

Como se menciono anteriormente la Planta cuenta con 16 unidades de filtración rápida de flujo descendente, con lechos de antracita-arena. Debido a fallas operacionales tanto de los lechos, válvulas, sistemas de medición (flujo y pérdida de carga), tuberías, será necesario acondicionar esta etapa de la potabilización.

El proyecto hidráulico en la etapa de filtración contempla, considerar lechos múltiples de antracita-arena, por lo que se manejarán los siguientes parámetros de diseño:

**Arena sílica:**

<b>h</b>	<b>=23.0 cm</b>
<b>T.E</b>	<b>= 0.50 mm</b>
<b>C.U.</b>	<b>= 1.60</b>
<b>Dureza</b>	<b>= 7.0</b>
<b>P</b>	<b>= 42 %</b>
<b>Ce</b>	<b>= 0.89</b>

**Antracita:**

<b>h</b>	<b>=50.0 cm</b>
<b>T.E.</b>	<b>=1.30</b>
<b>C.U.</b>	<b>= 1.10</b>
<b>Dureza</b>	<b>&gt; 3.0</b>
<b>Gs</b>	<b>&lt; 1.55</b>
<b>Ce</b>	<b>= 0.70</b>

Donde:

**$h_1$  = Espesor lecho antracita (cm)**

**$h_2$  = Espesor lecho arena (cm)**

**T.E.= Tamaño efectivo del grano (mm)**

**C.U.= Coeficiente de uniformidad**

**P = Porosidad del grano (%)**

**Ce = Coeficiente de esfericidad del grano**

**CS = Carga superficial ( $M^3/M^2/día$ )**

El coeficiente de uniformidad dependerá básicamente de la granulometría del material de los lechos filtrantes, entonces:

$C.U. = D_{60} / D_{10}$  ; donde  $D_{10} = T.E.$  y  $D_{60}$  es la abertura del tamiz que dejaría pasar el 60% del material, de acuerdo a esto es importantísimo estudiar la granulometría de los lechos filtrantes. De igual forma el  $D_{10}$ , es la representación granulométrica de la abertura del tamiz que dejaría pasar el 10% (T.E.).

Es importante mencionar que se podrá seleccionar diferentes valores establecidos dentro de los rangos recomendados, por lo que estos se manejan con cierta discreción.

De referencia (5), tabla 8-1 pag., 347, se establece que para filtros rápidos con lechos mixtos (Antracita-arena), la carga superficial de filtración para tasa normal es:

**Carga Superficial de filtración (CS) = 350 M<sup>3</sup>/M<sup>2</sup>/día**

El caudal a tratar en las unidades filtrantes es de 1100 lps, debido a que se contemplará la incorporación del agua tratada en Lagunetas Naturales, la cual llegará a planta No 1 y se liga a las unidades filtrantes, por lo cual el diseño contempla esta fase propuesta para la etapa de filtración. Las características de las unidades filtrantes son:

**No de unidades = 16**

**Área filtrante = 22 M<sup>2</sup>/unidad**

**Drenaje = Tipo falsos fondos Weeler**

El caudal por unidad será:

$$Q = 1100 / 16 ; Q = 70.0 \text{ lps (valor redondeado)}$$

entonces la Carga superficial es:

$$CS = q / A \quad \text{Donde:}$$

**q = Caudal a tratar por unidad (M<sup>3</sup>/día)**

**A = Área de la unidad filtrante (M<sup>2</sup>), por tanto:**

**CS = 6,048 / 22.0 ; CS = 275.0 M<sup>3</sup>/M<sup>2</sup>/día** , se considera aceptable para fines de diseño.

El método del lavado de las unidades de filtración, se propone seguir de igual forma como hasta la fecha se viene realizando, mediante retrolavado (flujo inverso), con ayuda de un **Tanque elevado con capacidad de 300 M<sup>3</sup>**, ó bien mediante bombeo de caja de aguas claras (almacenamiento) **capacidad de 1500 M<sup>3</sup>**, aquí es importante señalar la Filosofía de proceso, para el control de las pérdidas de carga, flujo de filtración y control de velocidad del lavado, puntos muy importantes en todo tipo de plantas, y que actualmente la planta No 1 carece de este control.

Respecto al control del caudal de lavado, el mismo se realizará, con el apoyo del sistema automático de instrumentación, colocando equipo descrito para facilitar el control de la velocidad de lavado. Siguiendo un criterio bajo estas condiciones, se propone lo siguiente:

Datos para proyecto:

$$Q = 6,048.0 \text{ M}^3/\text{día} \text{ ( 70 lps )}$$

$$A = 22 \text{ M}^2$$

$$\text{Vel. Lavado} = 0.85 \text{ m/min}$$

$$\text{Tiempo Lavado} = 6 \text{ min.}$$

$$Q_{\text{LAVADO}} = Q_{\text{TEORICO}} + 0.30 (Q_{\text{TEORICO}}) , \text{ entonces}$$

$$Q_{\text{TEORICO}} = 0.85 \times 22.0 ; Q_{\text{TEORICO}} = 18.7 \text{ M}^3/\text{min}$$

$$Q_{LAVADO} = 18.7 + 0.30 (18.7) ; Q_{LAVADO} = 24.31 \text{ M}^3/\text{min}$$

Si se considera un tiempo de lavado de las unidades en promedio de **6 min.**, ya que se contemplará en esta etapa **incluir aire al lavado** para eficientar el sistema y acortar el tiempo requerido entonces, el caudal de lavado por filtro es:

$$Q_{LAV/FILTRO} = 24.31 \times 6 = 145.86 \text{ M}^3 \text{ (145,860 litros)}$$

esto nos indica que el tanque elevado tiene capacidad para **lavar 2 filtros a la vez** y que el tanque subterráneo ó caja de almacenamiento de aguas claras operará mediante bombeo para retrolavar los filtros teniendo capacidad suficiente para lavar sin problemas a más de 6 unidades a la vez. El llenado del tanque elevado con capacidad de  $300 \text{ M}^3$ , se realiza con equipo de bombeo 75 HP, dando una alimentación de **150 Ips**, por lo que requiere de:

**Tiempo llenado tanque elevado =  $300,000/150 = 2000 \text{ seg.}$  , siendo algo mas de **30 min.****

La mayor parte de los problemas que ocurren en la operación de filtros, se relacionan con el mantenimiento del **lecho filtrante** en buenas condiciones, puede decirse que un filtro será tan bueno como eficiente sistema de lavado presente ( 12 ).

Estudios recientes han demostrado que la colisión y por consiguiente la abrasión de partículas durante este proceso, tiene poca o ninguna importancia, y en consecuencia son las fuerzas cortantes hidrodinámicas resultantes del flujo ascensional, las que producen el efecto descado ( 10 )

Conviene observar que las características del medio filtrante, tales como el tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad y peso específico tienen más importancia en el lavado, que la misma velocidad ascendente, de acuerdo a los resultados obtenidos (10), se concluye que es poco el beneficio que se consigue incrementando la velocidad del agua de lavado por encima del valor mínimo de fluidificación. Es decir teniéndose lavados con expansión de 50 al 60% no es sensiblemente mejor que otro con expansión del 20 a 30%, para la capa respectiva que sufre dicha expansión ( 12 ). Cuando se trata de medios dobles de arena y antracita, debe observarse que tal expansión baja (20 a 30%), permite que los granos de la interfase inicien su fluidificación.

De lo anterior expuesto es muy importante considerar por tanto estos aspectos para el mejor control en el manejo del agua de retrolavado que se utilizará en la planta potabilizadora No 1, porque este es un problema al que los operadores se enfrentan día a día debido a la deficiencia actual en el control del flujo por mala operación en el control de las válvulas (neumáticas é hidráulicas).

Para esta el control del lavado como ya se apunto con anterioridad, se ha previsto una velocidad para el lavado de las unidades de.

**Velocidad de lavado = 0.85 m/seg** , haciendo uso de la referencia ( 5 ), gráfico 8-18 página 380, encontramos los siguientes valores de expansión para lechos filtrantes de arena y antracita:

<b>Arena: T.E. = 0.50mm</b>	<b>Antracita: T.E. = 1.20</b>
<b>C.U. = 1.60</b>	<b>C.U. = 1.10</b>
<b>Ss = 2.65</b>	<b>Ss = 1.65</b>

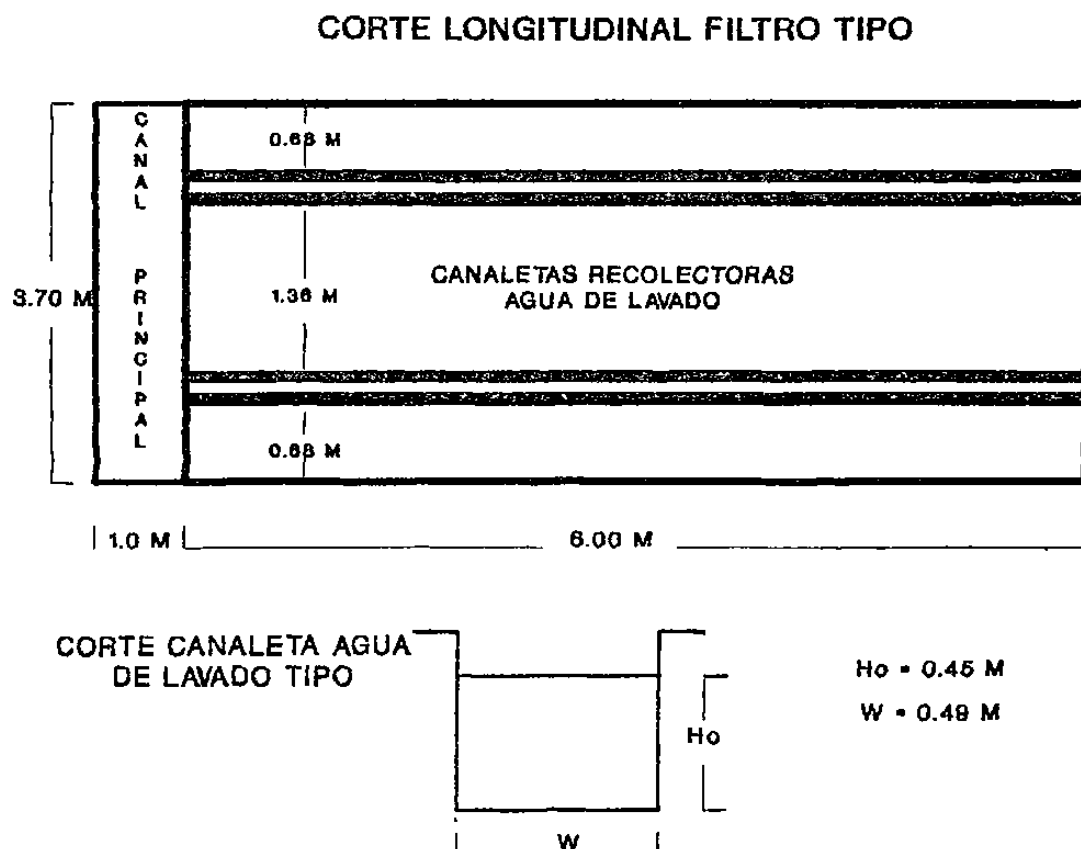
Expansión = 29.0 %

Expansión = 41.0 %

Como el espesor total del lecho contemplado en el presente trabajo es de 23 cm (arena) y 50 cm (antracita), una vez que se efectúe el retrolavado se tendrá la siguiente altura del lecho expandido:

$h' = 0.23 \times 1.29 + 0.50 \times 1.41$  ;  $h' = 1.0 \text{ m}$  , los cálculos anteriores nos indican que la expansión del material filtrante del lecho doble seleccionado (antracita-arena), será 27 cm mayor que el espesor del lecho filtrante, por lo que es muy importante considerar los niveles de operación y control en la etapa de la filtración. De esta manera se considera adoptar el actual diseño de los filtros, respecto a las canaletas de lavado, colocando 2 canaletas por filtro y el canal principal lateral (ver figura 44).

Figura 44. Planta general de filtro tipo mostrando distribución de canaletas de lavado y corte de canaletas.



