que destruyó un buen tramo del Colector Monark. Los resultados de dicho estudio fueron tenidos en cuenta para acometer acciones tendientes a identificar y resolver los problemas causados tanto por explosiones como por obstrucciones y en general por el deterioro de la red del alcantarillado municipal. También se orientaron las acciones a prevenir posibles problemas que atentan contra la integridad humana. Igualmente fueron la base para sustentar parcialmente la Resolución No. GG-9007 de 1976 por medio de la cual se promulgó el Reglamento para Prestación de Servicios de Acueducto y Alcantarillado de las Empresas Municipales de Cali.

La Corporación Autónoma Regional del Cauca - CVC, de acuerdo a lo establecido en los Decretos Leyes Nos. 1707 de 1960, 2420 y 2811 de 1974 y la Ley 90. de 1979 tiene competencia en el territorio bajo su jurisdicción para ejercer las funciones relacionadas con la prevención y control de la contaminación de las aguas de uso público. En cumplimiento de sus funciones y en virtud de la competencia legal delegada en la CVC, su Concejo Directivo expidió el Acuerdo # 14 del 23 de Noviembre de 1976, mediante el cual se dictan las normas para controlar la calidad de las aguas del Rio Cauca, de sus tributarios y las fuentes de contaminación en toda la cuenca hidrográfica del río en la zona de su jurisdicción.

En lo que se refiere a obligaciones de EMCALI en calidad de entidad administradora del sistema de alcantarillado municipal de la ciudad de Cali, las obligaciones de tratamiento se consignan en el Artículo Décimo Cuarto del Acuerdo 014/76, así :

GRADO DE TRATAMIENTO	REMOCION ESPECIFICADA	ANO DE CUMPLIMIENTO
Preliminar	Grasas y Flotantes 80%	1981
Primario	Sólidos Suspendidos 50% DB05 35%	1985
Secundario	Sólidos Suspendidos 90% DB05 85%	1990

EMCALI consciente de la importancia y necesidad de controlar las descargas contaminantes causadas por la industria y otros establecimientos ubicados dentro del perímetro urbano, que causan deterioro u obstrucción del alcantarillado, interfieren con el buen funcionamiento de los sistemas de tratamiento de aguas residuales a nivel municipal que se proyecten y construyan y a la vez desmejoran la calidad de las corrientes superficiales, principalmente los ríos Cauca y Cali de una parte, y de otra, ante la necesidad de contar con bases legales firmes para adelantar el programa de control, solicitó a la CVC le delegara las funciones que le habla entregado el gobierno nacional con el mismo propósito. En estas condiciones la CVC mediante el Acuerdo No. 4 de Abril de 1981 delegó en EMCALI :

- a. El control de los vertimientos que se hagan dentro de la zona correspondiente al área servida por el alcantarillado de la ciudad de Cali.
- b. Los vertimientos directos a corrientes superficiales o canales de aguas lluvias o aguas residuales en la zona urbana de Cali.
- c. El cobro de la tasa retributiva que deberán pagar los usuarios que hagan uso lucrativo del recurso y que directa o indirectamente vierten aguas residuales a los cuerpos de agua de uso público ubicados dentro de la zona delegada.

Las Empresas Municipales de Cali - EMCALI es la entidad que adelanta el Programa de Pretratamiento Industrial en la ciudad de Cali, teniendo como base la Resolución de Junta Directiva de EMCALI # 019 de Febrero 22 de 1982 que modifica y adiciona el reglamento de servicios en los aspectos que cubija el Programa de Pretratamiento Industrial. La reglamentación disponible se encuentra en proceso de complementación con la meta de garantizar el buen desarrollo del programa a mediano y largo plazo.

Esta complementación se está realizando teniendo en cuenta el Decreto 1594 de Junio 26 de 1984 del Ministerio de Salud, por medio del cual se reglamenta parcialmente el título I de la Ley 09 de 1979 en cuanto a manejo de agua y residuos líquidos, así como también mediante las posibles alternativas de tratamiento de aguas residuales a nivel municipal que deberá considerar EMCALI y que serán un resultado del Proyecto de Tratamiento de Aguas Residuales de Cali".

Para materializar el control delegado por CVC, la Junta Directiva de EMCALI mediante Resolución # 108 de Octubre de 1983, creó la Sección Control Contaminación, elevando así la categoría del Grupo que había venido trabajando desde 1978 y que se constituye en la parte operativa del programa.

7. EL SERVICIO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y LA ACTUAL ORGANIZACION DE EMCALI.

A continuación se relacionan las dependencias de EMCALI que en una u otra forma tiene relación directa con el programa de control de contaminación acuática, actualmente en desarrollo.

7.1 Gerencias

A este nivel todas las gerencias de EMCALI tienen relación con el servicio, dada su ingerencia en el Comité Técnico de Gerencia. Además, las Gerencias de

apoyo, como lo son la Gerencia Financiera y la Gerencia Administrativa tienen una relación directa con el programa dada la naturaleza de sus funciones.

Las dos Gerencias que tienen una relación más directa con la prestación del servicio son la Gerencia de Planeación y Desarrollo y la Gerencia de Acueducto y Alcantarillado las cuales se describen a continuación :

7.2 Gerencia de Planeación y Desarrollo

En la parte correspondiente a la planeación del servicio de alcantarillado, el cumplimiento de estas funciones se lleva a cabo principalmente por intermedio de las Unidades de Alcantarillado y de Economía, así :

La Unidad de Alcantarillado es la encargada de realizar los estudios de planeación relacionados con la prestación del servicio de alcantarillado. Ha tenido a su cargo la promoción primero y luego la supervisión del Proyecto de Tratamiento de Aguas Residuales de Cali y en este sentido se encarga de la fijación de políticas, planeación de una metodología de trabajo, programación y definición del alcance de los estudios e investigaciones que se programen con el fin de desarrollar las etapas necesarias para que EMCALI construya su sistema de tratamiento de aguas residuales.

La Unidad de Economía, por su parte, tiene a su cargo la elaboración de los estudios financieros y tarifarios de los proyectos de inversión de EMCALI en general y la de los distintos programas y proyectos que se realicen en relación con la expansión de los servicios. En este aspecto ha estado encargada de la interventoría de los estudios que se elaboran actualmente a través del Proyecto de Tratamiento de Aguas Residuales de Cali.

7.3 Gerencia de Acueducto y Alcantarillado

La Sección Control Contaminación, adscrita a esta Gerencia, tiene a su cargo las actividades relacionadas con el cumplimiento de las funciones delegadas en EMCALI por la CVC, referentes al control de los vertimientos industriales.

El Laboratorio de Aguas Residuales juega un papel muy importante en el programa de control a la contaminación, pues está comprometido con el desarrollo de las investigaciones programadas con el fin de determinar la naturaleza de los residuos transportados por los canales y colectores de aguas negras de la ciudad, la tratabilidad de los desechos y el control periódico que EMCALI realiza a la industria asentada en el perímetro urbano. Específicamente, las funciones de la Sección Control Contaminación se relacionan así :

- Controlar los vertimientos directos a corrientes superficiales, canales de aguas lluvias y colectores de aguas residuales.

- Controlar y llevar el sistema de inscripción y registro industrial.

- Velar por el cumplimiento del Reglamento de Prestación de Servicios de Acueducto y Alcantarillado, especialmente en lo relacionado con la protección de la red y el control de las sustancias de prohibido o controlado vertimiento.

- Caracterizar las descargas de desechos líquidos industriales como herramienta de control de los vertimientos y para efectos del cálculo de la tasa retributiva.

- Normatizar sobre las descargas de prohibido vertimiento en la red o de vertimiento controlado mediante pretratamientos.

- Revisar los estudios que realizan las firmas de ingenieros consultores inscritos ante EMCALI, para proponer soluciones a los problemas presentados por las industrias.
- Determinar la información básica que deberá ser utilizada para el cobro de tasas retributivas.
- Establecer las multas por violación de las normas fijadas para el control de los vertimientos industriales.

En los aspectos relacionados con el establecimiento de políticas generales se trabaja en forma coordinada con la Unidad de Alcantarillado, apoyados en el Comité Técnico CVC - EMCALI, el cual tiene el carácter de consultivo y se reúne periódicamente con el fin de discutir diferentes aspectos de interés para el programa.

Para el cabal cumplimiento con las funciones relacionadas antes, la Sección Control Contaminación cuenta con recursos humanos y de laboratorio que se relacionan a continuación :

- Recursos Humanos :
 - 1 Ing. Sanitario, MsC
Jefe Sección Control Contam.
 - 2 Ings. Sanitarios
Ings. Sección
 - 1 Químico
 - 2 Técnicos Químicos
 - 3 Revisores de Desechos Industriales.
 - 4 Obrera de Sondeo
 - 1 Secretaria

- Recursos de Laboratorio. La Sección Control Contaminación dispone de un laboratorio con un área de 140 m², dotado con todos los requerimientos de energía, agua, gases y ventilación necesarios. Cuenta con la infraestructura de equipo, reactivos, y cristalería suficientes para realizar todos los análisis de laboratorio propios de los parámetros de control de aguas residuales, tanto domésticas como industriales, según los procedimientos establecidos en el Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater.

Entre sus principales equipos se enumeran :

- Espectrofotómetro de Absorción Atómica
- Cromatógrafo de Gases
- Medidor de Carbono Orgánico Total, COT
- Polarógrafo
- Medidor de Oxígeno Disuelto
- Medidor de Nitrógeno
- pH metros
- Cuarto frío
- Además planchas de calentamiento, estufas, mufla, balanzas, secadores, material de vidrio y reactivos.

8. ANTECEDENTES DE TIPO TECNICO

8.1 Estudios Realizados en los Cuales se ha Trabajado Indirectamente en el Control de la Contaminación :

Antes de llegar a la etapa actual de avance en el campo del control de la contaminación, se realizaron por parte de consultores nacionales y extranjeros varios estudios cuyo objetivo fundamental era definir planes maestros para el desarrollo del sistema de alcantarillado, pero

en los cuales, afortunadamente desde sus inicios, se tuvo muy en cuenta que en el futuro evidentemente era y es necesario realizar el tratamiento de las aguas residuales que recoge y transporta dicho sistema.

Así por ejemplo el primer estudio del alcantarillado que se conoce fue realizado en el periodo 1954 - 1956 por la firma R.J. TIPTON contiene una descripción y evaluación pormenorizada del sistema de alcantarillado; realiza los diseños de las obras más importantes requeridas para integrar las diversas descargas de aguas negras que se tenían en esa época, fijando parámetros de diseño y presenta un estudio sobre producción y calidad de las aguas residuales, determinando los aportes unitarios, las variaciones horarias de caudales, los caudales promedio, máximos y mínimos y el factor de dilución para las estructuras de separación, y recomienda un sistema de alcantarillado separado para reducir los costos de tratamiento futuro de aguas residuales.

En 1968, se presenta el informe sobre el estudio del alcantarillado de Cali realizado por las firmas BUCK, SEIFERT AND JOST Y HERNANDO GONZALEZ HURTADO; parte de las bases sentadas por el estudio TIPTON y además de contener un Plan Maestro para la Recolección de las Aguas Residuales y para el drenaje de las lluvias, cubre aspectos como el aforo y determinación de las características físico químicas de las aguas de los Rios Lili, Meléndez, Cañaveralejo, Cali y el Caño Cauquita; caracterización de las aguas residuales con base en muestras puntuales recolectadas en época de verano y de invierno en varios puntos de la red y presenta consideraciones teóricas sobre la necesidad de construir una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, describiendo algunos sistemas de tratamiento, con la indicación de que es más favorable concentrarlas en un solo punto en lugar de construir varias plantas.

En 1969 se entrega a EMCALI el estudio sobre factibilidad del aumento del abastecimiento de agua potable y plan de desagües sanitarios y pluviales para la ciudad de Cali, el cual da continuidad a los criterios generales establecidos en los estudios anteriores, tomando en cuenta la expansión de la ciudad hasta el año 1985.

Con base en los resultados de las caracterizaciones físico-químicas de las aguas residuales domésticas e industriales de la ciudad y de la zona Cali-Yumbo, en proyecciones de población y en estudios comparativos con otras ciudades se hace una evaluación del impacto que se tendrá sobre la calidad del Río Cauca en un mediano plazo. Se realiza el análisis, la evaluación y selección preliminar de alternativas y se presentan unas recomendaciones acerca del tipo de tratamiento requerido para reducir las cargas contaminantes y sobre la fecha en la cual deben construirse los sistemas de tratamiento.

En 1978 se recibe el trabajo realizado por las firmas Consultoras HIDROSAN LTDA. e INCA LTDA., denominado Subproyecto Cauca, el cual en su parte sanitaria contiene el diseño del Colector y Estación de Bombeo y tubería de impulsión, que permitirá llevar las aguas negras del Sur de la ciudad hasta el punto de confluencia de los otros colectores sanitarios considerando además una posible planta de Tratamiento en el Sur cuando se tenga un desarrollo completo de toda esa zona.

8.2 Actividades Realizadas por EMCALI Directamente Relacionadas con el Control de la Contaminación.

Para el control de la contaminación, EMCALI ha desarrollado varias actividades tendientes específicamente a controlar la contaminación producida por la ciudad tales como las siguientes :

a. Elaboración del Programa General para el Control de la Contaminación (1978)

Contiene todas las actividades necesarias para lograr unas descargas de aguas residuales aceptables en el Río Cauca, iniciando con la descripción de los recursos humanos y materiales requeridos para el desarrollo del programa y llegando a la etapa final de operación y mantenimiento de las plantas de tratamiento.

b. Contrato para Caracterización de las Descargas al Rio Cauca, e Internas del Sistema (1980) :

Permitió conocer el grado de contaminación producido por la ciudad de Cali en ese momento y disponer de información que permitiera proyectar las cargas contaminantes futuras. Este contrato fue realizado por la firma INCA LTDA.

c. Contrato de Asesoría al Programa de Control de la Contaminación 1982 :

Mediante este Contrato las firmas GANDINI Y OROZCO Y METCALF Y EDDY INTERNACIONAL, realizaron la evaluación de las condiciones existentes y de los estudios en desarrollo e indicaron recomendaciones sobre los trabajos futuros necesarios para el cumplimiento del programa general.

Como resultado de estos estudios se concluyó que era necesario realizar un estudio más completo, que contemplara todos los aspectos relacionados con la revisión, rehabilitación y expansión de la red de alcantarillado, para una mejor recolección y un mejor transporte de las aguas residuales hasta los sitios donde quedaren ubicadas las posibles plantas de tratamiento de aguas residuales y con la factibilidad técnica, económica y financiera de construir y operar un sistema de plantas para tratar las aguas residuales de la ciudad, antes de su vertimiento al Rio Cauca.

II. EL PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI

A continuación se presenta un resumen de lo que constituye el tema central del trabajo que se somete a la consideración de la audiencia de este Seminario. Es preciso indicar que en lo atinente a resultados de los estudios realizados, y a las conclusiones y recomendaciones preliminares que aquí se sugieren, ellas tienen un carácter tentativo, pues en la fecha de elaboración del presente documento son provisionales y sujetas a los análisis, revisiones,

verificaciones y ajustes propios del refinamiento necesario en las etapas culminantes de un estudio de factibilidad de la envergadura del que se presenta.

Sin embargo, a pesar de las precauciones y limitaciones arriba sugeridas los autores pueden afirmar con suficiente confianza profesional que los resultados finales, así como las conclusiones del Proyecto de Tratamiento de Aguas Residuales de Cali, no diferirán substancialmente de lo aquí presentado. Como es apenas obvio en estudios de esta naturaleza, en las etapas posteriores de desarrollo de este Proyecto se considerarán en mayor detalle los distintos aspectos que convergen en las recomendaciones y conclusiones, para que las se presenten tengan la necesaria y suficiente solidez y viabilidad técnica, económica, financiera y social. Con las anteriores precisiones se puede entonces proseguir a desarrollar el tema objeto de la presente ponencia.

1. GENERALIDADES

1.1 El Desarrollo de Alcantarillado

Las redes de alcantarillado de Cali, desarrolladas con los criterios simplistas de tan solo evacuar las aguas residuales de las premisas de los moradores de una vivienda, no tenían un ordenamiento razonable a comienzos de la década de los años 50. En efecto, el sistema de drenaje pluvial y sanitario existente en aquel entonces era de tal naturaleza que existían virtualmente cientos y cientos de descargas de aguas combinadas - residuales y pluviales - en prácticamente todas las corrientes de agua superficial que cruzaban y adornaban la ciudad.

Se efectuó entonces un estudio, un primer plan maestro de alcantarillado, ejecutado por las firmas de consultoría de Tipton Engineers y Tipton de Colombia orientado hacia el ordenamiento de la red de alcantarillado, hacia el mejoramiento del servicio de recolección, transporte, y disposición de las aguas residuales y también orientado hacia la protección contra la contaminación de los cauces de agua superficial que cruzaban el perímetro urbano de la ciudad de Cali de los años 50.

Dicho primer plan maestro presentó una serie de recomendaciones, además de los dimensionamientos y diseños correspondientes, entre las cuales se destacan las siguientes :

- * La ciudad debe diseñar y construir un sistema de interceptores y colectores que contribuyan a concentrar en unos pocos conductos las aguas residuales y las aguas lluvias recogidas por la red, con el propósito de disminuir el gran número de vertimientos en las corrientes superficiales, con el propósito de eliminar o de reducir al menos el deterioro de la calidad del agua de tales corrientes superficiales y con el propósito de concentrar al máximo, técnica y económicamente posible, las aguas residuales con el objeto de tratarlas antes de su vertimiento final en el Rio Cauca.

- * El sistema de alcantarillado que se diseñe debe tener en cuenta las características de la red existente, para mejorarlas y repararlas, con el fin de optimizar la prestación del servicio de alcantarillado.

- * Para minimizar los costos de los futuros sistemas de tratamiento de aguas residuales deben construirse canales para el drenaje de las aguas lluvias, redes separadas de aguas lluvias y de aguas residuales domésticas e industriales y estructuras de separación en todos aquellos sectores de la ciudad en donde existen redes de alcantarillado combinado.

- * La ciudad de Cali debe construir en un plazo corto un sistema de tratamiento de sus aguas residuales para evitar el deterioro de la calidad del agua del Rio Cali, a medida que crezca la ciudad y para proteger la calidad del agua del Rio Cauca.

Desde la época del estudio Tipton la ciudad de Cali y principalmente las Empresas Municipales han elaborado una serie de estudios conducentes a mejorar cada vez más el servicio de recolección, transporte y disposición final de las aguas residuales. Dichos

estudios han indicado con juiciosa antelación, que era, es y será necesario proteger los vitales recursos hídricos que alimentan y benefician a la ciudad de Cali, a su zona de influencia y a la región del valle del Alto Rio Cauca.

1.2 Los Recursos Hídricos de la Región

El Valle del Cauca es una región privilegiada del país, pues cuenta con abundantes recursos hídricos, los cuales han tenido gran importancia en apoyo al desarrollo económico y social del Departamento. El Rio Cauca, como principal corriente superficial de la región, ha sido el eje alrededor del cual se han desarrollado las principales actividades agrícolas, ganaderas e industriales y su flujo ha sido factor decisivo en el crecimiento regional.

A pesar de las recomendaciones formuladas con bastante oportunidad por diferentes consultores y en distintos estudios, no se tomaron a tiempo las medidas correctivas y preventivas necesarias para lograr la recuperación de la calidad de las aguas del Rio Cauca y de algunos de sus afluentes, con el consiguiente deterioro de la calidad del recurso y con la restricción en los usos previstos por la CVC. Estas afirmaciones pueden constatarse en las Gráficas Nos. 2 y 3 y en la Tabla No. 1.

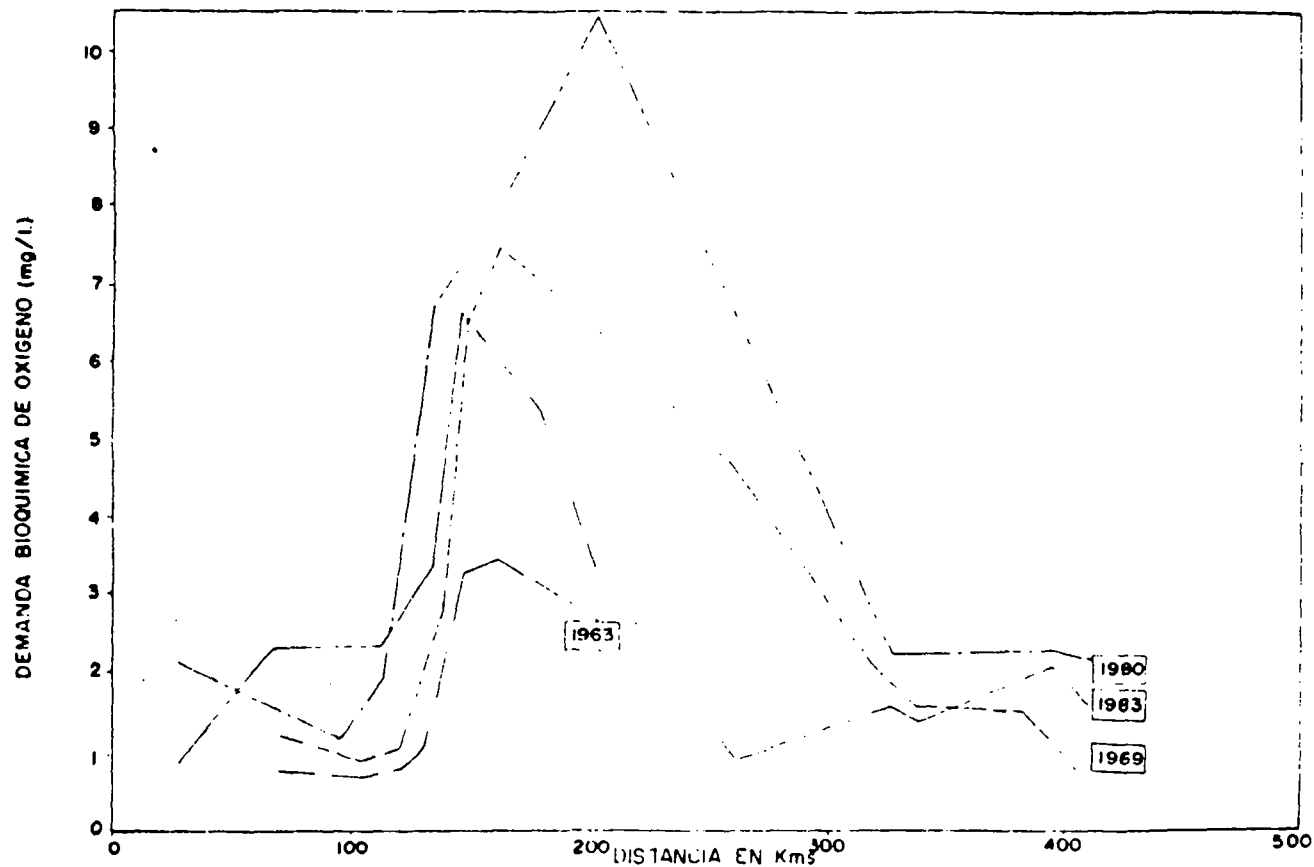
Los trabajos iniciados por la CVC en el año de 1969, continuación de los estudios desarrollados por la Facultad de Ingeniería Sanitaria de la Universidad del Valle desde 1963, condujeron a que finalmente se expidiera en Noviembre de 1976, el Acuerdo No. 014 del Consejo Directivo de la CVC, el cual es la norma básica para el programa de control de contaminación del Rio Cauca y de sus afluentes.

Dicha norma, como ya se indicó con anterioridad, establece los requerimientos en cuanto a niveles de tratamiento que debe realizar la ciudad de Cali y en cuanto a calidad del agua del Rio Cauca, medida en términos de la concentración de Oxígeno Disuelto en el tramo comprendido entre la Presa Ciro Molina Garcés y La

PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI

EMCALI - CONSORCIO INGESAM - URS

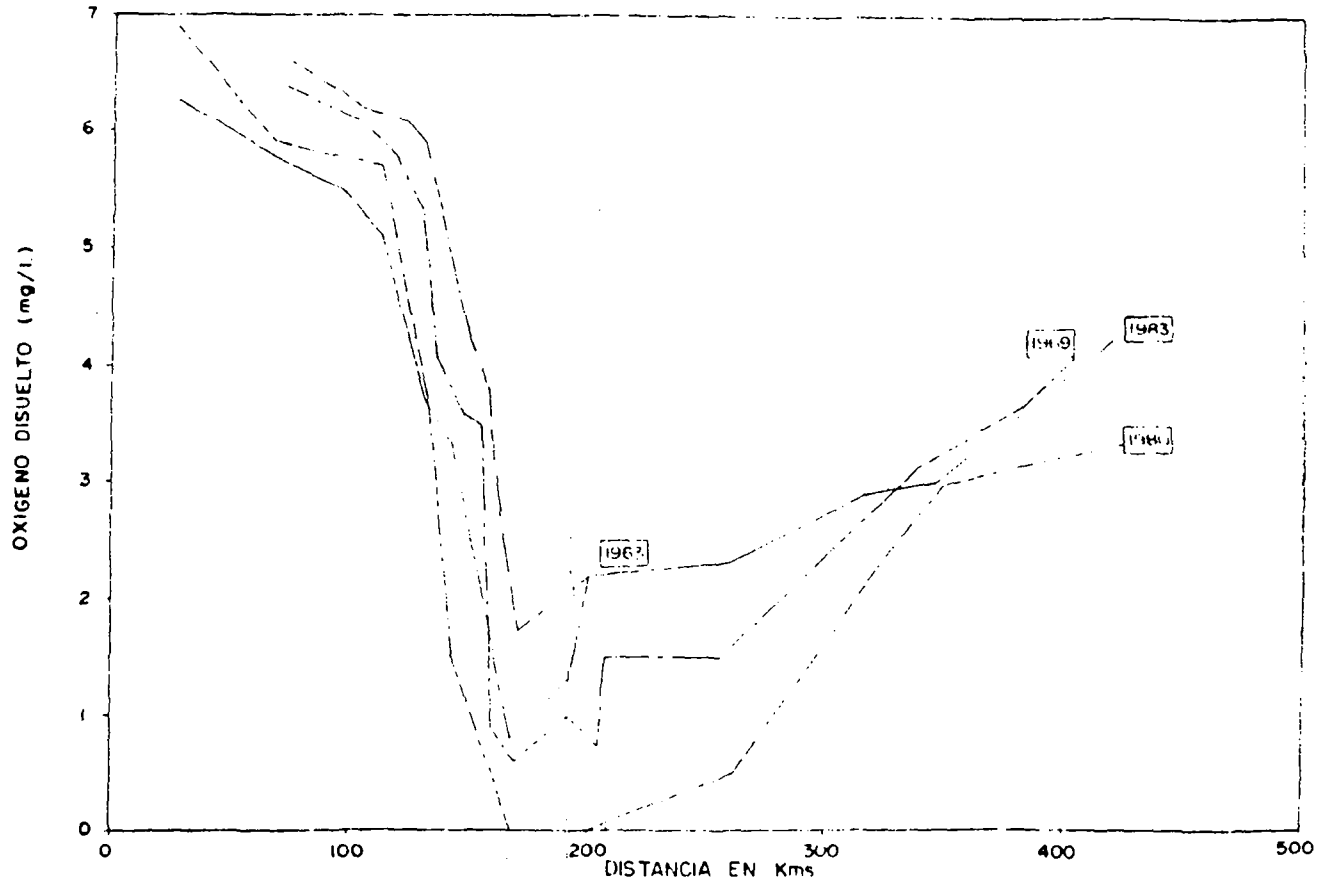
GRAFICA No. 2



RIO CAUCA - PERFILES DE DBO5 PARA LOS AÑOS 1963-1969-1980-1983

PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI
EMCALI - CONSORCIO INGESAM - URS

GRAFICA No. 3



RIO CAUCA PERFILES DE OD PARA LOS AÑOS 1963 - 1969 - 1980 - 1983

SEMIAGUI

PROYECTO TRATAMIENTO AGUAS RESIDUALES DE CALI
EMCALI - CONSORCIO INGESAM/URS

CUADRO No. 1

USOS DEL AGUA DEL RIO CAUCA

TRAMO	USOS	PARAMETROS DE CONTROL
SALVAJINA - RIO DESBARATADO.	RECREACION Y PROTECCION ECOLOGICA	OXIGENO DISUELTO, NITROGENO, FOSFORO Y COLIFORMES FECALES.
RIO DESBARATADO - BOCATOMA CALI	ABASTO DE AGUA POTABLE E INDUSTRIAL	COLIFORMES FECALES, TOXICOS, FENOLES Y DETERGENTES.
BOCATOMA CALI - FUERTO VIEJO	PROTECCION ESTETICA, ABASTE- CIMIENTO INDUSTRIAL, DESCARGA DE AGUAS RESIDUALES.	pH, SILICE, DBO Y OXIGENO DISUELTO.
FUERTO VIEJO - LA VIRGINIA	RIEGO, RECREACION Y PROTECCION ECOLOGICA.	SODIO, CALCIO, BORO, MAGNESIO, CONDUCTIVIDAD, ALCALINIDAD, OXIGENO DISUELTO, NITROGENO, FOSFORO, COLIFORMES FECALES.

TOMADO DEL INFORME CVC No. 74-17, PAG. 6

Virginia. De acuerdo con tales disposiciones la concentración mínima de OD en el río debe ser de 0.5 mg/l durante la época crítica de verano.

El Proyecto de Tratamiento de Aguas Residuales de Cali, ha tenido como uno de sus principales objetivos dar atención a los requerimientos de control de los vertimientos de las aguas residuales de la ciudad.

2. OBJETIVOS Y ALCANCES DEL PROYECTO

El objetivo central del Proyecto, según se indicaba en los Términos de Referencia del estudio era el de "... llevar a cabo los estudios e investigaciones necesarias para hallar una solución adecuada, desde los puntos de vista económico, social y financiero al problema de la disposición final de las aguas residuales recogidas mediante el sistema de colectores de EMCALI".

Como consecuencia del desarrollo del Proyecto y con base en los acuerdos establecidos a la firma del Contrato GPD-002-83 y en las precisiones hechas sobre los alcances del estudio adoptadas conjuntamente por el Grupo de Interventoría y el Consorcio Consultor, este objetivo general se amplió para cubrir un estudio de la red de alcantarillado que presentara recomendaciones sobre su rehabilitación y ampliación para mejorar el sistema de recolección y transporte de las aguas residuales y para concentrarlas en los sitios que se seleccionarían para la ubicación de las futuras plantas de tratamiento de aguas residuales de la ciudad.

Quedaron igualmente incluidos dentro de los estudios aspectos relacionados con la posible prestación de los servicios de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales en la zona inter-urbana Cali-Yumbo. Los estudios sobre zonas de expansión urbana y proyecciones de población hasta el año 2023 y la revisión y presentación de recomendaciones para la continuación del Programa de Pretratamiento Industrial establecido por EMCALI para el control de los vertimientos de residuos líquidos industriales.

En etapas posteriores del proyecto se acordó incluir el estudio, a nivel de reconocimiento, de las denominadas alternativas de Desviación al Océano Pacífico y de Tratamiento Anaeróbico, las cuales, en conjunto con el estudio de las alternativas de tratamiento aeróbico o convencional conforman el abanico de opciones de solución consideradas en desarrollo del proyecto.

El alcance del estudio es aquel de un estudio de factibilidad que llega hasta la formulación de alternativas técnicas, económicas y financieras para la alternativa de tratamiento convencional de las aguas residuales de la ciudad, incluyendo los aspectos relacionados con la red de alcantarillado necesaria para el transporte de las aguas residuales hasta los sitios de tratamiento y un nivel de reconocimiento para las alternativas de Desviación al Océano Pacífico y de Tratamiento Anaeróbico de las Aguas Residuales de la ciudad.

3. ORGANIZACION DEL ESTUDIO

Para su mejor ejecución, las diversas actividades que convergen en la presentación de las conclusiones y recomendaciones del estudio, se organizaron en veinte (20) actividades, incluyendo las relacionadas con los aspectos administrativos propios de un Proyecto de la envergadura del realizado. Cada actividad incluyó aspectos tales como revisión de bibliografía y estudios realizados con anterioridad, estado actual de la información disponible y necesidades de información adicional y programación y revisión periódica del avance de las distintas subactividades y tareas comprendidas.

A continuación se presenta un listado de tales actividades :

1. Estudios Hidrológicos
2. Estudio Hidráulicos de la Red de Alcantarillado
3. Modelo de Simulación de la Red y de Calidad del Rio Cauca.

4. Caracterización de Aguas Residuales y del Rio Cauca
5. Estudios de Planta Piloto
6. Planeación Urbana y Proyecciones de Población
7. Pretratamiento Industrial
8. Prefactibilidad Cali-Yumbo
9. Analisis de Alternativas Convencionales
10. Impacto Ambiental
11. Diseño Conceptual
12. Analisis Institucional
13. Analisis Económico y Financiero
14. Programa de Entrenamiento
15. Selección y Adquisición de Equipos
16. Plano de la Red en Escala 1:1000
17. Alternativas de Tratamiento Anaeróbico
18. Alternativa de Desviación al Océano Pacifico
19. Administración
20. Informes de Progreso e Informe Final

4. DESCRIPCION DE LAS ACTIVIDADES

A continuación se presenta un breve resumen de los objetivos y de los resultados de las actividades de índole técnica realizados en desarrollo del Proyecto. Por la naturaleza misma del Seminario se hace especial énfasis en los estudios a nivel de planta piloto, en el análisis de las distintas alternativas y en general en aquellos aspectos relacionados más específicamente con el tratamiento de las aguas residuales de la ciudad.

4.1 Estudios Hidrológicos

El objetivo principal de esta actividad fue la de obtener información básica para la ejecución de los estudios de revisión hidráulica de la red de alcantarillado y para el modelo de simulación de la misma. Cabe destacar la revisión de las curvas de Intensidad-Frecuencia-Duración de las precipitaciones pluviométricas, el estudio sobre aporte de sedimentos por escorrentía de los cerros de la ciudad, los estudios de las cuencas y minicuenas que drenan al sistema de alcantarillado de la ciudad, los estudios sobre niveles freáticos y caudales de infiltración en la red y en general la conformación de un núcleo de información hidrológica de fundamental importancia para la revisión hidráulica de la red y para la adopción y corrección de las normas de diseño y construcción.

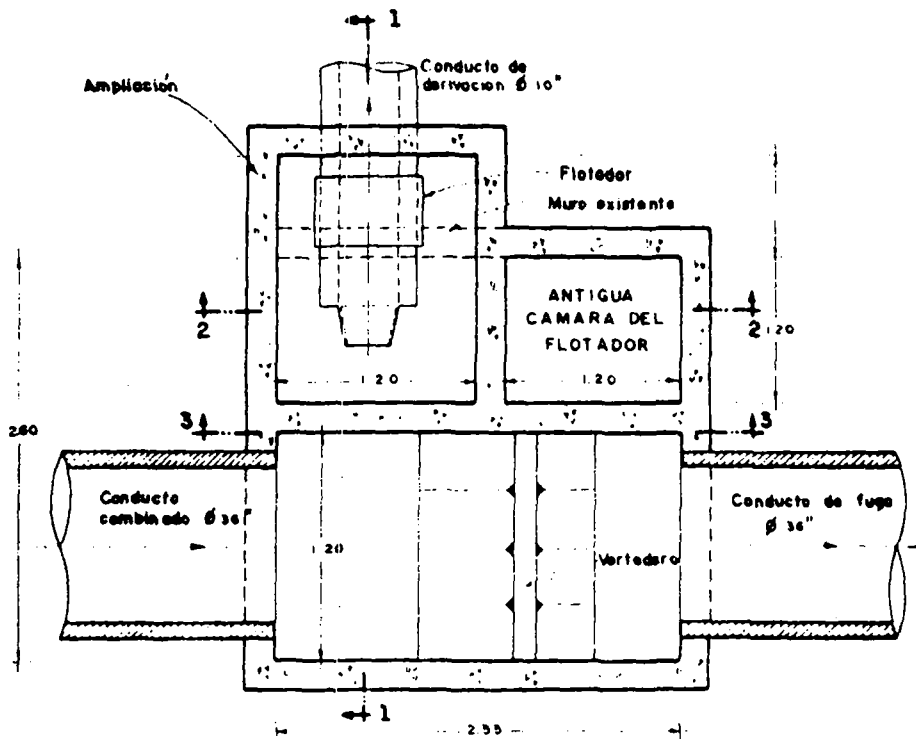
4.2 Estudios Hidráulicos de la Red de Alcantarillado

Como elemento muy importante del Proyecto se desarrolló una revisión de los conductos sanitarios principales para verificar sus condiciones físicas, el estado de las estructuras de separación y la capacidad de drenaje presente y futuro de los interceptores y colectores que recogen y transportan las aguas residuales de la ciudad hasta los sitios previstos para la construcción de las futuras plantas de tratamiento de aguas residuales.

Se revisó y actualizó el plano de la red en escala 1:5000 con las necesarias verificaciones de campo, se elaboró un programa de computador para cálculo de los perfiles hidráulicos y se presentaron los diseños preliminares para las redes principales adicionales necesarias, con sus correspondientes memorias de cálculo y planos de diseño.

Se elaboró igualmente el correspondiente programa de obras e inversiones, se revisó el manual de normas de diseño y se presentó un conjunto de recomendaciones sobre operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado de la ciudad. En la Gráfica No. 5 se presenta un esquema tipo de recomendación de modificar una estructura de separación.

EMCALI-CONSORCIO INGESAM-URS
 PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI
 REVISION HIDRAULICA DE LA RED
 ESTRUCTURA DE SEPARACION N.º 4
 ALTERNATIVA N.º 3: REGULACION MECANICA
 GRAFICA N.º 5



PLANTA

4.3 Modelo de Simulación de la Red y de Calidad del Río Cauca.

Como el objetivo general del Proyecto era el señalado en el numeral 2 de la Sección II de este trabajo se consideró necesario usar un modelo de simulación de la red y de calidad del Río Cauca con propósitos comparativos, dadas la complejidad de la red de alcantarillado, las implicaciones que las descargas de aguas residuales de la ciudad tienen sobre la calidad, presente y futura, de las aguas del Río Cauca y el costo de las inversiones previsible.

En efecto, la formulación, el análisis comparativo, la evaluación y la selección de alternativas de solución para un problema de esta magnitud y envergadura son procesos sumamente complejos por el gran número de variables técnicas, económicas y sociales que entran en juego.

Luego de considerar distintas alternativas sobre modelos de simulación disponible, se optó por seleccionar la tercera versión del "Storm Water Management Model", SWMM, desarrollado para la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos, el cual es de dominio público y no requiere el pago de regalías por su uso, pero requiere de la recolección, tratamiento y preparación de bastante información relacionada con las áreas de drenaje, los caudales transportados y las características de la red, la calidad físico-química de las aguas residuales y de la corriente receptora, el régimen y características de los eventos de lluvia y otra información adicional que encarece el uso del modelo.

Se hizo la programación para recoger la información necesaria, pero fue preciso reducir el alcance del programa por limitaciones presupuestales, con la correspondiente incidencia en el uso del modelo y en la precisión de los resultados, especialmente en lo relativo a la red de alcantarillado.

El principal resultado de la utilización del modelo de simulación se relaciona con los estudios de calidad de

las aguas del Rio Cauca, efectuados para distintas condiciones de vertimientos de aguas residuales de la ciudad de Cali y de las principales industriales usuarias del Rio como receptor de residuos liquidos.

La simulación de la calidad de las aguas del Rio Cauca se hizo para dos condiciones de concentración minima permisible de Oxigeno Disuelto en periodo critico de verano, esto es, para un caudal minimo de 130 m3/s en Juanchito y para dos politicas sobre exigencias de tratamiento de aguas residuales a las industrias papeleras, tal como se indica en la Tabla No. 2. En las Tablas Nos. 3, 4, 5 y 6 se presentan los resultados de estos estudios.

Como puede apreciarse en dichos resultados, las condiciones que implican un mayor grado de tratamiento de las aguas residuales para la ciudad de Cali son aquellas en las cuales el nivel minimo de OD es de 1.5 mg/l y la industria papelera limita sus inversiones en tratamiento a las requeridas para remover la carga contaminante prevista para el año 2000.

En los aspectos relacionados con el uso del modelo para la simulación de la red se está en la fase de calibración de los bloques correspondientes.

4.4 Caracterización de Aguas Residuales y del Rio Cauca

Con el propósito de cuantificar y caracterizar los vertimientos de aguas residuales de la ciudad se programó la recolección y análisis de muestras de aguas residuales en distintos sitios de la ciudad, como puede apreciarse en la Gráfica No. 4. Estos programas se realizaron durante dos periodos de invierno y dos periodos de verano.

Igualmente se programó la caracterización de las aguas del Rio Cauca en el tramo comprendido entre el Puente del Hormiguero, aguas arriba de la ciudad de Cali y el Municipio de Riofrio. Esta caracterización se utilizó para la calibración del modelo de simulación de la calidad de las aguas del Rio Cauca.

EMCALI - CONSORCIO INGESAM/U. R. S.

PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI

T A B L A No. 2

INDICE DE CARGA DE DBOS VERTIDA POR LA INDUSTRIA PAPELERA
DEL SECTOR CALI - YUMBO

POLITICA	PERIODO	INDUSTRIA	AFORTE ESTIMADO (Kg DBOS/Ton. PAPEL PRODUCIDO)
1	1990-2000	PROPAL	30
		CARTON COLUMBIA	25
	2001-2023	PAPELERAS	REMOCION DE CARGA DEL AÑO 2000 (Ver nota)
	2	1985-1990	PROPAL
CARTON COLOMBIA			25
1991-2000		PAPELERAS	20
2001-2023		PAPELERAS	15

NOTA : LA POLITICA 1 ESTABLECE LA CONDICION QUE LA INDUSTRIA PAPELERA DEL SECTOR CALI-YUMBO NO INVIERTE MAS RECURSOS EN EL TRATAMIENTO DE SUS DESECHOS LIQUIDOS A PARTIR DEL AÑO 2000. SE ESTIMA POR LO TANTO, QUE EL SISTEMA DE TRATAMIENTO ADEPTADO SOLO REMOVERA LA CARGA OBTENIDA HASTA ESE AÑO.

SEMIAGU3

EMCALI - CONSORCIO INGESAM/U. R. S.

PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI

T A B L A No. 3

PROYECCION DE CARGAS CONTAMINANTES Y PORCENTAJES DE REMOCION EN CALI

POLITICA 1 - OXIGENO DISUELTO MINIMO = 0.5 mg/l

SECTOR DEL RIO	1985	1990	1995	2000	2005	2010	2015	2020	2023
RIO CAUCA AGUAS ARRIBA DE CALI	29.3	34.0	39.4	45.7	45.7	45.7	45.7	45.7	45.7
RIO CALI	15.2	18.9	22.1	25.2	28.2	31.3	34.3	27.9	20.2
CANAL CVC-ORIENTAL	6.1	3.8	4.5	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
COLECTOR GENERAL	42.9	59.8	54.1	47.3	39.2	30.3	21.5	21.3	23.3
CANAL CVC-SUR	3.7	2.3	2.7	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
TOTAL CALI	68.0	84.9	83.4	72.9	67.7	61.9	56.0	49.5	43.8
TRIBUTARIOS AGUAS ABAJO DE CALI (INCLUYE INDUST.)	60.3	39.0	43.2	47.0	54.8	62.4	70.9	80.2	87.6
TOTAL AL RIO	157.5	157.9	166.0	166.4	168.1	170.0	172.5	175.3	177.1
PTAR CANAVERA-LEJO (%)	0.0	0.0	22.4	46.0	60.2	72.2	82.0	85.0	85.0
PTAR ACOPI (%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	31.4	54.8
REMOCION TOTAL DE CALI (%)	0.0	0.0	15.8	35.6	46.5	55.9	63.5	72.9	78.1

NOTA : LAS CARGAS PROYECTADAS SE EXPRESAN EN Ton. DB05/dia.

SEMIAGUA

EMCALI - CONSORCIO INGESAM/U. R. S.
 PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI

T A B L A No. 4

PROYECCION DE CARGAS CONTAMINANTES Y PORCENTAJES DE REMOCION EN CALI

POLITICA 2 - OXIGENO DISUELTU MINIMO = 0.5 mg/l

SECTOR DEL RIO	1985	1990	1995	2000	2005	2010	2015	2020	2025
RIO CAUCA AGUAS ARRIBA DE CALI	29.3	34.0	39.4	45.7	45.7	45.7	45.7	45.7	45.7
RIO CALI	15.2	18.9	22.1	25.2	28.2	31.3	34.3	40.7	37.1
CANAL CVC-ORIENTAL	6.1	3.8	4.5	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
COLECTOR GENERAL	42.9	59.8	57.9	51.1	47.7	42.6	35.4	23.8	23.3
CANAL CVC-SUR	3.7	2.3	2.7	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
TOTAL CALI	68.0	84.9	87.1	76.7	76.2	74.1	70.0	64.9	60.7
TRIBUTARIOS AGUAS ABAJO DE CALI (INCLUYE INDUST.)	60.3	39.0	43.2	47.8	54.8	62.4	70.9	80.2	87.6
TOTAL AL RIO	157.5	157.9	163.0	162.8	160.7	163.1	164.0	164.6	165.1
PTAR CANAVERA-LEJO (*)	0.0	0.0	17.0	41.8	51.5	60.9	70.3	83.0	85.0
PTAR ACOPI (*)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.8
REMOCION TOTAL DE CALI (*)	0.0	0.0	12.0	32.2	39.8	47.1	54.4	64.5	69.6

NOTA : LAS CARGAS PROYECTADAS SE EXPRESAN EN Ton. D805/dia.

SEMIAGUAS

EMCALI - CONSORCIO INGESAM/U.R.S.

PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI

T A B L A No. 5

PROYECCION DE CARGAS CONTAMINANTES Y PORCENTAJES DE REMOCION EN CALI

POLITICA 1 - OXIGENO DISUELTO MINIMO = 1.5 mg/l

SECTOR DEL RIO	1985	1990	1995	2000	2005	2010	2015	2020	2023
RIO CAUCA AGUAS ARRIBA DE CALI	29.3	34.0	39.4	45.7	45.7	45.7	45.7	45.7	45.7
RIO CALI	15.2	18.9	22.1	25.2	28.2	21.7	15.1	6.1	5.0
CANAL CVC-ORIENTAL	6.1	3.8	4.5	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
COLECTOR GENERAL	42.9	41.4	28.9	22.1	14.7	16.3	17.9	21.3	17.6
CANAL CVC-SUR	3.7	2.3	2.7	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
TOTAL CALI	68.0	66.5	58.2	47.7	43.3	38.3	33.3	27.7	22.9
TRIBUTARIOS AGUAS ABAJO DE CALI (INCLUYE INDUST.)	60.3	39.0	43.2	47.8	54.8	62.4	70.9	80.2	87.6
TOTAL AL RIO	157.5	139.4	140.8	141.2	143.7	146.4	149.8	153.7	156.2
PTAR CANAVERA-LEJO (%)	0.0	30.8	58.5	74.8	85.0	85.0	85.0	85.0	88.7
PTAR ACOPI (%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.7	56.0	85.0	88.7
REMOCION TOTAL DE CALI (%)	0.0	21.7	41.2	57.9	65.8	72.7	78.3	85.0	88.7

NOTA : LAS CARGAS PROYECTADAS SE EXPRESAN EN Ton. DBO5/dia.

SEMIAGU6

EMCALI CONSORCIO INGESAM/U. R. S.

PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI

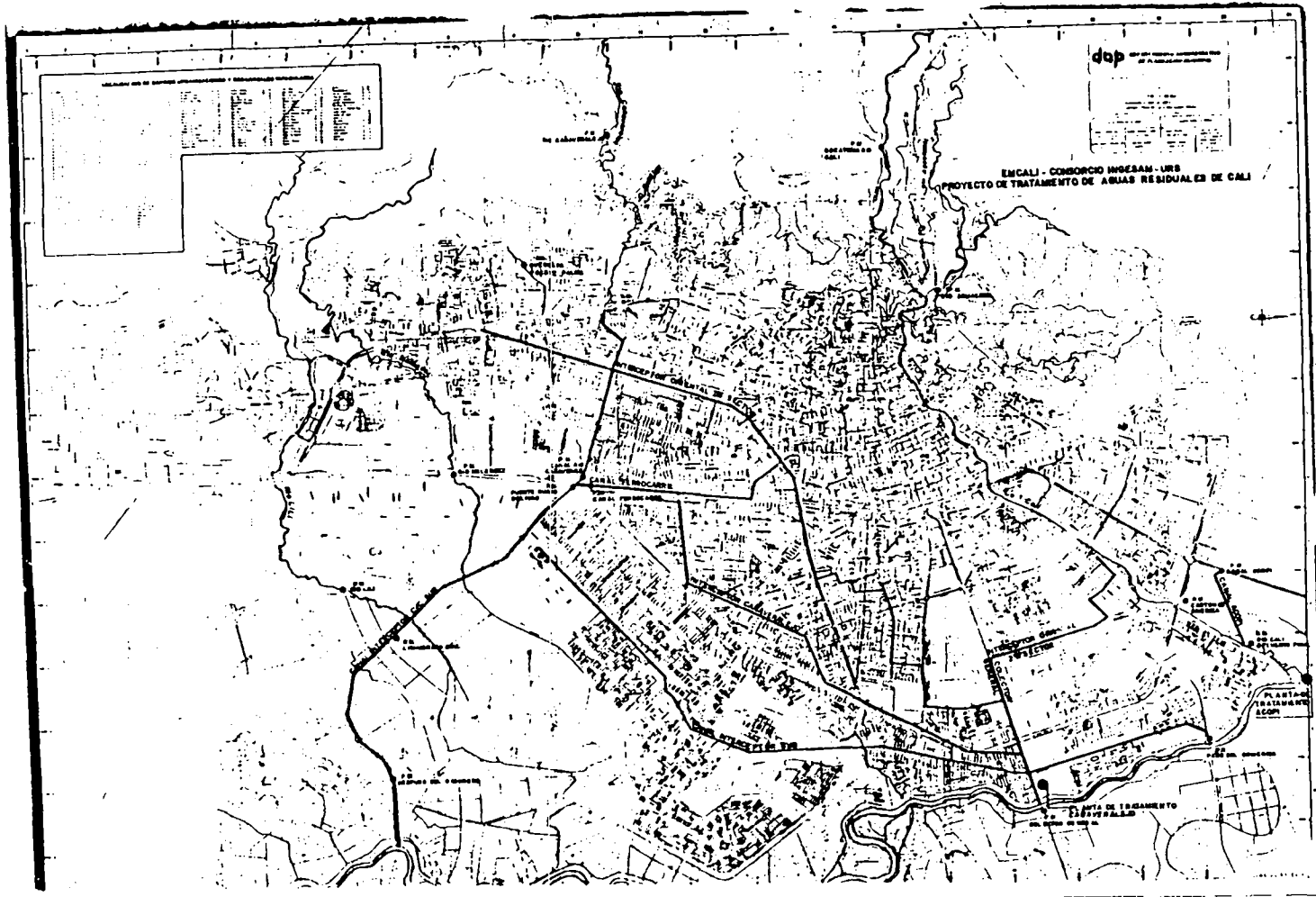
T A B L A No. 6

PROYECCION DE CARGAS CONTAMINANTES Y PORCENTAJES DE REMOCION EN CALI

POLITICA 2 OXIGENO DISUELTO MINIMO = 1.5 mg/l

SECTOR DEL RIO	1985	1990	1995	2000	2005	2010	2015	2020	2023
RIO CAÑA AGUAS ARRIBA DE CALI	29.3	34.0	39.4	45.7	45.7	45.7	45.7	45.7	45.7
PTA. CALI	15.2	18.9	22.1	25.2	28.2	31.3	27.9	20.0	15.0
CANAL CUL ORIENTAL	6.1	3.8	4.5	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
COLECTOR GENERAL	42.9	41.4	34.4	27.6	25.9	18.0	17.9	21.3	23.3
CANAL CUL SUR	3.7	2.3	2.7	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
TOTAL CALI	68.0	66.5	63.6	53.1	54.4	49.4	46.1	41.5	38.6
TRIBUTARIOS AGUAS ABAJU DE CALI (INCLUYE INDUST.)	60.3	39.0	43.2	47.8	54.8	62.4	70.9	80.2	87.6
TOTAL AL RIO	1157.5	1139.4	1139.5	1139.2	1138.9	1138.4	1140.2	1141.3	1143.0
PTAR CANAVERA- LEJO (x)	0.0	30.8	50.7	68.6	73.7	83.6	85.0	85.0	85.0
PTAR ACOPI (x)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18.5	51.0	66.3
REMOCION TOTAL DE CALI (x)	0.0	21.7	35.7	53.0	60.8	64.3	67.1	70.6	73.0

NOTA : LAS CARGAS PROYECTADAS SE EXPRESAN EN Ton. DBO5/dia.



Como resultado de la caracterización de las aguas residuales de la ciudad se encontró que la producción de carga orgánica por habitante por día es de 45 gramos de DBO5 y el volumen promedio de aguas residuales es de 250 litros por habitante por día. Estos valores se proyectaron tal como se indica en la Tabla No. 7. En la Tabla No. 8 se presentan los resultados para el Río Cauca.

T A B L A N o. 7

PROYECCIONES DE CARGA Y CAUDAL

PARAMETRO	A N O			
	1985	2000	2015	2023
DBO5 (g/h/d)	45	50	55	60
VOLUMEN (l/h/d)	250	260	266	270

4.5 Estudios de Planta Piloto

En el campo del tratamiento de las aguas residuales mediante procesos aeróbicos convencionales se tiene suficiente información sobre los parámetros de diseño. Es preciso, sin embargo, verificar mediante estudios a escala piloto a nivel de laboratorio y de campo, la validez de los parámetros y de los criterios de diseño.

Con este fin se programó la realización de estudios a escala de laboratorio y se diseñó y construyó una planta piloto a escala de campo, la cual se está empezando a operar. Los experimentos se realizaron con aguas residuales típicamente domésticas y con aguas residuales que contenían un alto porcentaje de residuos líquidos industriales.

EMCALI - CONSORCIO INGESAM/U. R. S.

PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI

T A B L A No. 8

RESULTADO DE MEDICIONES EN EL RIO CAUCA - MARZO 27, 28 Y 29 DE 1985

CONDICION DE VERANO

PUNTO DE MUESTREO	DBO5 (mg/l)				OD (mg/l)			
	MARZO 27	MARZO 28	MARZO 29	PROMEDIO	MARZO 27	MARZO 28	MARZO 29	PROMEDIO
CANAL CVC-SUR	1	2	3	2.00	6.35	6.25	5.15	5.92
JUANCHITO	1	2	3	2.00	5.78	6.02	5.25	5.68
CANAL CVC-ORIENTAL	2	3	3	2.67	5.17	5.70	4.92	5.26
RIO CALI	2	2	3	2.33	4.68	5.35	4.57	4.87
PUENTE PTO. ISAAC	3	3	4	3.33	2.98	3.70	2.43	3.04
RIO YUMBO	5	6	6	5.67	1.52	2.18	1.42	1.71
RIO GUACHAL	4	5	5	4.67	1.55	1.93	1.15	1.54
PASO DE LA TORRE	5	6	8	6.33	1.08	1.37	0.68	1.04
RIO AMAIME	6	5	6	5.66	0.83	0.90	0.40	0.71
RIO CERRITO	4	6	5	5.00	0.57	0.93	0.30	0.60
RIO ZABALETAS	5	8	7	6.67	0.53	0.80	0.13	0.49
RIO GUABAS	4	7	6	5.67	0.50	0.83	0.20	0.51
RI YOTOCO	3	6	6	5.00	0.97	1.80	0.87	1.21
PTE. MEDIACANOA	3	7	4	4.67	1.63	1.80	1.00	1.48
PANORAMICA	3	4	4	3.67	1.53	1.57	1.07	1.39
QDA. LA NEGRA	3	6	3	4.00	1.47	1.13	1.17	1.26
RIO PIEDRAS	4	5	3	4.00	1.37	1.20	0.97	1.18
RIOFRIO	5	3	3	3.66	2.33	2.03	1.70	2.02

NOTA : LA TOMA DE MUESTRAS PARA CADA UNO DE LOS PUNTOS MENCIONADOS SE REALIZO ANTES DE LA DESEMBOCADURA DEL TRIBUTARIO RESPECTIVO.

Los procesos investigados fueron los de lagunas aeradas en serie y distintas variantes del proceso de lodos activados, tales como aeración extendida, lodos activados convencionales, lodos activados con pre-reactor para control de abultamiento de lodos y estabilización por contacto. Se estudió igualmente un amplio rango de relaciones F/M. En la Gráfica No. 6 se presentan los esquemas de los sistemas experimentales utilizados.

Los estudios a escala de laboratorio tuvieron una duración de ocho meses, con resultados ampliamente satisfactorios con los cuales se verifica la tratabilidad de las aguas residuales de Cali, mediante el uso de los procesos aeróbicos. La conclusión más importante se refiere al de la recomendación de utilizar el proceso de estabilización por contacto como el esquema más conveniente para el tratamiento de las aguas residuales de Cali.

En las Gráficas Nos. 7, 8, 9 y 10 se presentan algunos de los resultados obtenidos en los estudios a escala de laboratorio y en la Tabla No. 9 se presenta un resumen de los resultados obtenidos.

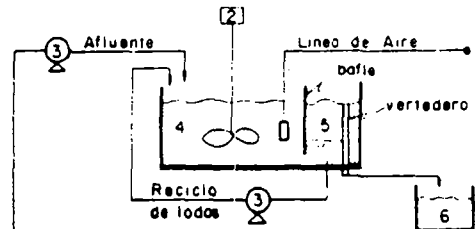
4.6 Planificación Urbana y Proyecciones de Población

El objetivo del estudio fue el de establecer, dentro de las limitaciones de la información disponible, el crecimiento y desarrollo urbano de Cali en los próximos 40 años. Los resultados obtenidos deben considerarse como eventos probables y no como cifras absolutas, en lo concerniente a las proyecciones de población.

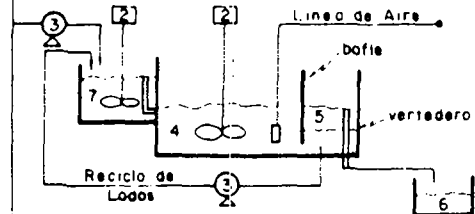
Las proyecciones sobre zonas de expansión de la ciudad son válidas solo en la medida en que se induzca por parte de las autoridades municipales el desarrollo urbano hacia esas zonas, y lo mismo puede decirse de las proyecciones del crecimiento industrial. De acuerdo con los resultados para la proyección media (se estudiaron tres proyecciones alta, media y baja) la ciudad de Cali tendrá la población que se indica para los años anotados:

EMCALI-CONSORCIO INGESAM-URS
PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI
GRAFICA N. 6
ESQUEMAS DE LOS DIFERENTES SISTEMAS EXPERIMENTALES

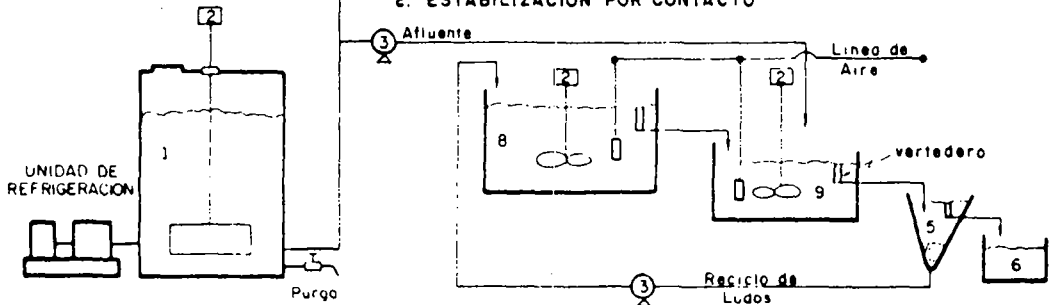
a. PROCESO CONVENCIONAL



b. PROCESO CONVENCIONAL CON PREREACTOR

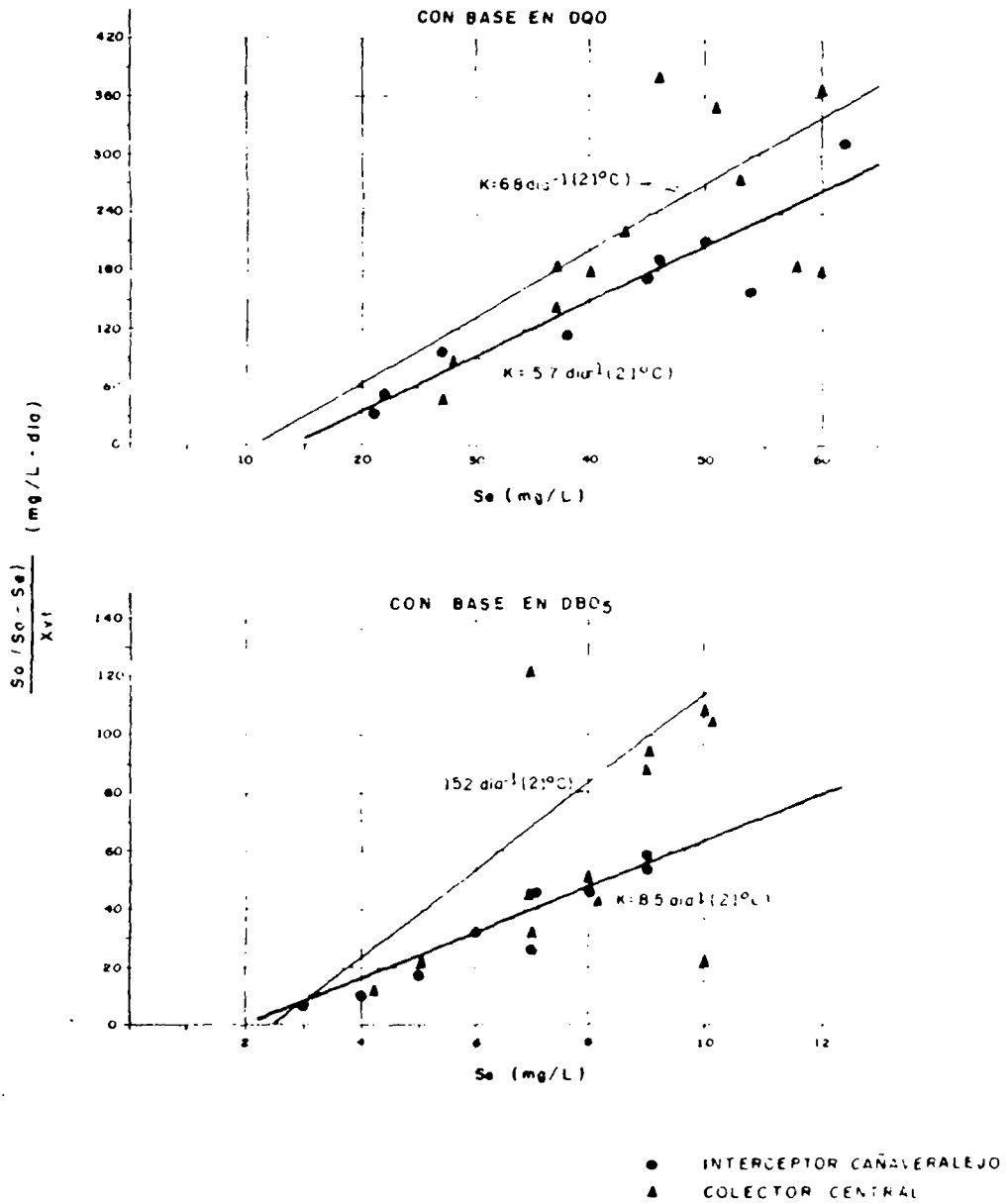


c. ESTABILIZACION POR CONTACTO



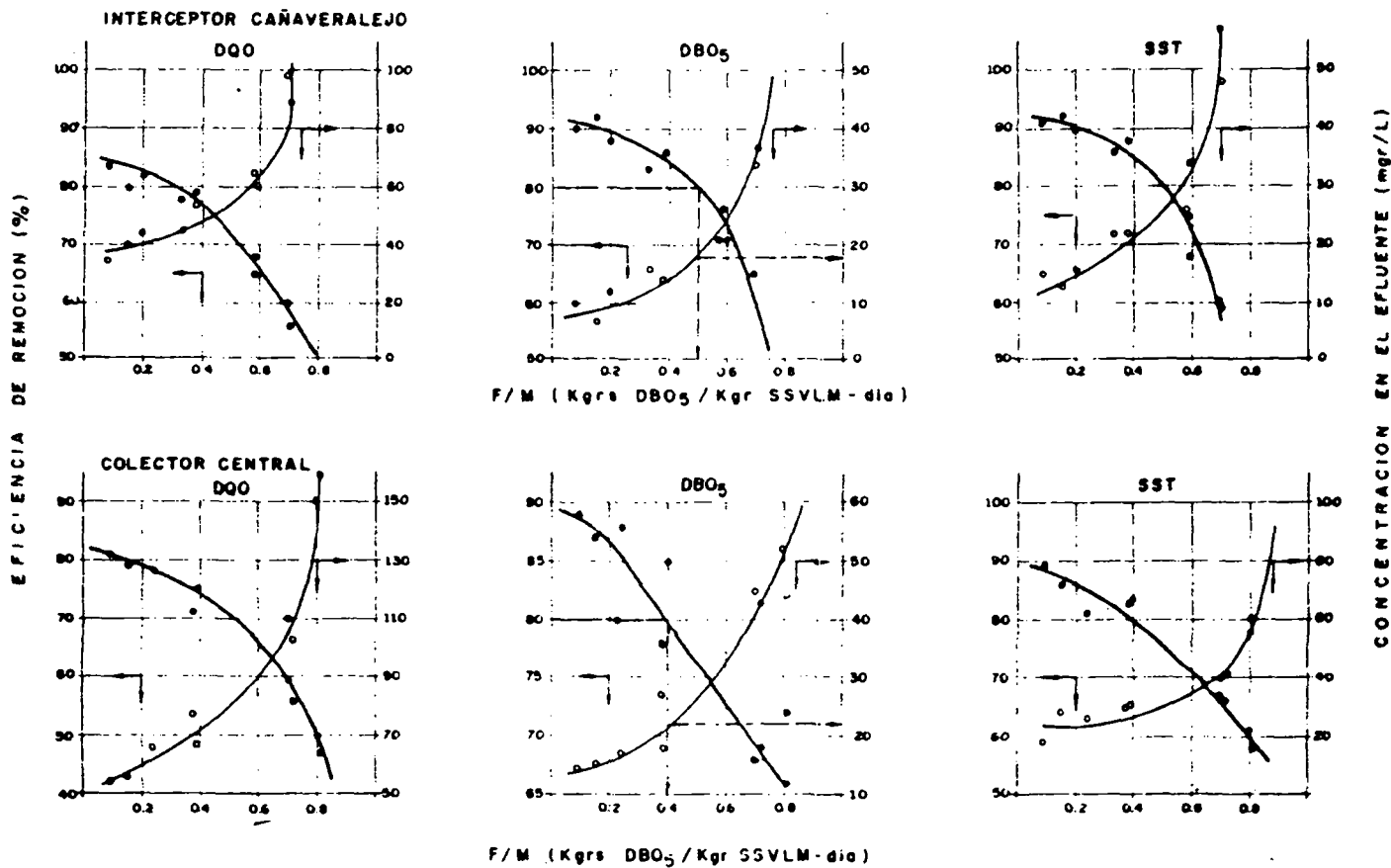
- 1. AGUA RESIDUAL SEDIMENTADA
- 2. AGITADOR ELECTROMECANICO
- 3. BOMBA PERISTALTICA
- 4. TANQUE DE AERACION
- 5. SEDIMENTADOR
- 6. EFLUENTE DEL PROCESO
- 7. PRE-REACTOR O CONTACTOR
- 8. TANQUE DE ESTABILIZACION
- 9. TANQUE DE CONTACTO

EMCALI-CONSORCIO INGESAM-URS
PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI
GRAFICA N. 7
TASA DE REMOCION ORGANICA (K)



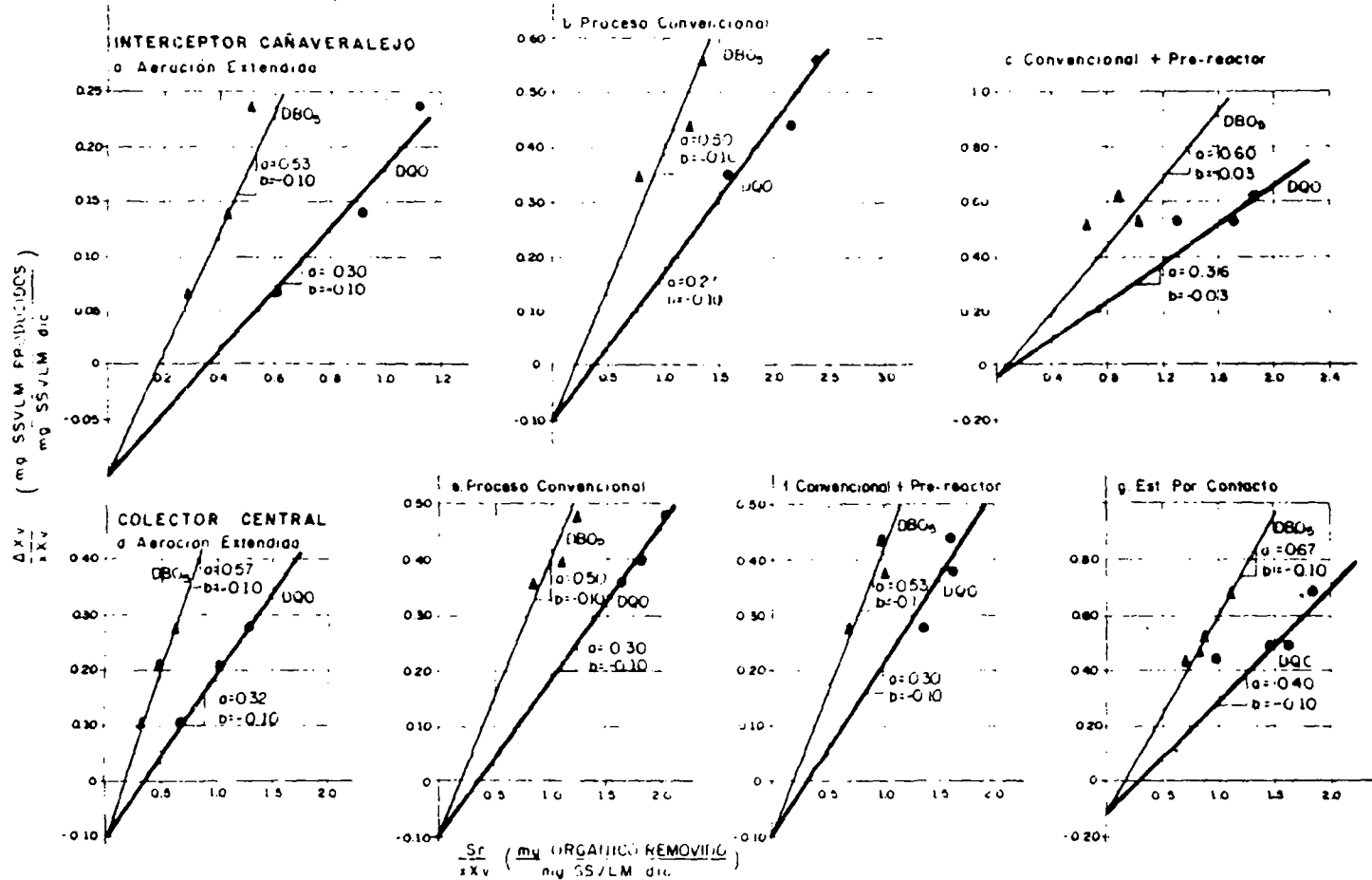
EMCALI-CONSORCIO INGESAM-URS
PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI
GRAFICA No. 10

EFICIENCIAS DEL PROCESO Vs. CARGA ORGANICA APLICADA



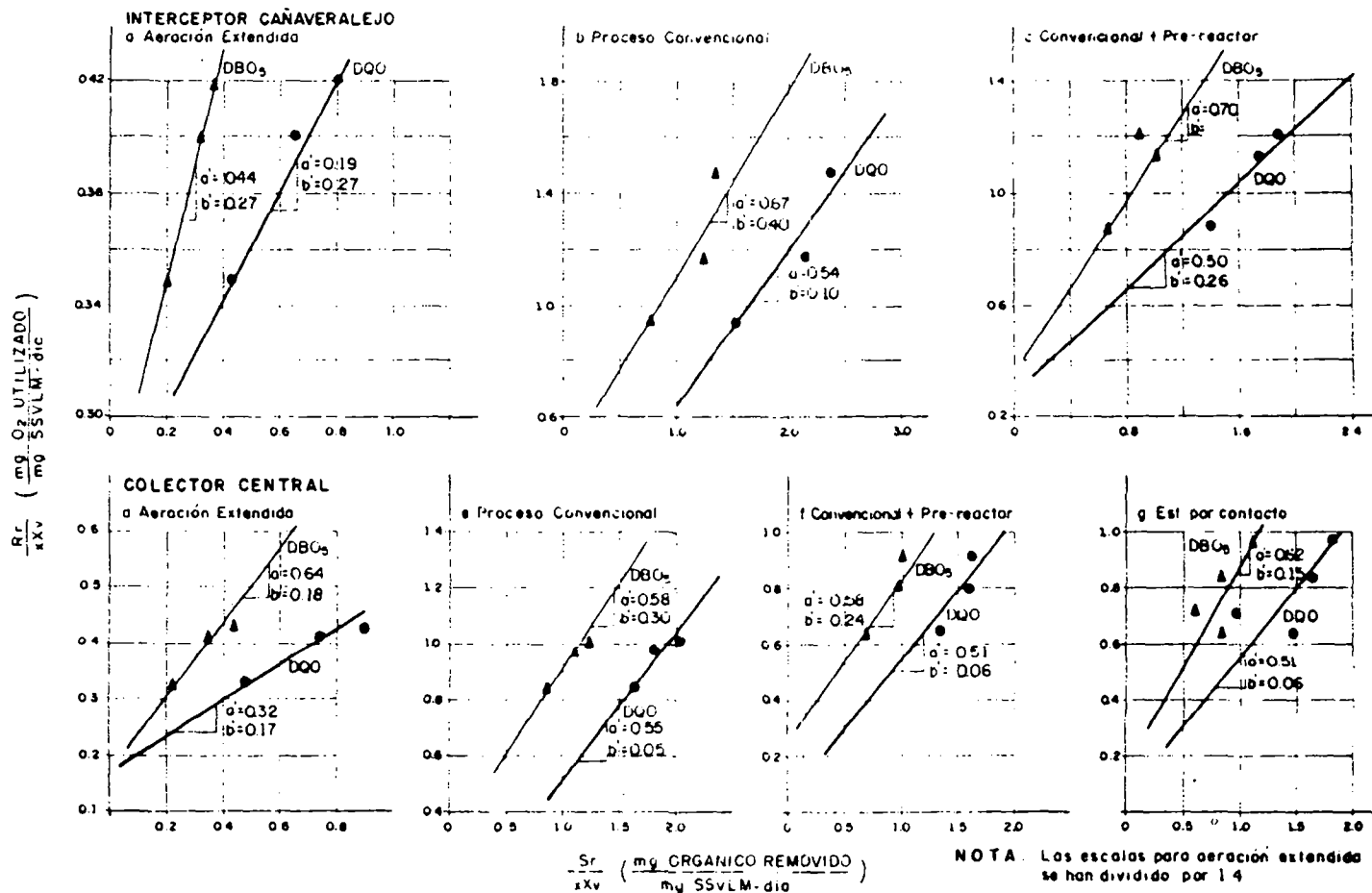
EMCALI-CONSORCIO INGESAM-URS
 PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI
 GRAFICA N.º 9

COEFICIENTES DE PRODUCCION DE LODOS (a y b)



EMCALI-CONSORCIO INGESAM-URS
PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CALI
GRAFICA No. 8

COEFICIENTES DE UTILIZACION DE OXIGENO (a' y b')



T A B L A No. 9

RESUMEN DE LA TRATABILIDAD DE LOS PROCESOS AEROBICOS

PARAMETRO	IDENT.	UNIDADES	INTERCEPTOR		
			CANALIZACION	COLECTOR	CENTRAL
PROCESO RECOMENDADO	-	-	CONVENCIONAL PRE-REACTOR	CON	ESTABILIZACION POR CONTACTO
REQUERIMIENTOS DE NUTRIENTES	N y P	mg/l	NO	NO	NO
REQUERIMIENTOS DE ALCALINO	ALC-TOTAL	mg/l CaCO ₃	NO	NO	NO
RANGO DE pH	pH	Unidades	ACEPTABLE	ACEPTABLE (2)	ACEPTABLE (1)
ELEMENTOS TOXICOS	METALES	mg/l	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
CARGA ORGANICA	F/M	Kg DBOS/Kg SSVLM- Dia.	0.50	0.40	-
EFICIENCIA DE REMOCION	E	% DBOS	MAYOR DE 80	MAYOR DE 80	MAYOR DE 80
TIEMPO DE RETENCION	t	Horas	t _a = 2.6 t _p = 18 min.	t _a = 3.4 t _p = 25 min.	t _e = 2.0 t _c = 50 min.
EDAD DEL LODO	θ	Dias -1	7.0	8.0	5.0
TASA DE REMOCION ORGANICA (DBOS)	K(20 C)	Dia	8.2	14.6	14.6
COEFICIENTES DE OXIGENO (DBOS)	a'	mg O ₂ Util./mg DBOS Remov.	0.70	0.58	0.62
	b'	mg O ₂ Util./mg SSVLM- Dia.	0.36	0.24	0.15
CONSUMOS DE OXIGENO	Rr/Sr	mg O ₂ Util./mg DBOS Remov.	0.93	0.90	0.74
COEFICIENTES DE LODOS (DBOS)	a	mg SSVLM Prod./mg DBOS Rem.	0.60	0.53	0.67
	b	mg SSVLM Oxid./mg SSVLM - Dia.	0.03	0.10	0.10
PRODUCCION LODOS DE EXCESO	X/Sr	mg SST/mg DBOS Rem.	0.93	0.82	1.31

(1) REQUIERE NEUTRALIZACION EN ALGUNOS CASOS PRINCIPALMENTE EN FIN DE SEMANA.
t_a = TIEMPO DE AIREACION t_p = TIEMPO RET. EN PRE-REACTOR t_e = TIEMPO DE
ESTABILIZACION t_c = TIEMPO DE CONTACTO.

