

255.2 91EV

Evaluacion Hidraulica de Plantas Potabilizadores de Filtracion Rapida en Nicaragua

ISSN 0169-6246

Comunicacion del Departamento de Ingenieria Sanitaria y Recursos Hidricos

Junio 1991

Ing. J.G. Orozco / D. v. Wasbeek / ir. J. v.d. Heide

LIBRARY
INTERNATIONAL REFERENCE CENTRE
FOR COMMUNITY WATER SUPPLY AND
SANITATION (IRC)


TU Delft

Delft University of Technology

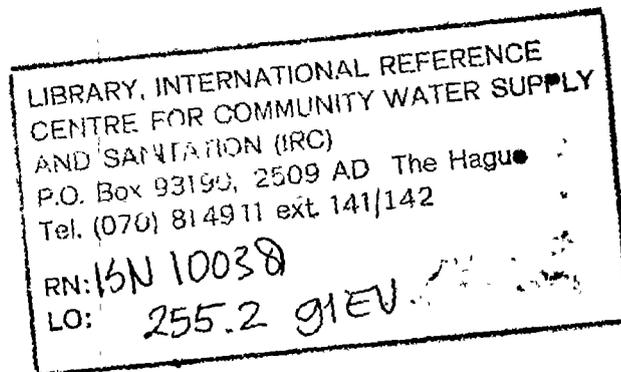
Facultad de Ingenieria Civil
Universidad Nacional de Ingenieria, Nicaragua

255.2-10038

wh 10038 / Dgt 24.77

**EVALUACION HIDRAULICA DE PLANTAS POTABILIZADORES
DE FILTRACION RAPIDA EN NICARAGUA**

Comunicacion no. 40
Managua/Delft, junio 1991



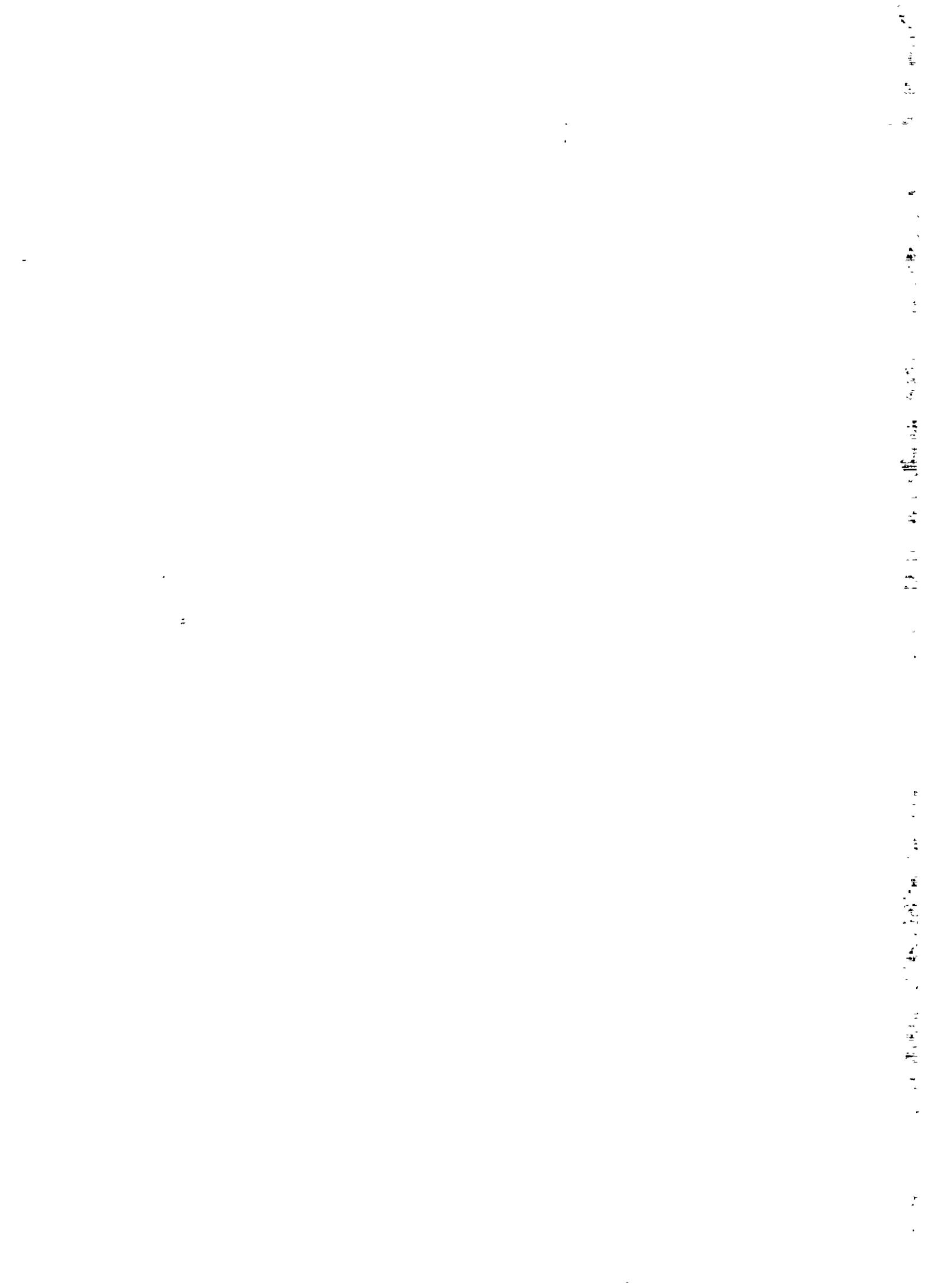
Universidad Nacional de Ingenieria
Facultad de Ingenieria Quimica
Seccion de Ingenieria Ambiental

Universidad Tecnica de Delft
Facultad de Ingenieria Civil
Departemento de Ingenieria
Sanitaria y Recursos Hidricos

Ing. J.G. Orozco
D. v. Wasbeek (*)

Ir. J. v.d. Heide

* Estudiante de la Escuela Politecnica West-Brabant



SUMMARY

In 1980 the "Instituto Nicaraguense de Aquaductos y Alcantarillados" (INAA) started a program directed at the extension of the production of drinking water in the Central and Atlantic Coast regions of Nicaragua. The main elements of this program were design and construction of surface water treatment plants, training of plant operators and composition of administration and operation manuals. In total 24 plants were designed, of which so far 7 have been taken in operation.

Recently INAA started an evaluation of the treatment plants. Within this framework the "Universidad Nacional de Ingenieria" (UNI) was invited to investigate hydraulic aspects of the 2 most important new plants, Ocotal (1989) and Boaco (1988), and the oldest plant of the country, Matagalpa (1961). This hydraulic evaluation was orientated at the calibration of flow measurement devices, the analysis of flow distribution over parallel units, and the determination of flow characteristics in tanks. Tracer experiments (NaCl) were carried out according to a procedure developed by the "Centro Panamericano de Ingenieria Sanitaria y Ciencias del Ambiente" (CEPIS) in Lima. The most important results are summarized below.

OCOTAL

Description of the plant

Design flow: 68 l/sec

Raw water source: river Dipilto

Treatment process:

- aeration: plate aeration; 2 units
- flow measurement: U-notch overflow weir
- coagulation: rapid mixing behind the overflow weir
- flocculation: mechanical mixing; 4 units; 4 compartments per unit
- sedimentation: tilted plate; 4 units, combined with flocculation
- rapid filtration: dual-media (sand-anthracite); declining rate; self-cleaning; 4 units;
- chemical disinfection: chlorine gas.

Flow: gravity

Results

The distribution of the total flow over the 2 aeration units was almost uniform. The calibration formula of the overflow weir had to be adjusted with respect to the discharge coefficient (1,22 instead of 1,84). The actual flow to the plant was somewhat higher than the design flow (70-73 l/sec). The distribution of the total flow over the 4 flocculation-sedimentation units was not really uniform (flow per unit 22 - 29%). The same was concluded with respect to the filters (flow per unit 15 - 35%). This was mainly due to the inadequate cleaning facilities. The practical detention time in the flocculation - sedimentation units according to the CEPIS-method was in 3 units practically the same as the theoretical detention time, indicating that no short-circuiting (dead zones)

occured. In 1 unit the difference between both detention times was about 15%. The practical detention time in the filters varied from 15 - 30 minutes before cleaning to 10 -12 minutes after cleaning.

BOACO

Description of the plant

Design flow: 40 l/sec

Raw water source: river Fonseca

Treatment process:

- flow measurement: U-notch overflow weir
- coagulation: hydraulic rapid mixing behind the overflow weir
- flocculation: hydraulic slow mixing in an upflow gravel bed (pumic stone)
- sedimentation: tilted plate
- rapid filtration: dual-media (sand-anthracite); declining rate; self-cleaning
- chemical disinfection: chlorine gas

* Between the overflow weir and the disinfection the plant consists of 2 identical parallel units. Flocculation, sedimentation and filtration are housed in 1 cylindrical tank.

Flow: gravity

Results

Part of the experiments that were planned could not be executed. Most of the time the raw water intake varied too much or was even interrupted. This was mainly due to the very low discharge of the river and clogging problems at the intake. Furthermore the capacity of intake pump was not sufficient to supply the design flow.

The calibration formula of the overflow weir had to be adjusted with respect to the discharge coefficient (2,09 in stead of 1,84) and the exponent of the waterdepth (1,4 in stead of 1,5). The distribution of the total flow over the 2 units was almost uniform.

MATAGALPA

Description of the plant

Design flow: 66 l/sec

Raw water source: river Molino Norte (90%) and river San Francisco (10%)

Treatment process:

- flow measurement: U-notch overflow weir (M.N.); V-notch overflow weir (S.F.)
- coagulation: hydraulic rapid mixing through injection of compressed air
- flocculation/clarification: Accelerator (mechanical slow mixing; sludge blanket clarification; 1 unit)
- rapid filtration: single media (sand); constant rate; down-flow; back-washing (4 units)
- chemical disinfection: chlorine gas

Flow: gravity

Results

Originally the plant operation was automated to a large extent. At the present moment however the systems involved are out of order, and the plant is operated manually on an intuitive basis.

The calibration of the overflow weirs was only possible for 1 V-notch weir. Of the other weirs 1 did not have an upstream valve to manipulate the flow and the other was perforated to increase its capacity. The plant operator therefore is not able to measure the flow to the plant. Tracer experiments that were carried out later to determine other hydraulic properties indicated, that the actual flow was about 1,5 times the design flow.

The practical detention time in the accelerator appeared to be about 28 minutes in stead of the theoretical value of 48 minutes (at a flow of about 100 l/sec). This means that short-circuiting due to dead zones is a big problem.

The distribution of the total flow over the 4 filters was not completely uniform (flow per unit 22 - 28%). Because of the construction of the water inlet 2 filters are backwashed simultaneously, leading to a temporary but very high overloading of the other 2 filters. Because of the inaccessibility the practical detention time could only be determined for the 4 filters together. Its value appeared to be only 5 minutes in stead of the theoretical value of 12 minutes. So the filters also suffer from short-circuiting. Another problem encountered was, that since the construction of the plant some 30-40% of the filtersand has been washed out.

CONTENIDO

1. INTRODUCCION	1
2. MATERIALES Y METODOS	2
3. RESULTADOS Y DISCUSION	6
3.1 Planta Potabilizadora de Ocotil	6
3.2 Planta Potabilizadora de Boaco	15
3.3 Planta Potabilizadora de Matagalpa	19
4. CONCLUSIONES	32
5. REFERENCIAS	34

ANEXOS

- . Otras Comunicaciones del Departamento de Ingenieria Sanitaria y Recursos Hidricos

1. INTRODUCCION

En el año de 1980 el Instituto Nicaraguense de Acueductos y Alcantarillados (INAA) inicia un programa para construir varias plantas potabilizadoras de agua en diversas poblaciones del país, que así lo requerían. Hasta esa fecha únicamente se contaba con una planta potabilizadora en la ciudad de Matagalpa que está en operación desde el año 1961. El resto de sistemas de abastecimiento utilizaban fuentes de agua subterránea y subsuperficial. Sin embargo con el crecimiento de las poblaciones que demandaban más agua y la limitación, principalmente en la zona Central y Atlántica del país, de ampliar la capacidad de los sistemas utilizando las tradicionales fuentes subterráneas y superficiales, hacía necesario empezar a utilizar las fuentes superficiales de agua, y por lo tanto de contar con sistemas de tratamiento para clarificar el agua.

Es en este sentido que el INAA, con la colaboración técnica de la Organización Mundial de la Salud (OPS/OMS) y el financiamiento del Banco Interamericano (BID), inicia en 1980 un programa tendiente a implementar una serie de plantas potabilizadoras de agua que comprendía cuatro fases:

1. Capacitación del personal nacional en el diseño de plantas con tecnología apropiada y la preparación de proyectos específicos.
2. Construcción de las plantas priorizadas.
3. Preparación de manuales de operación, adiestramiento de operadores y establecimiento del régimen operativo de las plantas.
4. Evaluación de las tecnologías utilizadas y la operatividad de las plantas.

Como resultado de este programa, durante la primera fase se diseñaron aproximadamente 24 plantas potabilizadoras de diversos tipos, pero las fases dos y tres no pudieron desarrollarse en igual forma debido a la falta de financiamiento por parte de los Bancos Internacionales durante la década de los Ochenta, contruyendose únicamente 7 plantas en este período por la vía de donaciones y fondos propios del INAA.

Luego de algunos años de operación de las primeras plantas potabilizadoras y considerando de gran importancia para el desarrollo de la Ingeniería Ambiental en Nicaragua y el impulso de las investigaciones aplicadas en este sector, la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) en coordinación con el INAA, inicia las primeras acciones para continuar con la fase de las evaluaciones de las plantas potabilizadoras. Para ello se estimó conveniente iniciar los estudios de evaluación con las plantas más importantes, como

son las que utilizan procesos de clarificación físico-químicos (filtración rápida), que están localizadas en las ciudades de Ocotal y Boaco. Además se consideró importante también incorporar en este primer estudio a la planta de Matagalpa para determinar su comportamiento luego de 30 años de operación, utilizar también procesos físico-químicos de clarificación y tener otro tipo de tecnología más sofisticada.

En términos generales, la evaluación de una planta potabilizadora comprende los siguientes aspectos :

- a) Evaluación Hidráulica
- b) Evaluación de los Procesos de Tratamiento
- c) Evaluación de la Operación y Mantenimiento
- d) Evaluación de la administración
- e) Evaluación del Control de Calidad
- f) Diagnóstico y determinación de costos de producción.

El alcance que cubre este estudio comprende únicamente la evaluación Hidráulica de las tres plantas potabilizadoras seleccionadas ya que se consideró conveniente iniciar con este aspecto para adquirir mayor información y conocimiento de la situación de cada una de las plantas de tal forma que con los resultados obtenidos y la disponibilidad de recursos, el INAA pueda determinar un plan de acción para continuar con las otras etapas de la evaluación.

El estudio se llevó a cabo a través del departamento de Ingeniería Ambiental de la Facultad de Ingeniería Química de la UNI y con la colaboración financiera del Proyecto de Cooperación entre la Universidad Técnica de Delft (Holanda) y la UNI, y en él participaron un asesor en tratamiento de agua, un estudiante de la Maestría en Ingeniería Ambiental y un estudiante de Ingeniería Química de Holanda. Es importante mencionar que este documento se presenta como informe de avance del estudio, ya que el informe final será presentado por el Ing. Walter Mayorga como trabajo de tesis.

2. MATERIAL Y METODOS

Muchas plantas de tratamiento de agua no tienen la eficiencia esperada por deficiencias hidráulicas que ocasionan diferentes distribuciones y mediciones de caudales que afectan los periodos de retención del agua en los reactores.

Para conocer el funcionamiento de una unidad desde el punto de vista hidráulico, es conveniente utilizar una sustancia trazadora (Una sal, un colorante ó una sustancia radiactiva), que puede inyectarse en la entrada de la unidad y simultáneamente comenzar a registrar la concentración del trazador a la salida. Pruebas con trazadores han sido utilizadas por varios años como medio para determinar el flujos a canales, ríos o reservorios. En

plantas potabilizadoras es muy útil para determinar la distribución del flujo en reactores paralelos y evaluar la eficiencia hidráulica y configuración de unidades de distribución, entrada y recolección de agua en reactores.

El presente trabajo tiene relación con el uso de trazadores para estudiar hidráulicamente las plantas potabilizadoras seleccionadas y sus objetivos específicos son :

- Determinación de caudales de entrada y salida de la planta, con el fin de calibrar los dispositivos de medición.
- Determinación de caudales distribuidos a cada unidad de tratamiento.
- Determinación de caudales del sistema de dosificación de químicos, con el fin de calibrarlos.
- Determinar y caracterizar los flujos, espacios muertos, cortocircuitos y tiempos reales de retención en cada una de las unidades de floculación, sedimentación, filtración y totalidad de la planta.

El trabajo experimental y de laboratorio se realizó durante el mes de Marzo y en cuál se determinó el tipo de trazadora a utilizar, el tipo de ensayo de laboratorio para la medición de su concentración y la calibración y sensibilidad del ensayo u equipo. En este sentido se decidió utilizar como trazador sal común (cloruro de sodio) y determinar su concentración por medio de la conductividad eléctrica.

Los materiales y equipos utilizados en el estudio fueron :

- Conductivímetro portatil marca Schott CG 858
- Tanque de 60 lts. con flotador de altura constante para dosificación de la solución de la sal.
- Tanque de 200 lts. para preparación de solución de sal.
- Agitador mecánico
- Bomba de agua
- Mangueras plásticas y vasitos plásticos para toma de muestra
- Cronómetro, termómetro, cinta métrica.
- Cristalería.

El trabajo de campo se realizó durante los meses de Abril y Mayo y la metodología utilizada fué la propuesta en los manuales sobre Hidráulica aplicada a plantas de tratamiento de Agua (1,2) del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS). Las principales características de la metodología utilizada son :

- Calibración de vertederos de aforo: Se utilizó el método de aplicación constante del trazador empleando un dosificador simple de orificio calibrado con carga constante (recipiente

con un flotador que sostiene a un tubo perforado al que se une una manguera flexible). Aplicando continuamente a un caudal determinado q l/s de la solución del trazador con una concentración Cs (mg/l) aguas arriba del vertedero sobre el cual está fluyendo un caudal Q (l/s) con una concentración del agua cruda Co (mg/l) y tomando una muestra de agua a la salida del vertedero se determina su concentración C (mg/l). Se hace un balance de masas en la entrada y la salida y se puede obtener el caudal que está pasando por el vertedero por la siguiente ecuación :

$$Q = q \frac{(C_s - C)}{(C - C_o)}$$

Este mismo procedimiento se repite para cinco caudales diferentes (Q1.....Q5) y luego aplicando la teoría de los mínimos cuadrados con los datos obtenidos en el ensayo se puede establecer la ecuación final de aforo del vertedero .

$$Q = K h^n$$

en el cual;

- Q = Caudal (l/s)
- h = altura de agua sobre el vertedero (Cms)
- K, n = Constantes específicas del vertedero

Para la determinación de la cantidad de trazador "P" requerida se utilizó la siguiente expresión :

$$P = \frac{C \times Q \times 3600 \times K}{10^3 \times I}$$

en la cual;

- P = Peso del trazador a añadir (Kg/hora)
- C = Concentración de la solución del trazador (mg/l).
- Q = Caudal que fluye por el vertedero (m³/seg).
- K = Constante de corrección
- I = Grado de pureza del trazador

- Distribución de caudales: Para determinar el caudal (Q1, Q2, Qn), que entra a varias unidades (floculadores, sedimentadores, etc) en paralelo se añade en forma instantánea en el canal ó dispositivo de distribución, un peso del trazador (Pt) en completa disolución, determinándose a continuación en la entrada de la unidad las concentraciones C1, C2,...Cn) durante un tiempo prudencial. El caudal que está entrando a cada unidad se determina entonces mediante la expresión siguiente :

$$Q_n = \frac{C_n}{\Sigma C} \times Q_t$$

en la cual;

Q_n = Caudal en la Unidad (l/s)

C_n = Sumatorio de concentraciones (C_1 , + C_2 +
.... C_n) en cada unidad (mg/l).