Se propone rehabilitar las actuales canaletas de lavado de las unidades filtrantes, ya que presentan deterioro físico visible, además se recomienda utilizar material de fibra vidrio rígido resistente a la corrosión. Se utilizará canaletas rectangulares dispuestas bajo el mismo arreglo, la canaleta se diseñará como ya se menciona anteriormente para un 30% adicional del caudal de lavado teórico, el cual ya se obtuvo como:

$Q_{LAVADO} = 24.31 \text{ M}^3/\text{día}$  , como se tienen 2 canaletas el caudal por canaleta en cada unidad filtrante será:

$$Q_{LAV/CANALETA} = 24.31 / 2 = 12.16 \text{ M}^3/\text{día}$$

Camp halló la siguiente expresión:

$$Q = 82.5 W h_0^{3/2} \text{ ----- ( 2.12 )}$$

Donde:

$Q = \text{Caudal dado por canaleta (M}^3/\text{min)}$

$W = \text{Ancho de la canaleta ( m )}$

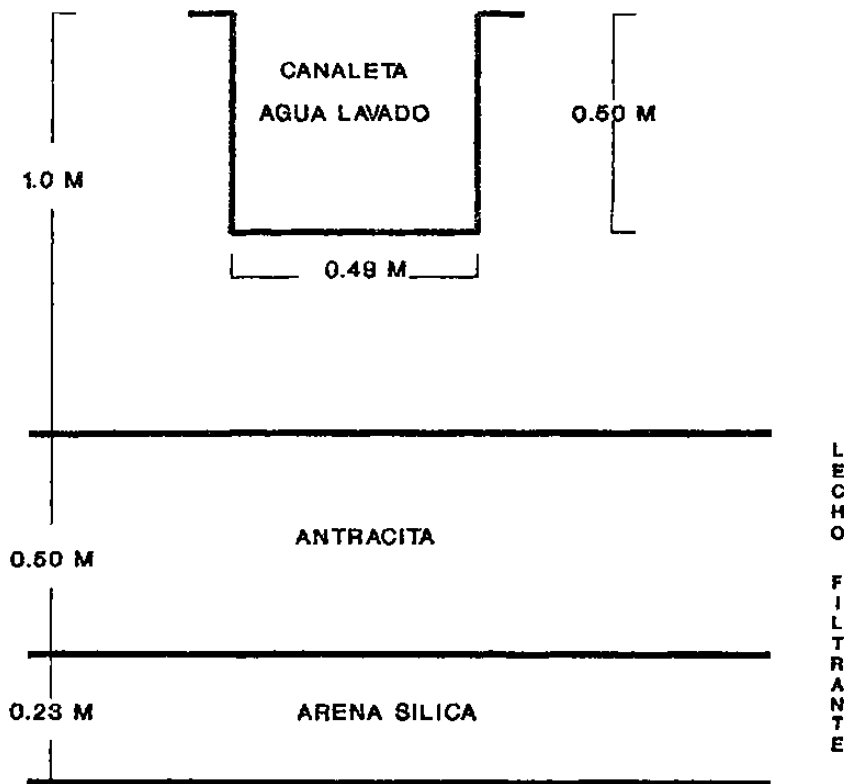
$h_0 = \text{Máximo nivel de agua en la canaleta ( m )}$

de acuerdo a resultados obtenidos de la expansión de los lechos filtrantes de antracita y arena, para una velocidad de lavado de  $0.85 \text{ m/min}$  , nos indican que son: **41% y 29%** respectivamente, asumiendo que el valor de  $h_0$ , sea de **45 cm**, y sustituyendo valores en fórmula (2.12), tenemos que:

$$W = [ Q / 82.5 \times h_0^{3/2} ] = [ 12.16 / 82.5 (0.45)^{3/2} ]$$

$$W = 0.49 \text{ m } ; ( \text{ Ver figura 45 } )$$

Figura 45. Detalle canaletas recolectoras agua de lavado mostrando nivel con respecto a lecho filtrante.



Las unidades ( 1, 2, 15 y 16 ), operan actualmente mediante el sistema de **válvulas neumáticas** siendo alimentadas por el **sedimentador 1** , por medio de tubería de 16" (41cm) de diámetro y entrando a unidades mediante control de **válvula de 10"** (25.4cm), los niveles de operación que se tendrán son:

Elev. Pasillo mesas de operación	= 13.756
Elev. Lomo tubo (10") afluente	= 12.766
Elev. Canaletas de lavado	= 12.731
Plantilla canaleta de lavado	= 12.281
Elev. Nivel superior antracita	= 11.731



<b>Elev. Eje agua tubería agua lavado (10")</b>	<b>= 11.153</b>
<b>Elev. Superior losa falso fondo</b>	<b>= 10.750</b>
<b>Elev. Eje tubo (8") agua filtrada</b>	<b>= 10.588</b>
<b>Elev. Fondo firme</b>	<b>= 10.450</b>
<b>Elev. superior caja aguas claras</b>	<b>= 9.706</b>

Las unidades filtrantes ( 3, 4, 13 y 14 ), operan mediante el sistema de **válvulas hidráulicas**, siendo alimentadas por el **sedimentador 2**, mediante tubería de fierro de 16" (41cm) diámetro y entrando a las unidades por medio de control de válvula de 10" (25.4cm) diámetro, los niveles manejados en el sistema de filtración son:

<b>Elev. Pasillo mesas de operación</b>	<b>= 13.726</b>
<b>Elev. Lomo tubo (10") afluyente</b>	<b>= 12.803</b>
<b>Elev. Canaletas de lavado</b>	<b>= 12.880</b>
<b>Plantilla canaletas de lavado</b>	<b>= 12.430</b>
<b>Elev. Nivel superior antracita</b>	<b>= 11.880</b>
<b>Elev. Eje tubería agua de lavado (10")</b>	<b>= 11.219</b>
<b>Elev. Superior losa falso fondo</b>	<b>= 10.830</b>
<b>Elev. Eje tubo (8") agua filtrada</b>	<b>= 10.678</b>
<b>Elev. Fondo firme</b>	<b>= 10.210</b>
<b>Elev. Losa superior caja aguas claras</b>	<b>= 9.470</b>

Las unidades filtrantes 5, 6, 11 y 12 operan mediante sistema de **válvulas hidráulicas**, son alimentados por **sedimentador 3** mediante tubería de fierro 16" (41cm) de diámetro, contemplándose para el proyecto los siguientes niveles:

<b>Elev. Pasillo mesas de operación</b>	<b>= 13.740</b>
<b>Elev. Lomo de tubo (10") afluente</b>	<b>= 12.784</b>
<b>Elev. Canaletas de lavado</b>	<b>= 12.710</b>
<b>Plantilla canaletas de lavado</b>	<b>= 12.260</b>
<b>Elev. Nivel superior antracita</b>	<b>= 11.710</b>
<b>Elev. Eje tubería agua lavado</b>	<b>= 11.215</b>
<b>Elev. Superior losa falso fondo</b>	<b>= 10.730</b>
<b>Elev. Eje tubo (8") agua filtrada</b>	<b>= 10.680</b>
<b>Elev. Fondo firme</b>	<b>= 10.450</b>
<b>Elev. Losa superior caja aguas claras</b>	<b>= 9.47</b>

Por último las unidades de filtración (8, 9, 10 y 11), son alimentadas por el **sedimentador 4** bajo el mismo sistema ya mencionado, considerando para ello los siguientes niveles de operación:

<b>Elev. Pasillo mesas de operación</b>	<b>= 13.664</b>
<b>Elev. Lomo tubo (10") afluente</b>	<b>= 12.715</b>
<b>Elev. Canaletas de lavado</b>	<b>= 12.710</b>
<b>Plantilla canaletas de lavado</b>	<b>= 12.210</b>
<b>Elev. Nivel superior antracita</b>	<b>= 11.710</b>
<b>Elev. Eje tubería agua lavado</b>	<b>= 11.215</b>
<b>Elev. Superior losa falso fondo</b>	<b>= 10.730</b>
<b>Elev. Eje tubo (8") agua filtrada</b>	<b>= 10.680</b>
<b>Elev. Fondo firme</b>	<b>= 10.530</b>

Es importante mencionar que el agua ocupada en el lavado de las unidades de filtración actualmente se envía al drenaje por lo que **se propone reaprovechar** la misma, ya que es agua de buena calidad con algo de turbiedad, y que a costado su proceso en el tratamiento, se recomienda retornar el agua a **LAGUNETAS DE PRESEDIMENTACIÓN**, mediante línea a presión teniendo una longitud semejante a la línea de conducción de agua cruda a Planta Potabilizadora No 1.

Se presenta un desnivel a vencer de aproximadamente de 1.0 m, por lo que esta alternativa permitirá **recuperar el agua de lavado**, representando desde el punto de vista de capacidad de abastecimiento aceptable para el proyecto.

#### **2.4.1.7 Desinfección**

El método a seguir en esta etapa de potabilización, es el tradicional como hasta la fecha se ha venido realizando, mediante la aplicación de cloro al agua, contando para ello con equipo dosificador Fisher Porter.

La cloración tiene por objeto destruir las bacterias con la acción germicida del cloro. También son importantes otros efectos secundarios como la oxidación del Fe-Mn y del sulfuro de hidrógeno, la eliminación de las algas y de los microorganismos patógenos.

El uso del cloro se propone hacerse en 2 etapas del tratamiento, como precloración y postcloración, la cual describiremos como:

**Precloración.** Aplicación del gas cloro-mezcla mezclado con el agua para producir una solución acuosa, y mediante equipo dosificador aplicar dosis adecuadas. Esto se hará a la entrada a planta donde se localiza la **Canaleta Parshall**, para aprovechar la mezcla

rápida generada y lograr una buena homogeneización del cloro-agua, además que permitirá eficientar los procesos de clarificación.

**Postcloración.** Se refiere concretamente a la demanda de cloro requerida en la planta potabilizadora No 1 así como el caudal depositado proveniente de Lagunetas Naturales, que como ya se menciona pasará por filtros en la planta, por tanto el caudal a tratar total es de 1100 lps, por tanto la dosificación se **regulará automáticamente** con equipo propuesto. Es necesario considerar la importancia de mantener un cloro libre residual en la planta y red de distribución, con la finalidad de garantizar un agua buena desde el punto de vista **higiénico**.

Una cloración eficaz requiere que se contemplen varios puntos de interés **(12)**: Aplicación uniforme del cloro; aplicación continua; determinación de dosis adecuada a caracterización del agua; regulación del tratamiento para obtener un agua inocua y al mismo tiempo agradable.

Se recomienda que debido a que el sistema se pretende quede automatizado, fijar las dosis de acuerdo a los tanteos obtenidos mediante las pruebas de laboratorio, el sistema de instrumentación y control, se adaptará a cantidad de flujo y características del afluente recibido en planta.

La agitación y mezcla que debe tener el cloro una vez que se ha adicionado al agua es un punto muy importante. Según estudios ( 14 ), se constató, que la acción del cloro en el agua que será desinfectada, es mucho mayor en los casos en que la aplicación se realiza en zona de gran agitación y turbulencia. Posteriormente se verificó que la mezcla adecuada debe ser considerada como uno de los factores más importantes en la

desinfección del cloro, actualmente se admite que la deficiencia de la cloración depende del grado de turbulencia en el punto de aplicación.

En el presente trabajo, se aprovechará la colocación del Parshall, con dispositivo de **control electrónico automatizado** para el flujo y dosis, teniendo un buen y eficiente punto de mezclado.

Se requiere tener en la red un **cloro residual de 1.0ppm** por seguridad, y de acuerdo a las Normas establecidas, debido a que la caja de almacenamiento subterráneo (aguas claras), tiene suficiente capacidad el tiempo de retención en la misma para lograr la destrucción de los microorganismos patógenos, es aceptable.

La eficiencia de la desinfección de las aguas esta, en función de la dosis de cloro, PH, temperatura y tiempo de contacto. Existen recomendaciones ( 9 ), ( 13 ), ( 14 ), acerca del periodo mínimo de contacto entre el agua y cloro que se establece sea mayor a **16 min.** Debido a que la capacidad de la caja de aguas claras es de **6,500 M<sup>3</sup>**, entonces el periodo de contacto es:

$$\text{Período contacto} = 6,500 / 1.1 = 5909 \text{ seg.} = 98.5 \text{ min.}$$

Esto es considerando que se entregará al consumo un flujo de **1100 lps (1.1 M<sup>3</sup>/seg)**.

El contenido de cloro residual es fundamental para garantizar la desinfección en la red de distribución, pero el mismo se debe controlar para evitar que el mismo sea considerado como motivo de rechazo para el consumo.

En **Tabla III (Página 91)**, se muestran consumos reales actuales de químicos utilizados en los 2 trenes de tratamiento.

**TABLA III**  
**CONSUMOS REALES DE REACTIVOS QUIMICOS EMPLEADOS EN**  
**PROCESO DE POTABILIZACION POTABILIZADORA No 1**  
**Y LAGUNETAS NATURALES H. MATAMOROS TAMPS**

TRATAMIENTO	REACTIVO	PUNTO DE APLICACION	CONSUMO DIARIO
POTABILIZADORA No 1	CLORO	ENTRADA A PLANTA (PRECLORACION)	180 Kgs
		CAJA AGUAS CLARAS (POSTCLORACION)	129.6 Kgs
		ENTRADA A LAGUNETAS	40 Lts
LAGUNETAS NATURALES	CLORO	ENTRADA A LAGUNETA (PRECLORACION)	84.28 Kgs
		CANAL DE SALIDA (POSTCLORACION)	41.9 Kgs

## **2.4.2 Auditoría Lagunetas Precipitadoras Naturales**

Las Lagunetas Naturales un sistema de potabilización de aguas de la ciudad de Matamoros Tamaulipas, actualmente procesa el agua cruda en forma natural, contando el tratamiento con las etapas de coagulación-sedimentación-cloración. En el Proyecto hidráulico, se considera un tren de tratamiento hasta para **215 lps**, asumiendo la adaptación del sistema de las etapas de floculación y filtración, interconectando el efluente de las Lagunetas a la etapa de filtración en Planta No 1, cuyo análisis se considera en el punto (2.4.1.6).

### **2.4.2.1 Línea de Conducción**

La conducción de la obra de toma a Lagunetas Precipitadoras Naturales, se realiza mediante bombeo mediante **2 equipos de 75 HP y 1 equipo de 150 HP**. El estudio de hidrometría practicado en la estación de bombeo donde se ubica la salida del agua cruda, en línea de acero **16” de diámetro**, nos muestra que operando los 3 equipos actuales, de acuerdo a la eficiencia lograda actualmente se pueden alcanzar flujos hasta de **250 lps**, y con un equipo de **75 HP**, se bombea un caudal hasta de **175 lps**. Se propone utilizar en el sistema de bombeo **1 de 75 HP y 1 de 150 HP**, dejando el tercer equipo como reserva cuando se requiera aportar mayor flujo interconectando a estación de bombeo Soliseño.

La práctica de medición de flujo ( ya que la planta no cuenta ), se realiza con manómetros graficadores “Bristol”. La línea a presión de 16” se revisa para conducir un **caudal de 215 lps** (considerando pérdidas en el proceso), teniendo las siguientes características:

**Con velocidades de operación = 2.0 m/seg**

y con diámetro de 16" , se alcanzarán caudales hasta de **220 lps**. Por lo que se recomienda de acuerdo al cálculo anterior operar la línea a presión con velocidades económicas razonables menores a 3.0 m/seg .