A N O	POBLACION
-----	-----
1985	1'463.912
1990	1'680.062
2000	2'098.353
2010	2'473.748
2023	2'919.870

4.7 Pretratamiento Industrial

Con el fin de revisar el Programa de Pretratamiento Industrial establecido por EMCALI para presentar recomendaciones sobre su organización y operatividad, se incluyó en el Proyecto esta actividad. En su ejecución se revisaron los procedimientos en uso, se diseñó una nueva tarjeta para registro industrial y se clasificó a la industria. Con base en unos criterios sobre volumen y calidad de los vertimientos se seleccionó a las industrias caracterizadas como Usuarios Industriales Significativos.

Con base en esta clasificación se procedió a visitar a las 90 industrias clasificadas como UIS y a cuantificar y caracterizar sus vertimientos. Se recomendó un procedimiento para controlar los vertimientos industriales de los UIS y se presentó una propuesta nueva sobre reglamentación de tales vertimientos, incluyendo la fijación de límites admisibles para compuestos tóxicos y metales pesados.

4.8 Prefactibilidad Cali - Yumbo

En desarrollo de un programa para planificación del crecimiento de la zona interurbana conocida como Cali-Yumbo, las Empresas Municipales de Cali suscribieron un contrato para la prestación de los servicios de acueducto y alcantarillado al Municipio de Yumbo. Hasta la fecha se presta el servicio de acueducto únicamente. En el Proyecto se incluyó entonces un estudio a nivel de prefactibilidad con el objetivo de presentar a EMCALI

recomendaciones sobre la viabilidad de prestar el servicio de tratamiento de aguas residuales a todo o a parte del sector Cali-Yumbo.

Se estudió esta posibilidad dividiendo el sector en tramos a los cuales se les prestaría el servicio. Primero hasta el Rio Arroychondo, luego hasta Puerto Isaacs y finalmente hasta el casco urbano del municipio de Yumbo. Para las distintas áreas de cobertura y ubicación de las posibles plantas de tratamiento se hizo una evaluación de la alternativa de mínimo costo, comparada con la alternativa de bombear las aguas residuales hasta una planta única en Cali, en Cañaveralejo. El resultado indicó que, según esta metodología de análisis, la alternativa más conveniente sería integrar en una planta localizada en ACOPI las aguas residuales transportadas por el Colector Margen Izquierda del Rio Cali y las aguas del sector comprendido hasta Puerto Isaacs.

De todas maneras la evaluación indica que la prestación del servicio al sector Cali-Yumbo solo es justificable desde el punto de vista de política social y de conveniencia regional.

4.9 Análisis de Alternativas Convencionales

Con el fin de seleccionar la o las alternativas de tratamiento y ubicación de las plantas que presentara los menores costos y la mayor viabilidad técnica, se formularon quince alternativas que incluían la construcción de hasta cuatro plantas ubicadas en distintos sitios de la ciudad. Tales plantas eran las de Meléndez, Aguablanca, Cañaveralejo o alternativamente Santiago de Cali y Acopi.

La evaluación consistió en seleccionar, por el método de mínimo costo, aquellas alternativas que ameritaran un estudio más detenido, para concentrar los esfuerzos en refinar los costos y el análisis de costo-beneficio. Se incluyó igualmente una evaluación del impacto ambiental de las alternativas consideradas. Como resultado de este proceso de evaluación se concluyó que la alternativa más conveniente era la de construir dos plantas, una en Cañaveralejo y otra en Acopi.

En todas las alternativas se consideró que el proceso a utilizarse sería el de estabilización por contacto, de acuerdo con los resultados de los estudios de laboratorio y con el análisis preliminar de costos de los diferentes esquemas de tratamiento convencional. En el análisis de costos se usaron trenes de tratamiento similares para el tratamiento y disposición de los lodos.

4.10 Impacto Ambiental

En concordancia con lo dispuesto en las normas nacionales sobre el particular se incluyó un estudio de impacto ambiental para evaluar los efectos que la construcción y operación de las plantas tendrían sobre el ambiente local y regional. Esta evaluación contribuyó adicionalmente al proceso de selección de las alternativas de tratamiento convencional. La evaluación se hizo por etapas utilizando en primer término la Matriz de Evaluación de Impacto de la EPA, con el fin de seleccionar aquellos impactos que luego se someterían a una evaluación más detenida mediante el uso de la Matriz de Leopold.

Como resultado de este estudio se llegó a la conclusión de que el impacto ambiental del Proyecto era ampliamente favorable para el medio, en especial para la calidad del agua del Río Cauca y que los impactos negativos eran temporales y de menor importancia. La evaluación indica a su vez que la alternativa más favorable desde el punto de vista ambiental era la de ubicar las plantas de tratamiento en Cañaveralejo y en Acopi.

4.11 Diseño Conceptual

Luego de seleccionada la alternativa más favorable desde los puntos de vista técnico, económico y ambiental se procedió a refinar el dimensionamiento de las plantas de Cañaveralejo y de Acopi, a efectuar la distribución en planta, a calcular en forma preliminar las cantidades de obra y equipos y la revisión de costos y programa de inversiones, de acuerdo con las etapas previstas para la construcción de las obras.

Las principales obras contempladas en esta alternativa incluye la construcción y refuerzo de los colectores e interceptores que se indican a continuación :

Colectores :

- Margen Izquierda Rio Cali
- Panca
- Auxiliar Panca
- Paralelo al Interceptor Oriental 1er. Sector
- Puente Palma
- Cañaveralejo
- Aguablanca
- Arroyohondo
- Acopi
- Auxiliar Cauca
- Auxiliar Mariano Rancos

Estaciones de Bombeo :

- Aguablanca 1
- Margen Izquierda
- Arroyohondo
- Cañaveralejo II
- Aguablanca 2

Tuberías de Impulsión :

- Interceptor Cañaveralejo
- Arroyohondo

- Cahaveralejo II
- Aguablanca
- Aguablanca - Cauca

Las plantas de tratamiento de aguas residuales serán del tipo de lodos activados en su variante de estabilización por contacto y se construirán por etapas de acuerdo con el cronograma que se indicó a continuación.

TRATAMIENTO	1o. FASE	2o. FASE
Primario	1990	2000
Secundario	2000	2023

Con este cronograma se espera atender la política de la CVC, consagrada en el Artículo 4o. del Acuerdo No. 014 de 1976. Las etapas se han formulado para las condiciones del final del período de diseño.

En la Tabla No. 10 se presentarán las características de las plantas de tratamiento si fueren diseñadas, construidas y operadas para las condiciones de los años señalados.

Con base en las condiciones financieras, el programa de inversiones se diseñará para construir las plantas por módulos que atiendan los requerimientos de tratamiento para períodos de cinco años. Esta fase aún no se ha concluido y, por consiguiente no se pueden presentar los correspondientes resultados.

CARACTERISTICAS DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO
ALTERNATIVA No. 3A

PLANTA TRATAMIENTO CANAVERALEJO

PARAMETRO	A N O			
	1984	2000	2015	2023
POBLACION, HAB (MILLONES)	1.31	1.97	2.31	2.65
INFLUENTE				
- CAUDAL (M3/S)	4.70	7.00	8.30	9.70
- CARGA ORGANICA (TON/DIA)	58.90	98.50	127.10	159.00
- SOLIDOS SUSPENDIDOS (TON/DIA)	65.50	108.40	138.60	172.30
- DBO5 (MG/L)	145.00	163.00	177.00	190.00
- S. S (MG/L)	161.00	179.00	193.00	206.00
EFLUENTE				
- DBO5 (MG/L)	22.00	24.00	27.00	29.00
- S. S (MG/L)	16.00	18.00	19.00	21.00

PLANTA TRATAMIENTO ACOPI

POBLACION, HAB (MILLONES)	0.20	0.29	0.48	0.68
INFLUENTE				
- CAUDAL (M3/S)	0.70	1.10	1.80	2.60
- CARGA ORGANICA (TON/DIA)	9.00	14.50	26.40	40.80
- SOLIDOS SUSPENDIDOS (TON/DIA)	10.00	16.00	28.80	44.20
- DBO5 (MG/L)	149.00	153.00	170.00	182.00
- S. S (MG/L)	165.00	168.00	185.00	197.00
EFLUENTE				
- DBO5 (MG/L)	22.00	23.00	26.00	27.00
- S. S (MG/L)	17.00	17.00	19.00	20.00

4.12 Análisis Institucional

Con el fin de revisar la forma como EMCALI entraría a prestar el nuevo servicio de tratamiento de las aguas residuales, y las implicaciones que tendría en materia organizacional, se incluyó la realización de un estudio institucional que sirviera para formular una propuesta organizativa del Área administrativa y operativa del nuevo servicio.

Con base en consultas sobre la actual organización de EMCALI, los esquemas de funcionamiento de las plantas de potabilización y la experiencia en plantas de tratamiento de aguas residuales en otras latitudes se llegó a un esquema organizativo y al cálculo del personal profesional, técnico y operativo necesario. Este ejercicio se efectuó tanto para la alternativa convencional como para la anaeróbica.

4.13 Análisis Económico y Financiero

En desarrollo del Proyecto se incluyeron los necesarios estudios económicos y financieros que permitieran la evaluación económica del Proyecto, el diseño de los esquemas financieros para la ejecución de las obras, flujo de fondos, sistema tarifario y demás esquemas requeridos para la financiación del Proyecto y recuperación de la inversión.

Los resultados preliminares disponibles indican que es necesaria una política de apoyo al programa de control de contaminación con recursos del Presupuesto Nacional, una política tarifaria que distinga claramente entre los usuarios residenciales y los sectores que utilizan el agua como insumo productivo y otros sistemas que permitan cargar los costos a los beneficiarios directos de la ejecución del Proyecto. El esquema de recuperar la inversión por la vía de tarifas aparece socialmente inconveniente por su incidencia sobre los usuarios residenciales.

4.14 Programa de Entrenamiento

Este fue un aspecto muy importante del Proyecto que desafortunadamente no se pudo desarrollar en su totalidad. Se incluyó capacitación con cursos cortos en el campo de tratamiento de aguas residuales y en el uso del modelo de simulación SWMM. Los otros aspectos del programa, tales como entrenamiento en diseño, interventoría de construcción y operación de plantas de tratamiento de aguas residuales, fueron eliminados del programa.

4.15 Selección y Adquisición de Equipos

Se incluyó la selección y adquisición de equipo de laboratorio, de aforo, de campo y de seguridad para que EMCALI cuente con la capacidad necesaria para atender el Programa de Pretratamiento Industrial y para continuar con un programa de caracterización de las aguas residuales de la ciudad.

Cabe destacar que el laboratorio de la Sección Control Contaminación quedó dotado con el equipo más completo y moderno para análisis de COT, compuestos tóxicos, metales pesados y otras sustancias de interés sanitario, tal como se indica en otra parte del presente trabajo.

4.16 Plano de la Red en Escala 1:1000

Se contribuyó a la continuación de un programa que había venido desarrollando EMCALI para disponer de planos de la red de alcantarillado en escala 1:1000, los cuales son elementos de trabajo indispensables para una mejor prestación del servicio.

4.17 Alternativa de Tratamiento Anaeróbico

Con base en los resultados preliminares obtenidos en el estudio que venía desarrollando la Universidad del Valle

conjuntamente con la Universidad de Wageningen con cooperación de EMCALI, se acordó explorar la posibilidad de utilizar el proceso anaeróbico de manto de lodos en contracorriente o UASB (Up flow Anaerobic Sludge Blanket).

Esta alternativa, formulada a nivel de estudio de reconocimiento, contempla la construcción de una planta anaeróbica por módulos funcionales en Cañaveralejo y otras doce pequeñas plantas localizadas en distintos sitios de la ciudad. Los costos previsible serían considerablemente inferiores a los de la alternativa convencional.

4.18 Alternativa de Desviación al Océano Pacífico

Al tener presente que uno de los proyectos en estudio por parte de la CVC es el de desviar aguas del Rio Cauca a la Cuenca del Rio Calima para generación de energía eléctrica, se consideró que era conveniente también explorar la alternativa de desviar las aguas residuales de Cali hacia al Océano Pacífico y utilizar la caída para generar energía eléctrica.

Se procedió entonces a efectuar un estudio de reconocimiento que permitiera definir esta alternativa. En este sentido se exploraron rutas alternas para desviación de las aguas, puntos de descarga de los emisores finales, posibles sitios para ubicación de la casa de máquinas, longitudes de los túneles de desviación, de carga y de fuga y costos tentativos para diferentes caudales, incluyendo desviación de caudales adicionales de las aguas del Rio Cauca.

Se hizo un reconocimiento de la zona en la vertiente del Pacífico y se encontró que la mejor ruta la constituye una desviación desde el sector de ACOPI a través de un túnel de aproximadamente 41 km de longitud, un túnel de fuga de aproximadamente 17 km. para descargar al Rio Mayorquin o a un emisor final para descarga submarina a unos 10 - 15 km de la playa en el Golfo de Tortugas.

Ante las condiciones favorables de esta idea se consideró conveniente explorarla con alguna mayor profundidad, incluyendo la desviación de un caudal mayor de aguas del Rio Cauca, en tal forma que el Proyecto sea mucho más atractivo desde el punto de vista de generación de energía eléctrica y para que su viabilidad social sea más contundente, ya que contribuiría a la redención de la Costa Pacifica colombiana. Estos estudios están por concluir.

5. CONCLUSIONES

Con la anotación de que se trata de unas conclusiones que están sujetas a refinamientos y a mayores precisiones se puede decir que las principales conclusiones del Proyecto de Tratamiento de Aguas Residuales de Cali son las siguientes:

1. El Rio Cauca no está en capacidad de continuar aceptando vertimientos de aguas residuales sin tratamiento, pues de lo contrario la calidad del agua se verá deteriorada más allá de cualquier posibilidad de económicamente recuperarla en sus condiciones actuales.
2. Con base en la política sobre calidad de las aguas del Rio Cauca, claramente señalada en el Artículo 4o. del Acuerdo No. 014 de 1976 de la CVC, la ciudad de Cali debe iniciar sus inversiones para dar tratamiento al 12% del total de sus aguas residuales en 1995, al 32% en el año 2000, al 40% en el año 2005, al 47% en el año 2010 y al 65% en el año 2020. Tales porcentajes indican la remoción del total de la DB05 que debe realizarse para lograr que la concentración de OD se conserve al menos en 0.5 mg/l en la época crítica de verano. (Ver Tabla No. 4).
3. Si se considera únicamente la opción de diseñar, construir y operar una planta convencional de tratamiento de aguas residuales el proceso seleccionado es el de lodos activados en su modalidad de estabilización por contacto, con dos plantas ubicadas la una en el sitio de Cañaveralejo y la otra en Acopi, para tratar los caudales indicados en la

Tabla No. 10.

4. Al considerar los resultados indicados en la Tabla No. 4 y teniendo en cuenta que hay dos nuevas alternativas por explorar, a saber, la Alternativa de Tratamiento Anaeróbico y la Alternativa de Desviación al Océano Pacífico, ambas de las cuales, al igual que la convencional, requieren del tratamiento preliminar, se recomienda que las Empresas Municipales de Cali inicien el programa de control de sus vertimientos de aguas residuales con la construcción de las etapas requeridas para tratamiento preliminar, mientras se decide si se continúa explorando las nuevas alternativas.

5. Se requiere un aporte apreciable del Presupuesto Nacional que haga viable económicamente el Proyecto de Tratamiento de Aguas Residuales de Cali y que se adopten esquemas tarifarios que distribuyan equitativamente los costos del Proyecto entre quienes efectivamente hacen necesario la construcción de los sistemas de tratamiento.

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SANITARIA Y ALIMENTAL

ACODAL - Seccional Valle del Cauca

SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

19 - 23 Agosto de 1985

Cali - Colombia

"WATER AND WASTEWATER TREATMENT IN LATIN AMERICA"

ING. GUSTAVO RIVAS MIJARES

ACADEMIA DE CIENCIAS FISICAS, MATEMATICAS Y NATURALES DE VENEZUELA

CARACAS - VENEZUELA

"WATER AND WASTEWATER TREATMENT IN LATIN AMERICA"

This paper presents brief information on practices in the countries of Latin America for designing water and wastewater treatment plants. It takes into account the adaptation of foreign technologies to suit the environmental socio-economic, and living conditions in developing countries located in tropical areas.

This article was basically written to present-in a very broad way the actual technology that has been applied by sanitary engineers in Latin America for the designing of water and wastewater treatment plants during the last few years of the 1970's.

Most of the Latin American countries have been applying a wide variety of foreign technology in the field of water and sewage treatment. Unfortunately, almost all the information has been taken from highly industrialized countries and so, these technological applications have been utilized without rational approach or adaptation.

These technologies were developed in industrialized countries located in temperate climates in which the problems to be solved are radically different from those of our region. Also, the customs and socio-economic and cultural patterns of people from northern countries are so different from ours.

During the last six or seven years, however, a new way of thinking has been adopted by the Latin American engineers. A new technology, - a so called "Appropriate Technology" - has been developed to provide a better approach to the problems related to the field under consideration.

This new knowledge has been produced not only through applied research, but

also, through some basic research when information is not available to develop variations of the conventional processes applied in the field of drinking water and sewage treatment.

It has been found that many of the unit operations and processes involved in the purification of water and in the stabilization of wastewaters, must be studied critically in order to determine the degree of variability of such methods so as to obtain a maximum benefit under our climatic conditions (Rivas, 1965).

First, the magnitude and variability of many of the design parameter values of waste treatment processes are quite different in areas where high temperatures prevail all year around. Significant differences exist between such areas and countries located in temperate regions such as those of Europe and North America.

Second, domestic sewage characteristics are markedly different (Perez, 1965).

Third, the limited economic ability of our countries obviates the design and construction of sophisticated treatment facilities usually built and operated in many of the highly industrialized countries of the world.

Our natural resources are generally very limited. They should be used as sparingly as possible for manufacture of equipment, materials and chemicals products frequently used in this field.

The above facts must be considered together with the fact that until recently our countries did not have a significant background in the necessary scientific research in the area of water and wastewater treatment processes.

As previously mentioned, it was not possible to develop an autochthonous technology adapted to the previously discussed prevailing regional conditions.

These factors have led Latin American Universities, together with some international intergovernmental agencies such as the Pan American Health Organization, (the regional office of the World Health Organization for the Americas) to start working toward the development of new technologies by carrying on experimental work, basically directed towards obtaining information for the better application of foreign technology in the field of water and sewage treatment, and to simplify most of the conventional processes traditionally adopted by many of our Latin American countries. (OPS., 1972).

To illustrate what has been said, I would like to present some case histories of water and sewage treatment plant design.

To start with, I will make some further specific comments on the characteristics and composition of water and sewage in our region :

The frequent high iron content of deep well waters used as sources for water supply in rural areas and small communities has forced us to develop or apply various low cost (construction and operation) techniques to remove this element with simple and economical operating devices. (Rivas 1958).

First, the ferrous compounds are oxidized with very simple aeration towers, built in place, with locally available materials; or the ferrous compounds are oxidized by the chlorine used for disinfection. In the later case the water pressure in the discharge pipe of the deep well pump is used to produce the necessary vacuum to inject an hypochlorite solution into the water pumped from the well. Then, the ferric compounds formed are removed, either in a "gunite" finished excavated clarification tank or by pumping the water going to the elevated storage tank through a pressure filter installed in the influent line connected to the storage tank. The elevation of the tank and the diameter of this interconnecting line is designed to obtain a satisfactory wash of the filter unit under operation. In this way, it is possible to simplify the operation of the system and, at the same time, to reduce the construction costs.

then present as well as the need for the fine removal of the ferrous iron salts, a very simple device is used to determine the optimal rate of filtration for each particular operation. A short piece of pipe, four to six inches diameter, is filled with supporting gravel and sand of the same effective size and uniformity coefficient as that proposed for the filling of the filter bed units; a field experiment is then conducted to determine the maximum velocity of filtration for the installation under study.

In some other cases ferrous iron is oxidized in a hydraulic rapid mixing channel, designed to produce a high turbulence of the raw water undergoing treatment.

Flocculation basins are also designed using the hydraulic energy of the water to encourage building of microflocs formed during the mixing period. A "touch of lime", as it is known in many cases, has proved to be a great help in the formation of a heavy floc that can be easily separated in the sedimentation basin that follows this operation.

The possibility of developing economical, industrialized processes to manufacture natural micromolecular polyelectrolytes for primary coagulant or as a coagulant-aids has been studied. (Campos, Azavedo 1980).

Hydraulic flocculation is applied in many cases where a low energy consumption is mandatory and where a simplified treatment tends to reduce the costs of operation. Some recent research has been carried out to evaluate the velocity gradients and flocculation times and further to determine the validity of these very well known parameters. (Snel & Arboleda, 1980).

High rate sedimentation techniques have been recently applied for the design of clarification basins. In these cases, parallel sheets of asbestos-cement,

placed at an inclination of 45° to 60° to the horizontal, have been used in laminar settling of suspended solids, with very satisfactory results. (Arboleda, 1980).

The reduction of the volume required for the tank, together with the simplicity of construction, makes this design satisfactory for many of the treatment plants now being built. This helps to avoid mechanical devices, for small and even medium sized treatment plants, located in countries where skilled operation is not available and where economics is important.

Rapid filtration units have been recently operated using the very interesting technique of "Declining Rate", in which the positive filtering head is reduced during the filtration period. (Arboleda, 1972). The increasing head loss in the filter produces a reduction in the velocity of water being filtered. No problems related to the quality of the treated water have been observed.

This operation markedly reduces the size of the filtration equipment over that conventionally required. This arrangement simplifies the operation of the units and at the same time reduces the corresponding cost of construction, because control equipment is avoided and the washwater tank is not required.

The filter bed in this case is washed with the water stored in the other filter units. The head required to carry out the washing of the other bed is supplied, also, by the head of water available in the other filter units.

Typical arrangements of this kind are available at the CIIS office (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente) located in Lima, Perú, where a group of researchers are working to develop new technology in this field of water and sewage treatment.

It is also of interest to mention that very low effluent turbidities are not generally required in most cases, particularly, for filtration units.

supply potable water to rural communities and small and medium sized towns.

The above arrangement also makes it possible to design filter units with different filter sand characteristics and rates of filtration, etc.

In the field of wastewater treatment there are many interesting things related to the specific situation in Latin America - for example differences in sewage characteristics and climate conditions.

First, as far as BOD is concerned, it has been demonstrated that the proportion of carbohydrates to proteins in our typical domestic sewage is much higher than that in temperate countries. This is because the diet in northern countries is markedly different from that in tropical countries. This results in a higher biodegradability of organic matter in the sewage produced in our region. This, together with the higher temperature of sewage, produces higher values for the rate constant of oxygen uptake from the liquid. As a result, shorter times are required for the first stage BOD to be exerted and values of the 5 day, 20°C BOD used for design purposes represent a much higher percentage of the first stage values of the carbonaceous matter present in our sewage. For this reason, parameters taken from the literature developed in northern temperate climates should be carefully evaluated. (Rivas, 1978).

It is known that the temperature of water is directly related to its kinetic viscosity and this has an effect on the settling velocity of suspended particles present in water. Higher tropical temperatures produce a substantial change of viscosity, and as a consequence, an increase of the settling velocity of the suspended solids to be removed during the clarification.

This allows higher overflow rates to be adopted for design purposes when dealing with water and wastewater treatment separation units.

The per capita water consumption and diet produces sewage with a different constitution as measured by BOD, COD and suspended solids. (Wahnon, Lopes and Rodriguez, 1978). These factors become evident in the performance of standard and high rate activated sludge and trickling filter systems.

Hydraulic and organic loads, have to be modified to take account of these factors. At the same time, and as a previously stated, the easier

biodegradability of the organic loads applied to biological reactors tends to produce a much better performance of sewage treatment units.

Another example of such differences is related to the "Standards for the Quality of River Waters". In this case, it is important to take into account the sensitivity of our autochthonous higher river fauna, especially as far as dissolved oxygen is concerned. The prevailing fish species in our tropical waters tolerate, very low dissolved oxygen concentrations in the water and consequently smaller minimum concentrations of DO are acceptable when setting standards for river water pollution control in our countries.

However, it is important to take into account the higher average temperature of our continental waters which affects the saturation concentration of oxygen in the water. At 30°C for example the DO saturation value is 7.63 mg/l while at 10°C the value is 11.33 mg.^{l-1} (Rivas, 1978).

There is today an increasing utilization of "Sewage Stabilization Lagoons" as wastewater treatment processes in many areas of Latin America. The low cost and the simplicity of operation of these units, makes it possible to construct sewage treatment plants at very low initial cost, compared to "Conventional Treatment Systems". The area required for such systems does not represent a real problem in our region when they are built in rural areas or near small towns where the price of land is cheap.

This is even more evident, for high rate photosynthetic lagoons. The advantage becomes greater because of the highly visible light energy values available from the sun in our latitudes. (Univ. California, 1954).

The possibilities of further intensifying the treatment of sewage in soil has for the last few years, shown real promise. However, because of the characteristics of the pathogenic agents present in tropical areas, it will be

necessary to carry on research to determine the behaviour of such organisms when sewage is discharged onland. It is necessary to define the degree of treatment that has to be applied to our sewage in relation to the use of the land being utilized for sewage application.

In addition to the discharge of sewage to the sea it is also important to know about the performance of the receiving waters - eg the rate of disappearance of coliform organisms.

In some cases, as little as 30 minutes are required to obtain 90% destruction of the coliform organisms in marine waters because of the die-away of bacteria in such waters. (Reixoto et al, 1964).

The anaerobic digestion of sewage sludge is another interesting item to be considered here. Due to the prevailing higher year-round temperature, it is possible to obtain shorter retention periods in digestors. Moreover, it is possible to concentrate the infrared rays of sun light to raise the temperature of the sludge undergoing digestion and to obtain a mesophilic temperature range in the process without going into any external heating of the units (Rodriguez and Valery, 1976).

Air drying beds used to further reduce the water content of the digested sludge, can be designed with a much smaller area. We have determined that approximately one third of the area required in temperate climates can be utilized with the same efficiency to obtain a low enough water content to allow the sludge to be easily handled. (Abrisqueta et al, 1980).

In relation to the disinfection of potable waters and sewage effluents it is of interest to point out in our tropical area, the health problems associated with the disinfection of waters that concern the presence of pathogenic protozoa (*E. histolytica*) and trematodes, (*S. mansoni*). (Rivas, 1976).

These organisms are much more resistant than bacteria or viruses to the action of chemical disinfectants such as chlorine, iodine and their compounds that are generally used in the treatment of potable waters. The possibility of using iodine compounds to disinfect water in areas where schistosomiasis and the amoebiasis are endemic is under study. These compounds would replace the traditional chlorine compounds used today.

Information has already been published by the author on the performance, in tropical areas, of sewage treatment processes such as trickling filters and intermittent sand filters, in the destruction or removal of the resistant pathogens present in the sewage of many of our Latin American countries.

It is concluded that the current technology of water and wastewater treatment in most Latin America countries, presents a very positive reorientation toward a better understanding and utilization of the particular existing conditions and resources of the region.

REFERENCES

- Abriqueta, M. et al... (1980) "Lechos de Secado para Lechos Primarios Digeridos Doméstico", Publ. No. 79-6 de P.E.T.A., Univ. Central de Venezuela.
- Arboleda Valencia J. (1972) "plantas Simplificadas de Tratamiento de Agua", Una necesidad para América Latina, OSE, Vol. Serie 14, p. 429.
- Arboleda V. Jorge (1980) "Teoría y Práctica de los Sedimentadores de Placas Inclinadas Paralelas", Revista de ALDIS, Separata ACODAL, no. 69, p. 41.
- Campos J.R. y de Azevedo Netto J.M. (1980) "Emprego de Amido de Batata como Auxiliar de Flocculação de Agua", XVII Congreso de ALDIS, La Paz, Bolivia.
- Organiz. Panamer. de la Salud (1972) "Nuevos Métodos de Tratamiento de Agua" Simposium de Asunción, Paraguay-Pub. #14.
- Peixoto E.C. et al... (1964) "Marine Waste Disposal Considerations at Rio de Janeiro", Revista ALDIS, v. 17, No. 4.
- Pérez Lecuna R., (1965) "Estudios de Características de Líquidos Glucólicos", informe al MOP de Venezuela.
- Rivas Mijares G., (1958) "Tratamientos Económicos de Potabilización", revista CIV de Venezuela, #265, p.6.
- Rivas Mijares G. (1965) "Determinación de la Magnitud de Influencias Ambientales en Procesos Unitarios del Tratamiento de Aguas" - Evaluación de Parámetros Bol Acad. Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, p.20.
- Rivas Mijares G. (1970) "Desinfección del Agua en Areas Tropicales", Bol. Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, V.87 p.3
- Rivas Mijares G. (1978) "Tratamiento de Aguas Residuales", Edic. Vega, 2ª Edic. p. 90.
- Rivas Mijares G. (1978) "Technology of Water and Wastewater Treatment in Latin America", paper presented at the Water Research Center (Madembaum Lab.).
- Rivas Mijares G. (1978) "Tratamiento de Aguas Residuales", 2ª Edic. del libro p. 133.
- Rodríguez, Valery M. de (1976) "Laguna Stabilization for Wastewater Treatment para Aguas Residuales en Zona Trópica", Publ. 76-4 de P.E.T.A., Univ. Central de Venezuela.

Snel, Herman y Arboleda V. Jorge (1980) "Influencia de la Escala de Turbulencia en el Proceso de Floculación del Agua", XVII Congreso de AIDIS, La Paz, Bolivia.

Univ. de California (1954) "Algae Research Project", Sanit. Eng. Research Lab.

Wahnon W.N., López E.M. y Rodríguez F. (1978) "Lodos Activados a Escala de Laboratorio para el Tratamiento de Aguas Residuales provenientes de la Deshidratación del Petróleo", XVI Congreso de AIDIS, Rep. Dominicana.

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL

ACODAL - Seccional Valle del Cauca

SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

19 - 23 Agosto de 1985

Cali - Colombia

"PREVISIONES AL COMPORTAMIENTO DE PEQUERAS INSTALACIONES RESIDUALES EN EL
TRATAMIENTO DE AGUAS"

ING. GUSTAVO RIVAS MIJARES

ACADEMIA DE CIENCIAS FISICAS, MATEMATICAS Y NATURALES DE VENEZUELA

CARACAS - VENEZUELA

VIII CONGRESO DE LA ACADEMIA DE INGENIERIA DE MEXICO

Torreón Coahuila, 22 al 24 de Setiembre de 1982

PREDICCIONES AL COMPORTAMIENTO DE PEQUEÑAS
INSTALACIONES PROTOTIPO PARA EL TRATAMIENTO DE
AGUAS

GUSTAVO RIVAS MIJARES
Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas
y Naturales de Venezuela
Caracas Venezuela

ameriten el llevar a cabo como se dijo, estudios previos a una escala intermedia, piloto, son factibles y económicamente realizables, dando en la mayoría de los casos la confiabilidad y reproducibilidad esperadas respecto a los sistemas actuales de tratamiento (Howard y Eckenfelder, 1968). No así, cuando se llevan a cabo estudios para el caso de pequeñas instalaciones para servir núcleos rurales o suburbanos acusando limitadas posibilidades de orden económico o de recursos humanos.

Tesis Bajo Estudio:

Una revisión bibliográfica relacionada con este problema (Eckenfelder y Ford, 1970; Bratby 1981; Hudson, 1973; Tekippe, 1970 y Vesilind, 1968) de fijaciones del tratamiento de aguas, muestra que muchos de los valores acusados por los parámetros de diseño más universalmente utilizados para tal fin, pueden ser correlacionados con aquellos valores mostrados en las pruebas a escala de laboratorio o de campo y los de aquellos acusados por las mismas instalaciones prototipo.

Dentro de tales valores, los correspondientes esperados para las respectivas eficiencias de los tratamientos bajo estudio para modificar las características indeseables de las aguas de abastecimiento o de las de desecho, estipuladas por determinadas normativas de calidad de las mismas, difieren, y a veces apreciablemente, de aquellos valores obtenidos a través de las necesarias pruebas llevadas a cabo a escala de banco en los laboratorios, u otras pruebas simplificadas a escala prototipo en sitio (Eckenfelder y Ford, 1970; G. Rivas Mijares, 1958).

Por ello, es de trascendental importancia el tratar de predecir, hasta donde sea posible, el comportamiento esperado para aquellas unidades de tratamiento a tamaño natural, con la ayuda que puedan ofrecer pruebas sencillas ensayadas a pequeñas escala, que se consideren más factibles y convenientes de utilizar para las aguas bajo estudio con miras a obtener así, una potabilización o estabilización adecuada de las mismas (G. Rivas Mijares, 1976).

TEMA: Predicciones al Comportamiento de Pequeñas Instalaciones Prototipo para el Tratamiento de Aguas - Pruebas Simplificadas de Laboratorio y Campo.

AUTOR: Prof. Gustavo Rivas Mijares, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela.

JUSTIFICACION: Uno de los problemas hoy por hoy más difíciles de encarar, dentro del campo de la tecnología que considera el acondicionamiento de las aguas potables y de las aguas servidas - en particular para el caso de pequeñas poblaciones - es el correspondiente al de una adecuada FIJACION DE LOS TRATAMIENTOS de potabilización y de estabilización requeridos para esas aguas. Ello, sin recurrir, por supuesto, a la información que pudiese ser suministrada a través de aquellas investigaciones que son generalmente requeridas en la práctica, para grandes instalaciones, cuando se les desea estimar su funcionamiento y comportamiento a través de plantas construidas a escala piloto.

En tal sentido, es de la mayor importancia el obtener una racional selección cualitativa y cuantitativa de aquel o aquellos procesos y operaciones unitarias, que pudiesen ser requeridos aplicarle a las aguas para modificarles sus características físicas, químicas y biológicas (principalmente microbiológicas) cuando ello se hace necesario para cumplir con los requerimientos normativos relacionados con su uso o utilización actual o potencial.

Las necesarias pruebas de fijación de tales tratamientos, aún las más simples, deben reflejar en lo posible, el comportamiento real esperado para las correspondientes unidades de tratamiento a ser construidas a escala natural o prototipo.

Las necesarias predicciones, cuando se trata de grandes instalaciones que

tende llevar a cabo los tradicionales ensayos de laboratorio (Pruebas de jarro, por ejemplo) - a escala de banco - pero recabándose otras informaciones no rutinariamente observadas o reportadas en tales ensayos. Tales son los casos de:

- 1) - Energía aplicada en los procesos de mezclas rápida y lenta (homogenización y floculación) en tales ensayos
- 2) - Pruebas de floculación bajo un pH óptimo de coagulación y dentro de las dosificaciones económicas de coagulantes y precoagulantes (ayudantes de coagulación), previamente seleccionados.
- 3) - Observaciones del proceso de decantación de los macroflóculos, previamente formados y acondicionados durante la fase ortocinética del proceso.
- 4) - La filtrabilidad de la turbiedad remanente del sobrenadante, después de los ciclos de reposo convencionales que se aplican durante estos ensayos (de clarificación 2), utilizando para ello, pequeñas columnas de filtración conteniendo material granular similar al utilizado para este proceso en las plantas prototipo (tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad) y adoptando velocidades (o ratas) de filtración dentro de las preseleccionadas para la operación de la planta prototipo.

Estos ensayos se llevarían a cabo al mismo tiempo que se producen los procesos de la planta en funcionamiento (G. Rivera Mijares, 1976).

- 5) - La determinación de los volúmenes de lodo producidos en los ensayos de jarro, por ejemplo, cuando se permite sedimentar a la suspensión floculada durante el tiempo prefijado convencional en un cono de Imhoff; el porcentaje de sólidos acusados por tales lodos, las características de sedimentabilidad de esos lodos (en clarificación tres), cuando se aplica el proceso de clarificación con asentamiento interferente de los mismos.

Un estudio comparativo "a posteriori" de los valores (por un mismo tiempo (día y horas) acusados por la planta prototipo y por los ensayos de laboratorio a escala de banco, pueden arrojar valores que pueden, permitiendo la correlación de los unos con los otros para poder así predecir, con una determinada aproximación estadísticamente calculada, en cuanto a las desviaciones normales (estándard) de valores que permitan el acercarse más, o menos, a la realidad de los mismos, esperada en la práctica para las instalaciones construídas y operadas a la escala natural.

Para la fecha, el autor está llevando a cabo una investigación de carácter aplicada, con la colaboración de personal docente adscrito al Departamento de Ingeniería Sanitaria de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, con el preciso objeto de predecir en lo posible y dentro de determinados grados de confiabilidad estadística, el comportamiento esperado para pequeñas instalaciones prototipo de tratamiento de aguas, cuando éstas fuesen diseñadas y operadas tan sólo con la información que puedan suministrar determinados ensayos y pruebas de laboratorio, a escala de banco, y por otras pruebas auxiliares - fáciles y económicamente realizables en el propio sitio de las obras bajo estudio, y que por su naturaleza como mas adelante se explica, pudieran ser efectuadas a escala también de banco o aún a escalas del prototipo (G. Rivas Mijares, 1958).

De acuerdo a lo anterior, se han seleccionado por ahora en el área de la potabilización de las aguas, un número de plantas existentes - en operación - a las cuales se les puede conocer su real comportamiento en lo referente a:

- 1) - Eficiencia de las distintas unidades procesales que las componen (mezcla rápida, floculación, separación de sólidos por gravedad o tamizado).
- 2) - Comportamiento, expresado en valores parametrales, de cifras de diseño (producción de lodos y sus características, grado de humedad - contenido de sólido - de los mismos; propiedades de densificación de los lodos y volúmenes generados en función de tiempo) (Vesilind, 1968).
- 3) - Valores de energía aplicada o disipada en el sistema a través de las unidades de mezcla y floculación (sus gradientes de velocidad G y tiempos de aplicación t) y su influencia en los resultados acusados por tales unidades (Argaman y Kaufman, 1968; Argaman, 1971).
- 4) - Las características actuales de sedimentabilidad de las suspensiones tratadas y la correspondiente filtrabilidad de la turbiedad remanente del sobrenadante (o infranadante) de las unidades de decantación (o flotación) de los sólidos separables del sistema.

Paralelamente a la obtención de los valores arriba comentados, se pre -

señalar las modificaciones operativas que pudieran ser aplicadas a tales instalaciones.

Por otra parte, es posible llevar a cabo, en sitio, ensayos fáciles de ejecutar y económicamente afrontables aún para muy pequeñas instalaciones, con unidades construídas a escala prototipo.

Es el caso de "septum" (celdas) de sedimentación que operan a alta - caudal a la taza acelerada con régimen laminar y que pueden, por sus características, ser instaladas y operadas con los caudales reales de operación, de pequeña monta (G. Rivas Mijares, 1972).

En aplicación directamente en sitio, pruebas por ejemplo, de remoción de hierro y manganeso, mediante la construcción de pequeñas unidades filtrantes con capas con el material filtrante granular previamente seleccionado, para conocer sobre su actual comportamiento al aplicarse tasas o velocidades de filtración estimadas como convenientes para la operación del prototipo (G. Rivas Mijares, 1958, y Rivas Mijares, 1967).

Una oxidación previa de las sales ferrosas disueltas para transformar - las en férricas precipitables con la ayuda de inyectores operando con - alta presión, de descarga de las bombas de prueba de pozos profundo - sirve de ejemplo - ha sido una buena experiencia obtenida muy anteriormente por el autor (Rivas Mijares, 1958).

Pruebas sencillas de aeración al aire - en sitio - con o sin la aplicación de cal apagada (hidróxido cálcico), han permitido conocer, también, sobre la conveniencia de tratamientos mas convencionalmente aplicables en instalaciones futuras de tratamiento.

Ensayos para conocer sobre la influencia actual de los gradientes de - energía hidráulica (pérdidas de carga a través de unidades operativas) diseñadas para unidades de mezcla rápida y de floculación, han sido de gran ayuda para obtener proyectos mas confiables para estos tipos de -

Pruebas Simplificadas de Laboratorio y Campo.

El autor ha venido estudiando en el Laboratorio de Procesos Unitarios del arriba citado Departamento Universitario, en donde ejerce actualmente la cátedra de Postgrado de "Tratamiento Avanzado de Aguas Potables y de Aguas Residuales", una serie de ensayos conducentes a ampliar, por una parte, las pruebas convencionales (tradicionales) de jarro, que han venido sirviendo para seleccionar compuestos químicos y sus dosificaciones en lo concerniente a los posibles tratamientos químicos de las aguas de abastecimiento. Ello con el preciso objetivo de recabar informaciones complementarias en cuanto se refiere a otras operaciones y procesos físico-químicos de tratamiento que sirvan de un apoyo más racional a la problemática de la fijación de los tratamientos. Por otra parte, la de agregar otras pruebas, relativamente sencillas, que puedan complementar la deseada información, para poder contar con una mayor aproximación, el comportamiento esperado para aquellos sistemas que quieran a escala prototipo.

Estas pruebas de jarro - ampliadas y racionalizadas como podrían ser definitivamente nombradas - podrían llenar en mucho el vacío que hoy representa para los proyectistas de estas obras, la falta de una información más confiable relativa al comportamiento real esperado en la práctica para tales procesos.

Será posible, complementariamente, determinar para los sistemas de tratamiento en operación, otros parámetros del mayor interés para quienes los diseñan, tratando de acercarse más a la realidad operativa de las plantas de tratamiento de agua en funcionamiento.

Dentro de este último, podríamos indicar lo referente, por ejemplo, a las pérdidas de agua bajo tratamiento motivadas por la descarga de lodos producidos en los diferentes procesos (lavado de unidades filtrantes, evacuación de lodos de los separadores, etc.); y el determinar también sobre la magnitud en la reducción de tales pérdidas a través de

BIBLIOGRAFIA

- ARGAMAN, Y. y KAUFMAN, W.J. "Turbulence in Ortho-cinetic Flocculation"
SERL Report - Univ. of Calif. 68-5 (1968)
- ARGAMAN, Y.A.,"Pilot-plant Studies of Flocculation", S. A.W.W.A, V 63,
N° 12, p. 775 a 777 (1971)
- BRATBY, John R., "Interpreting Laboratory Results for the Design of
Rapid Mixing and Flocculation Systems", Journal Amer. Water
Works Assoc., Vol. 6, p. 318 a 325 (Junio 1981)
- BRATBY, John R., "Optimizing coagulants and flocculant aids for Settling",
Journal Amer. Water Works Assoc. V. 5, N° 6, p. -
312 a 318 (1981)
- ECKENFELDER, W.W. y FORD, D.L. "Water Pollution Control", Capitulo 4
y 6, 59 a 73 y 83 a 90 respectiv., Penton Press, (1970)
- ENDE, Howard J. y ECKENFELDER, Jr. W. Wesley, "Theoretical Concepts of
Gravity Sludge Thickening; Scaling up Laboratory Units to
Prototype Design", J. Water Poll. Control Fed. V40, 8, -
Part I, p. 1486 a 1498 (1968)
- HUXSON, A. E. Jr., "Evaluation of Plant Operating and Jar-Test Data".
Journal A.W.W.A., V 65, N° 5, p. 368 a 375 (1973)
- RIVAS MIJARES, G. "Tratamientos Económicos de Potabilización". Revis-
ta Colegio de Ingenieros de Venezuela, N° 265, p. 6 (1958)
- RIVAS MIJARES, G. "Eficiencia de Filtros Percoladores Biológicos en
Remover la DBO de un Líquido Residual", Bol. Academia de
Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales. V 27, N° 74,
p. 7 (1967).

instalaciones de tratamiento de aguas.

Conclusiones.

En resumen, con las investigaciones en marcha será posible conocer sobre el grado de confiabilidad que pueda existir entre los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio a escala de banco y los actuales acusados por sus correspondientes plantas de tratamiento de aguas operando a escala prototipo.

Además, el poder conocer sobre el comportamiento de plantas construidas a escala natural cuando se hayan efectuado previamente, pruebas sencillas y económicas de campo a la misma escala del prototipo esperado.

- RIVAS MIJARES, G. "Nuevas Tendencias de Diseño en el Tratamiento de Aguas" - Simposium de la Oficina Panamericana de la Salud, La Asunción, Paraguay, p. 159 (1972)
- RIVAS MIJARES, G. "Water and Wastewater Treatment in Latin America" Applied Technology - Water Scienc.&Tech. V 14, p. 431-437, (1982)
- TEKIPPE, R.J, y HAM, R.K. "Coagulation Testing: A Comparison of Techniques - Part 2-2. J. A.W.W.A., V 62, N° 9 y 10, p. 549 y 626 a 628, (1970)
- VESILIND, P. Aarne, "Design of Prototype Thickeners from Batch Settling Tests", Water & Sewage Works. V115, N° 7, p. 302 a 308 (1968)

ACODAL - Seccional Valle del Cauca

SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES

19-23 de Agosto de 1985

Cali - Colombia

GENERALIDADES SOBRE TRATAMIENTOS PRELIMINARES

Ing. Max Lothar Hess

Consultor OMS/OPS

São Paulo, Brasil

Mayo 1985

I. TRATAMIENTOS PRELIMINARES

Los tratamientos preliminares son destinados a preparar las aguas residuales para que puedan recibir un tratamiento subsiguiente sin perjudicar a los equipos mecánicos y sin obstruir tuberías y causar depósitos permanentes en tanques. Sirven también para minimizar algunos efectos negativos al tratamiento tales como grandes variaciones de caudal y de composición y la presencia de materiales flotantes, como aceites, grasas y otros.

Las unidades de tratamiento preliminar más importantes son:

- Rejas
- Desmenzadores
- Desengrasadores
- Tanques de compensación
- Desarenadores

De estos, prácticamente todas las plantas de tratamiento incluyen rejas y desarenadores. Las demás unidades son más frecuentemente empleadas para residuos líquidos industriales.

I.1 REJAS

Son dispositivos constituidos por barras metálicas paralelas e igualmente espaciadas.

Las barras pueden ser rectas o curvas.

Su finalidad es retener sólidos gruesos, de dimensiones relativamente grandes que estén en suspensión o flotantes. Las rejas, por lo general, son la primera unidad de una planta de tratamiento.

Los materiales retenidos son principalmente papel, estopa de talleres, trapos, productos de higiene femenina, cáscaras de frutas, restos de vegetales, pedazos de madera, tapones de botella, latas, materiales plásticos, capillos y otros objetos que puedan pasar por los inodoros o por las aberturas de pozos de inspección de la red de alcantarillado.

Las rejas son empleadas para proteger contra obstrucciones las válvulas, bombas, equipos de aeración, tuberías y otras partes de la planta. También contribuyen a dar una mejor apariencia a la planta y reducen el volumen de material flotante (espuma).

En el caso de disposición de las aguas residuales por simple dilución, las rejas resguardan el aspecto estético.

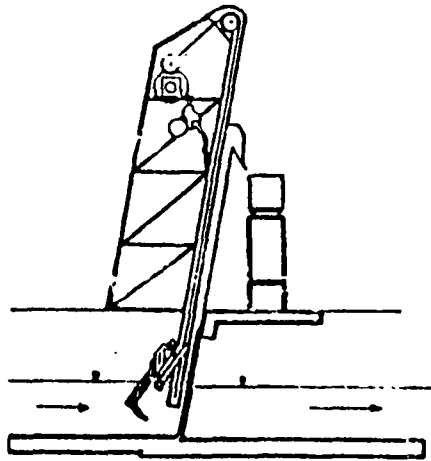


Fig.1.2.- Reja mecanizada recta.

1.1.1 Abertura o espaciamento de las barras

El espaciamento libre entre las barras depende de la finalidad que se pretende lograr.

- Rejas gruesas	40 hasta 100 mm o más
- Rejas medias	20 hasta 40 mm (son las más comunes)
- Rejas finas	10 hasta 20 mm
- Rejas rotativas muy finas	0,25 a 2,5 mm (equipo moderno capaz de sustituir los sedimentadores en determinados casos). El nombre comercial es "Rototrainer"

Las rejas gruesas son instaladas aguas arriba de bombas de gran capacidad, turbinas, etc. y a veces preceden a rejas más finas. No son empleadas antes de bombas de tornillo, o cuando lo son, tienen espaciado superior a los 150 mm.

Las rejas más frecuentes en los Estados Unidos son las de 25 mm de abertura. Imhoff (Alemania), (1) recomienda 40 a 50 mm para que no se retenga mucho materia fecal.

Las rejas finas presentan muchas veces problemas de operación y mantenimiento, siendo entonces en general mecanizadas.

1.1.2 Tipos de rejas

Con relación al sistema de limpieza las rejas pueden ser clasificadas en dos categorías:

1. Rejas sencillas, de limpieza manual
2. Rejas mecanizadas, de accionamiento mecanizado

Las rejas sencillas, de limpieza manual, son empleadas en instalaciones pequeñas y, con espaciado relativamente grande, son instaladas aguas arriba de rejas mecanizadas, bombas de gran capacidad, turbina, etc. En estos ca-

Los no se esperan grandes volúmenes de detritos removidos, debido a que se destinan a la retención de objetos de grandes dimensiones (baldes, animales ahogados, zapatos) que podrían dañar esos equipos.

Las rejas mecanizadas requieren una labor de mantenimiento muy cuidadosa, motivo por el cual solo deben ser empleadas cuando es estrictamente necesario. Principalmente en pequeñas instalaciones es más recomendable el empleo de rejas (manuales) de limpieza manual.

1.1.3 Dimensiones de barras

En general las barras tienen sección rectangular de 5 a 15 mm de espesor por 30 a 60 mm. Las dimensiones dependen mucho del largo de las barras y del mecanismo de limpieza.

En general las barras de rejas gruesas van hasta 13 x 60 mm (las más grandes); las instalaciones pequeñas tienen barras de sección mínima de 6x40 mm.

Entre estos dos ejemplares hay una variedad muy grande.

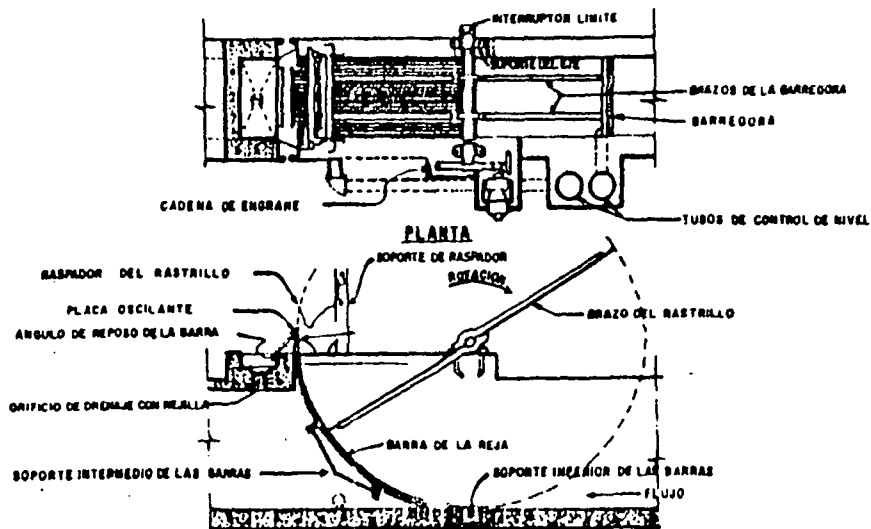


Fig. 1.3.- Reja de barras curvas y rastrillo relativo

1.1.4 Inclinación de las barras

En las instalaciones de limpieza manual las rejas de barras generalmente son instaladas haciendo un ángulo de 30 a 45 grados con la horizontal. (2)

En las instalaciones mecanizadas este ángulo es establecido en función de las condiciones locales de acuerdo con el tipo de equipo empleado. En general las rejas mecanizadas forman un ángulo de 60 hasta 90 grados con la horizontal (más frecuentemente 75°C). (3)

1.1.5 Diseño

Las dimensiones principales de una reja son establecidas para que se tenga una sección de flujo con velocidad adecuada. Velocidades muy bajas a través de las barras pueden contribuir para un aumento indeseable de material retenido y también para la sedimentación de la arena en el canal de acceso. Al revés, velocidades muy grandes fomentan el arrastre de material que debería quedar retenido. !

Velocidades recomendadas (a través de barras limpias):

- Mínima	0,40 m/s
- Máxima	0,75 m/s

Inhoff recomienda un mínimo de 0,60 m/s (1). Hay que verificar esos límites para el caudal mínimo, medio y máximo.

Fijada la velocidad del agua a través de las barras, se puede calcular el área útil (o área libre):

$$A_u = \frac{Q}{V}$$

Conociéndose la abertura entre las barras, a , así como el espesor de las mismas (t), se puede calcular el área total o sección de flujo aguas arriba de la reja (S):

$$S = A_u \frac{a + t}{a} = \frac{A_u}{\frac{a}{a+t}}$$

El denominador $\frac{a}{a+t} = E$ es denominado impropiamente por "eficiencia" de la reja pero no representa más que la relación entre el área libre y el área total del caudal. (4)

Se tiene entonces
$$S = \frac{A_u}{E}$$

La "eficiencia" E varía entre 0,60 a 0,85, siendo más comunes valores alrededor de 0,75.

El nivel de agua, aguas arriba de la reja es determinado por el nivel de agua de la unidad o canal subsiguiente y por la pérdida de carga en la reja.

Conocida la profundidad de aguas arriba, resulta el ancho total de la reja (ancho del canal).

En instalaciones mecanizadas el ancho está condicionado al tipo de equipo, al cual varía de 0,60 hasta 3,60 m., pudiendo ser considerado el empleo de rejas múltiples.

Las rejas mecánicas son suministradas con altura total desde 3 hasta 12 metros.

1.1.6 Pérdida de carga en la reja

Ya fueron propuestas varias fórmulas para el cálculo de la pérdida de carga

por el paso del agua a través de las barras; entre estas pueden ser citadas las de Kirschmer, Fellenius, Escande, Spangler, etc.

Fórmula de Kirschmer:

$$h_f = K \left(\frac{a}{t}\right)^2 \sin^2 \theta \frac{v^2}{2g}$$

- h_f = pérdida de carga, en metros
- K = factor que depende de la forma de la sección de las barras:
 - sección rectangular: $K = 2,42$
 - sección circular $K = 1,79$
- a = abertura o espaciamiento libre (útil) de las barras
- t = espesor de la barra o la dimensión más grande normal a la dirección del flujo (a y t deben ser expresados en la misma unidad)
- v = velocidad aguas arriba de la reja, en m/s
- g = aceleración gravitacional = $9,8 \text{ m/s}^2$

La expresión conocida como la de "Metcalf & Eddy" es caracterizada por su simplicidad:

$$h_f = 1.143 \frac{V^2 - v^2}{2g}$$

- h_f y g son como se indica arriba
- V es la velocidad a través de las barras (0,50 a 0,75 m/s)
- v es la velocidad aguas arriba de las rejillas: $v = V.E$ (E es la "eficiencia")

También hay que verificar la pérdida de carga para el caso en que la reja quede 50% "obstruida", es decir, para un valor V' igual a 2 veces V .

1.1.7 Cantidad de material retenido

La cantidad de material que queda en las rejillas es influenciada por condicio-

nes locales, costumbres de la población, época del año, etc. y depende mucho de la abertura a especificada.

En los Estados Unidos la cantidad de material retenido en rejjas con aberturas de la orden de 25 mm generalmente está comprendida entre 0,015 y 0,030 litros por m³ de agua residual. En la ciudad de Sao Paulo han sido encontradas entre 0.010 y 0,025 l/m³.

Datos de Schroeppfer presentan la variación de la cantidad de material retenido en función de la abertura de las rejjas (4):

Aberturas, mm	Cantidad, l/m ³
20	0,038
25	0,023
35	0,012
40	0,009

Inhoff cita 2 a 3 litros por habitante por año. (1)

1.1.8 Naturaleza del material retenido

Este material es constituido principalmente por papel, trapos, detritos de cocina y estopa, contiene entre 70 y 90% de agua y pesa de 0,7 a 1,0 Kg/litro.

Un ejemplo de composición en Sao Paulo es:

- | | | |
|-----------------------|-------------------------|---|
| - Papel | 10 a 70% | } El promedio de los tres primeros grupos es de: 60% (variando de 40 hasta 80%) |
| - Estopa | 10 a 20% | |
| - Trapos y tejidos | 5 a 15% | |
| - Materiales diversos | 20 a 60% (promedio 40%) | |

Promedio de humedad: 85%

1.1.9 Remoción y disposición final del material retenido

En las pequeñas instalaciones la limpieza es ejecutada por rastrillos manuales y el material sacado es enterrado o incinerado.

En grandes instalaciones los detritos son removidos mecánicamente, incinerados, digeridos o desmenuzados y devueltos al flujo.

Para evitar el problema de malos olores, el material, cuando es enterrado, debe ser recubierto con una capa de tierra de 0,30 a 0,50 m de espesor (5).

La incineración es hecha después de un secado parcial, a una temperatura superior a 700°C. Los incineradores requieren el empleo de un combustible suplementario: gas, aceite o carbón.

La digestión del material retenido por las rejas en los propios digestores de las plantas de tratamiento no ha sido satisfactorio debido a la formación de gran cantidad de flotantes difícilmente digeribles.

El material sacado de las rejas aún puede ser desmenuzado y devuelto a las aguas residuales. Esta solución en general es indeseable, pues presenta dificultades de mantenimiento del equipo, además de ocupar mucho espacio, en los digestores y originar problemas con la estética de las instalaciones.

1.1.10 Detalles de los canales de las rejas

Las instalaciones mecanizadas deben ser diseñadas con dos o más unidades, o por lo menos con paso directo dotado de una reja gruesa simple.

El ancho del canal de las rejas acostumbra a ser más grande que el diámetro o el ancho del ensarrio y debe ser igual el ancho de las propias rejas, evitándose espacios muertos. El canal de acceso debe ser suficientemente largo para que se evite la turbulencia junto a las barras. El fondo del canal es generalmente de 10 a 15 centímetros más bajo que la solera del ensarrio.

El área útil para la determinación de la velocidad del flujo a través de las barras es considerada en proyección vertical.

Las rejas son instaladas en guías laterales de perfiles rígidicos en "U", pudiendo asentar la base sobre un perfil "L" en el fondo.

En las instalaciones de limpieza manual generalmente se dispone el tope de las barras sobre una pequeña plataforma de hormigón, con una inclinación pequeña para facilitar la operación de limpieza y permitir el escurrimiento del exceso de agua.

La pérdida de carga en las rejas manuales en general no pasa de 0,15 metros. En las rejas mecanizadas, el mecanismo de limpieza acciona automáticamente siempre que la pérdida de carga alcance un valor predeterminado, en general entre 0,20 y 0,40 metros. Las rejas mecanizadas pueden ser instaladas al aire libre, pero por cuestiones de clima frío o factores estéticos, puede ser recomendada la instalación en pabellones cerrados.

1.2 DESMENUZADORES

Rara vez se utilizan desmenuzadores por presentar numerosos problemas y proporcionar poca utilidad, a veces son empleados en combinación con rejas mecánicas y normalmente tienen capacidad para desmenuzar 20 a 40 Kgs de material húmedo por hora y por cv (caballo-vapor). Los motores necesarios generalmente tienen potencia de 25 a 50 caballos. La presencia de ciertos detritos resistentes provoca la intervención frecuente de los operadores. Los desmenuzadores pueden ser instalados abajo del nivel de agua. En este caso son asociados a cribas o rejas, en general de barras paralelas horizontales, y realizan simultáneamente las operaciones de cribado y desmenuzamiento.

Los desmenuzadores son constituidos por una pieza rotativa con ranuras horizontales de 6 a 10 mm de apertura y son equipados internamente con cortadores especiales. Para protección de las partes mecánicas es recomendable

la instalación de los desmenuzadores aguas abajo de desarenadores.

La potencia de los motores eléctricos varía con la capacidad de los equipos y en general está comprendida entre 0,5 y 2,5 cv. La pérdida de carga es determinada de acuerdo con las características de los equipos y normalmente varía de 0,05 hasta 0,25 metros. Los desmenuzadores sumergidos ocupan espacio menor que las rejillas con desmenuzadores separados.

Los desmenuzadores requieren reparaciones y revisiones frecuentes y periódicas de las piezas de corte y presentan para las plantas de tratamiento los mismos problemas de aumento de volumen de material flotante.

1.3 DESENGRASADORES

Los desengrasadores en general solo son empleados:

- a. Cuando hay desechos industriales conteniendo grandes cantidades de aceites y grasas.
- b. Previo al lanzamiento submarino de aguas residuales.

Los líquidos, pastas y demás cuerpos no miscibles con el agua, pero que tienen un peso específico menor y por lo tanto tienen tendencia a flotar en su superficie, pueden ser retenidos en dispositivos muy simples, denominados tanques desengrasadores, tanques retentores o trampas de grasas.

Los desengrasadores deben propiciar una permanencia tranquila del agua residual durante el tiempo suficiente para que una partícula a ser removida pueda recorrer la trayectoria entre el fondo y la superficie.

1.3.1 Tiempo de retención

Con aceites animales o hidrocarburos (aceites "minerales"), cuya densidad está alrededor de 0,8 Kg/litro, basta la permanencia de 3 minutos en las

unidades pequeñas (hasta los 10 l/s), de 4 minutos en las medias (10 a 20 l/s) y 5 minutos en las mayores (mayores más de 20 l/s). Este aumento de tiempo con el aumento de caudal se origina del hecho que el recorrido es más largo en las unidades más grandes debido a la mayor profundidad (normas alemanas DIN 4040, ítem 3.1)

1.3.2 Forma de los desengrasadores

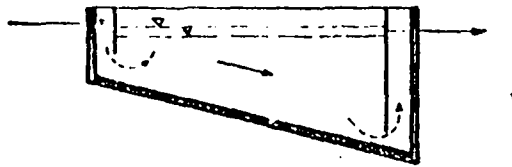


Fig.1.5.- Tanque desengrasador

El fondo debe ser fuertemente inclinado en dirección a la salida para evitar la acumulación de sólidos sedimentables y arrastrarlos hasta la salida. Una cortina junto a la entrada evita la turbulencia, mientras que otra, junto a la salida, llegando casi hasta el fondo, ejecuta la doble función de retener la grasa, aceites y solventes y de sacar por el fondo el lodo formado por las partículas sedimentadas. Así se minimiza la frecuencia de limpiezas necesarias (Figura 1.5). Las normas alemanas DIN 4040 y 4042 suministran información detallada para el diseño de excelentes tanques desengrasadores, de construcción muy simple y gran eficiencia.

Estos tanques pueden servir también para la recuperación de solventes arrastrados por las alcantarillas de las industrias. Tales solventes son por ejemplo: benceno, hexano, éter de petróleo, bencina, trementina, sulfuro de carbono, tetracloruro de carbono, tricloroetileno y otros que frecuentemente son botados por las industrias.

1.3.3 Diseño

Los tanques son dimensionados para retención de 3, 4 ó 5 minutos, como ya fue citado. La relación entre largo y ancho debe ser de 1,8:1,0 (Normas DIN. El área superficial se calcula para la tasa de aplicación de 4 l/s.m^2 , o sea, el área deberá ser de $0,25 \text{ m}^2$ para cada $1/\text{s}$ de caudal. El caudal para diseño es el máximo instantáneo.

1.3.4 Otros tipos de desengrasadores

Hay desengrasadores con introducción de aire difuso en el fondo, para lograr un efecto beneficioso adicional, arrastrando hacia la superficie partículas muy pequeñas y coloidales. Además, no hay riesgo de sedimentación de materia orgánica. El tanque es de forma alargada, con gran superficie y las paredes son fuertemente inclinadas junto al fondo. Longitudinalmente hay dos cortinas dotadas de ranuras para que el aceite y la grasa pasen del compartimiento central turbulento a los laterales tranquilos. El tiempo de detención es de 3 minutos.

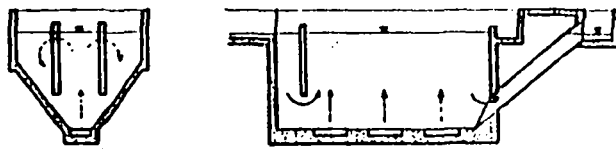


Fig. 1.6.: Desengrasador aerado

El tanque retenedor de aceite de la API (American Petroleum Institute) es otro ejemplo de desengrasador. Es empleado principalmente para desechos industriales ricos en aceites, como el de las refinerías de petróleo. Es construido en dos cámaras en serie, siendo la primera mecanizada, y posee ta-

blas raspadoras, arrastradas por correas, que mueven el lodo del fondo y a la vuelta el aceite acumulado. La segunda cámara no es mecanizada y sirve para remover un poco más de aceite.

Los tanques API son muy grandes en comparación con los anteriores, pues el tiempo de retención es de una hora.

1.4 TANQUES DE COMPENSACION

Estos tanques sirven para disminuir los efectos de la gran variación de caudal o de concentración de las aguas residuales.

Los tanques de compensación son poco empleados en plantas de tratamiento municipales, a no ser en dos casos:

- a. Cuando hay contribuciones industriales intermitentes, con gran variación de caudal.
- b. Para aumentar la capacidad de una planta existente, con unidades dimensionadas por el caudal máximo. Con el tanque de compensación es posible ganar algo en capacidad, pues aquellas unidades irán a ser operadas a un caudal medio y no máximo.

1.4.1 Operación

En su forma más simple, el tanque de compensación es un reservorio de forma arbitraria con capacidad suficiente para almacenar el flujo de agua residual que sobrepase un cierto valor fijo. Este exceso puede ser desviado del flujo por un vertedero de rebose y alimentar el tanque de compensación por gravedad o por bombeo. Cuando el caudal se reduce bajo un valor prefijado, el líquido almacenado es devuelto al proceso de tratamiento, por gravedad o por bombeo.

Como el agua residual tiene sólidos en suspensión, estos podrán causar problemas de sedimentación y descomposición con desarrollo de malos olores. Esto se puede evitar de diversas maneras.

1. Instalando un mecanismo de recolección del material sedimentado conduciéndolo hasta la boca de la tubería de salida.
2. Burbujeando aire comprimido en cantidad suficiente para que no haya sedimentación.
3. Instalar equipos de mezcla con la misma finalidad.
4. Construir el fondo del tanque con la forma de una o varias pirámides invertidas con salida por el vértice inferior de modo que siempre salga el material sedimentado junto con el líquido sacado en las horas de menor caudal.

El tanque de compensación con aeración tiene la ventaja que el agua residual es mantenida en condiciones aerobias, por lo tanto no presenta problemas de malos olores.

1.4.2 Diseño. Ejemplo

Para determinar el volumen de un tanque de compensación es necesario conocer bien el ciclo de variación de caudal y el grado de uniformidad que se pretende, o sea el máximo y el mínimo de caudal pretendido. Arriba del máximo se almacena y bajo el mínimo se devuelve.

El proceso más simple para determinar el volumen necesario es medir el caudal variable a intervalos de tiempo regulares (por ejemplo, de hora en hora) y calcular cuál es el exceso o déficit en cada uno de esos intervalos. Finalmente se calcula el "flujo de volúmenes", es decir, empezando con un primer valor en exceso del máximo deseado y se van sumando sucesivamente

los exesos y los déficits (éstos signos negativos naturalmente).

El mayor valor positivo resultante es el volumen necesario del tanque.

El cálculo puede ser sistematizado en un cuadro, ejemplo:

Con un caudal muy variable se pretende no tener ningún caudal mayor de 50 m³/hora ni menor de 35 m³/hora. Determinar el volumen del tanque de compensación necesario.

Cuadro de cálculos para dimensionar el Tanque de Compensación

Hora	Volumen que llega (m ³ /hora)	Máximo deseado (m ³ /hora)	Mínimo deseado (m ³ /hora)	Exceso (m ³ /hora positivos)	Falta (m ³ /hora negativos)	Suma algebraica (m ³)
6 - 7	15	50	35	-	-	-
7 - 8	65	50	35	15	-	15
8 - 9	22	50	35	-	13	2
9 - 10	95	50	35	45	-	47
10 - 11	120	50	35	70	-	117
11 - 12	20	50	35	-	15	102
12 - 13	50	50	35	-	-	102
13 - 14	0	50	35	-	35	67
14 - 15	12	50	35	-	23	44
"	"	"	"	"	"	"
"	"	"	"	"	"	"
"	"	"	"	"	"	"
"	"	"	"	"	"	"
"	"	"	"	"	"	"

En este caso por ejemplo, si se tratara de regularizar el caudal entre las 7 y las 15 horas, sería necesario un tanque de compensación con 117 m³ de capacidad.

Si el operador percibe que el tanque, después de un ciclo completo (por ejemplo de 24 horas), no se vacía completamente, podrá sacar la cantidad suficiente para completar 50 m³/hora en lugar de solamente 35 m³/hora. Se procederá al revés si le interesara llenar más rápido el tanque.

Si se dispone de un registro continuo de caudal (curva limnométrica) se puede aplicar un cálculo gráfico como en el caso de reservorios de regulariza-

ción de ríos, a través del diagrama de Rippl. Pero en general es más cómodo aplicar el cálculo tabular que se presenta en el ejemplo.

1.5 DESARENADORES

1.5.1 Concepto

Los desarenadores son unidades destinadas a retener la arena y otros detritos minerales y pesados que se encuentran en las aguas residuales (casco - tes, guijarros, pedazos de ladrillo, partículas metálicas, carbón, tierra y otros). Estos materiales son originados de operaciones de lavado, así como de riadas, infiltraciones, desechos industriales, etc.

La remoción de la arena tiene como finalidad proteger las bombas contra desgaste, evitar obstrucciones de tuberías e impedir la formación de depósitos de material inerte en el interior de sedimentadores y digestores.

1.5.2 Principio de funcionamiento

Las condiciones dinámicas de una corriente líquida, en especial la turbulencia, son responsables del transporte de partículas sólidas más densas que el agua. Esas partículas son conducidas en suspensión o son arrastradas por tracción junto al fondo de los canales o tuberías.

En el régimen laminar no se verifica el transporte de sólidos en suspensión.

La capacidad de transporte de las aguas en movimiento varía con la sexta potencia de su velocidad. La cantidad de material en suspensión que un curso de agua puede transportar es siempre una función de su grado de turbulencia. La sedimentación de este material se logra mediante la alteración del régimen dinámico de la corriente líquida.

En canales o tanques apropiados se reduce la velocidad del agua hasta valores que permitan la deposición de las partículas, lo que se verifica en fun

ción de las velocidades de sedimentación.

Tamaño de las partículas (mm)	Fórmula de Allen (mm/s)	Valores prácticos (mm/s)
1.0	85	100
0.5	43	50
0.3	26	30
0.2	17	20
0.1	9	10

Estos valores son para granos de arena de peso específico igual a 2,65 g/ml a 15°C en agua tranquila. En las plantas de tratamiento es deseable remover las partículas de diámetro medio igual a superior a 0,2 mm.

1.5.3 Tipos de desarenadores

Los desarenadores pueden ser diseñados como canales con velocidad controlada o como tanques de sección cuadrada o circular y de área adecuada a la sedimentación de las partículas a remover.

Los desarenadores pueden ser o no equipados con mecanismos. En general sólo se emplean equipos mecanizados en las grandes plantas de tratamiento. Recientemente se están empleando cada vez más desarenadores con aeración con movimiento en espiral, prácticamente insensibles a grandes variaciones de caudal.

1.5.4 Número de Unidades y paso directo

Generalmente son previstos dos desarenadores en paralelo, de modo que el retiro de una unidad de operación, para limpieza o reparación, no impida el trabajo de la otra aunque sobrecargada. Es deseable la construcción de un

canal paralelo o paso directo para situaciones de emergencia. En las grandes plantas se pueden prever cámaras múltiples. En las plantas de tratamiento muy pequeñas se podrá admitir la construcción de un solo desarenador, con un paso directo.

1.5.5 Velocidad en los desarenadores

En los canales de remoción de arena la velocidad recomendable es del orden de 0,30 m/s. Velocidades inferiores a 0,15 m/s permiten la deposición simultánea de cantidades relativamente grandes de materia orgánica, y al revés velocidades por encima de 0,40 m/s permiten el arrastre de partículas perjudiciales de arena. Por esto se debe procurar controlar y mantener la velocidad del flujo alrededor de 0,30 m/s con tolerancia de 20% en exceso o defecto. El caudal varía continuamente en las plantas de tratamiento, pudiendo alterarse en consecuencia la altura de la lámina de agua en el desarenador.