ΣC = Sumatoria de concentraciones en las "n"
unidades en paralelo.

Q_t = Caudal total que entra en las "n"
unidades (l/s).

Para la adición del trazador en forma instantánea se determinó una concentración "C" de la solución de tal forma que se pudiera determinar con facilidad en el agua a la entrada de cada unidad.

- Calibración de dosificadores : Para el caso de los dosificadores que utilizan tanque de solución con flotador de altura constante, se aforó el caudal de dosificación para determinar si este permanecía constante. En el caso de los dosificadores que utilizan una dosificación variable, ya sea en seco ó en solución, se pesó la cantidad de coagulante en polvo ó se aforó el caudal de dosificación, para diferentes posiciones de abertura de la válvula de pase, desde la posición de el mínimo hasta el máximo y luego se determinó la curva de calibración.
- Análisis de flujo y tiempos de retención : Este ensayo se realizó para cada una de las unidades (floculadores, sedimentadores, etc.) de las diferentes plantas, agregando una solución del trazador con una concentración conocida en forma instantánea, en la entrada de cada unidad que se iba a analizar y determinando a la salida del mismo la forma como dicha concentración se distribuye a través del tiempo.

Para determinar la concentración de la solución requerida se utilizó el siguiente criterio:

$$P = \frac{V \times K \times C_0}{10^3 \times I}$$

en el cual ;

P = Peso del trazador a añadir (Kg)

V = Volumen de la unidad (m^3)

K = Constante de corrección

C_0 = Concentración deseada del trazador en el agua (mg/l).

I = Grado de pureza del trazador.

El análisis de los resultados para evaluar las características hidráulicas de cada unidad se hizo utilizando dos métodos gráficos :

a.- El método desarrollado por Wolf - Resnick (3)

- b. - Análisis de la curva de tendencia (curva de gaus) y su correlación con las características hidráulicas.

Por último es importante resaltar que los resultados obtenidos de estos análisis se refieren solamente al comportamiento de la unidad en las condiciones al momento de hacer la prueba y no representan necesariamente el comportamiento en todas las condiciones. Por otra parte, tampoco indican necesariamente la eficiencia de las unidades, ya que estos procesos dependen no solo de las características hidráulicas de los reactores sino también de las químicas.

3. RESULTADOS Y DISCUSION

3.1. Planta Potabilizadora de Ocotal

Se encuentra localizada en la ciudad de Ocotal, cabecera del Departamento de Nueva Segovia y a una distancia de la capital, Managua, de 230 Kms (Ver figura 1).

Esta planta fue diseñada en Octubre de 1982 y puesta en operación en Julio de 1989. Fue proyectada para construirse en dos etapas, la primera cubrirá la demanda estimada de la población hasta el año de 1994 (23,000 hab.) y la segunda para la demanda del año 2009 (44,000 hab.) Por tanto se diseñaron dos módulos iguales de 68 lt/seg de capacidad cada uno. Actualmente está construido y en servicio el módulo de la primera etapa.

El resumen de las principales características de esta planta se presentan a continuación:

- Fuente de Abastecimiento : Rio Dipilto
- Caudal de Diseño : 68 l/seg
- Tipo de Tratamiento : Físico-Químico por filtración rápida.
- Carac. de los Procesos :

Aereación: dos aereadores de bandejas.

Mezclador: Tipo hidráulico, caída de vertedero.

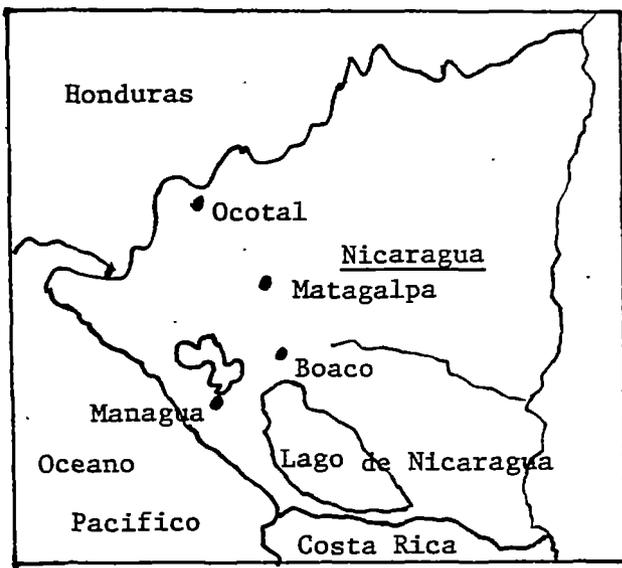
Aforador : Tipo hidráulico, vertedero rectangular.

Floculación: 4 floculadores mecánicos en paralelo con 4 cámaras de floculación c/u.

Sedimentación: 4 sedimentadores en paralelo de flujo laminar, de alta tasa y con placas planas inclinadas a 60

Filtración: 4 filtros rápidos de lecho mixto (arena y antracita), de velocidad declinante, altura variable y autolavables.

Figura 1: Mapa de Nicaragua.



Desinfección: Clorador de gas.

- Tipo de energía : Todo el sistema desde la captación hasta los tanques de distribución es por gravedad.

Los resultados obtenidos en el estudio hidráulico de Ocotal se presenta a continuación, haciendo la aclaración que se hacen en forma general ya que, como se mencionó anteriormente, la presentación y discusión más detallada se hará en el trabajo de tesis del Ing. Walter Mayorga.

- a).- Calibración de vertederos de entrada y salida: La estructura de aforo a la entrada que utiliza esta planta es mediante un vertedero rectangular sin contracciones de lámina delgada con un ancho según el diseño de $b = 0.75$ y de acuerdo a la memoria de diseño el caudal se mide haciendo la lectura de la altura de agua sobre la cresta del vertedero utilizando la siguiente ecuación teórica propuesta por Francis:

$$Q_T = K \times b \times (h)^{1.5}$$

en la cual;

Q_T = Caudal en m^3 /seg

K = Coeficiente de descarga, 1.84 según Francis

b = ancho del vertedero mts.

h = altura de agua sobre el vertedero medida a una distancia de por lo menos $4h$ aguas arriba, mts.

De acuerdo a las condiciones en la planta de Ocotal esta ecuación sería :

$$Q_T = 1.84 \times 0.75 \times (h)^{1.5}$$

Se revisó las condiciones reales que presentaba el vertedero encontrándose dos aspectos diferentes de las condiciones teóricas. Primero que el ancho del vertedero real es de 0.735 mts. de ancho y de que la regla graduada utilizada para medir la altura de agua estaba colocada 4 milímetros por encima del nivel de la cresta del vertedero, por lo que la fórmula teórica se modifica en la siguiente forma :

$$\begin{aligned} Q_T &= 1.84 \times 0.735 (h - 0.004)^{1.5} \\ &= 1.352 (h - 0.004)^{1.5} \end{aligned}$$

Luego de realizados los ensayos con el trazador para diferentes caudales la calibración del vertedero se expresa en la ecuación.

$$Q_p = 1.22 (h - 0.004)^{1.5}$$

en la cual;

Q_p = Caudal práctico en lts/seg
 h = altura de agua medida en la regla graduada
actualmente colocada, en cms.

En la gráfica No. 1 se muestra la comparación entre las dos curvas teórica y práctica. La pequeña diferencia que se observa en las dos curvas, principalmente en los valores más altos, se debe que al vertedero llega la masa de agua con demasiada energía lo que disturba las condiciones ideales que debe presentar en la lectura, lo que indica que le faltó más longitud al canal de aproximación al vertedero de tal forma de disipar la energía luego del cambio de dirección del canal aguas arriba del vertedero.

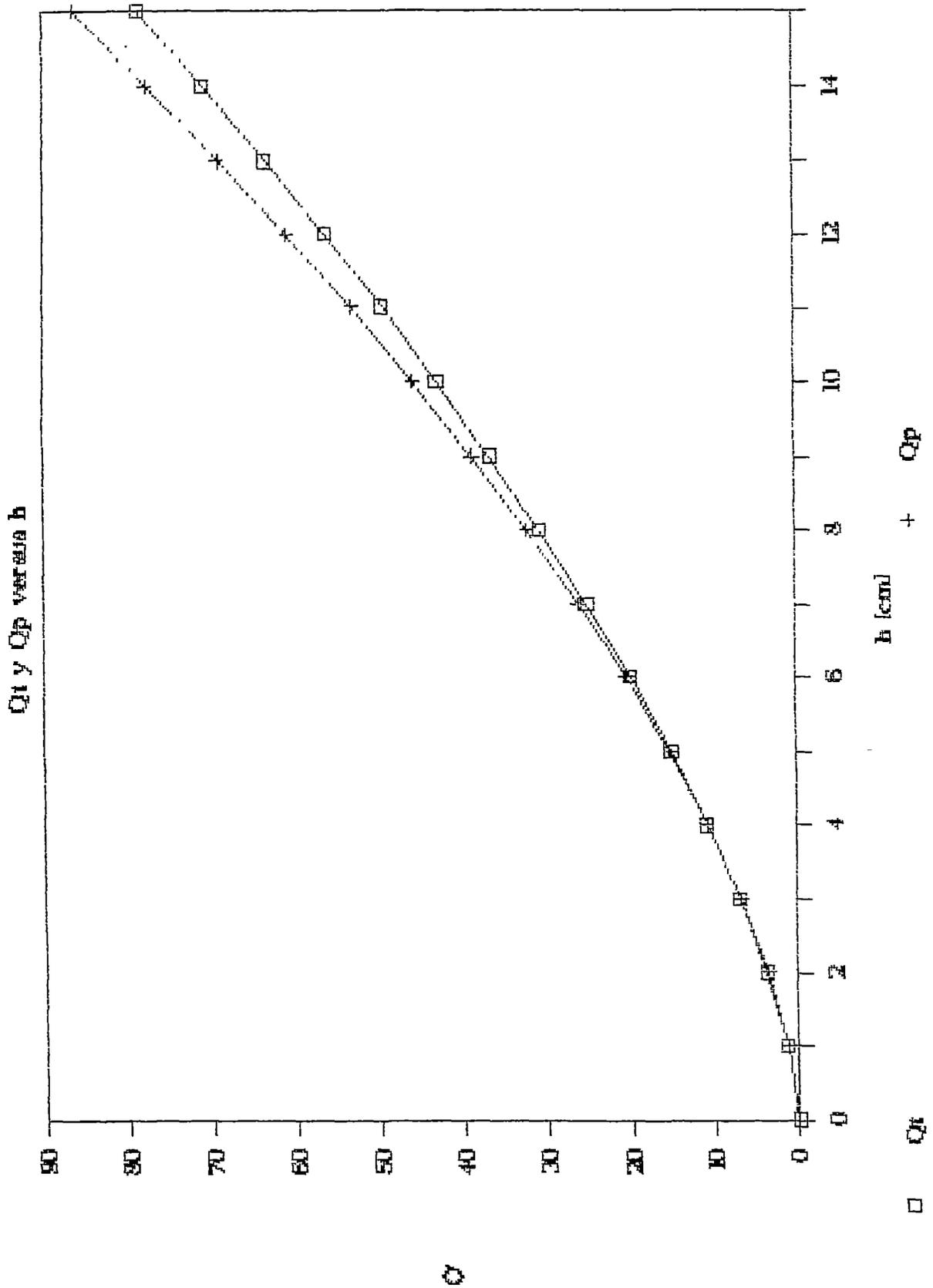
En adelante se recomienda utilizar la fórmula ya calibrada, para lo cual se debe hacer una tabla con los nuevos valores para el uso de los operadores de la planta.

Por otra parte, es necesario mencionar que los operadores llevan registro horario del caudal que entra a la planta, disponen de los formatos respectivos y de que la planta la operan a un caudal constante que corresponde a una altura de agua sobre el vertedero de 14 cms. y que según la fórmula calibrada es un caudal de 73.5 lts/seg, lo cual está un poco por encima del caudal de diseño (68 lts/seg), por lo que se recomienda operar la planta con una altura sobre vertedero de 13.4 cms., o sea equivalente a 68 lts/seg según la fórmula calibrada.

También es importante resaltar que la fuente de abastecimiento y el sistema de conducción de la captación a la planta no presentan limitaciones para mantener constante el caudal de diseño a la entrada de la planta y de que no representa ninguna dificultad, la regulación del caudal que entra, mediante la manipulación de la válvula colocada antes del vertedero de entrada de agua cruda y de los aereadores.

En cuanto al vertedero de salida, este se encuentra localizado a la salida de los filtros pero no dispone de una regla graduada para tomar las lecturas de caudales que salen de la planta. Durante el período que el equipo de trabajo realizó los ensayos con trazadores en la planta de Ocotlán se trató de instalar un dispositivo de lectura para poder posteriormente calibrar el vertedero, sin embargo por lo corto del tiempo y el grado de dificultad en la colocación del mismo, ya que requiere de un sistema de flotación y poleas, no fué posible concluir el trabajo de instalación y calibración,

Calibración entrada Ocotal.



por lo que quedó pendiente, para un período posterior al inicialmente planificado y los resultados serán presentados en el trabajo de tesis del Ing. Mayorga.

En relación con este aspecto hay que hacer notar que los operadores determinan el caudal de agua tratada mediante estimaciones indirectas por métodos volumétricos, sin embargo es muy importante conocer exactamente cuánta agua entra a la planta así como cuánta agua tratada produce la planta, de tal manera de poder determinar cuanta agua se utiliza en la planta para lavar las unidades de tratamiento y servicio interno, y de esta forma conocer la eficiencia hidráulica así como determinar los costos unitarios del tratamiento. Para ello es recomendable colocar medidores maestros ó proporcionales a la entrada del agua cruda y a la salida del agua tratada para facilitar el registro volumétrico a través del tiempo.

- b).- Calibración de dosificadores: La planta cuenta con dispositivos para preparación de soluciones de químicos que se utilizan como coagulantes, tales como Sulfato de Aluminio y Cal. En el caso del sulfato se tienen dos tanques de 3.2 m³ cada uno para la preparación de la solución y un dispositivo de dosificación mediante un flotador con orificio de carga constante. Para la cal se dispone de un saturador de 11.6 m³. En este momento solo se está utilizando la dosificación de sulfato.

También se dosifica cloro para la desinfección del agua a la salida del agua filtrada, para lo cual se dispone de cloradores para cloro gas con control de flujo por rotámetros y control del peso de los cilindros de gas.

Los resultado obtenidos en la calibración de estos dosificadores serán presentados posteriormente en el trabajo de tesis del Ing. Mayorga.

- c).- Distribución de Flujos

- c.1) Floculadores - Sedimentadores: Para fines de distribución de flujo a las diferentes unidades en paralelo de la planta, se debe considerar como una unidad el conjunto de cada floculador con un correspondiente sedimentador que aunque tienen estructuras separadas, hidráulicamente trabajan como una sola unidad. En este sentido, la planta cuenta con cuatro unidades de floculación - sedimentación en paralel y la distribución de flujos se hace a través de un canal rectangular con una pendiente del 3 por mil y 8 orificios rectangulares de entrada, dos por cada unidad, y teóricamente trabajando hidráulicamente ahogados.

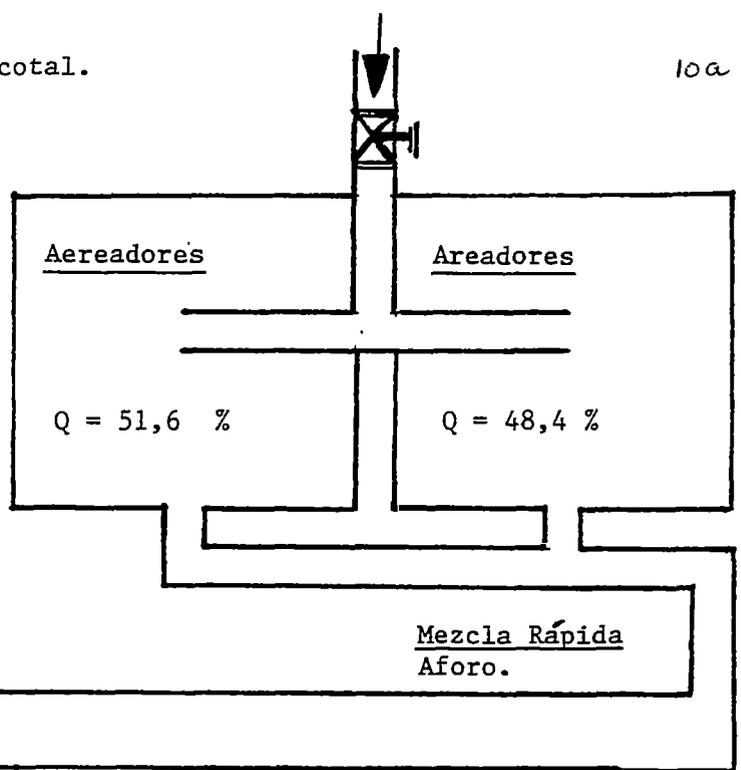
Los resultados obtenidos en el ensayo con trazadores se muestran en la figura No. 2 y corresponden a un caudal aforado durante el ensayo de 71.8 lts/seg. En ellos se puede observar que el porcentaje de distribución es diferentes y esto se puede explicar por dos aspectos; primero los orificios de entrada a los floculadores no trabajan todos ahogados, siendo cierta esta condición para los floculadores 1 y 2 y parcialmente semiahogados en los floculadores 3 y 4, además la energía del flujo es muy alta al pasar por los floculadores 3 y 4 y lo contrario en el 1 y 2; segundo, las tuberías y diámetros de orificios en la salida de los sedimentadores no están al mismo nivel de profundidad y no tienen igual diámetro.

Como consecuencia de esta distribución algunas unidades de floculación - sedimentación trabajarán sobrecargadas y otras subcargadas ocasionando diferentes tiempos de retención y por lo tanto afectando probablemente la eficiencia de los procesos. Por lo tanto es recomendable proceder a mejorar las condiciones hidráulicas en orificios de entrada así como igualar las condiciones de nivel y diámetro de orificios en las tuberías de salida de los sedimentadores.

- c.2) Filtros: El régimen hidráulico durante el filtrado es de velocidad declinante y altura variable en todos los filtros, ya que no existe ningún dispositivo de control del flujo antes ó después de los filtros y además al tener la entrada en cada filtro por debajo del nivel mínimo de operación permite que todos mantengan la misma altura de agua. En cuanto al régimen hidráulico durante el lavado, este corresponde a la características de autolavado o sea que un filtro es lavado por la producción de agua de los otros tres por una inversión del flujo. Sin embargo es muy importante mencionar que debido a la falta de capacidad hidráulica de las válvulas que controlan el drenaje de las aguas del lavado, la canaleta de agua de lavado no trabaja con descarga libre y por lo tanto no puede realizarse eficientemente el lavado en un filtro y es necesario lavar dos unidades simultáneamente. De esta forma el comportamiento hidráulico de los filtros es por parejas, y de acuerdo a la forma de operación dispuesta por los operadores de la planta, las parejas de filtros que se lavan simultáneamente son el 1-3 y el 2-4.

Bajo estas circunstancias se realizaron dos ensayos de distribución de flujos, inmediatamente después del lavado de los filtros 1-3 y del lavado de los filtros 2-4. Con un caudal en ambos casos de 70.8 lts/seg. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura No. 2. En ellos se puede obtener que a pesar de la acción de lavado en las diferentes parejas de filtros estos se comportan en igual forma, lo que indica que los filtros no se lavan eficientemente y por un efecto acumulativo su comportamiento

Figura 2: Diagrama de la planta de Ocotál.