El equipo de bombeo y línea de conducción actual **Ver Tabla I y figura 32 (Páginas 45 y 47)**, cumplen con la capacidad requerida, será importante que se controlen las velocidades de operación lográndose esto con el apoyo del sistema de medición, el cual se describe en el siguiente punto.

#### **2.4.2.2 Aforo**

La estación de bombeo en obra de toma será provista de un **equipo electrónico** para controlar el flujo y la velocidad, de tal forma que será la única etapa que estará desligada del sistema de control e instrumentación propuesto para el proyecto. El agua cruda al llegar a Lagunetas Naturales inmediatamente, se dispondrá un **Aforador Parshall** prefabricado de fibra de vidrio de **1' (30.48cm)**, con un rango de funcionamiento para **descarga libre de 9.8 a 451.6 lps**, la fórmula para determinar el caudal para el diseño esta dada por ( 2.1 ). La Canaleta Parshall de fibra de vidrio presenta los siguientes parámetros:

$$W = 1' (30.48\text{cm})$$

$$Q_{\text{MAX}} = 215 \text{ lps} \quad (\text{Tomar rango de } 200 \text{ a } 215 \text{ lps})$$

$$Q_{\text{MIN}} = 200 \text{ LPS}$$

Aplicando la fórmula (2.1), tenemos que:

$$H_{\text{a min}} = (7.14 / 4)^{0.63377} ; H_{\text{a min}} = 1.44' = 44 \text{ cm}$$



$$H_{a_{\max}} = (7.68 / 4)^{0.63377} ; H_{a_{\max}} = 1.51' = 46 \text{ cm}$$

Al igual que en anterior cálculo para el Parshall, será necesario disponer de un escalón de bajada a la entrada de la Canaleta Parshall. El grado de sumergencia ("S"), para establecer descarga libre en el diseño será:

$$W = 1 \text{ pie (30.48cm)}$$

$$S = H_b/H_a ; \text{ para } W = 1 \text{ pie } S = 0.70 \text{ entonces:}$$

$H_b = 0.70 \times 46 ; H_b = 32.2 \text{ cm}$  La pérdida de carga (P) según fórmula (2.2) se calcula como:

$$P = 46.0 - 32.2 ; P = 13.8 \text{ cm}$$

teniendo que el valor de Yn (tirante normal para  $Q_{\max}$ ), es igual a 60 cm, entonces el escalón ó cresta (Z) será:

$$Z = 60.0 + 13.8 - 46.0 ; Z = 27.8 \text{ cm}$$

La Canaleta Parshall dispondrá con instalación de medidor automático electrónico tipo sensor-transmisor de flujo ultrasónico para canal abierto con alimentación eléctrica, display alfanumérico de 16 caracteres y software integrado para ecuaciones. El sistema propuesto en el presente trabajo facilita, y permite al Jefe de Planta controlar el proceso de tratamiento, y sobre todo saber cual es el caudal que se procesa continuamente, mediante equipo de registro, ya que es de vital importancia para el manejo de pérdidas de carga, dosificaciones y consumos a la red

### 2.4.2.3 Coagulación

El punto de aplicación del polímero se localizará en el **Salto Hidráulico** generado en la **Canaleta Parshall** mencionada anteriormente, por considerarse un punto ideal para efectuarse una **mezcla rápida**, dando lugar a una **buena dispersión de las partículas** con el agua cruda, de tal forma que el Parshall, cumplirá 2 funciones básicas: medir flujo entrada y punto de aplicación de químicos del proceso **Ver figura 35 (Página 53)**.

Las dosis de polímero se fijarán en Laboratorio, de acuerdo a la calidad física del agua, utilizando para ello el Químico responsable la **Prueba de Jarras Modificada**, esto a su vez se controlan automáticamente mediante el sistema de Instrumentación.

### 2.4.2.4 Floculación

El tratamiento actual, no cuenta con un buen acondicionamiento para lograr la **Mezcla Lenta**, de hecho no existe de tal forma que se carga la operación en la acumulación de lodos hacia los precipitadores naturales, aunque se ha encontrado un efluente del proceso de buena calidad física para eficientar aún más el tratamiento, se propone para este fin como un apoyo fundamental a las etapas posteriores un Floculador hidráulico de mamparas de flujo horizontal.

Este tipo de floculadores derivan su energía por la agitación de la masa líquida de la carga de velocidad que el flujo adquiere al escurrir por un canal, y consiste en un tanque provisto de mamparas removibles, en las cuales el agua circula a una velocidad fija, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección de flujo.

Debido a que como ya se menciona con anterioridad, la calidad física del agua cruda, **en lo específico la turbiedad del afluente, es baja**, por tanto el floculador que se propone en el presente trabajo, **para la aglutinación de particular (mezcla lenta)**, requiere de un período de retención corto.

Datos para el diseño del Floculador hidráulico horizontal:

$$t_0 = 10 \text{ min.}$$

$$T = 25^\circ\text{C}$$

$$Q_{\text{máx}} = 215 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{mín}} = 200 \text{ lps}$$

$$n = 0.015$$

En el canal de salida del Parshall, se tiene un ancho de **60.5 cm ver figura 35 (Página 53)**, por lo que un fin práctico será ampliar algo el canal del floculador, proponemos lo siguiente:

Usar **b = 1.0 m**    **h = 1.20 m** entonces el área del canal es:

$A = 1.0 \times 1.2$  ;  $A = 1.20 \text{ M}^2$  , aplicando la ecuación  $Q = A \times V$  entonces la velocidad obtenida, para  $Q_{\text{máx}}$  es:

$$V = 0.215 / 1.2 \text{ ; } V = 0.179 \text{ m/s}$$

la longitud de recorrido total del agua en los canales esta dada por:

$$l = V \times t_0 \text{ ; } l = 0.179 \times 10 \times 60 \text{ ; } l = 107.4 \text{ m}$$

Las mamparas serán prefabricadas de **concreto aligerado, con  $F'c = 250 \text{ Kg/Cm}^2$** , a base de hojas tipo **Panel "w"** (comercial), zarpeadas y afinadas, dando un espesor total de **0.07 m (7cm)**. Se propone colocar por facilidad y manejo del sistema guías metálicas para hacer el mecanismo removible.

Las dimensiones de las mamparas removibles es de **2.0 m de largo por 1.20 m profundidad**, por lo que el ancho total del canal considerando estos aspectos será:

$$B = P' + 1.5a \text{ ----- ( 2.13) donde:}$$

**B = Ancho total del floculador (m)**

**a = Espaciamiento entre mampara y mampara (m)**

**P' = Ancho de mampara (m) ; entonces:**

$$B = 2.0 + 1.5 (1.0) ; B = 3.50 \text{ m}$$

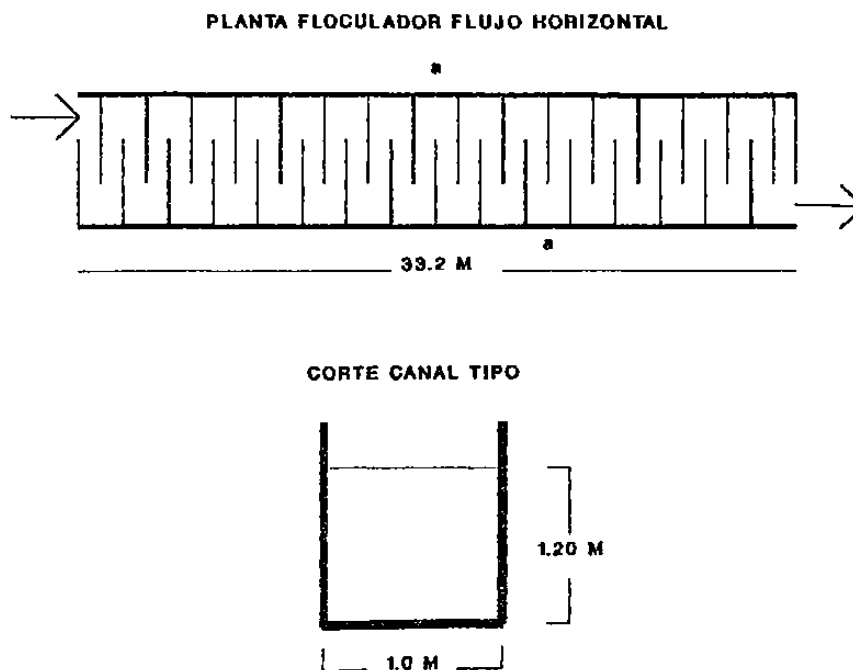
Por tanto el cálculo del número de mamparas (**N**), lo determinamos como:

$N = 107.4 / 3.50 ; N = 31$  , la longitud horizontal del floculador (**L**), se obtiene en función del número de mamparas y los espaciamentos establecidos entre mampara y mampara, así como el espesor de las mamparas, quedando:

$$L = 31 (1.0) + 31 (0.07) ; L = 33.2 \text{ m}$$

ver detalle planta y corte de floculador propuesto, en **figura 46**.

**Figura 46. Detalle floculador planta y corte de canal**



Para la determinación de la pérdida de carga total ( $h_f$ ), la cual se considera como:

$h_f = h_1 + h_2$  ;  $h_1$ , se obtiene a partir de la fórmula (2.4), de manera tal que:

$$h_1 = [ 3.0 \times 31 (0.179)^2 / 19.6 ]$$

$$h_1 = 0.152 \text{ m}$$

La pérdida de carga ( $h_2$ ), se obtiene con fórmula (2.6), por lo que es necesario determinar primeramente el radio hidráulico ( $R$ ), como:

$$R = A/P \quad ; \quad R = 1.20 / (1.0 + 2 \times 1.2) \quad ; \quad R = 0.353 \text{ m}$$

sustituyendo valores en fórmula (2.6), tenemos que:

$$h_2 = [ 0.179 \times 0.015 / (0.353)^{2/3} ]$$

$h_2 = 0.003$  (valor muy cercano a cero no se considera), entonces la pérdida de

carga total será:

$$h_f = 0.15 \text{ m (15 cm)}$$

Otro parámetro importante en floculadores hidráulicos es la determinación del Gradiente de velocidad ( $G$ ). De referencia (5), figura 3-23, página 134, con valores encontrados tenemos que:

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$t_0 = 600 \text{ seg.}$$

$T = 25^\circ\text{C}$  ; entrando a figura (3-23) y haciendo corrección por temperatura

el gradiente de velocidad será:

$$G = 45 \times 1.1758 \quad ; \quad G = 52.9 \text{ seg}^{-1}$$

este valor se considera aceptable ya que según (5) el valor de G promedio en flocladores de pantallas varía entre 10 y 100  $\text{seg}^{-1}$ , y más frecuentemente entre 30 y 60  $\text{seg}^{-1}$ .

La potencia unitaria disipada ( $p$ ), se obtiene a partir de la fórmula (2.7), de tal forma que:

$$p = 1000 \times 15 / 600 \quad ; \quad p = 25.3 \text{ gr-cm/seg-lt}$$

La idea de colocar mamparas prefabricadas móviles, es con la finalidad de aumentar ó disminuir el valor del **Gradiente de velocidad (G)**.

#### 2.4.2.5 Sedimentación

El proceso de parte de la etapa de **Clarificación del agua** manejada en **Lagunetas Presedimentadoras Naturales**, se realiza en Lagunetas con una capacidad de 16,800  $\text{M}^3$  Ver Plano Anexo A-2 (Página 135). El corte D-D mostrado en plano, corresponde a Laguneta donde entrará directamente el efluente del sistema de Floculación propuesto. Las experiencias obtenidas durante todos estos años en operación, nos permiten proponer el mismo ciclo actual en la etapa de sedimentación. El agua pasará, por entre las Lagunetas, ya que están intercomunicadas, por lo que el período de retención establecido en esta etapa del proceso, se calculará en función de su capacidad de almacenaje y de la cantidad tratada, obteniéndose este como:

$Q_{\text{máx}} = 215 \text{ lps} = (18,576 \text{ M}^3/\text{día})$  , como se tiene un volúmen de almacenamiento de 16,800  $\text{M}^3$ , por tanto el período de retención en **Lagunetas Naturales (Sedimentación)** es:

$$t_0 = 16,800 \times 24 / 18,576 \quad ; \quad t_0 = 21.7 \text{ hr}$$

## CAPITULO 3

### PROBLEMAS OPERACIONALES ACTUALES EN PLANTAS

#### 3.1 Descripción General de las Deficiencias en el Proceso de Potabilización

Como ya se mencionó en capítulos anteriores, la Planta Potabilizadora No 1 de la ciudad de H. Matamoros Tamps., es de **Tipo Convencional**, y como cualesquier Planta, presenta ciertas deficiencias dentro de su Proceso y Operación, los cuales se describirán para ambas etapas.

##### 3.1.1 Problemas Operacionales en Planta No 1

En el recorrido de las diferentes etapas del Tratamiento encontramos algunas deficiencias las cuales mencionaremos en orden desde la salida del agua de la obra de toma. La primer deficiencia se observa en la **etapa de Coagulación**, la cual se efectúa en un punto donde **no existe una buena dispersión de los coagulantes** (Mezcla rápida), ya que las dosis de polímero se adicionan en la caja recolectora a la llegada del agua cruda a Estación de Bombeo Soliscño (**No existe agitación**), por tanto no existe una buena mezcla entre los coagulantes y el agua. También es muy importante que el Químico Responsable de la Calidad del agua de la Planta, fije los parámetros de

dosificaciones en base a una prueba efectiva (**Prueba de Jarras Modificada**), de esta manera el operador de planta se evitará problemas innecesarios. Estas sugerencias y observaciones se fijan en base a los resultados obtenidos en el análisis de la Turbiedad del agua cruda mostrada en varios años (1986-1994), por lo que la dosis actual se encuentra arriba de la requerida. Ver **Tabla III (Página 91)**.