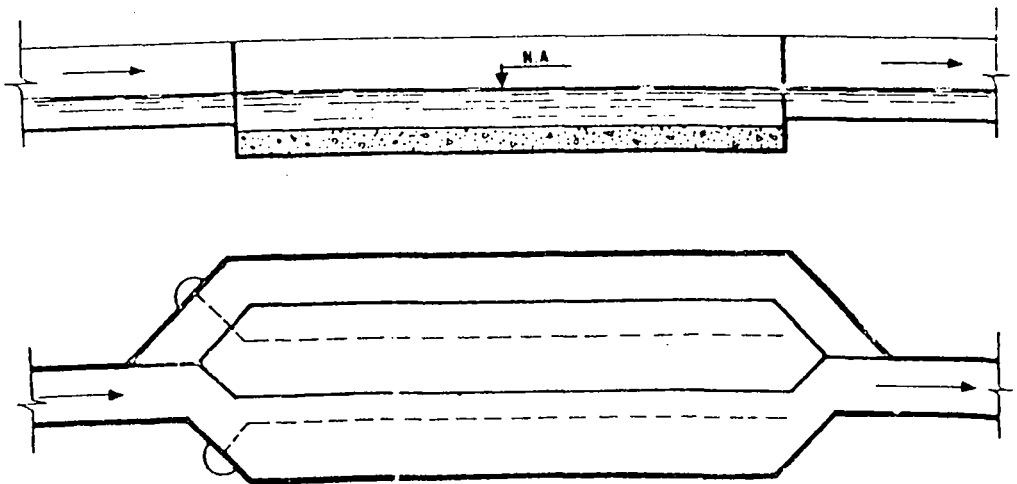


Fig: 1 7.- Desarenador

Para que se mantenga la velocidad dentro de límites deseables se hace el diseño del desarenador con una sección adecuada y se instala aguas abajo un vertedero apropiado que tendrá también la función de dispositivo controlador de la velocidad. Existe una interdependencia íntima entre la sección transversal del canal y la geometría del vertedero (tipo, forma y tamaño).

1.5.6 Área de los desarenadores

Destinándose a la sedimentación de partículas granulares discretas, los desarenadores pueden ser dimensionados por la teoría de sedimentación de Hazen. Como la experiencia indica que las partículas de arena nocivas son las de tamaño igual o superior a 0,2 mm, cuyo peso específico es de 2,65 g/cm³ y velocidad de sedimentación del orden de 2,0 cm/s, se constata que los desarenadores deben ser diseñados con tasas de aplicación de 600 a 1.200 m³/m²/día. Estos valores permiten determinar el área necesaria para los desarenadores.

1.5.7 Profundidad de la lámina líquida

En los desarenadores de tipo "canal" la profundidad del agua para el caudal mínimo, medio y máximo es determinada a partir de las condiciones de funcionamiento del controlador de velocidad (vertedero de salida). Cada vertedero tiene su ecuación que relaciona la altura del agua con el caudal.

1.5.8 Largo de los desarenadores

Partiendo de los valores anteriores (tasas de aplicación superficial) se puede calcular el largo necesario para los canales de retención de arena:

$$\frac{Q}{A} = \frac{SV}{A} = \frac{bHV}{A} = \frac{bHV}{bL} = \frac{HV}{L}, \text{ por tanto } L = \frac{VH}{Q/A}$$

donde

- Q = caudal
- S = sección transversal máxima del flujo
- H = altura máxima de la lámina de agua
- b = ancho medio de la sección del flujo
- A = área superficial
- L = largo que se pretende calcular
- Q/A = tasa de aplicación superficial
- V = velocidad óptima del flujo (0,30 m/s)

Aplicando el modelo para $Q/A = 1.200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, se obtiene la relación.

$$L = \frac{0,30 \cdot H \cdot 86 \cdot 400}{1 \cdot 200} = 21,6 \cdot H$$

Por una cuestión práctica se adopta

$$L = 25 \cdot H$$

Con excepción de los desarenadores aerados, constituye un error calcular el largo en función del tiempo de detención.

1.5.9 Ancho de los desarenadores

Una vez conocida la profundidad, se determina el ancho de los canales de manera que sea mantenida la velocidad óptima de 0,30 m/s.

Si la sección de flujo fuera rectangular,

$$Q = SV = bHV, \text{ y por tanto } b = \frac{Q}{HV}$$

Frecuentemente, los desarenadores, se diseñan con sección trapezoidal y en estos casos las dimensiones son establecidas en función del caudal (variable) y las correspondientes alturas de lámina de agua.

1.5.10 Regularización de la velocidad y medición de caudal

El caudal del agua residual varía continuamente, pudiendo variar, por tanto, la altura de la lámina de agua en los canales. Para que se mantenga la velocidad prácticamente constante en los desarenadores, es indispensable que el diseño de la sección de flujo esté en concordancia con las características del elemento controlador aguas abajo. Es costumbre adoptar un vertedero convencional (Parshall o Sutro por ejemplo) para establecer una lámina ya conocida para cada caudal. Estos datos están consignados en tablas de fácil obtención. Conociendo el caudal y su lámina correspondiente, se puede determinar la forma o el perfil de la velocidad de 0,30 m/s. (6).

Son comunes las siguientes asociaciones de vertedero y canal del desarenador:

Vertedero	Modelo Matemático	Forma matemática mente perfecta	Sección práctica
Sutro (vertedero proporcional)	$Q = kH$	Rectangular	Rectangular
Vertedero trapezoidal	$Q = kH^{1.58}$	Parabólica	Trapezoidal
Vertedero rectangular	$Q = kH^{3/2}$	Parabólica	Trapezoidal

Oblivante los vertederos citados, además de servir de dispositivo regulador de velocidad, también sirven para la medición del caudal.

1.5.11 Presencia de materia orgánica

Como la sedimentación de las partículas minerales pesadas es realizada en función de la velocidad de sedimentación, es imposible evitar la deposición simultánea de arena y materia orgánica. Las partículas orgánicas que están

cerca del fondo sedimentan simultáneamente con los granos de arena que entran más arriba en el desarenador, y que tienen mayor velocidad de sedimentación.

Así es que la sedimentación de partículas orgánicas en los desarenadores es indeseable, pero no puede ser totalmente impedida.

1.5.12 Cantidad de material retenido en el desarenador

La cantidad de material retenido por los desarenadores dependen del sistema de alcantarillado (sanitario o separado), del tipo de ocupación del área servida (industrial, residencial, pavimentada o no) además de otros factores.

En los Estados Unidos de Norteamérica, generalmente, las cantidades retiradas están comprendidas entre 10 y 90 litros de material por 1.000 m³ de aguas residuales.

Mediciones en Sao Paulo, Brasil dieron los siguientes promedios:

- Zona exclusivamente residencial 29 litros/1.000 m³
- Zona Industrial 15 litros/1.000 m³

En los meses de grandes lluvias, estos valores son más grandes, pudiéndose aceptar con seguridad 30 hasta 40 litros por 1.000 m³ de agua residual.

Imhoff (Alemania) cita 5 a 12 litros por habitantes en un año, lo que resulta en aproximadamente 90 a 220 litros/1.000 m³. Pero los datos de Imhoff son para sistemas combinados de alcantarillado, es decir, aguas residuales y aguas de lluvias recibidas en el mismo colector. (1)

1.5.13 Procesos de remoción de la arena

En cuanto al proceso de remoción se pueden considerar dos tipos:

- Remoción manual periódica
- Remoción mecanizada del sedimento

Los desarenadores de limpieza manual son empleados en pequeñas plantas donde el volumen depositado no es muy grande.

En plantas de gran capacidad es más económica la remoción por medio de equipos mecánicos.

La remoción manual periódica frecuentemente viene acompañada de problemas originados por el desarrollo de malos olores debidos a la putrefacción de la materia orgánica que sedimenta simultáneamente.

La agitación frecuente del material depositado abajo del flujo normal puede contribuir para que se desprendan los floculos orgánicos, minimizando los olores.

Los equipos para desarenadores varían considerablemente de un tipo a otro:

- Tipo rotativo con palas raspadoras del fondo
- Tablas raspadoras arrastradas por cadenas
- Raspadores arrastrados por ruedas sobre rieles fijados sobre las bordas del desarenador
- Elevación por eyector a aire ("air lift")
- Remoción a lo largo del fondo con transportadores helicoidales (tornillo)
- Remoción por bombas sumergidas
- Otras.

Las instalaciones mecanizadas más completas, además de retirar el material, lo lavan. Esas instalaciones pueden producir detritos con menos de 5% de materia orgánica.

Las instalaciones de limpieza manual cuando son bien operadas, pueden reducir la cantidad de material putrescible hasta un 10%. Pero esto ya es suficiente para producir olores desagradables.

1.5.14 Disposición de la arena

Cuando el contenido de materia orgánica es tal que se produzcan malos olores, el material retenido debe ser enterrado.

La arena con bajo porcentaje de materia putrescible puede ser aprovechada en rellenos, caminos, lechos de secado de lodo y otros.

1.5.15 Detalles constructivos

Las secciones de ajuste gradual en ampliaciones o restricciones del ancho deben ser diseñadas para reducir la turbulencia.

Las dimensiones de la parte destinada al depósito de arena en las instalaciones no mecanizadas deben ser establecidas en armonía con la cantidad prevista de material y teniendo en consideración la frecuencia de limpieza deseada (semanal, quincenal o mensual).

1.5.16 Desarenadores "Geiger"

Los desarenadores "Geiger" fueron desarrollados en Alemania en 1942, basados en el principio del depósito de arena en las márgenes internas de las curvas de ríos, debido al movimiento curvo y en espiral. (7)

Las unidades son construidas con forma cónica, con entrada tangencial, de modo que se establezca un movimiento en espiral, sin necesidad de equipos. La

variación de nivel debe ser cuidadosamente estudiada para que se mantengan las condiciones ideales de deposición de la arena en el centro del cono, donde se encuentra un pozo de recolección.

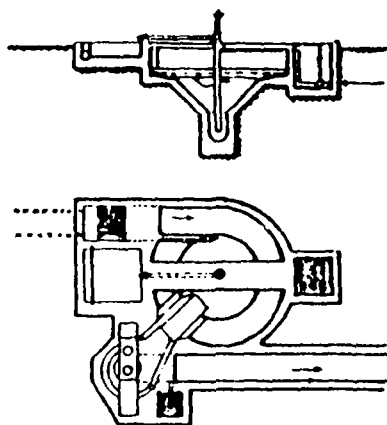


Fig. 1.8.- Desarenador Geiger.

La arena es removida del pozo mediante transporte por aire (air lift), después de uno o dos minutos de lavado con aire en el propio pozo.

La tasa de aplicación es de unos $900 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, para el caudal medio.

1.5.17 Desarenadores aerados

Es una técnica introducida hace pocos años en el tratamiento de aguas residuales. (8)

Las unidades son construidas en forma de tanques largos de sección rectangular, pero con el fondo redondeado o formado por paredes inclinadas. A lo largo de uno de los lados se inyecta aire difuso a fin de que el agua adquiera un movimiento helicoidal (movimiento de rosca de tornillo). La velocidad periférica transversal es mantenida alrededor de los $0,30 \text{ m/s}$, con

lo que se logra evitar la deposición de flóculos orgánicos. La velocidad puede ser aumentada o disminuída por la variación de la cantidad de aire, Figura 1.9.

La velocidad de flujo a lo largo de la unidad no tiene prácticamente influencia sobre la eficiencia de la remoción. Basta que se la mantenga bajo 0,20 m/s. En este tipo de desarenador se consigue retener la arena a partir de un diámetro medio inferior a 0,15 mm.

El consumo de aire es de aproximadamente 15 m³/hora por metro de largo, para una unidad con 10 m² de sección transversal, y de 7 m³/hora por metro, para una de 5 m².

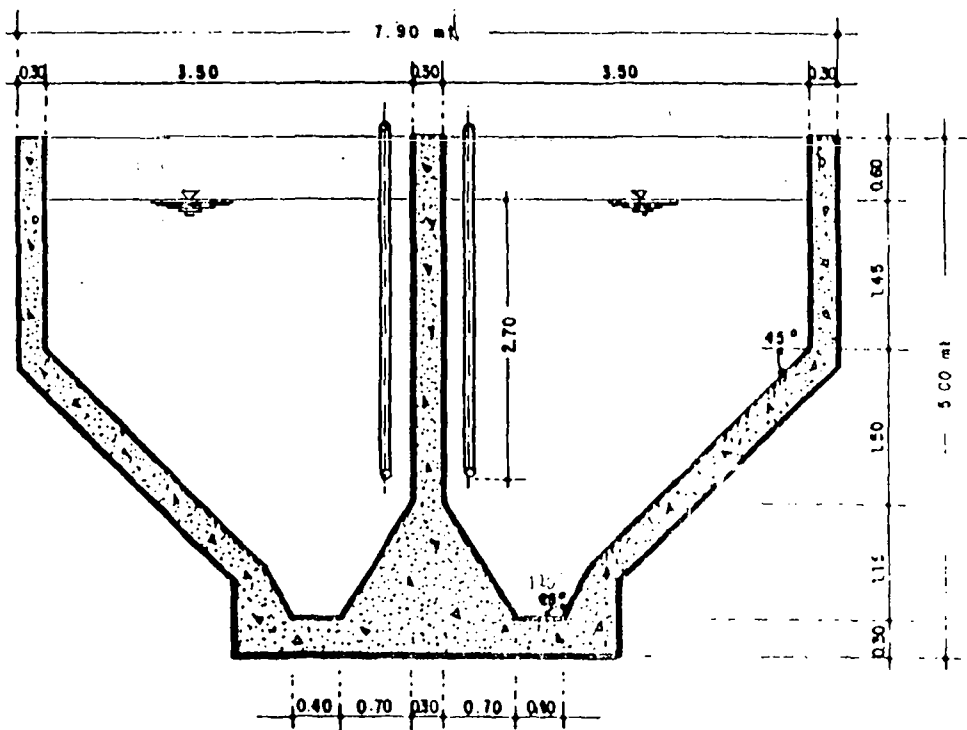


Fig. 1.0.- Desarenador aerado.

1.6 BIBLIOGRAFIA

IMHOFF, K. "Manual de Tratamiento de Aguas Residuales", Trad. M. L. Hess, Ed. Blucher, Sao Paulo, Brasil, 1966.

Normas Alemanas "DIN" 19554.

Catálogos comerciales diversos:

- Dorr - Oliver Inc. - E.U.A.
- Degremont S.A. Brasil
- FMC - Filsan - Brasil
- Infilco Co. - E.U.A.
- Ames Crosta - Inglaterra.

AZEVEDO NETTO, J.M. y HESS, M.L. "Tratamiento de Aguas Residuales", Ed. Revista DAE, Sao Paulo, Brasil, 1970.

"Sistemas de Esgotos Sanitarios", Publ. Universidad de Sao Paulo, Ed. CETESB, 1973.

DIAS DE MORAES, J.C., "Associacao de caixas de areia com vertedores "Parshall", Revista DAE N° 28, Sao Paulo, Brasil.

GEIGER, H. "Der Rundsandfang", Verlag R. Oldenbourg, 1942

.Handbuch der Abwassertechnik", Ed. Springer Verlag, Band I, 1972.

RIVAS MIJARES, G. "Tratamiento del Agua Residual", Caracas, 1967.

MAX LOTHAR HESS

ENGENHEIRO CONSULTOR

Al. Casa Branca, 559 - 16.º and

0408 - São Paulo - Brasil

ACODAL - Seccional Valle del Cauca

**SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES**

19 - 23 de Agosto de 1985

Cali - Colombia

GENERALIDADES DE LOS TRATAMIENTOS PRIMARIOS

Ing. Max Lothar Hess

Consultor OMS/OPS

Junio 1985

GENERALIDADES DE LOS TRATAMIENTOS PRIMARIOS

INTRODUCCION

Si yo presentase, bajo el tema que me ha sido asignado, apenas lo trivial de los tratamientos primarios, estaría menoscabando la experiencia de los participantes, dictándoles una charla sobre un asunto que están cansados de conocer. Sería un asunto para una clase, pero no para un seminario como éste. Por esto he elegido algunos tópicos que creo menos conocidos y que podrán servir como inspiración para el empleo de procesos de tratamiento primario de bajo costo. No siempre estos procesos son suficientemente atractivos para ser adoptados como plantas de tratamiento públicas, pero seguramente lo serán para establecimientos industriales, especialmente en el caso de pequeñas industrias.

Los procesos de tratamiento primarios pierden cada vez más la importancia cuando comparados con los procesos anaerobios. Estos habían sido abandonados en los principios del siglo, por su lentitud y su efluente maloliente. Sin embargo, al rededor de 1970, los técnicos holandeses empezaron una serie de investigaciones destinadas a abaratar el costo de construcción y de mantenimiento de las plantas de tratamiento biológico. Con esto se volvió a los procesos anaerobios, con nuevos conocimientos de su cinética, llegando finalmente al RAFA (reactor anaerobio de flujo ascendente), el cual con un costo menor que el del tratamiento primario, logra el doble de la eficiencia del mismo.

Pero en este trabajo no va a ser considerado el RAFA, y tampoco el biodigestor anaerobio, que son objeto de otras conferen-

cias durante el presente seminario. Aquí se cuidará solamente de procesos de tratamiento primario de bajo costo, como ya men-
cionado.

1. SEDIMENTADOR DRENANTE

Es un tipo de tratamiento primario provisional o de emergencia. Sirve para sedimentar y secar los sólidos contenidos en el agua residual doméstica o industrial, en la misma unidad. Fue desarrollado por Imhoff después de la primera guerra mundial, cuando eran escasos los recursos financieros, especialmente para obras sanitarias.

Los sedimentadores drenantes son construidos de manera muy similar a los lechos de secado de lodo de las plantas de tratamiento de aguas servidas, siendo la diferencia básica el sistema de drenaje del fondo, cuya descarga queda cerrada durante el ciclo de sedimentación y abierta durante el secado.

La profundidad del agua es de unos 0,30 - 0,40 metros y el tiempo de detención es de aproximadamente 20 minutos. Se construyen baterías de 6 unidades, de las cuales dos, en serie, funcionan como sedimentador y cuatro como lechos de secado.

El ciclo de sedimentación tiene una duración de una semana y el de secado tiene dos. El segundo lecho que funciona como sedimentador queda el primero en el ciclo siguiente, mientras el otro pasa a la función de lecho de secado.

Hay problema de malos olores durante el secado, porque el lodo no está estabilizado. Por esto los sedimentadores drenantes deben ser construidos a una distancia mínima de 500 metros de las viviendas más próximas.

Quando fuere construida la planta de tratamiento definitiva, los sedimentadores drenantes pueden ser integralmente aprovechados como lechos de secado, siendo innecesaria cualquier adaptación.

Ilustración al fin de este trabajo.

2. LAGUNAS DE SEDIMENTACION O SEDIMENTADORES EN TALUDES DE TIERRA

Son igualmente instalaciones provisionales. Son construidas de manera similar a las lagunas de estabilización, agrupadas de dos en dos unidades. Son dimensionadas para acumular el lodo durante 10 - 12 meses, además de un volumen adicional suficiente para propiciar un tiempo de retención del agua negra de 24 horas. Se hace pasar el agua residual por una de las unidades, hasta que el lodo alcance el máximo nivel previsto, cuando se desconecta esa unidad, pasando el caudal para la otra y dejando que el lodo en la primera termine su digestión, que seque y que sea removido. Hay algun problema de malos olores.

Las lagunas de sedimentación pueden ser empleadas con éxito como sedimentador a continuación de lagunas aeradas, principalmente las aeradas aerobias. En este caso no hay problema de olores y el efluente final es de muy buena calidad.

El funcionamiento de una laguna de sedimentación puede ser considerado semejante al de un tanque séptico de grandes dimensiones y en el caso de recibir aguas negras crudas, el efluente final también es similar al del tanque séptico.

3. TANQUE SÉPTICO CON 2 Ó 3 CAMARAS EN SERIE

La gran mayoría de los tanques sépticos es de una única cámara, principalmente las pequeñas unidades. Sin embargo, hay casos de tanques sépticos empleados para ciudades de algunos miles de habitantes y para los efluentes sanitarios de grandes industrias. La Volkswagen de Brasil, en São Bernardo do Campo, SP, por ejemplo, tiene dos tanques sépticos para 3000 empleados cada uno; en Alemania los hay más grandes aún.

Los tanques sépticos de grandes dimensiones suelen ser divididos en 2 ó 3 cámaras en serie. En el caso de dos cámaras, la primera ocupa $2/3$ y la segunda, $1/3$ de la unidad; en el caso de 3 cámaras, la primera tiene $1/2$ del volumen total y cada una de las dos siguientes tiene $1/4$ (norma alemana). La norma brasileña de tanques sépticos (NBR-7229) prevé unidades de dos cámaras para el caso de ser necesario un efluente prácticamente exento de sólidos suspendidos.

La ventaja de la división en 2 ó 3 cámaras es de obtenerse un efluente considerablemente mejor, lo que es importante cuando se pretende infiltrarlo en suelos de pequeña permeabilidad.

4. TANQUE SEPTICO SEGUIDO DE FILTRO BIOLOGICO ANAEROBIO.

Quando fuere necesaria una elevada remoción de DBO, de 70 -80%, pueden ser empleados tanques sépticos en serie con filtros biológicos anaerobios de flujo ascendente. También está previsto en la mencionada norma brasileña. Esta norma especifica una cama de piedra picada de por lo menos 1,20 m de espesor. Sin embargo, investigaciones recientes han llevado a la conclusión de que con camas de 0,5 a 1,0 metros se consigne prácticamente el mismo resultado.

El efluente del sistema tanque séptico - filtro biológico anaerobio es claro y transparente y prácticamente exento de mal olor. Puede ser lanzado en cuerpos de agua superficiales de suficiente caudal de dilución, sin problemas.

En unidades de grandes dimensiones es menester de garantizar una distribución uniforme del efluente del tanque séptico en toda la extensión del fondo del filtro, para que no se establezcan caminos preferenciales.

La norma alemana prevé la asociación de tanques sépticos con filtros biológicos aerobios de baja tasa de aplicación.

El principal inconveniente es la gran pérdida de carga necesaria para que el filtro no quede inundado, mientras el normal

del filtro anaerobio es de estar inundado, por lo tanto la pérdida de carga es mínima.

5. SEDIMENTADORES CON DESCARGA HIDROSTÁTICA DE LODO

Un problema serio, en países en estado de desarrollo es el mantenimiento de equipos mecanizados, principalmente si estos fueron importados. No es raro que falte la asistencia técnica y piezas de reposición.

En sedimentadores de gran tamaño la mecanización es inevitable. Sin embargo, en unidades menores, con volumen al rededor de 400 m³ o menos, es posible emplear la remoción hidrostática del lodo sedimentado. Esto puede ser realizado en sedimentadores de flujo horizontal o vertical y de forma circular o rectangular.

Un caso de sedimentador circular con flujo vertical ascendente es el conocido Dortmund, que no es mecanizado, teniendo sus lodos sacados por carga hidrostática. El fondo del Dortmund tiene forma de embudo, concentrando los sólidos suspendidos en el vértice, donde está ubicada la boca del tubo de descarga. El Dortmund puede ser construido también en forma cuadrada.

El sedimentador rectangular de flujo horizontal no mecanizado tiene su fondo enteramente formado por tolvas o pirámides invertidas, es decir, con el vértice vuelto para abajo. Cada tolva recibe un tubo de descarga que se cierra o abre con auxilio de una válvula. Esta válvula puede operarse intermitentemente, a mano, o continuamente, regulando la apertura de la válvula para que dé el caudal deseado.

El número de tolvas varía entre 2 y 8, más frecuentemente 3 ó 4.

Debido a las peculiaridades del flujo, no se considera como volumen útil el tercio inferior del Dortmund y tampoco las tolvas del sedimentador rectangular.

6. SEDIMENTADORES TUBULARES

El empleo de sedimentadores tubulares es frecuente en el tratamiento para la potabilización del agua. Consiste en módulos de placas onduladas pegadas entre si de tal manera a constituir una especie de colmena a través de la cual pasa el agua. Estos módulos son instalados con una inclinación de aproximadamente 60° con la horizontal. Los sólidos suspendidos sedimentables bajan hasta encontrar una de esas superficies inclinadas y resvalan para el interior del sedimentador, donde se depositan en el fondo.

Los módulos tubulares permiten aumentarse mucho la tasa de aplicación superficial, de 3 a 5 veces, con lo que el sedimentador bien más pequeño, para igual eficiencia.

Sin embargo, si los sedimentadores tubulares presentan resultados excelentes en las plantas potabilizadoras, igual no pasa en el tratamiento de aguas residuales. El motivo es que los módulos tubulares en este caso sirven de medio - soporte para una biomasa gelatinosa semejante a la zooglea de los filtros biológicos y con el pasar del tiempo van paulatinamente atacando los alvéolos del módulo. Esto obliga a frecuentes lavados con chorros fuertes de agua que pueden dañar al material de la colmena, rompiéndola, pues el plástico de que es hecha es una lámina muy delgada. Sin embargo, donde existiere la posibilidad de contarse con una operación y un mantenimiento excepcionalmente cuidadosos, se puede emplear el sedimentador tubular, con ventajas en el costo de construcción de la planta de tratamiento y en la calidad del efluente final.

7. REMODELACION DE TANQUES IMHOFF

Los tanques Imhoff han sido muy frecuentemente empleados en el pasado como tratamiento primario de bajo costo de construcción y de operación. Muchos de ellos son empleados hoy todavía,

pero la tendencia es de no adoptarlos en nuevas plantas de tratamiento.

Recientemente se ha considerado que, debido a sus particularidades constructivas, el tanque Imhoff puede ser fácilmente transformado en biodigestor o, mejor aún, en reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA). De esta manera se logra doblar la eficiencia de la unidad en términos de reducción de DBO, sin afectar, empero, la carga de DBO (o el número de habitantes servidos). Se aprovecha casi todo del Imhoff: la estructura de hormigón, las cámaras de sedimentación, la eventualmente existente toma de gas, la descarga de lodo (transformada en tubería de evacuamiento de la unidad) y prácticamente todas las tuberías existentes. Los lechos de secado pueden ser reducidos en número o área ocupada. Las unidades sobrantes pueden ser transformadas en sedimentadores drenantes para absorber eventuales sobrecargas.

Las inversiones necesarias para la transformación del Imhoff en RAFA son moderadas: nuevo sistema de distribución del afluente en el fondo del tanque e instalación de un canaleta con vertedero de efluente al largo de toda la cámara de sedimentación. Otras modificaciones importantes son las cámaras de distribución del afluente, con múltiples tubos de distribución y las tuberías de descarga de lodo de pequeña actividad para los lechos de secado.

Dos Imhoff ya han sido modificados en Brasil, ambos en el estado de São Paulo, en la capital (São Paulo) y en la más grande ciudad del interior, Campinas. El primer de estos, con 680 m³ de capacidad, ya está en fase de puesta en operación desde marzo del presente año y ya se le notan los primeros síntomas de entrada en funcionamiento rutinario: elevación de pH y producción de gas.

8. TANQUE SEPTICO CON FILTRO ANAEROBIO INCORPORADO

Investigaciones hechas en siete tipos diferentes de tanques sépticos, de cámara única, de dos cámaras en serie y de algunos modelos seguidos de filtros anaerobios de flujo ascendente externos o incorporados han demostrado que es posible obtener resultados sorprendentemente buenos con esos filtros (Brito, E.R. y Gonçalves, F.B., Fossa Séptica de Elevada Redução de DBO, Engenharia Sanitária, Rio de Janeiro, V. 23 (4), 414 - 420, out/ dez 1984). Los autores comunican que obtuvieron reducciones de DBO₅ entre los 80 y 90% con dos de los modelos (ver figuras y resultados al fin de este trabajo). Aunque los experimentos hayan sido ejecutados en pequeñas unidades, con capacidad para 5 personas, nada hay que impida que lo mismo pueda suceder con unidades sustancialmente más grandes.

El costo de construcción de los tanques sépticos con filtro anaerobio incorporado son un poco menores de que los de dos cámaras en serie sin filtro, porque sus dimensiones son más reducidas para la misma capacidad. Mismo siendo unidades relativamente caras (unos US\$ 50 por persona para los tanques muy pequeños), el mantenimiento es prácticamente nulo.

9. TRATAMIENTO QUIMICO

El tratamiento químico por adición de coagulantes está paulatinamente ganando terreno, como tratamiento primario avanzado, después de haber sido abandonado hace medio siglo. Es el caso, por ejemplo de la gran planta de tratamiento de West Windsor, Ontario, Canadá y de muchas plantas de tratamiento de desechos industriales, (curtiembres, galvanoplastia).

Los reactivos más empleados son el cloruro férrico, el sulfato ferroso y el sulfato de aluminio, a veces en conjunto con cal, cuando la alcalinidad del agua residual no fuere suficiente.

Una ventaja del tratamiento químico sobre el tratamiento primario

y secundario es su elevada remoción de coliformes, del orden de los 99,99%.

El principal inconveniente es el costo de los reactivos y la formación de grandes cantidades de lodo.

La eficiencia, en términos de remoción de DBO, es de 60 - 70%.

10. TRATAMIENTO ELECTROLITICO

El tratamiento electrolítico comprende la flotación electrolítica, la floculación electrolítica y la desinfección electrolítica. Estos procesos no son novedades y han sido empleados pocas veces. Sin embargo tienen su principal aplicación en ciudades del litoral, donde se puede obtener agua salada con facilidad, pasándola por una celda electrolítica, antes o después de mezclarla con el agua negra. Se produce principalmente cloro e hidróxidos de sodio y de magnesio que funcionan como desinfectante, coagulante e insolubilizante de jabones.

La flotación se realiza a través de las burbujas de cloro e hidrógeno que se forman sobre los electrodos y que arrastran la materia en suspensión a la superficie.

Presentemente se está intentando de lograr la desinfección electrolítica sin adición de agua salada o de la sal misma, descomponiendo solamente los cloruros normalmente presentes en las aguas residuales urbanas. Sin embargo, hasta la fecha, los resultados no son muy favorables, debido a los largos tiempos de contacto necesarios, pero el consumo de energía eléctrica puede ser considerado insignificante.

11. ESTABILIZACION DEL LODO PRIMARIO

Generalmente el lodo del tratamiento primario es estabilizado en digestores anaerobios. Cuando no interesare el aprovechamiento

del gas de digestión, el digester puede ser descubierto, pudiendo también ser construido en taludes de tierra. La capa flotante no debe ser removida, a no ser que tenga adquirido espesor muy grande, de modo a reducir el volumen útil del digester, después de algunos años de operación.

Cuando el lodo no digiere bien, debido a contener, por ejemplo, metales pesados, puede ser estabilizado añadiéndole 15 - 30 % de cal, basado en peso de materia seca. El gasto de cal es compensado por la inexistencia de digestores, pero la cantidad de lodo es más grande.

12. SECADO DE LODO

No obstante los avances en la tecnología de secado de lodo, buscando la ocupación de menores áreas, sigue el secado natural al aire, el más empleado. El secado natural puede ser realizado en lechos de secado o en lagunas de lodo, donde el agua intersticial sube a la superficie y de ahí es estrahida por "torres de drenaje". La ventaja de las lagunas sobre los lechos es que el lodo solo es removido cada 5 a 10 años.

Los procesos de secado artificial o mecanizado son empleados donde no haya espacio disponible para el secado natural. Los más empleados son:

- centrífugas;
- filtros rotativos al vacío ;
- filtros - prensas de placas (discontinuos) ;
- filtros - prensa de cinta filtrante (continuo).

Actualmente hay una tendencia a preferir los filtros - prensas de placas, porque producen un "cake" más seco, con 40 -50% de sólidos.

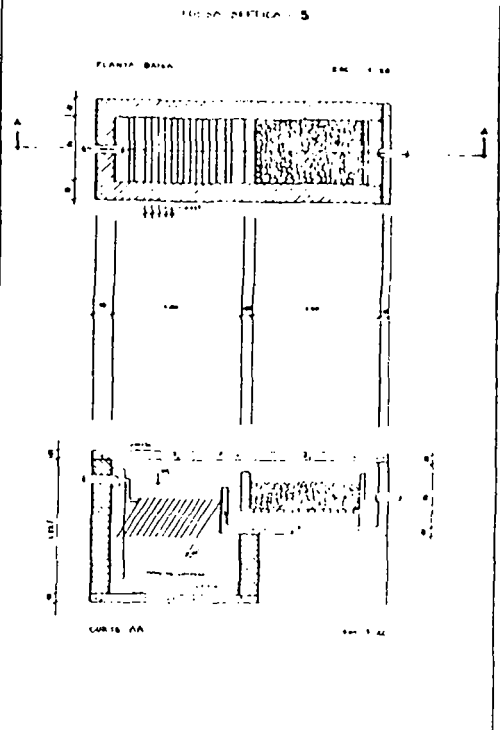
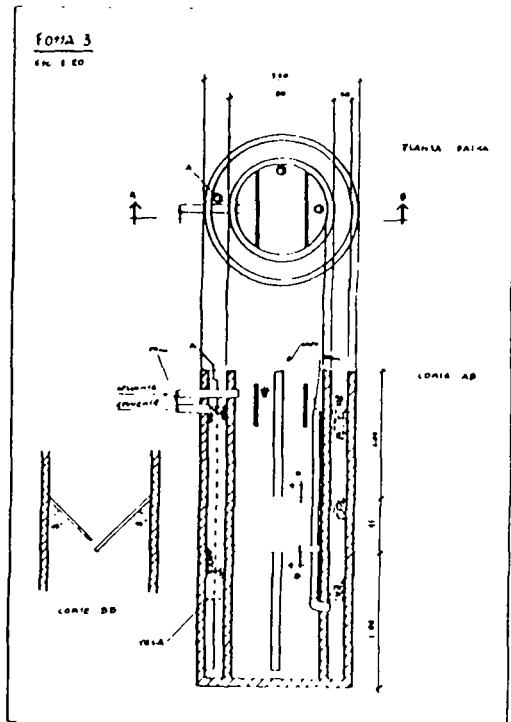
13. APROVECHAMIENTO DEL GAS DE DIGESTOR

Debido al elevado costo de los combustibles, hay una tendencia a pretender recuperar el gas proveniente de la digestión anaerobia del lodo.

En pequeñas instalaciones esa recuperación no es ventajosa, pero en plantas grandes, con capacidad de unos 300 000 habitantes o más, ya se puede tratar el gas para sacarle el anhídrido carbónico, comprimirlo a 200 - 300 atmósferas (20 - 30 MPa) y utilizarlo como combustible para vehículos.

CONCLUSION

Aunque el tratamiento primario sea un proceso sencillo para quitar de las aguas residuales los sólidos sedimentables, estabilizarlos y secarlos, hay muchas opciones para hacerlo, y cada comunidad podrá elegir entre las diferentes posibilidades la que mejor les convenga. En ese sentido es muy útil elaborar un programa de investigaciones al respecto.



REDUÇÕES DE DOB NOS MODELOS EXPERIMENTAIS DE 3ª GERAÇÃO

Valor médio do afluyente	Fossa 3.1		Fossa 3.2		Fossa 5		Fossa 7.1		Fossa 7.2	
	Efl.	Red. X	Efl.	Red. X	Efl.	Red. X	Efl.	Red. X	Efl.	Red. X
370	68	81	52	85	68	81	600	-	466	-
340	76	77	56	83	48	85	180	47	360	-
300	51	83	66	78	46	84	257	14	200	33
306	56	81	44	85	56	81	160	14	-	-
326	200	39	60	81	70	78	120	38	200	38
313	87	72	49	84	34	89	60	80	53	83
253	150	41	28	88	143	43	28	88	100	60
246	44	82	40	83	32	86	120	51	120	51
340	60	82	45	86	36	89	60	82	160	52
426	73	82	31	92	26	93	73	82	87	79
373	60	83	36	90	30	91	73	88	180	51
VM = 327	84	73	46	85	53	82	157	53	251	45

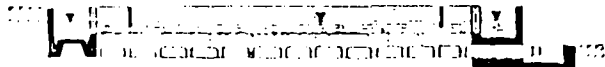
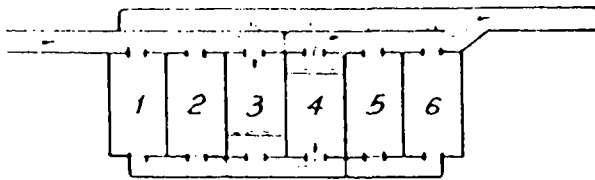


Fig. 65 — Decantadores drenantes.

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL

ACODAL - Seccional Valle del Cauca

SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

19 - 23 Agosto de 1985

Cali - Colombia

**"APLICACION DEL PROCESO UASB PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
EXPERIENCIAS Y RESULTADOS DE LA PLANTA FILIO DE CALI"**

ING. J. LOUWE KOIJLANS M. Sc

**HASKONING INGENIEROS CONSULTORES Y ARQUITECTOS BUREAU DEL HOOFDSTAD
NIJMEGEN - HOLANDA**

1. INTRODUCCION

La alternativa de tratamiento anaeróbico con el proceso UASB para desechos líquidos domésticos e industriales ofrece grandes perspectivas para vertimientos con concentraciones bajas (aguas domésticos) y altas (aguas industriales) en condiciones mesofílicas y posiblemente en el próximo futuro también para condiciones psicofílicas y termofílicas.

De nuestra experiencia de los últimos dos años, aquí en Cali, se puede concluir que el proceso es bastante atractivo para el tratamiento de desechos domésticos en áreas tropicales.

El proceso UASB es un proceso biológico. Hasta ahora los tratamientos biológicos de desechos domésticos e industriales han sido fundamentalmente encauzados hacia los sistemas de tipo aeróbico, los cuales demandan un consumo grande de energía eléctrica, lo que hace costosa la operación y el mantenimiento de este tipo de plantas.

En esta conferencia no puedo incluir profundamente la teoría y los conceptos básicos del proceso UASB, por que algunas conferencias del Dr. Lettinga presentadas en el Seminario sobre UASB en Octubre de 1984 dan estos informes y debo de limitarme a los puntos más importantes y hablar más en detalle sobre nuestras investigaciones en la planta piloto aquí en Cali y los resultados.

2. EL PROCESO UASB

El proceso UASB es el principal proceso anaeróbico de flujo ascendente a través de un manto de lodos que se utiliza actualmente.

La reacción general de un proceso anaeróbico consiste en la degradación de la

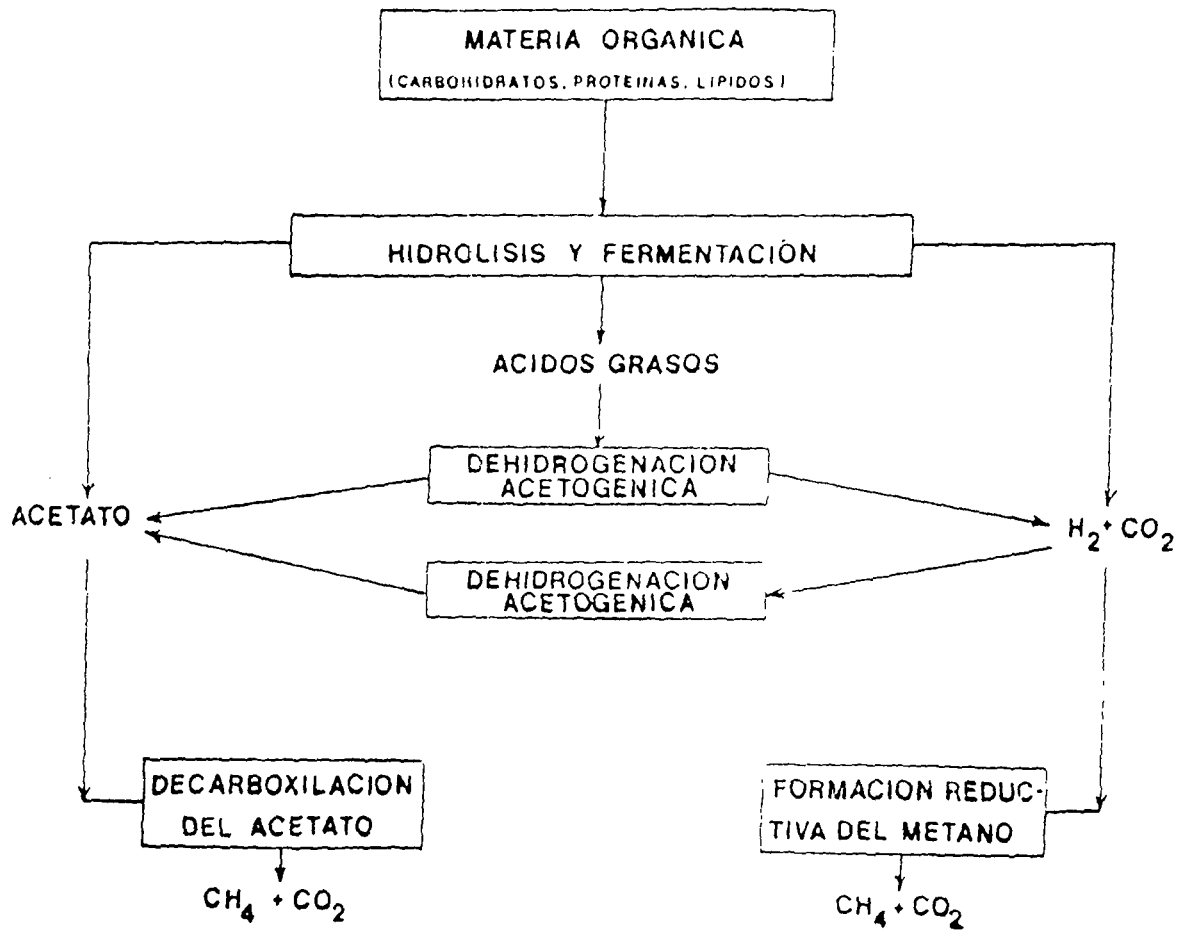


FIGURA 1. DEGRADACION METANOGENICA SEGUN VAN VELSEN

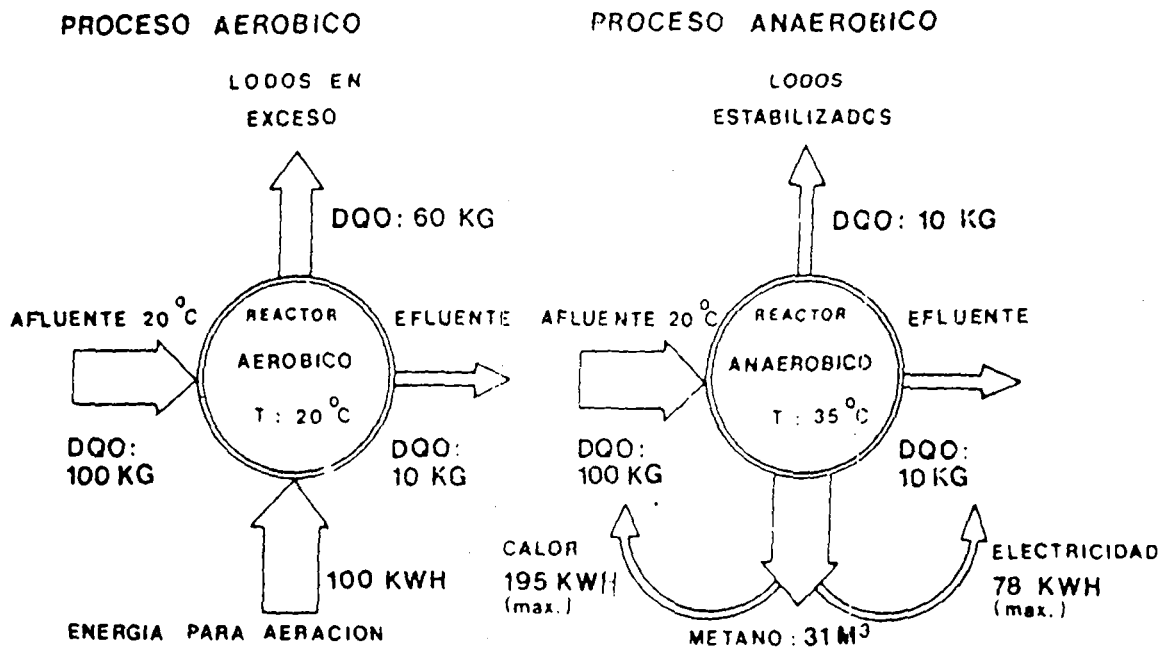


FIGURA 2. ANALISIS ENERGETICO DE SISTEMAS ANAEROBICOS Y AEROBICOS

materia orgánica, en ausencia de oxígeno, hasta metano, dióxido de carbono y biomasa.

La digestión y fermentación metanogénica ofrece un ahorro de energía de más o menos 2.3×10^4 . kJ por kg de DQO destruida y solo produce un exceso de lodos igual de 20% del generado en un proceso aeróbico, generando un producto energéticamente útil : metano.

La figura 1 da una impresión del proceso simplificado y esquematizado, mientras la figura 2 da una comparación cinética entre el sistema anaeróbico y aeróbico.

Las condiciones primordiales que se deben conseguir en un proceso UASB son :

TABLA 1

-
1. Obtener una separación efectiva del biogas del manto de lodos y del líquido;
 2. Cultivar y mantener un lodo anaeróbico de excelentes propiedades de sedimentabilidad y alta actividad específica;
 3. Realizar una distribución, lo más uniforme posible, del desecho en el fondo del reactor.
-

La instalación de un Separador - Gas - Sólido Líquidos (SGSL) (figura 3) en la parte superior del reactor, es esencial para una buena operación del sistema y tiene los objetivos principales próximos :

TABLA 2

Objetivos principales de un Separador GAS-SÓLIDOS-LÍQUIDOS (SGSL)

-
1. Separar el biogas del licor mixto y de las partículas flotantes
 2. Separación de las partículas de lodos dispersas/flóculos presentes en el compartimiento de sedimentación por asentamiento y/o atrapamiento en el manto de lodos
 3. Permitir a los lodos separados deslizarse nuevamente al compartimiento de digestión
 4. Restringir expansiones excesivas del manto de lodos.
-

El objetivo primordial del separador es aislar tan efectivamente como sea posible el gas del licor mixto. Como un resultado de lo anterior, una zona tranquila se forma arriba del colector, permitiendo a los flóculos sedimentar y/o ser atrapados en el manto de lodos del compartimiento del sedimentador. Para un buen funcionamiento es esencial poner atención en el aspecto de calidad del afluente.

La toxicidad temporal por contaminación con compuestos tóxicos puede destruir parte de las bacterias anaeróbicas, especialmente las productoras de metano. La respuesta del proceso a este flujo tóxico es una reducción en la producción de metano.

Tan pronto el tóxico sale del reactor, la producción de ácidos grasos volátiles disminuye y la producción de metano continúa normalmente.

Los sistemas anaeróbicos tienen 3 niveles de trabajo correspondientes a diferentes especies de microorganismos.

- a. rango psicofílico 4-15°C
- b. rango mesofílico 20-42°C
- c. rango termofílico 50-65°C

El proceso mesofílico se aplica mayormente, aunque el proceso termofílico es una alternativa interesante para los desechos industriales calientes (vinazas).

- 1 AFLUENTE
- 2 CAMBIADOR DE CALOR
- 3 AJUSTE PM
- 4 SUBSTANCIAS ALIMENTICIAS
- 5 CAJA DE DIVISION
- 6 REACTOR UASB
- 7 EFLUENTE
- 8 BIOGAS
- 9 GASOMETRO
- 10 LODO EN EXCESO

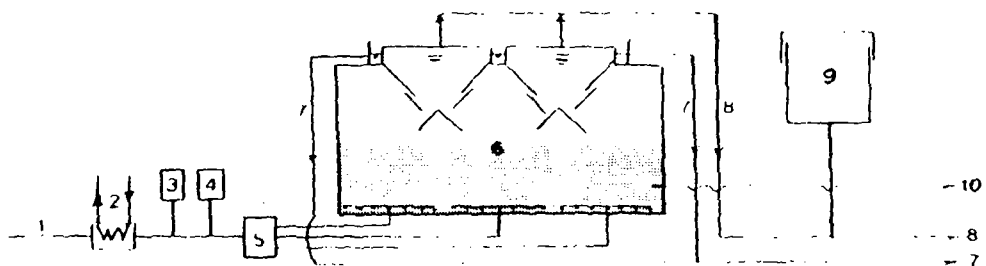


FIGURA 3 ESQUEMA GLOBAL PLANTA UASB

Para el proceso mesofílico, 35°C es la temperatura óptima para la producción de gas y la carga de diseño, Tabla 3.

TABLA 3

Capacidad de diseño (UASB) funcionando como la temperatura del líquido

Temperatura °C	Carga de diseño kg DQO. m ³ . día ⁻¹
40	15-25
30	10-15
20	5-10
15	2- 5
10	1- 3

En el reactor debe existir suficiente alcalinidad al bicarbonato para neutralizar la continua formación de ácidos grasos. El pH recomendado está en un rango de 6.5-7.5.

Altas concentraciones de sulfatos, mayores de 1000-2000 mg/l SO_4^{-2} necesitan medidas preventivas para evitar la reducción de sulfatos en el compuesto sulfito, que es tóxico, o a sulfuro de hidrógeno (H_2S), que es corrosivo.

3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL PROCESO UASB

El proceso UASB ofrece las siguientes ventajas :

1. No hay requerimiento de energía para aeración;
2. El proceso genera productos muy valiosos :
 - Gas de fermentación (metano + CO_2) con 70-80% de valor energético del

gas natural

- Lodo de exceso, para uso como fertilizante o para la mayoría de la estructura del suelo.

3. La producción de lodos estabilizados en exceso es mínimo, es fácilmente drenable hasta 35-40% y por eso los costos de tratamiento del lodo y el transporte son muy bajos.
4. Las bacterias tienen pocos requerimientos en nutrientes (N, P).
5. Se pueden aplicar altas cargas hidráulicas y orgánicas con rendimientos aceptables.
6. El proceso necesita poco espacio.
7. No hay necesidad de nitrógeno y fósforo, por lo que el efluente puede ser reutilizado para irrigación previa desinfección.
8. Los lodos anaeróbicos adaptados pueden ser mantenidos sin alimentación por largos períodos de tiempo, motivo por el cual es muy adecuado para la industria que trabaja cíclicamente.
9. La construcción es simple, los costos de inversión y los costos de operación y mantenimiento son bajos, especialmente en comparación con las plantas aeróbicas.
10. La planta no tiene partes móviles y es de fácil operación.

Desventajas :

1. El primer arranque del proceso es lento y requiere un período de 8 a 12 semanas;
2. El proceso es sensible a la presencia de ciertos ingredientes tóxicos, hidrógenos carbónicos y metales pesados;
3. No hay remoción de nitrógeno y fósforo y la reducción de bacterias (patógenas) es poca.

4. LA PLANTA PILOTO EN CALI

Durante discusiones entre Ingenieros de nuestra compa \tilde{n} ia Haskoning y el Dr. Lettinga de la Universidad de Agronom \tilde{a} de Wageningen, donde se estaba buscando una soluci \acute{o} n adecuada y barata para el tratamiento de las aguas residuales dom \acute{e} sticas en pa \acute{i} ses en v \acute{i} a de desarrollo, surgi \acute{o} la idea de investigar la aplicabilidad del proceso UASB.

Se consider \acute{o} que la posible aplicabilidad deber \acute{i} a ser investigada en una planta piloto en escala semi-t \acute{e} cnica. Afortunadamente la idea encontr \acute{o} una buena receptividad en la Direcci \acute{o} n General para Cooperaci \acute{o} n Internacional del Ministerio Holand \acute{e} s de Relaciones Extranjeras.

En el proyecto ten \acute{i} amos una cooperaci \acute{o} n entre Haskoning, la Universidad de Agronom \tilde{a} , la Universidad del Valle, EMBEL e IBCOL BPOA.

La preparaci \acute{o} n del proyecto comenz \acute{o} oficialmente en Septiembre de 1981, el dise \tilde{n} o y construcci \acute{o} n en 1982, una inauguraci \acute{o} n provisional se llev \acute{o} a cabo en Enero 10 de 1983 y la investigaci \acute{o} n comenz \acute{o} en Mayo/Junio de 1983 y seguir \acute{i} a hasta final del a \tilde{n} o 1984. Una extensi \acute{o} n del proyecto se aprob \acute{o} para hacer investigaciones adicionales. Una nueva extensi \acute{o} n incluyendo la participaci \acute{o} n del Gobierno Holand \acute{e} s en la construcci \acute{o} n de una Planta UASB de 15.000-20.000 con EMBEL est \acute{a} en negociaci \acute{o} n.

Para las investigaciones en la Planta Piloto en Cali, se ten \acute{e} r \acute{o} n los siguientes objetivos :

- 1) Ensayo en una escala semi-t \acute{e} cnica (500-1000 habitantes equivalentes) de un proceso de tratamiento anaer $\acute{o$ bico (en condiciones subtropicales) de un desecho dom \acute{e} stico con determinaci \acute{o} n de los par \acute{a} metros caracter \acute{i} sticos tales como carga hidr \acute{a} ulica y org \acute{a} nica; tiempo de retenci \acute{o} n, eficiencia

del tratamiento, consumo de energía y producción de gas.

- 2) Determinación de criterios de diseño para plantas reales con capacidad para 10.000-20.000 habitantes bajo condiciones comparables.
- 3) Establecimiento de posibilidades técnicas y económicas de una planta de tratamiento, consistente de un bio-reactor anaeróbico (capacidad 15.000-20.000 habitantes equivalentes) con ó sin tratamiento secundario para desechos domésticos.
- 4) Evaluación socio-económica de las posibilidades de aplicación de éste sistema en Colombia y determinación de los criterios necesarios para la introducción del mismo tratamiento en otros países tropicales y subtropicales.
- 5) Transferencia de conocimientos
Este aspecto es un componente esencial del proyecto y por eso participamos también en el Seminario de ACOBAL.

Para la realización del primer objetivo propuesto, tenemos el siguiente programa de investigación:

- 1) Selección de material de inoculación a escala de laboratorio para determinar el procedimiento de arranque.
- 2) Arranque del bio-reactor preferencialmente con lechos de piedras.
- 3) Estudio de los efectos de incremento de las cargas en :
 - 3.1. Reducción de la DQO (disuelta/total)
 - 3.2. Reducción de la DBO (disuelta/total)
- 4) Estudio de los efectos de las cargas picos

- 4.1. Hidráulico para períodos de invierno
- 4.2. Orgánico para variaciones de la carga
- 5) Determinación del manto de lodos en el reactor.
Expansión del manto de lodos en relación con la variación de la carga.
- 6) Investigación del comportamiento de las 3 fases del sistema (líquido, lodos, gas).
 - 6.1. Períodos de verano medido sobre la altura del área de sedimentación como una función de las diferentes cargas.
 - 6.2. Determinación de la aparición de capas flotantes en el área de sedimentación en los recipientes de gas.
- 7) Investigación de cortos circuitos hidráulicos en el bio-reactor.
 - 7.1. Cambiando las cargas
 - 7.2. Decreciendo el número de puntos de carga del desecho.
- 8) Determinación bajo diferentes condiciones de :
 - 8.1. Producción de gas
 - 8.2. Composición de gas
 - 8.3. Producción de lodos.
- 9) Estudio del comportamiento de los lodos durante el período de investigación con énfasis en :
 - 9.1. Actividad metanogénica específica
 - 9.2. Características de sedimentación de los lodos
 - 9.3. Manera de estabilizar los lodos.
- 10) Investigación de las condiciones microbiológicas de los lodos.
- 11) Determinación regular de los siguientes parámetros :
 - 1) DQO

- ii) DBO
- iii) Sólidos suspendidos
- iv) NH_4 y N_2
- v) Nitrógeno por Kjeldahl
- vi) PO_4^{-3} y P

Al final del período original del proyecto (mayo 1984) se aprobó una extensión del mismo por parte del Gobierno Holandés para desarrollar investigaciones adicionales en el campo de post-tratamiento del efluente del reactor (hasta Julio 1985).

Dentro de los límites técnicos, operativos y financieros de la mayoría de los países en desarrollo, las plantas UASB se deben considerar como un paso importante en el control de la contaminación de los cuerpos de agua. Esto significa que se debe aceptar una eficiencia en la remoción de la DQO del 70-80% y no se deben imponer límites a la presencia de nutrientes y microorganismos en el efluente. También es importante considerar que el efluente de los procesos UASB se puede utilizar para irrigación, pues el agua es un elemento escaso en un gran número de países en desarrollo.

Por estas razones se hace necesario un post-tratamiento. La escogencia del proceso depende de los requerimientos de calidad del efluente.

Los siguientes procesos pueden ser considerados aplicables al post-tratamiento de efluentes anaeróbicos. En algunos de estos procesos se considerará pre-sedimentación del efluente.

- Filtro Percolador
- Filtro Anaeróbico
- Filtro Intermitente de Arena
- Lagunas de Maduración

- Laguna de Lentejas

Desde enero de 1985 el programa de investigación se continuó a fin de profundizar en el conocimiento del proceso UASB bajo diferentes condiciones, entre otros con los siguientes experimentos :

- Aplicación de cargas orgánicas elevadas utilizando vinazas;
- Aplicación de desechos con valores altos de pH (de industrias embotelladoras)
- Aplicación de desechos mezclados (doméstico e industrial, utilizando agua del colector general de EMCALI), evaluando el comportamiento de cargas picas y las consecuencias debidas a cambio de pH por descargas de tipo industrial. La investigación usando un tiempo de retención hidráulica de 6 horas.
- Estudios relacionados con el manejo y secado del lodo en exceso que se produce en la planta y la tasa de producción de lodos.
- Investigación relacionada con la producción de capas de espuma y sus características.
- Varias formas de distribución del afluente del sistema y sus efectos en la eficiencia en remoción de DQO, DBO, SS, producción de gas, etc.
- Estudio de integración del proceso UASB y un filtro anaeróbico (AF) en el mismo reactor.

5. DESCRIPCION DE LA PLANTA

Normalmente cuando se diseña una planta de tratamiento, el caudal que llega es conocido. La combinación de este parámetro con los criterios de diseño genera el tamaño de la planta. En este caso estecamino no era posible porque no existían criterios de diseño, el objetivo primordial del proyecto era

encontrarlos.

Para obtener suficiente separación de los lodos y líquido, se necesita un compartimento de sedimentación de suficiente altura y con campanas de un ángulo de $50-55^{\circ}$. Además el manto de lodo no puede ser superior a 2-2,5 m. Para tener la posibilidad de investigar el resultado de aumentar el tamaño del tanque anaeróbico sobre el comportamiento hidrodinámico, la superficie de 4×4 m es elegible. Para estudiar el funcionamiento de un sistema de entrada y también la influencia de menos puntos de entrada por m^2 , es necesario tener una planta suficientemente grande. Con estas consideraciones el contenido del reactor llegó a $64 m^3$ ($4 \times 4 \times 4$ m).

La bomba disponible es de tipo sumergible. Ante los problemas con las bombas de marca Hhl y debimos importar una bomba de marca Flygt.

Para evitar en lo posible obstrucciones en el sistema de entrada y de salida se le colocó una protección a la bomba con rejilla 11mm ($1,5 \times 2,0$ cm). Además se tiene un desarenador para la remoción de arenas.

La bomba sumergible, puesta en la piscina de la estación de bombeo de Cava Veralejo, produce un caudal demasiado grande e irregular por lo el caudal bombeado de la bomba depende del nivel en la piscina.

Para eliminar estas dificultades y para establecer cualquier caudal necesario, una caja de control se puso en la entrada de la planta. Por un lado entra el flujo de la bomba, por otro sale el caudal controlado y por el tercero sale el exceso. Del flujo del exceso se toman las muestras para los análisis físico-químicos.

El caudal controlado es dividido en dos flujos iguales en una caja de distribución (figura 4). Cada flujo parcial es dividido en una caja de entrada en

8 tubos de entrada por cada caja. Para estudiar la influencia de menos entradas existe la posibilidad de cerrar cualquier tubo de entrada.

La construcción de la caja de entrada asegura una distribución igual sobre los 8 tubos, puesto que cada tubo tiene su propio vertedero.

El agua residual, después de entrar en el compartimiento de digestión, es mezclada bien con el lodo anaeróbico; la fuerza para la mezcla origina el gas producido.

La mezclada de lodo y agua pasa a los compartimientos de sedimentación, donde no hay producción de gas y por eso los gránulos de lodo pueden sedimentarse.

El agua libre de sólidos llega hasta las canaletas del efluente y sale del reactor por el colector.

El gas producido es colectado en las campanas y sale al medidor de gas.

Para una investigación de tratamiento de aguas residuales es necesario caracterizar el afluente y el efluente de la planta.

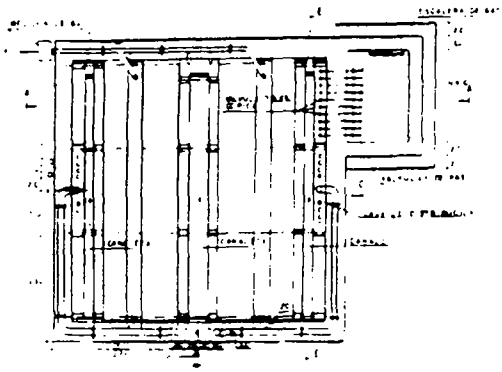
En la tubería del exceso de la caja de control y en el colector del efluente se encuentran conexiones para tomar muestras del afluente y del efluente respectivamente.

Por medio de una bomba peristáltica, las muestras son bombeadas a recipientes colocados en una nevera a $5-6^{\circ}\text{C}$. La bomba peristáltica funciona unos minutos cada hora, controlado por un temporizador.

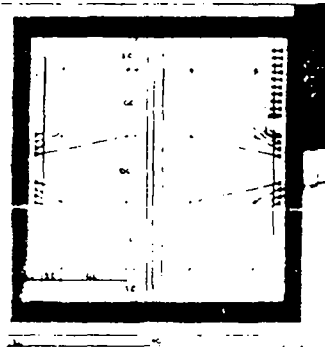
Las muestras, que son muestras compuestas proporcionalmente, son analizadas diariamente.

En el rincón sur-occidental del reactor se construyó una tubería para muestrear del contenido del tanque (válvulas telescópicas).

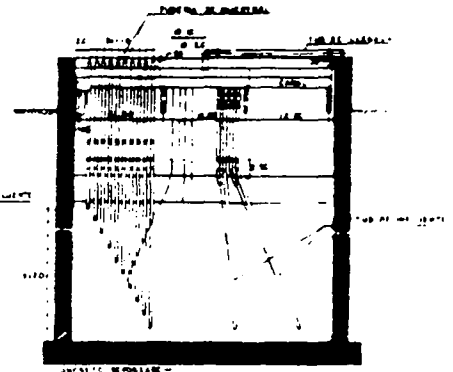
El tubo más largo llega hasta 20 cm del piso, cada tubo siguiente tiene 20 cm



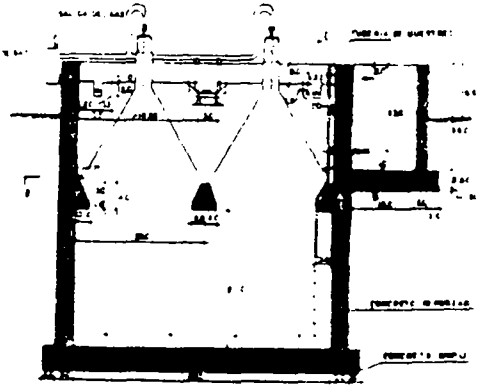
PLANTA



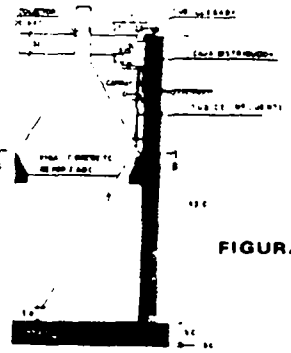
CORTE B-B



CORTE E-E



CORTE A-A



CORTE C-C

FIGURA 4 DISEÑO PLANTA PILOTO UASB CALI

menos, entonces el último de los tubos llega hasta 2.00 m.

Muestras de la parte superior de 2 m (digestor hasta 2.60 m y sedimentador) se toma por medio de una bomba peristáltica y una manguera de la longitud requerida.

La situación de las instalaciones para el post-tratamiento se presenta en la figura 5.

6. RESULTADOS DE LAS INVESTIGACIONES EN LA PLANTA FILOPO DE CALI

Es posible hacer varias conferencias sobre la evaluación de los resultados, por lo cual debo de limitarme hasta las conclusiones más importantes.

El arranque

El arranque puede definirse como el período de operación que comienza cuando el reactor empieza a ser operado bajo unas condiciones físico-químicas particulares y un tiempo de retención hidráulico definido y termina cuando se puede aplicar la carga orgánica volumétrica de diseño bajo condiciones estacionarias o el tiempo requerido para alcanzar una actividad metanogénica de $10 \text{ kg CH}_4\text{-DQO/m}^3 \text{ día}$.

Un arranque satisfactorio del proceso requiere la presencia de varias condiciones que están inter-relacionadas.

- Un alto crecimiento microbiano de nueva biomasa está adaptada al nuevo sustrato
- Una excelente sedimentabilidad de los lodos
- Condiciones ambientales
- Tipo de inóculo inicial.

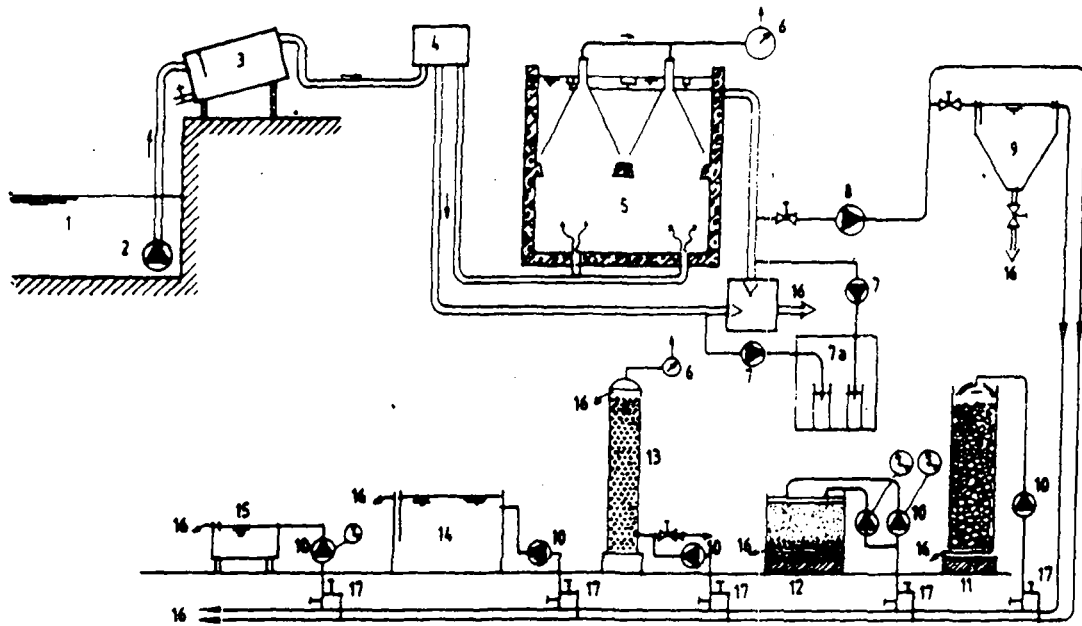
De nuestra experiencia en Cali parece que no hay una necesidad significativa de sembrar una planta UASB tratando aguas domésticas cuando se tiene flujo continuo con suficientes sólidos en el afluente (para aguas residuales industriales es diferente). Se puede aplicar un tiempo de retención inicial de 6-8 horas para una temperatura ambiente de 24°C. En estas condiciones el reactor se llena bastante rápido con lodo activado. Solamente la eficiencia de remoción es baja los primeros meses.

Lettinga y de Zeeuw han propuesto una cantidad de 10-20 kg SSV/m³ para el primer arranque cuando el inóculo proviene de lodos activados con una carga másica de 0.05-0.10 kg DQO/kg SSV. día y una carga espacial de 0.5-1.5 kg DQO/m³. día (Figura 6)

En la planta piloto se aumentó la carga cuando la remoción de DQO era por encima de 65% por 7 días seguidos, calculados sobre afluente filtrado.

(Tabla 4)

TRH (h)	Carga hidráulica (m ³ /m ³ .d)	Aumento %
25	1	
16	1.5	50
12	2	33
8	3	50
6	4	33
4	6	50
2.4	10	65

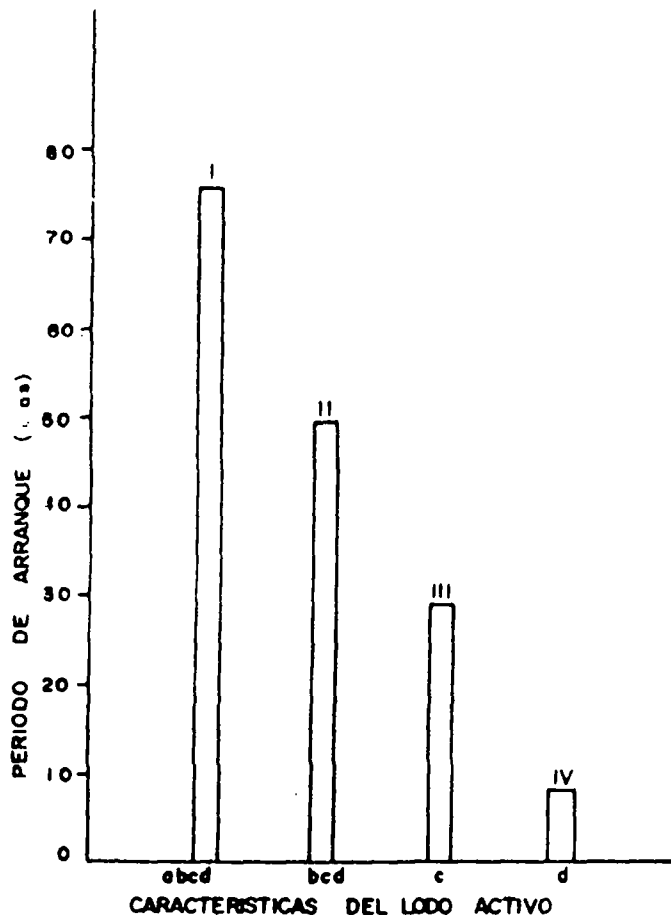


LEGEND

- 1 SEWAGE COLLECTOR
- 2 SUBMERSIBLE INFLUENT PUMP
- 3 GRIT TRAP
- 4 FLOW CONTROL BOX
- 5 UASB REACTOR
- 6 GASMETER
- 7 SAMPLING PUMPS
- 7a REFRIGERATOR WITH SAMPLES
- 8 FEEDING PUMP FOR POST TREATMENT SYSTEMS
- 9 SEDIMENTATION TANK
- 10 TUBE PUMPS
- 11 TRICKLING FILTER
- 12 INTERMITTENT SLOW SAND FILTER
- 13 ANAEROBIC FILTER
- 14 MATURATION POND
- 15 DUCKWEED LAGOON
- 16 TO SEWAGE COLLECTOR
- 17 CHOICE BETWEEN SETTLED OR NOT SETTLED EFFLUENT

==== MAIN FLOW
 ——— SMALL FLOW

FIGURE 5 SCHEMA GLOBAL PLANT 111



- I Arranque con lodo digerido
Sustrato: AGV
- II Arranque con lodos digeridos enriquecidos al 5%
Con lodos floculantes altamente activos originados
en un reactor UASB
Sustrato: AGV
- III Arranque con lodos floculantes de un reactor UASB
que trata almidón de papa acidificado
Sustrato: Almidón de papa acidificado
- IV Arranque con lodo granular de un reactor UASB
que trata desecho de azúcar de remolacha
Sustrato: Desecho del tratamiento de osos, grasas,
etc. (rendering wastewater)

FIGURA 6 ARRANQUE VS. CALIDAD INOCULO
(DE ZEEUW & LETTINGA 1983)

CARGA MÁXIMA, TRH-DQO

Desde el momento que se consideró que la planta estaba a suficientemente abastecida de lodo se trató de encontrar la capacidad máxima de la planta. Resultó que la planta funcionó muy bien con TRH de 8 horas (promedio), es decir con un TRH mínimo de 4 horas durante el día con una remoción de DQO soluble de 75-85%. La remoción de DQO total se presentó 10-20% por debajo de los valores de DQO soluble.

La figura 7 muestra la relación entre el TRH ó la carga orgánica y la remoción de la DQO.

Se observa que con TRH más bajo es posible obtener resultados (remoción de DQO) aceptables, empero son otros los criterios limitantes (SST).

Un factor importante en cargas hidráulicas altas es la velocidad vertical comparada con la característica de sedimentación del lodo.

DBO

En las condiciones de Cali se alcanzan remociones de DBO hasta 85%.

Resulta que el valor de la DBO en el afluente de Cali es bajo debido a infiltración y descomposición en el sistema de aljantarillado.

Sólidos

La remoción de SST depende mucho de la altura del manto de lodo. Cuando la cima del manto de lodo está 1.5-2.0 m abajo de las campanas al comienzo del día, dada la expansión del manto durante el día, es posible obtener una

remoción de SST de 65-80%.

Gas

La producción de gas es uno de los parámetros de control más útil en el sistema UASB y es responsable de la alocación del líquido y el lodo.

Con la temperatura del líquido de 24-26°C la producción de gas metano está a un nivel de 0.5-0.65 m³/m³ volumen del reactor. día (desechos domésticos) (porcentaje CH₄ = 80%).

En el caso de desechos industriales la producción de gas se comporta de manera diferente.

Lodo de exceso

La producción de SST en exceso que tiene una relación con los SST introducidos en el reactor está a un nivel de 100 kg SST/1000 m³ afluente ó 0.02 kg SST/habitante . día.

El lodo se puede considerar bien estabilizado y de las investigaciones realizadas en lechos de secado se puede concluir que es posible llegar a un porcentaje de sólidos de 25% en 2 días (percolación) y de 40% en 7 días (percolación + evaporación).

El lodo no presenta acumulación de metales pesados (Tabla 2).

TABLA 5. Metales pesados acumulados en el lodo de exceso, en mg/kg ST

	<u>Cr</u>	<u>Cd</u>	<u>Cu</u>	<u>Hg</u>	<u>Pb</u>
Criterio máximo	1000	15	1000	200	1000
lodo UASB	168	n.d.	306	45	160
lodo municipal (USA)	600	20	700	100	600
lodo doméstico fermentado	50	5	250	25	150

El valor del lodo como abono es insignificante (tabla 6)

TABLA 6. Comparación valor lodo de UASB como abono

	% Nitrógeno (N)	% Fósforo (P ₂ O ₅)	% Potasio (K ₂ O)
Abono artificial	8	8	8
lodo UASB	0.9	2.1	0.4
lodo aeróbico fermentado	3.3	2.3	0.3

Empero el lodo de exceso puede ser aplicado para la mayoría de la estructura del suelo.

Remoción de Patógenos

La remoción de patógenos en el proceso UASB es baja, alrededor de 50%; este aspecto está siendo estudiado más en detalles en los post-tratamientos.