<u>Floculador 1</u> Q1 = 29,1 %	<u>Floculador 2</u> Q2 = 24,4 %	<u>Floculador 3</u> Q3 = 22,3 %	<u>Floculador 4</u> Q4 = 24,2 %
<u>Sedimentador 1</u> Q1 = 29,1 % to,t = 59,5 min to,p = 60,0 min	<u>Sedimentador 2</u> Q2 = 24,4 % to,t = 71,0 min to,p = 72,0 min	<u>Sedimentador 3</u> Q3 = 22,3 % to,t = 77,7 min to,p = 75,0 min	<u>Sedimentador 4</u> Q4 = 24,2 % to,t = 71,6 min to,p = 82,0 min
<u>Filtro 1</u> Q1 = 31,7 % Q1= 35.2%	<u>Filtro 2</u> Q2 = 24,8 % Q2= 25.2%	<u>Filtro 3</u> Q3 = 18,1 % Q3 = 15.1 %	<u>Filtro 4</u> Q4 = 24,9 % Q4 = 24.3 %

no se afecta con los lavados, lo cual no debiera ser así por cuanto los filtros recién lavados deberían aceptar más agua y a la inversa. En general se observa que los filtros 2-4 trabajan en forma más pareja y mejor, y los filtros 1-3 con mayores desigualdades y particularmente con problemas el filtro No. 3. Por tanto, es recomendable a la mayor brevedad posible cambiar las válvulas de 06" de las aguas de lavado por unas de mayor diámetro, de tal forma de poder lavar eficientemente un solo filtro a la vez y además disminuir la cantidad de agua que se usa actualmente en el lavado y por lo tanto aumentar la eficiencia en la producción y la calidad del agua tratada suministrada a los usuarios. Así mismo, mientras se obtengan las condiciones para realizar esta reparación, se debe proceder a retirar fuera del filtro el medio filtrante de cada filtro para lavarlo y verificar su estado y condiciones y luego volver a colocarlo nuevamente, y lograr de esta forma que mejore la eficiencia en el régimen hidráulico en que actualmente trabajan. Así mismo se debe instruir a los operarios de realizar con especial atención el lavado de los filtros tratando de obtener las mismas condiciones de limpieza en la pareja de filtros que se lavan.

- c.3) Aereadores: Los dos aereadores de bandejas se encuentran localizados a la entrada de la planta antes del vertedero de aforo. Cada aereador cuenta con 4 bandejas con orificios perforados en el fondo de las bandejas para que el agua en su caída entre una bandeja y otra tenga contacto con el aire. El ensayo con trazador para determinar la distribución de flujos se realizó agregando este en la cámara de entrada y los resultados obtenidos se presentan en la Figura No. 2. En ellos se puede observar que la distribución de flujos es bastante proporcionada en las dos unidades y no requiere de mayor discusión.

d).- Análisis de Flujos

- d.1) Floculadores - Sedimentadores: Estas estructuras se estudiaron tanto en forma conjunta floculador - Sedimentador, o sea como una sola unidad, como en forma individual. En el presente trabajo solamente se presentan los resultados y la discusión de la forma conjunta, ya que el análisis individual se detallará en el informe final.

En la gráfica No. 2 se muestran las curvas obtenidas en el ensayo con el trazador y en el cuadro 1 los resultados del análisis de las curvas, haciendo notar que el flujo medido durante el ensayo fue de 73.5 lts/seg.

Analysis de los Floc. y Sed., Ocotal.

(C-Co) versus Tiempo.

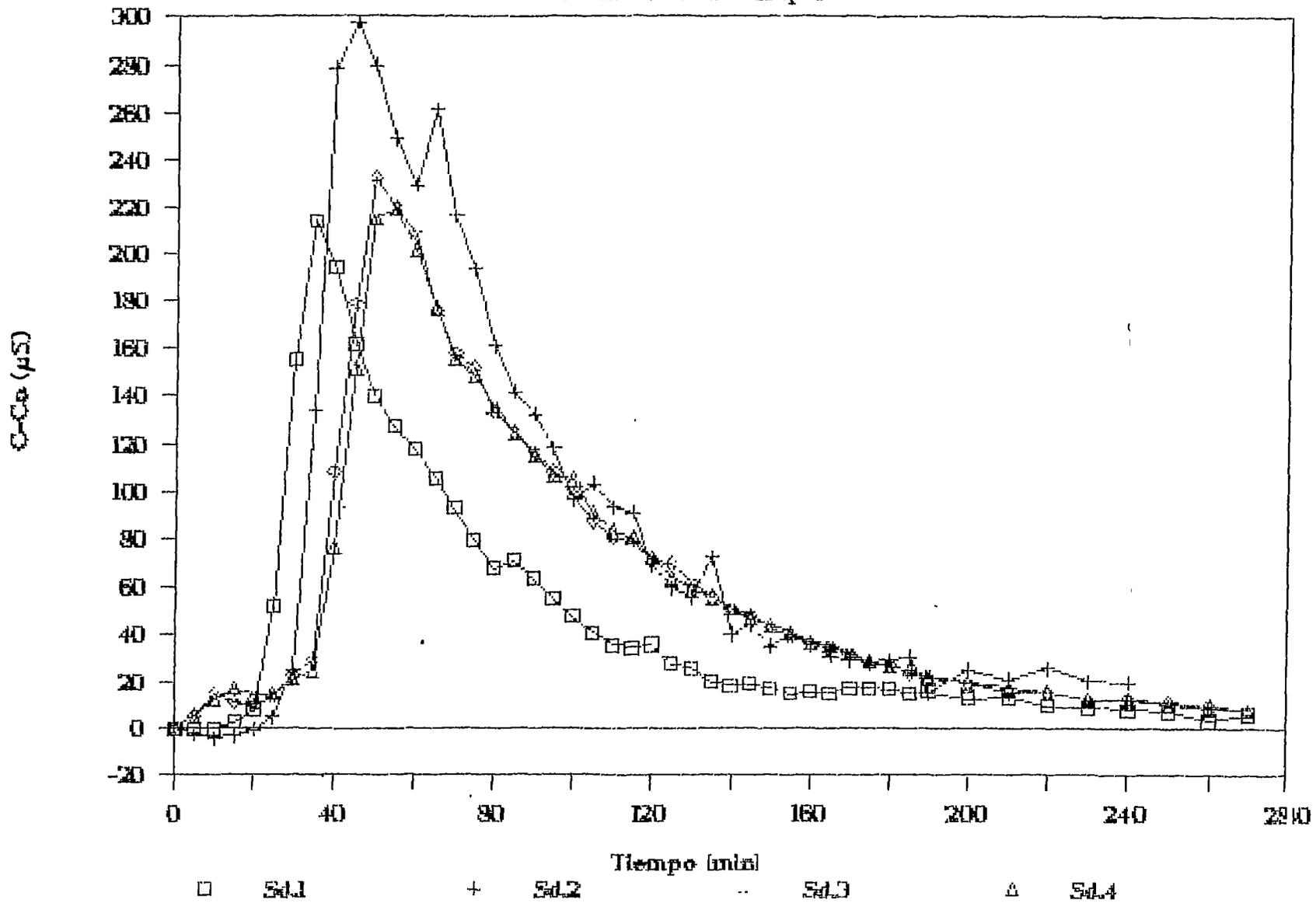


Grafico 2 : Analysis de los Floculadores y sedimentadores Ocotal.

CUADRO 1.

ANÁLISIS DE FLUJOS FLOCULADOR - SEDIMENTADOR

No. Floc.-Sedim.	Tiempo de Reten. Teorico (mints)	Tiempo de Reten. Práctica (mints)	Flujo Pistón (%)	Flujo Mezclado (%)
1	59.5	60	31.2	68.8
2	71.0	72	31.0	69.0
3	77.7	75	46.0	54.0
4	71.6	82	49.0	51.0

En general se puede observar que en las unidades 1 y 2 predomina el flujo mezclado sobre el de pistón y que en las unidades 3 y 4 hay un cierto equilibrio entre el flujo pistón y el mezclado, esto tiene relación con los diferentes flujos que reciben las unidades ya que anteriormente se analizó que las unidades 1 y 2 se distribuye más flujo que en las 3 y 4. Por otra parte los tiempos de retención teóricos en las unidades 1, 2 y 3 son relativamente similares a los tiempos de retención prácticos lo cual indica que no se presentan cortocircuitos ni espacios muertos apreciables.

Mientras que en la unidad 4 hay algunas diferencias que podría indicar la presencia de zonas muertas.

Desde un punto de vista hidráulico estas unidades son eficientes aunque no ideales pues presentan un porcentaje alto de flujo mezclado cuando debiera tener por lo menos un 60% de flujo pistón y 40% de flujo mezclado. Cuando se realice el análisis de flujo individual de cada estructura se podrá definir en mejor forma las acciones correctivas en la entrada ó salida de los floculadores y/o sedimentadores, así como en la corrección de la distribución de flujos en el canal de entrada a los floculadores.

- d.2) Filtros: Como ya se había mencionado anteriormente la hidráulica en los filtros de Ocotil funcionan por parejas, los filtros 1 y 3 operan con el mismo regimen hidráulico, y a su vez el 2 y 4. En este sentido el ensayo con trazador se realizó antes del lavado de la pareja de filtros 2-4 e inmediatamente después del lavado en esos mismos filtros, con el fin de verificar las condiciones en que se comportan bajo las dos condiciones críticas, limpios y sucios.

En la Gráfica 3 se presentan las curvas obtenidas antes de lavar los filtros 2-4 y en la Gráfica 4 después de lavar los mismos filtros 2-4. En ambos casos el caudal total de la planta durante los ensayos fué de 70.1 lts/seg. Las curvas y el análisis individual de cada filtro se presentaran en el informe final.

Antes de iniciar la discusión de resultados es importante mencionar que el objetivo principal del ensayo en los filtros es verificar su comportamiento hidráulico respecto a lo esperado teóricamente.

En este sentido, en el diseño de los filtros se considera que por ser del tipo de velocidades variable declinante y dependiendo del último que fué lavado se acepta que el filtro más limpio opera a 1.5 veces el caudal promedio y el más sucio a 0.5 el caudal promedio. En el cuadro 2 se presentan los datos obtenidos de los ensayos y del análisis de las curvas.

CUADRO 2

ANÁLISIS DE FLUJO FILTROS

No. Filtro	Condición de lavado	Tiempo de Retenc. Pract. (mints)	Caudal Estimado lts/seg.	Relación Respecto al Caudal Promedio
1	Después de	10	26.3	1.5 Qp
2	Antes de	30	8.8	0.5 Qp
3	Después de	11	23.9	1.36 Qp
4	Antes de	15	17.5	1.00 Qp
1	Antes de	20	15.8	0.90 Qp
2	Después de	12	26.3	1.50 Qp
3	Antes de	16	19.7	1.13 Qp
4	Después de	12	26.3	1.50 Qp

Se puede observar que para el primer ensayo relativamente los filtros tienen un comportamiento hidráulico por parejas, o sea los filtros 1-3 más limpios y por tanto reciben más caudal (1.5 y 1.36 veces el "Q" promedio respectivamente), y los filtros 2-4 más sucios reciben menos caudal (0.5 y 1.0 del Qp respectivamente). Estas condiciones indican a su vez, que no siempre se lava la pareja de filtros en la misma forma, como es el caso de los filtros 2-4, los cuales deberían operar con el mismo régimen hidráulico y no es así, ya que en las curvas se puede observar que el filtro 2 no fué tan bien lavado como el 4, y en estas condiciones solo se debería lavar el filtro 2 que alcanzó la mínima velocidad aceptable (0.5 Vf).

C-Co versus Tiempo.

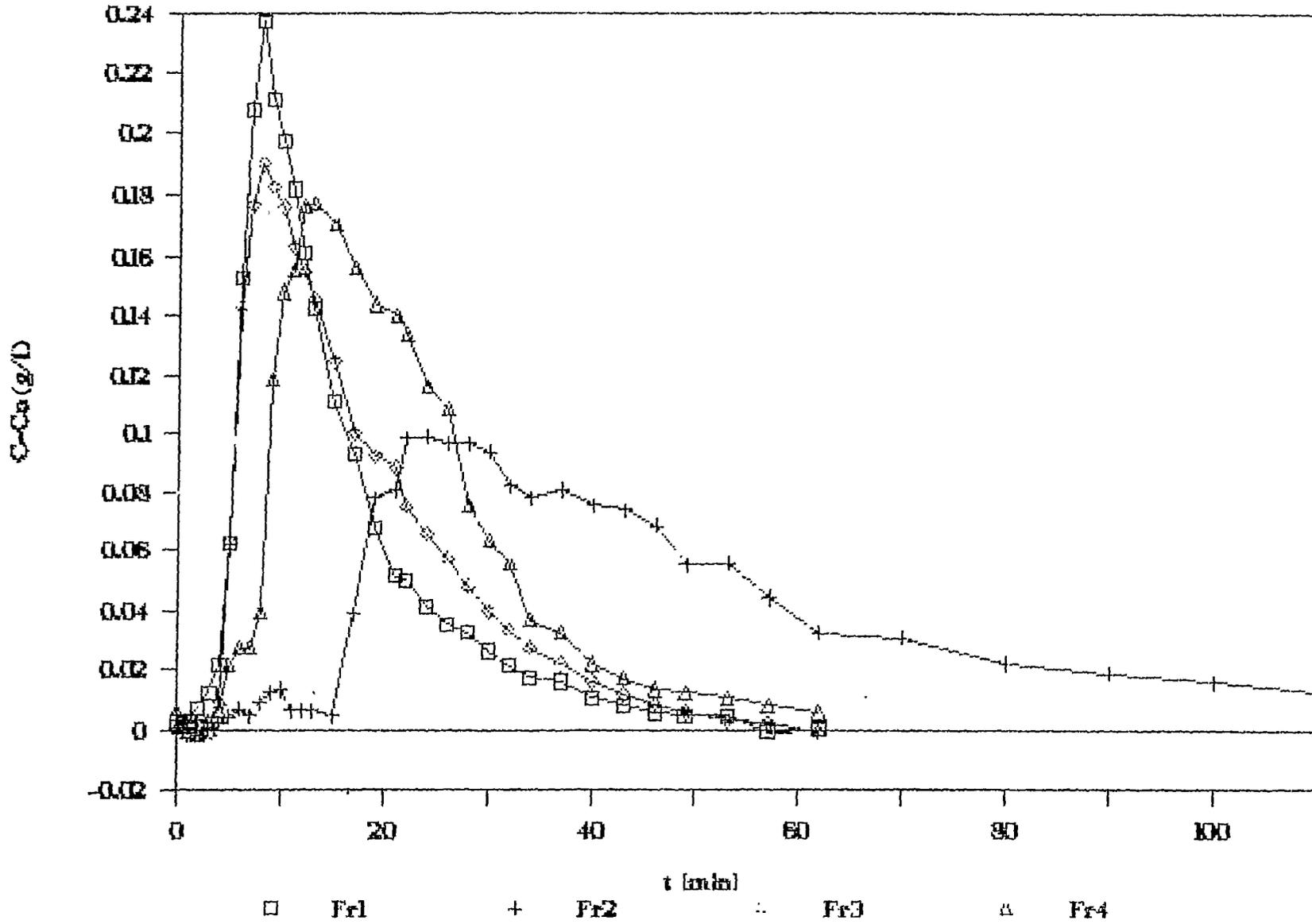


Grafico 3: C-Co versus tiempo, filtros exp. 3 Ocotal.

C-Co versus Tiempo.

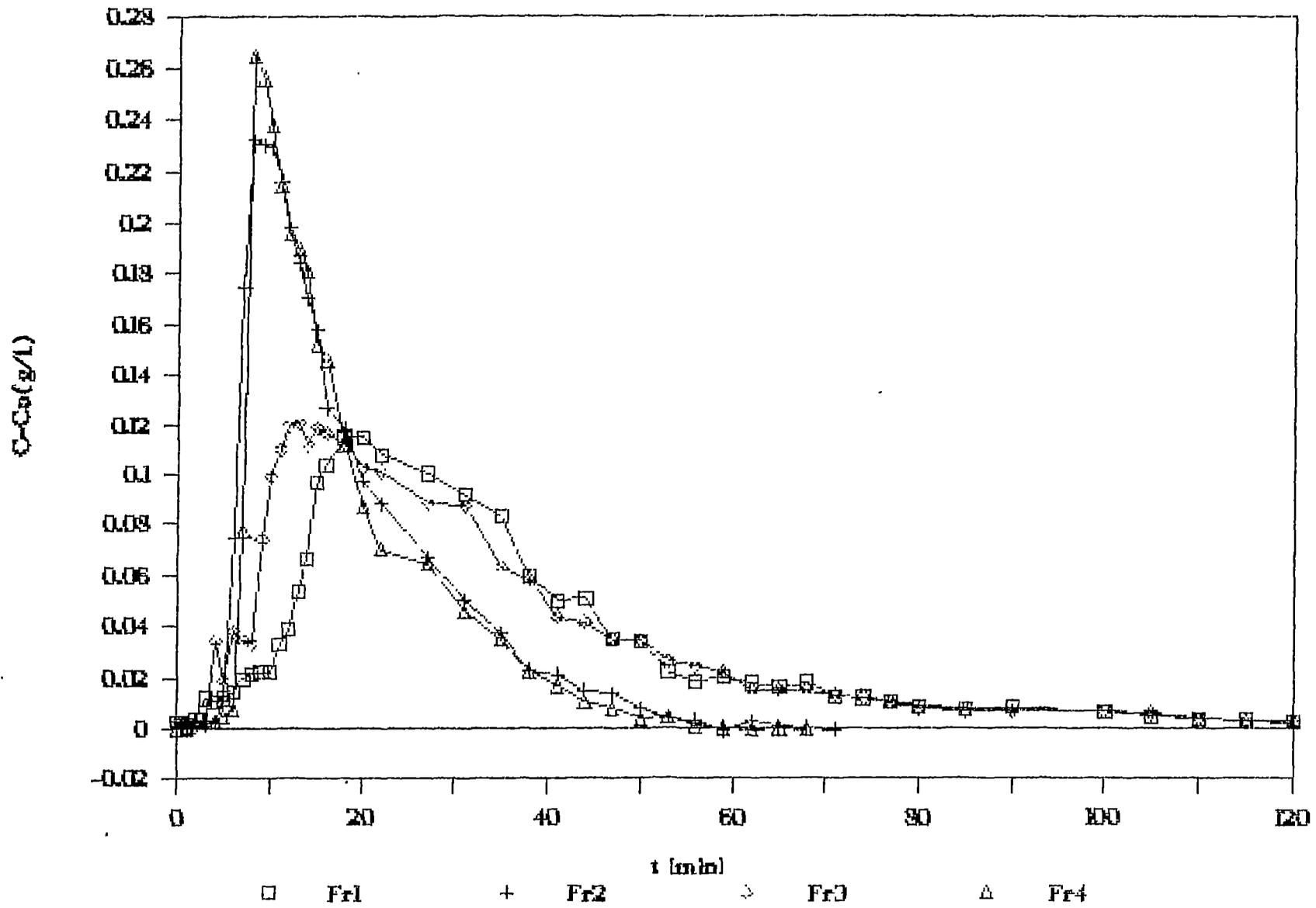


Grafico 4: C-Co versus tiempo, filtros exp. 4 Ocotal.

En el segundo ensayo se observa que el lavado de los filtros fué más parejo ya que se nota claramente el comportamiento por parejas de los filtros y en este caso contrario al anterior, osea los filtros recién lavados con un caudal igual a 1.5 veces el caudal promedio y los filtros sucios con caudales cercanos al caudal promedio (0.9 y 1.13 del Q_p) y por tanto todavía no alcanzan el mínimo aceptable (0.5 Q_p), que es cuando es necesario lavar los filtros.