**El sistema no cuenta con medición de flujo** en el punto de salida del agua cruda, ni en el punto de llega al punto de aplicación del polímero, por lo que se considera importante conocer los caudales para de acuerdo a ello fijar las cantidades requeridas en cada etapa. El caudal actual se estima en función del equipo de bombeo, pero debido a que el mismo no opera eficientemente, por tanto no puede ser confiable.

Los Floculadores verticales existentes, **operan deficientemente**, ya que no cuentan con el espaciamiento adecuado de sus mamparas ó baffles, lo cual da lugar a que el período de retención sea demasiado corto, esto es motivo principal para que las etapas posteriores se vean afectadas.

La Planta cuenta con 3 Sedimentadores Horizontales rectangulares de flujo ascendente; y 1 Sedimentador rectangular de flujo descendente **Ver figuras 37, 38, 39 y 40 (Páginas 63 y 64)**, actualmente operan deficientemente, teniendo problemas en la carga superficial (problemas del coagulante), período de retención (relacionados con el acumulamiento de lodos y mala operación de modulos existentes), asimismo esto hace que existan bajas velocidades en el agua clarificada. Las canaletas recolectoras requieren de una rehabilitación debido a que las mismas presentan deficiencias físicas en un 60%.

La Planta cuenta para su Proceso con **16 unidades de filtración** de flujo descendente con lechos de antracita-arena, operando deficientemente debido a la



presencia de “bolas de barro” dentro del espesor del filtro, haciéndose que en algunos casos trabajen hasta en un 40% debido a la cobertura de área de trabajo de los filtros, se tiene problemas en el control de las válvulas por lo que los operadores batallan al controlar el sistema (Entrada, retrolavado, etc.). Las canaletas recolectoras del agua de lavado, son de fierro, la mayoría de ellas se encuentra en mal estado, de tal forma que al lavar los filtros, existe filtración de la misma al lecho, no existe control correcto para detectar el momento preciso para el lavado de los filtros, así como para medir las pérdidas de carga y flujo filtrado, el cual nos pueda medir la eficiencia de la Unidades. La expansión del lecho se presenta en algunas ocasiones fuera del control del operador debido a la deficiencia de válvulas del tipo hidráulico y neumático existentes.

La Precloración y Postcloración, son bastante importantes en la Potabilización de las aguas, el agua de la ciudad de Matamoros se ha caracterizado, por tener una concentración de cloro arriba de lo normal en cuanto a cloro residual en la red, siendo esto una garantía de que en el aspecto Higiénico el agua esta desinfectada, pero es importante manejar adecuadamente estas dosis, para que no sea motivo de rechazo el agua de la ciudad.

Será importante recalcar que la Planta **carece de sistemas de medición básicos** para el control de los flujos y dosis como anteriormente se menciona. Es necesario conocer que cantidad de agua se recibe y cuanta sale de la Planta.

También el sistema de Galerías de válvulas, tuberías y fontanería presenta demasiadas fugas, las cuales hace necesario repararse para evitar el control de pérdidas y fugas.

Por último el agua de lavado utilizada en filtros, se descarga, directamente al drenaje, considerándose esto como una pérdida bastante lamentable.

La representación del ciclo del flujo de Tratamiento del agua actualmente se puede observar en la **figura 47**.

### **3.1.2 Problemas Operacionales en Lagunetas Naturales**

Es necesario hacer mención que el Tratamiento en Lagunetas con un caudal de aproximadamente **200lps**, se realiza por separado é independiente de la Planta No 1, por lo que hace necesario señalar también estas deficiencias.

El punto de aplicación del polímero se efectúa a la llegada del agua a Lagunetas Naturales, considerando que la presión de la línea da un buen sistema para la dispersión del coagulante en el agua (mezcla rápida), problema que se ve acrecentado en la etapa del tratamiento, debido a la falta de aglutinación de partículas (Mezcla lenta), debido a carece de floculador, por lo que esto hace menos efectivo el proceso, también existen problemas debido a que el agua con precloración y coagulante, se infiltra antes de llegar á la última Laguneta, dando así lugar a que el ciclo del agua tenga un menor período de retención, ver **Plano A-2 (Página 135)**.

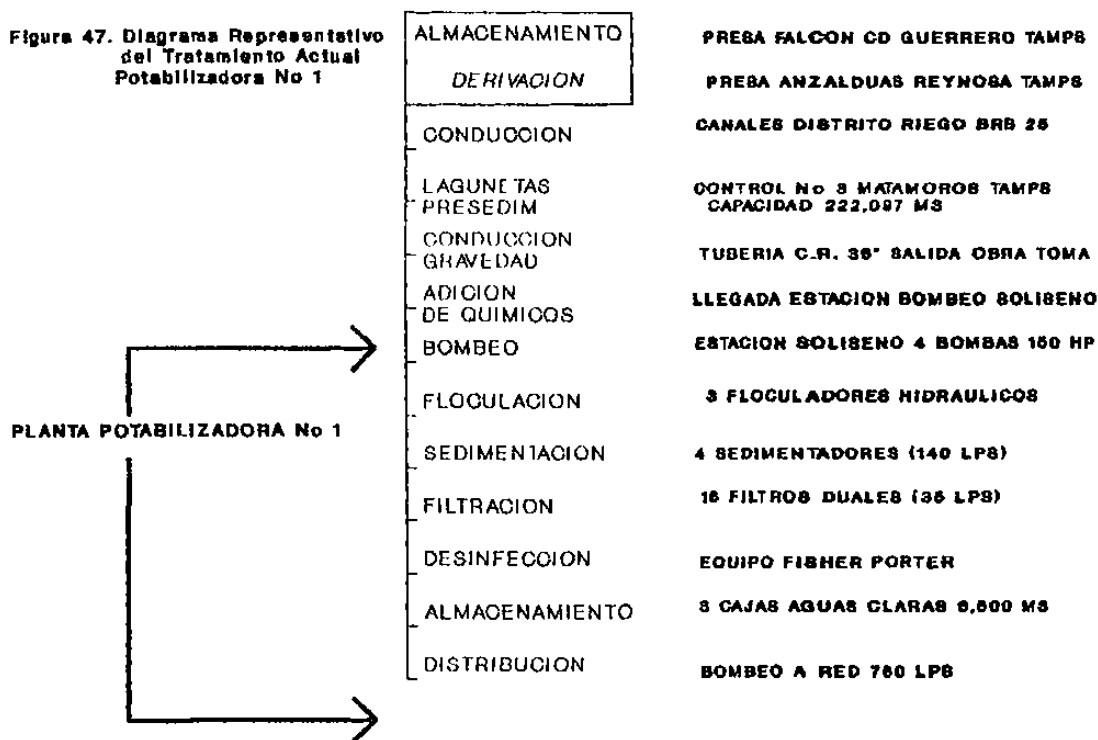
El agua manejada en **Lagunetas Naturales**, solamente tiene etapas de **Coagulación, Sedimentación, Cloración**, por lo que falta que el flujo maneje **Floculación y Filtración**. Debido a que el Tratamiento en Lagunetas, se hace en forma natural, y la misma se encuentra expuesta a la intemperie, esto hace que en tiempo de lluvia, el agua en proceso presente problemas de turbiedad. Todos estos detalles antes mencionados hacen menos operacional el Sistema de Tratamiento, por lo que en el

presente Proyecto, se darán sugerencias y recomendaciones para eficientar y aumentar la capacidad de producción de las Plantas estudiadas.

En la **figura 48, (Página 105)** se muestra el diagrama de flujo que sigue el proceso de tratamiento actual en Lagunetas Naturales

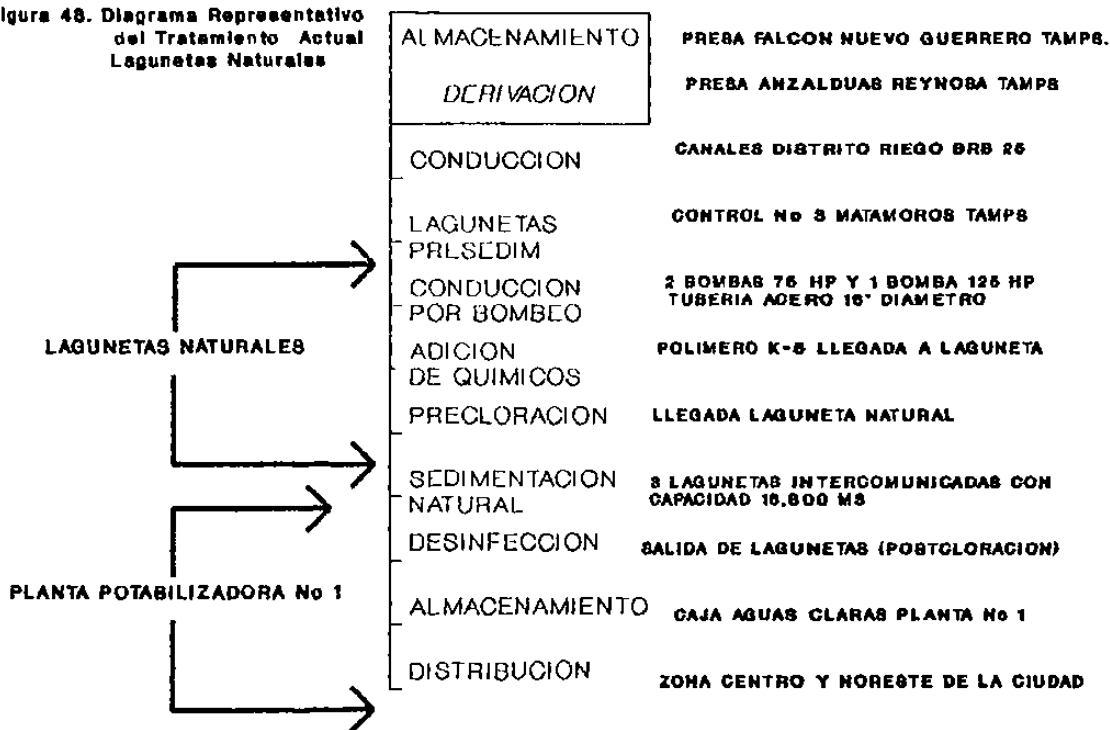
# PLANTA POTABILIZADORA No 1 DIAGRAMA DE FLUJO DEL TRATAMIENTO

Figura 47. Diagrama Representativo del Tratamiento Actual Potabilizadora No 1



# LAGUNETAS NATURALES DIAGRAMA DE FLUJO DEL TRATAMIENTO

Figura 48. Diagrama Representativo del Tratamiento Actual Lagunetas Naturales



## **CAPITULO 4**

### **CAMBIOS OPERACIONALES Y MODIFICACIONES PROPUESTAS AL SISTEMA**

#### **4.1 Cambios operacionales en Planta No 1**

En este capítulo, se llevara a cabo la descripción general de las modificaciones propuestas para el Proyecto Hidráulico del sistema para la Potabilización del agua de la ciudad de H. Matamoros Tamps, en Planta No 1 y Lagunetas Naturales, por tanto se analizará el tren de tratamiento en ambos procesos por separado. En Planta No 1 se desarrollará el proceso de potabilización considerándose un flujo a tratar de **950 lps** (hasta la etapa de sedimentación) y de **hasta 1100 lps**, en la etapa de filtración ya que se tiene el flujo que llegará de las Lagunetas Naturales.

##### **4.1.1 Sistema de medición del flujo**

El actual proceso de tratamiento, carece de sistema de medición en el flujo del agua a tratar, contándose con solamente un sistema de macromedición a la llegada del agua a la planta, el cual opera deficientemente y por tanto el encargado de la potabilizadora no puede confiar en los caudales manejados en el proceso. Debido a que

en este trabajo se considera indispensable el conocimiento del flujo procesado, en las etapas mas importantes, se propone contar con los siguientes puntos de medición:

**a) Medidor de flujo en la estación de bombeo Soliseño**, tipo electrónico para facilitar al operador el manejo del caudal por bombear a la Potabilizadora (950lps), el medidor se ubicará en el punto de salida del bombeo.

**b) Medidor de Flujo a la llegada del agua a Planta**, Sensor-transmisor de flujo tipo ultrasónico, para canal abierto, ya que el mismo se integrará al sistema de instrumentación, y por tanto el modelo propuesto quedaría ubicado en la **Canaleta Parshall** de fibra de vidrio, la cual cumplirá 2 funciones medir el caudal a tratar y como punto de aplicación dosis de polímero.

**c) Medidor de Flujo ultrasónico portátil**, indicador de velocidad instantáneo y totalización, útil para rangos de tuberías desde 3/4" hasta 300", con capacidad de memoria hasta de 100,000 puntos. Este Sistema se instalará dentro de la Planta, y regulará el flujo en las unidades de filtración, y en el bombeo del agua a la salida por lado oriente y poniente. La planta cuenta con 16 unidades filtrantes mixtas de antracita-arena, cada una de ellas contará con medición a la salida, esto facilitará al operador para saber en que momento hace necesario lavar la unidad.

Actualmente la Planta No 1 cuenta con 2 salidas de agua potable a la red, por lo que se tendrá mejor control en la cantidad de caudal manejado para el consumo de la ciudad, ya que el jefe de planta conocerá los flujos de salida oriente y poniente. Asimismo el mejor manejo del flujo del agua nos permite eficientar el tren de tratamiento, ya que se fijarán las pérdidas en el sistema, conocer cuanto caudal entra a

planta y cuanto sale a la red aumenta la eficientización del proceso de tratamiento en la Planta Potabilizadora No 1, la cual actualmente carece de este punto tan importante.