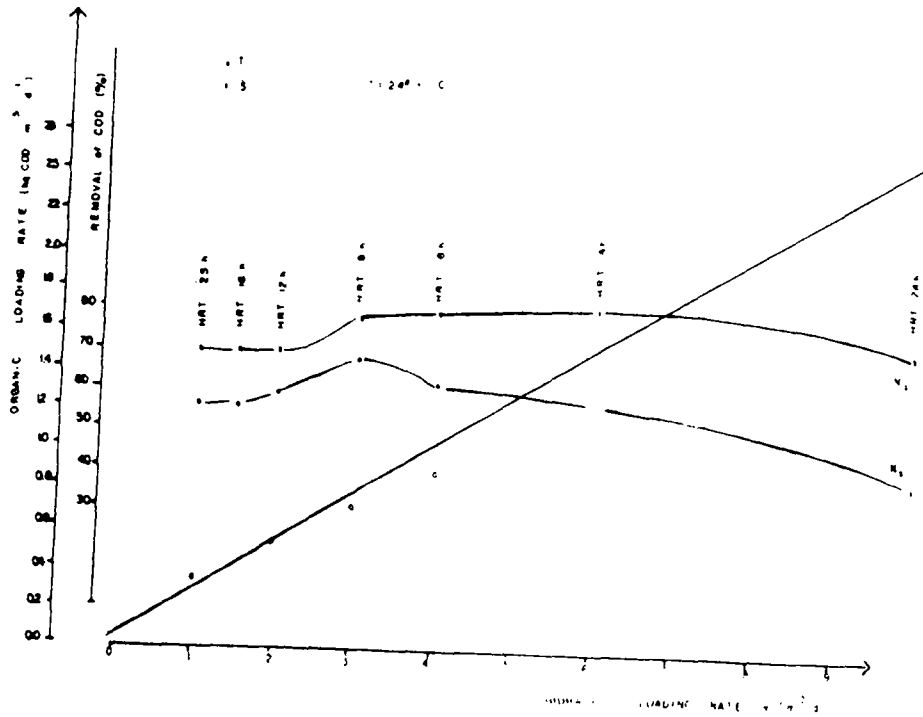


FIGURA 7 RELACION TRH CARGA ORGANICA - REMOCION DQO

Sistema de Entrada

La distribución del afluente sobre el piso del reactor es de mayor importancia. El sistema de la planta piloto tiene 16 tubos de entrada, o una entrada por metro cuadrado del piso. La mejor manera de alcanzar altas cargas volumétricas es en contacto íntimo entre los lodos retenidos y el desecho. Se debe minimizar la presencia de canales preferenciales en los lodos. Los riesgos de cortos circuitos son muy grandes.

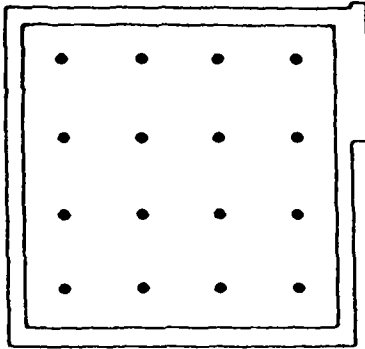
La planta fué operada también con menos entradas : 4 y 2 respectivamente (figura 8), pero no se notó una desmejora en términos de remoción de DQO, DBO ó sólidos suspendidos.

Post-tratamiento

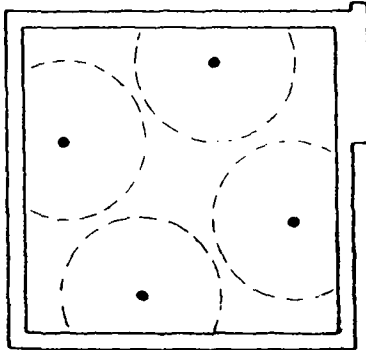
Las investigaciones con post-tratamiento ya están adelantadas. Dos sistemas presentan buenas perspectivas : filtración lenta de arena y lagunas de maduración. Los resultados indican un pulimento de la calidad físico-química pero no una remoción total de los patógenos.

Inversiones y costos anuales

Una ventaja del proceso UASB es el bajo nivel de inversiones. De diferentes diseños se ha hecho el siguiente gráfico (figura 9) con precios de octubre de 1984.

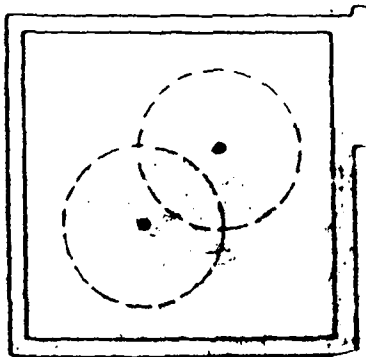


16 inletpoints, 1m^{-2}



● inletpoint
--- circle with diameter of 1m

4 inletpoints, 0.25m^{-2}



2 inletpoints, 0.125m^{-2}

FIGURA 6 SISTEMA DE ENTRADA

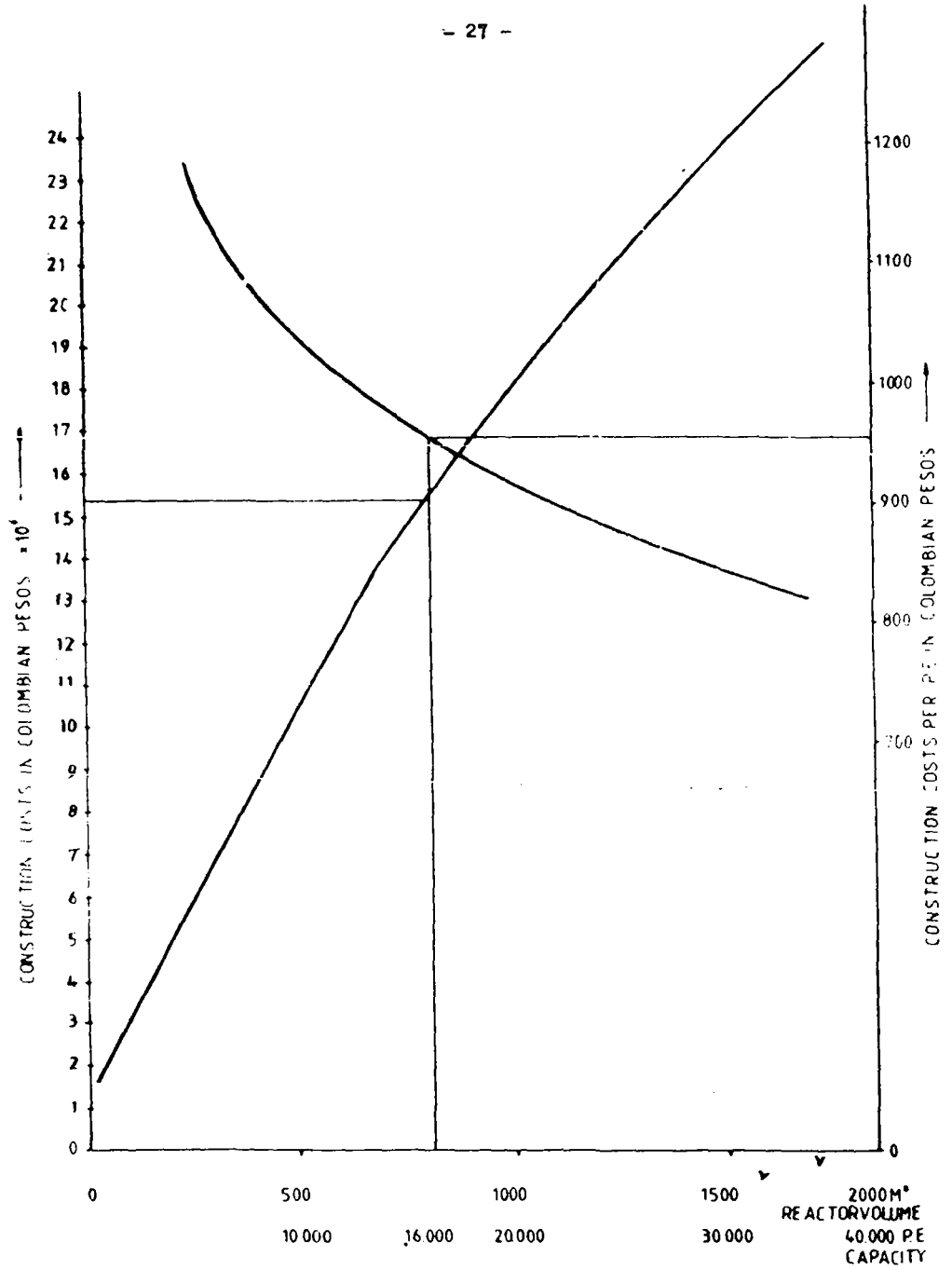


FIGURA 9 COSTOS DE CONSTRUCCION PLANTAS UASB
NIVEL DE PRECIOS: OCTUBRE 1984

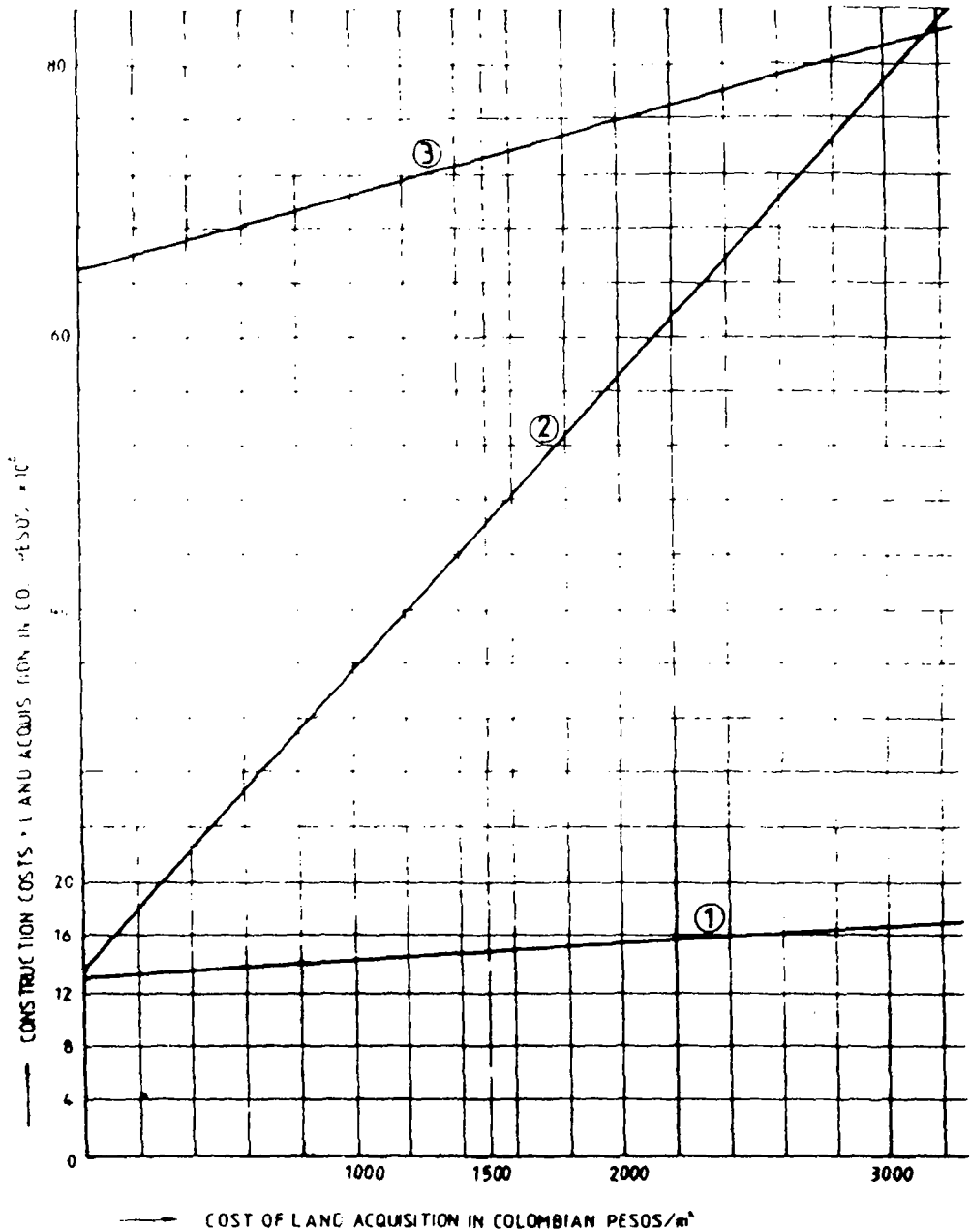


FIGURA 10

CONSTRUCTION COSTS - LAND ACQUISITION COSTS (and DESIGN COSTS)
FOR TREATMENT PLANTS WITH 16000 P.E CAPACITY
1 UASB REACTOR (1020 M²)
2 FACULTATIVE LAGOON (21000 M²)
3 CARROUSSEL (5450 M²)

El costo del suelo es muy importante. En comparación con otros sistemas los requerimientos de suelo son muy bajos para el proceso UASB (figura 10).

Para una planta de 16.000 habitantes equivalentes se calcularon los costos anuales para 3 sistemas de tratamiento de aguas residuales. (Tabla 7).

- UASB
- Laguna facultativa
- Lodo activado (Carroussel)

TABLA 7. Comparación costos anuales en pesos a Octubre 1964

	UASB	LAGUNA FACULTATIVA	Carroussel
1. Costos de capital 22% 10 años	4.292.200	12.261.200	21.263.000
2. Costos de personal	1.174.000	994.000	1.774.000
3. Costos de mantenimiento (civ)	229.000	273.000	719.000
4. Costos de mantenimiento (mech./el.)	186.300	-----	2.943.900
5. Costos indirectos	1.331.200	1.365.500	6.543.600
6. Costos de energía	-----	-----	3.504.000
Total	7.212.700	14.853.000	36.748.500
Costos por m ³ tratado	\$ 6.18	\$ 12.72	\$ 31.46

REFERENCIAS

1. HASKONING e.a.
"Anaerobic treatment and reuse of domestic wastewater"
Final report, February 1985.
2. J. Louwe Kooijmans
"Introducción de proyecto piloto en Cali"
Seminario UASB, Cali, Octubre 1985
3. G. Lettinga
"Conceptos básicos del proceso UASB"
Seminario UASB, Cali, Octubre 1985
4. G. Rodriguez Parra
"Factores físico-químicos que afectan el arranque de un proceso
anaeróbico tipo UASB"
Seminario UASB, Cali, Octubre 1985
5. A. Schellinkhout
"Resultados de la planta piloto en Cali"
Seminario UASB, Cali, Octubre 1985
6. HASKONING e.a.
"Anaerobic treatment and reuse of domestic wastewater" Extension II
Fourth Progress Report, June 1985

ACODAL - Seccional Valle del Cauca

SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES

19-23 de Agosto de 1985

Cali - Colombia

LAGUNAS DE ESTABILIZACION: PROBLEMAS DE OPERACION

Ing. Max Lothar Hess

Consultor OMS/OPS

São Paulo, Brasil

Mayo 1985

Lagunas de estabilización: problemas de operación

Por: Ing. Max Lothar Hess

Las lagunas de estabilización son estanques de tierra construidos por el hombre, con particularidades geométricas tales a inducir a las fuerzas de la naturaleza a estabilizar la materia biodegradable de las aguas servidas volcadas en ellos. Variando formato y dimensiones, el hombre logra, por ejemplo, que la misma agua residual, introducida en dos estanques diferentes, quede gris y sin oxígeno disuelto en uno de ellos, mientras en otro adquiere un color verde intenso y sobresaturado de oxígeno. Es el caso de las lagunas anaerobias y las facultativas.

Una vez abandonada a la acción de la naturaleza, la laguna debe funcionar normalmente por sí misma, y poco puede hacer el operador de la planta si no fuere así. Sin embargo hay una serie de perturbaciones en el funcionamiento de una laguna para las cuales hay remedios, como será expuesto a continuación.

1. FUNCIONAMIENTO NORMAL DE LAGUNAS ANAEROBIAS

1.1. Los indicadores de buen funcionamiento de lagunas de estabilización anaerobias son:

1.1.1. Taludes internos exentos de plantas y hierbas, especialmente de malezas ;

Observación: céspedes y hierbas deben ser guadañados periódicamente para el control de la proliferación de insectos.

1.1.2. La superficie del agua está cubierta parcial o totalmente por una capa de nata flotante que contiene aceites grasas y una serie de otras sustancias flotantes.

Observación: la capa flotante controlada para mantener las condiciones anaerobias en la laguna, así como el aislamiento del contenido de la laguna del oxígeno del aire, protege el agua residual contra pérdidas de calor y reduce la liberación de olores ofensivos.

1. 2. El operador debe averiguar diariamente si todo está normal.

1. 2. 2. Ausencia de percolación a través de los diques.

1. 2. 2. Ausencia de atascamiento de la tubería del afluente, especialmente si esta fuere sumergida.

1.2. 3. Ninguna nata siendo arrastrada para la laguna facultativa secundaria, si hubiere.

1. 2. 4. Distribución uniforme del flujo, en el caso de haber dos o más entradas. A la medida que pasa el tiempo, el operador aprenderá a reconocer la uniformidad por observación visual.

Observación: si hubiere interés de conocer el espesor de la cama de lodo en una laguna anaerobia, la determinación debe ser realizada en varios puntos del fondo de la unidad.

2. FUNCIONAMIENTO NORMAL DE LAGUNAS FACULTATIVAS Y DE MADURACION

2. 1. Señales visuales de condiciones de buen funcionamiento de lagunas facultativas y de maduración son las siguientes:

2.1.1. Un efluente con un color verde intenso (más pálido en lagunas de maduración), prácticamente exento de sólidos suspendidos sedimentables.

Observación: si el efluente presentare un color verdoso poco intenso y algo transparente, o mismo amarillento, esto puede indicar la presencia de predadores y que algunas formas de zooplancton están alimentándose con las algas.

2.1.2. Ausencia de hierba y plantas acuáticas en el interior de la laguna. Plantas acuáticas estimulan el desarrollo de insectos. En el caso de que haya un césped protegiendo el talud del dique, este debe ser mantenido distante de por lo menos 0,10 metros arriba del nivel máximo del agua, es decir, si se pretende proteger el talud interno por medio de un césped, el pasto debe ser sembrado arriba de una faja desnuda con aquel ancho.

2.1.3. Ausencia de coloración azul-verdosa

Observación: la apariencia azul-verdosa significa una floración de algas azul-verdosas (cianofíceas). Un recrudescimiento de algas azules indeseables tiene un efecto negativo sobre la penetración de la luz solar, reduciendo la concentración de oxígeno en la laguna.

2.1.4. Ausencia de apariencia lechosa

Con ciertas aguas residuales tibias puede ocurrir la precipitación de hidróxido de magnesio y fosfato de calcio en consecuencia del aumento de pH en la laguna. Esto puede causar un mal funcionamiento de la misma.

Esta reacción es llamada autofloculación y la laguna tiene un aspecto verde lechoso.

3. PROBLEMAS OPERACIONALES Y SOLUCIONES

Debido al hecho que lagunas de estabilización son plantas extremadamente simples, su operación y mantenimiento correctos son frecuentemente omitidos. Si es verdad que, por lo menos

en pequeñas instalaciones, poco o nada hay que hacer en materia de operación, lo mismo no sucede en relación al mantenimiento, porque los materiales de construcción son vulnerables al deterioro: taludes de tierra, revestimientos de rocas "sueltas" ("rip-rap"), céspedes de protección, etc.

Una laguna bien mantenida (bien operada si existieren plantas de bombeo o unidades de pretratamiento) generará un buen efluente con poca mano de obra y causará buena impresión a los visitantes.

3.1. Principales problemas en lagunas anaerobias

En el caso de lagunas anaerobias, pueden ser consideradas las siguientes perturbaciones:

3.1.1. Olores ofensivos

Condiciones de mal olor pueden ser causados por uno o más de los siguientes factores:

- sobrecarga con consecuente reducción del tiempo de detención;
- presencia de sustancias tóxicas e de inhibidores en el afluente;
- caída brusca de temperatura
- bajo pH del afluente
- alto contenido de sulfatos o sulfuros

Remedios para corregir problemas de olores:

- reducción del caudal afluente, desviando parte del mismo por el "by-pass", durante el tiempo necesario para construir una nueva unidad;
- si existiere una laguna facultativa en serie con la primera, el efluente secundario puede ser reciclado para la laguna anaerobia, creando una capa superficial de agua conteniendo oxígeno;

- adición de nitrato de sodio (salitre) al afluente y en puntos seleccionados de la superficie de la laguna;
- interrumpir la remoción de natas flotantes a fin de permitir que se forme una cobertura natural;
- la adición de cal al afluente y en diferentes puntos de la superficie puede a veces dar buen resultado, por combinación con el gas sulfhídrico y neutralización de los ácidos orgánicos producidos por la fermentación ácida de la estabilización anaerobia.

Observación: Aunque la cloración sea capaz de desodorar rápidamente una laguna anaerobia maloliente, el cloro no debe ser usado porque, si fuere dosificado en exceso, podrá perjudicar la actividad biológica y la retomada del proceso podrá ser retardada, empeorando el inconveniente.

3.1.2. Mosquitos y otras plagas de insectos

El apareamiento de mosquitos, moscas y otros insectos puede ser originada por uno o más de los siguientes factores:

- material cribado o removido del desarenador (en el caso que tales instalaciones existan) dejado al tiempo, sin enterrarlo;
- hierbas y pasto creciendo en el talud interno de la laguna de tal manera a permitir que alcance la superficie del agua o quede abajo de la misma;
- la cama de nata flotante que debe quedarse para minimizar el problema de olores.

Remedios para corregir problemas de insectos:

- en el caso de que haya rejas y/o desarenadores, el material removido deberá ser enterrado inmediatamente cubriéndolo con un mínimo de 0,30 metros de tierra. Este material también puede ser mojado con Kerosin (aceite fino de petróleo) o acei

te diesel y quemado antes de enterrarlo. Los operadores deben ser convenientemente adiestrados para incinerar estos residuos los sólidos en condiciones de absoluta seguridad;

- hierbas, malezas y plantas acuáticas deben ser prontamente erradicadas así que aparezcan. Después de removidas no debe permitirse que caigan en la laguna;
- se puede pulverizar insecticida sobre la capa flotante, pero con cuidado, para no alcanzar la masa líquida;
- la capa flotante puede ser suavemente golpeada con una coladera de mango largo para provocar el ahogamiento de las larvas; chorros de agua pueden ser igualmente empleados para esta finalidad.

3.1.3. Crecimiento de plantas

Deben ser consideradas dos clases de plantas: las acuáticas y las terrestres. Las plantas acuáticas tienen raíces y tallos parcial o completamente sumergidas y ordinariamente solo son encontradas en la parte mojada del talud interno. Las plantas terrestres son encontradas en los demás sitios.

Las plantas acuáticas siempre están asociadas a algún tipo de nocividad, como por ejemplo: plantas acuáticas atraen insectos y larvas, que atraen ranas, que atraen roedores, que atraen culebras. Si las plantas acuáticas no fueren removidas periódicamente, estas pueden a veces afectar la seguridad de los taludes, pues se ha atribuido a ratones la excavación de túneles en los diques, a través de los cuales el agua escapa, pudiendo causar el desmoronamiento de aquellos por efecto de la erosión progresiva.

Remedios contra el desarrollo de plantas nocivas.

- es conveniente remover periódicamente las plantas acuáticas, evitándose que caigan en la laguna;

- las hierbas nocivas terrestres pueden ser eliminadas por la aplicación, o 2,4 D u otro, pero el operador debe ser previamente capacitado al manejo adecuado del agrotóxico y del equipo de aplicación;
- las plantas terrestres pueden mejormente ser erradicadas con un azadón, especialmente en la época inmediatamente anterior a la en que son echadas las semillas,

3.2. Principales problemas en lagunas facultativas y de maduración

Entre los problemas más molestos en lagunas facultativas y de maduración pueden ser mencionados los siguientes:

3.2.1. Natas flotantes

Prácticamente no aparece en lagunas de maduración. La superficie de una laguna facultativa debe estar libre de sustancias flotantes como natas, papel, plásticos, aceites, grasas, placas de lodo despegadas del fondo y todo material que pueda obstaculizar el paso de la luz solar. A veces natas de algas se acumulan sobre la superficie del agua en consecuencia de una floración, produciendo una capa verde oscura.

Remedios contra la acumulación de natas:

- Las natas flotantes son impulsadas por la acción del viento en dirección de algun punto de la orilla; así que llegue al alcance del chorro de una manguera dirigida por el operador, este material flotante puede ser hundido para el fondo; puede también ser destrozado por un rastrillo de mango largo con el cual se liberan los gases que provocan la flotación, causando el hundimiento;
- Si estuviere disponible un colador de mango largo, se puede remover la nata, siendo que esta debe ser inmediatamente enterrada; si la nata fuera de algas y estas no fueren remo-

vidas, probablemente irán a causar un problema de mal olor como consecuencia de su descomposición.

- En lagunas facultativas poco profundas puede producirse otro tipo de material flotante durante días muy calurosos. Algunas partes de la cama anaerobia del fondo son flotadas a través de la formación de burbujas de gas que se forman en su interior con gran intensidad; se acumula una costra gris que debe ser hundida prontamente con chorros de agua.

3.2.2. Lagunas facultativas malolientes

La emanación de olores objetables de una laguna facultativa pueden tener una o más de las siguientes causas:

- sobrecarga
- períodos largos sin sol, con nubes ocasionales y bajas temperaturas;
- ocurrencia de sustancias tóxicas o inhibitoras en el afluente;
- cortocircuitos ocasionados por acción del viento, o por sedimentos o por mala posición relativa entre entrada y salida.

3.2.2.1. Sobrecarga: en una laguna facultativa, una sobrecarga es casi siempre asociada a una caída de pH y una depresión en la concentración de oxígeno disuelto; el color cambia de verde intenso para verde amarillento; sobre la superficie verde pueden aparecer máculas en las cercanías de la entrada y hay producción de malos olores.

Remedios contra malos olores:

- si hubiere dos o más lagunas facultativas operadas en paralelo y solamente una de ellas presentare señales de sobrecarga, esta última deberá ser quitada de operación hasta que el problema se solucione por si mismo. Durante ese tiempo el afluente es distribuido entre las demás unidades;

- si hubiere una única laguna, una parte del efluente de la misma puede ser recirculada para la entrada a través de una bomba transportable y una manguera suficientemente larga;
- si estuvieren disponibles aeradores flotantes, estos pueden ser empleados para suministrar el oxígeno faltante;
- si el problema resultare de la falta de mezcla causada por ausencia de viento provocada por la existencia de árboles u otra vegetación de gran tamaño, este obstáculo debe ser removido.

3.2.2.2. Largos períodos de baja temperatura y cielo nuboso: en este caso la producción de oxígeno va a reducirse y puede que no se encuentre oxígeno disuelto mismo durante el día.

Remedios contra fotosíntesis insuficiente:

- pueden ser empleados aeradores flotantes cerca del afluente, si es que estén disponibles, con la finalidad de suplementar el oxígeno faltante temporalmente;
- la recirculación del efluente, como ya mencionado, puede también ayudar a superar el inconveniente.

3.2.2.3. Material tóxico en el afluente: si una laguna tiene su buen funcionamiento súbitamente perturbado sin razón aparente, el operador debe notificar inmediatamente el laboratorio encargado del control de la planta, para eventualmente detectar la presencia de metales tóxicos u otra sustancia inhibidora de la actividad bacteriológica que pueda estar presente como consecuencia del vertimiento de desechos industriales en la red de colectores de aguas servidas.

Remedios contra inhibidores:

- debe ser identificada la fuente de contaminación, por ejemplo por medio de muestro en puntos estratégicos de la red recolectora.

Una vez encontrado el origen del inhibidor, deben ser tomadas medidas administrativas para limitar el lanzamiento a niveles compatibles con el tratamiento.

3.2.2.4. Corto-circuitos

El apareamiento de corrientes preferenciales en el cuerpo líquido de una laguna facultativa es frecuentemente asociada con una de las siguientes razones:

- mal diseño de la estructura de entrada, o posición relativa desfavorable entre la entrada y la salida, o mala ubicación de la entrada o la salida en relación a la geometría (formato) de la laguna;
- presencia de grandes poblaciones de plantas acuáticas en el interior de la laguna.

La existencia de corto-circuitos puede ser detectada por el análisis de oxígeno disuelto en diferentes muestras tomadas en varios puntos de la laguna. Si ocurrieren diferencias sustanciales entre los resultados, es probable la existencia de un corto-circuito. Por lo menos es de esperarse un efecto deficiente de mezcla.

Remedios contra corto-circuitos:

- si hubiere más de un dispositivo de entrada, debe hacerse un ajuste para obtener una distribución más equitativa;
- si solo hubiere una única entrada, esta podrá ser cambiada para una múltiple, con poco consumo de material y mano de obra, de manera a obtenerse mejor distribución del caudal;
- si la causa fueren las plantas acuáticas, es menester removerlas.

3.2.3. Insectos

La proliferación de insectos en lagunas facultativas es frecuentemente asociado a plantas acuáticas emergiendo de la superficie del agua. Larvas de culex y anofeles son comunes en diferentes regiones. La presencia de mosquitos también es frecuente en lagunas en las cuales se desarrollan plantas acuáticas emergentes.

Remedios contra insectos:

- la estructura de salida de la laguna debe ser adecuada para que se pueda variar la profundidad de la laguna. De esta manera el operador puede reducir la profundidad de la laguna a tal punto de exponer a la radiación solar la parte de las larvas causando su secado y muerte; la alternación entre elevación y rebaja de la superficie del agua es una operación muy eficiente contra el desarrollo de las larvas;
- si la cantidad de moscas y mosquitos fuere considerable, puede aplicarse insecticida sobre el talud interno. BHC, DDT y otros insecticidas son un método utilizable de control de insectos, cuando adecuadamente aplicados;
- la destrucción de las natas flotantes en lagunas facultativas también puede ser un método de control de insectos;
- si las condiciones de disponibilidad de oxígeno disuelto fueren favorables, se puede criar peces que se alimentan de larvas. Esto también es válido para lagunas de maduración. Peces adecuados son Gambusia, Lebistes, tilapia y carpa.

3.2.4. Vegetación

La vegetación puede recubrir literalmente toda la superficie del agua de la laguna, si esta es operada con una profundidad muy reducida, de unos 0,60 metros. Estas profundidades bajas ocurren

con relativa frecuencia en lagunas con fondo permeable o pueden ser causados por el caudal afluente insuficiente cuando comparado con las tasas de evaporación e infiltración. Si la profundidad normal de operación fuere superior a los 0,90 metros, la ocurrencia de desarrollo de plantas emergentes será limitada a una cinta angosta al largo de las orillas del agua.

Remedios contra la vegetación:

- la remoción frecuente de la vegetación de las orillas es suficiente en la mayoría de los casos. Las plantas removidas no deben ser tiradas a la laguna;
- si plantas acuáticas emergieren del agua en puntos distantes de las orillas, ellas deben ser removidas por el operador embarcado en un bote o una balsa; la rebaja del nivel de unos 0,30 a 0,50 metros facilitará la siega de las plantas en una altura adecuada del tallo;
- el revestimiento de los taludes internos o parte de los mismos con roca suelta ("rip-rap") o planchas de hormigón impiden las plantas acuáticas de desarrollarse en las pequeñas profundidades de los taludes; el revestimiento es útil también para minimizar los efectos de la erosión de los diques.

4. MANTENIMIENTO Y SEGURIDAD

Una laguna de estabilización es una planta de tratamiento semejante a cualquier otra y por eso debe ser mantenida en perfectas condiciones, con el mismo cuidado que amerita una planta convencional. Desafortunadamente hay una tendencia a negligenciar la buena conservación de esta planta, debido a la sencillez de su operación. En este caso, la laguna será víctima del deterioro, perdiendo su utilidad.

- Para los que reconocen la importancia de una planta de tratamiento de aguas residuales, las instalaciones deben lucir un buen aspecto, además de funcionar bien. Hay algunos puntos que son comunes a todas las plantas de lagunas de estabilización y que merecen un mínimo de mantenimiento y de seguridad.

4. 1. El público

Lagunas de estabilización no deben estar disponibles como áreas de recreación pública. Es frecuente el caso de que las grandes áreas de las lagunas atraiga pajarillos y animales silvestres, y esto despierta el interés de las personas de hacer una gira en la vecindad.

Los operadores deben ser adiestrados de como explicar al público y a los visitantes lo que son las lagunas, su función, y, como consecuencia, el riesgo involucrado con la eventual presencia de gérmenes patógenos. Los visitantes deben advertidos de que no deben tocar a las plantas, los animales o mismo el agua.

4.2. La cerca

El sitio de la laguna debe ser circundado por una buena cerca, a fin de no permitir que se acerquen intrusos y animales vagos. El operador debe inspeccionar periódicamente esta cerca, caminando a lo largo de la misma y buscando algún daño del alambre o de los postes. Cuando sea detectado, el operador debe ejecutar inmediatamente las reparaciones necesarias.

En sitios convenientes deben ser instalados avisos indicando que ahí se encuentra un sistema de tratamiento de aguas residuales.

4.3. Los diques y el césped

Los diques deben ser inspeccionados diariamente para detectar la existencia de señales de erosión, grietas, vegetación y

huecos excavados por animales:

- las hendeduras deben ser tapadas con arcilla, alisadas y compactadas;
- plantas acuáticas deben ser erradicadas;
- los céspedes deben ser segados segundo las necesidades con una guadaña o una segadora mecanizada; los céspedes no deben llegar hasta la superficie del agua, debiendo quedarse a por lo menos 0,10 metros arriba de ésta;
- las zanjas para aguas pluviales deben ser mantenidas libres de arena y material obstruyente y deben ser inspeccionadas después de cada lluvia intensa.

4.4. Los accesos

- Los dispositivos de entrada y de salida deben ser mantenidos limpios y libres de obstrucciones;
- los vertederos deben ser cepillados periódicamente para que se queden limpios y libres de natas de algas, costras, trapos, plásticos, hojas, etc.;
- las guías para operación de compuertas ("stop-log") deben ser limpiadas periódicamente a fin de facilitar las maniobras del nivel de agua;
- Si hubiere una compuerta operada a través de un volante, la rosca debe ser mantenida lubricada con una grasa adecuada, a fin de que no oxide ni tampoco se bloquee.

4.5. Los residuales sólidos

- El material cribado retenido por las rejillas y la arena retenida en los desarenadores (suponiéndose que existen) deben ser sepultados prontamente para que no aparezcan moscas y malos olores ;

flotantes, natas y todo flotante deben ser removidos o hundidos, si fueren removidos por medio de un desnatador, para ser enterrados inmediatamente;

Los canales de efluente no deben contener rocas, cascajo, trozos de madera y otros residuales que puedan haber sido traídos dentro de ellas.

10. La seguridad del operador

Para su propia integridad, el operador debe considerar las siguientes reglas simples:

- antes de prender un cigarrillo o de comer algo, debe lavarse las manos con agua limpia y jabón;

- deben quedarse en el lugar de trabajo, cuando salga, sus prendas de vestir, casco, guantes, botas e impermeable;

Las herramientas (palas, azadón, rastrillo, colador), deben ser lavados con agua limpia antes de guardarlos;

cuando trabaje cerca de un cuadro eléctrico, el operador debe certificarse que sus manos, prendas y botas estén secos; haciendo algún trabajo de mantenimiento eléctrico, debe usar guantes apropiados;

el operador no debe jugar con sus compañeros de trabajo en las cercanías de la laguna. Si alguien se cayere en el agua puede resultar un accidente fatal: el depósito de lodo en el fondo frecuentemente es resvaloso y pegante y puede obstaculizar los movimientos de la víctima cuando se debate para salvar la vida;

- debe estar disponible un barco, una soga y un salvavidas para una operación de salvamento;

- **cortes u otros herimientos deben ser inmediatamente lavados con agua y jabón y desinfectados con una solución de yodo a 2% u otro desinfectante adecuado;**
- **el operador debe ser vacunado bajo asistencia médica contra tétano, fiebre tifoidea y, cuando sea necesario, contra fiebre amarilla y cólera;**
- **el operador debe mantener sus uñas limpias y cortadas, pues uñas largas y sucias son medios de transmisión de enfermedades;**
- **un botiquín de primeros auxilios debe estar disponible en un sitio visible; suero contra picadura de culebras y jeringas descartables deberán ser incluidos; el operador debe ser adiestrado de como usar el suero en si mismo o en otras personas, porque el auxilio médico podrá llegar demasiado tarde.**

5. BIBLIOGRAFÍA

- HESS, M.L., Waste Stabilization Ponds-Manual of Practice, Final Draft, WHO/EMRO, Alexandria, 1985 (en fase de impresión).
- SENRA, M.O. y CETESB, Manual de Operação de Lagoas de Estabilização, CETESB, São Paulo, 1981 (no publicado)
- U.S.E.P.A., Operations Manual: Stabilization Ponds, Office of Water Program Operations, Washington, 1977.

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL

ACODIL - Seccional Valle del Cauca

SEMINARIO SOBRE EL MANEJO DEL AGUA Y EL SERVICIO DE AGUA

15 - 25 de Agosto de 1983

CEDE - Colombia

"REGIONALIZATION OF WATER SUPPLY AND SEWERAGE SERVICES"

DANIEL A. OKUN

Kenan Professor of Environmental Engineering

UNIVERSITY OF NORTH CAROLINA

REGIONALIZATION OF WATER SUPPLY AND SEWERAGE SERVICES

by

Daniel A. Okun
Kenan Professor of Environmental Engineering
University of North Carolina
Chapel Hill, North Carolina 27514 USA

Beginning in 1945 during World War II, the British initiated a program of regionalization of water supplies, "regrouping" as they termed it, that addressed the fragmentation of water supply services that was and is still today prevalent in the industrialized world and in the developing world as well. This program reduced the number of water supply systems from more than 1200 to fewer than 200 over a period of 25 years. (Okun, 1967)

The initiatives taken then culminated in the revolutionary reorganization of water management throughout England and Wales, effected by the Water Act 1973, which further reduced the number of water supply undertakings and integrated water supply with wastewater collection and disposal. This permitted optimizing investments in water supply, wastewater collection and disposal, river regulation, and the amenity uses of inland waters. (Okun, 1975)

The author was privileged to spend more than two years examining the process of reorganization and evaluating its significance and effectiveness. (Okun, 1977a) From this study five principles of water management were evolved (Okun, 1977b):

1. Financing: the cost of water projects should in general be met by those who benefit from them;

For presentation to the Latin American Seminar on "The Treatment of Wastewaters," sponsored by ACODAL, in Cali, Colombia, 22 August 1985

2. Uniqueness: every water project is unique, a quality that should be recognized in its conception and implementation;
3. Preference for pure water: waters intended for drinking should be drawn from protected rather than polluted sources;
4. Integration of water management: the management of water supply and wastewater collection and disposal (sanitation) should be integrated; and
5. Regionalization: the efficiencies and economies of scale inherent in the regionalization of water projects should be exploited.

While these principles were developed from and are best illustrated by the situation in Britain, not surprisingly, they have application in the developing world as well. Before elaborating on how these principles might well be applied to the water and sanitation needs in Asia, Africa and Latin America, a brief explanation of the management system in England and Wales may be appropriate.

On April 1, 1974 ten water authorities (WAs) took over virtually every responsibility for the management of water and its uses, including the complete ownership of the facilities of 1609 separate agencies that had served 50 million people in England and Wales. Each WA was given responsibility, with minor exceptions, for the ownership, planning, design, construction, operation and finance of facilities for: (1) the conservation, augmentation, distribution and use of water resources and the provision of water supplies; (2) provision of sewerage and the treatment of wastewater; (3) the restoration and maintenance of the wholesomeness of rivers and other inland

waters, which was extended to estuaries and coastal waters by subsequent legislation; (4) use of inland waters for recreation; (5) the enhancement and preservation of the amenity values of these waters; (6) land drainage and prevention of flooding; and (7) fisheries and navigation in inland waters.

The WAs service areas were based upon hydrologic boundaries and ranged in size from the smallest which serves a little more than one million people, to the largest which serves more than 12 million people.

Generally, the authorities organized themselves into committees for the various functions. Each authority appointed a corporate management team which in general includes a chief executive and directors of resource planning, operations, finance, and scientific services.

For the provision of the actual services, the authorities organized divisions, the number depending in general upon the size of the authorities. Initially the government proposed that the divisions be organized along functional lines with separate divisions for water supply, sewage disposal, and rivers, as this arrangement reflected the original management, each serving an area within the water authority jurisdiction. Not long after the WAs takeover, however, most of the divisions were unified by the WAs for the sake of efficiency to provide all of the services within a service area, with the WA headquarters providing for policy and support services beyond the capacity of the individual divisions. In general, personnel within the area divisions are individuals from the local areas served.

The local communities within the service areas of the WAs would bring their needs to the WAs which, because of their local authority membership, were sensitive to local needs, and priorities for service were established within the authority itself. Because the authority is obliged to raise all of the funds it needs by charges on those served, without any national subsidies, it can advise those seeking services of the cost of the various options, so that those who stand to benefit can play a role in the decision-making.

The lessons to be learned from the British experience are clear. A few of these lessons should be mentioned:

Firstly, beginning with the regrouping of water supply in 1945, the regionalization resulted in bringing water service to people in the most desolate and sparsely settled areas of England and Wales. More than 99% of the total population are now served from public water supply systems. The incorporation of sewerage into the regionalization program in 1974 increased the level of that service so that public sewers now receive household wastewaters from about 95% of the houses in England and Wales.

Secondly, although the new water authorities provided many more services than had been provided by the separate agencies that existed before the reorganization, and provided them more effectively, the total number of employees has decreased.

Thirdly, the most impressive accomplishment of the reorganization was its success in meeting the severe test that the water industry experienced shortly after the WAs were created, the "Great Drought" of 1976. This drought was the most serious in 250 years of recorded history. The regionalization of the resources enabled water to be deployed on a more rational and economical basis than if the supplies continued to be controlled by separate agencies. Interconnections among the various supplies within each of the water authorities permitted those systems with the least

reserves to continue to offer service, so that not one day's employment was lost anywhere in the country. These interconnections were being planned but were rushed when the drought struck.

These remarks are not intended to suggest that the British approach should be emulated in the developing world. However, the lessons to be learned from the various elements of this program of regionalization can be adapted with profit to any country, particularly those in the developing world, so that their far more limited resources in funds, materials, manpower and, in some instances, water itself may be more efficiently utilized.

Principles of Water Quality Management

Of the five principles enumerated, that on financing, which calls for the cost of water projects to be met by those who benefit from them, is discussed in another paper in this series.

Uniqueness

The uniqueness of water projects needs to be recognized, particularly in the face of laudable attempts to improve efficiency by standardizing approaches to the provision of water supply and sanitation services in developing countries. Climate, precipitation, topography, density and distribution of population, industrial development, land use and type, economic status, availability of human resources and, most of all, social structure and customs vary from place to place throughout the world, and even within a nation, so that any effective plan for providing water or sanitation that may be entirely appropriate in one location may not at all be appropriate in another. That variability amongst nations does exist is recognized. However, variability within a nation must also be appreciated, as the history of many of the developing countries of the world, and most especially in Africa, is that

national borders do not at all encompass homogeneous populations. These borders, established by colonial powers for their own convenience, not only corralled within them people of diverse cultures but often divided those of similar background quite arbitrarily.

Cultural differences may even be more significant for sanitation practices than for water supply. In any event, the widely diverse setting in which water supply and sanitation projects are set does require that individuals on reconnaissance, appraisal, planning, design and construction teams have appropriate technical backgrounds, and also an appreciation for the cultural, political and social setting. Where teams are necessarily limited in number or resources, the question often comes up as to whether so-called community workers or technicians are more appropriate. Perhaps, talent needs to be employed from wherever it is available and those with technical backgrounds should be trained in anthropology and community development while social scientists employed in water supply and sanitation should be trained in engineering, or at least those aspects of engineering appropriate to the local situation. An engineer may be obliged to say that it would be easier to provide the social science background to the engineer than the technical training to the social scientist: What can be said without question is that training is important, and is largely neglected. Where training programs are mounted, they tend to be modeled after such programs in the industrialized world and are seldom appropriate to the much different circumstances and needs in the less developed countries.

Preference for Pure Water

The principle that pure water should be preferred would appear to be obvious yet it is surprising how often even engineers opt for the more readily available, or apparently

available source, even when higher quality sources are available. The need to select as a source that of highest quality is more important in the developing countries than it is in the industrialized world for several reasons. Most important is that enteric diseases have virtually been wiped out in the industrialized world so that even if a poor quality source is used, the transmission of infectious disease is unlikely. On the other hand, in the developing world where cholera, typhoid, dysentery and other enteric diseases are ubiquitous, every contaminated source is a threat.

The threat is often realized with explosive epidemics. Hence, the careful selection of the source and its protection deserve far more attention than has been given. Dependence upon treatment to assure safe water is inappropriate in developing countries because the necessary chemicals are not continuously available and because the institutions to assure proper operation and maintenance of the facilities are not yet in place. The lack of understanding on the part of the public, and often the community officials, of the significance of contamination plus the extra effort that might be involved in using a higher quality source often dictates utilization of that which is most readily available.

The option for a higher quality source means, in general, that groundwater should be more extensively exploited than it has been. Groundwater has not been developed more extensively because it is not so readily perceived and understood. A community developer will see a water hole or a stream which offers an obvious opportunity for providing water to a village. A well is somewhat more uncertain and may require more effort in its development. However, in addition to greater safety, protected well supplies may often be more conveniently located nearer the point of use than natural surface water bodies. A protected groundwater source requires

learned that surface sources, a not unimportant consideration

A corollary to the proper selection of the water source is the selection of places for disposal of excreta. Unplanned excreta disposal is itself a threat to most surface sources and to some groundwater sources. The preference for pure water must be reflected in the sanitation program to assure protection of those pure waters that may be available.

Application of this principle requires public education as well as better training of those responsible for water supply and sanitation.

Integration of Water Management

While this decade is directed to drinking water and to sanitation, and it has long been appreciated that sanitation is as important a service as water supply, particularly in its impact on health, water supply traditionally has been accorded the higher priority. One obvious reason is that water supply provides more than just health protection, which often may not even be the perceived reason for providing the water supply. Water supply is a utility necessary for a myriad of tasks around the home as well as for sustenance of life. Where people may have to go long distances to acquire this life-sustaining good, any effort to make it more readily available is almost always appreciated and requires little "selling". Sanitation, on the other hand, imposes additional burdens on people and their community particularly if there is no understanding of the health consequences of improper disposal. Accordingly, it is far easier to organize a community for a water supply effort than for a sanitation effort. However, if these are perceived as being parts of a single effort, it will be easier to initiate the two programs simultaneously.

The integration of wastewater collection and disposal with water supply is also important for the larger communities. In most cities throughout the developing world, such facilities as exist are for water supply with a complete absence of any planned community sanitation program. Examples abound: Bangkok, Tehran, Jakarta, Lagos, etc. In some instances, a few sewers may exist to serve the commercial and wealthy residential areas but these, because of improper management, are often themselves a health threat.

Studies, plans, and even construction is now underway for alleviating many of these problems in cities in Asia, Africa and Latin America. Unfortunately, where any kind of organization at all exists for providing direction to a sewerage and wastewater treatment and disposal program, it is primitive with only a few qualified individuals available. In many instances, virtually no management structure now exists. Given the alternative of establishing a new authority dedicated to sewerage and wastewater treatment and disposal or creating a combined water and sewerage authority with management and technical personnel already in hand, the latter approach is bound to be more appropriate. Other important advantages flow from such integration. With a single authority, the financing of the sewerage and wastewater disposal system can be integrated with water supply financing, with one charge for a complete water service. Generally, the burden placed upon a sanitation system is related to the rate of water consumption so that a single bill can include the charges for both water supply and wastewater collection and disposal.

On a more substantive basis, the integration of wastewater collection and disposal with water supply is particularly appropriate in arid and semi-arid areas of the world or anywhere that water resources may be limited. Reclaimed wastewaters are increasingly being used as a source of water for a wide variety of nonpotable purposes including

agriculture, industry and urban irrigation. Where water supply and sewerage departments are separate, the responsibility for managing the reclaimed water is uncertain. One of the best uses to which the reclaimed water can be put is to replace potable water supplies that are used for purposes that can be met with reclaimed water. This permits limited resources of high quality water to be reserved for high quality uses in conformance with the precept expressed by the United Nations Economic and Social Council (1958): "No higher quality water, unless there is a surplus of it, should be used for a purpose that can tolerate a lower grade."

Lastly, the integration of these services can afford efficiencies and economies of scale similar to those discussed below for regionalization. Managers, engineers and scientists are in short supply, especially in developing countries, and they can be put to better use in managing larger enterprises such as would be created by integrating water supply and sewerage functions, garages and service facilities, laboratories, financial and billing services, public relations offices, etc. All would be more efficiently operated and less costly than having separate facilities.

One of the major problems that has plagued the introduction of proper water supply, and more especially sanitation, facilities is the poor quality of personnel available to the operating agencies. Very often they are tied to national civil service organizations with traditionally low pay, few perquisites and altogether poor career opportunities for engineers and other professionals who have leadership potential. One device that has been used to overcome this problem is the establishment of independent parastatal organizations, free from the restrictions of politicized and moribund government personnel structures. This has been possible because water supply authorities can generate their own income, and can borrow based upon the promise of income to

be generated from the water service. Where this practice has been adopted, strong water authorities have developed. Meanwhile, sewerage services have been left under local or sometimes even national authorities, with poor management and no independent sources of funds, and little capacity to develop "bankable" projects.

The establishment of separate independent organizations for sewerage services is possible, as has been done in the US with the creation of many such independent and highly successful agencies. However, the prospect for such financially self-sustaining agencies for sewerage services in the developing world are not bright. Their incorporation in existing water agencies, on the other hand, does offer promise of success. Often, the successful water authorities are hesitant to take on what they perceive as a possible drain on their resources, because sewerage is seen as a non-revenue producing service. On the other hand, if the principle that the beneficiary pays for services is followed, the sewerage service can be an attractive addition to the water authority. The potential for reclaiming the wastewater and introducing a reclaimed water service that can earn income makes the prospects for success even more attractive.

Regionalization

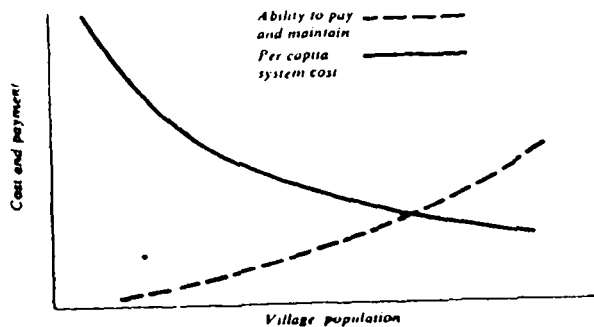
That water projects exhibit significant economies of scale in construction and operation has always been recognized. Even where physical connections amongst many small water supplies or wastewater treatment plants are not warranted because of distances between them, unified management is not only more economical but also more efficient in the use of scarce professional talent.

The advantages have been clearly demonstrated in Britain where initially the goal for the regrouping enterprise for water supply was that a water purveyor should serve some

300,000 people, sufficient to provide income to permit employment of competent management, engineering, and scientific personnel. That this effort has been successful has already been mentioned. The regionalization of sanitation services in England and Wales did bring under unified management hundreds of small sewerage enterprises that included treatment facilities that were virtually "lost", facilities that had not been maintained. The larger organization of which they became a part, permitted appraisals as to whether these small facilities would be worth refurbishing or would be better abandoned, with their customers being incorporated into larger facilities, the decision being based on optimizing resources and minimizing costs.

That this perception of economies of scale applies in villages in the developing world is demonstrated by Saunders and Warford (1976). They point out that the average per capita cost for water systems tends to be less for larger villages and that, furthermore, larger villages are generally better able financially to contribute to the support of the system, as illustrated in the figure below. They point out that, in

RELATION BETWEEN VILLAGE POPULATION, SYSTEM COSTS, AND ABILITY TO PAY AND MAINTAIN



From Saunders and Warford (1976)

addition, the larger population is more likely to provide a cadre qualified to maintain the system.

Two directions have been followed in providing water supply and sanitation in the developing world. The first and the older approach is to allow each community to depend upon its own initiatives and resources, seeking such help as it can get from central government. Where this was perceived as being inadequate, moves were made for the creation of national water and sewerage authorities, with all decision-making in the capital of even very large and dispersed countries.

Each of these approaches has advantages and disadvantages. Allowing each community to be entirely responsible for its own facilities has the advantage that a project will be undertaken through local initiative only when it is perceived locally as one of high priority, because local investment in funds, labor, materials, and management are called for. A facility so constructed is likely to be maintained and extended as needed. Deficiencies in service are likely to be brought to the attention of those responsible immediately and measures for correction will more likely be instituted without delay. Water supply and sanitation may be included in integrated programs of community development, an attractive option where community leadership is available for initiating a wide range of local activities. In fact, successful water supply enterprise may well be the basis for stimulating other community-wide initiatives. The principle disadvantages of such local autonomy are that the per capita costs are likely to be quite high because economies of scale are lost. Economies of scale are especially significant in the purchase of materials such as pipes, valves, faucets and chemicals, where a larger organization can purchase in bulk at significantly lower cost. Most disadvantageous, however, is that small communities are not likely to have the technical resources to conceive, design, construct and manage a project, particularly if there are any

problems in development of an appropriate water source, its treatment if any is needed, and its transmission. Furthermore, funds are not likely to be available and small communities are not likely to be in a position to borrow money on the open market.

The advantages of the alternative central management, such as a national water authority or a water ministry that provides the facilities and supplies local operators is that the technical resources, financing, and the economies of scale in many facets of its operations are available. The major disadvantage is that central government is quite distant from the people served and is not generally as quickly responsive as when operations are in the hands of local agencies. Staffs of national organizations tend to be drawn from the national capital rather than from the villages and have little knowledge of, nor interest in, village development nor are they eager to spend much time away from the capital city, both because of power is perceived to reside in the capital rather than in the field, and because the quality of life in the capital is much richer than the rigors of life in rural villages long distances from "civilization". Opportunities for favoritism, whether for political or financial services, are rare, and communities without any "muscle" in the capital are often neglected.

One compromise seeking the best of the two approaches is to allow for local autonomy with central government providing technical, management, and financial assistance. As with most compromises, on paper they appear to meet the need but in practice they often break down. Such arrangements often suffer from the same problems as centralized ownership and management, too much power too distant from the people to be served.

The Regional Approach

An option that may preserve the option for local initiative and provide for responsiveness to local needs and yet still profit from the economies and efficiencies of scale is a regional management structure. First of all it must be emphasized that a regional approach does not necessarily call for single systems to serve the region or even the physical interconnection amongst all of the systems within a region. It does mean regional ownership and management.

Regions should be small enough to assure responsiveness yet large enough to attract management and technical personnel, even if these have to be from outside the region. In Britain, the regions were based upon hydrologic boundaries; because the major issues were adequacy of water resources and maintenance of water quality, decisions on water allocation and wastewater treatment could be optimized within river basins. In developing countries, if water resources and their allocation is a critical issue, organization of regions on the basis of watershed areas may also be appropriate. In many cases, however, other critical issues are likely to predominate: the availability of personnel; political, cultural, and social affinity; population distribution; and political organization. If a large country is divided into states, provinces or districts, and these units have effective government, they may provide the basis for regional water management, particularly if these political entities are based upon social and ethnic affinity. A large city may be the basis for a regional organization such as is seen in the creation of metropolitan authorities for transportation and other public services where urban growth spreads beyond the political boundaries of the central city and encompasses a large number of other political entities outside the original urban community.

In keeping with the principle that water projects are unique, no certain specifications for the creation of regions

can be promulgated. However, some guidelines may be considered for developing countries.

1. The region should encompass, to the extent possible, people of one ethnic, religious or cultural group with a common language or dialect.

2. The region should not be so large that travel to or from the regional headquarters should be too extensive in time or too costly in funds. A region might encompass the boundaries of a public transportation system, whether that be roads, trains, boats, buses, or private transport.

3. The region should be large enough to afford some of the economies and efficiencies of scale in management. The precise size depends upon local circumstances.

4. The region might well conform to some political boundaries, if that is at all appropriate, incorporating several local authorities whether they be villages, urban areas or even provinces. Hopefully, it would not be necessary to split a political unit between two regional water authorities.

5. The regions should incorporate population centers with greatest density so that the regional boundaries would fall in sparsely populated areas. This is generally not inconsistent with regional boundaries being on watershed lines as communities tend to locate near water and the ridgelines that mark watershed boundaries are least populated.

6. The region should have, or have a potential for, education and training centers so that local residents can be recruited for service to the industry by being trained in settings familiar to them and in their own languages and dialects.

7. The region should be sufficiently large to establish an authority capable of managing its own affairs through its own headquarters, career and training programs, and its own financing. It may be obliged to go to central government for assistance with financing, or perhaps join with other regional agencies for borrowing.

The political leaders within the various regions of a country should participate in the initial decisions concerning regional boundaries and regional organizations. Regional authorities should include within their membership representatives of the local authorities served. If central government needs to be called upon for technical and financial assistance, it may be well to include government-designated individuals on the authority. As in the British water authorities the majority representation should come from local government.

Regionalization is not offered here as a panacea applicable in all situations. We should learn from success of all kinds and emulate those facets of programs that have proved themselves. Regional management is an option that has not yet been given sufficient attention.

Conclusion

A major constraint in the provision of water supply and sanitation services in the developing world is the inadequacy of the institutions responsible for initiating, implementing, and managing projects to serve local communities, particularly those distant from the capital and outside the mainstream. One approach to addressing this inadequacy is the establishment of regional and preferably parastatal organizations for water supply and sanitation services, organizations large enough to profit from the economies and efficiencies of scale, yet small enough to recognize and be responsive to local needs.

Along with attention to technical innovation, and even perhaps preceding it in order to create a climate where technical innovation can flourish, far more attention needs to be given by the international technical assistance community to institutional innovation.

REFERENCES

Okun, DA, (1967). "Regrouping of Water Supplies in the UK", Public Works, vol. 98, no. 6, pp. 153-154, 206.

Okun, DA, (1975), "Water Management in England: A Regional Model", Environmental Science and Technology, vol. 9, pp. 918-923.

Okun, DA, (1977a), Regionalization of Water Management: A Revolution in England and Wales, Applied Science Publishers, London, England.

Okun, DA, (1977b), "Principles for Water Quality Management", Journal of the Environmental Engineering Division, American Society of Civil Engineers, pp. 1039-1055.

Stott, PF, (1981), "Integration Brings Better Use of Water Resources", Water/Engineering and Management Vol. 1:8 3 pp. 58-59.

United Nations Economic and Social Council (1958), Water for Industrial Use, Report No. E/3058, FI/ECA/50.

Saunders, Robert J. and Jeremy J. Warford, (1976), Village Water Supplies, World Bank, Johns Hopkins University Press, Baltimore.

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL

ACQDAL - Seccional Valle del Cauca

SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

19 - 23 Agosto de 1985

Cali - Colombia

"WATER REUSE"

DANIEL A. OKUN

Kenan Professor of Environmental Engineering
UNIVERSITY OF NORTH CAROLINA

WATER REUSE

by

Daniel A. Okun

Kenan Professor of Environmental Engineering, Emeritus
University of North Carolina at Chapel Hill

For presentation to the "Latin American Seminar on the Treatment of Wastewater," sponsored by ACODAL, in Cali, Colombia, 23 August 1985

Water reuse has been practised since water was introduced for the removal of household wastes. An early and still common example is the discharge of wastewaters into rivers, whence, after more or less dilution they are abstracted for water supply downstream. The consequences of this reuse in London in the mid-19th century, with the frequent outbreaks of cholera, marked the beginning of "The Great Sanitary Awakening." The disposal of wastewaters onto land, accompanied by the growing of useful crops, a so-called "sewage farm, which is still today being proposed and adopted as a method for wastewater disposal, is often cited as an example of reuse. Then why is there a renewal of interest in reuse?

The reason is simple. We are now finding that effluent is no longer merely the cause of nuisance to be abated; rather it is a resource with value. Effluent is being sold both wholesale and retail and now being fought over (in the law courts) in the American West. The value of wastewater as a resource is naturally expected to be high in arid and semi-arid areas of the world, but we are finding reclaimed wastewater to be a valuable resource in humid areas as well.

We need to distinguish between the various types of reuse, so we are clear as to the type of reuse being discussed. I will define each type and then concentrate on that which I believe has the greatest promise for purposeful implementation.

Indirect potable reuse - The abstraction of water for drinking and other purposes from a surface or underground source into which treated or untreated wastewaters have been discharged.

Direct potable reuse - The piping of treated wastewaters directly into a water supply system that provides water for drinking.

Indirect nonpotable reuse - The abstraction of water for one or more nonpotable purposes from a surface or underground source into which treated or untreated wastewaters have been discharged.

Direct nonpotable reuse - The piping of treated wastewaters directly into a water supply system that provides water for one or more nonpotable purposes.

Recycling - The use of wastewater within an establishment for a useful purpose, such as cooling water for process water within an industry. Recycling, although important in providing savings to industry and the community, is not considered in this presentation.

The disposal of wastewaters on land, where the criteria for design an operation are based on the need for pollution abatement, has a place in the armamentarium of pollution control but is not here considered reuse.

Indirect Potable Reuse

This type of reuse is of long standing and it is ubiquitous. Because engineers and scientists at the turn of the century learned how to render waters containing human wastes safe to drink, primarily through filtration and disinfection with chlorine, the transmission of water-borne infectious disease has virtually been eliminated in the industrialized countries, although these diseases continue to plague the peoples of Asia, Africa and Latin America. Unfortunately, we can no longer be sanguine about the safety of such indirect potable reuse because of the synthetic organic chemicals that are inevitably present in water supplies that are drawn from sources that receive wastewaters and runoff from urban and industrial areas.

Where only a few years ago drinking water standards in the U.S. and in Europe did not contain any limits for specific synthetic organic chemicals, now they do. Furthermore, as we learn more about their health significance, new chemicals are being added to the list and the permissible concentrations of those already present are being reduced. Of particular concern is that each chemical is addressed as if it were the only contaminant present when we can assume that the impact of these chemicals is at least additive and may, in fact, be synergistic. A hint of what is ahead may be discerned from the health effects studies reported in the National Research Council (U.S.) publications Drinking Water and Health, begun in 1977 with the fifth volume published in 1983, and more to come.

Knowledge about the health effects of these chemicals and the technology for their monitoring and removal will always lag behind the development of new chemicals. They are introduced into commerce and industry at the rate of some 1000 annually and ultimately find their way into water courses that drain urban and industrial areas. Accordingly, while we may need to make the

best of existing indirect reuse situations, and try to mitigate their effects by reducing the discharge of contaminants into water sources and removing the contaminants by treatment, indirect potable reuse is, in my view, no longer an attractive option for water resource planning.

When the revelations concerning the health effects of organics in the Mississippi River led to the passage of the Safe Drinking Water Act in the U.S. in 1974, Vicksburg, Mississippi abandoned its intake in the Mississippi River and turned to groundwater. While this may not be feasible for many large supplies, we should certainly be cautious about building new intakes that can be expected to be vulnerable to urban and industrial pollution.

Indirect potable reuse by recharge of aquifers with wastewater is currently undergoing critical review. Such indirect reuse offers advantages over surface water reuse, because percolation through soil provides greater treatment. More important, the movement of water underground is slow, and observation wells can be used to detect changes in water quality so that measures can be taken in the event contamination is detected. On the other hand, once an aquifer becomes contaminated, it may not be feasible to decontaminate it. At the present time, in the U.S., the jury is still out and the engineered recharge of aquifers for potable purposes is still suspect.

Direct Potable Reuse

The policy of piping wastewater effluent directly into a water supply system intended for drinking has not won many adherents despite the reportedly successful experience in Windhoek many years ago. I know of no intentional direct potable reuse anywhere in the world outside of Southern Africa. Direct potable reuse suffers all the hazards of indirect potable reuse, while abandoning the benefits of time and nature which provide some mitigation of pollution in indirect reuse.

To some, direct potable reuse appears attractive and/or necessary, and they have undertaken to conduct research in support of this approach. The problem that such researchers face is that, whereas with historic indirect potable reuse, the water is innocent until proven guilty, with direct potable reuse, the water is guilty until proven innocent. To prove that the treatment of wastewater will render it not harmful to health is virtually impossible, (1) because the quality of the wastewater changes continuously and will change in the future with the development of new chemicals and (2) because the standards of acceptability for long-term ingestion are themselves uncertain and can be expected to change as more health-related experience develops. Furthermore the many attitudinal surveys made in the U.S., particularly in water-short California, have shown little public acceptance of reuse of wastewaters for drinking, while there is acceptance for nonpotable purposes.

Capital facilities in the water sector are expected to serve for decades and, in fact, often serve for a century or longer. The uncertainties and risks associated with potable reuse are difficult to justify, particularly where other options are available. These other options include the development of new high-quality sources or, if that is not economically feasible, nonpotable reuse which permits existing high quality supplies to be conserved for higher uses such as drinking.

Indirect Nonpotable Reuse

Good examples of indirect nonpotable reuse are the abstractions from the River Trent in England for industrial and agricultural use. The Trent was not considered a suitable source for potable supplies, particularly as other options were available. Opportunities for indirect nonpotable reuse can be expected to decrease as direct nonpotable reuse is adopted because the latter approach preserves ambient water quality and will in most instances be less costly. Accordingly, emphasis in this paper is on direct nonpotable reuse.

Direct Nonpotable Reuse

Most water supplied does not need to be of drinking water quality. Water for agricultural and urban irrigation, fisheries, recreation, industry, cooling, construction, and even many household uses does not need to meet drinking water standards.

Accordingly, nonpotable reuse may be attractive in communities or areas where:

- o Freshwater supplies of water are limited in quantity or quality, or where
- o New water supplies of satisfactory quality can only be developed at high cost because of distance or treatment requirements, and where
- o A single large water use or a class of users can tolerate water of lower grade than required for drinking.

Nonpotable reuse may be lower in cost than other options such as new supplies and it involves less health risk than potable reuse. The economy of such nonpotable reuse becomes especially attractive where a high degree of wastewater treatment needs to be provided for pollution control. In fact, the treatment requirements for many nonpotable reuse applications may be less costly than for discharge to the environment. For example, where phosphorus and/or nitrogen needs to be removed from an effluent before discharge to a body of water that may become eutrophic, such removal is not necessary if the effluent is used for irrigation.

Nonpotable reuse is not new. For almost 50 years, the secondary effluent from the Baltimore wastewater treatment plant has been chlorinated and sold to the Bethlehem Steel Corporation. It is

delivered through a 2.4-m pipeline, 7.2 km long. Almost 60 years ago, a dual distribution system was introduced into Grand Canyon village. The potable water is obtained from a spring one km below in the canyon, while reclaimed effluent is used in the nonpotable system for lawn irrigation in the village and toilet flushing in the hotels and cabins.

What is new is the current widespread interest in and adoption of nonpotable reuse schemes. As indicated in Table 1, the bulk of the presentations at the Water Reuse Symposium III held in San Diego last year were devoted to direct nonpotable reuse. (The only significant commitment to potable reuse was by South Africa and by Denver in its research program.) On the other hand, some 30 direct nonpotable reuse projects were described. California alone has some 380 nonpotable projects now in operation providing some 800,000 m³/day for direct nonpotable reuse.

In 1980, the U.S. Environmental Protection Agency published Guidelines for Water Reuse, which was intended to "... increase interest in and assist implementation of wastewater reuse for nonpotable purposes: irrigation and agriculture, industrial, recreation, and nonpotable domestic use." In 1983, the American Water Works Association published a Manual on Dual Water Systems. In reports to the Science and Engineering Research Council in Britain and the National Science Foundation in the U.S., Dr. Arun Deb had demonstrated the economies that can result from dual distribution systems, where the nonpotable system provides reclaimed wastewater. Current practice affirms that dual systems are, in certain circumstances, economic.

Table 1
Distribution of Subject Matter at
Water Reuse Symposium.III
in San Diego, California
26-31 August 1984

Type of Reuse	Number of Presentations
Indirect Potable Reuse	9
Groundwater recharge - 6	
Surface water discharge - 3	
Direct Potable Reuse	10
Republic of South Africa - 4	
City of Denver, Colorado - 4	
Nonpotable Reuse	60
United States - 50	
Israel - 3	
Saudi Arabia - 3	
Developing Countries - 4	
Industrial Recycling	14
Land (including wetland) Treatment	13
Miscellaneous	47
Total	153

Water Quality Standards

California has adopted the most extensive set of treatment and quality standards for direct nonpotable reuse applications and in general, these are being emulated elsewhere. A summary of these standards is presented in Table 2.

These standards are seen to become more stringent as exposure to the public increases, both in duration of exposure and in numbers of people exposed. Criteria have not been established for industry as their requirements are generally more stringent than the highest public use, and they can provide the additional treatment. Greatest interest is in the use of reclaimed wastewater for urban distribution in a nonpotable system as part of a dual system, as this involves the widest exposure and the most stringent standards of quality. To assure acceptable quality for general public use, it has been found useful in California to establish a turbidity limit of 2 units for the effluent of the secondary effluent coagulation filtration reclamation plant. Also, monitoring of chlorine residuals throughout the nonpotable system should be much the same as for the potable system. In fact, excessive chlorine, which can assure the prevention of aftergrowths in the system, poses no problem of taste or trihalomethane formation as the water is not to be ingested. The requirement of a technology based standard, secondary effluent coagulated, filtered, and disinfected, was imposed to minimize the virus content in the reclaimed water. Studies at the Pomona plant of the Los Angeles County Sanitation Districts demonstrated that coagulation followed directly by filtration and then chlorination, with low turbidity, was satisfactory.

Table 2

California Wastewater Reclamation Criteria

Use	Treatment	Coliform Std MPN/100 ml
Irrigation of crops:		
Fodder fibre and seed crops	Primary	None
Processed produce; surface irrigation	Primary	None
Processed produce; spray irrigation	Secondary disinfected	23
Produce eaten raw; surface irrigation	Secondary disinfected	2.2
Produce eaten raw; spray irrigated	Secondary coagulated filtered disinfected	2.2
Landscape irrigation:		
Golf courses, cemeteries, freeways	Secondary disinfected	23
Parks, playgrounds, schoolyards	Secondary coagulated filtered disinfected	2.2
Homes (fixed sprays), golf courses near homes	Secondary disinfected filtered disinfected	2.2
Recreation impoundments:		
No public contact	Secondary disinfected	23
Boating and fishing only	Secondary disinfected	2.2
Body contact (bathing)	Secondary coagulated filtered disinfected	2.2

Adapted from California Administrative Code, Title 22, Div. 4,
Environmental Health, 1978.

Reuse Applications in Nonpotable Distribution System

General aspects of water reclamation for the highest nonpotable uses are:

1. The water reclamation plant is often located to include consideration of reuse. Whereas a treatment plant is generally located on the outskirts of a community for economies in collection and disposal, a reclamation plant treating only a portion of the total wastewater flow may be located near the points of use. In such instances, the wastewater is withdrawn upstream on the sewerage system. The sludge produced in the reclamation plant is put back into the sewer to be treated at the main plant. This is done in the Los Angeles County Sanitation District's reclamation plants.
2. Where urban irrigation is the principal use, as contrasted with use in industry, the requirements are seasonal and provision may need to be made for storage. In the Irvine Ranch Water District in California, storage is in open impounding reservoirs which permit the growth of algae. Water withdrawn from these reservoirs for distribution is refiltered and rechlorinated. In St. Petersburg, Florida, storage is underground in a saline aquifer, from which it is to be withdrawn when the demand exceeds the production of the reclamation plants. Diurnal storage in both systems is in covered tanks.
3. In some dual systems, water for fire protection continues to be taken from the potable system. In others, such as St. Petersburg, both systems are designed to provide water for fire protection, with modifications to the nonpotable water hydrants to prevent the general public from taking water from them.
4. The Los Angeles County Sanitation Districts operate several reclamation plants, but the Districts do not provide water supply, so they are obliged to sell their reclaimed water wholesale to responsible water purveyors, who then distribute the nonpotable water within their service areas. This does pose a problem in quality control.
5. Most regulations do not permit the use of hose bibs on the nonpotable system, requiring fixed nozzle sprays for irrigation. Also, spray irrigation is often confined to late night hours to avoid exposure.
6. Except for the aforementioned Grand Canyon Village, household users in the U.S. have been restricted to lawn irrigation. In the Jurong Industrial Estate in Singapore, a dual system for industrial use was established based upon the sedimentation, filtration and chlorination of a secondary effluent. More recently, the nonpotable system has been extended to provide toilet flushing for some 25,000 residents in high-rise housing estates in the vicinity.

7. Industrial and power plant evaporative cooling is a widely used application of nonpotable reuse. Studies have shown that the fallout from the vapour is not hazardous because of the heavy biocide applications used for slime control.
8. Special measures are taken to avoid cross-connections between potable and nonpotable systems. These include pressure control valves and other devices, colour coding, different piping materials, etc. National standards have not yet been promulgated in the U.S.
9. Regional and integrated management of water and sewerage services offers attractive opportunities for rational use of water. High quality water for potable purposes can be distributed regionally, with nonpotable reuse relieving the demand on these limited resources.

Conclusion

Direct water reuse for nonpotable purposes can be expected to grow wherever water resources are limited. Initially such applications were limited to arid and semi-arid areas. Now, however, the economies of water resource development indicate that nonpotable reuse for a wide diversity of purposes is an option that deserves attention wherever water resources are scarce.

References

- American Water Works Association, Reuse, Seminar Proceedings, Denver, CO, No. 20109, June 1975
- American Water Works Association, Dual Distribution Systems, Seminar Proceedings, Denver, CO, No. 20135, July, 1976
- American Water Works Association, Dual Water Systems, Manual No. 24, Denver CO, 1983
- American Water Works Association Research Foundation, Proceedings Water Reuse Symposium II, 3 volumes, Denver CO, 1982
- Bruvold, W.H. and Crook, J., Public Attitudes Toward Community Wastewater Reclamation and Reuse, Office of Water Research and Technology, U.S. Dept. of Interior, Washington, DC, 1980
- California State Water Resources Control Board, Report of the Consulting Panel on Health Aspects of Wastewater Reclamation for Groundwater Recharge, Sacramento, June, 1976
- California State Water Resources Control Board, Irrigation with Reclaimed Municipal Wastewater - A Guidance Manual, Report No. 84-1 wr, Sacramento, July, 1984

Camp, Dresser & McKee Inc., Guidelines for Water Reuse, (U.S. Environmental Protection Agency), Boston, MA, March 1980

Deb, A.K., Multiple Water Supply Approach for Urban Management, National Science Foundation, Washington, DC, ENV-76-18499, Nov., 1978

Los Angeles County Sanitation Districts, Pomona Virus Study - Final Report, California State Water Resources Control Board, Sacramento, 1977.