En general desde el punto de vista hidráulico los filtros operan en condiciones de acuerdo a lo considerado teóricamente en el diseño, pero con problemas en cuanto a la eficiencia en el lavado, lo cual confirma la necesidad de reparar las válvulas del agua del lavado, de tal forma de poder lavar un filtro a la vez y no dos simultáneamente como hasta ahora.

d.3) En toda la Planta

Con el fin de conocer el comportamiento hidráulico de toda la planta en general, se adicionó en forma instantanea un peso de trazador en la entrada del agua cruda a la planta, exactamente en la cámara de distribución a los aereadores, y se midió la concentración del mismo con respecto del tiempo a la salida del agua filtrada, inmediatamente después del vertedero de salida.

Los resultados obtenidos se muestran en la Gráfica 5-6 y en el cuadro 3.

CUADRO 3
ANALISIS DE FLUJO TODA LA PLANTA

Tiempo de Retención teórico (mints)	Tiempo de Retención Práctico (mints)	Flujo Pistón %	Flujo mezclado. %
116	105	64	36

De acuerdo con los resultados se puede observar que el tiempo de retención práctico es menor que el teórico lo que indica la presencia de cortocircuito aunque nó de magnitud apreciable. Además hay un predominio de flujo de pistón (64%) sobre flujo mezclado (36%), por lo que se puede concluir que en general la planta presenta condiciones hidráulicas aceptables en cuanto el tipo de flujo y tiempo de retención. Por último en la Figura 2 se muestran los tiempos de retención de las diferentes unidades y el total de la planta.

C-Co versus Tiempo.

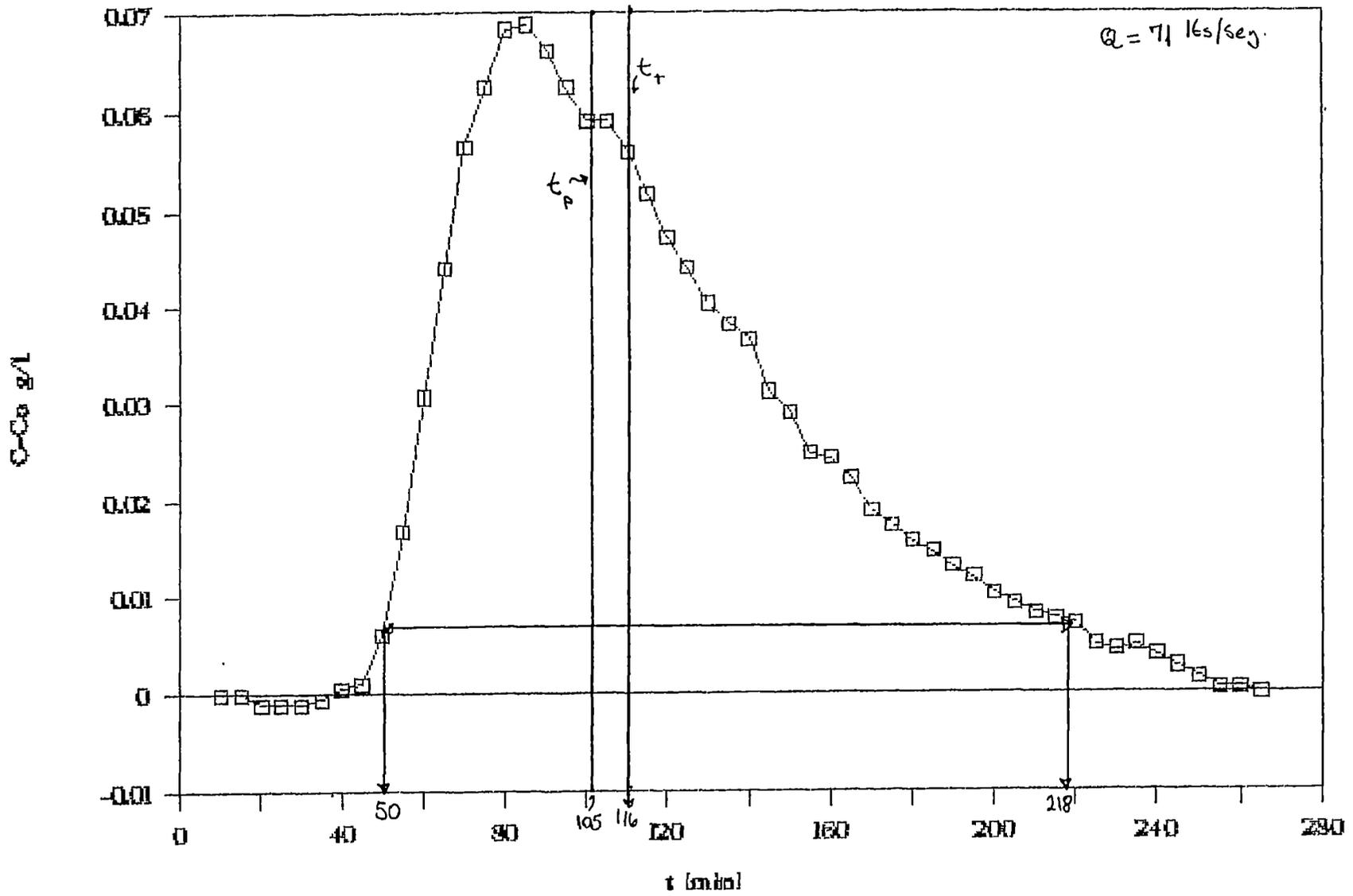


Grafico 5.: C-Co versus tiempo, salida Octanal.

Log (100-F(t)) versus t / to.

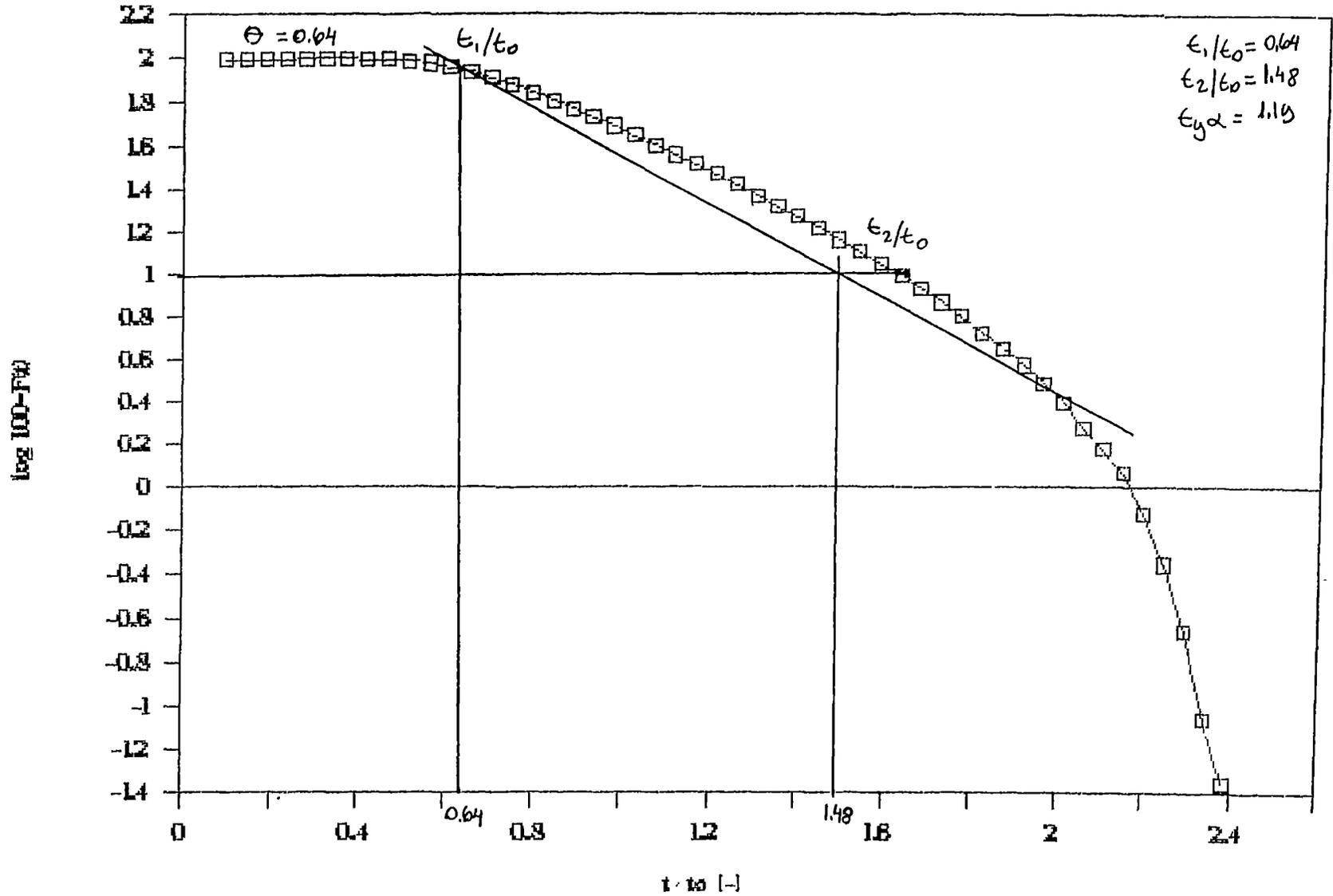


Grafico 6: Log 100-F(t) versus t/to, salida Octal.

3.2. Planta Potabilizadora de Boaco

Se encuentra localizada en la ciudad de Boaco, cabecera departamental del departamento del mismo nombre, y a una distancia de Managua de 80 kms (ver Figura 1). Fue diseñada en Marzo de 1982 y puesta en operación en Julio de 1988. Inicialmente se proyectó para dar una solución inmediata a la dramática situación de la calidad del agua por un período de 5 años mientras se realizaban los estudios de selección de una nueva fuente de abastecimiento, ya que la actual fuente, Río Fonseca, en la época de verano no permite satisfacer la demanda de agua de la población. El resumen de las principales características de esta planta se presenta a continuación:

- Fuente de Abastecimiento: Río Fonseca
- Caudal de Diseño : 40 lts/seg.
- Tipo de Tratamiento: Físico-Químico por filtración rápida
- Características de los Procesos: La planta cuenta con dos módulos circulares en metal con una capacidad de 20 lts/seg cada uno, con los siguientes procesos:

Mezcla Rápida: Tipo hidráulica por caída de vertedero

Aforador : Tipo hidráulico, vertedero rectangular

Floculación : Un floculador hidráulico de medio poroso (piedras pomez) de flujo ascendente

Sedimentación: Un sedimentador de flujo laminar de alta tasa, con placas planas inclinadas a 60°.

Filtración : 5 filtros rápidos de lecho mixto (arena y antracita), de velocidad declinante, altura variable y autolavables.

Desinfección : Clorador de gas.

- Tipo de energía: De la captación a la planta por bombeo, internamente en la planta hidráulica y por bombeo el agua tratada al tanque de distribución.

Antes de presentar los resultados obtenidos en el estudio hidráulico de esta planta es necesario mencionar que debido a las circunstancias encontradas en el régimen hidráulico en que operaba la planta durante el período previsto para realizar los ensayos, no fue posible completar todas las pruebas planificadas, realizándose únicamente las correspondientes a la calibración del vertedero de entrada y la distribución de flujos a los módulos, y no así el análisis de flujo y tiempo

de retención de las diferentes estructuras donde se realizan los procesos.

Esta situación se debe a que la planta no opera a un régimen de caudal constante, sino que este va decreciendo con el tiempo hasta que se interrumpe totalmente por un cierto período, lo cual no permite realizar los ensayos que requieren un caudal constante por lo menos en un periodo de 5 horas.

Las causas que originan esta variabilidad en el caudal de entrada a la planta tienen que ver con la falta de capacidad de la fuente, deficiencias en el sistema de captación del agua cruda del Río Fonseca y la operatividad de las bombas de impulso del agua cruda a la planta.

En la época en que se realizó el estudio correspondía al final del período de verano que es cuando el caudal del Río Fonseca se reduce sensiblemente y prácticamente todo el agua del río es captada para ser enviada a la planta. Sin embargo, muchas veces este caudal se reduce aún más debido a que aguas arriba de la captación, la población que vive cerca del río, retiene el agua mediante "empozamientos" para captar agua para su uso doméstico o agrícola, ocasionando que sea necesario sacar de servicio las bombas de impulsión ya que en el pozo de succión el nivel de agua llega al mínimo y hay que esperar a que recupere el nivel de agua necesario para que no operen en seco las bombas. Por otra parte, debido a que las estructuras de captación no presentan las condiciones adecuadas para evitar el paso de hojas, palos, piedras y otros tipos de sólidos, estos ocasionan una obstrucción en las propias estructuras de captación con la siguiente disminución del flujo, ó llegan hasta el pozo de succión de las bombas ocasionando el mismo problema y haciendo necesario interrumpir el bombeo para limpiar las estructuras. Según se pudo constatar esto ocurre una ó dos veces por día y de acuerdo con los operadores en la época de invierno este problema se aumenta llegando incluso a que durante los aguaceros fuertes se tengan que interrumpir el sistema cada 3 ó 4 horas para hacer limpieza.

Por otra parte, según lo que se pudo observar en el sitio y por los comentarios brindados por los operadores, aún en condiciones favorables en la captación y pozo de succión las bombas no tienen la capacidad de impulsar los 40 lts/seg que es el caudal de diseño de la planta.

Ante esta situación la primera acción urgente que hay que realizar, desde el punto de vista hidráulico de la planta, es mantener un caudal constante de operación de 40 lts/seg durante las diferentes estaciones del año, ya que no es posible lograr una operación eficiente de la planta con inte-

rupciones del flujo frecuentemente y caudales variables. Para ello se recomienda optimizar las estructuras de captación de tal forma de evitar al máximo la entrada de objetos y sólidos flotantes, por medio de la instalación de rejillas y mallas en las bocas de captación.

Así mismo, sería recomendable construir antes del pozo húmedo de succión de las bombas, dos cajas desarenadoras con sus rejillas para evitar que los sólidos flotantes y sedimentables lleguen a la cámara de succión de las bombas y poder dejar una caja desarenadora en servicio para darle mantenimiento a la otra, sin interrumpir el flujo de agua a las bombas.

También es recomendable determinar la capacidad máxima de bombeo de las bombas impulsoras del agua cruda a la planta, para verificar si pueden alcanzar el caudal de diseño. Bajo estas condiciones hidráulicas de la planta potabilizadora de Boaco, solo fué posible realizar los ensayos con trazador para calibrar el vertedero de entrada y la distribución de flujos a los dos módulos como a continuación se detalla.

- a).- Calibración de Vertedero de Entrada: La estructura de aforo a la entrada de la planta es del tipo de un vertedero rectangular sin contracciones de lámina delgada similar al utilizado en la planta de Ocotal, y por tanto también se utiliza la fórmula de Francis para medir el caudal mediante la lectura de la lámina de agua sobre el vertedero.

$$Q_T = 1.84 \times b \times (h)^{1.5}$$

en la cual;

Q_T = Caudal teórico en $m^3/\text{seg.}$

b = Ancho del vertedero, mts.

h = Altura de agua sobre vertedero, mts.

Se verificaron las dimensiones reales del vertedero, encontrándose que el ancho es de 0.465 mts y que el nivel cero de la reglilla estaba mal colocado, haciéndose las correcciones en la fórmula y en la reglilla.

$$\begin{aligned} Q_T &= 1.84 \times 0.465 (h)^{1.5} \\ &= 0.856 \times (h)^{1.5} \end{aligned}$$

Una vez realizado el ensayo con trazadores para cinco diferentes caudales se calibró la fórmula obteniéndose la siguiente expresión:

$$Q_p = 0.97(h)^{1.41}$$

en la cual;

Q_p = Caudal práctico en lts/seg.

h = Altura de agua sobre vertedero en cms.

En la Gráfica 7 se muestra la comparación entre la curva teórica y práctica, encontrándose una muy pequeña diferencia debido a que las condiciones hidráulicas que presenta el vertedero son muy adecuadas para el aforo, recomendándose elaborar una nueva tabla con la fórmula calibrada para el uso de los operadores.

En esta planta potabilizadora se lleva registro horario de la cantidad de agua que entra a la planta y también del que sale así como de la calidad y de las acciones operativas significativas, es la que tiene los mejores registros desde el año de su puesta en marcha, sin embargo estos no se encuentran procesados desde ese año.

Por último sería recomendable que se instalara un medidor de flujo proporcional a la entrada de la planta ya que teniendo en cuenta que esta planta tiene un medidor maestro a la salida del agua tratada, sería muy fácil hacer un balance de masas para determinar la eficiencia de la planta desde el punto de vista de producción de agua tratada y también poder cuantificar el costo del metro cúbico de agua tratada suministrada a la población.

- d).- Distribución de Flujos: En el ensayo para determinar la distribución de flujos a los dos módulos de tratamiento se realizó añadiendo el trazador inmediatamente después de la caída del vertedero de aforo, antes del sitio de partición del flujo, y tomando la concentración del mismo en los canales de distribución a los módulos. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 3 y en ellos se puede observar que prácticamente no hay mucha diferencia, sin embargo hay que tener en cuenta que al momento de realizar el ensayo el caudal registrado era de $Q = 18$ lts/seg., lo cual no es ni la mitad del caudal de diseño y por lo tanto será necesario repetir este ensayo cuando se logre establecer un régimen hidráulico constante con el caudal de diseño (40 lts/seg) para verificar si se mantiene la misma distribución de flujos.

De acuerdo con las observaciones realizadas durante el ensayo y por las experiencias de los operadores pareciera a simple vista que uno de los canales lleva más agua que el otro, por eso es recomendable realizar más ensayos de este tipo en otras condiciones hidráulicas.

Calibración entrada Boaco.