#### 4.1.2 Dosificación de Químicos

Los compuestos químicos manejados en la planta son: Coagulantes (polímero) y Cloro (gas). El Coagulante (polímero), a reserva de no demostrarse lo contrario, se propone utilizar el polímero que hasta la fecha se ha venido utilizando **tipo K-5** suministrado en tanques de PVC, con capacidad de 200 litros, el cual mediante equipo de bombeo adecuado (bomba de diafragma de 115 volts 1 amper de 5 a 100ml por minuto 100 lbs/psi) la cual succionará la solución manejada, estando regulado esa etapa del proceso de acuerdo al flujo manejado en planta.

El punto de aplicación del polímero se hará en la llegada a la potabilizadora, teniéndose como **sistema de mezcla rápida la Canaleta Parshall**, ya mencionada en el punto de medición de flujo.

Se propone modificar la forma para determinar la dosis del polímero, sustituyendo la prueba de jarras tradicional por la modificada, utilizando para ello recipientes con capacidad de 2 litros, por ser más efectiva y representativa en Laboratorio. Como las aguas crudas presentan bajo índice de turbiedad, es importante que el Químico responsable de la planta, fije las mismas en función de dicha prueba. El cambio en el punto de aplicación, y la cantidad de polímero, permitirán desde el punto de vista técnico eficientar el proceso, ya que existirá mejor dispersión y aglutinamiento de las partículas, todo esto se encontrará en mejor condición, al adoptar la Filosofía de Instrumentar Electrónicamente y Automatizar varias etapas del Tratamiento.

**La reducción de químicos (coagulantes)**, en esta etapa, con el apoyo del Sistema de Instrumentación propuesto, **viene a reducir costos de operación** y permite al Jefe de Planta visualizar gráficamente y día con día la regulación en el manejo de los compuestos utilizados.

La Agencia de Protección del Ambiente de los Estados Unidos (EPA), edita listados de los polielectrolitos aprobados, para ser usados en agua de consumo humano, por lo que se recomienda tener a la mano la misma, y así poder verificar si son aptos ó no para el manejo de la potabilización de las aguas. La determinación de la dosificación óptima del polímero dependerá del peso molecular y de las características de carga de los mismos, por eso es importantísimo el control del Gradiente de velocidad para un mejor mezclado del polímero, esto en algunas ocasiones no puede traducirse mediante la prueba de jarras tradicional, por tanto la dosificación puede generarse erróneamente (16). Innumerables investigaciones sobre el uso de polímeros se han efectuado en aguas con baja turbiedad, encontrando que para optimizar la dosis de polímero en el tratamiento y que esta sea consistentemente de buena calidad física, que los productos de las reacciones con cloro sean mínimas, para hacer que todo el polímero reaccione y sea removido en forma eficaz (17).

#### **4.1.3 Mezcla Rápida**

El mecanismo propuesto para lograr una buena dispersión del polímero que se propone es mediante el uso de la Canaleta Parshall. De acuerdo a la Filosofía adoptada, y por considerar que la Canaleta cumple con esta función es decir que por medio del salto hidráulico generado, se una disipación de energía suficiente, para dispersar el



polímero en el agua, se conoce de acuerdo a investigaciones realizadas que el tipo de salto descable para lograr una buena mezcla rápida, se tiene cuando el mismo presenta Números de Froude entre 4.5 y 9, y un tiempo de mezcla menor a un segundo, si estas condiciones se cumplen hacen del salto hidráulico un mecanismo eficiente de mezclado (15).

#### 4.1.4 Floculación

Será importante **reacondicionar** los 3 Floculadores existentes en la Planta No 1, ya que actualmente, no operan eficientemente, teniendo un período de retención muy bajo, no permitiendo así dar el tiempo suficiente para la aglutinación de las partículas. Se recomienda fabricar mamparas deslizantes hasta la profundidad establecida (ya construida), y darle el suficiente tiempo de detención, y así lograr una buena mezcla lenta.

Los Floculadores hidráulicos de tipo vertical se diseñaron para un flujo a tratar en cada uno de ellos de **240 lps**.

#### 4.1.5 Sedimentación

La Planta Potabilizadora No 1 cuenta con **4 sedimentadores**, operando deficientemente, consecuencia de las etapas anteriores, y al actual manejo de las aguas. Se propone aumentar el tren de tratamiento colocando módulos de aceleración, haciendo así aumentar la capacidad de los mismos hasta **240 lps c/u** como máximo, para el Proyecto se requiere de **225 lps**. Es necesario aumentar la carga superficial de los

sedimentadores, ya que actualmente el flujo que tratan son alrededor de **140 lps**, al colocar este tipo de sistema, se logra una mejora en el aumento de la carga superficial.

El enlace de los sedimentadores con el **Sistema de Instrumentación**, permite evaluar el índice de Turbidez mostrado a la salida de los precipitadores. Será necesario cambiar las canaletas recolectoras del agua clarificada ya que las existentes, presentan serios deterioros.

Los resultados obtenidos en el Estudio, nos indican que la calidad del agua del efluente, es buena, en cuanto a los parametros de referencia del **Capítulo II**, es importante volver a señalar que se tratará de eficientar el sistema aprovechando las etapas ya existentes, por esta razón creo conveniente aumentar la carga superficial de los sedimentadores, ya que estos solamente servirán para apoyar la siguiente etapa.

Sabemos que no existe una forma adecuada para evaluar la eficiencia de los sedimentadores, aunque existen diferentes técnicas propuestas a este respecto, comúnmente se toma como la relación entre la concentración de las partículas a la salida y la concentración de las partículas a la entrada, presentando el inconveniente de que a mayor concentración en la Turbidez de entrada dará mayor eficiencia sin importar que se obtenga la misma turbiedad de salida ( 5 ). Para que la turbiedad pueda considerarse una medida de la concentración debe haber un alto grado de dispersion de las partículas. Por tanto para que esta relación sea valida, hay que agitar fuertemente las muestras antes de medir la turbiedad.

Se propone instalar los **módulos de aceleración plásticos** con ángulos de inclinación de **60°**, a **90cm** de la superficie, lo que permite acelerar el proceso del flujo escurriendo el lodo por gravedad y las limpiezas de los mismos serán ocasionales.

Respecto a los canales de salida, cada sedimentador cuenta con 2, **ver figuras 37, 38, 39 y 40, (Páginas 63 y 64)**, los cuales a su vez alimentan a las tuberías de los filtros, el sedimentador No 1 alimenta a los filtros 1, 2, 15 y 16; el sedimentador No 2 alimenta a filtros 3, 4, 13 y 14; el sedimentador No 3 alimenta a filtros 5, 6, 11 y 12; el sedimentador No 4 alimenta a filtros 7, 8, 9 y 10, **ver figura 49 (Página 114)**. En esta etapa del tratamiento, se presenta el problema de que al momento de estarse dando mantenimiento a un sedimentador 4 filtros dejan de operar, por lo que se propone tener una interconexión de la siguiente forma:

- 1) Ligar tubería de alimentación de filtros (1,2,15,16) con (3,4,13,14), quedando comunicados por tanto efluentes de sedimentadores 1 y 2.
- 2) Ligar tubería de alimentación de filtros (5,6,11,12) con (7,8,9,10), quedando comunicados por tanto efluentes de los sedimentadores 3 y 4.

Esta proposición, da como resultado de que tenga la planta continuidad en el proceso, cuando exista algún imprevisto por fallas ó mantenimiento, haciendo que las unidades de filtración, solamente dejen de operar al ser retrolavadas.

#### **4.1.6 Filtración**

Las unidades de filtración, requieren de un **cambio total** de los actuales lechos filtrantes, ya que la antracita-arena, se encuentran **completamente mezcladas**, sin tener una homogeneidad de los estratos, además se tiene el área de filtración prácticamente en un **60% inoperable**, así como bolas de barro.

Se propone colocar nuevas camas de antracita-arena, con espesores y niveles marcados, reparar los sistemas de control de válvulas de operación del sistema total de

filtros, ya que presentan demasiadas deficiencias, reposición de canaletas de lavado ya que son de fierro y debido a la calidad del agua, las mismas se han corroído, estando algunas de ellas con desgaste parcial lo cual hace que existan fugas. Las canaletas se proponen de fibra de vidrio de alta resistencia a la corrosión, colocar sistema de medición de flujo y medidor de la eficiencia de turbiedad, para el sistema indicador del retrolavado del filtro.

Será importante señalar que la forma de operación del lavado de los filtros se seguirá proponiendo de igual manera que actualmente se realiza. Por medio de Tanque elevado, y a presión con agua del almacenamiento, solamente que este se eficientará por el Sistema de Instrumentación propuesto en esta etapa del tratamiento.

El sistema de drenaje de las unidades de filtración actual, es del tipo Falsos fondos (**Tipo Weeler**), el cual funciona adecuadamente, así como la cama de grava, por lo que no será necesario proponer un cambio de los mismos.

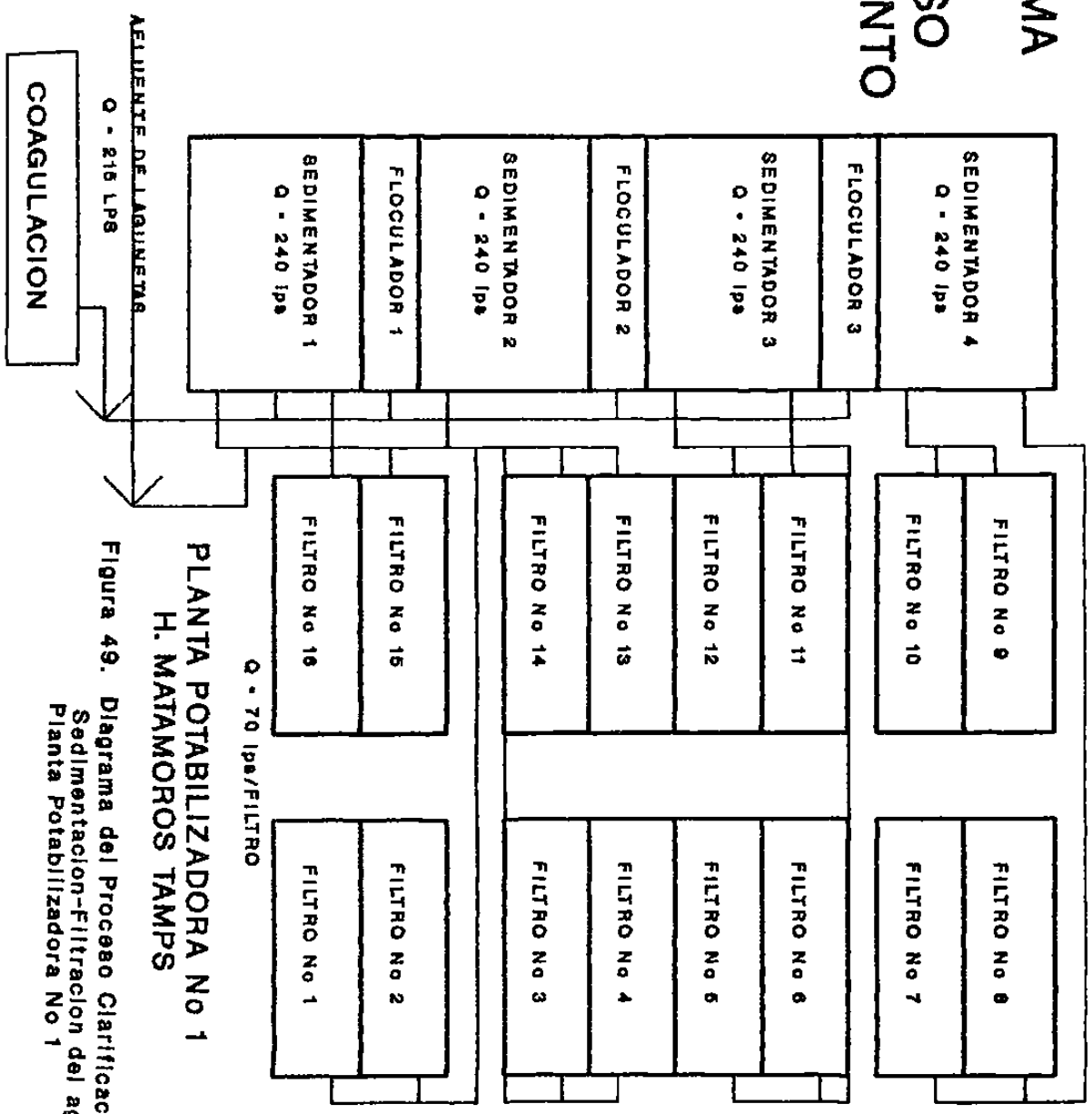
El equipo de limpieza superficial original, tiene bastantes años sin operar, por tanto no se tomará en cuenta para el diseño sugiriendo retirar lo existente. El sistema de control de válvulas se eficientará para manejar de manera adecuada los flujos de entrada a las unidades, así como la velocidad de retrolavado. El tiempo de lavado de las unidades fluctuará entre **5 y 7 minutos**, con carreras de **18 a 24 horas**.

Se propone que el agua utilizada en el lavado de los filtros **se regrese a las Lagunetas de Presedimentación** superficie donde se ubica la obra de toma de la Planta.

En ( **18** ), se explica que existen diferentes opciones para el diseño de la filtración del agua en plantas potabilizadoras, por lo que esto debe evaluarse muy

# DIAGRAMA DE PROCESO TRATAMIENTO

C L A R I F I C A C I O N



PLANTA POTABILIZADORA No 1  
H. MATAMOROS TAMPS  
Figura 49. Diagrama del Proceso Clarificación  
Sedimentación-Filtración del agua  
Planta Potabilizadora No 1

detenidamente, antes de seleccionar el diseño óptimo, existiendo diferentes alternativas a seguir dependiendo básicamente de cada proyecto específico. El caso particular de la potabilizadora No 1, el mejoramiento en la calidad del efluente y capacidad se verá favorecida siguiendo algunas de las recomendaciones mencionadas.