National Research Council, Drinking Water and Health, 5 volumes, Washington, DC, 1977 through 1983

National Research Council, Quality Criteria for Water Reuse, Washington, DC, 1982

Okun, D.A., Regionalization of Water Management. A Revolution in England and Wales, Applied Science Publishers Ltd., London, 1977

U.S. Environmental Protection Agency, Guidance for Planning the Location of Water Supply Intakes Downstream from Municipal Wastewater Treatment Facilities, 68-01-4473, April, 1978

Water Pollution Control Federation, Water Reuse, Manual of Practice SM-3, Washington, DC, 1983

Water Resources Board, The Trent Research Programme. Dual Water Supply Systems, Vol. 9, 1972

ACODAL - VALLE DEL CAUCA CHAPTER
LATIN-AMERICAN MEETING ON WASTEWATER
TREATMENT

August 19-23 1985
Cali - Colombia

CONTROL OF WASTEWATER TREATMENT PLANTS

Dr. A. James
June 1985

CONTROL OF WASTEWATER TREATMENT PLANTS

INTRODUCTION

Many of the unit processes used in wastewater treatment, such as percolating filters, have been developed empirically and it is only in the last 10-20 years that sufficient understanding has been achieved to design and operate the processes on a scientific basis. The lack of suitable control parameters has also hindered developments in this field. Often it has proved difficult or impossible to develop tests which measure the desired characteristic or there have been problems due to lack of precision or lack of reproducibility or interference or time lag in obtaining the result. Many of these problems have now been overcome.

This paper reviews the parameters used in the control of wastewater treatment with particular reference to anaerobic processes since this is the most rapidly expanding area of wastewater technology.

Primary Sedimentation

The aim of this process is to reduce the organic strength of the waste by removing organic solids and at the same time avoid the problems that organic solids would create in later stages e.g. clogging of distributors in filter beds, difficulties in keeping the organics in suspension for activated sludge. The best parameters for assessing the efficiency of primary sedimentation are therefore:

- a) Some measure of organic strength - BOD, COD or TOC.
- b) Some measure of solids - Suspended Solids or Settleable Solids

Sedimentation tends to take place fairly rapidly so that almost all the settlement occurs in the first 20 - 40 minutes, as shown in Fig. 1.

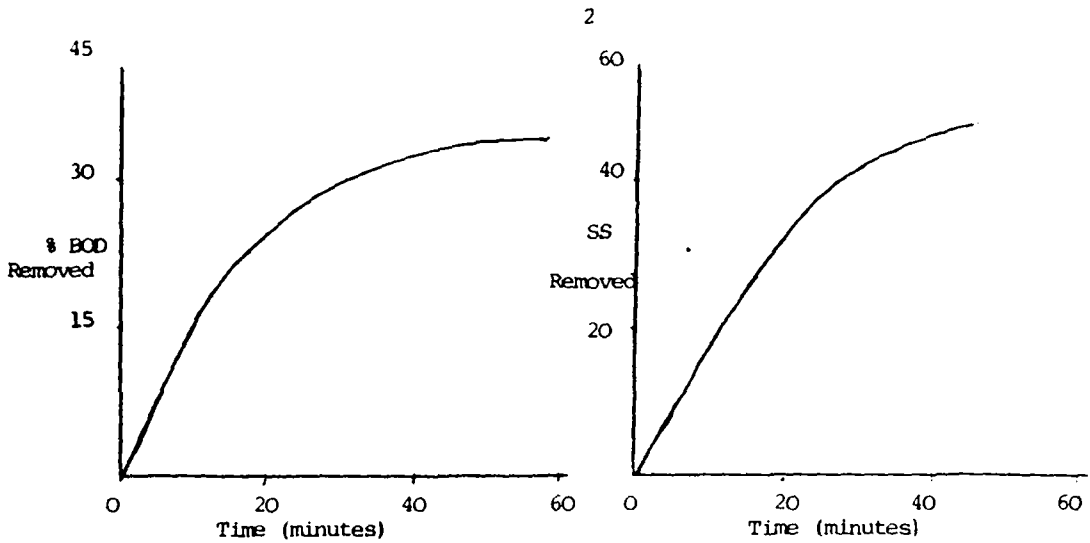


Fig. 1 BOD and SS removal during primary sedimentation

Control of the primary sedimentation process could therefore be most easily monitored by measuring SS in influent and effluent. This is not generally practised because variations in SS of the effluent are not usually significant. Generally primary tanks are designed to give around 2 hours retention at peak flow thus acting as balancing tanks.

The sludge production rate in primary sedimentation tanks is also of interest but is not sufficiently variable to require monitoring. Occasionally the sludge may contain heavy metals or specific organics which interfere with ultimate disposal and therefore require to be monitored.

Activated Sludge

This combination of aeration tank and secondary settling tank has proved popular and successful in treating a variety of wastewaters usually after the removal of settleable solids. But difficulties have been encountered particularly with the production of a clarified effluent. Successful operation must satisfy the following conditions:

- a) Mixed liquor SS dominated by suitable level of floc-forming bacteria.
- b) Mixed liquor containing 1 - 2 mg/l of DO.
- c) Mixed liquor containing suitable level of organic matter plus other nutrients in correct proportions in order to satisfy the stoichiometric requirements of

Organic Matter + Bacteria + DO + More Bacteria + Residual Organics
+ CO₂, H₂O etc.

The requirement for DO is most easily monitored either by Winkler or by probe. The other requirements are to achieve a suitable sludge loading rate (or food : microorganism ratio). This involves monitoring the nutrient level - mainly organic carbon which is biologically available (directly as BOD or indirectly by COD or TOC) - plus available nitrogen (Ammonia plus certain organic N) plus phosphorus plus trace nutrients. Provided that the waste composition does not change widely monitoring of nutrients other than C, P & N is not usually required but it is important to check at least once that all other requirements are present.

The most difficult parameter to measure is the level of floc-forming bacteria. Populations of bacteria in mixed liquor are commonly expressed as MLSS or MLVSS which are useful guides but some indication of settleability is also required. This is best measured by the Stirred Sludge Volume test which gives much more information than the more commonly employed Sludge Volume Index (See Appendix A).

More detailed bacteriological monitoring may be required when bulking occurs. Recent studies have helped in the identification of the causative organisms although the control measures are still somewhat empirical.

The activated sludge process is sensitive to fluctuations in organic loading of any toxic compounds. Some monitoring of BOD is useful for the

former and some monitoring of COD : BOD ratio or TOC : BOD ratio is useful for the latter.

The activated sludge process is less reliable than percolating filters in producing a nitrified effluent. Where it is important to achieve nitrification the process may be monitored by ammonia or nitrate measurements but it is also useful to measure the Sludge Age or Solids Retention Time as

Mass of Mixed Liquor Suspended Solids

Sludge Wastage Rate

Successful nitrification requires relatively long SRT's.

Percolating Filters

The use of fixed-film reactors in combination with secondary sedimentation tanks has been an established technique for treating domestic wastes for over 100 years. This technique has also been used for treating industrial wastes mainly in admixture with domestic waste. It is a robust process requiring little operational control or maintenance except during severe cold periods when ponding can occur. This is also something of a disadvantage since in the event of poor performance there is little control that can be used to improve the operation. Effluents from percolating filters rarely give rise to any problem in settlement. The quantity of solids they contain varies seasonally being highest during the spring unloading but they generally settle so well that there is no need to measure SVI or SSV. Some adjustment to the frequency of de-sludging of the secondary sedimentation tanks may be necessary during spring unloading to avoid gasification and rising sludge.

The main problem encountered with filters is excessive growths of slime due to a relatively greater decline in the activity of the grazing fauna compared with the film organism during the winter period. Where temperature differentials between summer and winter are small (i.e. $< 10^{\circ}\text{C}$)

the operational problems are rarely acute. Where the differentials are greater some operational control may be required such as:

- a) Low Frequency Dosing
- b) Recirculation
- c) Alternating Double Filtration

Low Frequency Dosing slightly reduces the efficiency of the filter beds but the frequency may be changed for the winter period without any measurement other than temperature. However both Recirculation and Alternating Double Filtration require additional pumping and are not usually practised except during periods of potential ponding. It is important to begin the control measures before the ponding becomes serious and the organic removal efficiency (in terms of BOD or COD or TOC) should be monitored around the onset of winter. It is unfortunately not easy in conventional filters to measure the amount of slime growth.

Anaerobic Processes

Single-stage anaerobic digesters have been used for many years for the treatment of primary and secondary sludges. These digesters acquired an unfortunate reputation as being difficult to operate and it is only in the last decade that anaerobic treatment has come to be accepted as a useful technique for treating many industrial wastes. Greater understanding of the microbiology and the biochemistry of anaerobic breakdown has been coupled with improved reactor design leading to more stable processes. Nevertheless successful operation of anaerobic reactors requires careful design and operation, particularly for the types of reactor where the biomass is not immobilised. The basic requirement is to keep a sufficiently high level of active methanogenic bacteria to deal with the incoming flux of organic compounds as these are degraded to the volatile acids. It has become apparent that the methanogenic bacteria are a heterogeneous group and

that the balance between the different forms is an important factor in determining the success of the digestion, as shown in Fig. 2

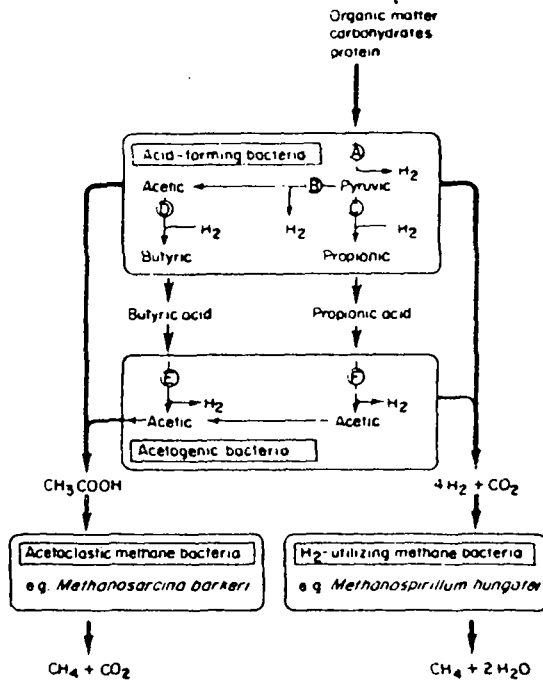


Fig. 2 Diagrammatic representation of the biochemical pathways involved in anaerobic digestion (from Mosey, 1982)

It has unfortunately proved difficult to find ways of enumerating the methanogenic bacteria. Recent advances in fluorescent microscopy have formed the basis for a direct counting technique but the utility of this remains to be established. MLSS or MLVSS is currently used as an indication of overall bacterial level but this does not indicate the methane bacteria separately. In any case it is not possible in these ways to distinguish between the different kinds of methane forming organisms. They are therefore assessed indirectly by their biochemical activity as represented by the level of different types of volatile acids. The concentration of

the latter are usually measured by gas chromatography.

As shown in Fig. 2 the balance between the activity of the different methanogenic groups is to some extent determined by the Hydrogen tension. Some method of measuring either dissolved or gaseous hydrogen is therefore useful. Various techniques have been tried but only gas chromatography and the hydrogen electrode seem to be sufficiently sensitive.

As well as measuring the concentrations of different types of volatile acids it is also important to know their overall concentration (usually expressed as CH_3COOH) since this in some way influences the rate of methane production. There is some disagreement as to whether this is due to the hydrogen ion or the unionised acid but the effect is the same as shown in Fig. 3.

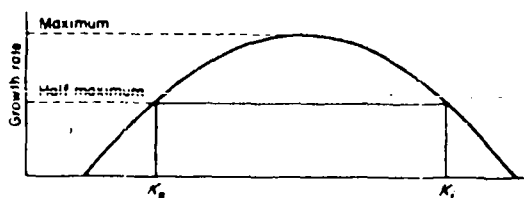


Fig. 3 Growth response of methanogenic bacteria to various concentrations of volatile acids

Changes in the overall volatile acid content are often measured by distillation where chromatography is not possible. pH is best measured by electrode since small changes can be significant. In practice it is better to measure also the alkalinity since this gives advance warning of pH change and allows remedial action to be taken before the pH falls and gas production is reduced.

The efficiency of the process is assessed by the amount of organic matter

that is converted into methane and carbon dioxide. This involves the following measurements:

- a) Organic concentration in influent and effluent in terms of BOD, COD or TOC.
- b) Hydraulic loading
- c) Gas production rate
- d) Gas composition in terms of CH_4 and CO_2

The solid/liquid separation problems previously mentioned in connection with the mixed liquor in activated sludge apply equally (or even more) to anaerobic processes. It is for this reason that developments in the technology of anaerobic treatment have concentrated on finding better ways for solid/liquid separation such as anaerobic filters, upflow sludge blanket, membrane separation processes, etc. However, single stage and contact digester still rely on sedimentation to achieve solid/liquid separation and the stirred sludge volume test is the best method of assessing settleability.

Like aerobic processes it is possible for anaerobic processes to suffer from toxicity due to metals and chlorinated organics. Anaerobic processes are however more sensitive to other forms of toxicity and monitoring of the influent may be required where there are problems of excess

- a) Monovalent metals - sodium, potassium
- b) Ammonia
- c) Sulphur - as sulphide or sulphate

Waste Stabilization Ponds

Once a pond system has been designed and constructed there is little that the operator can do to change the performance. Nevertheless it is

important to monitor the performance to ensure that the design standard has been achieved. For anaerobic ponds reduction of BOD or COD can be achieved but for aerobic and facultative ponds this is much more difficult since a large proportion of the organic matter is converted into algal cells. In attempting to measure the BOD or COD of the effluent the algal cells distort the result whether or not they are removed so it is not really possible to assess the effect of the effluent on the receiving water nor is it possible to express BOD or COD removals.

An alternative criterion used in pond design is bacterial removal, usually E.coli or coliforms. This is much easier to assess.

APPENDIX A

Stirred Specific Volume Test

Whether the final tank is designed on the basis of the method described by Dick, or that described by Edde & Eckenfelder or on the basis of an overflow rate which is dependent on MLSS, the required experimental data involve measurements of the rate of hindered settling over a range of solids concentrations in small columns fitted with slow speed stirrers. This is too complicated and time consuming for daily operation.

The test consists of measuring the rates of hindered settling and Stirred Specific Volume (SSV) in a standard settling apparatus which is a perspex tube of 10 cm external diameter with a 0 - 50 cm vertical scale and fitted with a low speed stirrer (0.23 - 1.0 revs. per minute) connected to two 50 cm long 5 mm diameter rods which act as stirrers. The rate of hindered settling is the maximum rate of fall of the interface between the supernatant liquor and the suspension for a given initial concentration of SS. Although it was hoped that the SSV would be independent of the initial SS, and indeed this was the case for most sludges, there were some exceptions and it is necessary to quote the SS at which the SSV is measured. A solids concentration of 3.5 g/l was chosen as the standard and this can be obtained graphically by measuring various dilutions of return sludge using interpolation or extrapolation.

The apparatus is portable so measurements may be made on fresh sludge.

Further details can be obtained from Water Research Technical Memorandum TM 103 published by the Water Research Centre, U.K.

ACODAL - VALLE DEL CAUCA CHAPTER
LATIN-AMERICAN MEETING ON WASTEWATER
TREATMENT

August 19-23 1985

Cali - Colombia

MODELS OF RIVER WATER QUALITY

Dr. A. James
June 1985

MODELS OF RIVER WATER QUALITY

1.1 INTRODUCTION

The proper management of water resources even on a small scale is very difficult. There are a large number of quality criteria to be considered and in most cases the level of each criterion is the resultant of complex interactions. The situation is further exacerbated by the difficulties of any experimental approach to forecasting water quality. This has led to the growth of mathematical modelling as a means of predicting quality.

The representation of the interactions in a system by a set of equations is not a new idea. The classic work on oxygen sag by Streeter and Phelps demonstrated the possibilities. But until recently, the application of mathematical modelling was limited by the difficulty of finding analytical solutions to the equations. It is the development of computing and numerical methods of solution that has led to increasing interest in modelling.

The important step in water quality modelling is the conceptualisation of the system. Figure 1 illustrates a typical water quality problem (Dissolved Oxygen concentration in an estuary) and shows how the interrelationships may be represented graphically.

The variation of concentration in a river may be rigorously represented by the 3-dimensional convective diffusion equation:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} + w \frac{\partial c}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial x} \left(D_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(D_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left(D_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) = 0 \quad (1)$$

but such complexity is rarely necessary. It would also be rarely possible since collection of the necessary data to validate such a model would be a mammoth undertaking. This is a major consideration since the ratio

$$\frac{\text{Time spent on modelling}}{\text{Time spend of data collection}}$$

is usually $< \frac{1}{100}$

The different approaches to water quality modelling in rivers are therefore concerned with minimising the data collection consistent with maintaining the required level of accuracy. Various approaches may be adopted to translate this into a mathematical form. These approaches have different advantages and limitations in terms of data requirements, accuracy of prediction, computing requirements etc. The formulation of water quality is illustrated below in relation to DO/BOD river models.

Explicit Convective-Diffusion Models

In most rivers lateral variations and depth variations in concentration are relatively small and may be ignored. The concentration of a pollutant may therefore be represented by a 1-dimensional version of the convective-diffusion equation with

1 (a)

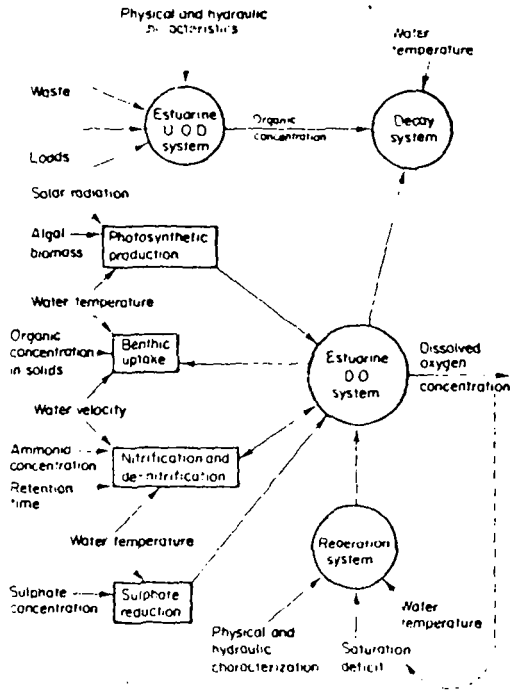


Fig. 1 Dissolved oxygen regime in an estuary

the addition of source and sink terms

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U \frac{\partial c}{\partial x} - \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(EA \frac{\partial c}{\partial x} \right) \pm Kc + La = 0 \quad (2)$$

where c is the concentration of the pollutant,
 U is the velocity,
 A is the cross sectional area,
 E is the apparent dispersion coefficient,
 K is the decay coefficient, and
 La is the rate of addition

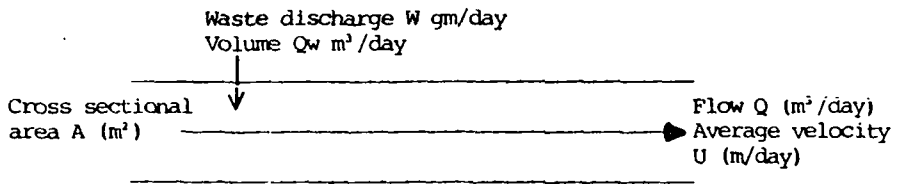


Fig. 2. Conceptual diagram of a river model

Assuming that the material being discharged is subjected to first order reaction kinetics

$$\frac{dc}{dt} = \pm kc$$

where k is a first-order rate coefficient and the positive and negative signs indicate that the material may accumulate or disappear due to chemical or biochemical reactions.

Equation (2) becomes

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U \frac{\partial c}{\partial x} - \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(EA \frac{\partial c}{\partial x} \right) \pm Kc + La = 0 \quad (3)$$

where La is the rate of addition of material in ppm/day at the point of discharge, assuming an initial dilution of the effluent load into the finite volume. La may be computed by a mass balance at the outfall

$$La = \frac{W}{Q + Qw}$$

Equation (3) is a second-order parabolic partial differential equation which may be solved analytically or by numerical methods.

Analytic Solutions

Particular solutions of equation (3) must satisfy the given differential equation and also comply with given initial and boundary conditions.

The initial conditions specify the values of La and C as functions

of x along the stretch of interest at time $t = 0$. The boundary conditions specify the values of L and C as functions of time at the beginning and end of the stretch. Boundaries must be chosen at sufficient distance from the stretch under consideration for the solution to closely approximate the specified conditions.

Continuous discharges

One form of analytic solution for equation (3) assumes that the discharge is continuous and the system has reached steady state, i.e. $\partial c/\partial t = 0$.

Also the stretch under consideration is assumed to have uniform flow and uniform cross-sectional area and the material being discharged does not significantly affect the flow in the river.

Equation (3) now becomes

$$E \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - U \frac{\partial c}{\partial x} \pm kc = 0 \quad (4)$$

assuming a first-order decay term.

The steady-state solution for this situation is given by

$$C = \frac{W}{AUm} \exp\left(\frac{U}{2E}[1 \pm m]x\right) \quad (5)$$

where

$$m = \sqrt{1 + 4\frac{kE}{U^2}}$$

In equation (5) the negative value of the exponent applies to the region downstream of the point of discharge. The positive exponent applies upstream.

Changes in the relative magnitudes of E and k in equation (5) will produce different answers as shown below.

In Fig. 3, $k = 0$ (i.e. a conservative substance) the concentration at the discharge point is equal to W/AU the rate of addition of the substance divided by the rate of flow in the river. The concentration is constant downstream of the outfall and decreases exponentially upstream.

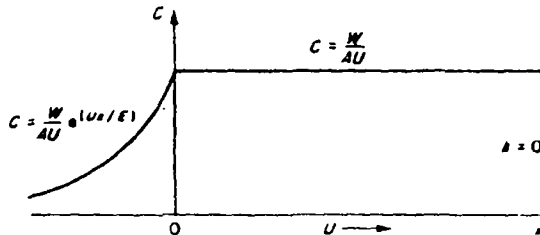


Fig. 3 Concentration profile for $k = 0$

In Fig. 4, $E = 0$, no transport upstream occurs. Downstream the concentration decays from an initial value of W/AU at the point of discharge governed by

$$C = \frac{W}{AU} e^{-\left(\frac{kx}{u}\right)}$$

In Fig. 5 both E and k are non zero. The initial concentration is given by $C = W/AUm$ and decays both upstream and downstream. In practice, because of the unidirectional nature of E there is no significant transport upstream of the point of discharge and the initial concentration is essentially equal to W/AU . This is because most dispersion is caused by velocity shear rather than turbulent eddies so that the upstream dispersion mechanism is much smaller than the downstream advection of the bulk water flow.

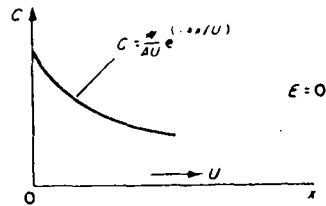


Fig. 4 Concentration profile for $E = 0$

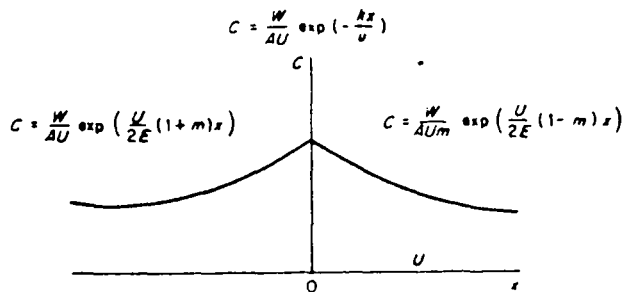


Fig. 5 Concentration profile for non-zero values of E and k

Another form of particular solution to equation (3) is the situation where W is an instantaneous conservative discharge again to a stream of uniform cross sectional area.

The release at $t = 0$ and $x = 0$ produces a Gaussian concentration distribution with respect to x . The centre of the distribution moves downstream at velocity U as shown in Fig. 6

The solution to this equation is

$$C = \frac{W}{A\sqrt{4\pi Et}} \exp \left[-\frac{(x - Ut)^2}{4Et} \right] \quad (6)$$

Where

- W = weight of conservative substances,
- A = cross-sectional area,
- t = time,
- x = distance downstream,
- U = mean velocity, and
- E = dispersion coefficient

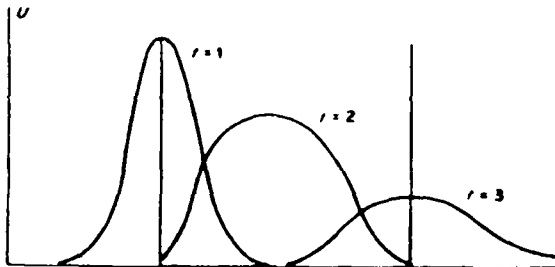


Fig.6 Concentration profile for a gulp injection

When there is no advection i.e. if the discharge were into a canal the solution is

$$C = \frac{W}{A\sqrt{4\pi Et}} \exp \left(\frac{-x^2}{4Et} \right) \quad (7)$$

In this case the concentration profiles are those shown in Fig. 7

It is possible to estimate the value of E from tracer studies in which a slug of tracer is injected into the river. The time concentration curve of the tracer is measured at two stations downstream of the injection point. E is obtained from

$$E = \frac{U^2}{2} \frac{(\sigma_1^2 - \sigma_2^2)}{(t_2 - t_1)}$$

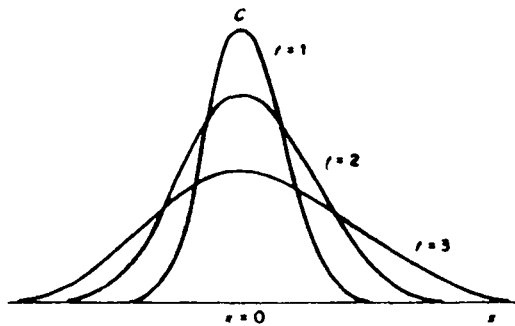


Fig. 7 Concentration profile for a gulp injection with zero advection

where

- t_1, t_2 are the mean times of the passage of the tracer past each station
- σ_1^2 and σ_2^2 are the variances of the time concentration curves at stations 1 and 2
- U is the mean velocity of flow between stations.

Numerical solutions

It is often more convenient to solve the convective diffusion equation numerically using either finite difference or finite element techniques. Finite differences have been extensively used as the basis of river models with a variety of schemes being adopted. Essentially, the numerical approach attempts to approximate the continuous solution at a discrete number of points in time and distance. For example, the one dimensional equation (3) may be approximated on a time distance plane as shown in Fig. 8. At each point in time represented by the j rows the concentration of the parameter of interest must be evaluated at each distance mesh point represented by i columns.

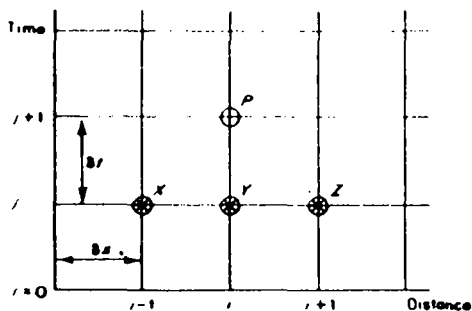


Fig.8 Finite difference scheme for solving the convective-diffusion equation

An example of this form of solution is demonstrated using an explicit finite difference scheme. The solution must satisfy certain initial and boundary conditions. At time $t = 0$ concentration levels must be specified at each distance mesh point. Also, sufficient distance mesh points must be chosen so that the solution in the stretch of interest is not affected by the specified boundary conditions. Values at the boundaries are often chosen to represent natural river conditions.

In order to simplify the notation, equation (3) may be modified by assuming a constant cross-sectional area and a conservative pollutant to give

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U \frac{\partial c}{\partial x} + E \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + Ia \quad (8)$$

In explicit difference form equation (8) may be written as

$$\frac{C_{i,j+1} - C_{i,j}}{\Delta t} + U \left(\frac{C_{i,j} - C_{i-1,j}}{\Delta x} \right) + E \left(\frac{C_{i-1,j} - 2C_{i,j} + C_{i+1,j}}{\Delta x^2} \right) + Ia \quad (9)$$

where Ia is the concentration in ppm which must be added to each mesh point at which a discharge takes place. The value of Ia is obtained from a mass balance of the effluent load and the river flow at the point of entry. It is convenient for the effluent discharge points at the mesh points to coincide. If not it is necessary to interpolate between adjacent mesh points.

Inspection of equation (9) shows some interesting features. Firstly, let us assume that dispersion is negligible in relation to advection. Thus $E = 0$ and equation (9) reduces to a purely advective equation. Considering Fig. 9 it can be seen that for pure advection to be described correctly by the difference scheme the element of water at the point $i - 1$ at time j must move to i at time $j + 1$.

Thus,

$$C_{i,j+1} = C_{i-1,j} \quad (10)$$

For equation (9) to satisfy this requirement it is necessary that

$$U \Delta t = \Delta x \quad (11)$$

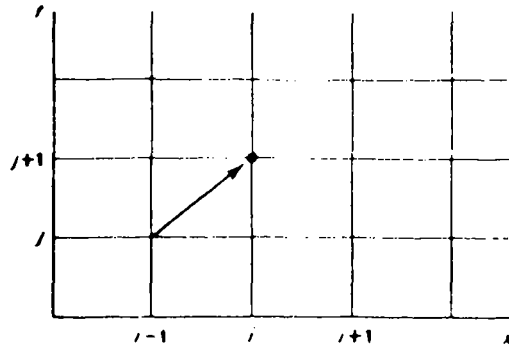


Fig 9 Finite difference scheme for pure advection.

Secondly, if $U = 0$ then equation (9) is describing dispersion without convection. For this situation, a necessary condition for stability of the numerical solution is that

$$\frac{\delta t}{\delta x^2} E \leq \frac{1}{2} \quad (12)$$

Assuming that requirement equation (11) is satisfied equation (9) may be simplified to

$$C_{i,j+1} = C_{i-1,j} + \frac{\delta t}{\delta x^2} E(C_{i-1,j} - 2C_{i,j} + C_{i+1,j}) \quad (13)$$

It would now seem possible using equation (13) that a program could be written which calculates the unknown concentrations on the $j + 1$ row for all i columns using the known values of C on the j row. Inspection of equation (13) shows that if $E = 0$ then criteria equation (10) is satisfied for pure convection. However, there is a problem with using equation (13) in its existing form.

Figure 10 shows a clean river into which effluent is being discharged. For a conservative substance under pure advection the concentration at B at time $j + 1$ must be the same as that at A at time j . Intuitively it can be seen that if dispersion processes are also taking place then the concentration at B must be less than at A. Equation (13) calculates a value for $B(C_{i,j+1})$ which is greater than that at $A(C_{i-1,j})$.

This results in a continuous build up of concentration downstream of the discharge point which is artificially too high because of the numerical scheme used.

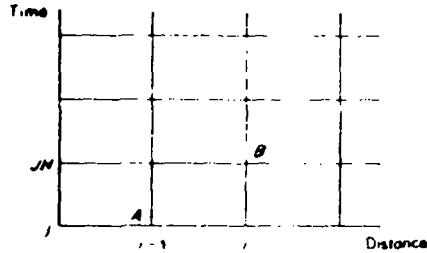


Fig. 10 Finite difference scheme for pure advection of a conservative pollutant.

A two-step explicit method to overcome this problem is as follows :

The first step is to advect the pollutant downstream for one-time step.

In Fig. 11

$$C_{i,n} = C_{i-1,n-1} \quad \text{for all } i \quad (14)$$

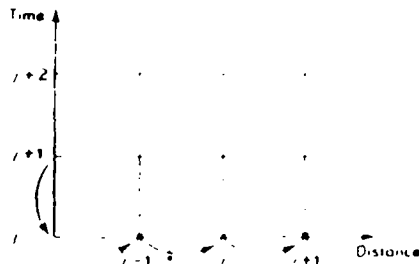


Fig. 11 Two-step finite difference mesh.

and

$$C_{i,n} = C_{i,j+1}$$

This completes the advection step.

The second step is to calculate new values on the $j+1$ row using only the dispersion and loading terms.

For example, the new concentration at P in Fig. 12 is found using the values at X, Y and Z. The reduced equation for this step is :

$$\frac{C_{i,j+1} - C_{i,j}}{\delta t} = \frac{E}{\delta x^2} (C_{i-1,j} - 2C_{i,j} + C_{i+1,j}) + La \quad (15)$$

which may be rearranged to give

$$C_{i,j+1} = C_{i,j} + \frac{E}{\delta x^2} (C_{i-1,j} - 2C_{i,j} + C_{i+1,j}) + \delta t La \quad (16)$$

Starting with initial conditions specified on row j at each point i new concentrations may be found on the $j + 1$ row for all i . These now become the values used to calculate concentration at $j + 2$ etc. and the calculation can continue as long as necessary either to reach steady-state conditions or to display the river quality response characteristics to a time-varying discharge.

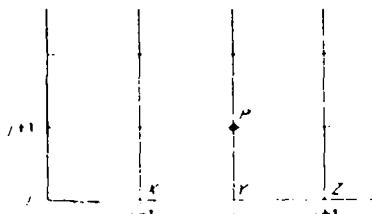


Fig. 12 Calculation of pollutant concentration using a two-step finite-difference scheme.

Various numerical schemes have been proposed to overcome the problems of stability. An interesting comparison of 4 different schemes (QUALI - Texas Water Development Board, 1971; STONE & BRIAN, 1963; QUICKEST, LEONARD, 1979; LAMDA-McBRIDE, 1981) was presented by McBride (1981). The results of the most severe test - for pure advection of a slug injection are shown in Fig. 13. It can be seen that the QUICKEST & LAMDA schemes produced the most exact solution. The STONE & BRIAN scheme caused some smearing and substantial oscillations at the tail and peak and the QUALI scheme severely dispersed the true concentration wave.

An alternative approach to avoiding numerical dispersion is to use Lagrangian models instead of the fixed-grid Eulerian model. The reference framework then moves downstream at the same speed as the water under observation which eliminates the troublesome advective term. The necessity to keep track of moving coordinates can be computationally cumbersome particularly if arbitrary grid node placement is allowed. (see JOHNSON, 1981 & BOOR, 1979).

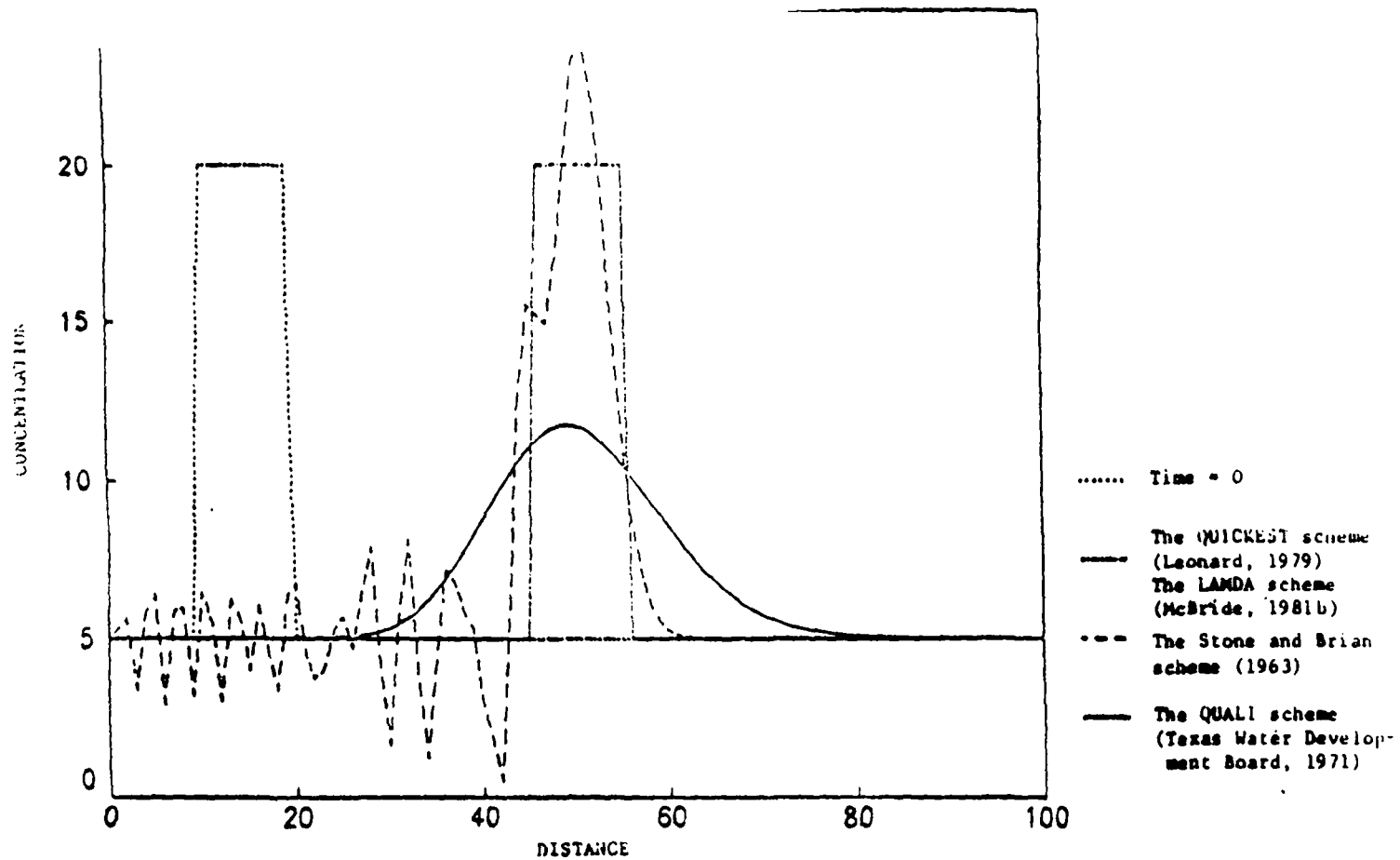


Fig. 13. Pure advection test for the schemes; Courant number = 1 (McBride, 1981 a).

Segment Models

This type of model involves discretising the river into a series of homogeneous segments. These may be fixed segments so that the river is represented as a series of stirred tanks or into a series of moving segments.

Moving Segment model.

The basic idea is to simulate the flow in a stream as a series of blocks moving consecutively downstream. Within each block the variations in DO are calculated by summing each hour the changes due to all the processes involved as shown in Fig. 14.

The rate of movement of the blocks is related to the flow rate and the cross-sectional area. As the flow varies the cross-sectional area is adjusted and a new time of travel is calculated.

The blocks are considered to be discrete and no exchange of DO or other materials is allowed between blocks. This is not a serious disadvantage because the time step for segmentation is so short that adjacent blocks are unlikely to contain widely differing concentration of oxygen or organic matter.

As the blocks move downstream the rate of oxygen consumption and production will vary due to differences in velocity, nature of bed, organic concentration, daylight, etc. Some of these differences are associated with the changing physical characteristics of the river and for this reason the model river is divided into reaches. Within each reach the rates of re-aeration and benthic respiration are regarded as uniform and the biomass of the rooted flora is considered to be evenly distributed.

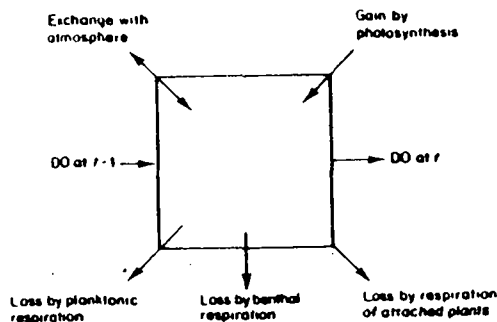


Fig. 14 Mass balance on DO in a moving segment.

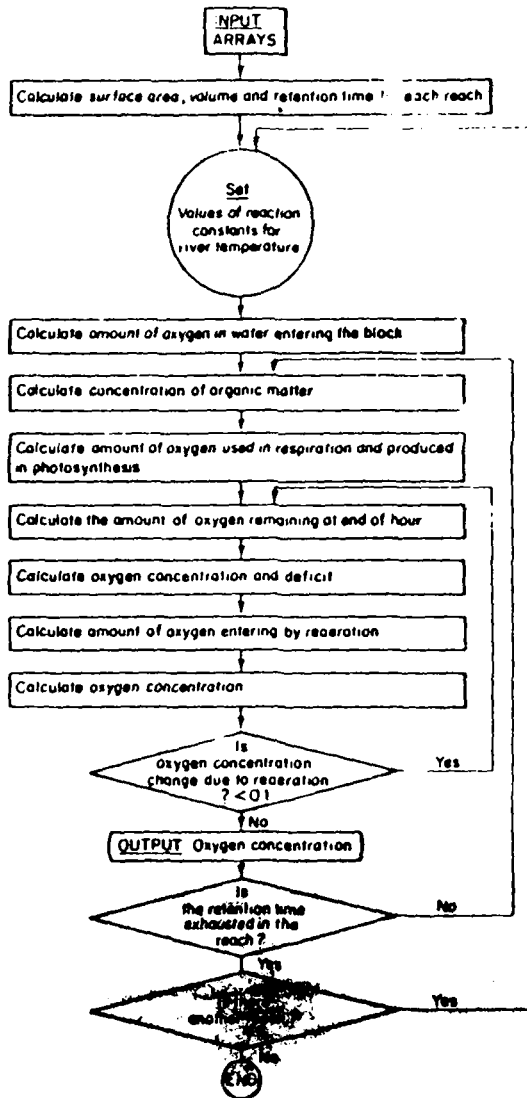


Fig. 15 Flow diagram of the dissolved oxygen model.

The end of a reach marks a point of discontinuity in the physical conditions or may mark a discontinuity in the oxygen profile due to a weir. Sub-division of the river into reaches is also made at places where any major tributary or effluent enter.

The mathematical representation of the oxygen concentration in a block may be summarized as follows:

$$\frac{dC}{dt} = P - RA - R \quad (17)$$

where

$$P = \frac{B_1 \times P_{mx}}{K} \times \frac{1 \times SA}{IK} + B_2 \times P_{mx} \times \frac{I}{I_k} \quad (18)$$

$$RA = K_2(C_s - C) \quad (19)$$

$$RE = K_1(BOD) \times SA \quad (20)$$

and

$$C_t = C_0 + \int_0^t \frac{dc}{dt}$$

- P = photosynthesis
- RA = re-aeration
- RE = respiration
- I = light intensity
- I_k = light intensity corresponding to P_{mx}
- SA = surface area
- B₁ = biomass of attached plants and algae
- B₂ = biomass of planktonic algae
- K = extinction coefficient for light
- K₃ = respiration rate of bottom deposits
- P_{mx} = maximum rate of photosynthesis

The inputs to the model define the upstream boundary conditions, the values of all the rate coefficients for each reach and the climatic conditions in terms of light intensity and temperature. Once one block has been followed through all reaches then the program loops back to follow the oxygen concentration in the next block.

A fixed segment model can be constructed by dividing the river into a series of reaches, each of which is represented as a stirred tank reactor with reaction and time delay, as shown in Fig.16. Where the biochemical oxygen demand and the reaction are the main sink and source, the equation for the DO is as follows :

$$V \frac{dC_2}{dt} = Q(C_1 - C_2) + VK_2(C_s - C_2) - VK_1L_2 \quad (21)$$

Rate of change at end of reach = Flux in - Flux out + Rate of re-aeration - Rate of deoxygenation

The time delay in the reach is variable depending upon fresh water flow Q and the volume of the reach V.

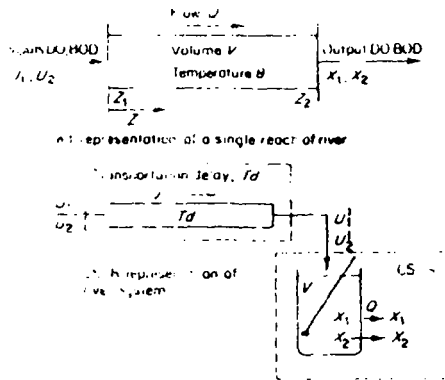


Fig. 16 Diagrammatic representation of an operational model for DO in a stream

This type of model has been used for real time simulation of DO and other parameters in rivers for protection of abstractions, control of in river aeration systems, etc. For these operational applications it is important that a high level of accuracy be achieved. To ensure this the parameters in the model are continuously updated using time series analysis.

The response of the system is illustrated by comparing the observed and predicted data for a pulse input (see Fig. 17).

In such a model unaccounted variables are lumped together into a stochastic input $R_{t,2}$. There are also stochastic variations in the output due to errors in measurement.

$$C''_{0,t} = f(C_{0,t}), N(t,2) \tag{22}$$

Hence the full model for the reach can be written as

$$V \frac{dC_2}{dt} = Q(C_{1,t-d} - C_{2,t}) + K_2(C_s - C_{2,t}) - K_1L_2 + R_{t,2} \tag{23}$$

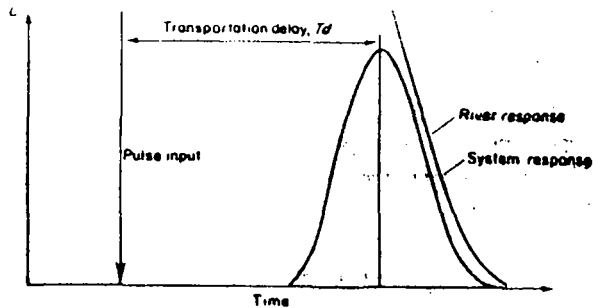


Fig. 17 Comparison of river and assumed system response

where

$$C_{2,t} = C_{1,2,t} \pm N(t)$$

As $(t,2)$ and (t) have different frequencies they can be separated by time series analysis. For example, if $R(t,z)$ is a low-frequency stochastic term due to the omission of some slowly varying sink and $N(t,2)$ is a random variable applied to each DO measurement which are made at frequent intervals then separation could be achieved by time averaging over a number of DO observations, since $R(t,2) = 0$. In practice much more complex statistical techniques are employed notably the Kalman filter.

Since $N(t,z)$ and $R(t,z)$ can be separated the state parameter K_1 and K_2 can be evaluated and constantly updated by recursive estimates on observed data.

Oxygen Sag Approach

The original DO/BOD model in rivers by STREETER & PHELPS (1929) involved the analytical solution of coupled first order differential equations :

$$\frac{dD}{dt} = K_1 L - K_2 D \quad (24)$$

where

D = DO deficit

L = BOD

K_1 & K_2 = rate coefficients for deoxygenation and reaeration respectively.

The equation could be solved successively for increments of t using

$$D_t = \frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} \left(e^{-K_1 t} - e^{-K_2 t} + D_0 e^{-K_2 t} \right) \quad (25)$$

where L_0 and D_0 - initial conditions

to give the oxygen sag curve

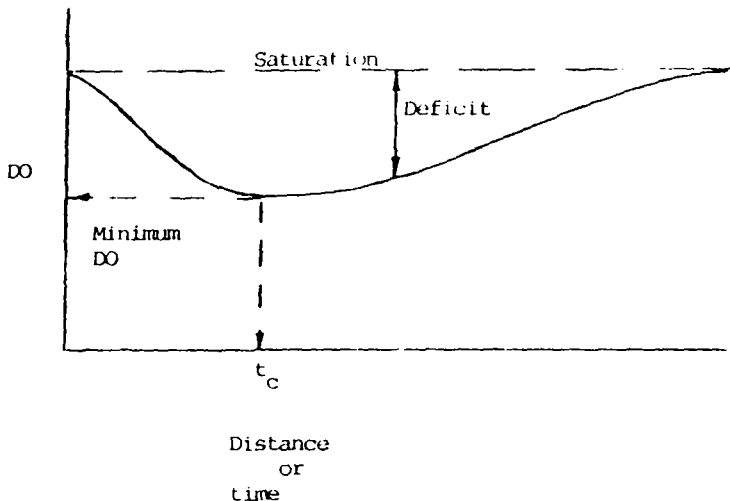


Fig. 18 Oxygen Sag Curve

Alternatively the time for the minimum DO to occur can be calculated from

$$t_c = \frac{1}{K_2 - K_1} \ln e \left[\frac{K_2}{K_1} \left(1 - \frac{D_0 (K_2 - K_1)}{K_1 L_0} \right) \right] \quad (26)$$

and the appropriate t value substituted into the previous equation.

This approach has the great merit of requiring minimal data - only average velocity and initial DO and BOD. These may be simply calculated as

$$V = \frac{Q_1 + Q_2}{A}$$

$$L_0 = \frac{Q_1 L_1 + Q_2 L_2}{Q_1 + Q_2}$$

$$DO = \text{Sat} - \frac{Q_1 DO_1 + Q_2 DO_2}{Q_1 + Q_2}$$

where Q_1 and Q_2 = flow of stream and effluent

L_1 and L_2 = BOD of stream and effluent

DO_1 and DO_2 = DO of stream and effluent

Sat = DO saturation

Unfortunately the source and sink included in the model (reaeration and deoxygenation) are not often the most important processes. Where photosynthesis or benthic respiration dominate the oxygen regime this model may not be appropriate.

Optimization Model

River models based on dispersion or moving segments can be used to generate a matrix of transfer coefficients by running the model several times with unit changes in BOD loadings. Thus, for a simple situation with two reaches and two waste treatment plants as shown in Fig. 19 the DO/BOD relationship may be represented by a 2 x 2 matrix of coefficients. Each transfer coefficient ϕ represents the change in DO in a reach i for unit change in BOD loading from treatment plant j

$$\begin{bmatrix} \phi^{11} & \phi^{12} \\ \phi^{21} & \phi^{22} \end{bmatrix}$$

Given the data on the cost of treatment at the two plants C_1 and C_2 (units costs per kg BOD removed per day) and the improvement in DO required D_1 and D_2 (gO_2 per m^3) then the problem can be solved by a suitable optimization routine. The objective function can be written as

$$\text{Minimize } C = \sum_{j=1}^n C_j W_j$$

where

C = Total cost

W_j = Number of kg of BOD removal per day at treatment plant j

C_j = Cost per kg of BOD removed per day at treatment plant j

and the constraint equation becomes

$$\begin{aligned} W_1 \times \phi_{11} + W_2 \times \phi_{21} &\geq D_1 \\ W_1 \times \phi_{12} + W_2 \times \phi_{22} &\geq D_2 \end{aligned}$$

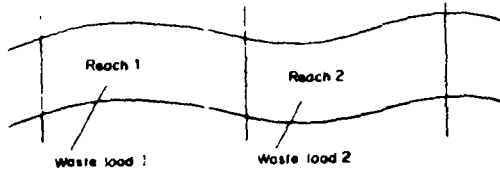


Fig. 19 River system for optimization example.

giving the following data

$$\begin{aligned} D1 &= 1 \\ D2 &= 2 \\ W1 &= 10 \\ W2 &= 20 \end{aligned}$$

$$\begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.01 & 0.001 \\ 0.005 & 0.01 \end{bmatrix}$$

the problem may be solved by the simplex method.

	W1	W2	
R1	0.01	0.001	
R2	0.005	0.01	
C	10	20	0

The pivot element must lie in W1 column and the ratios $2/0.005$ and $1/0.01$ show that it must be the element in the top row. The tableau can then be transformed. The new tableau therefore becomes

	R1	W2	
W1	100	0.1	100
R2	-0.5	0.09	1.5
-C	-1000	10	-000

In this case the pivot element must lie in the W2 column and considering the constraint ratios :

$$\frac{1.5}{0.09} = 166$$

$$\frac{100}{0.1} = 1000$$

it must be element R2/W2. Transforming the tableau about that element gives

	R1	R2	
W1	105.3	10.5	85
W2	-52.5	105	157.5
-C	0	-11445	-4000

which is the final solution indicating that the improvement in DO can be obtained by an additional 85 Kg per day removal at treatment plant 1 and an additional 157.5 Kg per day removal at treatment plant 2. The cost will be 4000 and the improvement in DO will be

$$\text{Reach 1 } 85 \times 0.01 + 157.5 \times 0.001 = 1 \text{mg l}^{-1}$$

$$\text{Reach 2 } 85 \times 0.01 + 157.5 \times 0.005 = 2 \text{mg l}^{-1}$$

Models of Discharge.

A model for a point discharge has already been described (see Fig. 2). The concentration of a conservative pollutant at the end of the mixing zone can be calculated from a simple mass balance :

$$C_m = \frac{Q_1 \times C_1 + Q_2 \times C_2}{Q_1 + Q_2}$$

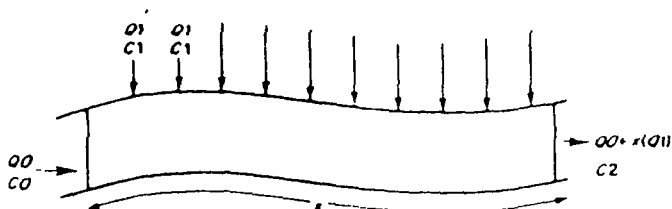


Fig. 20 Conceptual model of a diffuse source.

where

C_m = concentration at end of mixing zone
 C_1 and Q_1 = concentration and flow in fresh water
 C_2 and Q_2 = concentration and flow in effluent

Where the discharge is from a diffuse source the representation can be made by dividing the river into reaches so that within each reach the discharge is uniform along its length (see Fig. 20).

the mass balance on the conservative pollutant is given by

$$\frac{d}{dx} (Q_0 + Q_1x)C_2 = Q_1C_1$$

where

Q_0 and C_0 are flow and concentration upstream
 x is the length of the reach
 Q_1 is additional runoff from the reach
 C_1 is the concentration of the runoff

this integrates to give

$$C_2 = C_0F + C_1(1-F)$$

where

F = Dilution Factor

$$= \frac{Q_0}{Q_0 + Q_1x}$$

As with point discharges it is assumed that the pollutant mixes completely with the river water before the end of the reach.

For non-conservative substances, the same approach may be used suitably modified to take account of the chemical and/or biological processes that alter the concentration of the substance concerned.

For DO, the appropriate equation is as follows

$$\frac{d}{dx} (Q + qx)d = qr_D + K_2A(d_s - d) - K_1A_2 - K_3Aa$$

which may be integrated to give

$$\begin{aligned}
 d(L) = & d_o F^\delta + \frac{1}{q\delta} r_D q + K_2 A d_s - \frac{K_1 A r_2}{\alpha} - \lambda K_3 A r_A \\
 & (1 - F^\beta) - \frac{K_1 A}{q(\delta - \alpha)} z_o \frac{r_2}{\alpha} (F^\alpha - F^\delta) \\
 & - \frac{\lambda K_3 A}{q(\delta - \beta)} a_o \frac{r_A}{\beta} (F^\beta - F^\delta)
 \end{aligned}$$

where

$$\delta = 1 + \frac{K_2 A}{q} \quad \alpha = \frac{1 + (K_1 + K_5) A}{q} \quad \text{and} \quad \beta = \frac{1 + (K_3 + K_4) A}{q}$$

Similarly, for ammonia the equations may be given as :

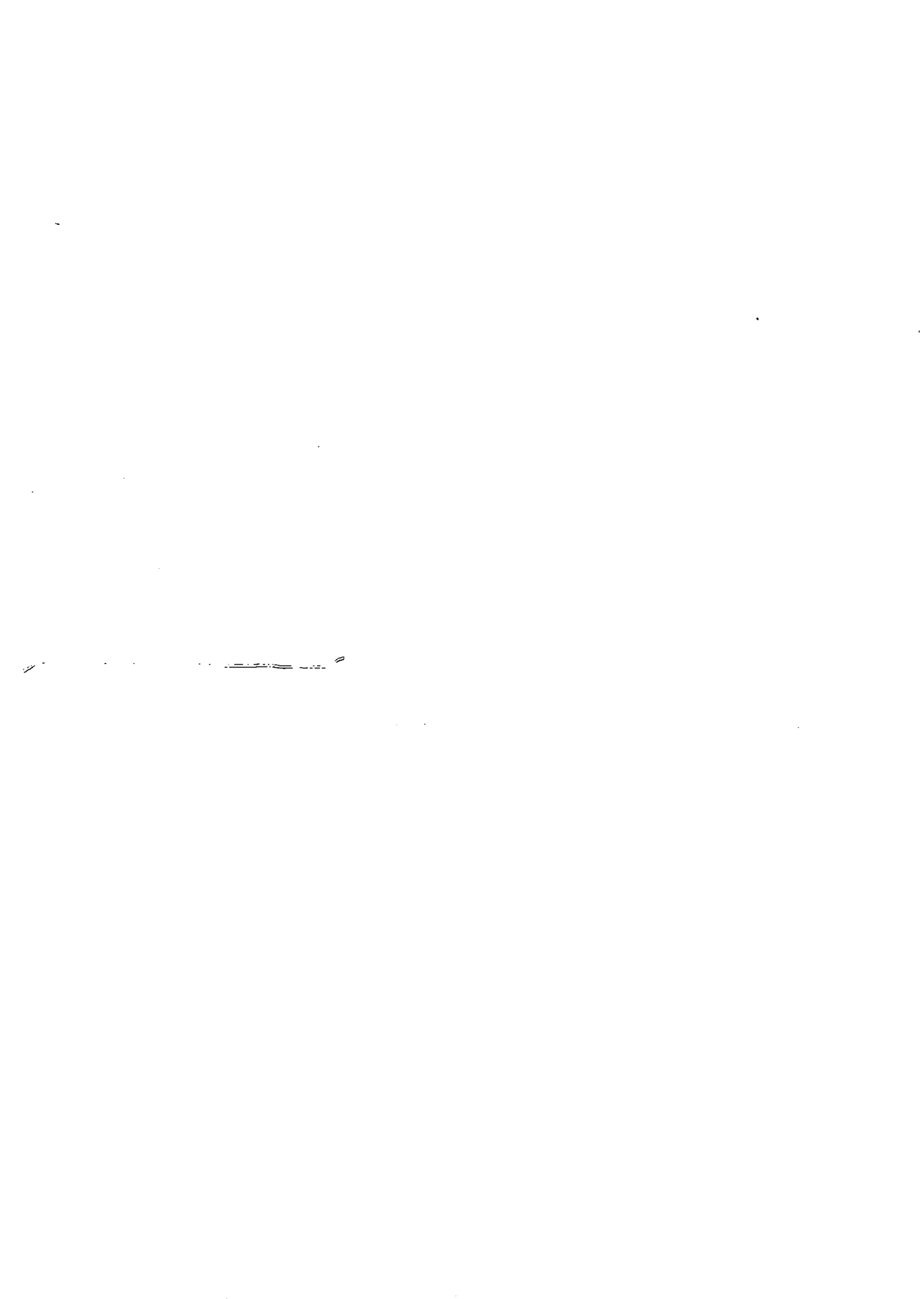
$$\frac{d}{dx} (Q + qx) a = q r_A - (K_3 + K_4) A a$$

and

$$a(L) = a_o F^\beta + \frac{r_A}{\beta} (1 - F^\beta)$$

and other symbols are defined as follows :

- A = average cross-sectional area
- a = concentration of ammoniacal nitrogen
- d = concentration of dissolved oxygen
- λ = relative oxygen usage in nitrification
- r_D = DO in run-off
- r_A = Ammoniacal nitrogen concentration in run-off
- r_z = BOD in run-off
- d_s = DO saturation
- K_1 = BOD decay coefficient
- K_2 = reaeration coefficient
- K_3 = nitrification coefficient
- K_4 = volatilization coefficient for ammonia
- K_5 = BOD sedimentation coefficient
- q = Q1 as defined in Fig. 20.



INTRODUCCION A SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Julia R. Caicedo

Sección Saneamiento Ambiental. Universidad del Valle.

Apartado Aéreo 25360. Cali

Seminario Latinoamericano Sobre Tratamiento de Aguas Residuales.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (ACODAI).

Seccional Valle.

Cali, agosto 19 al 23 de 1985.

1. INTRODUCCION

Las aguas residuales han existido desde que el hombre comenzó a utilizar el agua como medio de transporte para deshacerse de sustancias indeseables. Inicialmente esto no pareció representar mayor problema y fué por el contrario una solución al problema de manejo de desechos, desarrollandose sistemas básicos de recolección y transporte. El aumento creciente de la población, la concentración en pequeñas áreas, el aumento de las actividades industriales y comerciales, ha convertido el manejo de las aguas residuales en un problema real dadas las implicaciones que a niveles socioeconómicos, ecológicos y de salubridad se derivan.

Una fuente receptora como un lago o un río posee una limitada capacidad de autopurificación y cuando ésta es excedida, la fuente adquiere niveles de contaminación proporcionales a la cantidad de contaminantes recibidos, afectandose la población que hace uso de ella y la vida acuática existente.

En los últimos años la creciente preocupación por los efectos acumulativos de la polución y contaminación ambientales, ha generado la necesidad de establecer reglamentaciones que ayuden a racionalizar tanto el uso del agua como el vertimiento de las aguas residuales.

Para la fijación de criterios y standards de calidad, y de normas sobre vertimientos, debe tenerse en cuenta la clasificación del agua de acuerdo a su uso: consumo humano, industrial, comercial, agrícola, recreacional, pesca y otros.

Qué es lo que se entiende por agua residual?

Es aquella a la cuál se han variado sus características físicas, químicas y biológicas naturales, haciendola inapropiada para su uso o para el vertimiento en una fuente receptora. Su tratamiento consiste fundamentalmente en remover las sustancias nocivas que le han sido incorporadas.

Las aguas residuales pueden contener materiales flotantes, sustancias en suspensión o en solución, de naturaleza orgánica o inorgánica, algunas de las cuales pueden sufrir transformaciones químicas al reaccionar con otros compuestos o por acción de microorganismos presentes en el agua, o no sufrir transformación ninguna pero ser nocivas para la vida acuática y el medio en general.

Para decidir sobre cuál sistema de tratamiento debe ser utilizado, es necesario realizar un estudio de caracterización de la fuente receptora y del agua residual a tratar. Este estudio pro-

porciona información suficiente sobre la cantidad de agua a tratar, contenido total de materiales orgánicos e inorgánicos, así como la biodegradabilidad y potencial tóxico de tales materiales.

2. PARAMETROS PARA LA CARACTERIZACION DE AGUAS RESIDUALES

Para el análisis de aguas residuales existen métodos estandarizados que permiten cuantificar de una manera aproximada la concentración de compuestos contaminantes.

2.1. PARAMETROS FISICOS

2.1.1. Sólidos

El contenido total de sólidos es uno de los parámetros más importantes en aguas residuales. Se puede componer de material flotante, en suspensión, coloidal o en solución. Puede ser de naturaleza orgánica o inorgánica.

Analíticamente los sólidos totales están definidos como toda la materia que permanece después de evaporación a 103-105°C. Se han desarrollado métodos para determinar los diferentes tipos de sólidos como: suspendidos, disueltos, volátiles, fijos y sedimentables.

Los resultados se expresan en mg/l a excepción de los sólidos sedimentables que se expresan en ml/l.

2.1.2. Temperatura

La temperatura es un parámetro de relevancia dadas sus implicaciones en la vida acuática, en las tasas de reacción química y bioquímica, en la solubilidad del oxígeno, etc. La temperatura de las aguas residuales es generalmente mayor que la de las aguas no contaminadas, debido a la liberación de energía que se produce en las transformaciones que tienen lugar en ellas. Adicionalmente, en algunos procesos industriales, se altera considerablemente la temperatura normal del agua.

2.1.3. Color

El color sirve como indicativo para determinar la edad de las aguas residuales, y cuándo son frescas presentan una coloración grisosa que se altera, oscureciéndose, a medida que los compuestos orgánicos son degradados y el agua se torna anaeróbica. Algunos desechos industriales como los de la industria papelera o la textil, son altamente coloreados y las sustancias responsables del color son muy resistentes a la degradación biológica.

2.2. PARAMETROS QUIMICOS

2.2.1. Material orgánico

La mayor parte de los compuestos orgánicos presentes en las aguas residuales pueden ser degradados por la población bacteriana mixta que se encuentra generalmente en las mismas. Por eso la cantidad de oxígeno requerido por las bacterias para estabilizar el material nutritivo, se ha tomado como una medida del poder contaminante del agua residual o el grado de contaminación de una

fuelle. Sin embargo existen algunos compuestos orgánicos como la celulosa, que no son afectados por los procesos aeróbicos pero a los cuales es posible descomponer anaerómicamente.

Los parámetros orgánicos más utilizados se expresan en función de la demanda de oxígeno ó en términos de la concentración de carbono.

Existe la tendencia de tratar la medida de la demanda de oxígeno como una propiedad inherente a los desechos. Debe tenerse cuidado con el manejo de los resultados que se obtienen, ya que la degradación de la materia orgánica y la capacidad de autopurificación de las fuentes de agua, envuelven una serie de procesos interdependientes. Los procedimientos de laboratorio no pueden incluir todas las variables que ocurren en los procesos naturales, pero proveen una información valiosa para el control de los procesos de contaminación.

2.2.1.1. Demanda Bioquímica de Oxígeno

El análisis de la Demanda Bioquímica de Oxígeno es una simulación a nivel de laboratorio, de los procesos de autopurificación de las aguas residuales. Una muestra de desecho es convenientemente diluida y mezclada con agua aireada y con una semilla de microorganismos. La concentración de oxígeno es medida inicialmente, la mezcla es incubada a una temperatura estandard y después de un periodo de tiempo definido, se mide nuevamente la concentración de oxígeno. El cambio de la concentración de oxígeno durante ese

tiempo da la cantidad de oxígeno utilizada por los microorganismos para estabilizar la materia orgánica en la cantidad de desecho utilizada. De éste resultado se puede calcular la cantidad de oxígeno necesaria para estabilizar el agua residual a su concentración real. Los resultados se expresan en $\text{mg O}_2/\text{l}$ o en ppm o en gr/M^3 las cuales son expresiones equivalentes.

Las condiciones estandar aceptadas son: temperatura de incubación=20°C, y perfodo de incubuación de 5 a 20 días. Se estima que a los 5 días se ha efectuado del 65 al 70% de la oxidación de la materia orgánica presente y a los 20 días del 95 al 99%. Sinembargo después de la segunda semana el consumo de oxígeno en el proceso de oxidación del nitrógeno presente comienza a ser significativo. Si se quiere obtener un resultado de consumo de oxígeno unicamente en la degradación de la materia orgánica se debe inhibir el proceso de nitrificación.

2.2.1.2. Demanda Química de Oxígeno

El oxígeno consumido por un agua residual para la digestión con un agente oxidante fuerte en medio ácido se conoce como Demanda Química de Oxígeno. El agente oxidante, es generalmente, el dicromato de potasio y el ácido el sulfurico concentrado. Casi toda la materia orgánica es oxidada con este procedimiento con excepción de ciertos compuestos aromáticos como la piridina, el tolueno, el benceno, etc.

La DQO da una medida del contenido orgánico total de la mues-

tra y su relación con la DBO da una idea de la proporción de la materia orgánica biodegradable.

La determinación está sujeta a algunas interferencias, las cuales pueden ser eliminadas químicamente. Los resultados se expresan en $\text{mg O}_2/\text{l}$ o en medidas equivalentes.

2.2.1.3. Carbono Orgánico Total

Es una medida rápida que requiere de muy poca cantidad de muestra gracias al desarrollo de un instrumento analizador que realiza la operación. En la utilización de los resultados se debe recordar que a pesar de que el carbono orgánico es la principal fuente de consumo de oxígeno, no es el único compuesto orgánico que puede presentarse en las aguas residuales.

La determinación de COT puede convertirse en una herramienta útil y rápida y se pueden hacer correlaciones con otras medidas del consumo de oxígeno como la DBO y la DQO cuando el agua residual tiene una composición relativamente estable.

2.2.2. Material Inorgánico

Con excepción de algunos desechos industriales, las aguas residuales no son generalmente tratadas para remover sustancias inorgánicas. Sin embargo es importante la determinación de algunos compuestos inorgánicos para establecer la calidad del agua. Además la presencia de algunos de estos compuestos puede distorsionar los resultados de algunas otras sustancias.

2.2.2.1. pH

Es una medida de la concentración de los iones hidrógeno. Su determinación es importante, ya que el rango de pH aceptable para la mayoría de los organismos vivos es relativamente estrecho. En general es recomendable que el agua residual a tratar tenga un pH cercano a 7.0.

2.2.2.2. Alcalinidad

La alcalinidad es producida por la presencia de bases fuertes y débilmente ionizables: hidróxidos, carbonatos, bicarbonatos y elementos tales como Calcio, Magnesio, Sodio, Potasio y Amonio.

La alcalinidad se determina por titulación con ácido estandar y los resultados se expresan en términos de mgCaCO_3/l .

2.2.2.3. Nitrógeno

El nitrógeno es un elemento indispensable en el metabolismo de todas las plantas y animales. Si el agua residual ha de ser tratada biologicamente es necesario conocer los niveles de nitrógeno para determinar si es suficiente o es necesario adicionar alguna cantidad. Debe controlarse su concentración en la fuentes receptoras también, para evitar el crecimiento de algas, las cuales utilizan la forma más oxidada, los nitratos (NO_3^-) para sintetizar proteínas.

El nitrógeno puede estar presente en las aguas residuales en diferentes formas: amoniacal, nitrógeno orgánico, nitritos, nitratos. Las dos primeras se presentan más frecuentemente en muestras

sín tratar, mientras que las formas oxidadas se presentan más frecuentemente en efluentes de plantas de tratamiento.

Las concentraciones de nitrógeno en cualesquiera de sus formas se expresa como mgN/l.

2.2.2.4. Fósforo

El fósforo es otro de los compuestos necesarios en el metabolismo de plantas, animales y microorganismos, y por lo tanto en el tratamiento biológico debe tenerse en cuenta sus niveles. Es necesario controlar su concentración en las fuentes, pues su exceso fomenta el crecimiento de algas y otros organismos.

2.2.2.5. Sulfuros

El ion sulfato esta naturalmente presente en la mayoría de las aguas. Los sulfatos son reducidos a sulfuros por bacterias bajo condiciones anaeróbicas. Los sulfuros son necesarios en la síntesis de proteínas. Altas concentraciones de sulfuros pueden afectar las bacterias que actúan en los digestores anaeróbicos. Los sulfuros también pueden ser oxidados a ácido sulfúrico lo que proporciona propiedades corrosivas al desecho.

2.2.3. Compuestos Tóxicos

Algunas sustancias a ciertas concentraciones poseen características tóxicas que inhiben procesos biológicos. Por esto, su determinación es importante y entre tales sustancias pueden mencionarse: Cobre, Plomo, Cadmio, Uranio, Arsénico, Cromo, etc.

2.2.4. Metales Pesados

La presencia de trazas de algunos metales como Ni, Pb, Cr, Cd, Zn, Cu, Fe y Hg es necesaria para los procesos biológicos, pero cantidades excesivas de los mismos se convierten en tóxicas.

3. SISTEMAS DE TRATAMIENTO

El tratamiento de las aguas residuales ha tenido un gran desarrollo tecnológico especialmente en los Estados Unidos y Europa. Se desarrollaron inicialmente métodos simples para remover los sólidos y el material flotante, y hoy se han desarrollado unidades mucho más complejas para la remoción de sustancias que de una u otra forma afectan la calidad del agua.

En otras regiones del mundo aunque han existido algunos sistemas sencillos de tratamiento, el control de la contaminación no ha existido en forma sistemática y programada y en donde han existido algunas formas de control, con frecuencia se han importado tecnologías inapropiadas para las condiciones específicas de la región.

En algunos países de América Latina se están tratando de adelantar los programas de control de la contaminación acuática, de adecuar las tecnologías existentes y de desarrollar otras tecnologías con base en los recursos y condiciones particulares de cada región.

En la escogencia de un sistema de tratamiento se deben tener en cuenta factores tales como: características del agua, grado de

tratamiento que se quiere alcanzar, condiciones climáticas, disponibilidad de terreno, disponibilidad de equipo, alternativas económicas, etc.

3.1. CLASIFICACION DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO

Los sistemas de tratamiento pueden clasificarse de diferente forma según se considere el tipo de proceso que interviene o el grado de tratamiento que se obtiene.

De acuerdo al proceso se pueden clasificar en físicos, físicoquímicos y biológicos. Estos últimos a su vez se dividen en aeróbicos y anaeróbicos.

De acuerdo al grado de tratamiento se clasifican en preliminares, primarios, secundarios, terciarios o avanzados. En la Fig. 1 se presenta el diagrama de flujo que resume las alternativas de cada categoría.

3.2. TRATAMIENTOS PRELIMINARES

Son considerados aquellos que remueven de las aguas residuales, materiales flotantes, arenas, materiales gruesos y pesados, y acondicionan el desecho para las etapas posteriores.

Los tratamientos preliminares más importantes son: rejillas, trituradores, desarenadores, tanques de homogenización y trampas de grasa.

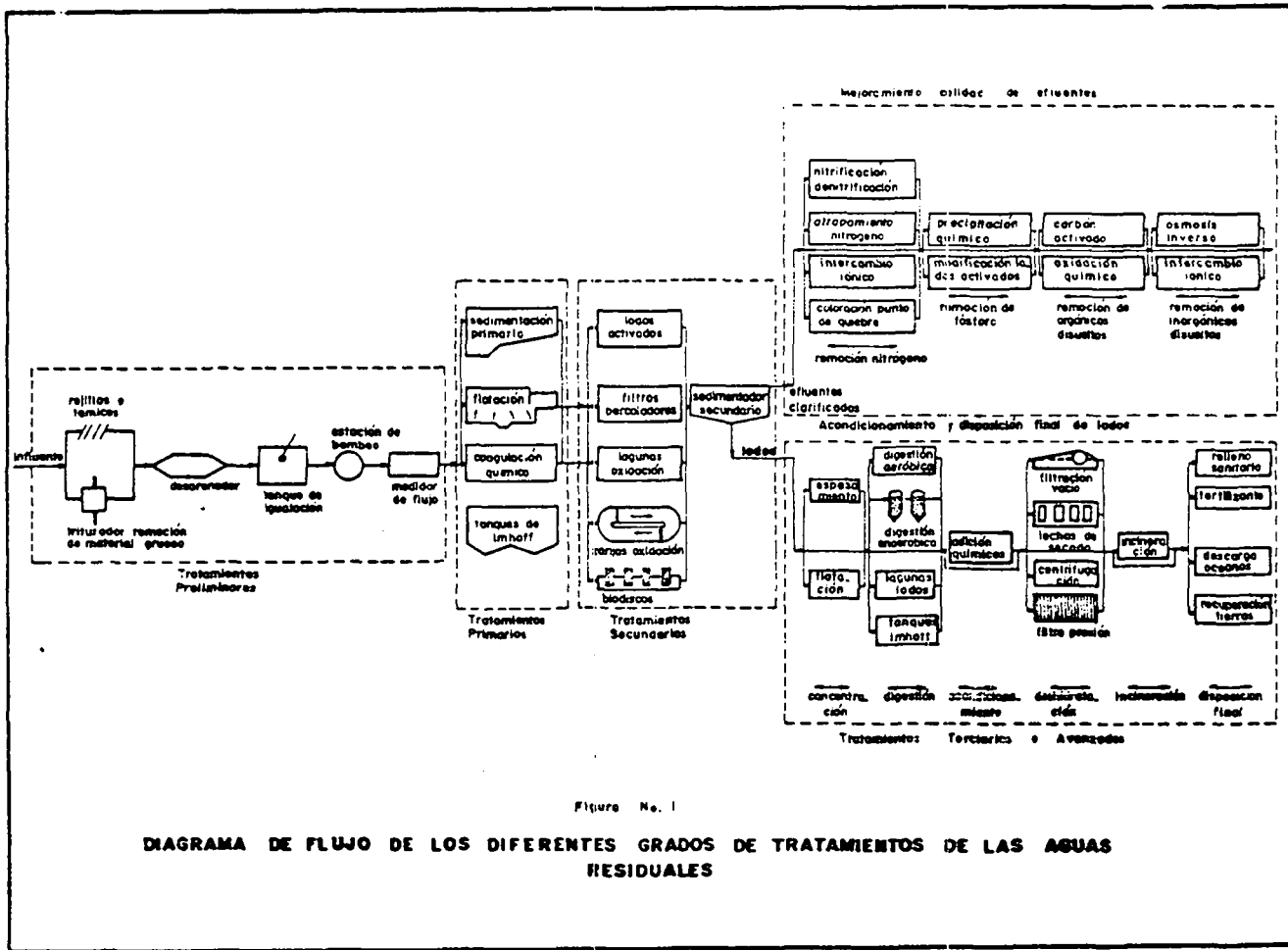


Figura No. 1

DIAGRAMA DE FLUJO DE LOS DIFERENTES GRADOS DE TRATAMIENTOS DE LAS AGUAS RESIDUALES

3.2.1. Rejillas

Son dispositivos de barras metálicas paralelas y espaciadas uniformemente, cuya función es la de retener material grueso. Un modelo de rejilla con sistema de limpieza manual puede observarse en la Fig. 2.