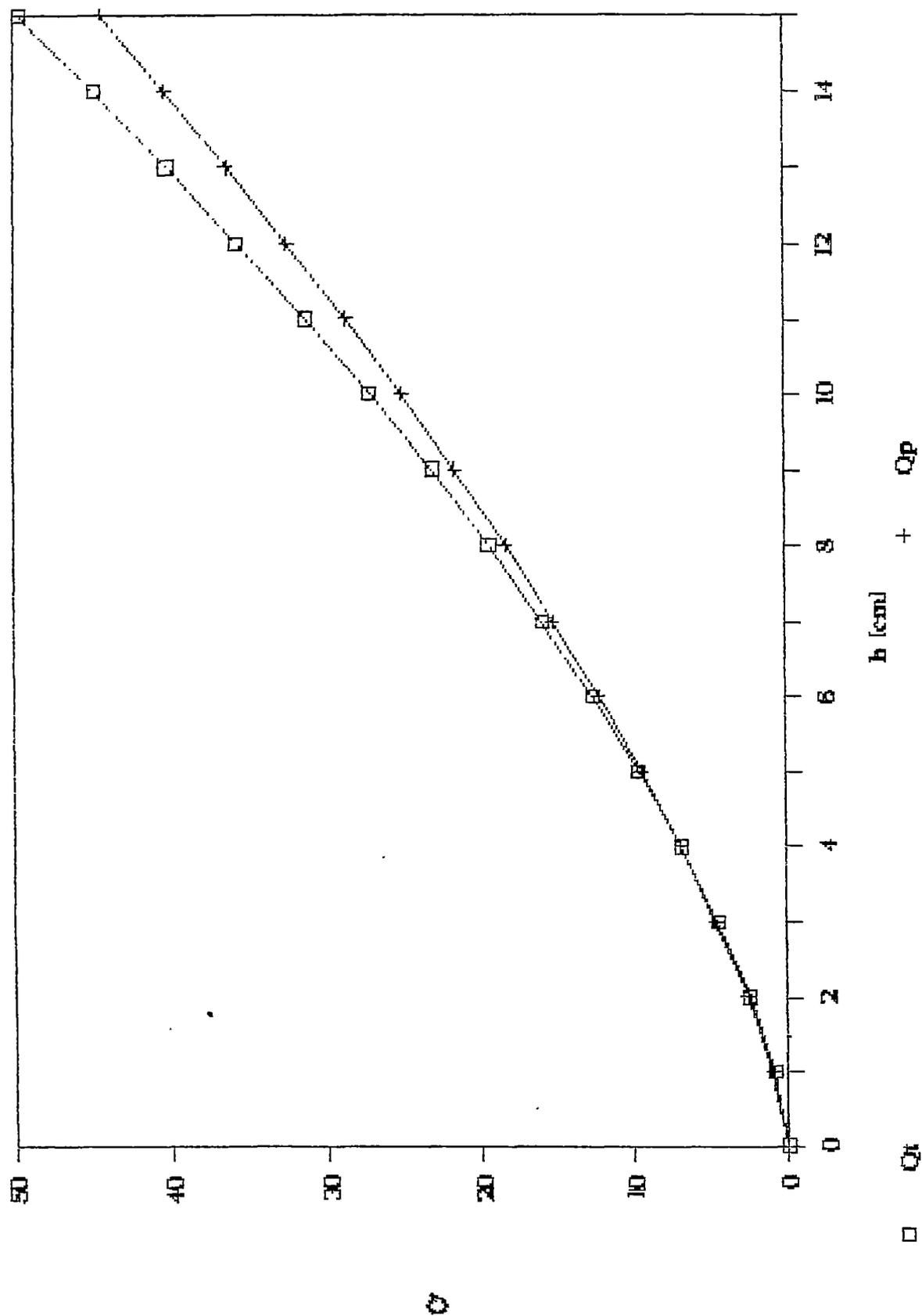
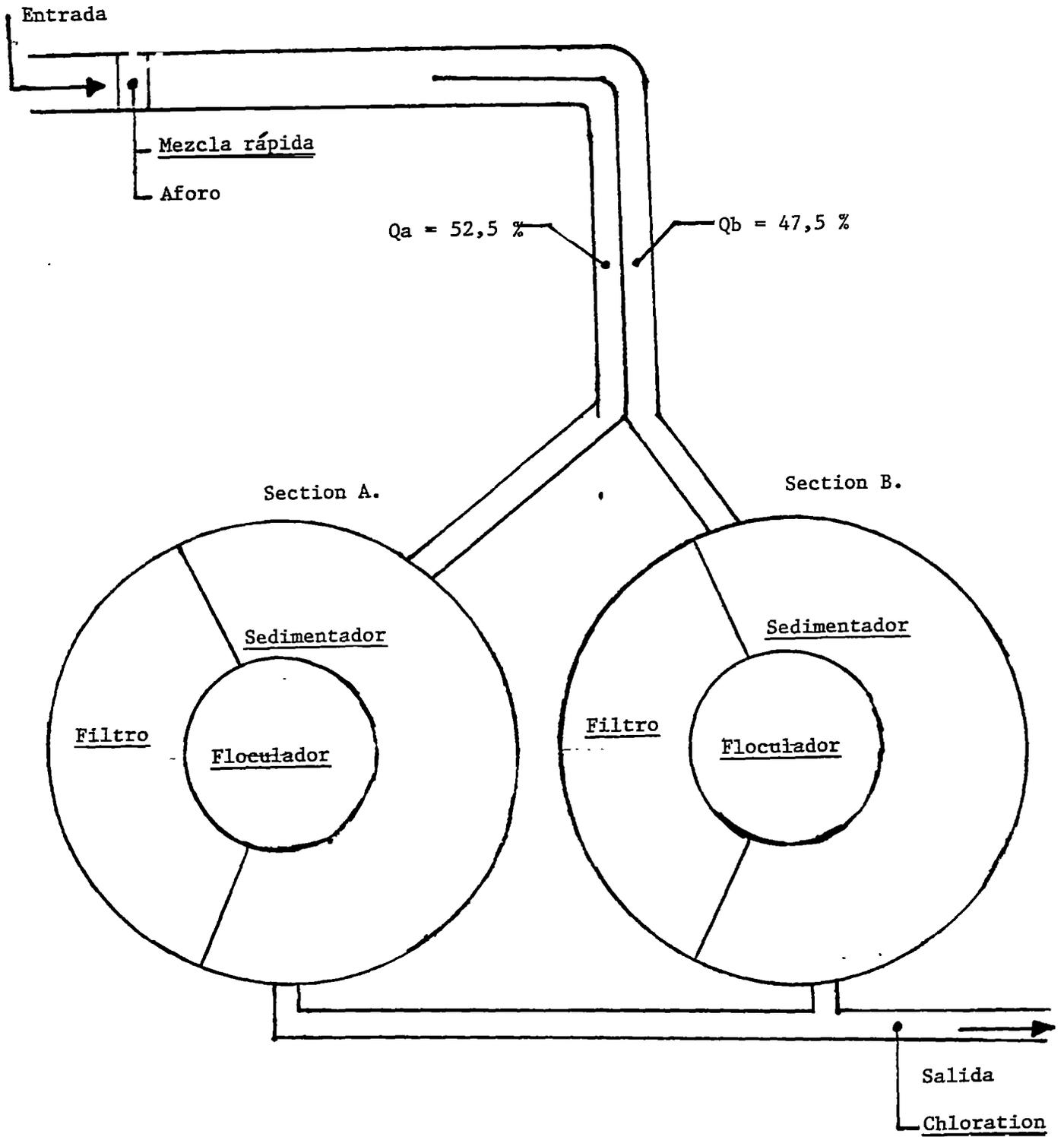


Figura 3: Diagrama de la planta de Boaco.



3.3. Planta Potabilizadora de Matagalpa

Se encuentra localizada (ver figura 1) en la ciudad de Matagalpa, cabecera departamental del mismo nombre, y a una distancia de 130 Kms de la ciudad capital, Managua. Fue diseñada y construida en el año de 1961. Inicialmente se consideró para abastecer a unos 30.000 habitantes, pero actualmente la población ha crecido, según algunas estimaciones, a cerca de 80.000 habitantes lo que hace que el sistema este en un régimen deficiente respecto de la demanda. Esta planta es patentada de la compañía Infilco, Inc. de los Estados Unidos, y sus principales características son:

- Fuente de Abastecimiento: Río San Francisco (10%) Río Molino Norte (90%).
- Caudal de Diseño: 66 lts/seg. (1050 GPM)
- Tipo de Tratamiento: Físico-Químico por filtración Rápida.
- Características de los procesos:
 - Mezclador: Por difusión en tubería a presión, tipo hidráulico.
 - Aforador: Tipo hidráulico, 3 vertederos, 1 rectangular (Molino Norte) y 2 triangulares (San Francisco).
 - Floculador-Sedimentador: Es un reactor donde se realizan los dos procesos en la misma estructura y es del tipo de manto de lodos por separación dinámica patentado por la Infilco y llamado Clarificador Accelerator.
 - Filtración: 4 filtros rápidos de lecho único de arena de velocidad y altura constante y lavados por medio de bomba.
 - Desinfección: Con cloro gas.
- Tipo de Energía: Todo el sistema trabaja con energía hidráulica.

Antes de presentar los resultados y la discusión respecto a los ensayos con trazadores efectuados en esta planta, es importante hacer algunas consideraciones generales sobre las condiciones operativas encontradas al momento de realizar el estudio.

Como se mencionó anteriormente, la planta entró en Operación hace 30 años y en sus inicios todo el sistema era operado automáticamente por medio de diversos dispositivos que registraban, controlaban ó indicaban al operador las acciones que debía realizar en el momento oportuno.

Dentro de tales acciones operativas se pueden mencionar: control del caudal de entrada, registro del flujo de entrada, control de la dosificación de químicos, purga intermitente de lodos en el concentrador del sedimentador, velocidad en el mezclador, velocidad de filtración, pérdida de carga en los filtros, registro de la velocidad de filtración, registro del caudal de agua tratada, registro y control de niveles en tanque de almacenamiento y el lavado en los filtros.

Desde hace muchos años todos esos dispositivos están fuera de servicio y la planta es operada manualmente basada en el conocimiento y experiencia del operador de la planta, quien trabaja en ella desde su puesta en marcha hace treinta años. Además, no se tiene, ni se hace registro alguno sobre las diferentes controles y acciones operativas, así como tampoco se realizan ensayos periódicos de laboratorio para el control operativo y de calidad de la planta y por lo tanto toda la operación se hace empíricamente y por estimaciones e intuición de los operadores.

Por otra parte, no se cuenta con las memorias de diseño, manuales de operación y procedimientos de los suplidores y diseñadores de la planta solamente se encontraron algunos planos de la misma.

Sin embargo, es importante mencionar que desde hace algunos meses el INAA a través del Programa PRONCAGUA, está instalando un laboratorio completo para los ensayos mínimos de control de calidad y operativos, tanto para la planta de Matagalpa como para otros sistemas de las poblaciones del Departamento así como también dispone de personal de laboratorio calificado para la operación del mismo y quienes actualmente están iniciando las primeras acciones tendientes a implementar un programa de control operativo de la planta y participaron en la realización de este estudio. Una vez mencionadas las consideraciones anteriores sobre la situación operativa de la planta, a continuación se presentan los resultados obtenidos en el estudio hidráulico de la planta.

- a).- Calibración de Vertederos de Entrada y Salida: Como se había indicado en la descripción de la planta, esta es abastecida por dos fuentes distintas, el río San Francisco y el Molino Norte, y además cada una tiene su propia estructura de entrada y aforo a la planta.

La conducción que viene de el Río San Francisco tiene una estructura de entrada que consta de dos cajas iguales en paralelo con un vertedero triangular de 90° de lámina delgada. De éstas solamente una de ellas tenía una válvula de control antes de la caja de tal forma de poder controlar el flujo deseado en el vertedero. Por otra parte, en ambas cajas se tenía el sitio dispuesto para colocar la reglilla de lectura de lamina de agua sobre el vertedero, pero en ninguna estaba la reglilla, por lo que la primera actividad fue colocar estas al nivel adecuado, así como revisar las dimensiones y características de los vertederos para determinar las fórmulas teóricas.

En cuanto a la conducción que viene del río Molino Norte, esta tiene una sola caja de entrada en relativo mal estado y que funciona más como una caja de inspección que una estructura de entrada y aforo. Para medir el flujo la caja tiene dispuesto un vertedero rectangular sin contracciones de madera. Sin embargo, este vertedero no era utilizado y el agua pasa directamente bajo él por medio de un orificio que hicieron los operadores para que el agua siga directo a la planta. Tampoco tenía ningún elemento ó regla graduada para medir la lámina de agua sobre el vertedero, ni una válvula para control del flujo. Por tanta la primera tarea fué volver a activar el vertedero de aforo, por lo menos provisionalmente, y colocar la reglilla para medición de flujos, nivelada con la cresta del vertedero. También se verificaron las dimensiones del vertedero.

Como resultado de esto se determinaron las fórmulas para el cálculo teórico de los caudales utilizando los vertederos de entrada. Denominando al vertedero del Río Molino Norte como 1 y a los del Río San Francisco 2 y 3 según se muestra en la Figura 4, a continuación se presenta las fórmulas teóricas de medición de los flujos:

$$Q_1 = 1.343 (h_1)^{1.5} \quad (\text{Río Molino Norte})$$

$$Q_2 = 1.384 (h_2)^{2.5} \quad (\text{Río San Francisco})$$

$$Q_3 = 1.384 (h_3)^{2.5} \quad (\text{Río San Francisco})$$

En las cuales;

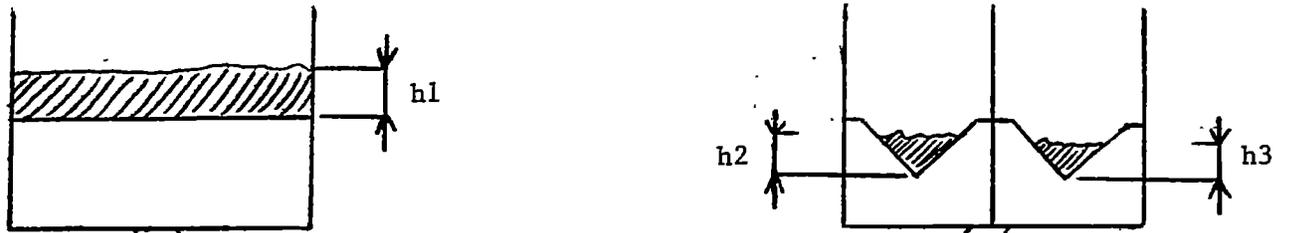
$$Q_1, Q_2, Q_3 = \text{Caudal Teórico en mts}^3/\text{seg.}$$

$$h_1, h_2, h_3 = \text{Altura de agua en mts.}$$

Una vez instaladas las reglillas y definidos los cálculos teóricos de aforo, se procedio a calibrar los vertederos, lograndose exito en esta actividad unicamente con el verte-

FIGURA 4

21a



Entrada:
"Molino Norte"

Entrada:
"San Fransisco"

$Q = 80 \%$

$Q = 20 \%$

Chloracion

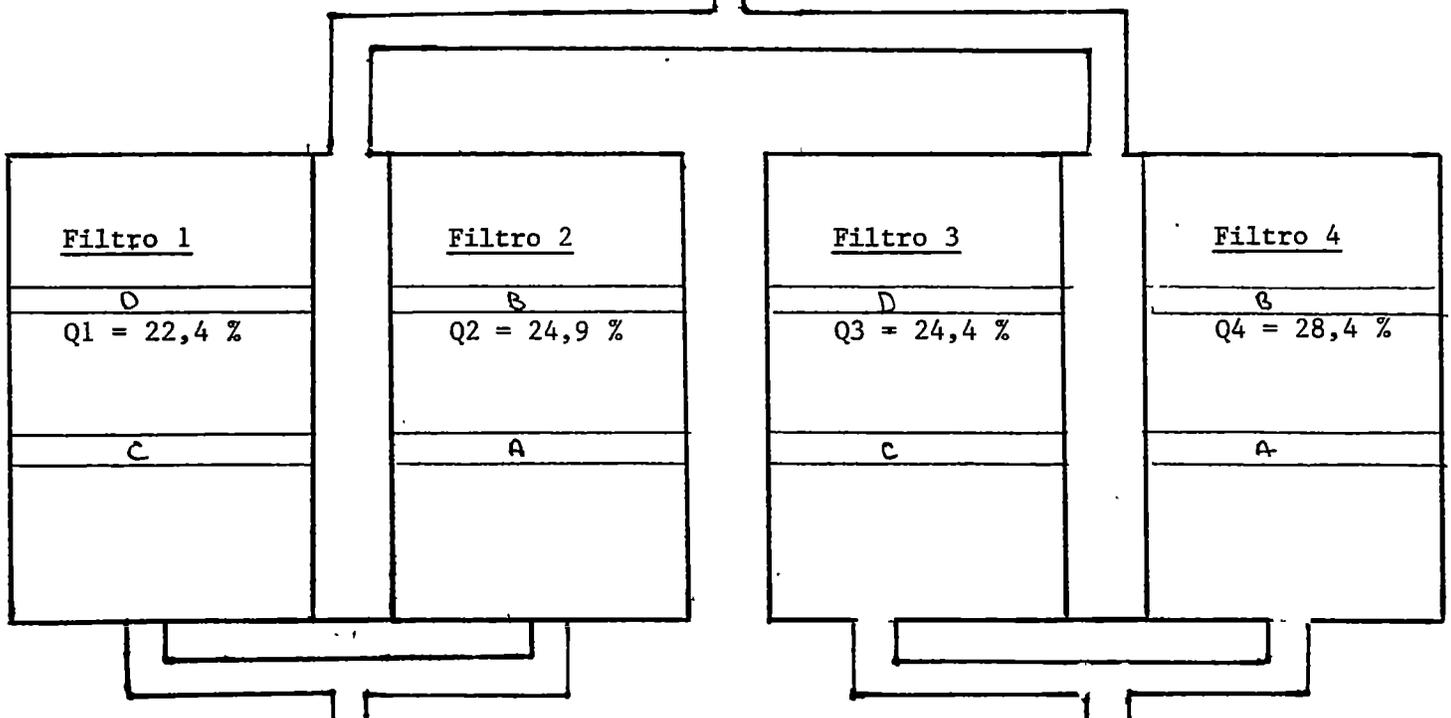
Sedimentador; $t_{o,t} = 61 \text{ min}$
 $t_{o,p} = 28 \text{ min}$

Accelerator

Floculador

Filtros; $t_{o,t} = 14 \text{ min}$
 $t_{o,p} = 5 \text{ min}$

Salida; $t_{o,t} = 75 \text{ min}$
 $t_{o,p} = 35 \text{ min}$



dero 3, ya que en los otros dos no fue posible debido a que no se pudo controlar el flujo antes del vertedero, puesto que no tiene válvula de control de flujo antes del vertedero. La curva de calibración del vertedero 3 se muestra en la Gráfica 8 así como su comparación con la curva teórica. La fórmula calibrada es:

$$Q_p = 0.03 \times (h_3)^{2.16}$$

en la cual;

Q_p = Caudal práctico en lts/seg.

h_3 = Altura de agua en Cms.

A pesar de que no todos los vertederos pudieron ser calibrados y que algunos no presentan las mejores condiciones hidráulicas recomendables, es importante que en adelante se lleve un registro periódico de los caudales medidos en esos vertederos, ya que el error que se pueda tener no es considerable comparado con no saber, ni siquiera aproximadamente, cuánto caudal de agua cruda entra a la planta, como ha sucedido hasta ahora. Por otra parte, es recomendable para el corto plazo, remodelar estas cajas de entrada, ya que actualmente son infuncionales por los siguientes aspectos: se encuentran muy alejadas del edificio principal, no hay un acceso fácil para el operador, no hay iluminación por la noche, no tienen válvulas de control antes del vertedero para fijar el caudal que se desee entre a la planta. Todo esto hace que lo más probable es que el operador no tome las lecturas de noche y/o cuando esté lloviendo. Para estas mejoras se recomienda construir una sola caja de entrada con iluminación y localizada cerca del edificio de químicos, con un solo vertedero y con válvulas de control para cada fuente antes de la caja.

En cuanto al dispositivo de medición del agua tratada que sale de la planta, consistía originalmente de un sistema del flotador y registro continuo, en el tanque de agua filtrada que se usa para el lavado de los filtros. Sin embargo como muchos de los otros dispositivos de control de la planta este ya no funciona hace muchos años, por lo que se definió un sistema de medición volumétrico, utilizando una regla de madera y midiendo la variación de nivel del agua en ese tanque durante un intervalo de tiempo determinado. Como se conoce el área del tanque y cuando las válvulas de salida se encuentran cerradas, el caudal que esta saliendo de los filtros se puede determinar con la siguiente fórmula:

$$Q_T = \frac{V}{t} = \frac{\Delta h \times A}{t}$$

Calibración entrada h3 Matagalpa.