#### **4.1.7 Precloración y Postcloración**

El punto de aplicación de cloro al agua como precloración, será en la llegada del agua cruda a planta, y aprovechando el salto hidráulico provocado en la Canaleta Parshall, este sistema propuesto ligado a la Instrumentación del proceso permitirá dosificar cantidades adecuadas de cloro y eficientar las etapas posteriores de Flocculación, Sedimentación, Filtración.

La postcloración del agua se hará como se tiene hasta la fecha, a la entrada del agua en caja de aguas claras, por ello la importancia del control del flujo de salida de los filtros, ya que esto ayudará al Jefe de planta en cuanto a las dosificaciones adecuadas, y así evitar el **exceso de cloro residual en la red**, como actualmente se observan en varios puntos de la ciudad, siendo esto motivo de rechazo para el consumo del agua.

#### **4.1.8 Sistema de Control é Instrumentación**

La idea fundamental de proponer esta etapa en el Sistema de Tratamiento de la potabilizadora No 1 es con la finalidad de que exista un control de la cantidad, calidad, y registro del flujo, tratando de instrumentar una automatización, de las etapas del proceso más importantes como ya se mencionó anteriormente.

La instrumentación, consistirá en colocar medidores de flujo tipo ultrasónico, Canaleta Parshall, y sistema de registro automático, **ver figura 50 (Página 121)**. El equipo contará con software integrado, para que el responsable del mismo este verificando los puntos mas importantes del proceso, tales como: Flujo de entrada, dosificación de químicos, calidad de afluente agua cruda, calidad efluentes de sedimentadores y filtros, y flujo del efluente en unidades filtrantes. Asimismo el equipo eficientará el uso del agua en los filtros ya que se controlarán las carreras de los filtros.

Un diagrama de flujo de los cambios y sugerencias operacionales propuestas en planta potabilizadora No 1 se muestra en la **figura 51 (Página 122)**.

### **4.2 Cambios Operacionales en Lagunetas Naturales**

El tren de tratamiento a considerar en este proceso será **215 lps** los cuales se tratarán en Lagunetas Naturales hasta la etapa de sedimentación, para posteriormente filtrar en planta No 1 como ya se describe con anterioridad.

#### 4.2.1 Sistema de medición del flujo

Al igual que en el proceso anterior, se tiene problemas en el tratamiento, ya que se carece de una medición, del flujo a tratar (215 lps) en Lagunetas Naturales, por lo que se considera importante señalar los siguientes puntos básicos en el control del flujo:

**a) Medidor de flujo electrónico ubicado en el bombeo de línea en obra de toma**, esto facilitará al operador para controlar y regular la cantidad de agua que se bombea hacia las Lagunetas Naturales, así como cuando exista necesidad de aumentar el flujo para enviar agua a estación de bombeo Soliseño

**b) Instalación de Canaleta Parshall y sensor-transmisor de flujo tipo ultrasónico** para canal abierto, ubicándose los mismos a la llegada de agua cruda a Lagunetas Naturales, esto permite controlar de manera eficiente el flujo a tratar.

Estos 2 puntos serán las recomendaciones que se tienen referentes a medición de flujo, ya que el ciclo del agua se incorpora a la Potabilizadora No 1 y este control ya se explico en el punto anterior.

#### 4.2.2 Dosificación de Químicos

La aplicación del polímero tipo **K-5** se hará en la llegada del agua cruda a Lagunetas Naturales, específicamente en el salto hidráulico de Canaleta Parshall, la dosificación se regulará adecuadamente de acuerdo a la calidad del agua registrada y mediante equipo de bombeo tipo diafragma de 1 amper de 5 a 100 ml por minuto 100 lbs/psi, el cual se ajustara al diseño de Instrumentación automática electrónica del



sistema. El ajuste en la dosis del polímero al efluente del agua, nos permite hacer más eficiente el proceso actual.

#### **4.2.3 Mezcla Rápida**

Se efectuará en el salto hidráulico que se presenta en **Canaleta Parshall**, con un ancho de garganta de **1' (30.48cm)** prefabricada de fibra de vidrio de alta resistencia, se considera una adaptación adecuada al tratamiento, ya que actualmente se carece de este medio.

#### **4.2.4 Floculación**

Se propone un **floculador hidráulico horizontal** inmediatamente después de la Canaleta Parshall, diseñado con mamparas verticales, que permitan dar el tiempo de retención suficiente al agua para lograr un aglutinamiento de las partículas con características típicas eficientes para el sistema. Al construir el floculador horizontal, se eliminará el canal de acceso a Lagunetas, y de esta forma se evitará la entrada de agua por filtración a sección **B** y **C** de Lagunetas, **Ver Plano A-2 (Página 135)** el agua del floculador pasa a sección **D** de Laguneta Natural, esta etapa es necesaria para facilitar el proceso natural de la sedimentación.

#### **4.2.5 Sedimentación**

El proceso en Lagunetas Naturales se muestra en **Plano A-2, (Página 135)** por lo que se puede observar las 3 secciones mencionadas(**B, C y D**) mostrando sus cortes y volúmenes de almacenamiento. El agua pasará del floculador a la sección de la Laguneta

D, comunicándose hacia la sección C, y a terminar el ciclo en la sección C, donde termina la etapa de sedimentación. Es importante señalar que existe falta de atención al mantenimiento de las Lagunetas, por lo que se recomienda desasolar las secciones B y C, las cuales presentan problemas de este tipo.

#### **4.2.6 Filtración**

El agua de las Lagunetas sale para almacenarse en Potabilizadora No 1, aproximadamente **215 lps**, razón por la cual al depositarse en la caja de aguas claras se mezcla con el agua producida en Planta Potabilizadora No 1, sin recibir la etapa de Filtración.

El cambio operacional propuesto al ciclo de tratamiento es, enlazar el agua a las unidades de filtración, por bombeo elevando el nivel para alcanzar las Galerías de tuberías de filtración y hacer que el agua se interconecte con la salida del efluente de sedimentadores en planta, y cumplan las 2 aguas el ciclo de Clarificación, de la forma en que se menciona en la etapa anterior de Filtración

Con lo antes mencionado se entiende que las unidades de filtración, mezclarán las 2 aguas en 16 Unidades teniendo una Tasa de filtración de **70 lps c/u**. Este cambio operacional no afectará el proceso en planta, al contrario mejorará la calidad del efluente, también es importante señalar que en años anteriores se contaba con esta etapa, la cual se eliminó por problemas operacionales, por tanto este efecto no implica un costo adicional, sino solamente una adaptación al proceso

#### **4.2.7 Precloración y Postcloración**

La precloración del agua se aplicará en la entrada del agua cruda a Lagunetas teniendo como punto, el salto hidráulico del Parshall, esto ayuda al manejo de las etapas posteriores, así como un mantenimiento preventivo para el desarrollo de algas en Lagunetas.

La postcloración se hará en Potabilizadora No 1 en la salida de las unidades de filtración y a la llegada a caja de aguas claras.

#### **4.2.8 Sistema de Control é Instrumentación**

Al igual que en el proceso anterior deberá existir control electrónico y automatizado de las etapas de tratamiento, para manejar eficientemente el flujo, calidad, dosificación en ciclo del agua, por lo que en el presente Proyecto se trata de disminuir los problemas generados actualmente por falta de eficiencia en la operación del sistema, en la **figura 52 (Página 121)**, se muestra un esquema de la representación, del sistema de control é instrumentación propuesto en el presente trabajo.

En la **figura 53 (Página 122)**, se muestra una representación del proceso de operación propuesto para las Lagunetas Precipitadoras Naturales de H. Matamoros Tamps.

Figura 50. Sistema de Instrumentacion Integral automatizado propuesto para Planta Potabilizadora No 1 H. Matamoros Tamps

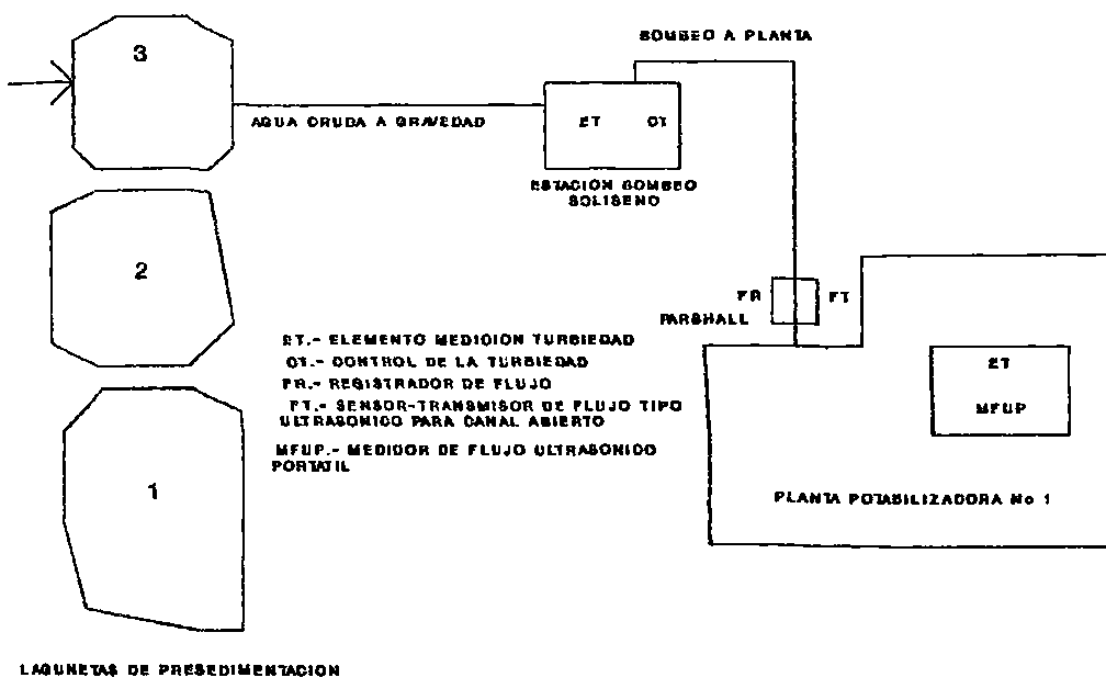
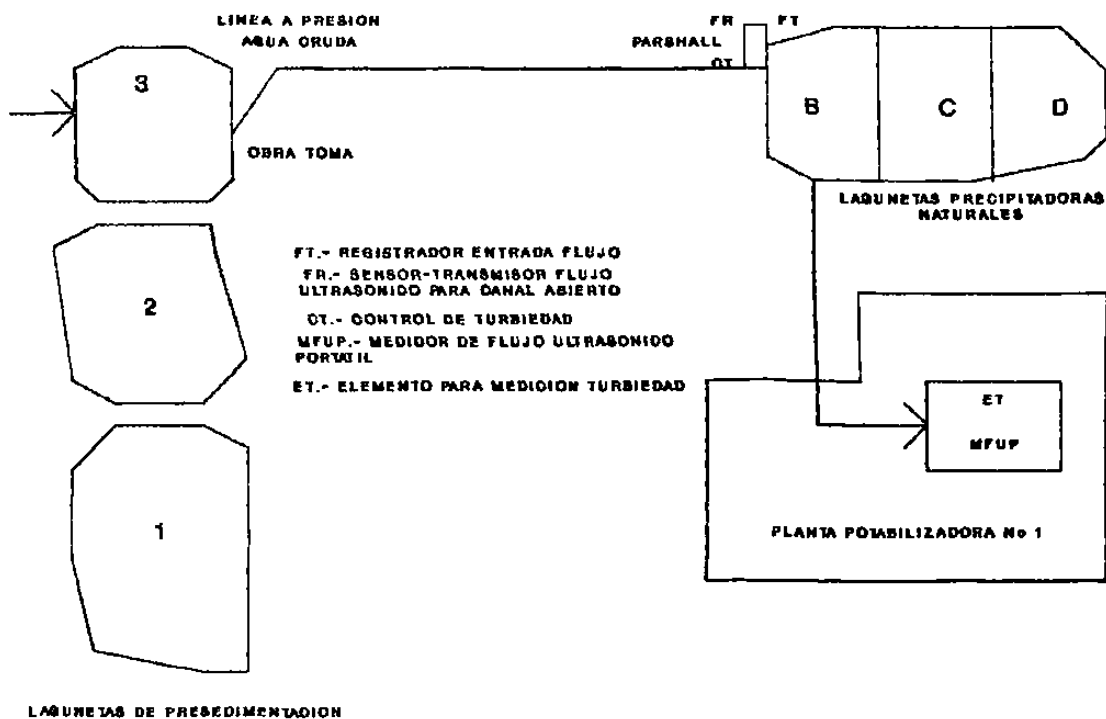
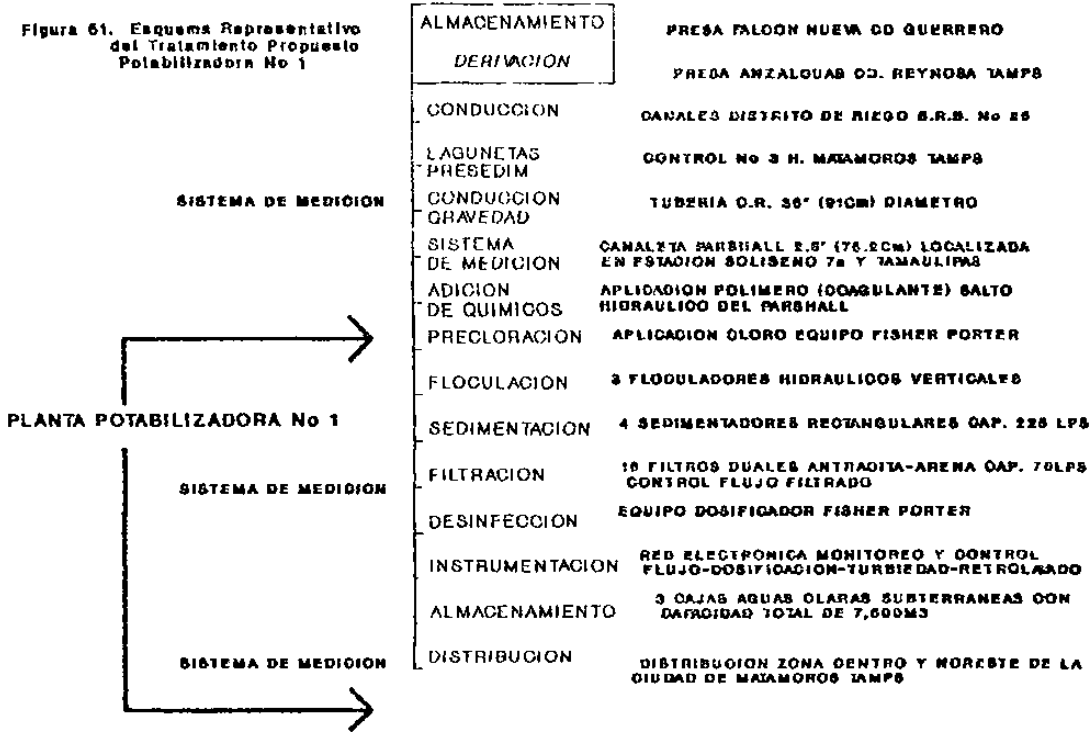