En el diseño de una rejilla se deben tener en cuenta aspectos tales como mecanismos de limpieza, que puede ser manual o automático, espaciamiento de las barras, inclinación y condiciones hidráulicas.

3.2.2. Trituradores

Son muy útiles para desmenuzar materiales que pueden obstruir las tuberías o equipos en las plantas de tratamiento. En la práctica son poco utilizados y poseen ciertas desventajas como el aumento de material flotante en la planta o el aumento de sedimentos en los tanques de digestión.

3.2.3. Desarenadores

Son unidades diseñadas para retener arenas y otros materiales inertes y pesados que se encuentran en las aguas tales como pedazos de metales, guijarros, tierra, evitando así la obstrucción de las tuberías, la abrasión de las bombas y la acumulación de sólidos inertes en etapas posteriores de la planta de tratamiento.

Consisten en canales o tanques diseñados para que el agua al pasar reduzca su velocidad y permita la sedimentación de las partí-

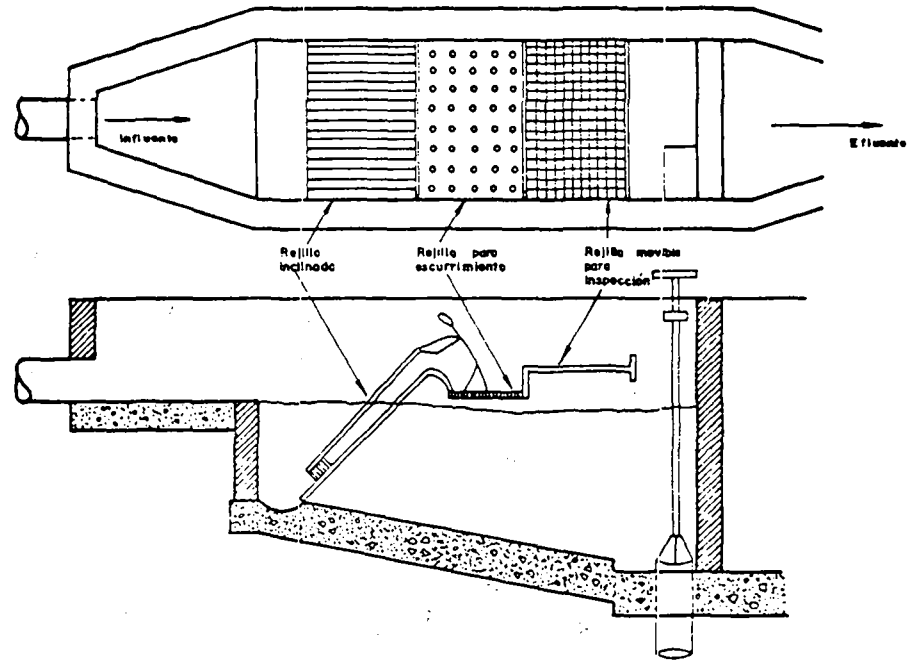


Figura No. 2

REJILLAS DE BARRAS CON LIMPIEZA MANUAL

culas pesadas. Aunque el objetivo fundamental es remover material inerte, es imposible evitar que algo de material orgánico también se deposite.

3.2.4. Tanques de igualación y homogenización

Consisten en tanques generalmente de grandes dimensiones, donde el agua entra y se mezcla. Son necesarios cuando las variaciones en los caudales o en la composición de las aguas es muy grande y estas variaciones pueden afectar el buen funcionamiento de procesos posteriores. Deben proveer una mezcla y aireación adecuadas para evitar la sedimentación y la producción de malos olores.

3.2.5. Trampas de grasa

Las sustancias no miscibles y que tienen un peso específico menor que el agua, tienden a flotar y pueden ser removidos con dispositivos muy sencillos. Para el efecto se usan tanques pequeños con tiempos de retención de 3 a 5 minutos, en los cuales los materiales que flotan en la superficie son retenidos por baffles. El fondo de estos tanques debe tener pendientes fuertes para evitar la acumulación de sólidos.

3.3. TRATAMIENTOS PRIMARIOS

En las unidades de tratamiento primario se remueven sólidos suspendidos que pueden ser removidos por gravedad si se le da al agua residual un adecuado tiempo de retención. Este proceso puede ser ayudado por coagulación.

Por flotación también pueden removerse algunas sustancias muy livianas o en emulsión.

Dentro de ésta clasificación se consideran la sedimentación primaria, la flotación con aire disuelto, la coagulación química y los tanques Imhoff.

En los tratamientos primarios se puede lograr una remoción del aproximadamente 60% de los sólidos suspendidos y de un 35% de la Demanda Bioquímica de Oxígeno.

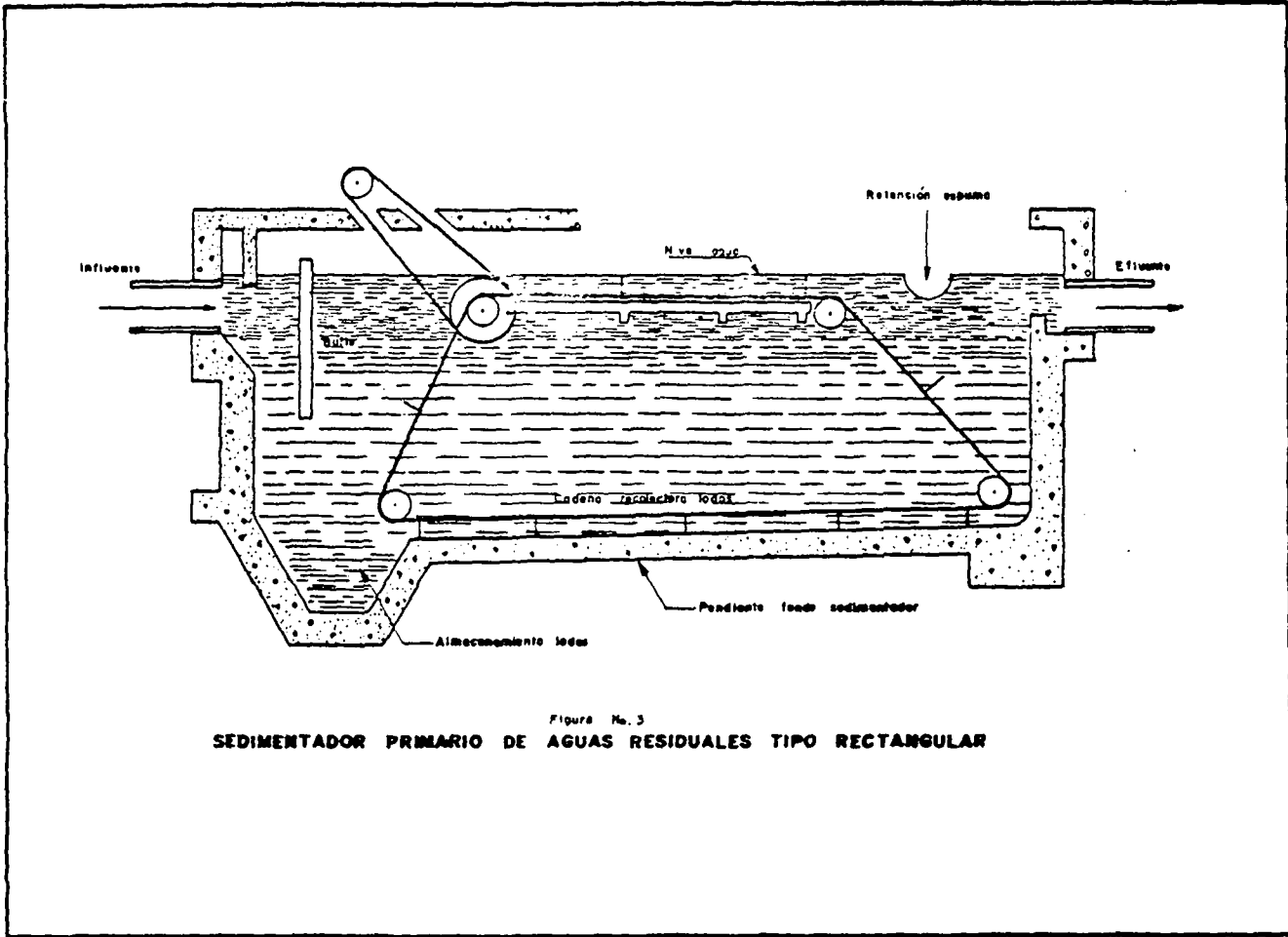
Los tratamientos preliminares y primarios son de importancia fundamental para el buen funcionamiento de los tratamientos posteriores.

3.3.1. Sedimentadores Primarios

Los sedimentadores primarios son tanques rectangulares o circulares con profundidades entre 3 y 4 metros, tiempos de retención entre 2 y 3 horas y dispositivos para arrastre de sólidos sedimentados y sólidos flotantes (ver Fig 3).

Los sólidos que son retenidos en estas unidades a diferencia de los retenidos en los desarenadores es material más liviano y de naturaleza orgánica.

Los lodos producidos en la sedimentación primaria no deben ser mezclados con los lodos del tratamiento preliminar si se van a someter a un tratamiento posterior.



3.3.2. Coagulación

La coagulación puede ser usada como una ayuda a la sedimentación primaria, con lo cual se pueden aumentar considerablemente las eficiencias de remoción de sólidos y Demanda Bioquímica de Oxígeno.

Su uso ha decaído debido a los altos costos y a la mayor producción de lodos, lo cuál agrava uno de los problemas más serios en el tratamiento de aguas residuales como es el de la disposición final de lodos.

3.3.3. Flotación

La flotación es usada para separar partículas sólidas y líquidas de un líquido. Esto se hace mediante inyección de burbujas de aire las cuales se adhieren a las partículas y las arrastran a la superficie del líquido. Se usa especialmente para la remoción de grasas, aceites, material fibroso y otros sólidos de baja densidad.

Las burbujas de aire en el líquido pueden producirse de varias formas:

1. Aireación a presión atmosférica
2. Inyección de aire mientras el líquido está a presión con posterior reducción de la presión.
3. Saturación de aire a presión atmosférica con posterior aplicación de vacío.

El primer método generalmente tiene baja eficiencia. El segundo es el método más usado, requiere de mayor cantidad de equipos pero

produce mayores remociones (Fig 4).

3.3.4. Tanque Imhoff

Los tanques Imhoff son unidades en las cuales ocurren simultáneamente la sedimentación primaria y la digestión de los lodos sedimentados. En los compartimientos superiores se produce la sedimentación y en las cámaras inferiores la digestión de los lodos (Fig 5).

Los tanques Imhoff son utilizados para desechos con cargas equivalentes hasta de 5000 habitantes, siendo recomendable una unidad por cada 2500 habitantes. Su operación es sencilla y requiere extracción periódica de los lodos digeridos.

3.4. TRATAMIENTOS SECUNDARIOS

Dentro de ésta categoría generalmente se incluyen los sistemas biológicos, los cuales remueven la materia orgánica soluble y coloidal que no ha sido removida en los tratamientos preliminar y primario y se producen los procesos naturales de degradación en forma más rápida ya que la alta concentración de microorganismos permite que la materia orgánica sea removida en períodos relativamente cortos.

Los mecanismos que los microorganismos siguen para la degradación se clasifican como aeróbicos y anaeróbicos, de acuerdo a si utilizan o no oxígeno. En la mayoría de los sistemas biológicos estos dos mecanismos se presentan en menor o mayor proporción. Una representación simplificada de estos procesos puede ser la siguiente:

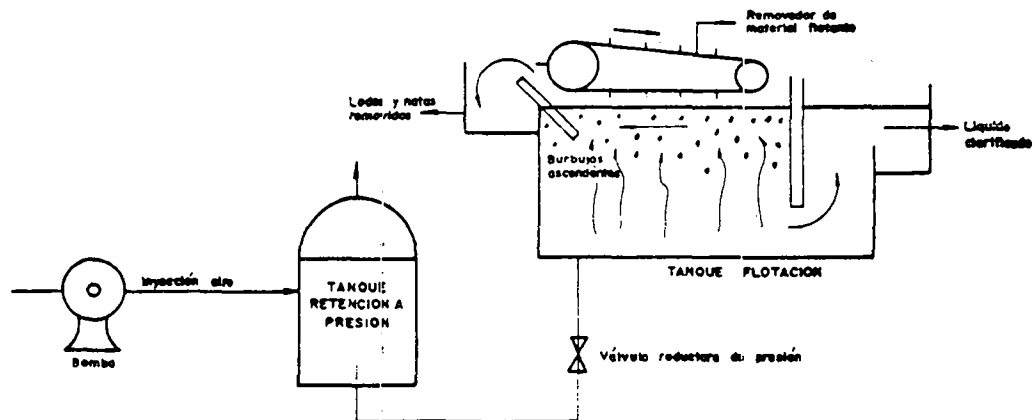


Figura No. 4

REPRESENTACION ESQUEMATICA DE UN SISTEMA DE FLOTACION CON AIRE DISUELTO

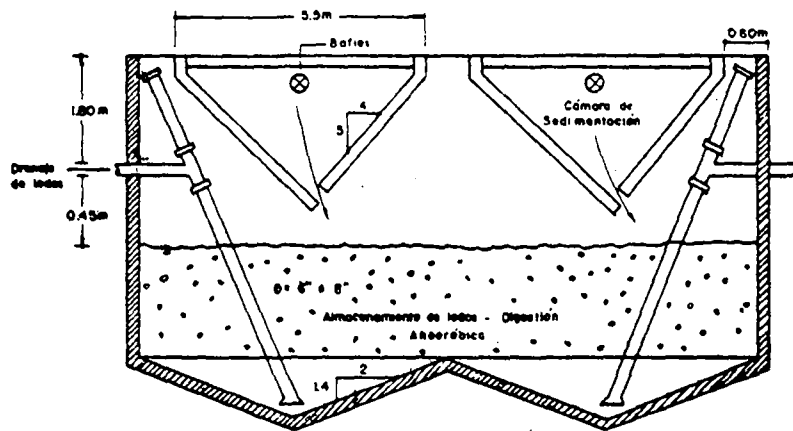
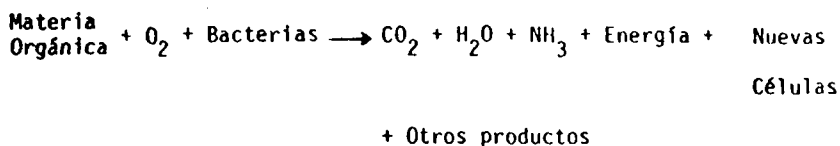
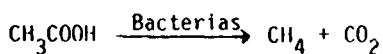
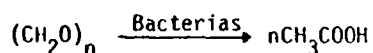


Figura No 3
REPRESENTACION ESQUEMATICA DE UN TANQUE INHOFF

Degradación Aeróbica:**Degradación Anaeróbica:**

En los tratamientos secundarios no se obtienen remociones apreciables de nitrógeno, fósforo, metales pesados y de bacterias patógenas, con excepción de las lagunas de estabilización en donde se obtienen altas remociones de bacterias patógenas.

Entre los procesos biológicos pueden mencionarse: los lodos activados, las lagunas de estabilización, los filtros percoladores. Ultimamente se han incrementado los estudios sobre otros sistemas de tratamiento biológico para aguas residuales tales como: biodiscos, sistemas fluidizados, reactor anaeróbico etc.

3.4.1. Lodos activados

En el proceso de lodos activados se pone en contacto el agua con grandes concentraciones de microorganismos, se airea fuertemente con el fin de suministrar el oxígeno necesario para la oxidación biológica de la materia orgánica presente. De aquí la población microbiana extrae la energía necesaria para su mantenimiento y reproducción.

De ésta forma las sustancias orgánicas presentes en el desecho son oxidadas rápidamente y convertidas en material inorgánico más estable y material floculento que puede ser fácilmente removido por sedimentación. Un esquema simplificado del proceso se muestra en la Fig 6.

El agua residual entra al tanque de aireación, se pone en contacto por medio de agitación con la población microbiana mixta (los lodos activados) y con el oxígeno, por espacio de algunas horas, y luego pasa al tanque de sedimentación donde el lodo sedimenta y se extrae por el fondo del tanque y el sobrenadante vierte por la parte superior del mismo.

Parte de los sólidos son recirculados al tanque de aireación y parte son desechados. La recirculación de sólidos permite tener altas concentraciones de lodos activados en el tanque de aireación, y permite además el control del tiempo de residencia de los lodos (edad del lodo), independientemente del tiempo de residencia hidráulico.

Los lodos activados son cultivos microbianos heterogéneos compuestos principalmente por bacterias, protozoos, rotíferos y hongos. Las bacterias son las que desempeñan el papel fundamental en la asimilación del material orgánico, mientras que los protozoos y rotíferos cumplen una función básicamente de pulimento.

El proceso de lodos activados es el que más ha sido utilizado especialmente en los Estados Unidos y Europa y en consecuencia en el que más desarrollo tecnológico se ha logrado hasta el momento.

Existen modificaciones dependiendo del diseño y del sistema de operación que se diferencian básicamente en la forma como se distribuye el agua residual en el reactor y en como se suministra el aire en el mismo. Algunas de estas modificaciones se esquematizan en las Figs. 7, 8, 9 y 10.

En el proceso de lodos activados se logran altas eficiencias en la remoción de la materia orgánica de las aguas residuales, se requieren áreas relativamente pequeñas para tratar grandes cantidades de desechos. Entre las desventajas se tiene que los costos de construcción, operación, energía son altos.

3.4.2. Lagunas de Estabilización

Una laguna de estabilización es un sistema natural o artificial que al retener temporalmente las aguas residuales de naturaleza orgánica, las depura mediante procesos físicos, químicos y biológicos, similares a los que ocurren en la autopurificación de una corriente.

La simplicidad y eficiencia del sistema, la creciente necesidad de tratamiento a bajo costo, ha conducido a la utilización cada vez mayor de las lagunas de estabilización.

La escogencia del tipo de laguna depende de los objetivos mismos del tratamiento, algunas se utilizan para el pretratamiento de

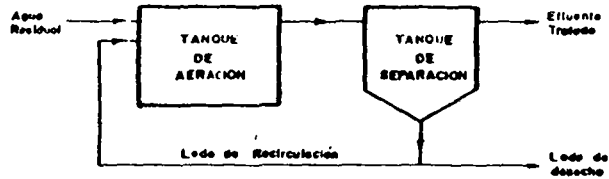


Figura No. 6

ESQUEMA GENERAL DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

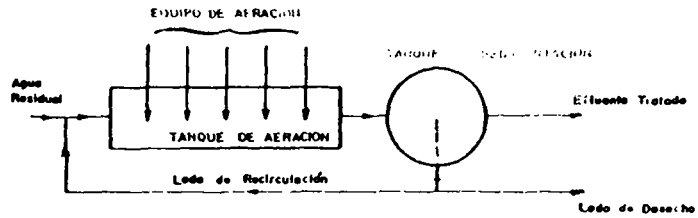


Figura No. 7

SISTEMA CONVENCIONAL DE FLUJO A PISTON

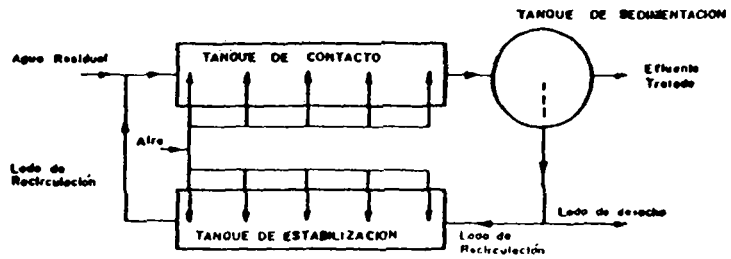


Figura No. 8

ESTABILIZACION POR CONTACTO

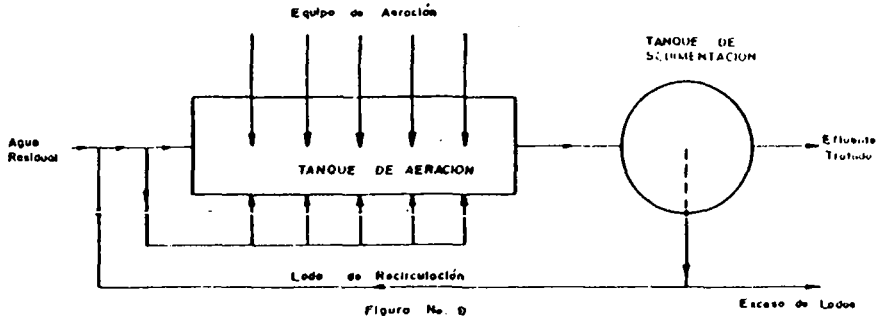


Figura No. 9
SISTEMA DE AERACION ESCALONADA

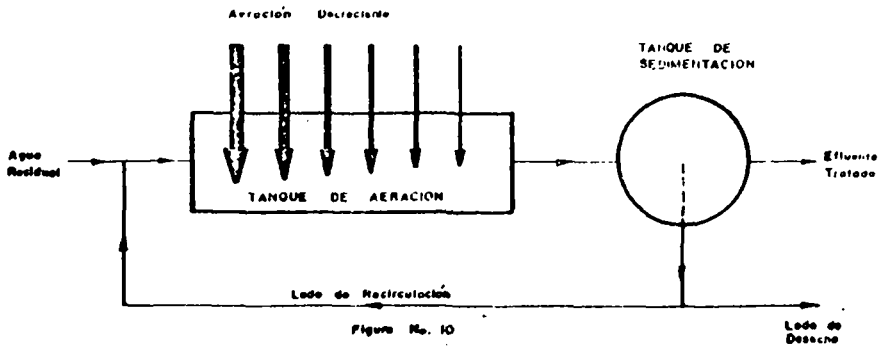


Figura No. 10
SISTEMA DE FLUJO A PISTON CON AERACION DECRECIENTE

aguas residuales, algunas para reducir la materia orgánica y otras para reducir la concentración de agentes patógenos.

Entre los factores importantes que intervienen en el proceso se pueden mencionar: la presencia de algas, la fotosíntesis, la iluminación, la temperatura y los nutrientes.

Las lagunas de estabilización presentan ventajas tales como: su simplicidad en la construcción y operación, no se requieren equipos mecánicos, bajos costos de energía, no es necesario el tratamiento primario, altas eficiencias en la remoción de materia orgánica y remoción de organismos patógenos.

Entre sus desventajas se encuentra la necesidad de grandes áreas de tierra, aunque en países tropicales estas pueden reducirse debido a las condiciones climáticas favorables para el proceso.

3.4.2.1. Lagunas Anaeróbicas

Las lagunas anaeróbicas son aquellas cuyas cargas orgánicas son muy altas y la acción fotosintética es inhibida debido a que prevalecen condiciones anaeróbicas. El proceso de degradación es realizado por organismos anaeróbicos estrictos y el oxígeno requerido debe ser obtenido de las sustancias químicas presentes en el desecho. Son profundas y el efluente generalmente requiere de un tratamiento adicional.

3.4.2.2. Lagunas Facultativas

De profundidad media (1 a 2 mts), predominantemente aerobias en

las capas superiores y anaerobias en las inferiores. Cuando la turbiedad es baja o hay mucha agitación el oxígeno disuelto puede llegar hasta el fondo. La estabilización de la materia orgánica se hace por la acción de microorganismos facultativos que pueden sobrevivir tanto en condiciones aeróbicas como anaeróbicas. Se recomienda diseñar este tipo de lagunas para cargas orgánicas moderadas. En la Fig 11 se muestra un esquema de una laguna facultativa.

3.4.3. Canales de Oxidación

El canal de oxidación se puede considerar como una variación de los lodos activados en donde los niveles de carga orgánica son bajos de 0.03 a 0.1 Kgs DBO/Kg sólidos-día y los tiempos de retención son altos. Las eficiencias en remoción son muy altas y la producción de lodos es muy baja comparada con la de un proceso convencional, además de que son lodos más estables y no requieren de tratamiento posterior. Estos sistemas han sido muy utilizados para el tratamiento de pequeñas comunidades.

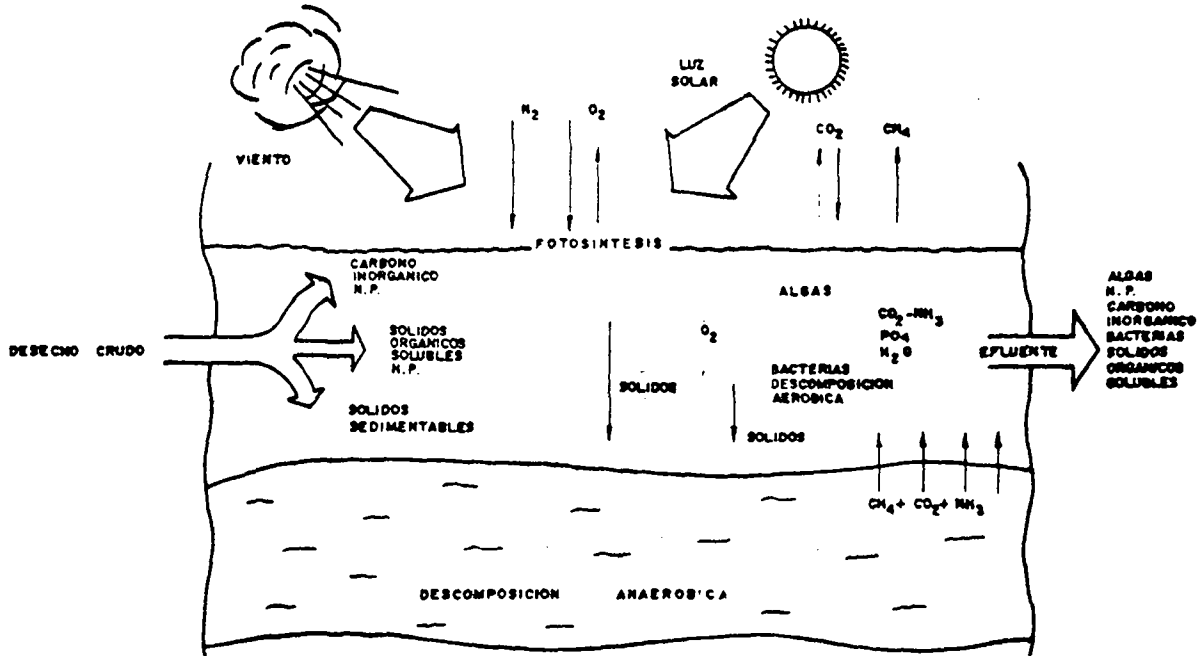
Un canal de oxidación consiste fundamentalmente de un tanque de aireación en donde el agua fluye en circuito cerrado por medio de rotores en forma de cepillo los cuales suministran la mezcla y la aireación necesaria para el proceso de oxidación (Fig 12).

3.4.4. Filtros Percoladores

Los filtros percoladores se componen de lechos de material grueso a través del cual el agua residual percola. El agua es aplicada en la superficie de los filtros por medio de brazos distribui-

Figura No. 11

FUNCIONAMIENTO DE UNA LAGUNA FACULTATIVA



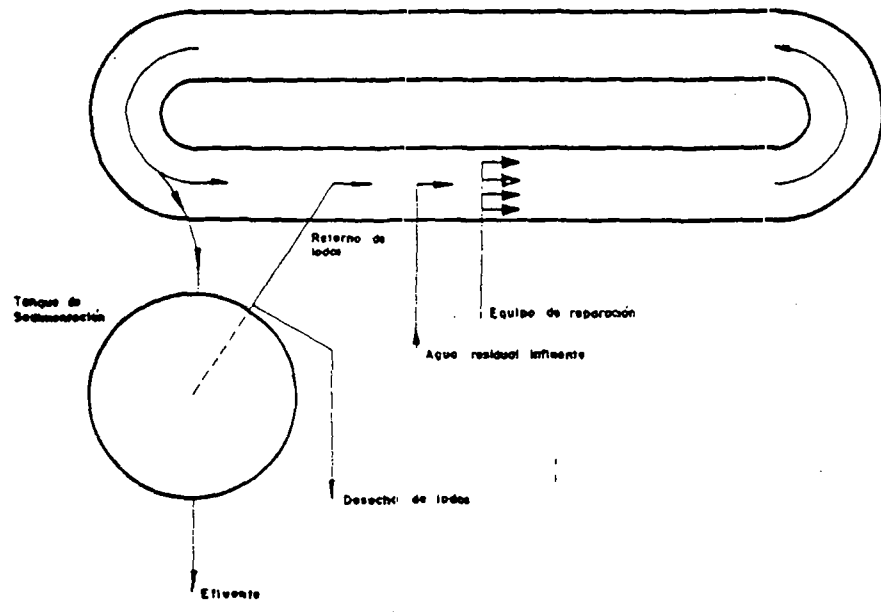


Figura No. 12
CANAL DE OXIDACION

dores fijos o móviles (Fig 13).

La masa microbial se encuentra adherida a este medio a diferencia de los lodos activados en los cuales la biomasa se encuentra suspendida en el medio líquido. Cuando la carga microbial adquiere un cierto espesor se desprende hidráulicamente y es arrastrada hacia los sistemas de drenaje.

La población biológica en el filtro consiste de protistos aerobios y anaerobios, bacterias facultativas, hongos, algas, protozoos y gusanos. Las bacterias facultativas son los microorganismos predominantes, los cuales pueden descomponer la materia orgánica por vía aeróbica y anaeróbica.

Los filtros percoladores son sistemas de muy fácil operación y son flexibles para recibir cargas variables durante el día. Entre las limitaciones se tienen, su poca efectividad para tratar cargas orgánicas altas, el medio filtrante se puede atascar muy fácilmente, se pueden presentar problemas de malos olores.

Con los filtros percoladores se pueden lograr eficiencias del 85% en remoción de sólidos suspendidos y Demanda Bioquímica de Oxígeno. Se requiere sedimentación secundaria.

3.4.5. Biodiscos

Los biodiscos giratorios son sistemas en los que la masa microbial se desarrolla en la superficie de un mecanismo de soporte que rota a bajas velocidades y que se encuentra parcialmente sumergido en el agua residual (Fig 15).

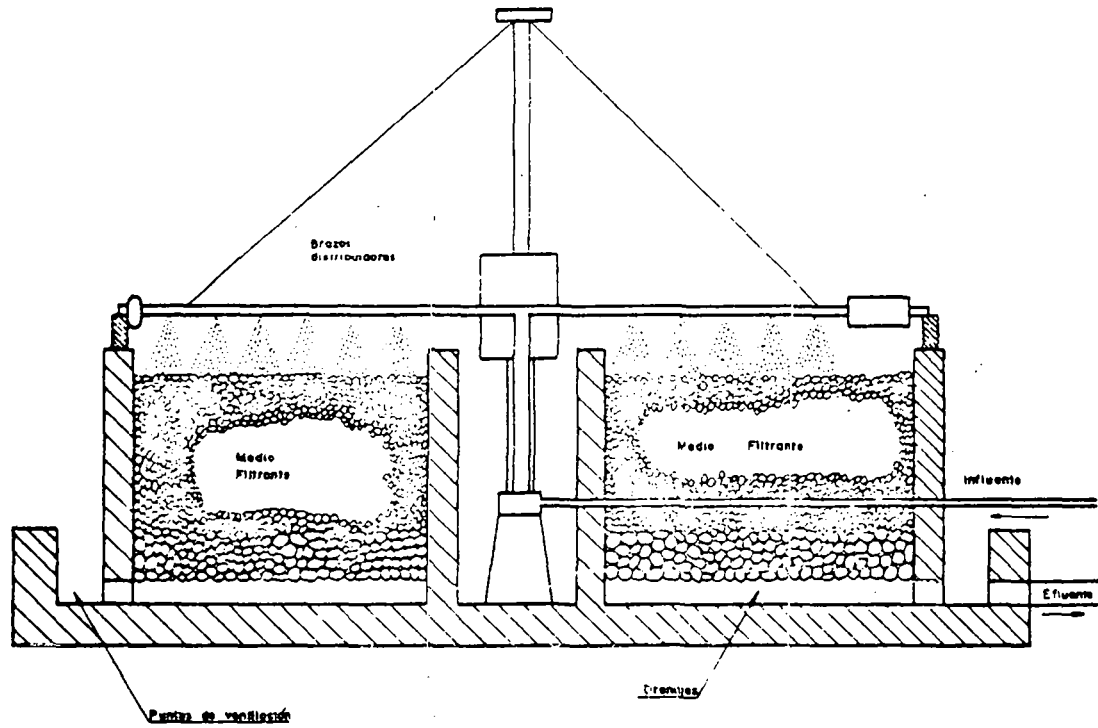


Figura No. 13

FILTRO PECOLADOR CONVENCIONAL

El mecanismo de soporte puede tener varias configuraciones, aunque generalmente son discos de material plástico corrugado uniformemente espaciados en un eje horizontal. A medida que los discos rotan se impregnan del agua residual y la parte que sale al aire absorbe el oxígeno que es utilizado por los microorganismos. Cuando la capa de bacterias va aumentando de espesor se desprende de los discos y queda en suspensión. El efluente de estas unidades pasa a sedimentación secundaria donde el material microbial floculento es removido.

Actualmente existe un interés creciente por desarrollar más este sistema de tratamiento. Entre sus ventajas se cuentan la capacidad para recibir cargas variables, se requieren tiempos de retención cortos, bajos requerimientos de energía y se pueden lograr eficiencias altas. Entre las desventajas se puede mencionar la posibilidad de presentar fallas de tipo mecánico en los sistemas giratorios.

3.4.6. Sistemas Fluidizados

Los sistemas fluidizados se encuentran entre los nuevos desarrollos en el tratamiento de aguas residuales y falta aún mucho por investigar sobre ellos. Estan siendo aplicados principalmente para desechos industriales de altas concentraciones orgánicas.

Se pueden considerar como una combinación de los sistemas de crecimiento microbial suspendido y de película fija. La masa microbial es desarrollada en medios de soporte que consisten en pequeñas partículas que son mantenidas en suspensión.

Entre las ventajas que presentan estos tipos de sistemas está la posibilidad de poder lograr una alta concentración de biomasa en los reactores lo que permite aumentar la capacidad para tratar grandes cantidades de desecho, o permite reducir el tamaño de las instalaciones.

3.4.7. Reactores Anaeróbicos

El uso de tratamientos anaeróbicos ha estado limitado prácticamente al tratamiento de los lodos producidos en las sedimentaciones primaria y secundaria, pero en el momento se adelantan estudios sobre la mayor aplicación de éstos procesos al tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales especialmente en regiones de clima tropical.

En la Fig 14 se muestra un esquema de uno de los sistemas de tratamiento anaeróbico conocido como Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente.

3.5. TRATAMIENTOS TERCARIOS

Los tratamientos terciarios o avanzados se utilizan para remover sustancias que no pueden ser removidas en las etapas de tratamiento biológico, tales como nitrógeno, fósforo, metales pesados, DQO soluble y otros materiales inorgánicos disueltos que pueden afectar la calidad del agua. En ésta categoría también pueden ser incluidos los sistemas de tratamiento, acondicionamiento y disposición de lodos (Fig 1).

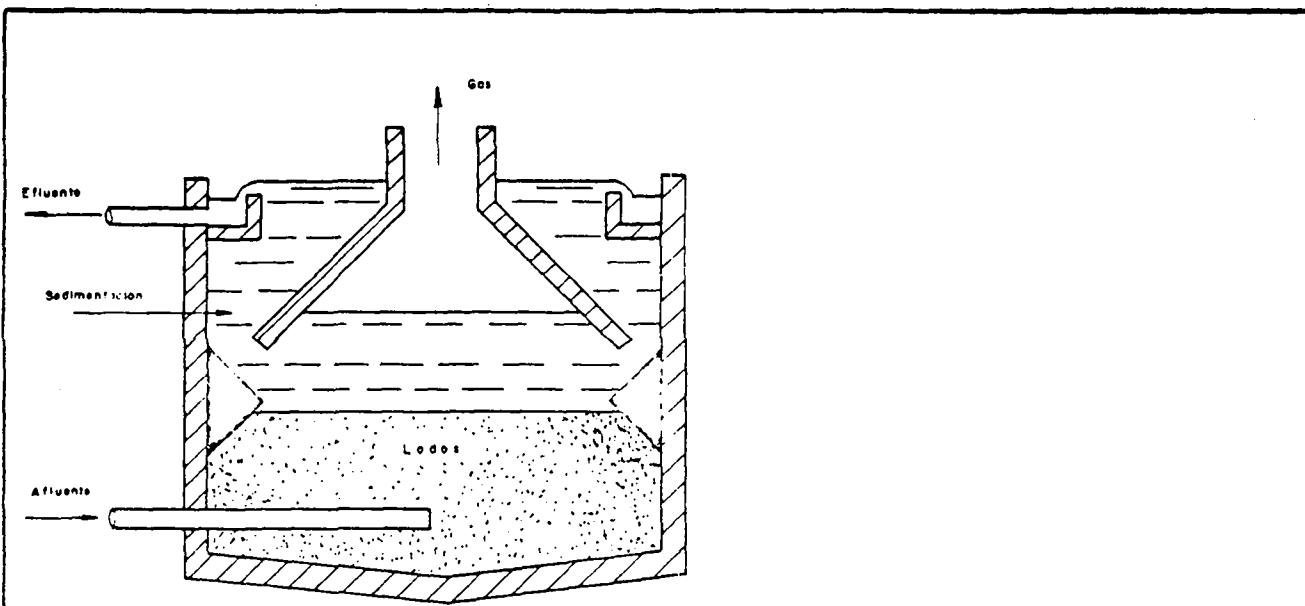


Figura No 14

REACTOR ANAEROBICO DE FLUJO ASCENDENTE

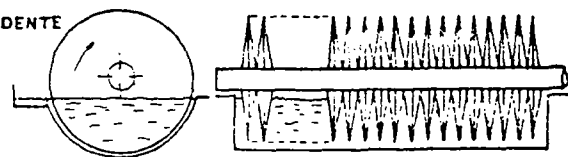
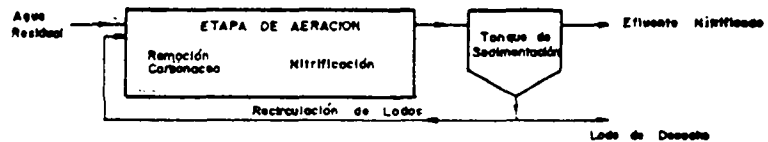


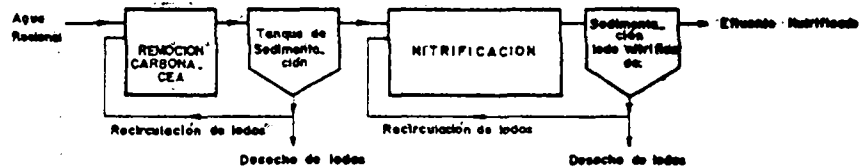
Figura No 15

BIODISCO ROTATORIO

Un diagrama de flujo de un sistema de tratamiento que incluye la etapa de oxidación del nitrógeno, conocida como nitrificación es presentado en la Fig 16, y en la Fig 17 se presenta el esquema de un digester de lodos convencional.



SISTEMA COMBINADO



SISTEMA SEPARADO

Figura No. 16
ESQUEMA DEL PROCESO DE NITRIFICACION

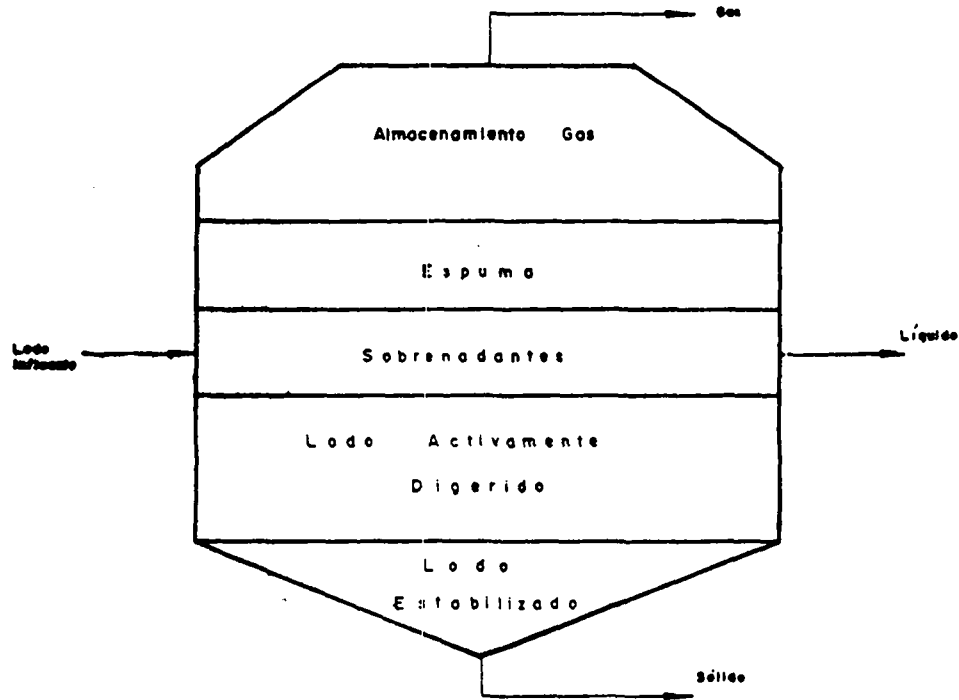


Figura No. 17

DIGESTOR ANAEROBICO DE TIPO CONVENCIONAL

BIBLIOGRAFIA

1. Benefield L.D., Randall C.W., Biological Process Design for Waste Water Treatment, Prentice Hall Inc, Englewood Cliffs, 1980.
2. Caicedo J.R., Duque R., "Lagunas de Estabilización", Control de la Contaminación de Desechos Líquidos, Asisa Cali 1978.
3. Centro Tecnológico de Saneamiento Básico, "Sistemas de Esgotos Sanitarios", Sao Paulo, 1973.
4. Metcalf y Eddy Inc., Waste Water Engineering: Colletion Treatment Disposal. Moraw Hill Book Co., New York. 1972.
5. Orozco A., Salazar A., "Tratamiento Biológico de Aguas Residuales", Facultad de Ingenierfas, Universidad de Antioquia, Medellín, 1985.
6. Winkler M., Biological Treatment of Waste Water, Ellis Hardwood Publishers, West Sussex, 1981.

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL

ACODAL - Seccional Valle del Cauca

SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

19 - 23 Agosto de 1985

Cali - Colombia

"TRATAMIENTO ANAEROBICO DE AGUAS RESIDUALES Y SUS APLICACIONES"

Ingeniero

CARLOS LEONARDO GUERRERO U.

Consultor M.Sc. Ingeniería Ambiental

THE UNIVERSITY OF TEXAS

TRATAMIENTO ANAEROBICO DE AGUAS RESIDUALES
Y SUS APLICACIONES

ING. CARLOS LEONARDO GUERNEO U.
CONSULTOR M.Sc. INGENIERIA AMBIENTAL
THE UNIVERSITY OF TEXAS

INTRODUCCION

El proceso de tratamiento anaeróbico emplea microorganismos anaeróbicos y facultativos para la estabilización de residuos orgánicos mediante conversión a metano y bióxido de carbono. La utilización del proceso anaeróbico es muy deseable debido a que éste resulta en menores síntesis lo cual minimiza los requerimientos para disposición de lodos, en inversiones de capital menores pues el proceso trabaja con cargas comparativamente más altas que las aeróbicas y además produce un gas utilizable : metano.

El tratamiento anaeróbico ha sido utilizado con éxito para la digestión de lodos resultantes del tratamiento primario y también de lodos de exceso de procesos secundarios tales como filtros percoladores y lodos activados.

Adicionalmente, el proceso anaeróbico ha sido aplicado muy satisfactoriamente para el tratamiento de residuos industriales amenos al mismo.

Los procesos anaeróbicos más utilizados han sido el proceso convencional el cual utiliza como parámetro de control el tiempo de retención hidráulico y el proceso anaeróbico de alta tasa controlado mediante el tiempo de retención de sólidos, a través de la recirculación de los mismos. El proceso de alta tasa, también denominado proceso de contacto anaeróbico, ha sido extendido también al tratamiento de residuos industriales. El principal logro de este proceso es el de aumentar las tasas de utilización de sustrato a través de la recirculación de sólidos. Si bien la recirculación no aumenta el crecimiento bacteriano, sí hace que el proceso sea menos dependiente del crecimiento bacteriano ofreciendo una mayor concentración de microorganismos para actuar sobre el sustrato obteniendo así remociones altas y consistentes del mismo. La mayor desventaja del proceso de contacto anaeróbico recae en la separación de las fases gas-sólido-líquido. Aunque esta etapa ha sido mejorada a través de los años, continúa siendo la etapa crítica de esta técnica pues una falla en la separación sólido-líquido resulta en un efluente deteriorado y eventualmente en falla del proceso pues es precisamente la recirculación de los sólidos lo que hace el proceso funcional.

En 1967, Mc Carty (16) introdujo una modificación al proceso de contacto anaeróbico la que denominó el Filtro Anaeróbico. Esta modificación consiste en una estructura confinada, operada en flujo ascendente, con un medio filtrante empacado a una relación de vacíos de 0.40-0.50, y es particularmente útil para el

tratamiento de aguas residuales relativamente concentradas y libres de sólidos en suspensión. El filtro anaeróbico es la mejor alternativa para evitar las inconveniencias del proceso anaeróbico de contacto. Así, el medio filtrante reduce la turbulencia y asegura una eficiente retención de sólidos. La retención de los microorganismos asegura tiempos de retención más largos y por tanto un efluente bien clarificado. La aglomeración de la biomasa produce una alta concentración de microorganismos para actuar sobre el sustrato y asegura un mejor contacto microorganismo-sustrato. Por lo tanto el filtro anaeróbico es capaz de trabajar a altas tasas de utilización de sustrato y presenta un proceso no dependiente ya de la difícil fase de separación sólido-líquido, para el tratamiento de aguas residuales.

El tratamiento anaeróbico como ya se dijo, tiene comprobada aplicación para el tratamiento de lodos primarios y secundarios y de algunos residuos líquidos industriales concentrados. Su aplicación al tratamiento de aguas residuales domésticas se viene estudiando desde hace varios años a través de reactores de flujo ascendente con un lecho fluidizado conformado por los sólidos removidos (10). En este proceso prácticamente se reemplaza el medio filtrante del filtro anaeróbico por un lecho de lodos microorgánicos que según los investigadores toma una conformación granular. Se busca en esta forma lograr una alta concentración de microorganismos actuando sobre el sustrato y un tiempo de retención de sólidos largo, lo cual debe redundar en una mejor

eficiencia. Al igual que en el proceso anaeróbico de contacto la separación sólido-liquido es difícil en este caso. Los resultados reportados por varios investigadores son muy buenos, si se tiene en cuenta que tradicionalmente el proceso anaeróbico se ha considerado inefectivo para el tratamiento de aguas residuales diluidas con -DBO inferior a 500 mg/l- como es el caso de las aguas residuales domésticas. Sin embargo, aún es necesario definir a través de mayor experimentación la cinética del proceso y sus mecanismos de control para una clara interpretación y consciente aplicación de este proceso, por una parte y por otra estudiar la hidráulica del mismo con énfasis en el sistema de distribución del afluente (evitando cortocircuitos y taponamiento) en la separación gas sólido líquido.

En este artículo se presenta una discusión del tratamiento anaeróbico, sus fundamentos y aplicaciones, seguida por los resultados obtenidos por el autor en la investigación del filtro anaeróbico para el tratamiento de aguas residuales (7) uno de cuyos objetivos principales fue : 1) estudiar el efecto del medio filtrante, tipo y tamaño, sobre la metanificación del ácido acético . Para lograr este propósito se utilizaron varios filtros anaeróbicos con tres medios filtrantes diferentes - arena, grava y carbón activado - y se sometieron a varias condiciones de carga para comparar su eficiencias de tratamiento.

FUNDAMENTOS Y PROCESOS

La Bacteria Formadora de Metano

A finales del siglo XIX, la formación de metano a través de procesos microbianos fue reconocida por primera vez. Los trabajos de Poooff (18), Hoppe - Seyler (19) y otros fueron importantes. Sin embargo, fue solo hasta comienzos de este siglo cuando las investigaciones de Schriener (20) dieron una percepción más definida de las características de la bacteria formadora de metano y de lo que es más importante para la ingeniería sanitaria: los tipos de transformaciones que estas eran capaces de realizar (3). Estos microorganismos podían producir metano a través de la reducción del bióxido de carbono, transformación esta que representa el último y más significativo paso en la estabilización de un residuo.

Se sabe que las bacterias formadoras de metano son anaerobios obligados, más sensibles al oxígeno molecular que cualquier otra bacteria anaeróbica; no poseen la habilidad para formar esporas protectoras y son inmóviles (2). Requiere de una fuente inorgánica de nitrógeno y fósforo para su desarrollo, lo mismo que trazas de metales como : Ca⁺⁺, Mg⁺⁺, Fe⁺⁺, K⁺, N⁺ y Co⁺⁺ (23).

Estas características encierran el alto significado de la bacteria formadora de metano. El hecho de ser anaerobios obligados implica que la purificación de residuos se ha de llevar

a cabo en la ausencia de equipos de aireación y además, debido a que su desarrollo se da a muy bajas tasas de síntesis, esto es, por cada unidad de sustrato utilizado solo se obtiene una pequeña fracción de energía para crecimiento y por tanto un proceso que utilice estos microorganismos resulta en una baja generación de sólidos, minimizando así los problemas de disposición.

Finalmente, estos microorganismos pueden purificar aguas residuales domésticas e industriales con producción simultánea de combustible.

El Proceso Anaeróbico

El proceso anaeróbico es dependiente de la presencia de microorganismos facultativos y a la vez de bacteria formadora de metano. El papel de los primeros, denominados formadores de ácido es el de transformar el material orgánico complejo en ácidos volátiles y el de utilizar todo el oxígeno molecular que pudiera infiltrarse en el sistema anaeróbico, protegiendo así la vida de los fermentadores de metano de los cuales depende en últimas el éxito del proceso.

El proceso anaeróbico incluye dos pasos principales los que se ilustran en la Figura No. 1. El primero consiste en la hidrólisis del residuo complejo por los formadores de ácido, con la formación de ácidos volátiles, principalmente acético y propiónico. El segundo paso consiste en la conversión de estos

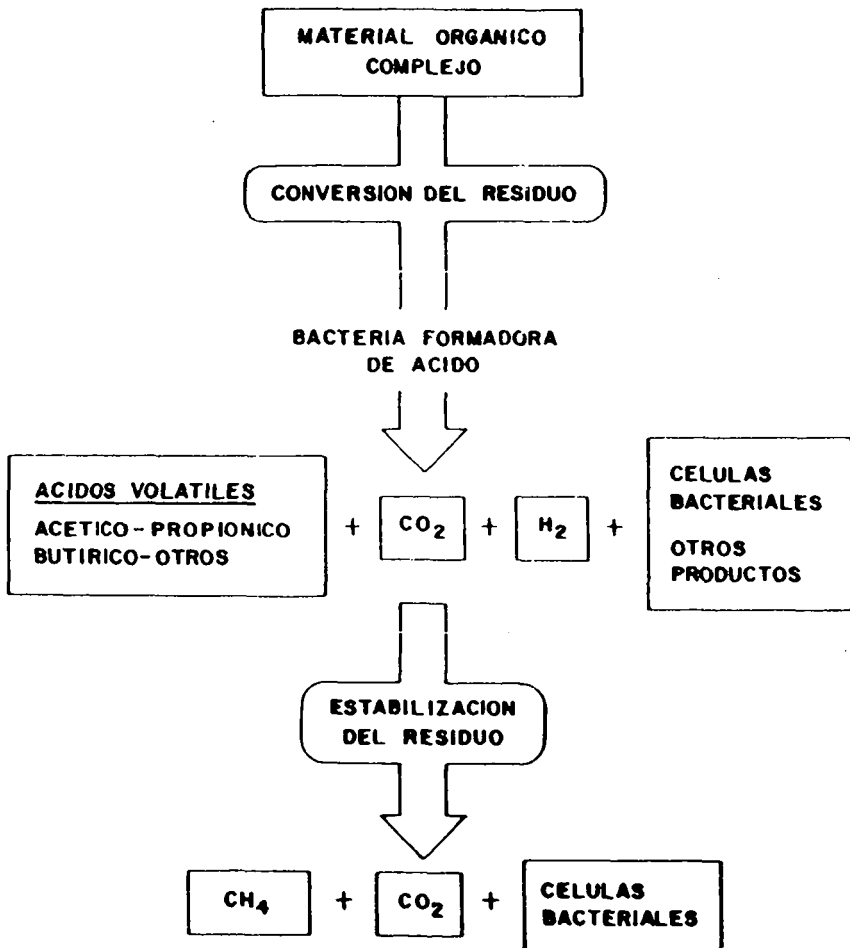


FIGURA No. 1. Las dos etapas del proceso anaeróbico. Conversión del residuo por formadores de ácido y estabilización del mismo por formadores de metano (14)

Ácidos a gas metano por los llamados formadores de metano, con producción simultánea de células microbianas, generalmente menos del 5 por ciento de la DBO utilizada (23).

La DBO total del residuo permanece constante al finalizar la etapa de formación de ácidos y es reducida en la etapa de fermentación de metano mediante conversión a gas metano. Por lo tanto, la cantidad de gas metano producido es una medida directa de la cantidad de DBO que ha sido estabilizada biológicamente. Esta relación se ilustra en la Figura No. 2. Aquí puede observarse que un desbalance en la etapa de formación de metano incide negativamente sobre el proceso, pues a menos que se produzca metano los ácidos volátiles se acumularán "agriando" el sistema. Si se tiene en cuenta que cerca del 70 por ciento de una DBO aficiente se reduce a través de la vía del ácido acético, cualquier desbalance en la reducción de este ácido reduciría considerablemente la eficiencia del proceso anaeróbico. Por tanto, la reducción del ácido acético a metano es el paso limitante de la eficiencia del proceso anaeróbico.

Condiciones Ambientales Requeridas para Fermentación Óptima del Metano

Las mejores condiciones ambientales para fermentación óptima de metano son aquellas que favorecen el metabolismo de los formadores de metano. Estas condiciones, tal como se presentan en la Tabla No. 1, deben mantenerse si se desea preservar y estimular una alta población formadora de metano.

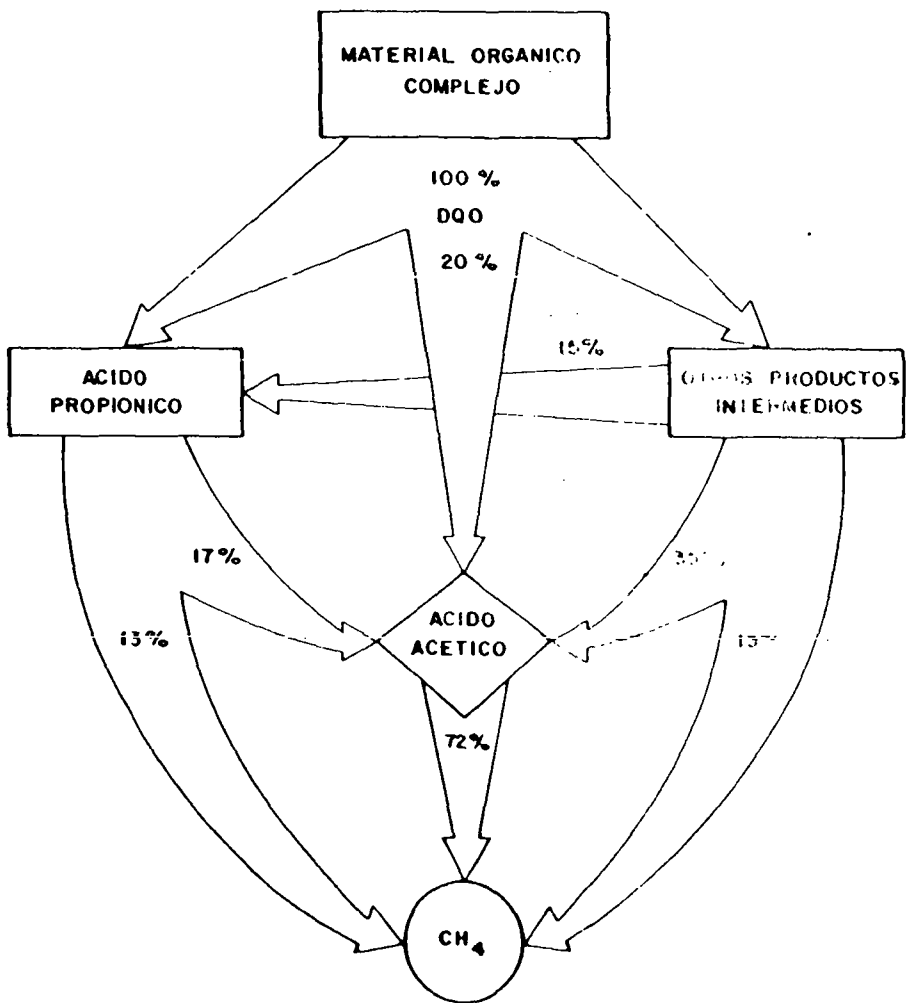


FIGURA N.º 2. Conversion de DQO a metano y sus diferentes rutas.
 Los porcentajes representan DQO convertido por una ruta particular. (14)

T A B L A No. 1

CONDICIONES OPTIMAS PARA EL
PROCESO ANAEROBICO (12)

VARIABLE	VALOR OPTIMO
Temperatura, °C	30 - 35
pH	6.8 - 7.4
Alcalinidad (mg/l CaCO ₃)	2000 - 3000
Acidos Volátiles (mg/l Acético)	50 - 100
Potencial Oxidación-Reducción (MV)	-500 a -100
Nutrientes Inorgánicos	Ver Tabla No. 2
Materiales Tóxicos	Ausentes

Temperatura

La temperatura es una importante variable, pues directamente afecta la cinética del proceso anaeróbico. Entre más baja sea la temperatura las tasas de reacción serán considerablemente más bajas y los tiempos requeridos para la generación de microorganismos serán más largos.

Las tasas de reacción afectadas por la temperatura son k y K_s , la tasa máxima de utilización de sustrato y la constante de

velocidad media respectivamente. Se ha encontrado que para ácido acético, por ejemplo, el valor de k permanece casi igual para temperaturas entre 25 y 30 °C. Sin embargo, su magnitud solo es del 50 por ciento de su valor a 25 °C (15). La importancia de K_s , lo mismo que la de k está en el hecho de su relación con la tasa de utilización de sustrato ds/dt y con el tiempo de retención de sólidos TRS, tal como se describe para un sistema de flujo continuo en las ecuaciones Nos. 1 y 2.

$$\frac{ds}{dt} = \frac{\mu X}{K_s + S} - bX \quad (1)$$

Donde :

- k = Tasa máxima de utilización del sustrato (g/diario **BSLM** / g/d)
- S = Concentración del sustrato en contacto con los microorganismos (mg/l).
- X = Masa microbiana (mg/l)
- K_s = Constante de velocidad media, correspondiente a la menor concentración de sustrato para la cual los microorganismos trabajarán a la mitad de la máxima tasa (mg/l).
- BSLM** = Sólidos suspendidos en contacto con el sustrato (kg)

$$\frac{1}{\text{TRS}} = \frac{\mu K_s}{K_s + S} - b \quad (2)$$

Donde :

- μ = Constante de crecimiento
- b = Tasa de decaimiento microbial

Si K_s es pequeña comparada con S , la ecuación No. 1 se convierte en:

$$\frac{dS}{dt} = kX \quad (3)$$

la cual corresponde a la parte superior de la figura No. 3. Si K_s es grande resulta entonces una curva como la de trazas en la figura No. 3.

Una gráfica de K_s - vs - Temperatura Absoluta, figura No. 4, muestra que a medida que la temperatura disminuye K_s aumenta considerablemente y por tanto, el efecto neto de una reducción en temperatura es una disminución de la eficiencia del proceso.

También, si $K_s \ll S$, la ecuación No. 2 se reduce a la forma siguiente, útil para calcular el mínimo tiempo de retención de sólidos TRS_m para un proceso dado:

$$\frac{1}{TRS_m} = ak - b \quad (4)$$

Así, entre más pequeña K_s es menor el TRS_m .

El inverso del TRS_m es la tasa de crecimiento neta limitante Y relacionada con el tiempo de generación de los microorganismos así (15):

$$Y = \frac{0.693}{T_d} \quad (5)$$

T_d = Tiempo requerido para doblar la masa de microorganismos.

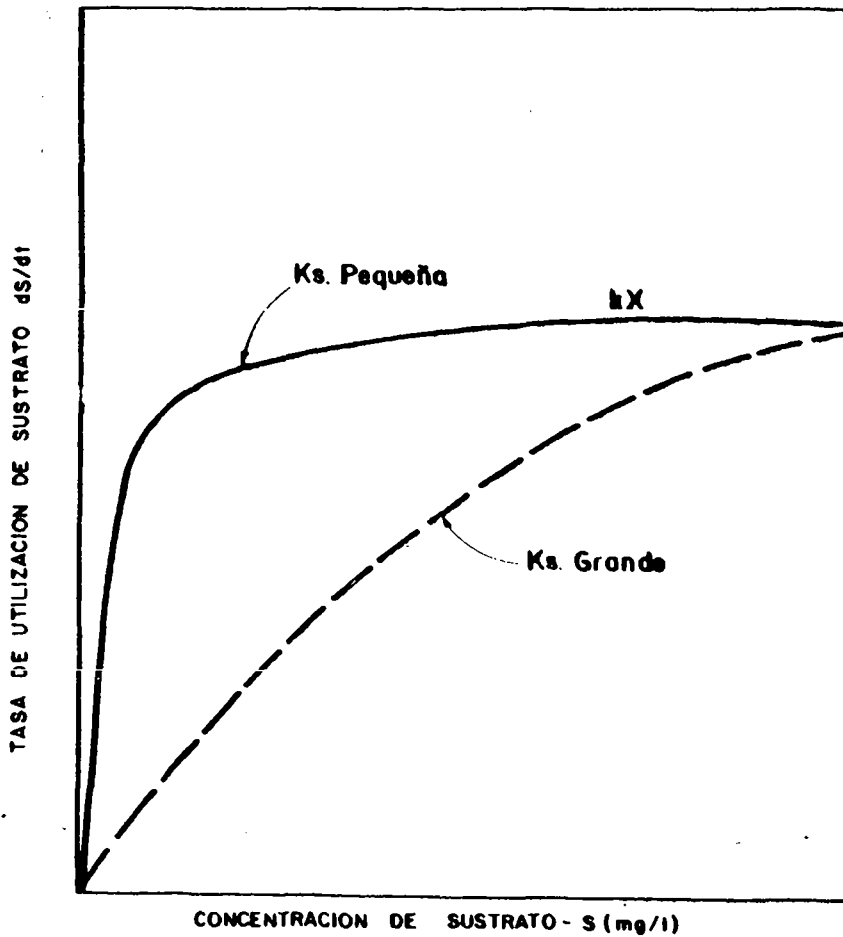


FIGURA N.º 3. Beneficio de una K_s pequeña en la utilización de sustrato Si $K_s \ll S$ el proceso opera en la parte superior de la curva.

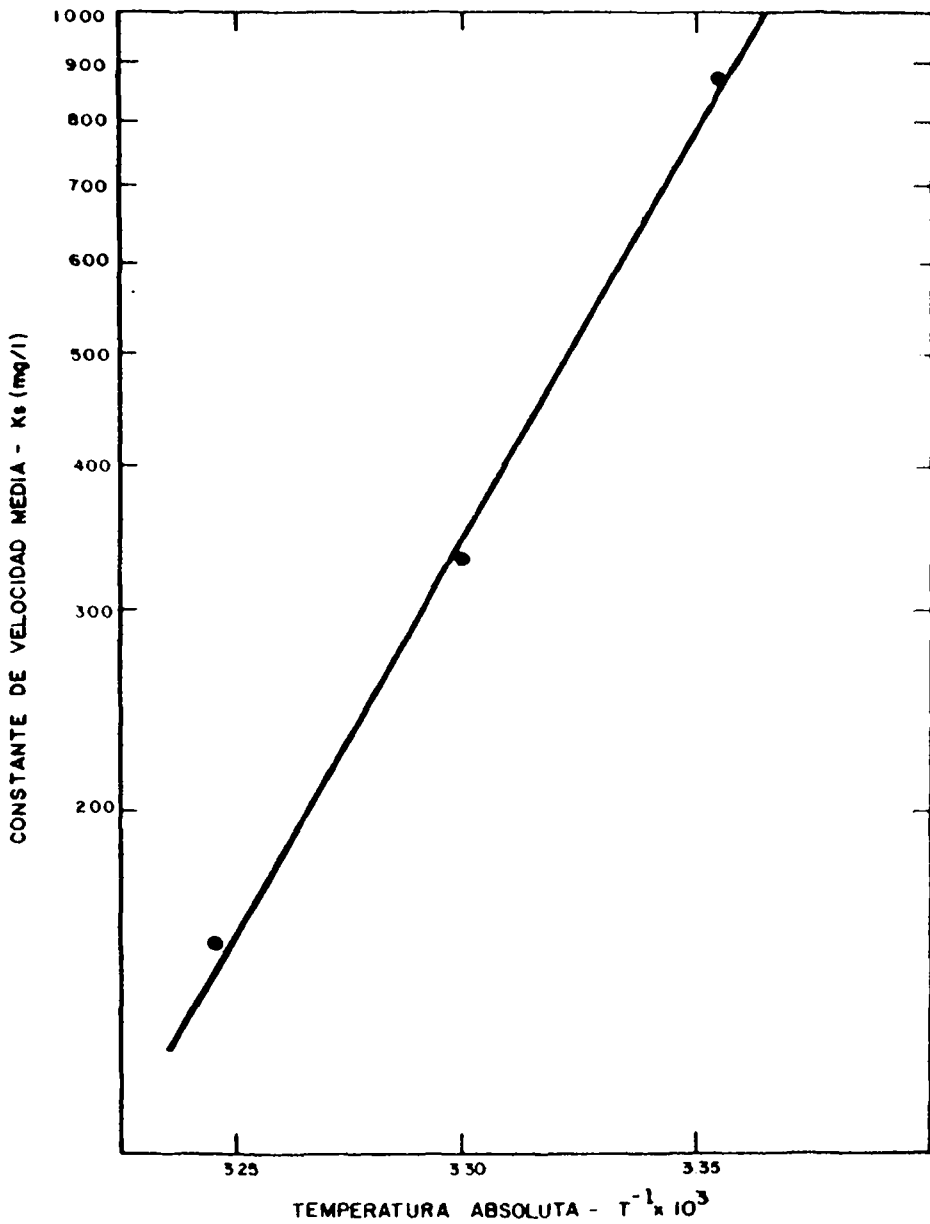


FIGURA N.º 4. Influencia de la temperatura sobre K_s en la fermentación de ácido acético (15)

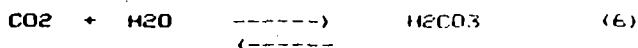
Por tanto, una caída de temperatura es indeseable, pues aumentaría considerablemente el valor de K_1 resultando en una reducción de la tasa de utilización de sustrato, en un incremento mandatorio en el TRS del sistema si se desea mantener una eficiencia dada, y en un aumento en el tiempo requerido para duplicar la población microbiana.

Finalmente, cuando se trata de residuos complejos, el proceso anaeróbico queda seriamente comprometido por una caída de temperatura, pues los formadores de ácido no se afectan tan adversamente por este factor como los formadores de metano y entonces continúan produciendo ácidos volátiles hasta agotar el proceso.

$\text{pH} = \text{Alcalinidad} - \text{Ácidos Volátiles}$

Estos tres parámetros deben evaluarse conjuntamente, pues existe un alto grado de interacción entre ellos.

Para el control del pH el sistema químico que interviene es el del bióxido de carbono - bicarbonato, tal como se indica en la Ecuación No. 6.



Este sistema se relaciona con el pH, así :

$$[\text{H}^+] = K_1 \frac{[\text{H}_2\text{CO}_3]}{[\text{HCO}_3^-]} \quad (7)$$

En donde,

K_1 = Constante de ionización del ácido carbónico

Cuando la concentración de ácidos volátiles es baja, la concentración del ión bicarbonato o la alcalinidad por bicarbonato representa casi toda la alcalinidad de un sistema anaeróbico. Cuando la concentración de ácidos volátiles es alta, estos son neutralizados por la alcalinidad del bicarbonato ligando la alcalinidad a los ácidos volátiles. Entonces, la alcalinidad total presente es la suma de la alcalinidad al bicarbonato y aquella ligada a los ácidos volátiles. Fair y Moore (5) expresan, para este último caso, la alcalinidad al bicarbonato, así :

$$AB = AT - (0.85) (0.833) TAV \quad (8)$$

En donde,

AB = Alcalinidad al bicarbonato, mg/l CaCO_3

AT = Alcalinidad total, mg/l CaCO_3

TAV = Concentración total de ácidos volátiles, mg/l CaCO_3

Se ha encontrado que para lodos de origen doméstico la reducción de la proteína produce NH_3 , el cual se combina con el CO_2 para producir NH_4 (HCO_3) el cual actúa como buffer (11). Por lo tanto, en lodos domésticos el buffer se mantiene automáticamente. Sin embargo, en el caso de los residuos industriales, es normalmente necesario agregar un buffer para absorber los aumentos de ácidos volátiles sin que se presente una caída del pH, como por ejemplo cal (CaO) y bicarbonato de sodio (NaHCO_3). En general, concentraciones de alcalinidad al bicarbonato entre 1500 - 4000 mg/l CaCO_3 logran amortiguar apropiadamente altos incrementos en ácidos volátiles con una mínima reducción en el pH (14).

Potencial de Oxidación - Reducción (POR)

El POR es otro parámetro para el control de la fermentación del metano. El POR es similar conceptualmente a los parámetros de temperatura y pH en el sentido de que es una medida de intensidad más que de capacidad (15). En la práctica se ha encontrado dificultad en obtener resultados reproducibles del POR (19) (20) y por tanto, no se utiliza mucho para el control del proceso anaeróbico. Mas bien se utilizan varios de los otros parámetros cuya medición es más sencilla.

Nutrientes y Sustancias Tóxicas

Otra consideración de la mayor importancia para el tratamiento anaeróbico es la presencia de nutrientes y la ausencia de tóxicos.

Los microorganismos anaeróbicos requieren nitrógeno y fósforo inorgánico lo mismo que trazas de metales para su correcto crecimiento. Estas cantidades son proporcionales al crecimiento de los microorganismos. Los requerimientos de nitrógeno pueden estimarse con base en la formulación química de la célula anaeróbica y en la cantidad de sólidos producidos por unidad de DBO estabilizada. Esta relación reportada por Breece (23) es :

Aquí, el nitrógeno representa un 11 por ciento del peso de sólidos volátiles de la célula. McCarty (14) reporta la producción de sólidos biológicos para diferentes sustratos en función del TRS tal como se presenta en la Figura No. 5. Así, si la acumulación de sólidos fuera de 0.1 Kg SSLM/Kg DBO, los requerimientos de nitrógeno serían :

$$0.11 \times \frac{0.1 \text{ Kg SSLM}}{\text{Kg DBO}} = \frac{0.011 \text{ Kg Nitrógeno}}{\text{Kg DBO}}$$

Entonces,

Requerimientos de Nitrógeno = 1 por ciento de la DBO

Los requerimientos de fósforo se han determinado entre 1/7 y 1/5 del nitrógeno.

Los nutrientes inorgánicos que se presentan en la Tabla No. 3, han demostrado tener un poder estimulante en el crecimiento de la bacteria del metano (23). Si estas sales están presentes en concentraciones excesivas pueden producir cualquiera de los siguientes efectos en el sistema biológico : 1) Pueden reducir la estimulación al punto en el cual la tasa de reacción en presencia de las sales es igual que en su ausencia y en esencia no se logra nada con la adición de las sales; 2) Pueden producir un efecto inhibitorio tóxico en el metabolismo de los microorganismos anaeróbicos.

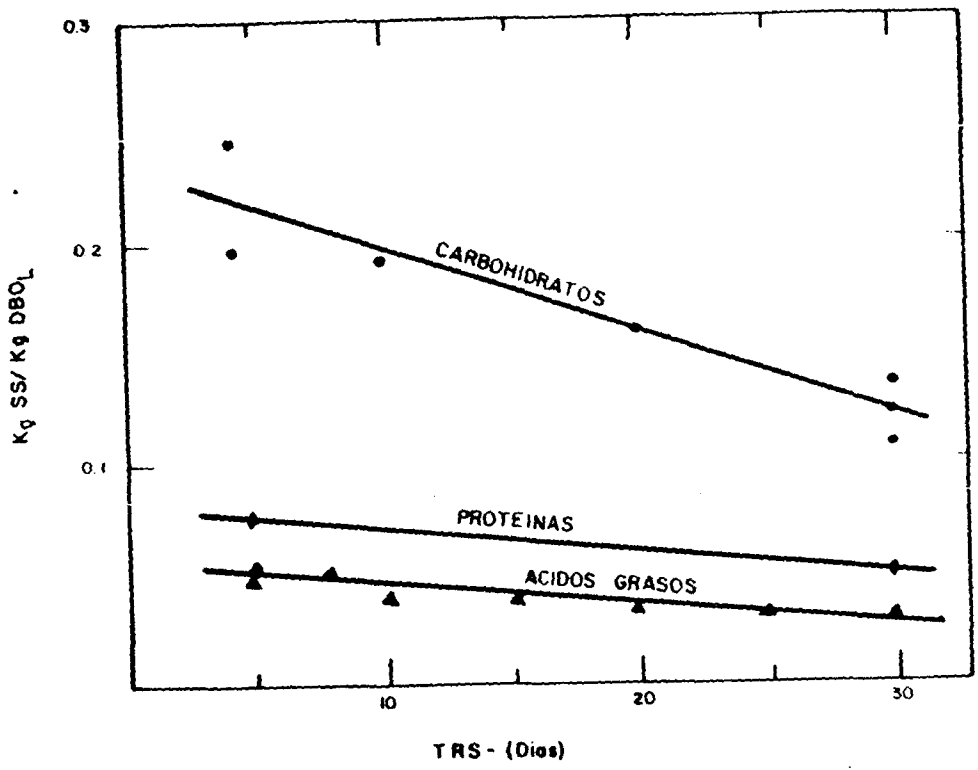


FIGURA No.5. Produccion de solidos biologicos-vs- TRS para diferentes sustratos.