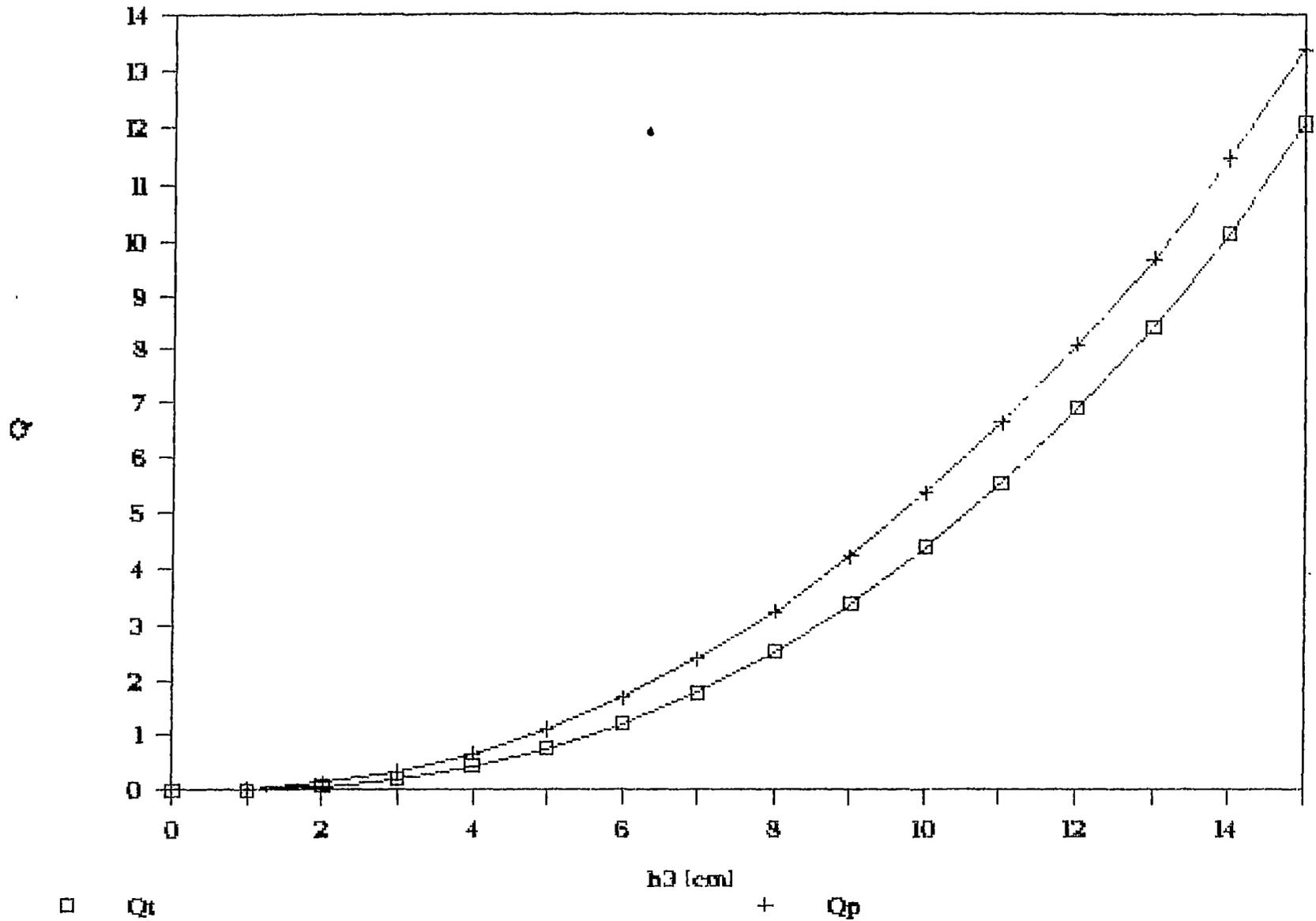


Grafico 8: Calibración entrada h3 Matagalpa.

en la cual; Q_T = Caudal de agua tratada
 Δh = Variación de nivel de agua en el tanque en un tiempo "t".
 A = Area del tanque (112.6 mts²).
 t = Intervalo de tiempo tomado para hacer las mediciones de niveles de agua en el tanque.

Sustituyendo valores en la ecuación anterior y determinando las constantes de conversión de unidades esta expresión quedaría de la siguiente forma;

$$Q_T = \frac{\Delta h}{t} \times 1877$$

en el cual; Q_T = Caudal tratado en lts/seg.
 Δh = Variación de nivel en mts.
 t = Intervalo de tiempo en mints.

De esta forma es muy sencillo y exacto la medición del flujo de agua tratada que sale de la planta y por lo tanto si se lleva un registro periódico de estos caudales tanto de la salida como de la entrada será un dato muy valioso para la operatividad de la planta, la determinación de la eficiencia, control del sistema, y determinación de costos reales de producción.

También es importante mencionar que en la tubería de entrada de la fuente del Río Molino Norte hay instalado un medidor maestro de 10" en mal estado que puede ser reemplazado por otro de la misma capacidad que se encuentra almacenado en la planta. Lo mismo se puede tratar de hacer para la tubería de salida, ya que de esta forma se tendría un registro volumétrico de los caudales de entrada y salida.

En cuando al régimen hidráulico en que se encontró operando la planta, y luego de definir e implementar los medios de medición de caudales que entran y salen de la planta, hay que resaltar que a parte de que los operadores no sabían cuanto caudal entraba a la planta, no la operan a un caudal constante como debiera ser, sino que a caudal variable con el criterio que en cuanto más agua pueda pasar mejor porque se disminuye el déficit del sistema entre la demanda de la población y lo producido por la planta. Esto hace prácticamente imposible una operación adecuada, controlada y eficiente desde un punto de vista técnico, económico y que garantice una calidad de agua adecuada y permanente.

Por eso es de la mayor importancia desde el punto de vista hidráulico, que la planta se opere con un caudal constante, de hecho se debiera operar con el caudal de diseño de la planta (1050 GPM), pero si por circunstancias actuales de la demanda se considera que el caudal deba ser mayor que el de

diseño, por lo menos se debe fijar el caudal deseado e instruir a los operadores para que mantengan constante a través del tiempo ese caudal de entrada a la planta. Aparentemente por estimaciones de los operadores y mediciones realizadas en las estructuras de aforo el caudal promedio con que se opera la planta es de unos 1600 GPM o sea un 52% más que el caudal de diseño de la planta (1050 GPM), sin embargo en momentos de aguaceros se lograron medir flujos de hasta 2750 GPM o sea 2.6 veces el caudal de diseño.

- b).- Calibración del Dosificador de Coagulante: La planta tiene dos equipos de dosificación en seco del tipo gravimétrico. Uno de los dosificadores se utiliza para el sulfato y el otro para la cal.

Normalmente los fabricantes proporcionan con el equipo de dosificación la curva de calibración que indica la dosis que puede aplicar el equipo con cada graduación de apertura. Además, determinando la dosis óptima mediante un ensayo de jarras y conociendo el caudal de agua cruda que entra a la planta, se puede definir cuál es la graduación en la apertura del dosificador que se necesita.

Sin embargo, en la planta de Matagalpa no se tiene la curva de calibración del equipo, los operadores no conocen el caudal que entra a la planta y no determinan dosis óptimas, sino que toda esta operación de dosificación la hacen empíricamente y por intuición.

Por tanto una de las primeras tareas que se emprendieron alrededor de este aspecto fué instruir a los operadores sobre la necesidad de registrar el caudal de entrada, así como a determinar la dosis óptima mediante el ensayo de jarras, aunque este se hizo sin el equipo de agitación mecánico pues no lo tienen en la planta, se les enseñó un método manual para hacerlo. Por último, se determinó la curva de calibración del dosificador mediante la regulación en diferentes posiciones de la apertura del equipo desde el mínimo hasta el máximo y pesando en cada una de ellas la cantidad de coagulante que dosifica en un determinado intervalo de tiempo. Como resultado de ello en la Gráfica 9 se presenta la curva de calibración del equipo A de dosificación de sulfato de Aluminio.

Teniendo esta curva, el procedimiento para realizar la dosificación de sulfato es la siguiente:

- Medir el caudal de agua (Q) que está entrando a la planta en m^3/min .

Calibración dosificador Matagalpa.

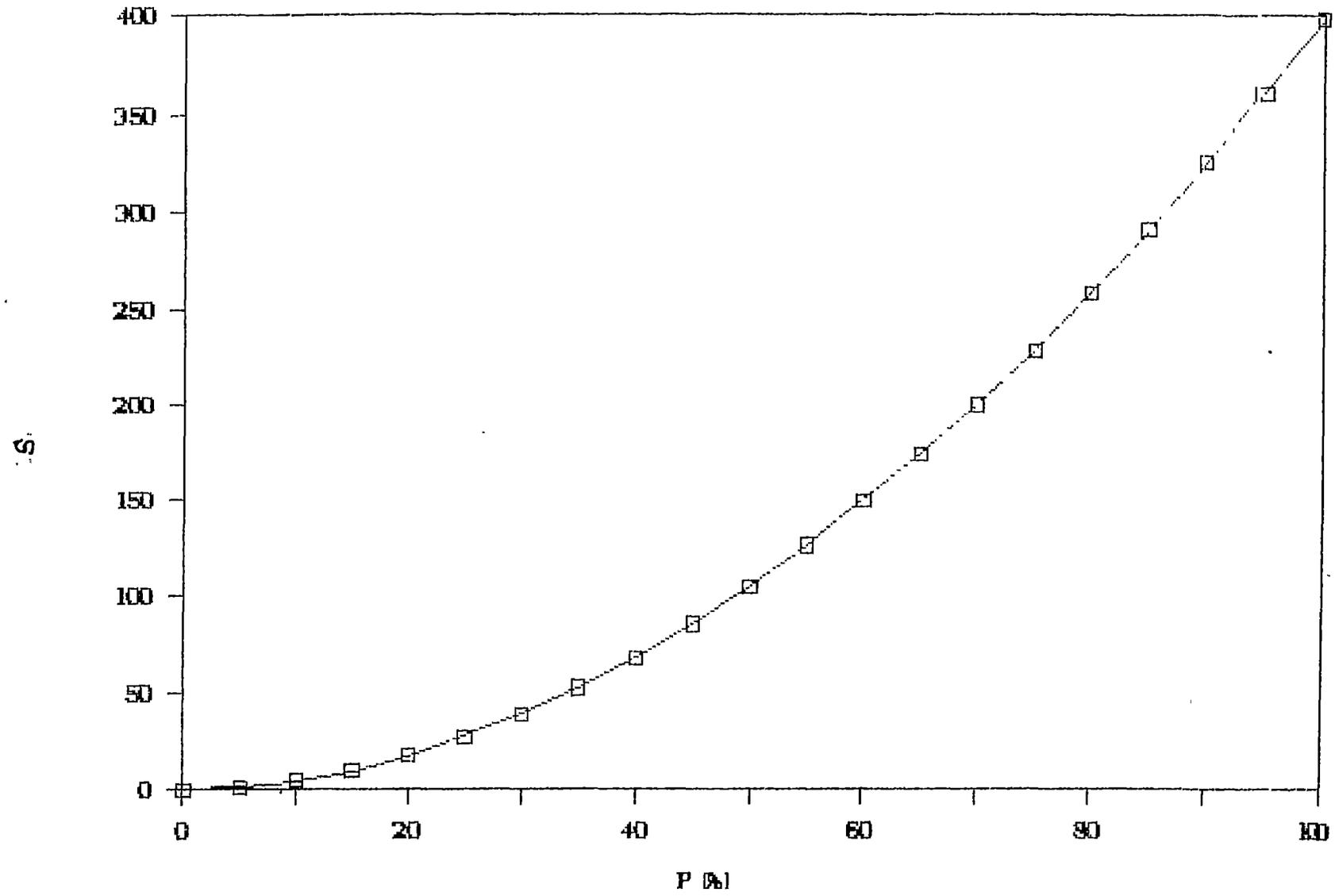


Grafico 9 : Calibración dosificador Matagalpa.

- Calcular a partir de la dosis óptima determinada en el ensayo de Jarras (D) en mg/l, la cantidad de sustancia química (S) a dosificar, en gr/min.

$$S = D \times Q$$

- Partiendo de valor de "S" calculado anteriormente se busca en la curva de calibración el valor correspondiente al porcentaje de apertura "P" del dosificador. También puede ser calculado mediante la fórmula de la curva de calibración:

$$P = \left(\frac{S}{0.0564} \right)^{0.52}$$

- Luego se calcula la cantidad de agua "q" (l/min) necesaria para efectuar la disolución con la concentración óptima "C" (%).

$$q = \frac{S \times 10^{-1}}{C}$$

Finalmente, también hay que señalar a este respecto de la dosificación, de que la capacidad de los equipos dosificadores está de acuerdo al caudal de diseño de la planta y por lo tanto si este caudal se aumenta considerablemente, puede ocurrir que en los momentos más críticos de turbiedad y dosis altas el equipo no tenga la capacidad suficiente. Actualmente la capacidad máxima determinada con la curva de calibración es de 24 Kgr/jr (53 lbs/hora). Sin embargo, en estos casos se pueden utilizar los dos equipos actuales (sulfato y cal) para dosificar sulfato de aluminio, ya que el agua tiene la alcalinidad suficiente y no requiere de la dosificación de cal.

- c).- Distribución de Flujos: Los ensayos para analizar la distribución de flujos se realizaron únicamente en los filtros ya que son las únicas estructuras iguales y en paralelo de toda la planta.

La entrada de agua cruda a la planta también se hace por dos fuentes pero cada una aporta diferente caudal, aproximadamente se puede decir que la captación del Río Molino Norte aporta el 90% del total del caudal y el restante 10% el Río San Francisco. En la Figura 4 se muestra un diagrama con la distribución de flujos en los filtros así como en las diferentes canaletas de los mismos. También a continuación se presenta el Cuadro 4 con un resumen de esa distribución.

CUADRO 4

DISTRIBUCION DE FLUJOS FILTROS

No. Filtro	% Distr. Flujo	% Distr. Flujo x Canaleta	
1	22.4	D	24.8
		C	22.5
2	24.9	B	27.9
		A	24.8
3	24.4	D	24.4
		C	21.9
4	28.4	B	26.2
		A	27.4

Al momento de hacer este ensayo el caudal era de 100 l/s. En cuanto a los resultados se observa que el filtro No. 1 es el que menos flujo recibe y el filtro No. 4 es el que más. Lo mismo sucede en el caso de las canaletas en las cuales unas reciban más que otras ocasionado por la diferente nivelación del borde de las canaletas de rebose. Por tanto si se desea corregir la distribución de flujos será necesario definir la posición de apertura de las válvulas de ingreso a los filtros, así como nivelar las diferentes canaletas.

Por último, es importante mencionar que cuando se hace el lavado de uno de los filtros y como estos operan por parejas para la acción del lavado, todo el flujo es enviado a los otros dos filtros con lo que la velocidad de filtración se duplica respecto a la velocidad de diseño (250 GPM) durante ese lapso del lavado. Pero si además tenemos en cuenta que el caudal es hasta 2.6 veces el de diseño y en ese momento se hace un lavado entonces en cada filtro la velocidad se aumenta hasta 5 veces la de diseño. Por tanto se recomienda tener el cuidado de que cuando se lave un filtro no se distribuye por completo todo el flujo a los otros dos filtros, sino que graduar las válvulas de entrada a los filtros, o salida del sedimentador, de tal forma de distribuir un flujo aceptable por los filtros, sin deteriorar la calidad del agua filtrada.

d).- Análisis de Flujos

d.1) Floculador - Sedimentador: Se realizó este ensayo utilizando únicamente la fuente proveniente del río Molino Norte y que registraba un caudal de 103 lts/seg. Los resultados obtenidos se presentan en las curvas de las Gráficas 10 y 11 y en el Cuadro 5 a continuación:

CUADRO 5

ANALISIS DE FLUJO FLOCULADOR-SEDIMENTADOR

Tiempo de Reten. Teórico (mints).	Tiempo de Reten. Práctico (mints)	Flujo Pistón (%)	Flujo Mezclado (%)	Zonas Muertas (%)
48	28	55	45	45

Del análisis de estos resultados se puede observar claramente que en la estructura el flujo presenta un gran cortocircuito lo que hace que el tiempo de retención real ó práctico sea casi la mitad del teórico y de que haya un 45% de zonas muertas.

Esta circunstancia probablemente afectará en la eficiencia del proceso y especialmente en este tipo de sedimentador de manto de lodos por suspensión dinámica, ya que será muy difícil mantener la suspensión del manto en una parte del sedimentador por las altas velocidades y la turbulencia en la zona del corto circuito.

Esta situación puede estar siendo causada en gran medida por el desnivel general de la estructura por asentamiento en uno de sus lados lo que ocasiona diferentes niveles de altura de agua sobre los orificios de salida del agua sedimentada. en general se deberá profundizar el estudio hidráulico de esta estructura en caso de que se desee optimizar la planta.

d.2) En los Filtros: Los ensayos se realizaron en todos los filtros pero el análisis se hace en conjunto por cuanto las concentraciones del trazador se hicieron en la tubería de salida conjunta de los filtros antes de entrar al tanque de aguas claras.

Los resultados obtenidos se muestran en las Gráficas 12 y 13 y en el Cuadro 6 a continuación.

C-Co versus Tiempo.

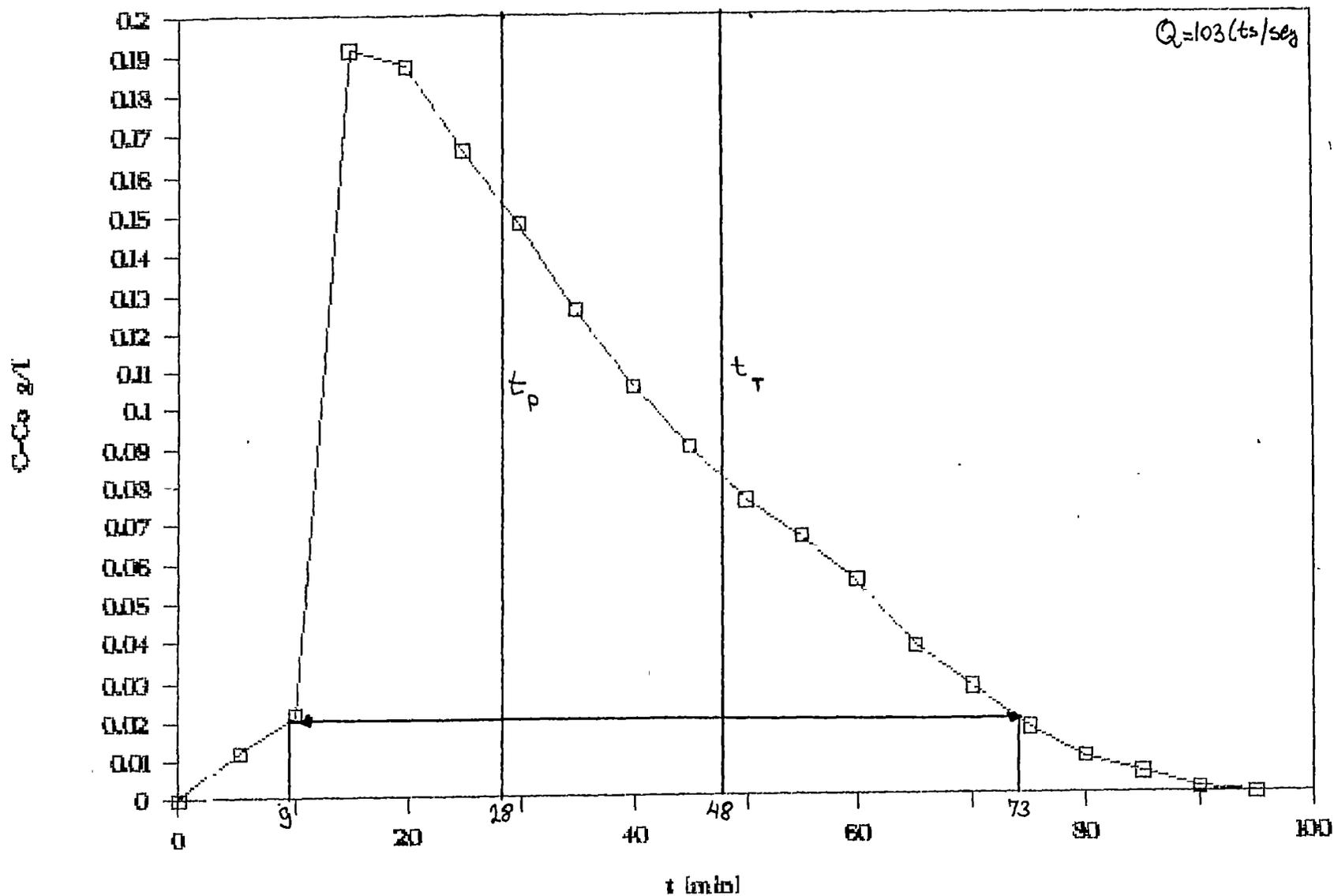


Grafico 10: C-Co versus tiempo, sedimentador Matagalpa.