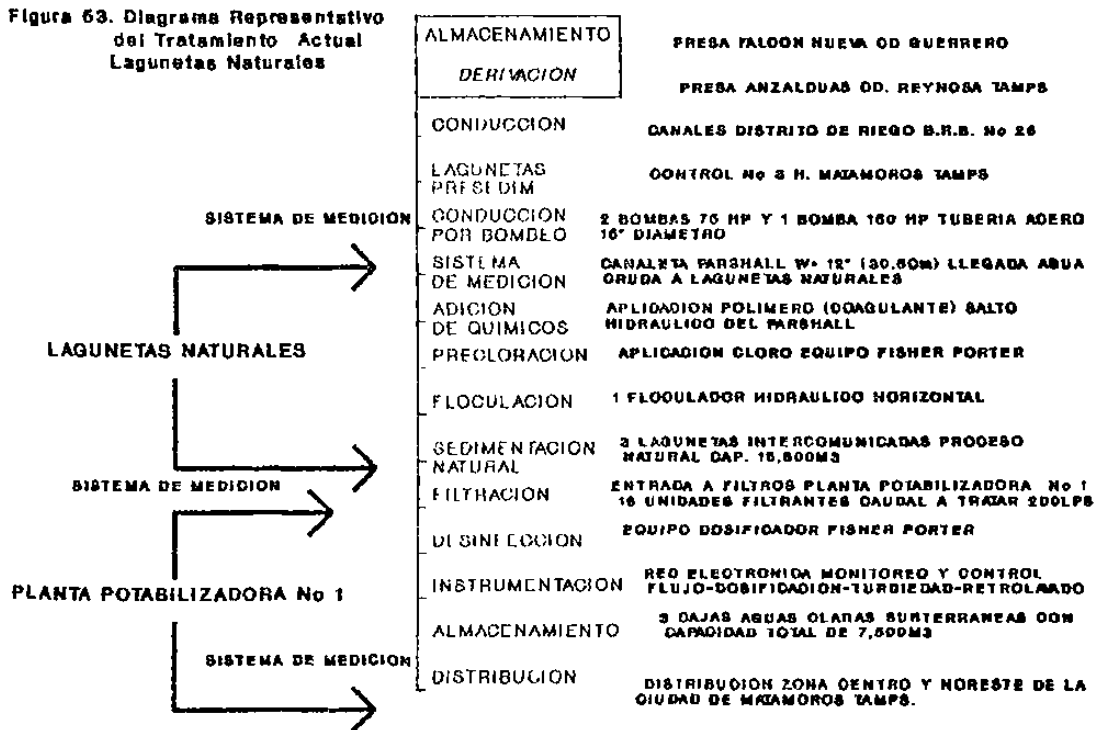
Figura 62. Sistema de Instrumentacion Integral automatizado propuesto para Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.



# PLANTA POTABILIZADORA No 1 DIAGRAMA DE FLUJO DEL TRATAMIENTO



# LAGUNETAS NATURALES DIAGRAMA DE FLUJO DEL TRATAMIENTO



## CAPITULO 5

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este Capítulo se discutirá los principales resultados obtenidos, tanto en las actuales operaciones de los procesos como en las propuestas indicadas para la eficiencia técnico-práctica-económica, utilizadas en Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Precipitadoras Naturales.

No se puede seguir adoptando la cómoda posición de culpar a los operadores como los únicos responsables del pobre funcionamiento de las plantas de potabilización de agua, se deberían hacer esfuerzos conjuntos y capacitar al personal encargado en esta área, también parece razonable y apropiado, estudiar en forma crítica los diseños que se están ejecutando, y analizar por qué las mismas dificultades se están presentando en casi todos los países, partiendo de esta premisa consideramos que el diseño propuesto a la planta potabilizadora de la ciudad de Matamoros Tamaulipas, ofrece una opción a considerar bastante buena sin efectuar ampliaciones constructivas y modificaciones costosas que representarían para el organismo operador Junta de Aguas y Drenaje una alternativa ineficaz.

Las recomendaciones en el aspecto de colocar sistemas de medición de flujo, representa un avance en más del 80% del tratamiento en la potabilización, ya que esto permite adicionar volúmenes reales de los químicos manejados en el proceso, y si a eso

aunamos el **Control de Instrumentación** en algunas etapas, la potabilizadora bajará por mucho los costos de operación actuales, los cuales se ven afectados precisamente por los inadecuados procesos manejados.

Es necesario reflexionar y volver a mencionar que las plantas analizadas en la presente Tesis, tienen operando **más de 40 años** lo cual implica que es irreversible su actualización, la Filosofía de diseño que se sigue, es demostrar que la calidad del afluente a tratar, bien manejada y con etapas eficaces, permiten tener un efluente de buena calidad aún aumentando el tren de tratamiento, en forma técnico-económica.

Se ha visto que al sistema se le han realizado algunas rehabilitaciones, las cuales son necesarias para su funcionamiento, pero partiendo de la Filosofía mencionada hace necesario ir más allá para poder alcanzar metas cada vez mejores, la Tecnología avanza a pasos agigantados, y en este tema, es importante reflexionar, ya que se está manejando el tratamiento de un agua que se entregará al **Consumo Humano**, y para esto considero en mi muy humilde manera de pensar y expresarme, no existe un precio en competencia.

Como se presenta en Capítulos anteriores la caracterización de las aguas del afluente, nos permite analizar las posibles etapas del proceso, posiblemente y bajo circunstancias diferentes el tren de tratamiento al diseño inicial de la planta correspondan a los adecuados, las características actuales, y falta de equipamiento nos demuestran lo contrario.

Las plantas actualmente no cuentan con controles automáticos, asimismo el jefe de planta desconoce los caudales generados en el consumo del área poblacional servida, no es lo mismo “**suponer que**” se envía a la red un determinado caudal a medirse en forma adecuada el mismo, y de acuerdo a ello establecer las pérdidas de carga en el

sistema, el responsable del tratamiento, debe conocer y tener estadísticas en este sentido, ya que las mismas servirán en un futuro para evitar los errores que hoy en día se generan.

La Instrumentación de la planta permite entre otras cosas almacenar y estar recopilando información, al momento que se requiera y que el jefe de planta este observando el ciclo del agua y en caso de ser necesario cambiar las fallas presentadas por imprevistos. El acondicionamiento de Sedimentadores en planta No 1 es necesario, no representando problemas de operación en la planta si se ligan los efluentes de los mismos a las galerías de filtros para que exista continuidad, y se puedan rehabilitar uno a uno las canaletas recolectoras y módulos de aceleración. La misma operación se haría con las unidades filtrantes al llevarse a cabo la rehabilitación de las canaletas de lavado y lechos filtrantes.

Creo importante señalar que en el presente Proyecto hidráulico, es necesario dar lugar especial al Control del Proceso de Filtración, por lo que describen brevemente 2 Estudios básicos de operación:

**1) Analizar las condiciones del desarrollo de la filtración, dando enfoque especial a :**  
Precisión de los instrumentos de control (flujo, pérdida de carga); Control de caudal de lavado (controlador de caudal, duración del lavado, expansión arena, desplazamiento grava); Análisis del medio filtrante (granulometría, bolas de barro, peso específico, porosidad, dureza, solubilidad).



## 2) Evaluar eficiencia microbiana-bacteriológica y tipo de partículas suspendidas:

Medición de la turbiedad, Control microscópico y coagulante residual.

Debido a que estos estudios son básicos para el buen funcionamiento de toda planta, el Sistema de Control é Instrumentación automatizado electrónico con registrador automático propuesto mejorará el proceso.

Se puede considerar que el Proyecto hidráulico se divide en 2 partes: **Rehabilitación física y Control é Instrumentación**. Otro punto importante por considerar en este Capítulo es la eficientación del sistema en la potabilización del agua extra-planta, por ello como punto de apoyo al Proyecto se menciona en resumen de conclusiones.

En la información proporcionada por el Gerente de la Junta de Aguas y Drenaje, nos menciona los importantes logros y avances realizados para dotar de agua a la comunidad, pero las estadísticas proporcionadas nos asombran al conocer que actualmente el 90% de la población se encuentra integrado a la red (**355,201 habitantes**), lo cual implica que se tengan contratadas **64,582 tomas domiciliarias**, correspondiendo a tener en promedio 5.5 habitantes/toma. De este total solamente se tienen **1492 usuarios con medidor**, representando la insignificante cantidad del **2.3%** del total. Por una parte se pudiera considerar un trabajo aceptable del organismo operador al tener cubierto un **90%** de la población dotando de los servicios de agua potable, pero por otra parte no se entiende como hasta hoy estas tomas domiciliarias no cuentan con sistema de medición particular.

Información proporcionada en el Departamento tecnico nos dice que en el año de 1980, la ciudad de Matamoros a traves del organismo FIFAPA y mediante el apoyo del Banco Mundial al municipio creó un programa para la rehabilitación de la ciudad dentro de los servicios de agua y drenaje, contemplando en ese entonces la implementación de una cantidad considerable de medidores (sin proporcionar dato), para las tomas existentes, lo cual lamentablemente no se llevó a cabo por razones desconocidas.

La Junta de Aguas y Drenaje, esta presentando un programa para instalar medidores particulares, pero considero que no se tiene exito por representar hacer al usuario un gasto adicional y que ademas lo tienen acostumbrado a pagar una cuota fija por consumo según el sector donde se ubica, esto a mi manera de ver no es correcto. El organismo operador debe crear programas más ambiciosos en los que se integre la ciudadanía, tales como. Instalación de medidores, cambio de sanitarios (6 litros), instalación de sistemas de almacenamiento (tinacos); consiguiendo financiamiento para que el costo inicial no grave el patrimonio familiar, cobrándose en el recibo mensual mediante cuotas módicas, de esta manera, se logrará tener ahorro de agua y eficientización de los sistemas de regularización. Sabemos que lo antes mencionado, representa un trabajo y esfuerzo conjunto en el que intervienen varios aspectos, pero es una alternativa más para ir modernizando el sistema actual.

En el **plano anexo A-4 (Página 137)**, se muestra el área de cobertura parcial de abastecimiento de agua potable a la ciudad mediante Planta potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales. El presente proyecto se ha calculado para poder servir eficientemente hasta una población de la ciudad de Matamoros Tamaulipas de **160,000**

hab., por lo que la cobertura se considera actualmente un **45% del área servida**, los parámetros que se consideran son:

$$\text{Dotación} = 300 \text{ l/hab/día}$$

$$\text{No. Habitantes} = 160,000$$

$$\text{Cvd} = 1.30 \quad ; \quad \text{Cvh} = 1.50 \quad \text{donde:}$$

Cvd = Coeficiente de variación diaria

Cvh = Coeficiente de variación horaria

Por tanto el Caudal máximo horario, estará dado por:

$$Q_{mh} = [ \text{Dot} \times \text{No Hab} / \text{No seg día} ] \times \text{Cvd} \times \text{Cvh}$$

$$Q_{mh} = [ 300 \times 160,000 / 86,400 ] \times 1.30 \times 1.50$$

$$Q_{mh} = 1083.3 \text{ lps.}$$

La ampliación propuesta para el presente proyecto es hasta **1100 lps**, por lo que se cumple con esta finalidad.

Las Plantas Paquete en Tratamiento para Agua Potable, vienen siendo usadas con bastante éxito, de hecho la ciudad cuenta con 2 Plantas Paquete para tratar **100 lps c/u (22)**, se menciona la importancia de dichas plantas para pequeñas comunidades ó Abastecimientos, incorporando las etapas de Coagulación , Floculación , Sedimentación y Filtración, ofreciendo tratamientos en la calidad de agua aceptables en cuanto a los estándares de calidad y economía. Las Lagunetas Naturales con un tren de tratamiento de 215 lps, pudiese sugerirse colocar un equipo paquete para la etapa de Filtración del agua.

Los costos de construcción de Plantas Paquete son competitivos en diseños apropiado al caso presentando ventajas en tratamientos de agua para capacidades superiores de 90 lps.

La ventaja de contar con sistemas automatizados en Plantas de Tratamiento, permite a los operadores elegir el proceso total de tratamiento, ó desviar Coagulación y Floculación dependiendo de la calidad del afluente, esto permite al Organismo operador reducir costos innecesarios en el proceso además de reducir personal y eficientar la calidad del agua ( 20 ).