T A B L A N o. 2

CONCENTRACIONES ESTIMULANTES DE
NUTRIENTES INORGANICOS (23)

INORGANICOS	CONCENTRACION (mg/l)
$(NH)_4^+$ $2 HPO_4^-$	456.0
$MgSO_4 \cdot 7H_2O$	40.0
NH_4^+ Cl^-	560.0
KCl	80.0
$MgCl_2$	200.0
$FeCl_3$	200.0
$CaCl_2$	190.0
$CoCl_2$	14.2

La toxicidad se ha encontrado asociada con el catión de la sal. McCarty estudió la toxicidad relativa de varios cationes sobre la bacteria del metano, encontrando el siguiente orden toxicidad ascendente : 1) Calcio, 2) Magnesio, 3) Sodio, 4) Potasio y 5) Amonio (13).

Control del Proceso Anaeróbico

En general y en condiciones normales, el proceso de fermentación de metano se lleva a cabo en la práctica con un mínimo de control. Sin embargo, si una o varias condiciones ambientales se tornan desfavorables el proceso se desbalanceará y comenzará a operar a baja eficiencia. Si las condiciones desfavorables continúan, la eficiencia puede llegar a reducirse casi a cero. Por lo tanto, es importante monitorear una serie de variables para asegurar la estabilidad del proceso.

La Tabla No. 3 presenta los indicadores de un tratamiento desbalanceado. De estos, el más significativo es la concentración de ácidos volátiles, especialmente cuando se tratan lodos domésticos. En el caso de los residuos industriales, éste junto con la DBO efluente, es una muy buena guía para controlar el proceso anaeróbico. El pH es un buen indicador de desbalance cuando la causa del mismo sube el pH. Sin embargo, el pH por sí solo no indica si existe una acumulación seria de ácidos volátiles hasta que la capacidad buffer del sistema ha sido excedida y la situación resultante es difícil de corregir. La producción total de gas y su composición también indica el balance o no del sistema, pero solo hasta después de alcanzado el estado estable.

T A B L A No. 3

INDICADORES DE DESBALANCE EN EL
PROCESO ANAEROBICO (14)

PARAMETROS QUE AUMENTAN	PARAMETROS QUE DISMINUYEN
Concentración de Ácidos Volátiles.	pH
Porcentaje de CO ₂ en el gas	Producción Total de Gas

Una situación de desbalance puede ser temporal o total. Los desbalances temporales se presentan durante los periodos de aclimatación debido a la presencia de una baja población bacteriana, o durante fermentación normal debido a variaciones en temperatura, carga orgánica y composición del residuo. Si el pH se mantiene cerca a neutro durante un balance temporal ayudará para que la fermentación continúe.

El desbalance total ocurre cuando existen materiales tóxicos. En este caso el desbalance solo puede ser corregido bien sea removiendo los tóxicos o neutralizando la acción del tóxico causante del desbalance, si está identificado.

En la mayor parte de los casos, una vez la causa del desbalance ha sido identificada y corregida hasta mantener el pH cerca a neutro, después de un tiempo se restablecerá la normalidad en el sistema.

Procesos de Tratamiento Anaeróbico

Varios procesos anaeróbicos han sido aplicados con éxito para la estabilización de aguas residuales: El proceso convencional, el proceso de contacto y más recientemente el filtro anaeróbico.

El proceso convencional es más útil para la estabilización de sólidos de exceso de lodos activados o filtros percoladores. Este proceso emplea como control el tiempo de retención hidráulico, el cual fluctúa entre 15 y 20 días y cargas entre 3 - 8 Kg de carga volátil/m³/día.

El proceso de contacto ha sido extendido exitosamente al tratamiento de algunos residuos industriales diluidos. El mejor logro de este proceso es el de aumentar la tasa de utilización de sustrato dejando una mínima concentración del mismo en el efluente. La tasa de utilización de sustrato se aumenta a través de concentraciones bacteriales más altas (TKS más largos) logradas a través de una mejor separación de sólidos y su recirculación. El proceso realmente no aumenta las tasas de generación bacterial pero es menos dependiente de éstas debido a la recirculación y ofrece una concentración bacterial mucho más alta actuando sobre el sustrato, logrando remociones consistentes

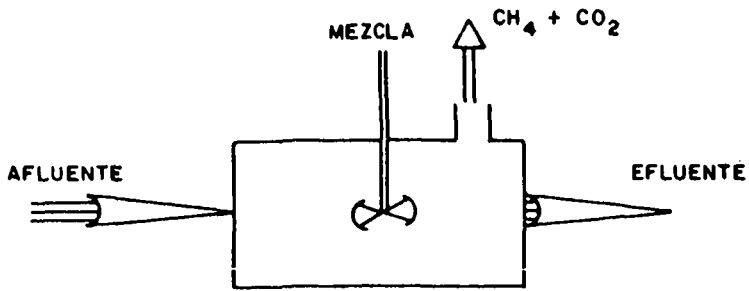
y altas. Debido a que el proceso trabaja con TRS largos, los tiempos de retención hidráulica logrados alcanzan entre 4 y 6 horas para cargas hasta de 3 Kg/m³/día.

La mayor desventaja del proceso de contacto anaeróbico está en la separación de las fases Gas-Sólido-Líquido, lo cual es crítico para la eficiencia del sistema. Una falla en la separación sólido - líquido resultará en un efluente deteriorado y en la eventual falla del proceso ya que es precisamente la recirculación de sólidos la que hace funcionar el proceso.

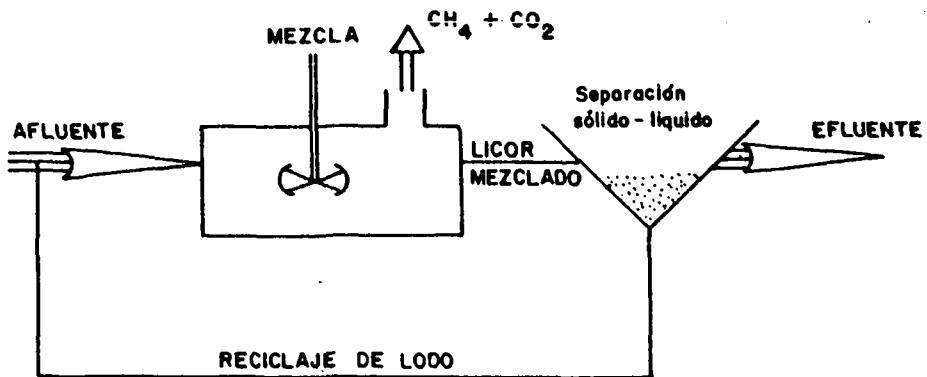
La Figura No. 6 presenta un diagrama de los sistemas convencional y de contacto.

Hace algunos años, McLarty introdujo una modificación al proceso de contacto anaeróbico al cual llamó el filtro anaeróbico. Esta modificación es particularmente útil para el tratamiento de aguas residuales concentradas libres de sólidos.

La Figura No. 7 esquematiza este filtro. Como puede observarse, consiste en una estructura confinada, operada en flujo ascendente y provista de un medio filtrante. El filtro anaeróbico es hasta el momento la mejor alternativa para evitar los inconvenientes del proceso de contacto. El medio sólido minimiza la turbulencia y provee un lecho para atrapar los microorganismos responsables del tratamiento anaeróbico, evitando la pérdida de la biomasa con el efluente y logrando un TRS largo. La aglomeración de la



PROCESO CONVENCIONAL



PROCESO DE CONTACTO ANAEROBICO

FIGURA N.º 6. Diagrama de flujo de los procesos anaeróbicos convencional y de contacto.

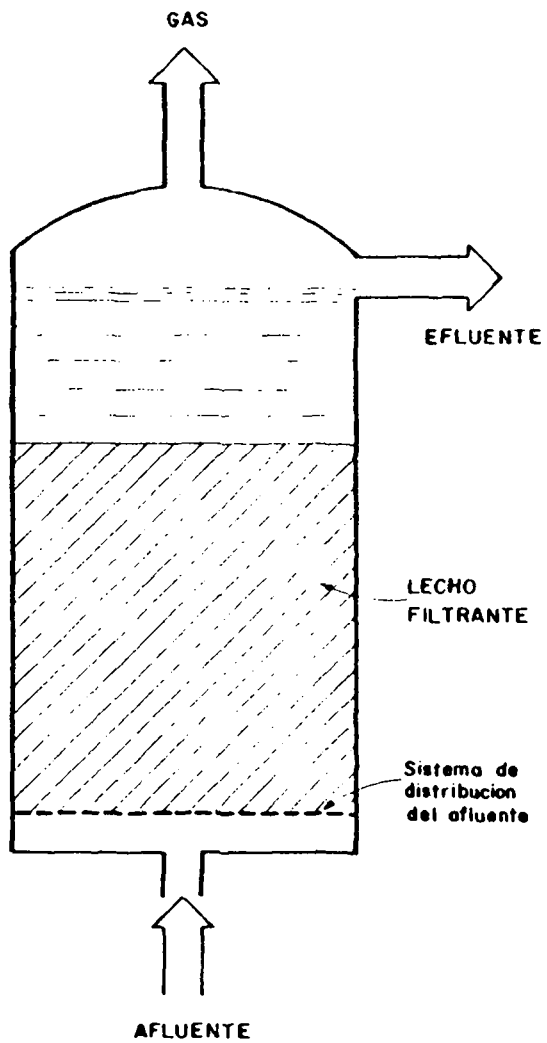


FIGURA N. 7 Esquematzación del filtro anaeróbico

biomasa hace que la concentración de microorganismos que actúa sobre el sustrato sea mayor y asegura un mejor contacto entre el sustrato y la masa bacterial. Así, el filtro anaeróbico puede trabajar a tasas altas de utilización de sustrato presentando un proceso que ya no depende de la difícil separación sólido-líquido ni de la recirculación. Los potenciales del filtro anaeróbico como reactor han sido estudiados por McCarty (16) (17) con óptimos resultados, a nivel de laboratorio y de campo. McCarty empleó un sustrato de ácido acético y propiónico con concentraciones de 1500, 3000 y 6000 mg/l. Las cargas variaron entre 0.4 y 3.4 Kg DQO. m³/día y los tiempos de retención entre 72 y 4.5 horas. Es muy importante anotar que el trabajo fue efectuado a 25 C. La Tabla No. 4 presenta las características del residuo y la Tabla No. 5 los resultados obtenidos. Se encontró también en esta primera investigación que si el filtro se inicia con una simiente fuerte la fermentación inicia en forma activa después de unos 40 días. De lo contrario es necesario emplear hasta 180 días para lograr la estabilización del proceso.

Nuevos Desarrollos en Investigación

Recientemente Lettinga y otros investigadores han presentado otro proceso denominado proceso anaeróbico de flujo ascendente en lecho fluidizado de lodos (10), el cual se presenta en la Figura No. 8.

En este caso nótese que se ha reemplazado el medio filtrante del filtro anaeróbico por el lecho de sólidos y a la vez se ha

TRATAGU4

T A B L A No. 4

CARACTERISTICAS DEL RESIDUO DE ACIDO ACETICO
PROPIONICO (16)

RESIDUO	DQO (mg/l)	NH3 (mg/l-N)	PO4 (mg/l-P)	ALCALINIDAD (mg/l-CaCO3)	SO4 ⁼⁼ (mg/l)
	1500	15	3.5	950	75
ACIDOS VOLATILES	3000	30	6.5	1700	75
	6000	30	12.5	3200	75

T A B L A No. 5

RESULTADOS DEL TRATAMIENTO DE LA MEZCLA
DE ACIDO ACETICO Y PROPIONICO (16)

AFLUENTE DQO (mg/l)	TIEMPO PARA ESTADO ESTABLE (DIAS)	TIEMPO RETENCION TEORICO (hr)	CARGA Kg DQO/m3 dia	EFLUENTE DQO (mg/l)	% DE REMOCION DQO
1500	50	36.0	0.42	24	98.4
1500	36	18.0	0.85	139	90.5
1500	56	9.0	1.70	314	79.0
1500	40	4.5	3.40	470	68.4
3000	140	72.0	0.42	36	98.6
3000	22	36.0	0.85	230	92.0
6000	23	36.0	1.70	124	97.7
6000	35	18.0	3.40	772	86.9

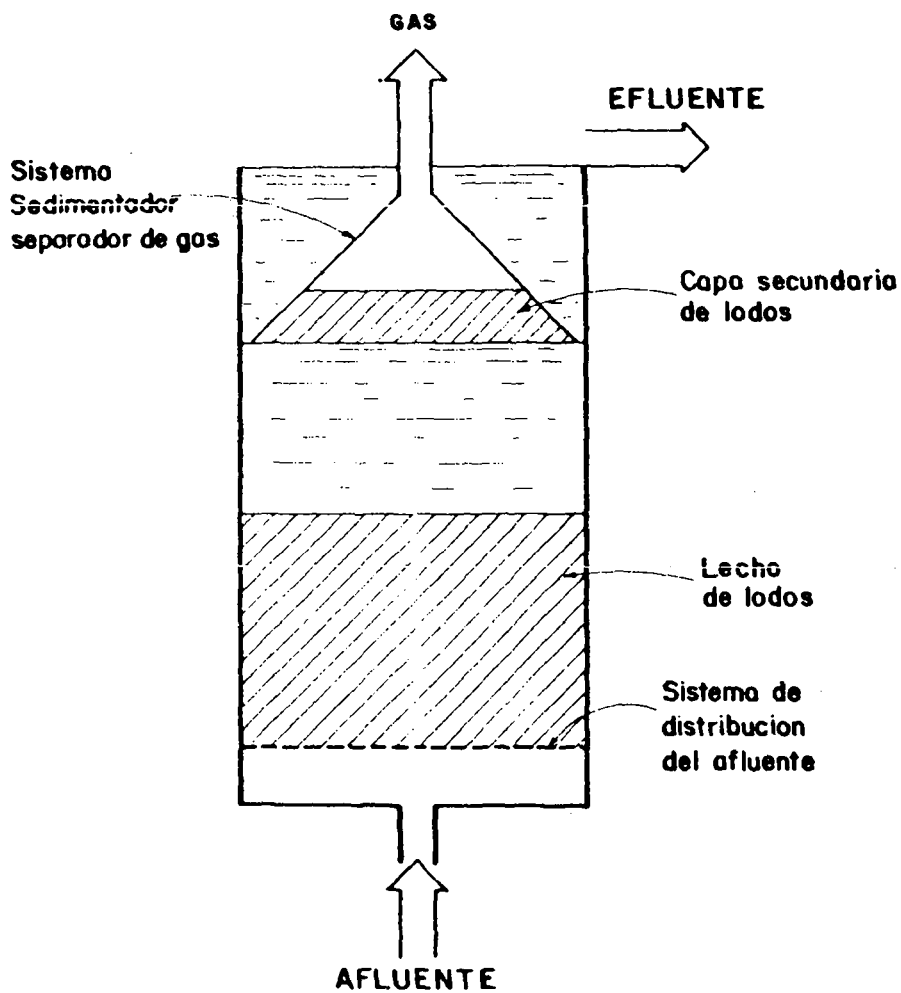


FIGURA N.º 8. Esquematización del proceso anaeróbico de lecho fluidizado en flujo ascendente.

incorporado un sistema de separación de las fases Gas-Sólido-Líquido el cual no es requerido en el caso del filtro anaeróbico.

El agua residual entra en flujo ascendente al reactor y hace contacto con el lecho fluidizado de lodos, los cuales después de un tiempo flocculan logrando una conformación granular. Posteriormente el agua residual pasa por un sistema de separación Gas-Sólido-Líquido en el cual se atrapan las partículas arrastradas con el efluente en una capa secundaria de lodos, conformada en el compartimento del sedimentador.

La ventaja de este proceso sobre el convencional radica en la no utilización de equipo de mezcla y en el logro de TRS muy altos, los cuales no se obtienen en el proceso convencional. En relación con el proceso anaeróbico de contacto puede decirse que ambos logran altos TRS; sin embargo, el de contacto emplea recirculación para mantener altas concentraciones de sólidos en el reactor mientras que el proceso anaeróbico de lecho fluidizado atrapa los sólidos y los separa del efluente por medio de un sistema sedimentador-separador de gases. Otra ventaja adicional, es la de que este proceso no utiliza mezcla, como en el caso del proceso de contacto.

Si se compara con el filtro anaeróbico, este proceso tiene la ventaja de no utilizar un medio filtrante el cual es reemplazado por el lecho de sólidos. Sin embargo, la separación Gas-Sólido-Líquido es más deficiente que en el filtro anaeróbico. Ninguno de los dos sistemas utiliza mezcla.

El proceso anaeróbico de lecho fluidizado ha sido empleado con éxito para el tratamiento de residuos industriales (10). Recientemente se han llevado a cabo investigaciones de este proceso para el tratamiento de aguas residuales domésticas con aparentemente buenos resultados (21). Sin embargo, en este caso se requiere de una cuidadosa investigación debido a que el proceso anaeróbico ha sido tradicionalmente eficiente para el tratamiento de residuos líquidos solubles de alta concentración. En el caso específico del tratamiento de aguas negras mediante el proceso anaeróbico de lodo fluidizado debe estudiarse detenidamente la forma de evitar posibles problemas hidráulicos en el sistema de distribución del afluente debido a su alta concentración de sólidos, y debe estudiarse la optimización de la separación de las fases Gas-Sólido-Líquido, etapa siempre crítica en los procesos anaeróbicos.

INVESTIGACION DEL FILTRO ANAEROBICO

Hipótesis Experimental

La investigación se dirigió a conocer el efecto del tipo y tamaño del lecho filtrante sobre la eficiencia del filtro anaeróbico.

Zobell (24) explica que la mayor parte de microorganismos inmóviles (caso de la bacteria del metano) "crecerían sobre superficies sólidas" y señala que además de ofrecer un lugar de soporte o descanso para las bacterias las superficies sólidas podrían concentrar nutrientes por adsorción. Varios materiales

inertes han sido listados como apropiados para el desarrollo de bacterias : arena, grava, vidrio, plásticos y otros (24).

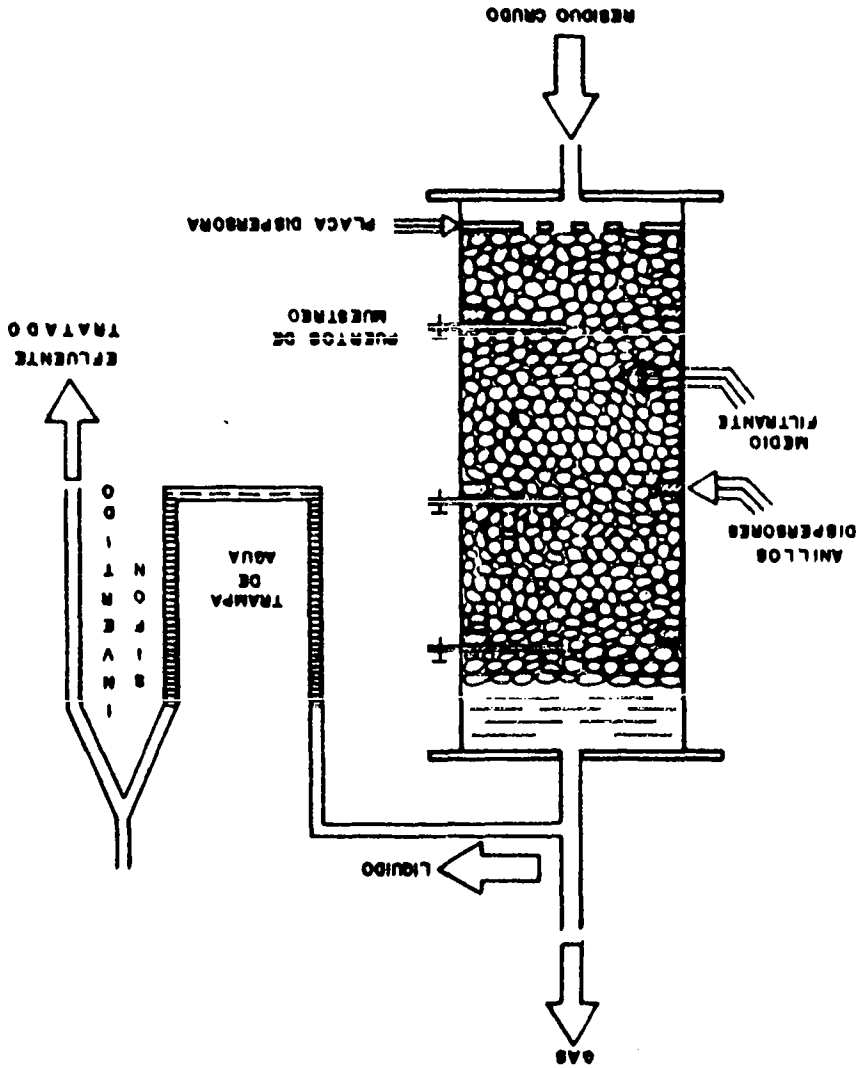
Breden y Buswell (24) señalan también que los materiales inertes son un buen soporte para los microorganismos y evitan que éstos sean lavados con el efluente.

Por lo tanto, la utilización en el filtro anaeróbico de lechos filtrantes inertes con grandes áreas superficiales permitiría acomodar grandes poblaciones bacteriana e incentivar su desarrollo.

Sistema Experimental y Procedimiento

Los filtros experimentales fueron construidos en plexiglass. Cada columna tenía 5.5 pulgadas de diámetro y 1.20 m. de altura. Su volumen total era de 20 l. Se instalaron tres puntos de muestreo y tres anillos internos de 1 pulgada de ancho para minimizar el cortocircuito interno entre el lecho filtrante y la pared de la columna. El residuo sintético era inyectado por la parte inferior de la columna y distribuido en toda la sección del filtro a través de una placa de dispersión localizada a 1 pulgada del fondo de cada unidad y perforada con orificios de 3/4 de pulgada de diámetro distribuidos simétricamente alrededor de un diámetro de 4 pulgadas. Favor ver Figura No. 9. Se emplearon un total de seis (6) filtros para la investigación.

FIGURA N.º 9. Filtro onerobico. Unidad típica.



Medios Filtrantes

Los filtros anaeróbicos fueron experimentados con los siguientes medios filtrantes : 1) Grava de 1 - 1.5 pulgadas; 2) Arena de 3 mm de diámetro y 3) Carbón Activado granular 12 x 40. Estos medios ofrecen diferentes áreas superficiales. Así, la arena de 3 mm ofrece un área superficial aproximadamente 10 veces más grandes que la grava de 1-1.5 pulgadas. El carbón activado a su turno ofrece un área superficial entre 500 - 2000 m²/g de carbón. sus porosidades y volúmenes líquidos se presentan en la Tabla No. 6. Cada tipo de lecho se experimentó por duplicado en sets de dos columnas.

T A B L A No. 6

POROSIDADES AREAS SUPERFICIALES RELATIVAS Y
VOLUMENES LIQUIDOS PARA LOS TRES DIFERENTES
MEDIOS FILTRANTES UTILIZADOS EN ESTE ESTUDIO

MEDIO FILTRANTE	POROSIDAD	VOLUMEN TOTAL DEL FILTRO (1)	VOLUMEN LIQUIDO (1)
Grava 1 - 1.5"	0.45	19.40	8.71
Arena 3 mm (1)	0.39	19.40	7.57
Carbón Activado 12 - 40 (2)	0.22	19.40	4.25

(1) Area superficial aproximadamente 10 veces el área de la grava.

(2) Area superficial : 500 - 2000 m²/g

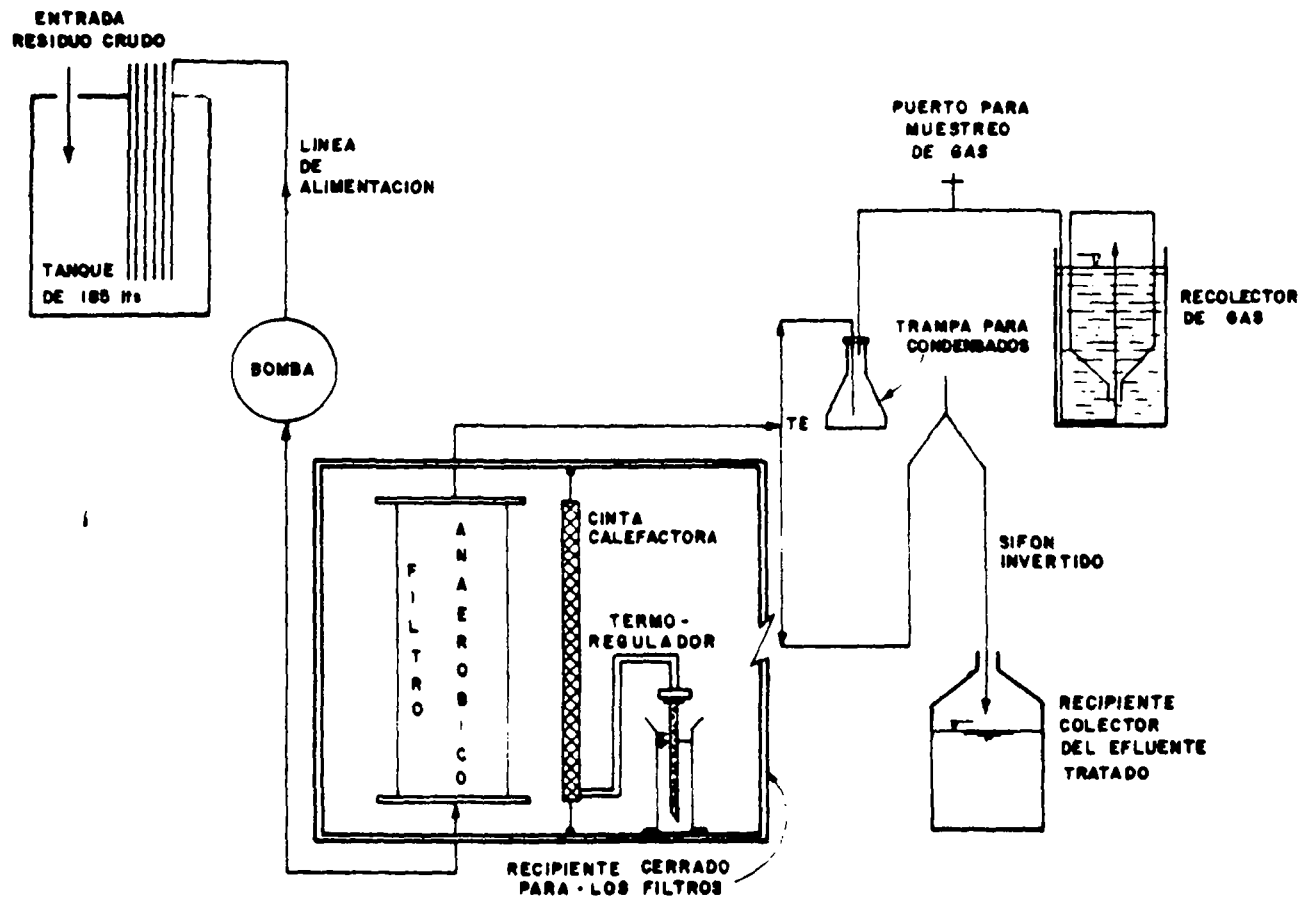
Sistema Afluente y Efluente

Se utilizaron tres (3) bombas Cole - Parmer de velocidad variable y cabeza doble Modelo 7540 - 14 con capacidades entre 10 - 200 l/día para alimentar los filtros. Cada bomba alimentaba un set de dos columnas a fin de aplicar los mismos flujos y características y facilitar la comparación de resultados.

El agua residual sintética era ácido acético con una DBO de 3000 mg/l (2720 mg/l como ácido acético), bicarbonato de sodio para aplicar una alcalinidad de 2500 mg/l como Ca CO₃ y nutrientes según se describe en la Tabla No. 2. El ácido era neutralizado a pH de 6.4 con una solución al 50 por ciento de hidróxido de sodio. El residuo se almacenaba en un tanque de 185 l de capacidad el cual servía como recipiente común a los seis (6) filtros.

El sistema experimental se presenta en la Figura No. 10. El efluente pasaba por una Te de 3/8" en combinación con un sifón invertido para separar el gas producido, del líquido. La línea del gas pasaba a través de una trampa para condensados y fue medido registrando la tasa de desplazamiento de un recipiente flotante en una solución de salmuera acidificada. Se instalaron puertos para el muestreo del gas, después de la trampa de condensados.

FIGURA N. 10 Sistema experimental



Control de Temperatura

Los seis (6) filtros se mantuvieron a 35 ° C mas o menos 1 ° C utilizando cintas de calefacción de 1" de ancho x 48" de largo. Los filtros se colocaron dentro de una caja de madera y el calor era distribuido uniformemente por medio de ventiladores. La temperatura fue controlada con un termoregulador de mercurio.

Procedimiento Experimental

Los seis (6) filtros anaeróbicos fueron divididos en tres (3) sets de dos filtros cada uno. El primero contenía grava, el segundo arena y el tercero carbón activado, como lecho filtrante. Los filtros se purgaron con nitrógeno para eliminar al máximo el oxígeno molecular presente, y se les inyectó como simiente lodos digeridos de la planta de tratamiento de aguas residuales de San Marcos, Texas. La alimentación en continuo se inició con tiempos de retención de 48 hr en todas las unidades.

El sistema fue controlado mediante mediciones diarias de pH y de DQO efluente, tres veces por semana. La producción de gas se registraba diariamente y se analizaba al cromatógrafo dos veces por semana.

Experimentos Conducidos

La Tabla No. 7 presenta un resumen de los experimentos conducidos. Los filtros fueron sometidos a cargas

TRATAGU7

T A B L A No. 7

EXPERIMENTOS CONDUCTIDOS

DQO AFLUENTE (mg/l)	CARGA HIDRAULICA (l/dia)	CARGA ORGANICA Kg DQO/m3/d	FILTRO ANAEROBICO Y MEDIO FILTRANTE
3000	5	0.78	G - 1
	10	1.56	
	15	2.34	GRAVA 1 - 1.5"
3000	5	0.78	G - 2
	10	1.56	GRAVA 1 - 1.5"
3000	5	0.78	
	10	1.56	S - 1
	15	2.34	
	20	3.12	ARENA 3 mm
	30	4.68	
3000	5	0.78	S - 2
	10	1.56	
	40	6.24	ARENA 3 mm
3000	5	0.78	AC - 1
	10	1.56	CARBON ACTIVADO
	15	2.34	12 x 40
	20	3.12	
3000	5	0.78	AC - 2
	10	1.56	CARBON ACTIVADO
			12 x 40

experimentales entre 0.5 - 6.5 Kg DQO/día/m³ de volumen total de filtro.

Resultados Experimentales y Discusión

Los seis (6) filtros anaeróbicos fueron experimentados durante un periodo de cuatro (4) meses. Se requirió un mes para desarrollo y aclimatación bacteriana al sustrato.

La Tabla No. 8 presenta un resumen de los resultados obtenidos para cada filtro anaeróbico durante el periodo total de operación. Estos resultados se obtuvieron analizando reducciones en DQO y producción de metano. Se efectuaron balance de DQO (porcentaje de DQO reducido a metano) con resultados entre el 95 - 100 por ciento, excepto en aquellos casos en que las tasas de flujo eran muy bajas y permitían el atrapamiento del gas en el medio filtrante o muy altas permitiendo el escape de algún gas con el efluente.

Las figuras No. 11, 12 y 13 presentan las reducciones en DQO y las figuras Nos. 14, 15 y 16 presentan las tasas de producción de metano y el porcentaje de metano en el gas durante todo el periodo experimental para cada uno de los medios filtrantes investigados. Las cargas ensayadas con recirculación y agua de Make - Up no se comentan en este artículo.

TRATAGU

TABLA No. 8

RESUMEN DE RESULTADOS PARA LOS FILTROS

ANAEROBICOS

DOO AFLUENTE (mg/l)	CARGA ORGANICA (Kg DOO/d/m ³)	CARGA HIDRAULICA (l/dia)	TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICO (hr)	EFICIENCIA DE REMOCION (%)	GAS (% CH ₄)	CONVERSION DOO A CH ₄	MEDIO FILTRANTE
3000	0.78	5	42	81.67	76.65	88.28	GRAVA 1 - 1.5"
	1.56	10	21	93.33	65.40	95.76	
	2.34	15	14	75.00	70.00	94.00	
3000	0.78	5	36.50	76.00	78.25	107.84	ARENA 3 mm
	1.56	10	18.25	89.67	69.60	108.51	
	2.34	15	12.00	96.67	74.40	110.38	
	3.12	20	9.00	98.83	75.20	92.97	
3000	4.68	30	6.00	94.00	63.10	89.35	CARBON ACTIVADO 12 x 40
	0.78	5	20.00	86.67	68.00	83.72	
	1.56	10	10.00	92.68	64.50	94.50	
	2.34	15	6.75	97.24	70.00	97.17	
	3.12	20	5.00	75.00	76.20	90.54	

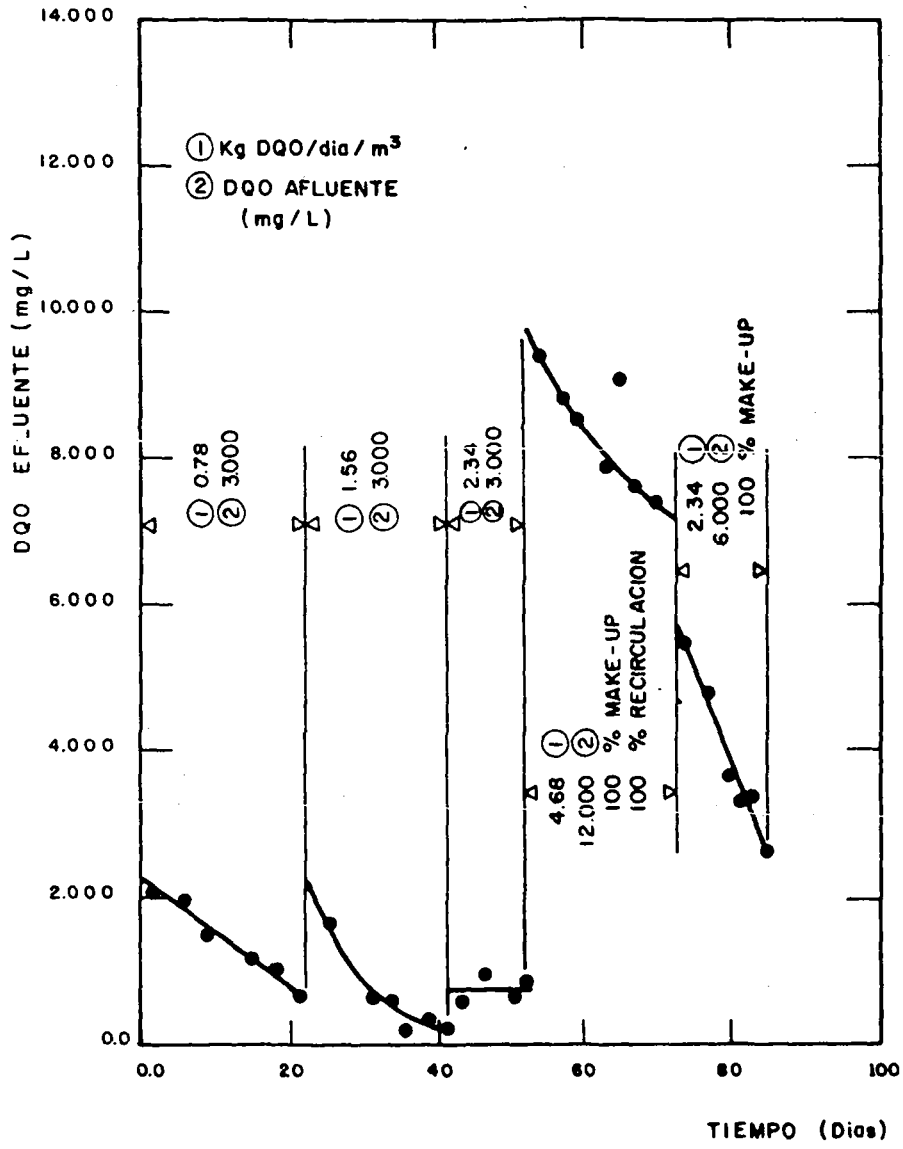


FIGURA No 11 DQO Efluente. Medio filtrante grava 1-15"

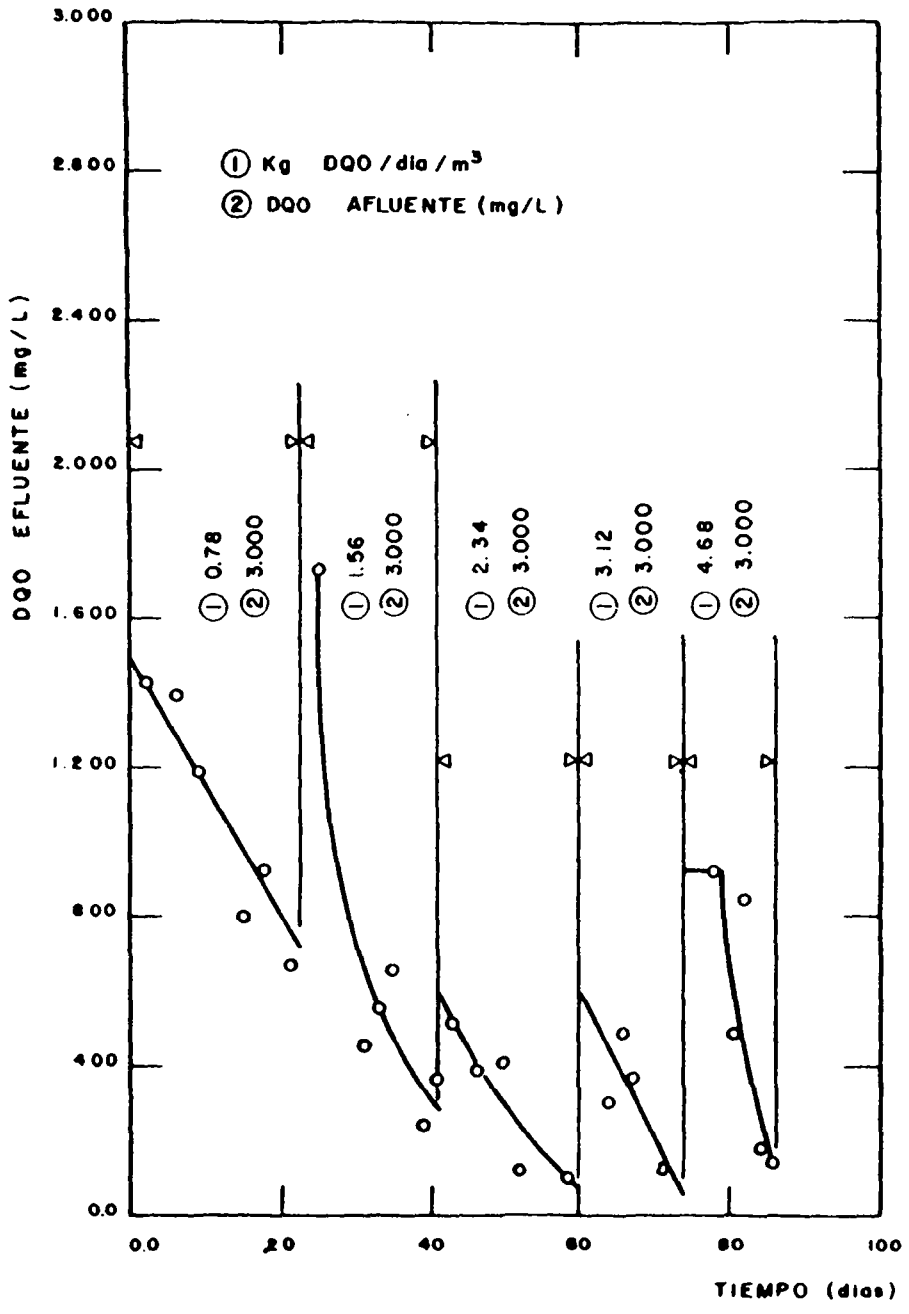


FIGURA No. 12 DQO Efluente. Medio filtrante arena 3 m m

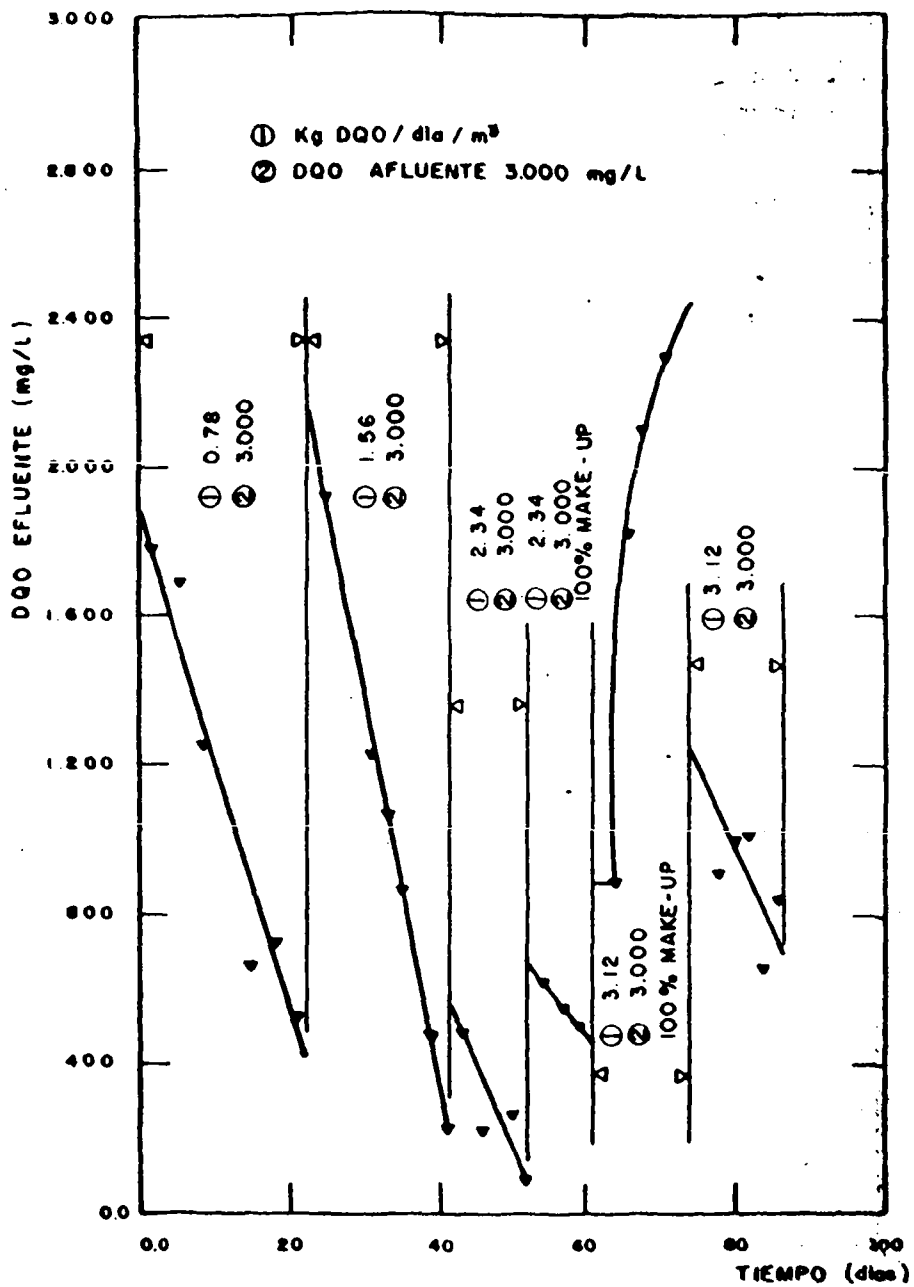


FIGURA N. 13 DQO Efluente. Carbón Activado 12x40 como Medio Filtrante

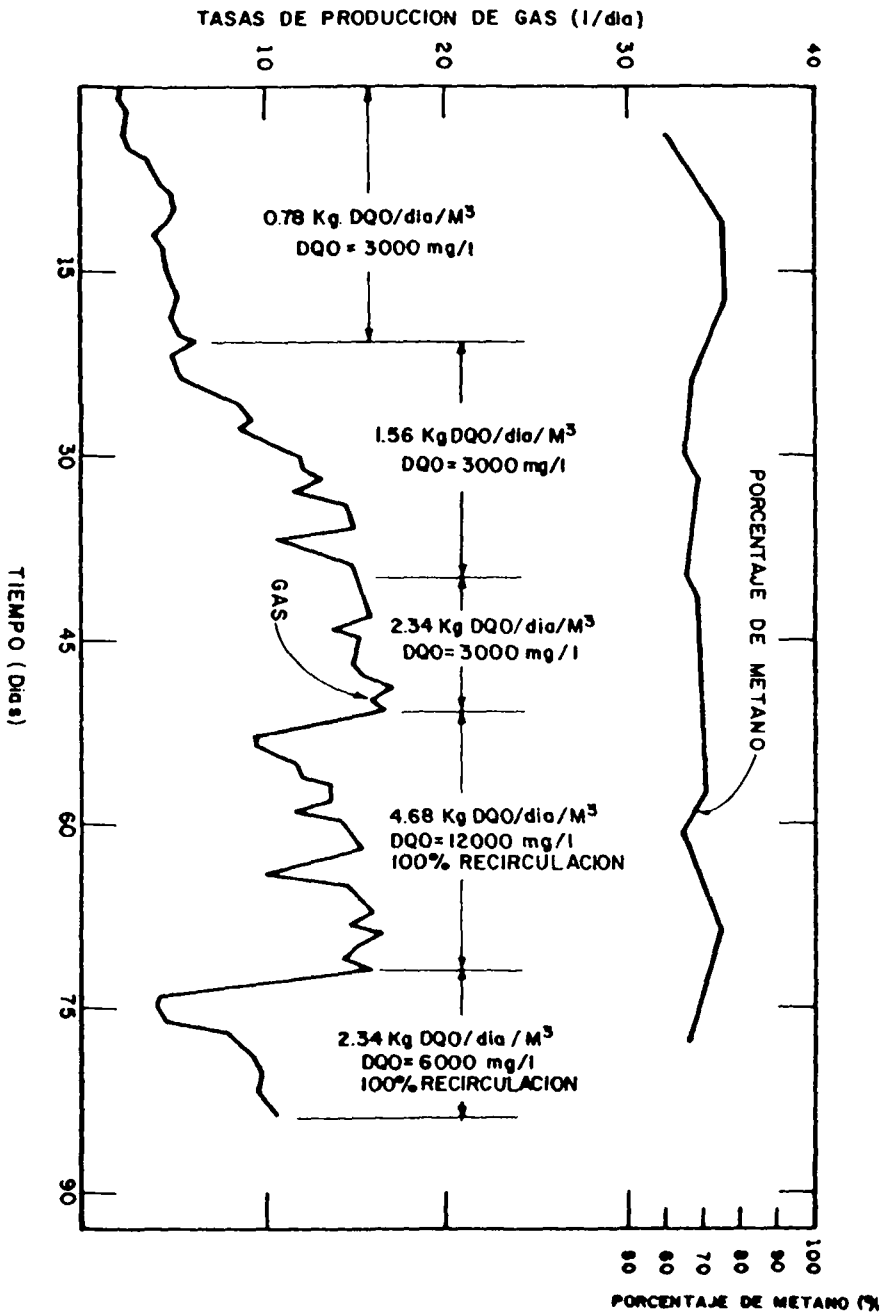


FIGURA No. 14. Tasas de produccion de gas. Medio filtrante grovo 1-15"

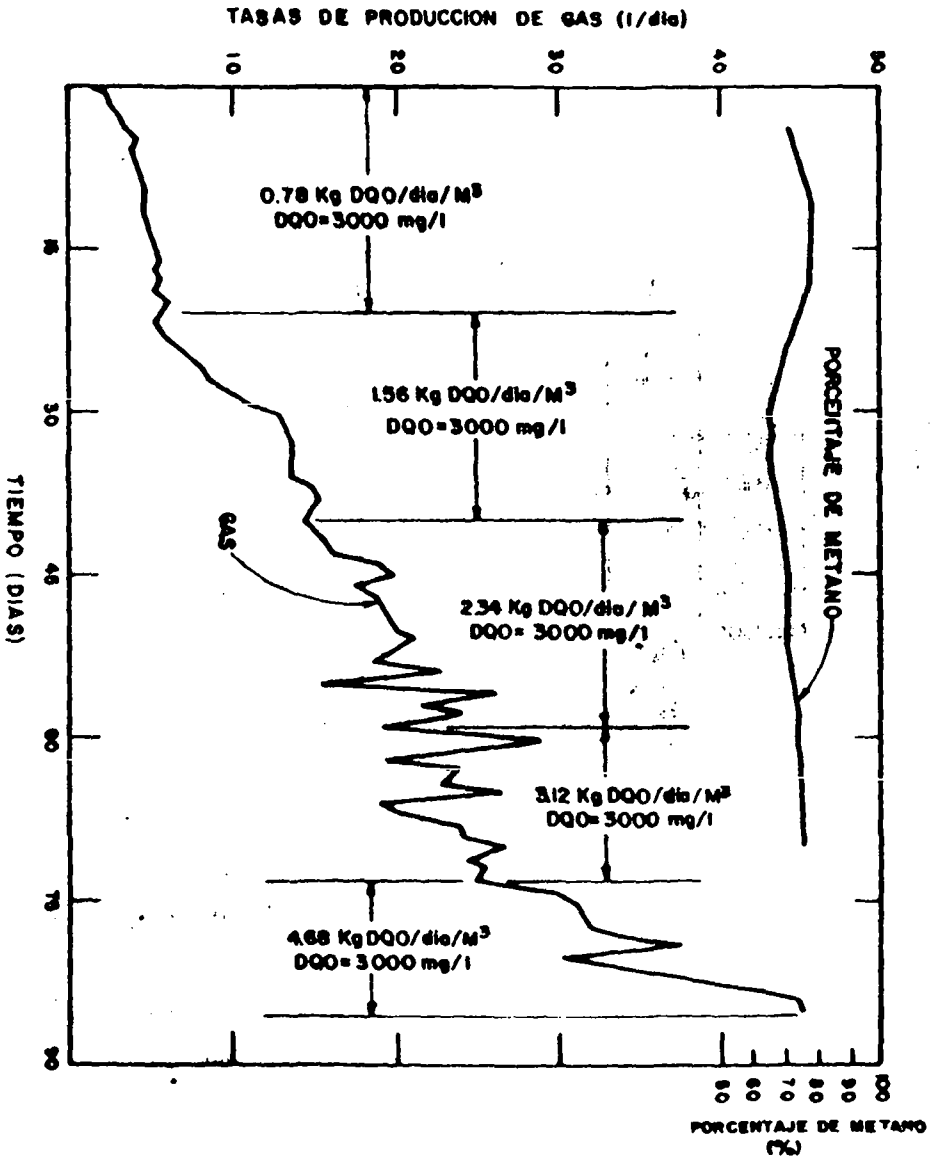


FIGURA No. 15. Tasas de producción de gas.
Arená 3 mm como medio filtrante.

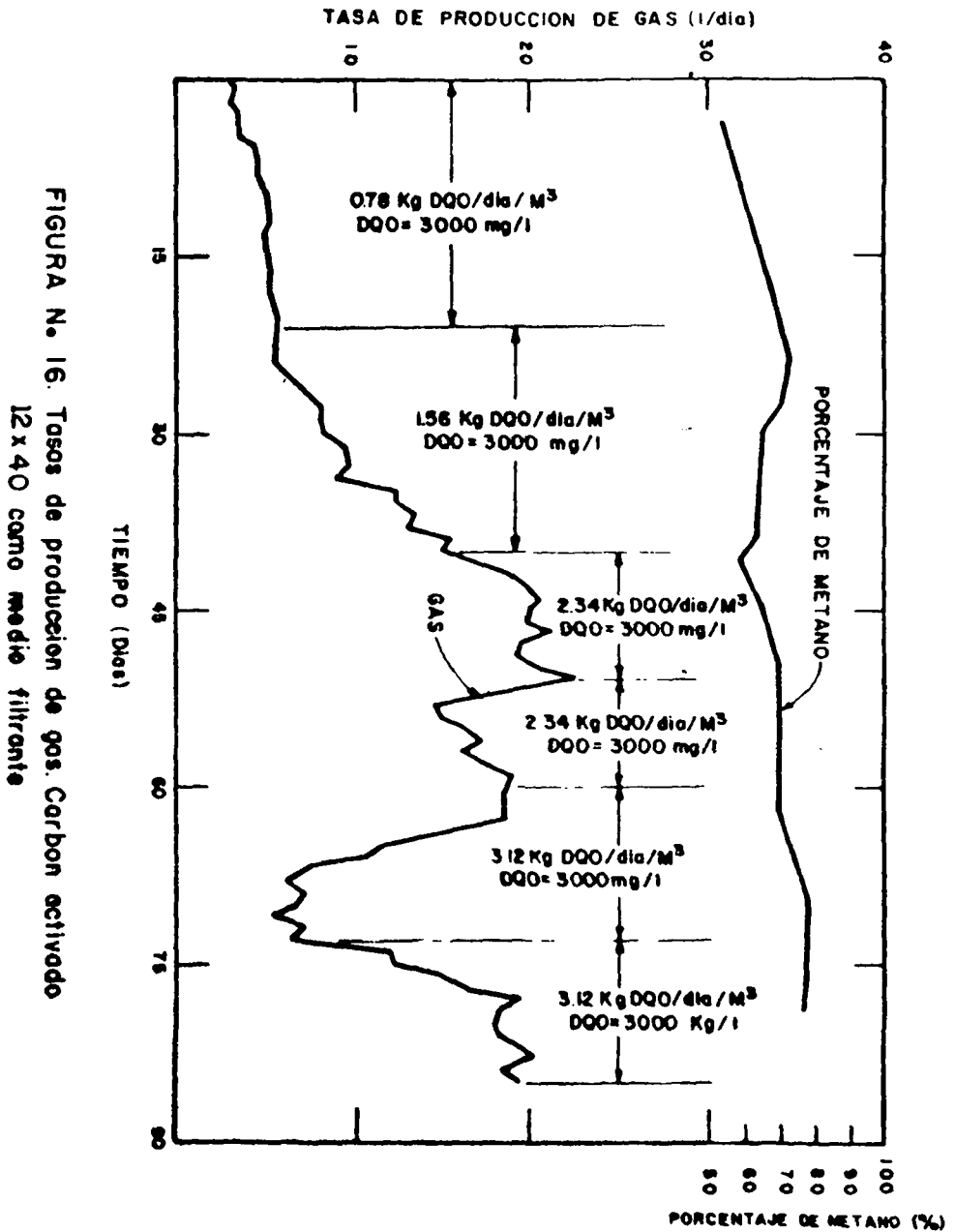


FIGURA N.º 16. Tasas de produccion de gas. Carbon activado
12 x 40 como medio filtrante

Cargas Choque

El filtro anaeróbico demostró tener la capacidad para manejar muy eficientemente las cargas choque. Esto se observó durante todo el periodo experimental. Cada vez que la carga orgánica se incrementaba, normalmente por un factor de 1.5 a 2.0, la calidad del efluente no se alteró significativamente y bastaban entre 4 - 6 días para restablecer las altas eficiencias de la carga previa. Este hecho puede observarse en las Figuras No. 11, 12 y 13.

Tipo y Tamaño del Medio Filtrante

Dentro de los límites de esta investigación, el análisis de los resultados obtenidos indica que los filtros anaeróbicos trabajaron con eficiencias muy similares independientemente del tipo de medio filtrante. Tal como se observa en la Figura No. 17 las tasas de producción de metano fueron similares en los tres medios filtrantes para las mismas condiciones experimentales. Por lo tanto, parece que la fermentación de metano no se estimula por el tipo o área superficial de los medios filtrantes investigados.

OBSERVACIONES GENERALES

Los efluentes fueron más claros en los medios filtrantes con más bajas porosidades. Los lechos de arena y carbón activado produjeron efluentes de muy buena apariencia. Sin embargo, la grava produjo un efluente de apariencia pobre.

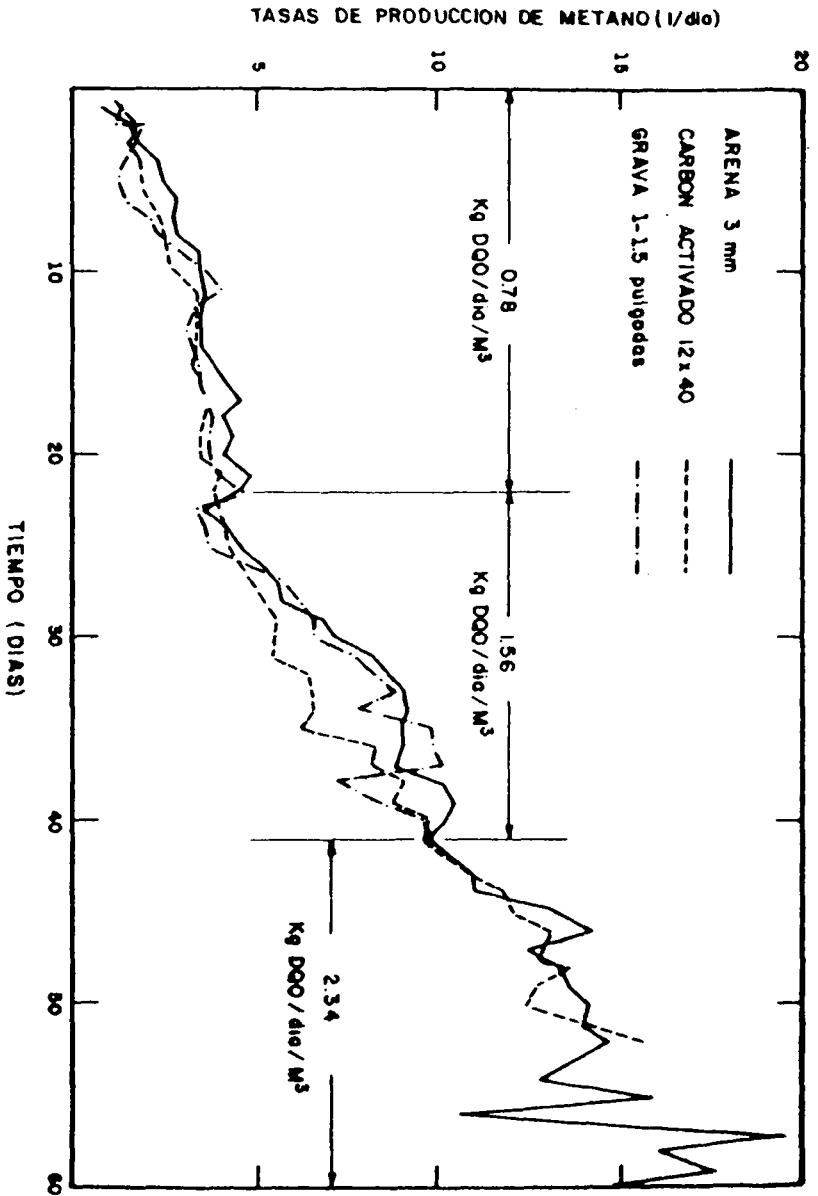


FIGURA No. 17. Comparación de lechos filtrantes en función de la tasa de producción de metano.

En el filtro de carbón activado se observaron altas remociones de DQO durante la primera semana del periodo de aclimatación. Naturalmente esto se debió a las propiedades de adsorción del carbón y no a la actividad biológica. Durante estado estable, las propiedades físicas del carbón no intervinieron por saturación del lecho y la baja capacidad de adsorción de ácido acético del carbón a pH neutro (6).

CONCLUSIONES

Las siguientes conclusiones se derivan de estas investigaciones :

1. La fermentación a metano del ácido acético, en el filtro anaeróbico, fue independiente del tipo o tamaño (área superficial) del medio filtrante ensayado.
2. La apariencia estética del efluente mejora para medios filtrantes de baja porosidad.
3. El filtro anaeróbico maneja eficientemente cargas choque hasta con factores de 1.5 - 2.0 veces la carga previa. Su eficiencia no se altera significativamente y restablece altas eficiencias de remoción entre 4 - 6 días después de aplicada la carga choque.

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

1. Anon., "Instruction Manual. GC-20A Gas Chromatograph," Beckman Instruments, Inc., New York (1961).
2. Barker, H.A., "Studies Upon the Methane - Producing Bacteria," *Archives Mikrobiol.*, 7, 430 - 38 (1956).
3. , "On the Biochemistry of Methane Fermentation", *Archives Mikrobiol.*, 7, 404-19 (1978).
4. Clark, R.H., "Effect of pH on Formation of Methane from Acetate", ph.D. Dissertation, New Mexico State University (1969).
5. Fair, G.M., and Moore, E.W., "Time and Rate of Sludge Digestion and Their Variation with Temperature", *Sewage Works Journal*, 6, 3-13 (1934).
6. Fox, R.D., Keller, R.L., Pinamont, L.C., Severson, J.L., "Purification of a Waste Brine by Carbon Adsorption with Emphasis on Wastewater Reuse". *Proc. 15th Industrial Waste Conference, Purdue Univ.*, 15, 322 - 350. (1970).
7. Guerrero, C.L., "Effect of Media on Anaerobic Filter Performance", Master Thesis, the University of Texas at Austin. (1972).
8. Hoppe-Seyler, A., *Zeitschr. für Physiologische Chemie*, 10, 401. (1886).
9. Jeris, J.J., "A Rapid COD Test." *Water and Wastes Engineering*, 4, 89-91 (1967).
10. Lettinga, G., Vanvelsen, A.F.M., Hobma, S.W., Zeeuw, W., Klapwijk, A., "Use of Upflow Sludge Blanket (UBB) Reactor Concept for Biological Wastewater Treatment, Especially for Anaerobic Treatment", *Biotechnology and Bioengineering*, Vol. XXII, pp. 699 - 734. (1980).
11. Malina, Joseph F., Jr., "The Effect of Temperature on Digestion", *Proc. 16th Industrial Waste Conference, Purdue Univ.*, 46, 2, 232 - 250. (1968).
12. , Lecture Notes at the Seminar, "Water Pollution Control in the Chemical Industry", Manufacturing Chemists Assoc., The University of Texas at Austin (1967).
13. McCarty, P.L., and McKinney, R.E., "Salt Toxicity in Anaerobic Digestion", *JWPE*, (April 1961).

14. McCarty, P.L., "Anaerobic Waste Treatment Fundamentals", four Parts, *Public Works*, 107-112 (Sept., 1964); 123 - 126 (October, 1964); 91 - 94 (Nov., 1964); 95 - 99 (Dec. 1964).
15. "Kinetics of Waste Assimilation in Anaerobic Treatment", Presentation at the Society for Industrial Microbiology, August 16, 1965.
16. McCarty, P.L., and Young, James C., "The Anaerobic Filter for Waste Treatment", Technical Report, Stanford University, Stanford, California. 1967.
17. McCarty, P.L., "Anaerobic Treatment of Soluble Wastes", *Advances in Water Quality Improvement*, Eckentelder, W.W. Jr., and Gloyna, Earnest F., ed., The University of Texas Press, Austin, Texas. (1968).
18. Popoff, L., *Archives für die Gesamte Physiologie*, 10, 113 (1875).
19. Rohlich, G.A., Sarles, W.B., and Kessler, L.H., "Oxidation-Reduction Potentials in Activated Sludge", A Symposium in Hydrobiology, University of Wisconsin Press, pp. 288-302 (1941).
20. Rohlich, G.A., "Measurement and Control of Sewage Treatment Process Efficiency by Oxidation Reduction Potential-A Discussion", *Sewage Works Journal*, 4, 641 - 653 (1951).
21. Schellinkhout, A., "Resultados de la Planta Piloto tipo UASB en Cali, Marzo - 1983, Septiembre 1984", Seminario sobre Tratamiento Anaeróbico de Aguas Residuales, Universidad del Valle, Cali - Colombia. Octubre de 1984.
22. Sohngen, N.L., Dissertation, Delft, 1906, *Recueil des Travaux du Pays-Bas et de la Belgique Chimiques*, 29, 238. (1910).
23. Speece, R.E., "Nutrient Requirements and Biological Solids Accumulation in Anaerobic Digestion", *Proceedings of First International Conference on Water Pollution Research*. London (1962).
24. Zobell, C.E., "The Effect of Solid Surfaces Upon Bacterial Activity", *Journal of Bacteriology*, 46 (2), 39 - 56 (1943).

CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE LAS CUENCAS DEL
BOGOTÁ, UBALE Y SIBUNY CAR



ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA EL
CONTRATO DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES DE TABLO Y CUBA

Subdirección Técnica

División de Ingeniería Ambiental

Bogotá, Julio de 1985.

INTRODUCCION

La Corporación Autónoma Regional de las Cuencas de los Ríos Bogotá, Ubaté y Suárez (CAR), dentro de su " Plan de Protección y Control de Calidad del Río Bogotá - Cuenca Alta " y de acuerdo a las políticas de saneamiento y Protección del medio ambiente en el área de su jurisdicción, adelanta en la actualidad un Programa de Control de las Fuentes de Contaminación prioritarias. Dentro de este programa se destaca la construcción de los Sistemas de Tratamiento diseñados para la purificación de los vertimientos municipales. Como parte importante de esta iniciativa se incluye el control de las operaciones y el mantenimiento de los sistemas.

Una fuente importante de conocimiento ha sido la experiencia adquirida en la construcción, operación y manejo de las Plantas de Tratamiento Municipales existentes. (Figura No. 1) . Estas se encuentran en servicio para las poblaciones de Tabio y Cota.

Tabio, una localidad de unos 3.700 habitantes se encuentra localizada a 46 kms de Bogotá. Está situada a una altitud de 2.620 m.s.n.m. y con una temperatura media de 14 °C que muestra variaciones entre los 10° C y 18 °C.

Cota se encuentra a 18 kmts de Bogotá, a una altitud de 2.560 m.s.n.m., con una temperatura media de 14°C y con variaciones entre los 12 y 16.3°C.

Su población se calcula en 2.000 habitantes.

Estos documentos presentan un resumen del funcionamiento de los sistemas, analizando los problemas principales y las soluciones adoptadas durante los últimos años.

**EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO Y OPERACION
DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DEL MUNICIPIO
DE TABIO**

DESCRIPCION DEL SISTEMA

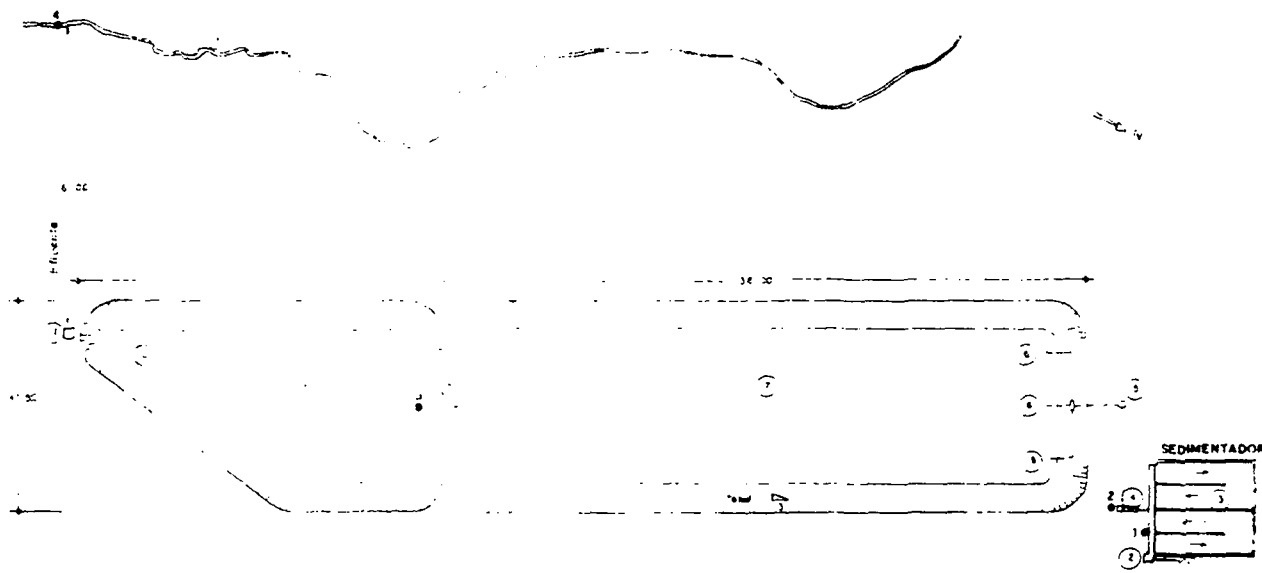
PARAMETROS DE DISEÑO.

El Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales del Municipio de Tabio se diseñó en 1969 y funciona desde el año de 1971. Se realizó para llevar a cabo la ejecución de un " Plan Piloto " para el tratamiento de las aguas residuales municipales que se vierten al Rio Chicó.

Las diferentes estructuras o Unidades de Tratamiento que aparecen en la Planta General (Figura No. 2) han permanecido casi invariables desde su construcción, a excepción de la tubería de entrada a las lagunas de estabilización.

La Planta se construyó de acuerdo a una proyección demográfica basada en estudios de crecimiento de población en los municipios de la Sabana de Bogotá realizados por el DANE. Esta proyección estimó 2.322 habitantes para 1980. Se determinó un período de diseño de 10 años para la Laguna Facultativa.

Los diseñadores se basaron en los parámetros recomendados por Gloyne, y efectuaron algunos ajustes para aprovechar las condiciones topográficas del área de la Laguna, que asciende a 3 Hectáreas aproximadamente. Fue así como se asumió una producción per capita de 54 gms



UNIDADES DEL SISTEMA

- (1) Sedimentador primario
- (2) Estructura de pose
- (3) Sedimentador secundario
- (4) Estructura de salida
- (5) Linea de Coagulación
- (6) Linea de Floculación
- (7) Primera Laguna
- (8) Estructura de pose
- (9) Segunda Laguna
- (10) Estructura de salida
- (11) Linea de descarga
- (12) Río Chico

SITOS DE MUESTREO

- 1 Agua cruda - Canal de repartición
- 2 Agua sedimentado - Vertedero
- 3 Agua estabilizada - Entrada Segunda Laguna
- 4 Efluente tratado - Río Chico

CAR
 CORPORACION AUTONOMA REGIONAL
 DE LAS CIUDADES DE LOS RIOS BOBOTA, LIBARTE Y BLANQUEZ

SUBDIRECCION TECNICA
 DIVISION INGENIERIA AMBIENTAL

PLANTA GENERAL LAGUNAS DE ESTABILIZACION
 TABLO
 UNIDADES DE TRATAMIENTO

Dibujo A A 5
 Julio / 85

FIGURA No. 2

de DBO/diaria.

La carga de diseño fue de 129 kg/ha/día, situada dentro del rango recomendado por Gloyne (50 - 150 Kg/ha/día) para zonas templadas y semi-tropicales. Se asumió un incipiente desarrollo industrial, de hecho, con excepción del matadero municipal, el mayor porcentaje de aguas residuales son de tipo doméstico.

El tiempo de retención fue algo menor al mínimo recomendado por Gloyne para estas condiciones (33 días) optándose por 28 días, de modo que la planta estuviera circunscrita al terreno disponible en ese momento, y se decidió, además, no utilizar una sola laguna, situación para la cual se elaboraron las recomendaciones de Gloyne, sino separar los cuerpos de agua y trabajar dos lagunas en serie, para obtener una mayor eficiencia debido al acercamiento a las condiciones del flujo pistón.

Estos criterios de diseño fueron utilizados debido a que la escasez y la poca confiabilidad de la información disponible no justificaba la aplicación de técnicas más refinadas.

CAMARA Y CANALETA DE REPARTICION DE CAUDAL.

El caudal del alcantarillado combinado llega a una cámara de repartición de 1 m^2 transportado mediante una tubería de gres de 24" de diámetro y movilizado por gravedad. De la cámara pasa al canal de alimentación de los sedimentadores, donde una estructura de rebosa vierte al río Chícú los excesos, considerados como el caudal superior a 20 lt/seg.

SEDIMENTADOR PRIMARIO.

El caudal de entrada es conducido a dos sedimentadores construidos en paralelo que se operan alternativamente.

Las dimensiones de cada uno de los sedimentadores son las siguientes:

- Largo 21.5 mts
- Ancho 10.4 mts
- Baffles 16 mts
- Altura de 0.42 mts
- Volumen 90 M^3

El tiempo de retención inicial fue de seis horas.

El diseño original se apartó de las prácticas convencionales establecidas para sedimentadores primarios. El sistema se planteó para utilizarse en forma alterna, de manera que cuando se acumularan partículas en suspensión, estas se filtraron y se desecaron por medio de un sistema de drenaje constituido por una capa de ladrillo, arena y gravilla colocada en el fondo del sedimentador fuera de operación.

CRIBADO Y CANAL DE MEDICION DE CAUDAL.

Mediante tubería de asbesto cemento de ϕ " 12" el caudal se conduce a un canal en concreto de longitud 4:30 mts y ancho 1 mt en el cual opera una rejilla inclinada 60° con varillas separadas 1" cuya finalidad es retener el material grueso que persista; y un vertedero rectangular con contracción a $L \approx 0.40$ mts en lámina de aluminio de 5 mm de espesor, donde se realizan cada hora mediciones de altura de la lámina de agua a tratar.

LINEA DE CONDUCCION Y ESTRUCTURA DE ENTRADA.

Por tubería de $L = 21.5$ mts en AC y ϕ 12" el caudal sedimentado es transportado hasta una caja de inspección cuadrada (1.69 m^2) y repartido por 3 tuberías de PVC en ϕ 6" en una longitud de 5 mts aproximadamente

hasta la primera laguna de estabilización. Las 3 (Tres) tuberías de entrega están separadas uniformemente (12.4) la una de la otra y empotradas en mojones de concreto, con una desviación hacia el fondo de 45°. Estos ramales fueron instalados en 1983 por los problemas de corto-circuitos y de sedimentación no uniforme en esta unidad de tratamiento. El diseño original preveía la entrada de tubería a nivel de fondo con descarga en el tercio medio de la primera laguna.

ESTRUCTURA DE PASO ENTRE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Se comunican por una tubería de AC \varnothing 12" y L= 13.40 mts localizada en el fondo de las lagunas y con paso regulado por una válvula instalada en la caja de inspección del dique.

Además existen 3 tuberías en PVC de \varnothing 6" en la parte superior de las lagunas con la función básica de permitir el rebose de caudales máximos que eventualmente pueden llegar a las lagunas.

LAGUNAS DE ESTABILIZACION.

Las lagunas se diseñaron de acuerdo a los criterios antes definidos. Sin embargo al construir las hubo una pequeña reducción en área debido al terreno disponible y al hecho ya mencionado de que al aproximarse

...el flujo pistón se esperaba aumenar la eficiencia y contrarrestar así la influencia de la reducción en tamaño.

Las especificaciones para las lagunas de oxidación son:

Parámetro y/o Dimensión	Primera Laguna	Segunda Laguna Triangular
Largo	138 m	90 m
Ancho	47 m	47.5 m
Area Superficial	6.193 m ²	2.100 m ²
Profundidad	2 m	1 m
Talud	1:2	1.3
Borde Libre	.40	.40
Volumen para disposición de lodos	1.156 m ³	400 m ³
Volumen	8.300 m ³	1.850 m ³
Tiempo de retención	23 Días	5 días
Tipo de laguna	Facultativa	Facultativa

De acuerdo a los criterios de diseño de 54 gr/ha/d y 120 kg/ha-día, se tiene que se necesitarían 10.449 m². En la práctica el área construida abarca 8.293 m², lo cual llevaría el criterio de diseño a 150.7 kg/ha-d, si se supone que la carga aportada per cápita se mantiene igual.