Log (100-F(t)) versus t/to.

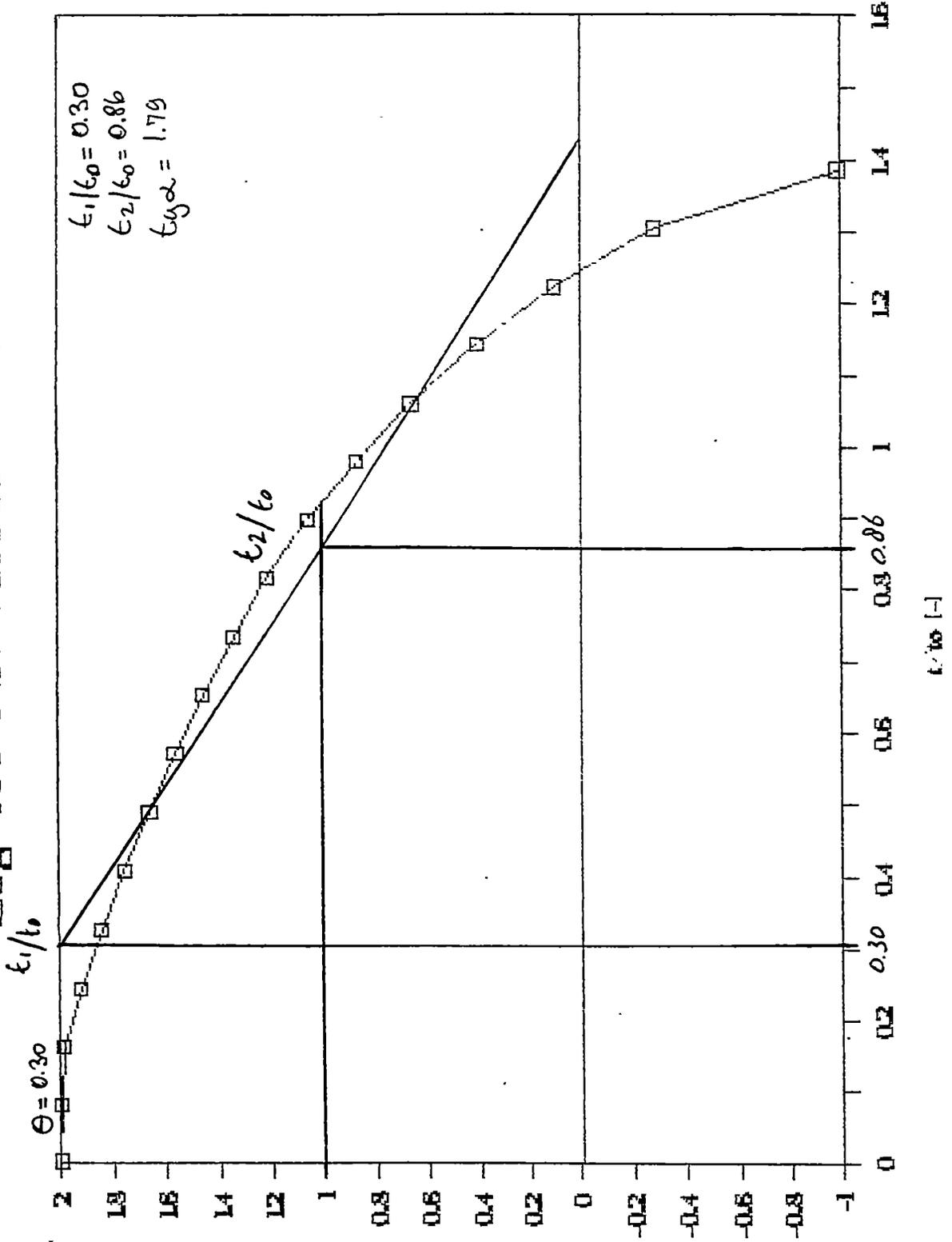


GRAFICO 11

C-Co versus Tiempo.

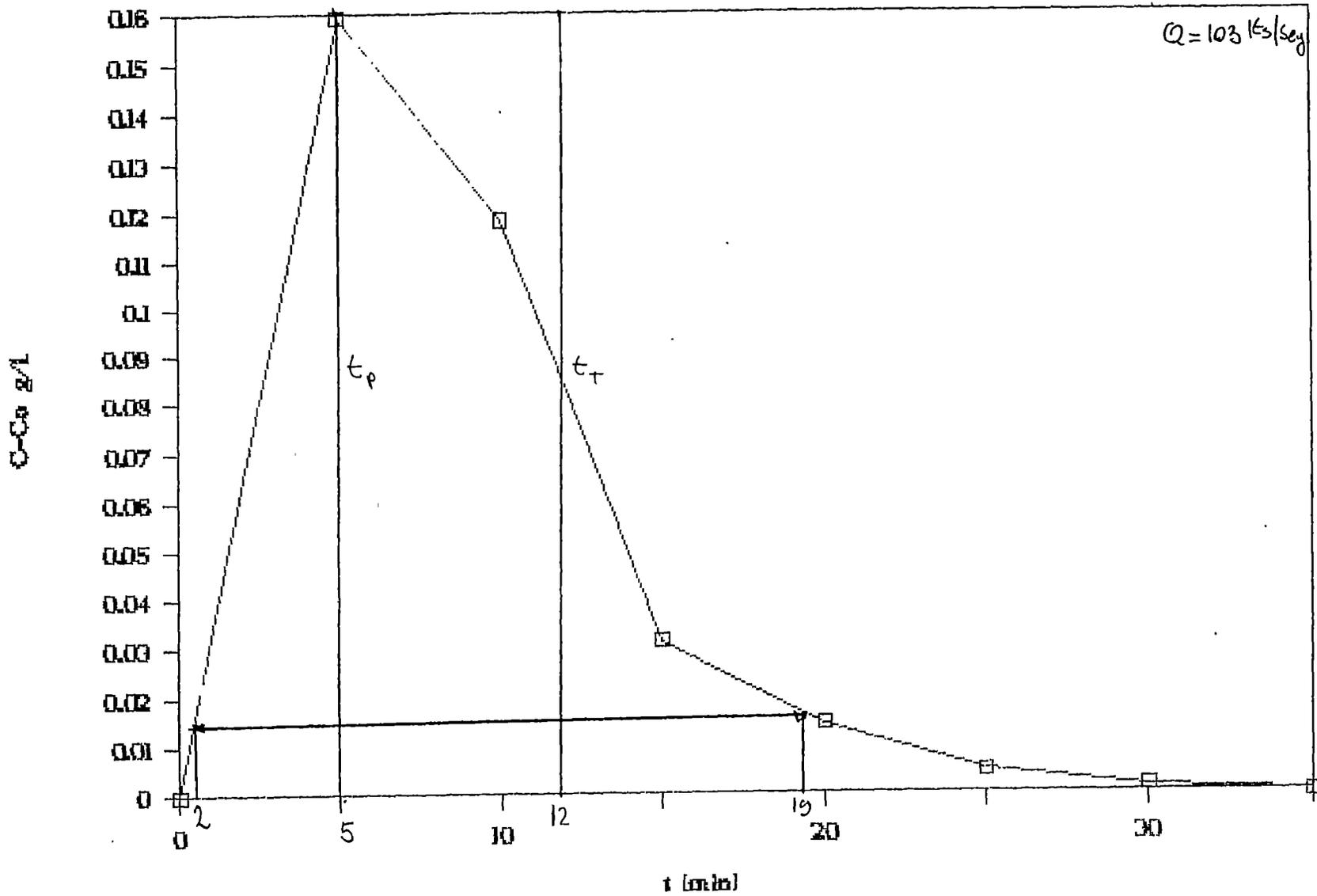
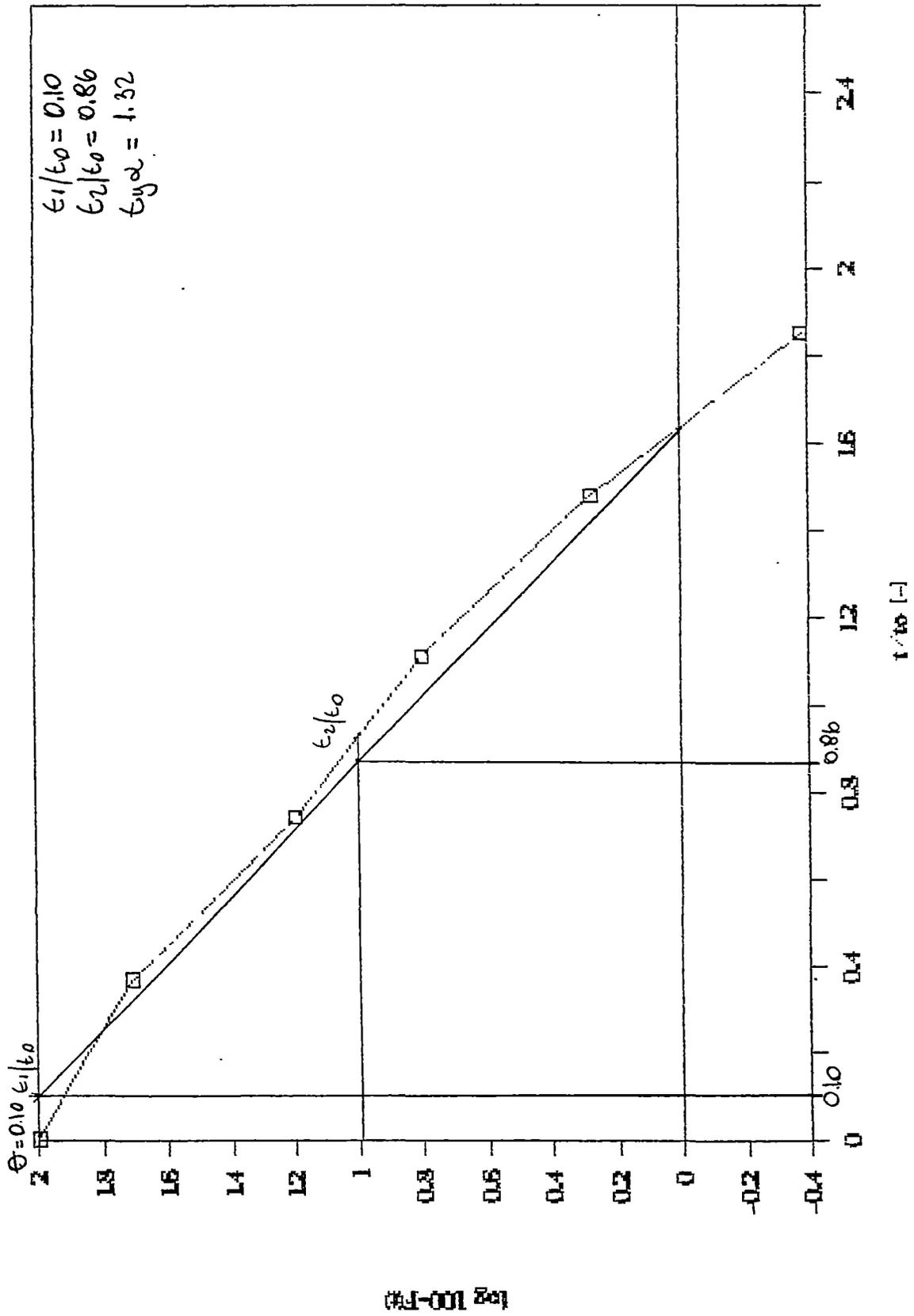


Grafico 12 : C-Co versus tiempo, filtros Matagalpa.

Log (100-F(t)) versus t/to.



CUADRO 6

ANALISIS DE FLUJO FILTRO

Tiempo de Reten. Teórico (mints).	Tiempo de Reten. Práctico (mints)	Flujo Pistón (%)	Flujo Mezclado (%)	Zonas Muertas (%)
12	5	23	77	56

En el momento del ensayo el caudal aforado que entraba a la planta era de 103 lts/seg.

Del análisis de estos resultados, al igual que en el caso anterior, es notorio la presencia de corto circuitos, por lo que será muy importante determinar sus causas y modificarlas. Para ello será recomendable sacar fuera todo el material filtrante para limpiarlo y verificar el falso fondo y la grava, y decidir si está en buen estado o es necesario cambiarlo. Esta actividad se puede realizar filtro por filtro, para no interrumpir todo el servicio de abastecimiento a la población. Por otra parte se aforó el caudal que se utiliza para lavar los filtros y corresponde a un flujo de 8.78 mts³/mint. Relacionando este caudal con el área de los filtros se encuentra que la velocidad de lavado es de 0.74 mts/mint, lo cual está dentro del rango recomendable para filtros rápidos (0.6 - 0.9).

d.3) En toda la planta:

En las Gráficas 14 y 15 y en el Cuadro 7 se presentan los resultados obtenidos del ensayo de análisis del flujo para toda la planta, y que correspondía al momento de tratar un caudal de 103 lts/seg.

CUADRO 7

ANALISIS DE FLUJO EN TODA LA PLANTA

Tiempo de Reten. Teórico (mints).	Tiempo de Reten. Práctico (mints)	Flujo Pistón (%)	Flujo Mezclado (%)	Zonas Muertas (%)
60	35	62	38	39

Al igual que en los tipos de flujos de las diferentes estructuras, en el conjunto se puede observar la misma situación de la presencia de grandes cortocircuitos, por la diferencia entre el tiempo práctico o real ($t_m = 35$ mints) respecto al tiempo teórico ($t = 60$ mints) y la presencia de zonas

C-Co versus Tiempo.

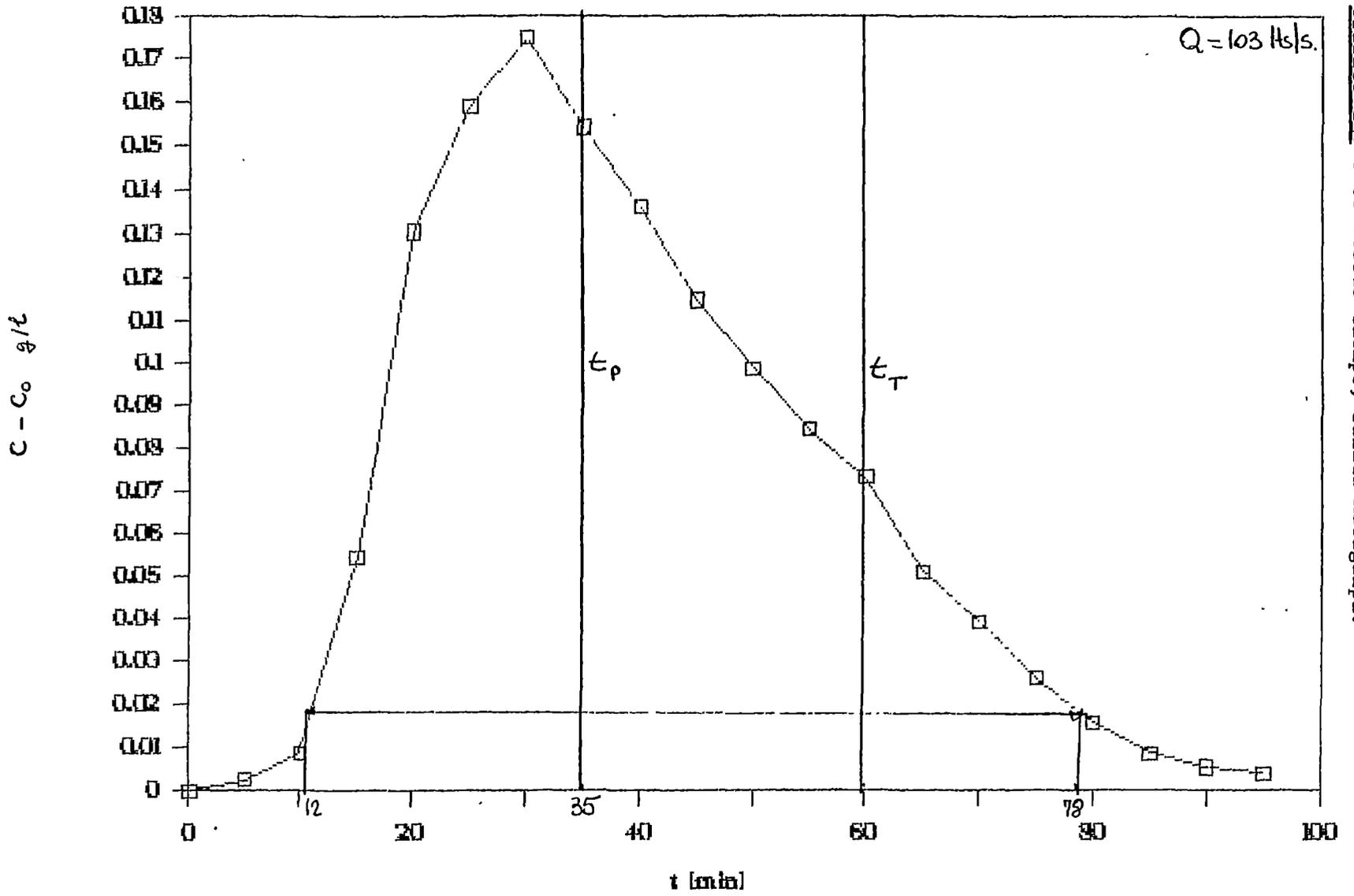
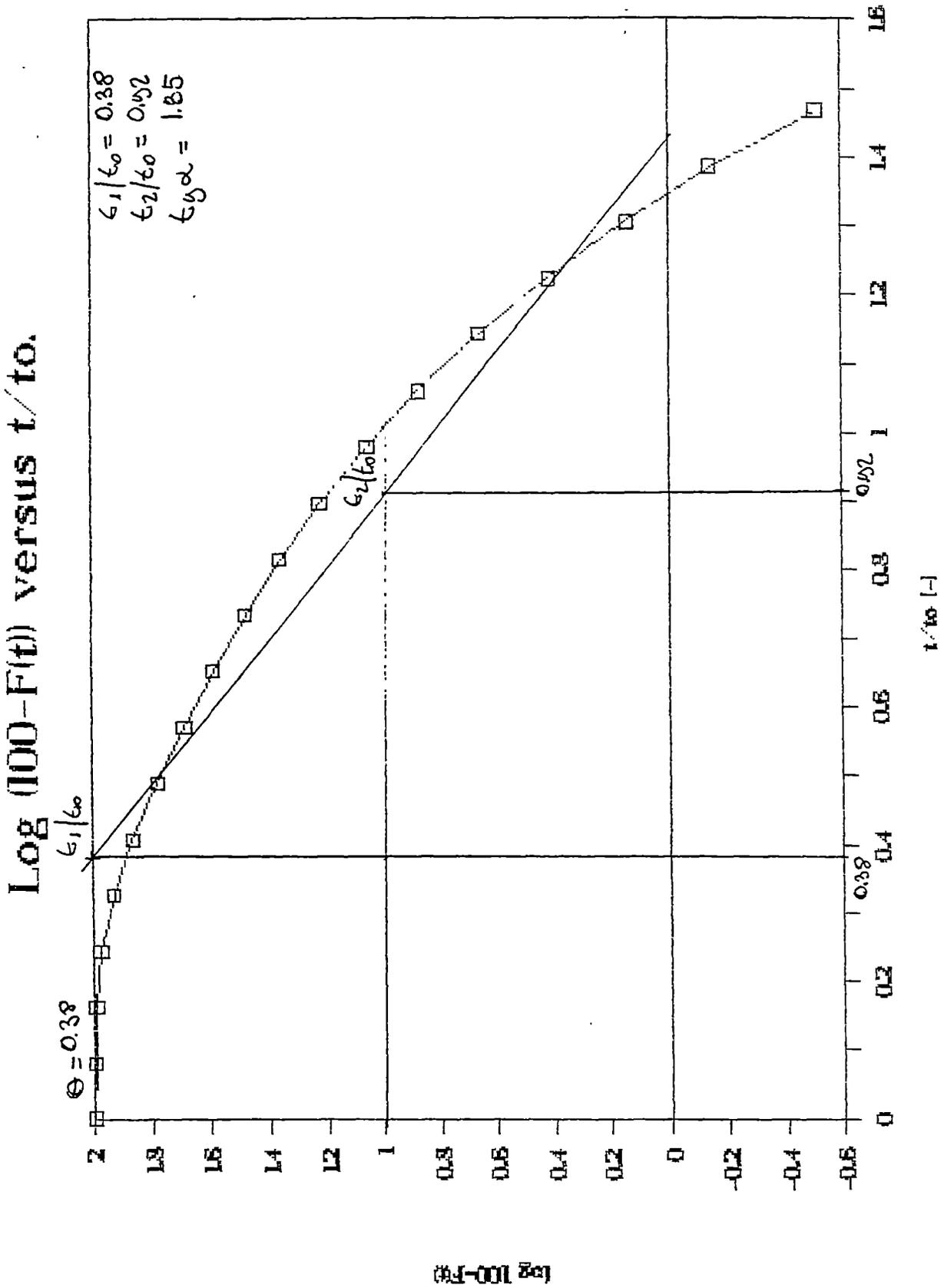