ESTRUCTURA DE SALIDA Y LINEA DE DESCARGA.

Existe una caja de inspección con compuerta de guillotina accionada por una rueda de manejo que permite regular la lámina de salida de agua a otra caja de inspección localizada a 10 mts. Finalmente la descarga se realiza libremente sobre la margen izquierda del río Chicú mediante una tubería de asbesto-cemento de $\varnothing 12"$ con una longitud de 51 mts.

MUESTREO Y PROCEDIMIENTOS ANALITICOS.

Para la presente EVALUACION, la Corporación cuenta con registro de análisis por muestreos mensuales e intensivo con caudales compuestos para los diferentes parámetros: Físicos, Químicos y Biológicos.

Las muestras son tomadas por personal de la División de Ingeniería Ambiental y analizadas en el Laboratorio de la Corporación siguiendo la última edición (1984) del " Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater".

En la figura No. 3 se pueden observar los cuatro (4) sitios de Muestreo permanente, representativos para el sistema en general y para la operación y funcionamiento de cada una de las Unidades:

- Sitio 1 Agua Cruda
- Sitio 2 Agua Sedimentada
- Sitio 3 Caudal con tratamiento secundario
- Sitio 4 Efluente del tratamiento completo

En la Tabla No. 1 se registra el reporte y análisis estadístico de los diferentes parámetros correspondientes a los muestreos realizados en el período Enero-Junio de 1985, en los cuales se evalúa el comportamiento y remoción en cada unidad de tratamiento y en el sistema general

DESEMPEÑO GENERAL DEL SISTEMA.

Enero a Junio de 1985.

El sistema presentó las siguientes valores promedio de carga (trae de carga orgánica:

Demanda Bioquímica de Oxígeno.

La remoción promedio durante e los seis meses fue del 83%, más baja de la esperada. (Se diseñó la laguna para remociones superiores al 90%).

Sin embargo, el sistema produjo efluentes menores o iguales a 48 mg/lit durante un 95% del tiempo. Este efluente puede considerarse como satisfactorio ya que los requerimientos iniciales fueron mantener un efluente menor o igual a 45 mg/lit durante un 95% de tiempo.

Sin embargo, se hicieron las siguientes observaciones:

Una proporción importante de la remoción de la DBO ocurre en el sedimentador primario (cerca del 50%). Al parecer, gran parte de los sólidos provienen de heces fecales. Las lagunas continúan con la remoción de la DBO, pero sus eficiencias son menores.

La primera laguna, con una profundidad de 2.0 metros, no es tan eficiente como se esperaba. Esto parece deberse a:

La profundidad de 2.0 metros hace que en las zonas cercanas al fondo de la laguna ésta tenga temperaturas cercanas a los 12°C. Estas temperaturas inhiben la actividad anaeróbica que debiera realizarse allí, posiblemente causando una disminución en la eficiencia de la laguna.

Adicionalmente, el alcantarillado del Municipio es combinado, lo cual ocasiona grandes variaciones en las concentraciones de carga que llegan a la laguna, y en algunas ocasiones se causan variaciones en el período de retención.

Coliformes Totales y Fecales.

Las remociones promedio de Coliformes Totales y Fecales fueron del orden de 99% y 98% respectivamente. Estos niveles de remoción son bastante altos, sin embargo la concentración de coliformes en efluente es aún bastante alta.

Un 95% del tiempo los coliformes totales se encuentran en concentraciones menores o iguales a $13 \times 10^5/100$ ml. (promedio 70×10^4).

La laguna se diseñó para niveles de remoción del 99%. Estos niveles aun cuando son alcanzados por el sistema, no son suficientes para proporcionar un efluente que pueda vertirse al río Chicú, esto es que sea

Coliformes totales.

Se decidió implementar más lagunas de maduración (Maturation Ponds) para disminuir el nivel de los coliformes totales o aumentar los períodos de retención. Esto no se hizo por los altos costos de la tierra en la Sabana de Bogotá y debido a limitantes topográficos en el área de la laguna 1.

En este respecto, y como era de esperarse, en la primera laguna se efectuó un lavado pauperculo de suspensión (Maya período de retención).

Sólidos Suspendidos.

La remoción de Sólidos Suspendidos fue, en promedio, del 73%. Sin embargo, los valores obtenidos durante un 95% del tiempo fue en su mayoría iguales a 150 mg/lit, un valor muy alto. Los sedimentadores primarios presentaron algunos problemas a principios del año ya que la frecuencia de su limpieza fue menor que la aconsejable.

Nitrógeno.

El Nitrógeno total disminuyó en un 40%, mientras el Nitrógeno amoniacal lo hizo en un 17%. Los valores promedio del efluente para estos parámetros fueron de 24.3 ppm y 20.1 ppm respectivamente.

Otras Observaciones:

El sistema empleado para el sedimentador no proporcionó los resultados esperados. Se buscaba que este funcionara como lecho de secado. Después de algunos meses de operación, el lecho filtrante se bloqueó y la evaporación no fue suficiente para secar los lodos. Actualmente funciona como un sedimentador convencional, siendo necesario secar los lodos en áreas de secado próximas al sedimentador.

Costos.

Los Costos de operación anuales para la Planta de Tratamiento de Tabo son los siguientes:

(Pesos de Junio de 1985).

Celaduría	\$ 260.000
Mantenimiento	160.000
Reparaciones	30.000
Otros	20.000
	<hr/>
	\$ 470.000

El mantenimiento incluye la remoción de lodos de los sedimentadores. Cada diez años debe efectuarse una limpieza de la laguna.

Si la planta se construyera hoy, el costo aproximado de capital sería de 26.370.

COSTO DE CAPITAL	UNIDAD	CANTIDAD	Precio Unitario	Total (en Pesos)
Limpieza y Acondicionamiento de la zona	m ²	27.500	145	4.125
Excavación	m ³	17.100	270	4.680
Compactación de terraplén en lechos, espesor 0.20	m ³	2.000	40	2.800
Impermeabilización con arcilla h = 0.15	m ³	2.000	1.125	2.250
Nivelación y Compactación	m ³	2.000	875	1.750
Cámara de Inspección	U.	2	15.000	30
Cámara de Distribución	U.	1	15.000	15
Estructura rejilla	U.	1	40.000	40
Desarenador, estructura de concreto	m ³	30	20.000	600
Cercas	m	300	100	30
Tubería Ø 12"	m	120	1.500	180
Ø 16"	m	70	500	35
Compuertas				60
Terrenos	ha	3	13.370	40.110
ALCANTARILLAS				1.250
TOTAL				26.370

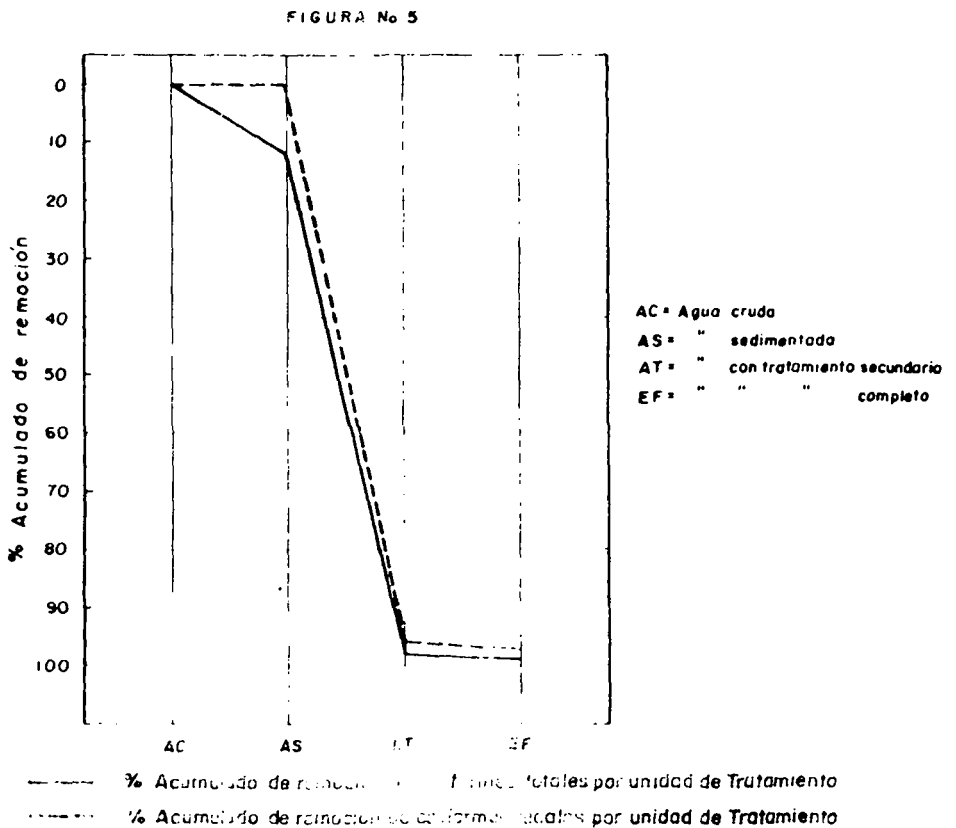
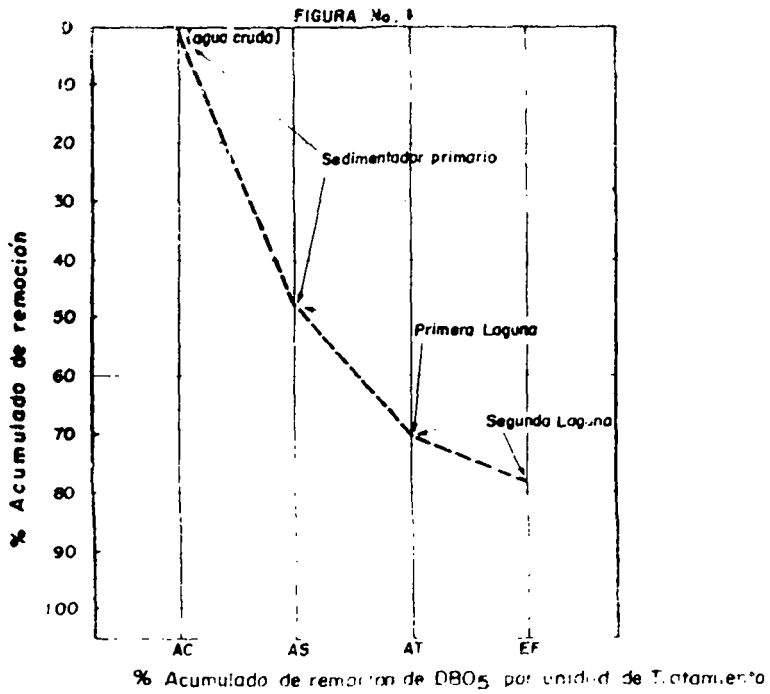
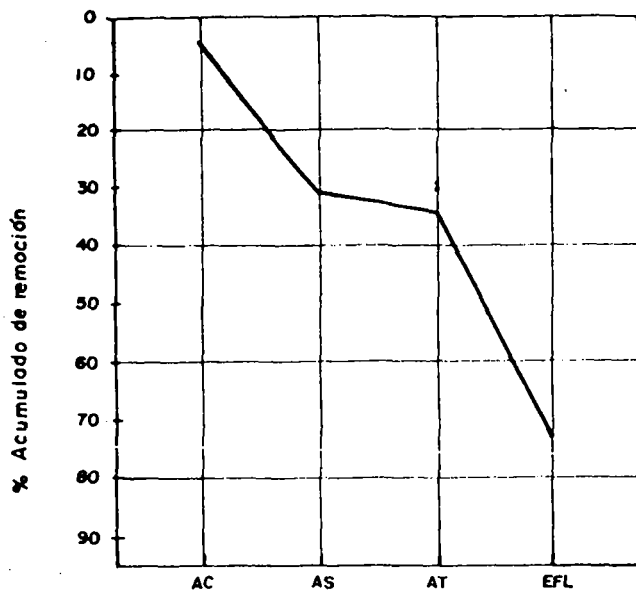


FIGURA No. 6



% Acumulado de remoción de sólidos suspendidos por Unidad de Tratamiento.

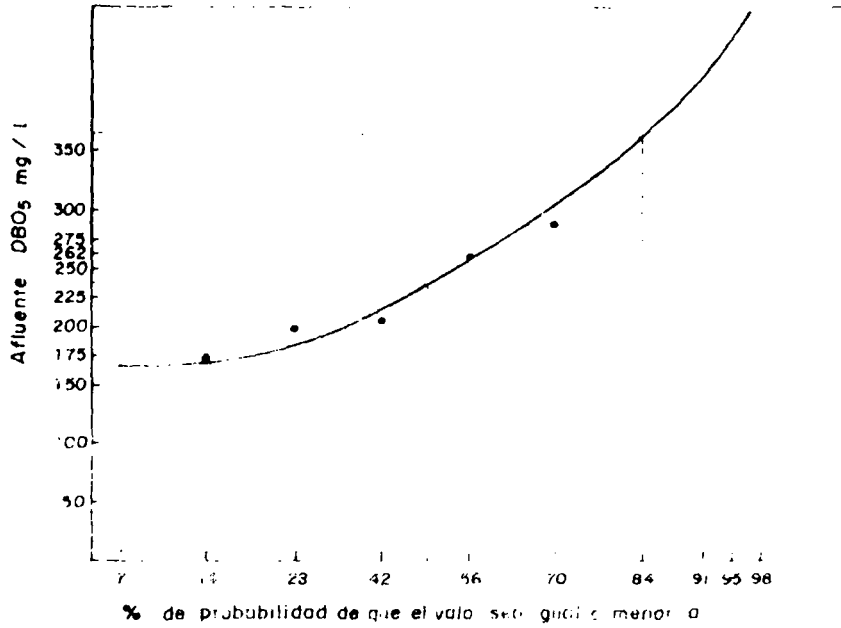
TABLA No. 2

EFICIENCIA DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

PARAMETROS	CONCENTRACION PRO MEDIA DE AGUAS RESIDUALES	PORCENTAJE DE REMOCION		
		SEDIMENTADOR PRIMARIO	PRIMERA LAGUNA	SEGUNDA LAGUNA
DBO(5)	235 mg/l	47	70	83
DQO	601 mg/L	44	59	73
Sólidos suspendidos	273 mg/L	30	32	73
Sólidos Totales	600 mg/L	13	-	32
Nitrógeno Amoniacal	24 mg/L	- 16	33	17
Nitrogeno Total	40 mg/L	8.4	16	40
Coliformes Totales	80 x 10 ⁶ NMP/100ml.	11	98	99
Coliformes Fecales	20 x 10 ⁶ NMP/100ml.	-	97	98

FIGURA No 7

- Distribuciones de frecuencia del afluente para DBO₅



FIGURAS No 8, 9, 10

- Distribución de frecuencia de DBO₅, Carbonos totales, DQO y sólidos suspendidos en el efluente

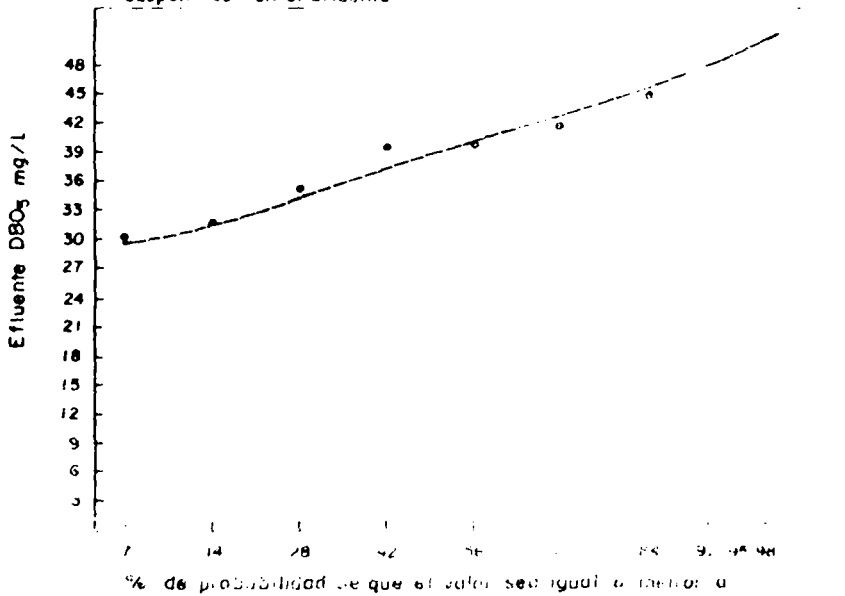
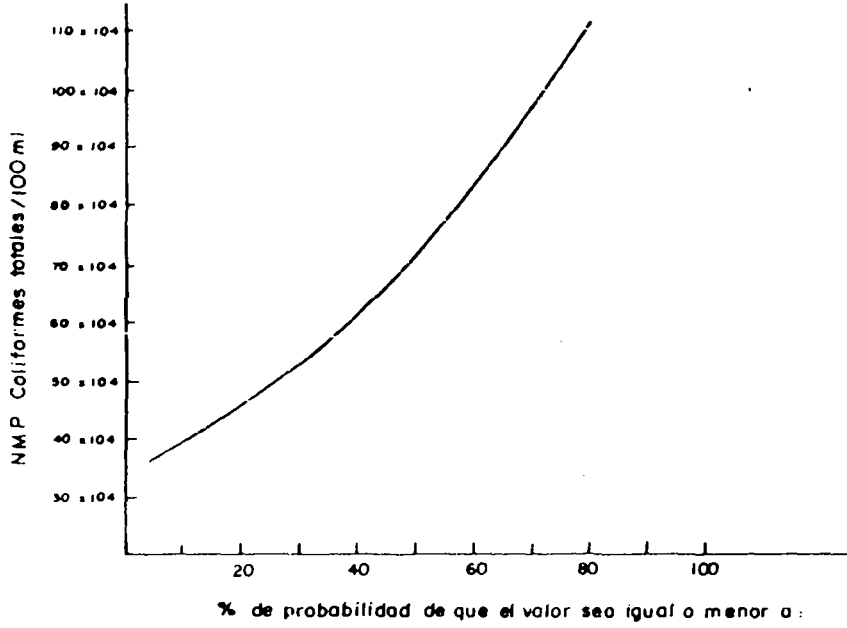


FIGURA No 7'

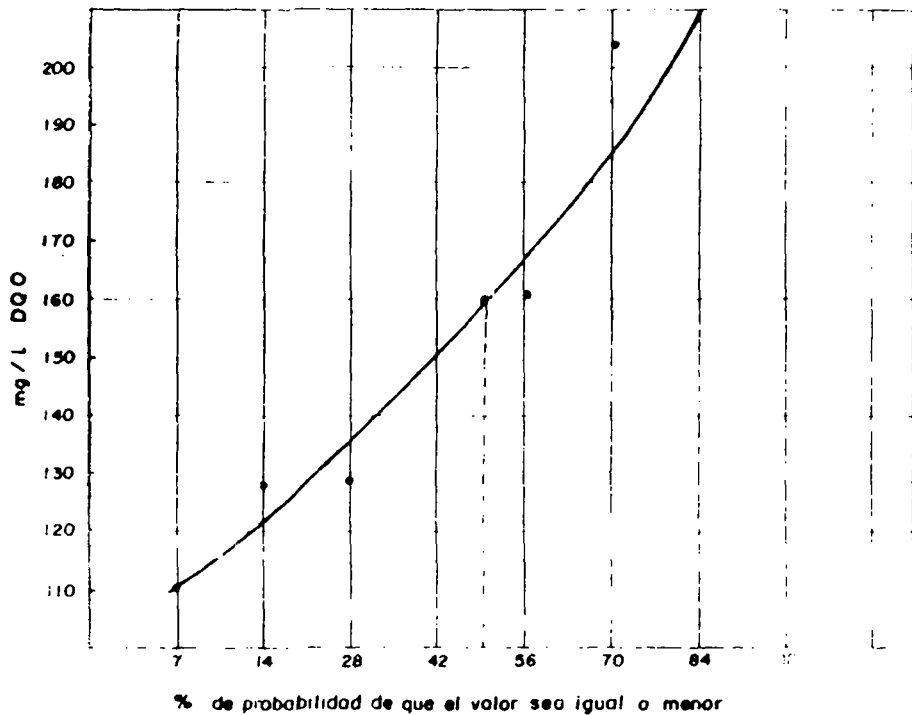
FIGURA No. 8

COLIFORMES TOTALES - EFLUENTE



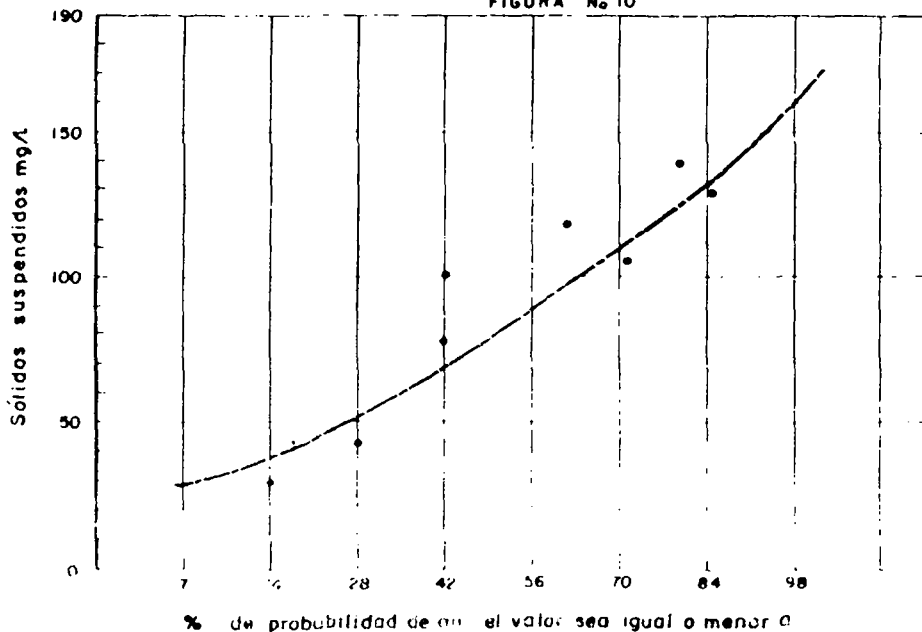
DQO - EFLUENTE

FIGURA No 9



SOLIDOS SUSPENDIDOS - EFLUENTE

FIGURA No 10



**EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO Y OPERACION
DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DEL MUNICIPIO
DE COTA**

I. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

En Agosto de 1981, la CAR puso en marcha la Planta de --
Tratamiento de Aguas Residuales del Municipio de Cota.
Esta consiste en un proceso biológico modificado de "Lo
dos Activados" y clasificado en el grupo de mezcla com
pleta y aireación extendida.

En el transcurso de los cuatro (4) años de operación del
sistema se han ejecutado diferentes inversiones en la --
construcción y adecuación de las unidades de tratamiento
con el fin de conseguir la optimización completa.

En la Figura No.1 se observan las diferentes etapas de -
desarrollo de la planta.

ETAPA	EJECUCIONES
1980 - 1981	<ul style="list-style-type: none"> - Zanjon de oxidación - Sedimentador y - Lechos de secado
1983 - 1984	<ul style="list-style-type: none"> - Canal de entrada y cribado - Cepillos de aireación - Caseta de motorreductores - Estructura giratoria para retención de sólidos flotantes - Adecuación sedimentador - Recirculación de lodos - Vertedero de aforo entre canal de del sedimentador y pozo de descarga. - Muro de contención
1985	<ul style="list-style-type: none"> - Construcción nuevo emisario final y colectores principales. - Construcción del desarenador - Instalación de nueva bomba para recirculación de lodos. - Compartimientos en los lechos de secado.

DISEÑO

La planta fue diseñada para un período de vida útil hasta el año de 1993, Las proyecciones de población se basaron en estudios del Departamento Nacional de Planeación y se ajustaron mediante la realización de censos en la zona. Los estimativos de población para el año 1993 fueron de 4020 habitantes en el casco urbano, con base en una población en 1979 de 1400 habitantes.

Se asumió, con base en las perspectivas del programa ordenamiento urbano, municipal, una muy poco significativa presencia de desarrollo industrial durante la vida útil del proyecto.

El diseño siguió la práctica recomendada en la literatura para el proceso de lodos activados con aireación extendida. Se optó por un zanjón de oxidación en forma de elipse.

Los parámetros de diseño adoptados fueron:

Para aireación extendida:

Criterio carga orgánica:

Zanjón de oxidación

Relación $\frac{A}{M}$ 0.05 - 0.15

SSLM 3000 - 5000 mg/l

Aireación 12 a 35 horas

Tiempo medio de residencia celular 15 - 35 días

El sistema se diseñó para operar en el modo de mezcla completa.

De acuerdo con posteriores estudios experimentales en la laboratorio y tres plantas piloto, se obtuvo el siguiente valor considerado como óptimo:

$$\text{Relación } A/M \qquad 0.16 \text{ d}^{-1}$$

Este valor de 0.16 permitió remociones de DBO_5 y DQO satisfactorias con una mínima utilización de oxígeno. La eficiencia del sistema no sufrió alteraciones significativas al aumentar la carga orgánica hasta valores de $0.2 - 0.25 \text{ dia}^{-1}$. Sin embargo, se requirieron mayores cantidades de oxígeno y aumentó la producción de lodos.

Al disminuir el valor A/M de 0.16 d^{-1} , se aumentaba el tiempo de retención hidráulica y no se observó una reducción significativa en la remoción de lodos.

Para estos factores, el valor de A/M igual a 0.16 fue el adoptado, aunque la literatura generalmente cita valores de A/M entre 0.05 y 0.15.

conclusiones:

- En la parte central del municipio el sistema de alcantarillado es combinado, por lo cual existe un gran arrastre de arena y material sólido que llega directamente al reactor.
- En época de invierno gran cantidad de agua lluvia llega al zanjón disminuyendo notablemente la concentración de los SSML.
- Existe deficiencia de niveles para el transporte de las aguas crudas en el emisario final por lo cual se producen taponamientos que impiden su llegada a la planta.
- Una gran cantidad de arena y de residuos provenientes de actividades agrícolas se depositaba en el canal de entrada al zanjón.

Con el fin de solucionar los inconvenientes que se presentan se diseñó:

- Un desarenador para el caudal de emergencia a tratar en la zanja.

- Un vertedero de excesos, anterior al desarenador.
- Emisario final para ajustar los requerimientos hidráulicos.
- Subdivisión de los lechos de secado.

MUESTREO Y PROCEDIMIENTOS ANALITICOS

Se realizó el análisis del comportamiento de la planta a partir de datos mensuales de calidad del agua.

El muestreo ha sido compuesto. Los lugares muestreados son 3:

- Canal de llegada (agua cruda)
- Zanjón de oxidación (después del cepillo de aireación en turno)
- Efluente del sedimentador secundario.

Las muestras fueron tomadas y analizadas de acuerdo a -- los métodos recomendados en la edición de 1984 de "Standard Methods For the examination of water and waste water 15 th edition"

El análisis de los resultados de Enero a Julio se muestran en la Tabla No.1. Se calcularon valores promedios,

desviación es standard y coeficiente de variación.

A partir de los datos obtenidos se encontraron las eficiencias de remoción para los diferentes parámetros.

COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA

Dentro del período comprendido al primer semestre de 1985 se ha podido observar en la planta de Cota una buena remoción de: carga orgánica expresada como DBO y sólidos suspendidos.

DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO

De acuerdo con las experiencias realizadas en varios países la eficiencia de remoción de DBO en zanjones de oxidación podrá alcanzar del 94% al 98%. En Cota se ha obtenido una remoción promedio del 90%, la cual se incrementará con la construcción del desarenador el cual amortiguará la variación de caudales y sus concentraciones en el caso de exceso de aguas lluvias.

Hasta el momento, un 95% del tiempo el efluente presenta valores menores o iguales a 54 mg/lt, los cuales son un poco altos, ya que inicialmente se había considerado que en un 95% del tiempo el efluente de la planta debería

ser menor o igual a 45 mg/lt. Sin embargo, el 50% del tiempo el DBO_5 en el efluente fue menor o igual a 23.0 mg/lt, lo cual no se aparta mucho de valores medios reportados en la literatura⁽²⁾ de menos de 20 mg/lt.

SOLIDOS SUSPENDIDOS

La remoción promedio de sólidos suspendidos totales fue de un 94%. El 95% del tiempo se obtuvieron valores iguales o menores a 92 mg/lt. El 50% del tiempo, el valor de la concentración de sólidos suspendidos en el efluente fue menor o igual a 23 mg/lt.

El valor del 95 percentil es alto, de acuerdo a las condiciones de vertimiento para el río. Sin embargo, el valor del 50 percentil se encuentra muy cerca a los valores presentados a la literatura (menor o igual a 20 mg/lt)

Se espera mejorar la remoción mediante la construcción de la estructura de entrada.

2) The Activated Sludge Process. State of the Art.

W.W. Eckenfelder CRC Critical Review in Environmental Control · Vol.15 Issue 2 RIII-178. 1985 CRC Press Inc.

NITROGENO

Nitrógeno total Kjeldahl.

En promedio, el sistema presentó remociones del 67% en Nitrógeno Total Kjeldahl. El valor promedio de NTK en el efluente fue de 19.17, con una desviación standard de 19.17, con una desviación standard de 17.19. Esta variación es bastante alta. Esta puede explicarse debido a que las variaciones en el caudal afluente pueden hacer variar la localización de las zonas anóxicas en el zanjón. Cuando hay variaciones marcada es el tamaño de las zonas anóxicas, se pueden esperar variaciones sustanciales en la remoción de nitrógeno.

Sin embargo, el contenido de Nitrógeno Total Kjeldahl en el efluente cumple con lo requerido, ya que un 95% del tiempo las concentraciones en el efluente son menores o iguales a 41 mg/lit (solicitado, 45 mg/lit).

El 50% del tiempo el valor de NTK en el efluente es menor o igual a 10 mg/lit, lo que se compara favorablemente con la literatura ⁽²⁾ (15 mg/lit)

NITROGENO AMONIACAL.

El promedio de remoción de nitrógeno amoniacal fue del

(2) Idem

65.7%. Un 95% del tiempo las concentraciones en el efluente fueran menores o igual a 30 mg/lt. Un 50% del tiempo la concentraciones de Nitrógeno amoniacal fueron menores o iguales a 5.5. mg/lt. Estas concentraciones se consideran satisfactorias.

NITRATOS

La remoción de nitratos fue, en promedio, del 32.8%. Sin embargo, las concentraciones en el efluente fueron muy bajas, con un 95 percentil de 1.35 mg/lt y un 50 percentil de 0.80 mg/lt. Estos valores no ocasionarán problemas.

COLIFORMES

La planta presentó remociones de coliformes totales y fecales del orden del 98 y 99%. Sin embargo, las concentraciones de coliformes en el efluente son aún muy altas.

Es así como el 95 percentil presenta valores de $30 \times 10^5/100$ ml (NMP) para coliformes totales y el 50 percentil de 8×10^5

Para coliformes fecales, el 95 percentil fue de 20.5×10^5 y el 50 percentil de 8×10^5 .

El 95% del tiempo de operación de la planta los valores de los parámetros señalados a continuación, fueron valores menores a las siguientes cantidades.

		AFLUENTE 95 Percentil	EFLUENTE 95 Percentil
DBO	mg/l	425	54
ST	mg/l	1615	765
SST	mg/l	1000	92
Coliforme fecal NMP/100 ml		79×10^6	205×10^5
Coliforme total NMP/100 ml		91×10^6	30×10^5
Nitrógeno amoniacal	mg/l	51	30
Nitrato	mg/l	3	1.35
Nitrogeno total Kjeldahl	mg/l	100.5	40.7
Sulfatos	mg/l	70.5	81.5
Caudal	m ³ /día	329	203

OTRAS CONSIDERACIONES

Debido a las variaciones en el afluente a la planta, debidas básicamente al hecho de que el alcantarillado es combinado, se presentaron variaciones en la carga que entra al zanjón, y por lo tanto en relación A/M..

	FLUJO (m ³ /día)	CARGA DBO ₅ /DIA (kg)	SSVLM	A/M (d ⁻¹)
PROMEDIO	209.45	61.6	2425	0.10
DESVIACION STANDARD	89.5	34.7	1066.4	0.06
MAXIMO	336.4	107.65	3362.0	0.22
MINIMO	60.7	18.83	548	0.03

Las lluvias y la falta de un vertedero para excesos, ocasionaran que en algunas ocasiones fuera necesario liberar un caudal más alto de la planta, la cual causó algunas pérdidas dentro de los sólidos suspendidos volátiles del licor mixto. El vertedero en construcción subsanará este problema.

Sin embargo, y pese a las flucturaciones presentadas, el zanjón mantuvo un comportamiento bastante satisfactorio y estable, a juzgar por las concentraciones encontradas en el efluente.

TIEMPO DE RETENCION DE SOLIDOS

El tiempo calculado de retención de sólidos fue un promedio de 12.6 días (Anexo 4) suficiente para mantener los microorganismos responsables de la nitrificación.

COSTOS

Los costos de operación para la planta de Cota se han calculado anualmente en :

	\$ DE JUNIO 1985
Celaduría y operación	544,000
Energía	800,000
Mantenimiento	50,000
	<hr/>
	1'394,000

COSTOS DE CAPITAL

En caso de construir la planta de Cota en la actualidad

los costos serían de unos VEINTIUN MILLONES DE PESOS

(\$21'000.000)

ANEXO 1

$$F/M = \frac{Q S_o}{X_v V} = \frac{S_o}{X_v (V/Q)} = \frac{S_o}{X_v t}$$

$$t = \frac{S_o}{X_v F/M} = \frac{219}{(3000) 0.16} = 0.46 \text{ días}$$

= 11 horas

Caudal Afluyente = 415 m³/g = Q
Concentraciones Afluyente = 219 mg/lit = S_o
Concentraciones Efluyente = 10 mg/lit = S_e
X_v = 3000 mg/lit

ANEXO 2

$$\frac{S_o - S_e}{X_v t} = K S_e$$

$$K_t = K_{20^\circ}^{T-20}$$

De acuerdo a análisis experimentales

$$K_{16^\circ} = 0.017 \text{ l/día}$$

$$K_{20^\circ} = \frac{0.017}{(1.075)^{16-20}} = 0.0227$$

Para el diseño en condiciones críticas o sea con temperatura mínima, se tomaron 8°C

$$K_{8^\circ} = 0.0227 (1.075)^{8-20} = .0095$$

$$K_{8^\circ} = \frac{S_o - S_e}{X_v S_{e_t}}$$

$$t = \frac{S_o - S_e}{X_v K_{8^\circ} S_e}$$

Continuación Anexo 2

$$t = \frac{219 - 10}{3000 \times 0095 \times 10} = 0.73 \text{ días}$$

$$t = 0.73 (24) = 17.6 \text{ horas} \approx 18 \text{ horas}$$

ANEXO 3

$$R_V = a' \text{SrQ} + b' XvV$$

a' y b' se determinaron experimentalmente

$$a' = 1.21$$

$$b' = 0.054$$

$$\begin{aligned} R_V &= 1.21(219-10) 415 \left(\frac{1}{1000} \right) + (0.054) (3000) (312) \left(\frac{1}{1000} \right) \\ &= 152 \text{ Kg } O_2/\text{día} \end{aligned}$$

ANEXO 4

$$\text{Tiempo de retención de sólidos} = \frac{\text{Masa de sólidos suspendidos del licor mixto}}{\text{Rata de pérdida del licor mixto}}$$

Utilizando valores promedio, el tiempo de retención de sólidos es:

$$\frac{4.168 \times 312 \text{ kg}}{103 \text{ kg / día}} = 12.5 \text{ días}$$

FIGURA 1 - a

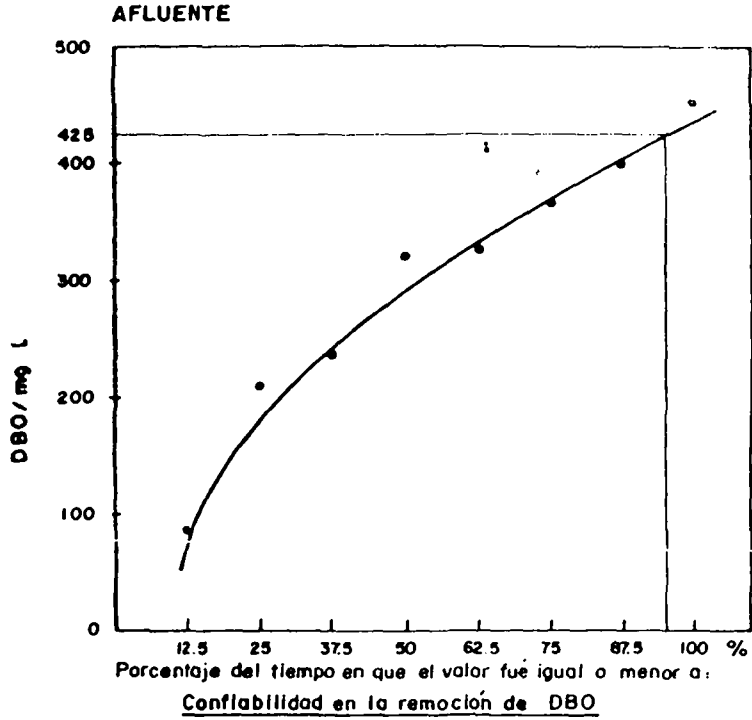


FIGURA 1 - b

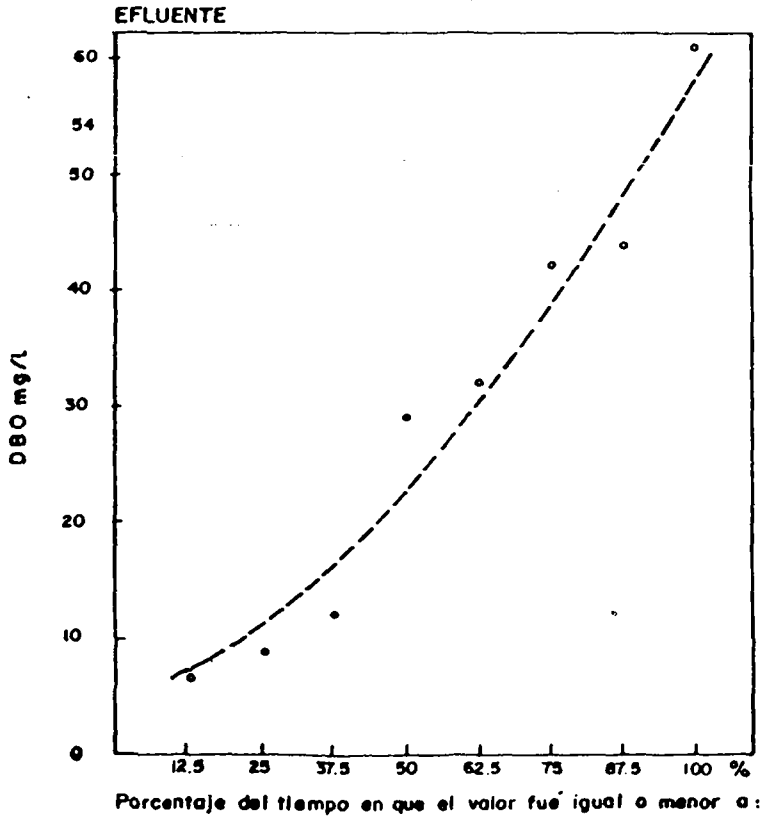


FIGURA 2

Confiabilidad de la Planta en la remoción de sólidos totales

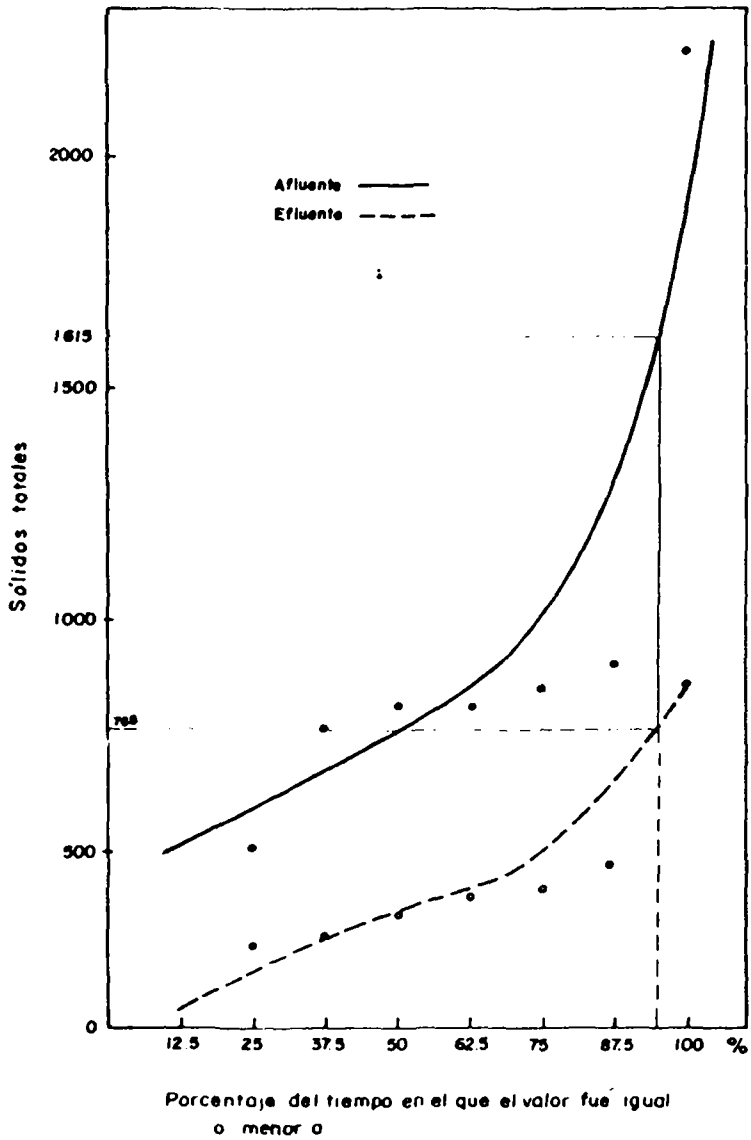
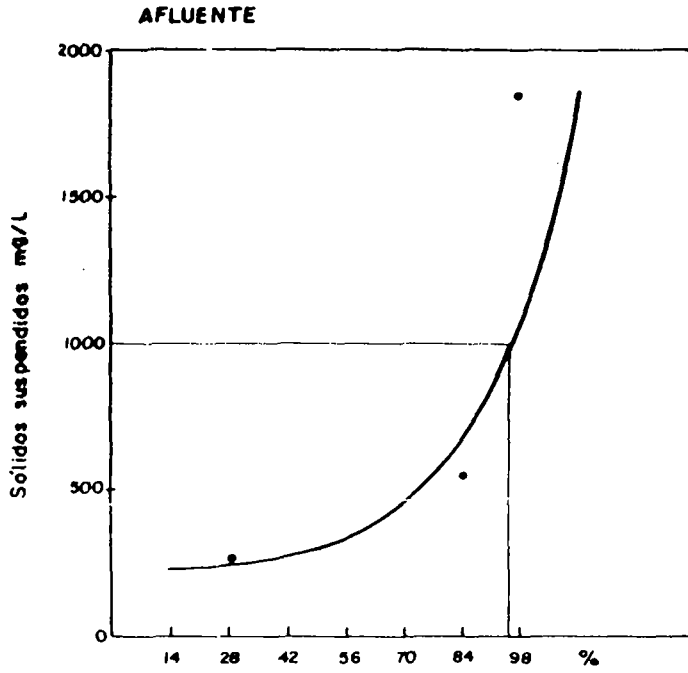


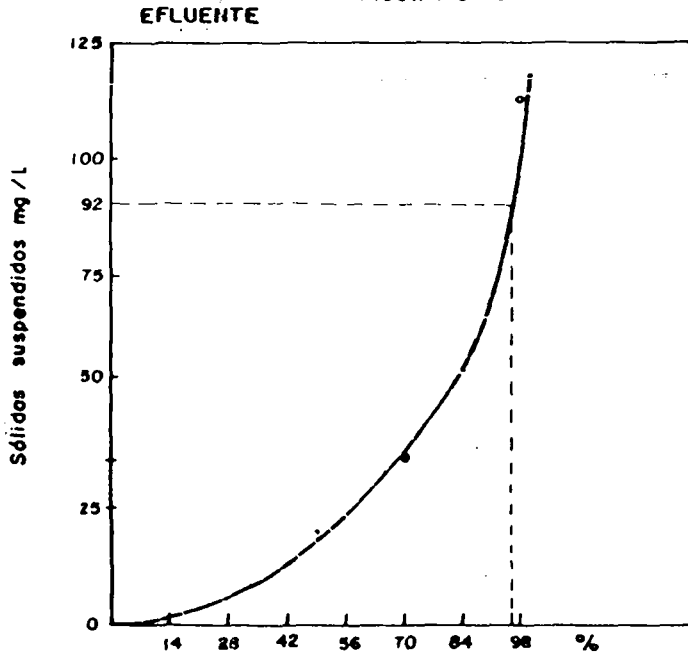
FIGURA 3-a



Porcentaje del tiempo en que el valor fue igual o menor a:

Confiabilidad de la Planta en la remoción de sólidos suspendidos

FIGURA 3 - b

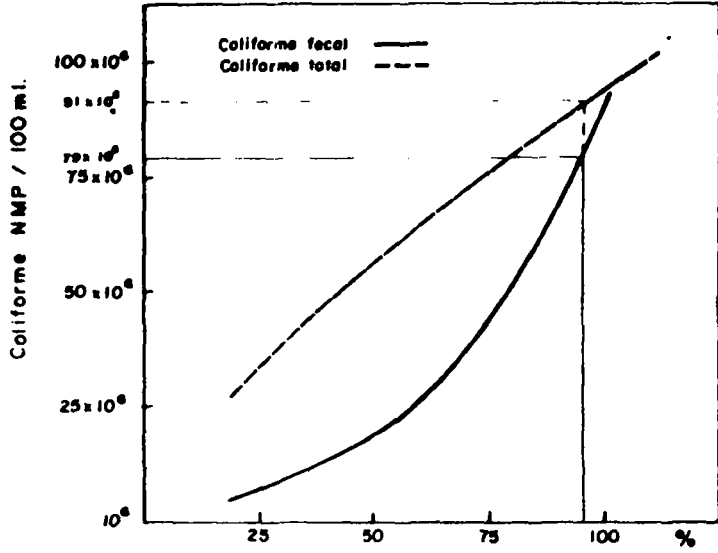


Porcentaje del tiempo en que el valor fue igual o menor a:

FIGURA 4 a

Distribución de coliformes en el afluente

AFLUENTE

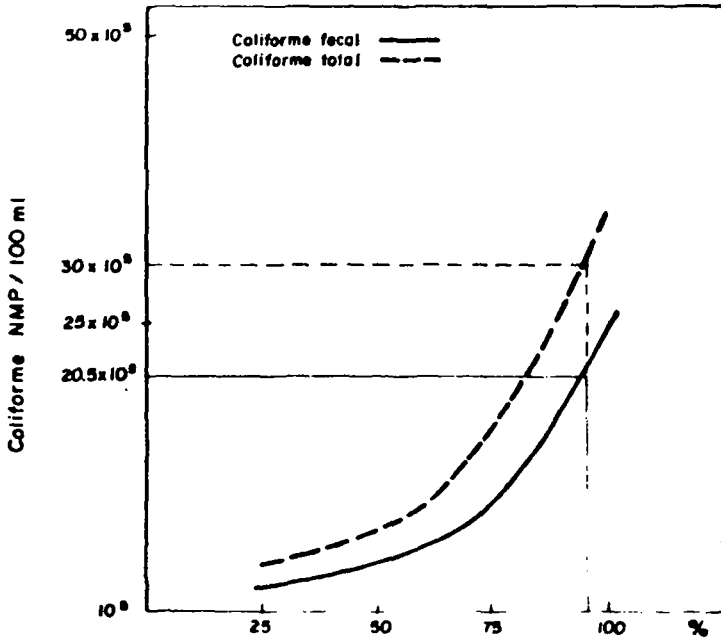


Porcentaje del tiempo en que el valor fue igual o menor a:

FIGURA 4

Confiabilidad de la Planta en la remoción de coliformes

EFLUENTE



Porcentaje del tiempo en que el valor fue igual o menor a:

FIGURA 5 - a

Distribución de Nitrogeno en el afluente

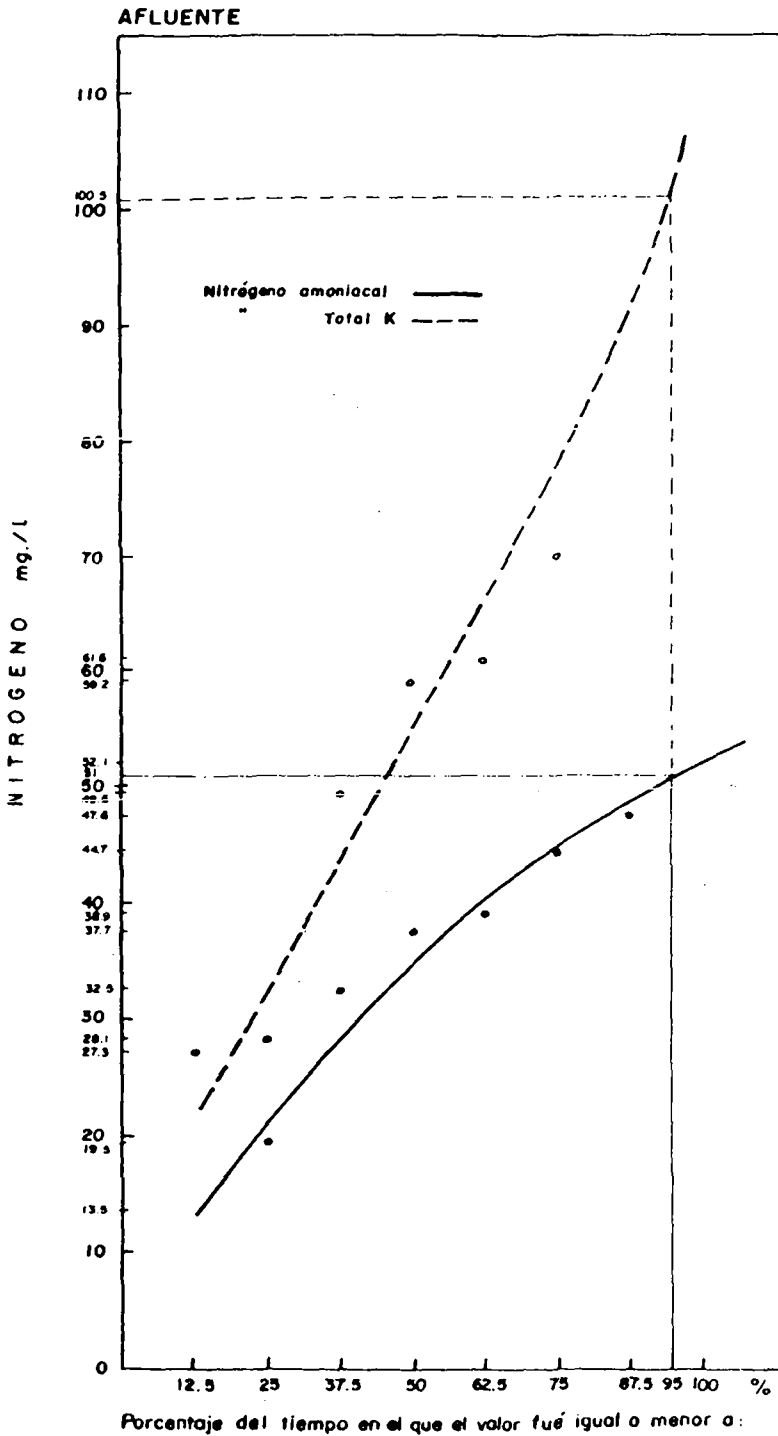


FIGURA 5-b
 Confiabilidad de la Planta en la remoción de nitrógeno
 total y amoniacal

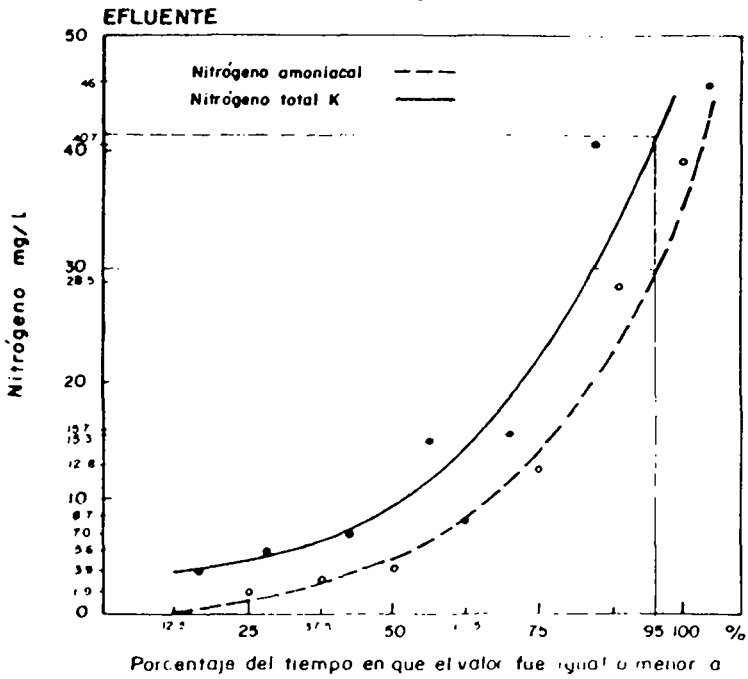


FIGURA 6

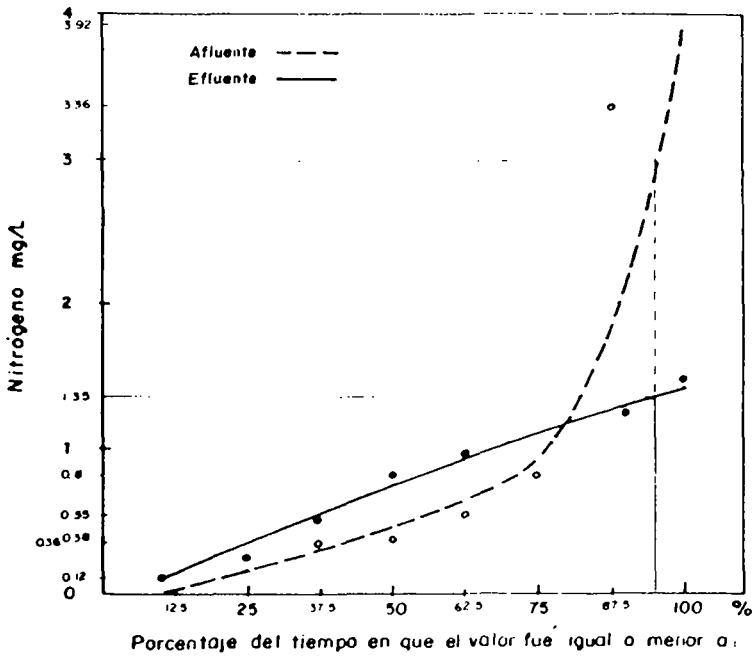
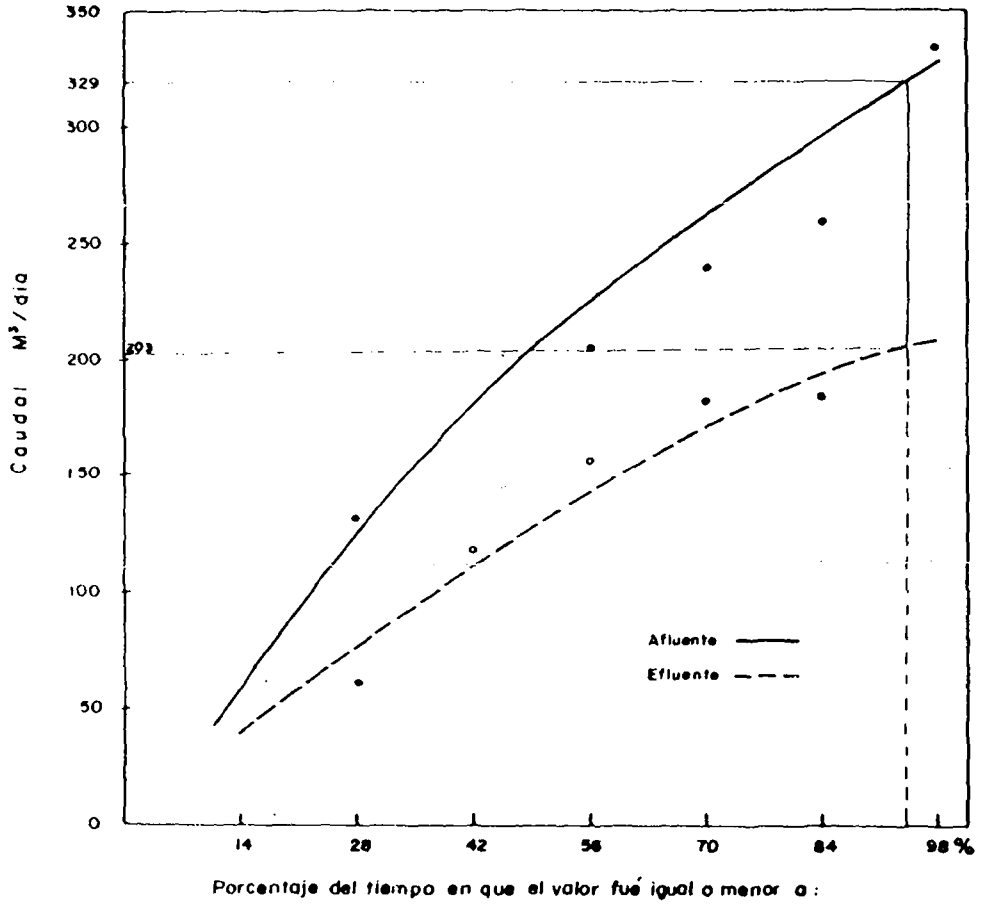
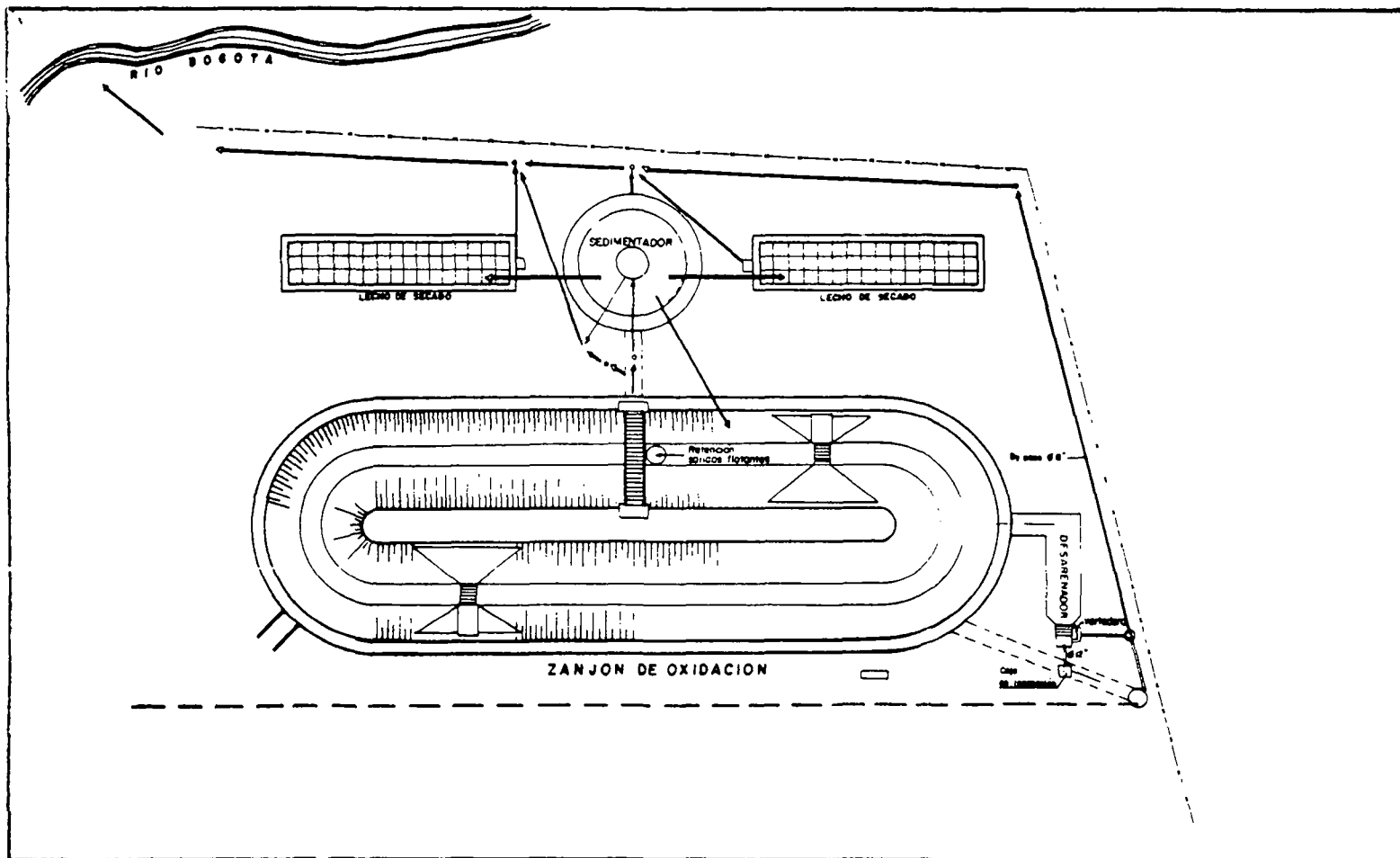


FIGURA 8

DISTRIBUCION DE CAUDALES





EMPRESA AUTONOMA REGIONAL
DE LAS CIUDADES DE LOS RIOS BOGOTA, LIBREVILLE Y BARRAZA

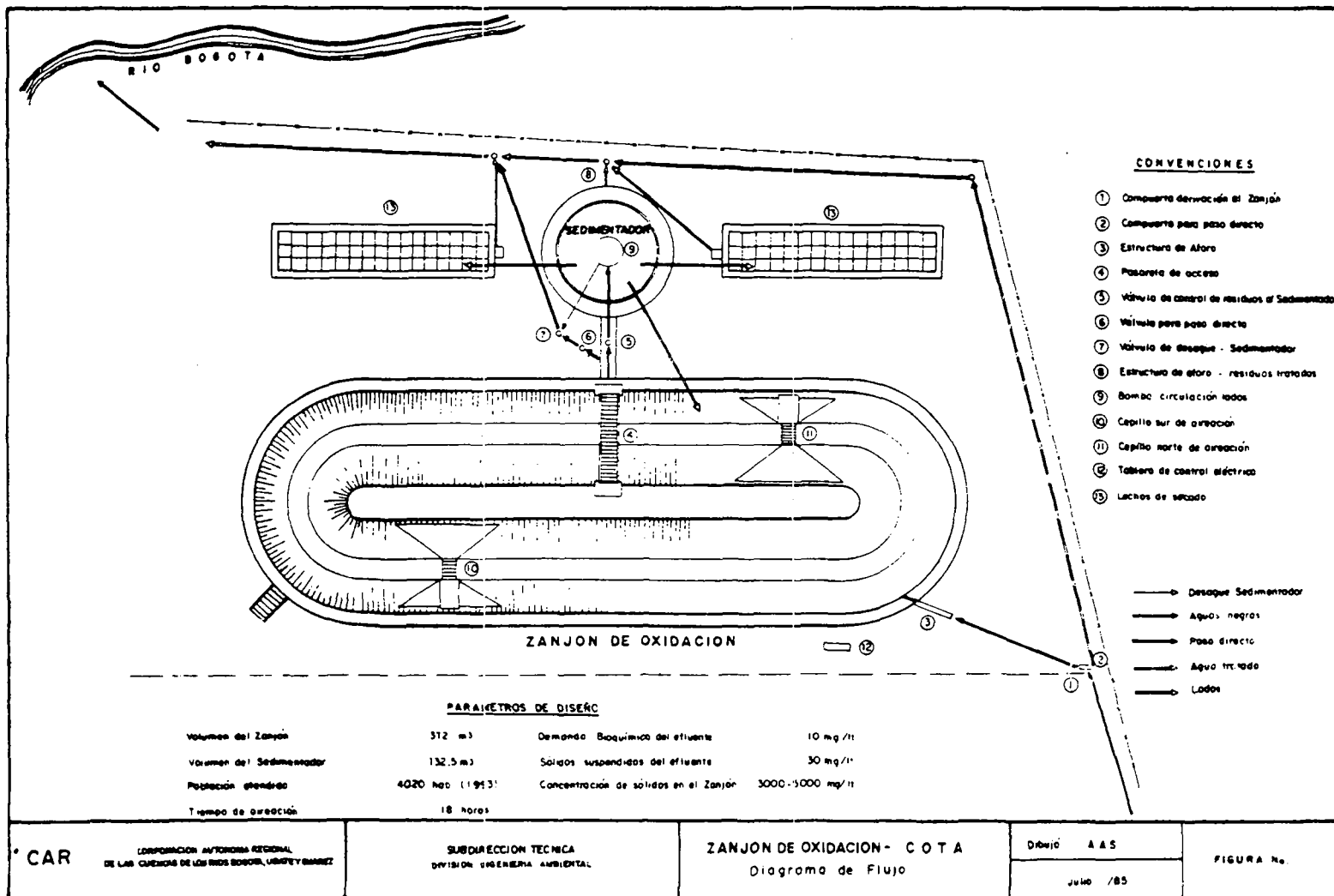
SUBDIRECCION TECNICA
DIVISION INGENIERIA AMBIENTAL

ZANJON DE OXIDACION - C O T A

Dibujó A. A. S

Julio /85

FIGURA No.



CAR

COMISIÓN AUTÓNOMA REGIONAL
DE LAS CIUDADES DE LOS RÍOS BOBOTA, UMBUEYBAREZ

SUBDIRECCIÓN TÉCNICA
DIVISIÓN INGENIERÍA AMBIENTAL

ZANJÓN DE OXIDACIÓN - COTA
Diagrama de Flujo

Dibujó A A S
Julio /85

FIGURA No.

COMPARACION ENTRE LOS DOS SISTEMAS.

Ambos sistemas proporcionaron efluentes aceptables desde el punto de vista de concentraciones de DBO (95 percentil de 54 mg/lit y 48 mg/lit para Cota y Tabio respectivamente), Nitrógeno Total y Amónico (95 percentil Cota 47 mg/lit 30mg/lit, 95 percentil Tabio 24.3 mg/lit, 20.1 mg/lit). La remoción de Sólidos Suspendidos no fue tan satisfactoria en ambos sistemas, especialmente en Tabio.

Para ambos sistemas las concentraciones de Coliformes fueron demasiado altas (10^5). La Laguna de Tabio presenta un periodo de retención corto, lo que no permite lograr mejores resultados en este aspecto, y el Zanjón de Oxidación no fue diseñado para remoción de Coliformes.

El rendimiento de ambos sistemas ha sido similar, requiriendo el Zanjón de Cota mayor atención y más altos costos de operación.

CONCLUSIONES:

Es importante dotar a los sistemas de un pretratamiento adecuado, que permita la remoción de arenas y también la amortiguación de las variaciones en el efluente. Con estos pretratamientos no se esperan ma-

yores dificultades por el hecho de contar con alcantarillado combinados.

La profundidad de las lagunas facultativas no debe exceder 1.5 mts, pues a mayores profundidades las temperaturas son muy bajas y parecen presentarse bajos rendimientos. Es necesario aumentar los períodos de retención mediante la construcción de lagunas de maduración para obtener remociones aceptables de Coliformes y Patógenos.

Los niveles de Nitrógeno no son preocupantes tanto para el Zanjón como para la Laguna de Oxidación.

Los costos de operación y mantenimiento de partes mecánicas parecen aconsejar la adopción de lagunas de oxidación. Sin embargo, deben considerarse los altos costos de la tierra. Tanto el Zanjón como la laguna han presentado un comportamiento aceptable para las condiciones de la Sabana de Bogotá.

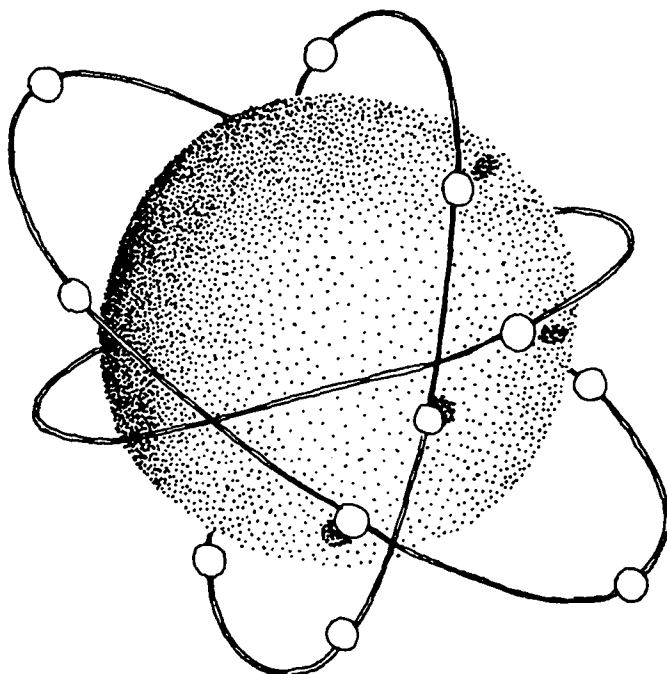
TABLA No. 1.
ANÁLISIS ESTADÍSTICO
COTA

PARAMETRO	AFLUENTE				ZANJON				EFLUENTE			
	Máximo	Mínimo	\bar{x}	s	Máximo	Mínimo	\bar{x}	s	Máximo	Mínimo	\bar{x}	s
1. DBO	452	86	117.41	300	1.550	230	406.02	989.38	61	7	19.26	29.5
2. DQO	2.241	244	404.89	817.25	5.200	707	1.366.85	2.475.12	174	42	48.00	97.5
3. S.D.	640	284	118.82	420.6	790	265	169.9	414.25	830	246	183.59	290.9
4. S.S.	1.828	261	570.15	558.71	5.644	706	1.704.4	4.148.4	113	2	38.34	35.57
5. S.T.	2.236	529	544.72	933.25	5.950	1.032	1.850.69	4.201.6	868	260	189.6	425
6. Sólidos Sedimentables	640	284	118.8	420.6	790	265	169.9	416.2	830	246	183.6	290.9
7. Nitrógeno Amónico	52.08	13.54	13.47	35.82	86.49	11.20	32.80	34.59	39.30	0	14.22	12.29
8. Nitrógeno Total	137.20	27.27	35.34	58.84	305.20	47.04	98.07	198.84	45.95	3.96	17.19	19.17
9. pH	7	6.2	0.17	6.9	7.1	6.2	0.38	6.6	7.2	6.4	0.30	6.84
10. O.D.	1.26	0	0.61	0.54	1.1	0	0.40	0.22	2	0.13	0.56	0.8
11. Temperatura	30	17	1.24	18.6	31	17	1.97	19.4	20.5	17	1.71	18.4
12. Cloruro	134	38.9	31.74	66.5	96.9	43.7	17.54	72.56	100	44.9	20.03	67.9
13. Sulfato	68.03	52.15	5.7	61.6	87.59	47.98	18.91	63.82	87.37	25.63	18.68	56.86
14. Caudal m ³ /d	326.47	60.74	89.5	209.4	-	-	-	-	218.96	42.18	66.63	127.95
15. Calcioes Pequeños	93x10 ⁶	7.3x10 ⁶	28.2x10 ⁶	39.8x10 ⁶	15x10 ⁶	91x10 ⁶	7.4x10 ⁶	6.7x10 ⁶	24x10 ⁶	23x10 ⁶	0.98x10 ⁶	10 ⁶
16. Calcioes Totales	93x10 ⁶	24x10 ⁶	25.7x10 ⁶	63.8x10 ⁶	11x10 ⁷	15x10 ⁶	48.4x10 ⁶	57x10 ⁶	35x10 ⁶	43x10 ⁶	1.29x10 ⁶	1.45x10 ⁶
17. Nitrosos	3.92	0.12	1.54	1.19	11.20	0.44	3.54	3.11	1.48	0.13	0.46	0.8

Patrocinadores

de esta

publicación



El apoyo efectivo a la ciencia es un deber de toda empresa

Los científicos colombianos, con su dedicación, han realizado importantes descubrimientos para el mejoramiento de la vida humana.

Colombia ocupa hoy uno de los primeros lugares científicos en América Latina.

Pero nuestra ciencia no vive del aire. Es necesario que las empresas y el gobierno brindemos un efectivo apoyo para que las investigaciones científicas que se adelantan en Colombia tengan éxito y reporten beneficios a la comunidad.



Cartón de Colombia, S.A.
protegemos por naturaleza



ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS
PLANTAS DE TRATAMIENTO, TANQUES Y
ESTACIONES DE BOMBEO
CARRETERAS Y PUENTES
ESTUDIOS DE SUELOS Y FUNDACIONES
PROYECTOS HIDROELECTRICOS (Diseño
en asociación del proyecto hidroeléctrico
Calima III)

AV. 3 N No. 7-N-35 Tels. 816022- 811571 - 811569
CALI-COLOMBIA



FLOCULANTES PARA TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE
Y AGUAS RESIDUALES

Cyanamid de Colombia, S. A.

Carrera 62 No. 12-61 Conmutador 2603044 Ventas 2604729
A.A. 5984 Cables CYANAMID BOGOTA Télex 44480 Bogotá - Colombia

ANALISIS Y CONTROL AMBIENTAL

A.C.A. LTDA.

LABORATORIO DE AGUAS AIRE Y ALIMENTOS



ANALISIS FISICO-QUIMICO, BACTERIOLOGICO Y MICOLOGICO DE AGUAS Y ALIMENTOS
CARACTERIZACION DE DESECHOS LIQUIDOS INDUSTRIALES
ESTUDIOS DE TRATABILIDAD Y BIOENSAYOS
MUESTREO EMISIONES ATMOSFERICAS
CONTROL DE PISCINAS Y PLANTAS DE TRATAMIENTO
MANTENIMIENTO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE
SERVICIO EN TODO EL PAIS

AVDA. 9A NORTE No 10-117
Teléfonos 601744 - 687281 Apdo. Aéreo 11389
CALI - COLOMBIA



INGENIEROS CONSULTORES AMBIENTALES

1.972 - 1.985

ESPECIALISTAS EN ESTUDIOS DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES, IMPACTO AMBIENTAL Y AGUA

PARA CONSUMO HUMANO

TECNOLOGIA APROPIADA AL MEDIO LATINOAMERICANO

AVENIDA 10 NORTE No. 10-N-02 TELEFONOS: 688373 - 688326

APARTADO AEREO 6712 CALI-COLOMBIA