Grafico 14: C-Co versus tiempo, salida Matagalpa.



muestras (39%). Por tanto esta situación se deberá estudiar más a fondo especialmente cuando se haya regulado el régimen hidráulico operativo de la planta y se repita de nuevo este estudio con trazadores.

e). - Otras consideraciones operativas: Aunque este estudio se refiere únicamente a los aspectos hidráulicos de las plantas en el caso de la planta de Matagalpa se presentan algunas otras consideraciones que tienen que ver con aspectos operativos que es necesario mencionar y comentar:

- La desinfección del agua se hace en la forma de precloración, lo cual no es recomendable como práctica habitual por cuanto se pueden enfrentar una serie de dificultades tales como:
 - . Peligros para la salud de los usuarios del servicio por cuanto el cloro puede reaccionar con los compuestos orgánicos, formando sustancias organocloradas que pueden ser cancerígenas.
 - . También el cloro puede reaccionar con ciertas sustancias orgánicas que producen malos olores y sabores.
 - . Se incrementan los costos puesto que hay que utilizar más cloro para satisfacer la demanda de cloro y obtener un cloro residual.
 - . Es más difícil el control de la dosificación, por cuanto esta cambiará dependiendo de la variabilidad de la demanda de cloro, y es por ello difícil mantener constante una dosificación que garantice el cloro residual requerido en la salida de la planta.

Por todas estas circunstancias se recomienda hacer habitualmente la desinfección del agua en la forma de poscloración y eventualmente la precloración para control del crecimiento de algas y con ese único fin.

- Para mantener la velocidad y altura constante en los filtros, anteriormente se contaba con válvulas que operaban automáticamente abriéndose gradualmente desde un mínimo después del lavado del filtro hasta un máximo antes de lavar el mismo. Sin embargo, debido a que este control automático no funciona, los operadores dejan trabajar los filtros libremente y lavan periódicamente todos los filtros una vez al día.

En este sentido, es más recomendable y eficiente mantener una altura constante en el filtro, no permitiendo en ningún momento que el nivel del agua baje por debajo del nivel de arena, o sea que queden al descubierto los

filtros, puesto que al ocurrir esta situación los filtros se llenan de aire ocasionando pérdidas de carga por esta causa y no por aconmatación. Además los filtros se deben lavar cuando estos lo necesiten, o sea lleguen al máximo de la pérdida de carga disponible. Para lograr esta situación se deben operar manualmente las válvulas de salida del agua filtrada de cada filtro de tal forma que luego de lavado el filtro se abre un mínimo la válvula garantizando un nivel de agua constante por encima del nivel de arena y a medida que el filtro se va ensuciando se vá abriendo la válvula hasta su máximo y entonces si el nivel de agua en el filtro llega al máximo posible quiere decir que el filtro deber ser lavado.

- Se realizó una inspección de las características teóricas y prácticas del medio filtrante. De acuerdo con lo encontrado en los planos estas características debieran ser las siguientes:

- . Altura libre de agua sobre la arena..... 0.61 mts
 - . Arena de T.E = 0.5-0.6 mm y C.U < 1.75..... 0.69 mts
 - . Grava con las siguientes características:
 - 1 1/2" - 3/4" 0.152 mts
 - 3/4" - 1/2" 0.064 mts
 - 1/2" - 1/4" 0.064 mts
 - 1/4" = 1/8" 0.076 mts
 - . Falso Fondo tipo Wagner 0.114 mts
- TOTAL ... 1.77 mts

De esto se logró determinar las cantidades de arena que faltan en cada filtro, tal como se presenta a continuación:

Filtro No.	Cantidad de Arena C/filtro mts ³	Cantidad de Arena Faltante mts ³	Porcentaje de Perdida de Arena %
1	8.12	2.76	34
2	8.12	3.21	40
3	8.12	3.67	45
4	<u>8.12</u>	<u>3.91</u>	48
Total	32.48	Total 13.55	

De lo anterior se puede observar que en total hace falta un 42% de arena en todos los filtros y que hay diferencias de un filtro a otro sobre la cantidad faltante de arena. Sería recomendable destapar completamente cada filtro para inspeccionar el estado actual de la grava y el falso fondo así como para mantenimiento y limpieza del mismo.

Por otra parte, sería recomendable sustituir parte de la arena por antracita de tal forma de aumentar la capacidad de los filtros.

- Debido a que el reactor utilizado como floculador-Sedimentador es del tipo de manto de lodo se debe establecer un regimen operativo que tenga en cuenta los siguientes aspectos:

. En la época de que el agua cruda tenga poca turbiedad se deberá utilizar preferentemente la fuente de agua (Molino Norte ó San Francisco) que presente la mayor turbiedad. Además se deberá analizar la factibilidad técnico-económica de ensuciar el agua con tierra o arcilla.

. Se debe establecer un sistema periódico de limpieza de los lodos de los concentradores y del drenaje general de lodos de tal forma de no permitir que estos se acumulen pero a la vez de no afectar la estabilidad del manto de lodos. Para ello se recomienda reactivar el sitio de toma de muestras en el reactor para permitir el monitoreo de la concentración de lodos en el mismo.

- Para el control del proceso de mezcla rápida y floculación se deben realizar los ensayos de jarras en el laboratorio tratando de reproducir los parámetros obtenidos en el reactor, principalmente en lo que hace referencia al gradiente de velocidad. En este sentido se determinó las RPM que permite el motoreductor en sus diferentes posiciones.

Posición de Graduación	0.1	0.5	1.0	1.75	2.5
R.P.M.	4	4.25	5.5	7	8.5

En algun momento que se considere oportuno para el mantenimiento de el rotor se deberá aprovechar para conocer las dimensiones y características de las paletas, para que se pueda determinar la equivalencia entre las RPM que produce el equipo y el gradiente que se induce en el agua.

- Se debe establecer un registro periódico de los flujos de agua que entran y salen de la planta, así como de todas las actividades operativas, lavados de las estructuras consumo de productos químicos, ensayos de control de calidad, etc.
- Se debe mejorar la administración de la planta y de las medidas de seguridad. Definir áreas restringidas, establecer procedimientos en el manejo y almacenamiento de sustancias químicas, rotular y/o numerar las diferentes partes de la casa de químicos etc.
- Se deben mejorar las instalaciones de los servicios sanitarios del personal que labora en la planta, así como instruirlos sobre los hábitos higiénicos.

4.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1.- El ensayo con trazador utilizando sal común y determinando sus concentraciones por medio de la conductividad eléctrica, así como la metodología empleada para la evaluación hidráulica de una planta Potabilizadora, resultó adecuada, sencilla y económica, por lo que se recomienda para este tipo de estudios.
- 2.- La principal aplicación que tendrán los resultados obtenidos en este estudio, además de las correcciones ó modificaciones inmediatas de algunos aspectos hidráulicos, es para que junto a los resultados que se obtengan de la evaluación de los procesos de tratamiento y de las otras fases de evaluación, se pueda determinar la eficiencia técnico-económica de las plantas potabilizadoras estudiadas. Por ello se recomienda la continuación de estos estudios de evaluación hasta completar todas sus fases.
- 3.- La planta potabilizadora de la ciudad de Ocotlán presenta condiciones hidráulicas aceptables en términos generales. Sin embargo, es recomendable mejorar la distribución de flujos a la entrada de los flocculadores e indispensable reemplazar las valvulas del drenaje del agua del lavado para mejorar la hidráulica del lavado de los filtros. Así mismo es conveniente instalar la medición en el vertedero de salida y la instalación de medidores proporcionales a la entrada y la salida de la planta para poder contabilizar el agua tratada y el agua suministrada.
- 4.- La planta potabilizadora de la ciudad de Boaco no presenta buenas condiciones hidráulicas por cuanto bajo las circunstancias actuales en la captación y el bombeo de agua cruda

no permiten mantener un caudal de operación constante. Por tanto se recomienda realizar las mejoras que se consideren necesarias para impedir la entrada de sólidos a las cajas de captación y succión de las bombas y facilitar el mantenimiento de estas sin interrumpir el servicio. Una vez realizadas estas mejoras que garantizan operar la planta en forma constante con el caudal de diseño, se recomienda realizar la evaluación hidráulica en las estructuras de tratamiento.

- 5.- La planta potabilizadora de la ciudad de Matagalpa no presenta buenas condiciones hidráulicas por cuanto ésta es operada con una sobrecarga de caudal de hasta 2 o 3 veces su capacidad de diseño y además con caudales variables. Se recomienda que se determine un caudal de operación constante, se mejora el registro y medición de los caudales así como las acciones operativas del control del flujo y de lavados en las estructuras.

Por otra parte dado que la planta trabaja con sobrecarga de flujo por la demanda de agua de la población y la falta de capacidad de las instalaciones bajo las circunstancias actuales, se recomienda realizar los estudios de optimización de la planta por cuanto se considera que estas presentan muy buenas condiciones (sin necesidad de emprender construcciones nuevas ó costosas) de ampliar la capacidad de la planta con relativamente simples modificaciones de las actuales estructuras, de tal forma de garantizar la calidad del agua a los usuarios hasta tanto se realicen los estudios y construcciones de ampliación con nuevas estructuras.

- 6.- El apoyo técnico y administrativo que demanda la operación de las plantas potabilizadoras no es claro, adecuado ni oportuno por parte de los niveles regionales y central del INAA. Por tanto se recomienda la implementación de una unidad específica dentro del nivel central que se dedique exclusivamente a atender, orientar y apoyar técnica y administrativamente a las distintas plantas potabilizadoras del país de tal forma de mejorar la eficiencia de las mismas y disminuir los costos de producción garantizando la calidad del agua a los usuarios.

- 7.- El material técnico de referencia bibliográfica de que disponen los operadores de las plantas es muy pobre o en la mayoría de los casos inexistente. Por tanto se recomienda dotar de ciertas publicaciones técnicas mínimas en cada una de las plantas, para lo cual se sugieren las siguientes:

- Guías de Calidad del Agua Potable de la OMS.
- Manual para Supervisiones de Plantas de Tratamiento de Agua, Manual DTIAPA No. E-2, del CEPIS.
- Hidráulica Básica para Ingenieros Sanitarios, Manual DTIAPA No. C-1, del CEPIS.

- Memorias y Planos de Diseño de cada Planta.

También es recomendable establecer un programa de adiestramiento mínimo para los operadores en cursos tales como, Procesos Unitarios, Administración de Plantas, Operación de Plantas y Control de Calidad.

5.0 REFERENCIAS

- 1.- "Uso de Trazadores para Medición de Flujos en Plantas de Tratamiento de Agua", Manual de Instrucción, Ciclo de Ciencias Básicas, Sub Modulo CB - 4.6.6, CEPIS, Lima, Perú, Marzo 1982.
- 2.- "Caracterización de Flujos y Análisis de Períodos de Retención", Manual de Instrucción, Ciclo de Ciencias Básicas, Sub Módulos CB - 2.1.11, CEPIS, Lima, Perú, Abril 1981.
- 3.- "Residence time distribution in real systems", Wolf-Resnick, Chem. Eng. Dept., Institute of Technology Haifa, November 1963.
- 4.- "Supervisores de Plantas de Tratamiento de Agua", Manual DTIAPA No. E-2, CEPIS, Lima, Perú, Febrero de 1985.
- 5.- "Hidráulica Básica para Ingenieros Sanitarios", Manual DTIAPA No. C-1, CEPIS, Lima, Perú, Septiembre de 1984.
- 6.- "Memorias de Diseño del Sistema de Agua Potable de Ocotal", INAA, Octubre 1982.
- 7.- "Memorias de Diseño del Sistema de Agua Potable de Boaco", INAA, 1983.
- 8.- Planos varios de la planta de Matagalpa de la firma suplidora Infilco, Inc, USA, 1961.

MEDEDELING VAN DE VAKGROEP GEZONDHEIDSTECHNIEK EN WATERBEHEERSING

In de serie "Mededeling van de Vakgroep Gezondheidstechniek en Waterbeheersing" zijn tot nu toe de volgende publicaties verschenen:

1. Siebers, H.H.: Patterns and variability of phosphate and heavy metals in sediments of two shallow lakes.
2. Flipse, M.J. en Heide, J. van der: Ontwikkelingen met betrekking tot vaste afvalstoffen ex art. 4, 17, 25, 26 van de Afvalstoffenwet in periode van ca. 1980 tot 1985.
3. Kop, J.H.: Planvorming voor de drinkwatervoorziening. (februari 1986)
4. Blanken, J.G. den en Hoogh, M.P.A.J. de: Modellen voor desinfectie van gezuiverd afvalwater met chloor en ozon.
5. Kop, J.H.: Het probleem van de wederzijdse afstemming van de belangen van drinkwatervoorziening en milieubescherming bij de planning voor de winning van zoet grondwater. (augustus 1986)
6. Boekelman, R.H. en Niet, H. de: Het berekenen van modelkrommen voor Geo-elektrische metingen.
7. Vos, W.L., Donze, M. and Buiteveld, H.: On the reflectance spectrum of algae in water: the nature of the peak at 700 nm and its shift with varying algal concentration.
8. Smit, D., Mameren, H.J. van en Veldkamp, R.G.: De zuurstofhuishouding van de Utrechtse Vecht.
9. Heide, J. van der: Kinetische modellen voor ontwerp en beheer van actief-slib-installaties deel 1 en 2. (februari 1987)
10. Boulan, R.P., Donze, M. en Klapwijk Sj.P.: Fosfaatbalans van de polder Reeuwijk en een aantal deelgebieden.
11. Groot, C.P.M. de en Breemen, A.N. van: Ontspanningsflotatie en de bereiding van drinkwater.
12. Blanken, J.G. den en Hoogh, M.P.A.J. de: Modelvorming voor verwijdering van indicatororganismen in het actief-slibproces.
13. Mishra, K.K. and Breemen, A.N. van: Gravel-bed flocculation.
14. Vlis, E. van der: De filtratietheorie. (maart 1988)
15. Koreman, E.A. en Breemen, A.N. van: Toepassing van het vriesdooiproces bij de ontwatering van coagulateslib.
16. Ganzevles, P.P.G., Kop, J.H. en Ywema, R.: Materiaalkeuze afvalwaterleidingen. (juni 1988)
17. Nieuwenhuyze, R.F. van, Stokman, G.N.M., Kuijper, R., Gerritsen, J.J. en Donze, M.: Detectie van proceswater met behulp van thermische remote-sensing.
18. Blanken, J.G. den en Hoogh, M.P.A.J. de: Modelvorming voor een goede procesregeling van de desinfectie met chloor c.q. ozon aan de hand van instelbare en/of direct meetbare variabelen. (augustus 1988)
19. Noppeney, R.M.: De invloed van stagnante zones op dispersie.
20. Noppeney, R.M.: Gevoeligheidsonderzoek Alarmmodel Rijn; De invloedslengte van samenvloeiingen bij dispersie. (november 1988)
21. Noppeney, R.M.: De verspreiding van olie op rivieren benaderd met het Taylor-model.
22. Noppeney, R.M.: De invloed van near-field processen op een far-field dispersie beschrijving.
23. Ellen, T. van : De invloed van afvoerfluctuaties op de verspreiding van een verontreinigingsgolf. (juni 1989)

24. **Blanken, J.G. den:** Afscheidssymposium prof.ir. A.C.J. Koot.
25. **Hooykaas, L.J., Donze, M. en Klapwijk, S.J.P. :** Fosfaatbalans van de polder Reeuwijk en de Reeuwijkse plassen. (januari 1989)
26. **Verwoerd, P. en Mazijk, A. van:** De één-dimensionale dispersievergelijking van Taylor bij een opdeling van de rivier in vakken. (maart 1989)
27. **Mazijk, A. van:** Gevoeligheidsonderzoek Alarmmodel Rijn; eindrapportage. (mei 1989)
28. **Blanken, J.G. den en Hoogh, M.P.A.J. de:** Desinfectie van behandeld afvalwater met chloor: vergelijking van eenpunts- en tweepuntsdosering;
deel 1: Tekst, bijlage A, B en C.
deel 2: Bijlage D, E, F en G.
(mei 1989)
- 29A. **Verstappen, G.G.C.:** Gedrag van organische micro-verontreinigingen in rivieren. (juli 1989)
- 29B. **Mooren, J.J.M. en Heide, J. van der:** Leaching of heavy metals from thermally decontaminated soils. (maart 1989)
30. **Nieuwstad, Th.J., Wortel, N.C., Bout, F.N. van den en Alting, B.J.:** Een vergelijking tussen ladingsgewijze en continue zuivering van afvalwater. (juni 1989)
31. **Kramer, J.P., Wouters, J.W. en Kop, J.H.:** Dynasand Filtratie. (juli 1989)
32. **Nieuwstad, Th.J.:** Treatment of municipal wastewater in a pilot-scale airlift-loop reactor. (december 1989)
33. **Ankum, P.:** Polders; achtergronden, ontwerp en toekomstige ontwikkelingen.
34. **Brandsma, T.:** Evaporation in Hydrology and Meteorology. (juli 1990)
35. **Mooren, J.J.M.:** Het uitlooggedrag van kunstmatig samengestelde en verontreinigde grond. (2 delen)
36. **Singh, S.N., Boekelman, R.H., Rientjes, T.H.M. en Dam, J.C. van:** Behaviour of groundwater of the polder Groot-Mijdrecht.
37. **Boekelman, R.H. en Rientjes, T.H.M.:** Workshop hydrological models.
38. **Stavrides, N., Rientjes, T.H.M. en Dam, J.C. van:** Network optimization, a simple approach applying GIS and MLR.
39. **Duindam, P., Morales, C. and Heide, J. van der:** Investigacion sobre los desechos solidos de la ciudad de Masaya, Nicaragua.

1111

11