Siempre el factor económico será fundamental en la decisión de la elección de un modelo tipo, ( 21 ) menciona que existen 3 principales factores que se consideran de importancia en aguas de baja turbiedad tratadas mediante Filtración Directa, respecto al Tratamiento Convencional: Reducción de químicos, disminución del costo de operación de lavado de filtros, y reducción en la producción de lodos en plantas . El proyecto presentado en el presente Trabajo se basa en estas consideraciones fundamentales, de acuerdo a la calidad del afluente a tratar.

La reducción en los costos de operación en Planta No 1 y Lagunetas Naturales, según lo propuesto a futuro se lograrán ahorros mayores al 50% de los actuales. El uso de Polielectrolitos como coagulantes en el agua en Filtración Directa, mediante el uso de Filtros Duales, de antracita-arena , de acuerdo a ( 23 ) y ( 24 ), es la formación de una zona de filtración , que se mueve hacia abajo a través del lecho, estando determinada la tasa de filtración, por el pretratamiento y condiciones de operación de las unidades. Este punto es bastante importante ya que la rehabilitación de las unidades de filtración como se menciona en el Capítulo 2 es necesariamente indispensable.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Hudson, H. E. Jr, **Water Clarification Processes Practical Design and Evaluation.** Van Nostrand Reinhold Company Regional Offices. New York Cincinnati Atlanta Dallas San Francisco (1981).
2. Logsdon, G.S., Clark, R. M., Tate, C.H. **Treatment Plants Direct Filtration.** Journal AWWA, Vol. 72, Marzo, (1980).
3. Bratby, J. R., **Optimizing Direct Filtration Brasil** Journal AWWA, Vol.78, No. 7, Julio, (1986).
4. Roberts, K. J., **The Status of Direct Filtration.** Journal AWWA, Vol. 72, Julio, (1980).
5. Arboleda, V. J., **Teoría, Diseño y Control de los Procesos de Clarificación del Agua.** Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, CEPIS, OSP/OMS, Lima, Abril (1973).
6. Yao, K. M., **Theoretical Study of High Rate Sedimentation.** Journal WPCF, 42: 218, Febrero (1970).
7. Hansen, C. G., Richardson, G., **High Rate Sedimentation Theory.** Journal AWWA, Vol. 60: 6, p. 681, Junio (1968).
8. Miller, D. G., **Solid Contact Reactors, Actas del Simposio sobre Nuevos Metodos de Tratamiento del Agua.** CEPIS / OMS, (1972).
9. Cox, R. Ch., **Operation and Control of Water Treatment Processes,** monograph series No 49, OMS, Ginebra, (1969).
10. Arboleda, V. J., & Richter, C. A., **Filtración Ascendente Descendente, Aspectos operacionales y de Proyecto.** División de Purificación del Agua, DIPA - AIDIS, Revista Acodal, Bogotá, Junio, (1980).
11. Robeck, G. G., Dostal, K. A., y Woodward, R. L., **Studies of Modifications in Water Filtration.** Journal AWWA, Vol. 56: 198, Febrero (1964).

12. Loaliza, N. J., Anteproyecto de Planta Potabilizadora de Aguas del río San Juan en China, N.L. Tesis de Grado Maestría, U.A.N.L., Febrero (1988).
13. Wagner, E. G., & Laniox, J. N., Water Supply for Rural Areas and Small Communities, monograph series No. 42, OMS, Ginebra, (1961).
14. Azevedo, N. J. M., Aplicación de cloro en Tanques de Concreto. División de Purificación del Agua, DIPA - AIDIS, Revista Adocal No. 100, Bogotá, Junio, (1981).
15. Loaliza, N. J., Estudio del Salto Hidráulico como Unidad de Mezcla Rápida, Tesis de Grado Maestría, U.A.N.L. Octubre, (1987).
16. Hsuan, H. Y., & Ghosh, M. M., Selections Polymers of Direct Filtration. Journal AWWA, Vol. 73, Abril, (1981).
17. Carns, K. E., & Dickson, P. J., Utilization Polymers of Direct Filtration. Journal AWWA, Vol. No 77, Marzo, (1985).
18. Monk, R. D., Options Designs of Water Filtration. Journal AWWA, Vol. 79, Septiembre (1987).
19. Arboleda, V. J., A New Approach to Treatment Plant Design and Construction in Latin América. Journal AWWA, Julio (1986).
20. Wier, R. K., Chapman, R. L., Foothills Modern Plant Treatment of Water. Journal AWWA, Vol. 79, Septiembre (1987).
21. Garret P. W., Hess, A. F., And Barnes M. J., Plant-Scale Comparision of Direct Filtration Versus Conventional Treatment of a Lake Erie Water. Journal AWWA, Vol. 72, Marzo, (1980).
22. Hansen, S. P., Package Plants: One Solution to Small Community Water Supply Needs. Journal AWWA, Vol. 79, Junio (1979).
23. Letterman, R. D., Reddy R. S., And Didomenico, J. E., Direct Filtration Using Polyelectrolyte Coagulants. Journal AWWA, Junio (1979).
24. Vernon, S., & Novak, J. T., Polyelectrolyte Selection for Direct Filtration. Journal AWWA, Junio, (1979).

## APÉNDICES

## **APÉNDICE A**

### **PLANOS ANEXOS DE APOYO PLANTA POTABILIZADORA No.1 Y LAGUNETAS NATURALES II. MATAMOROS TAMPS.**

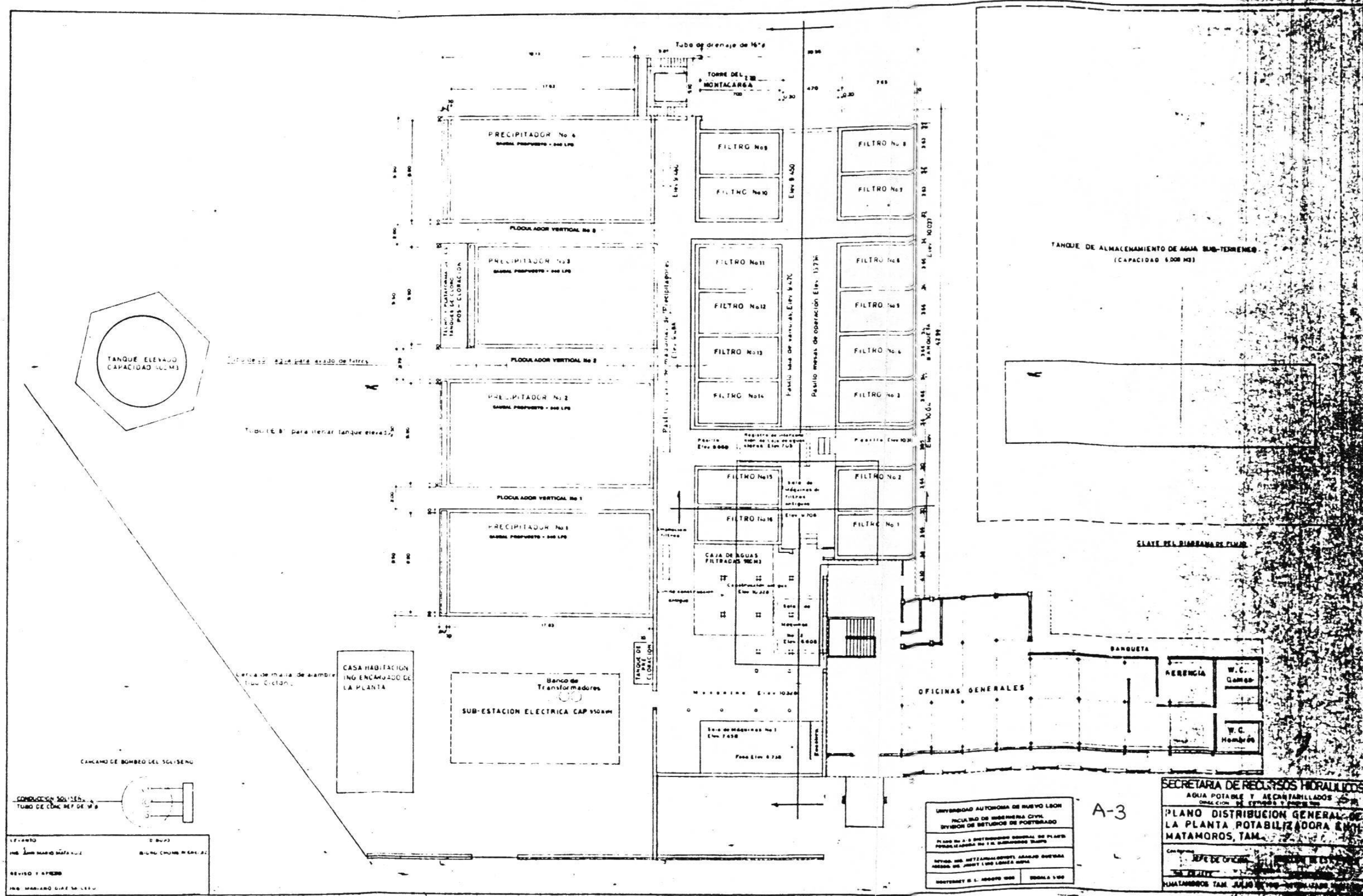
**PLANO A-1 : Lagunetas de Presedimentación, Captación y Obra de Toma.**

**PLANO A-2 : Lagunetas Precipitadoras Naturales**

**PLANO A-3 : Planta de Distribución Potabilizadora No.1**

**PLANO A-4 : Área de Cobertura Distribución de Agua Potable, Sistema Planta  
No.1 y Lagunetas Naturales**





DISEÑADO  
 REVISADO Y APROBADO  
 INGENIERO  
 INGENIERO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
 DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
 PLAN DE A. D. DISTRIBUCIÓN GENERAL DE PLANTA  
 PARA LA CIUDAD DE MATAMOROS TAM.

A-3

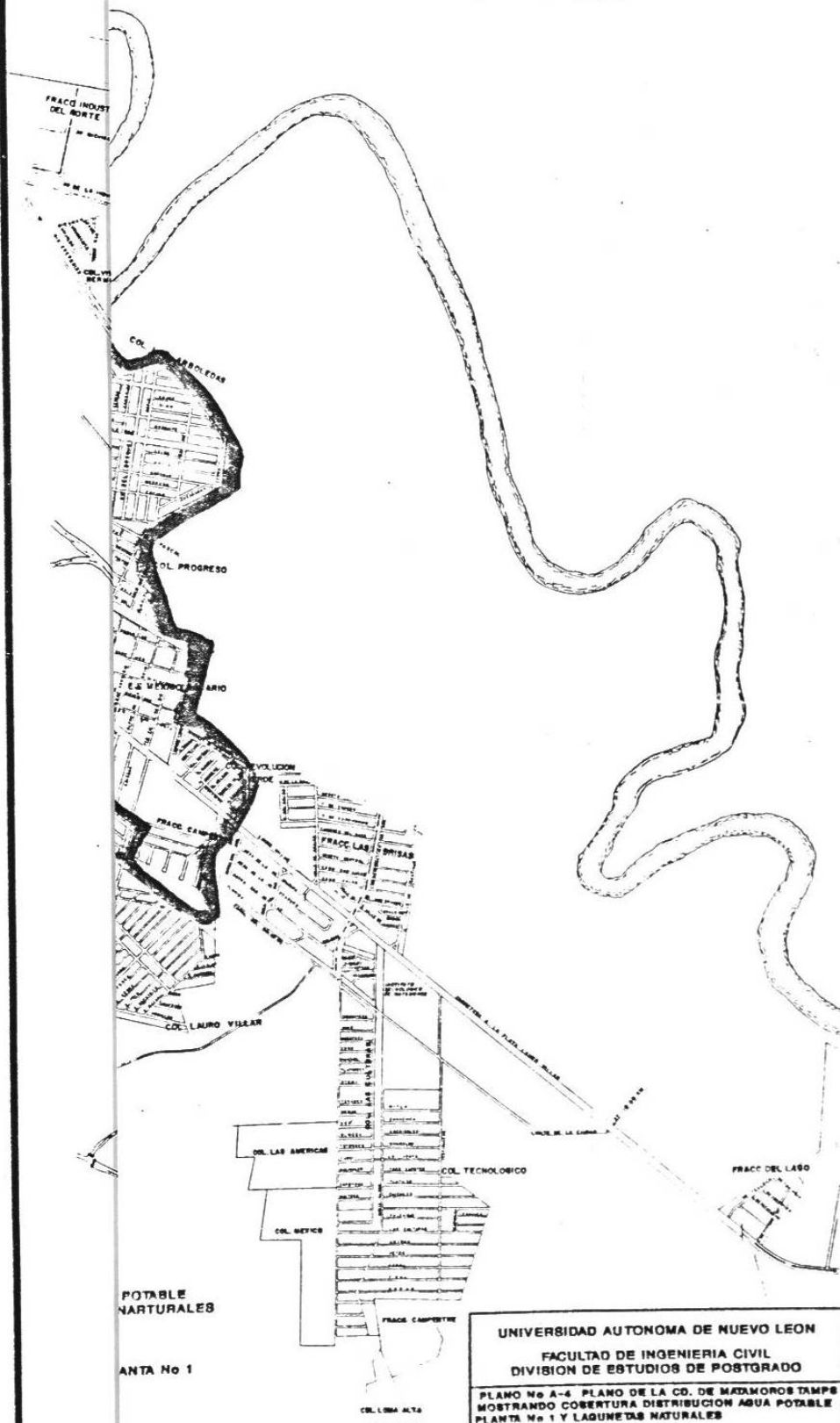
SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS  
 AGUA POTABLE Y ASENTAMIENTOS  
 DIVISIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
**PLANO DISTRIBUCIÓN GENERAL DE LA PLANTA POTABILIZADORA EN MATAMOROS, TAM.**  
 MATAMOROS TAM. JULIO 1968



# Junta de Aguas y Drenaje

INSTITUCION PUBLICA DESCENTRALIZADA

H. MATAMOROS, TAM., MEXICO



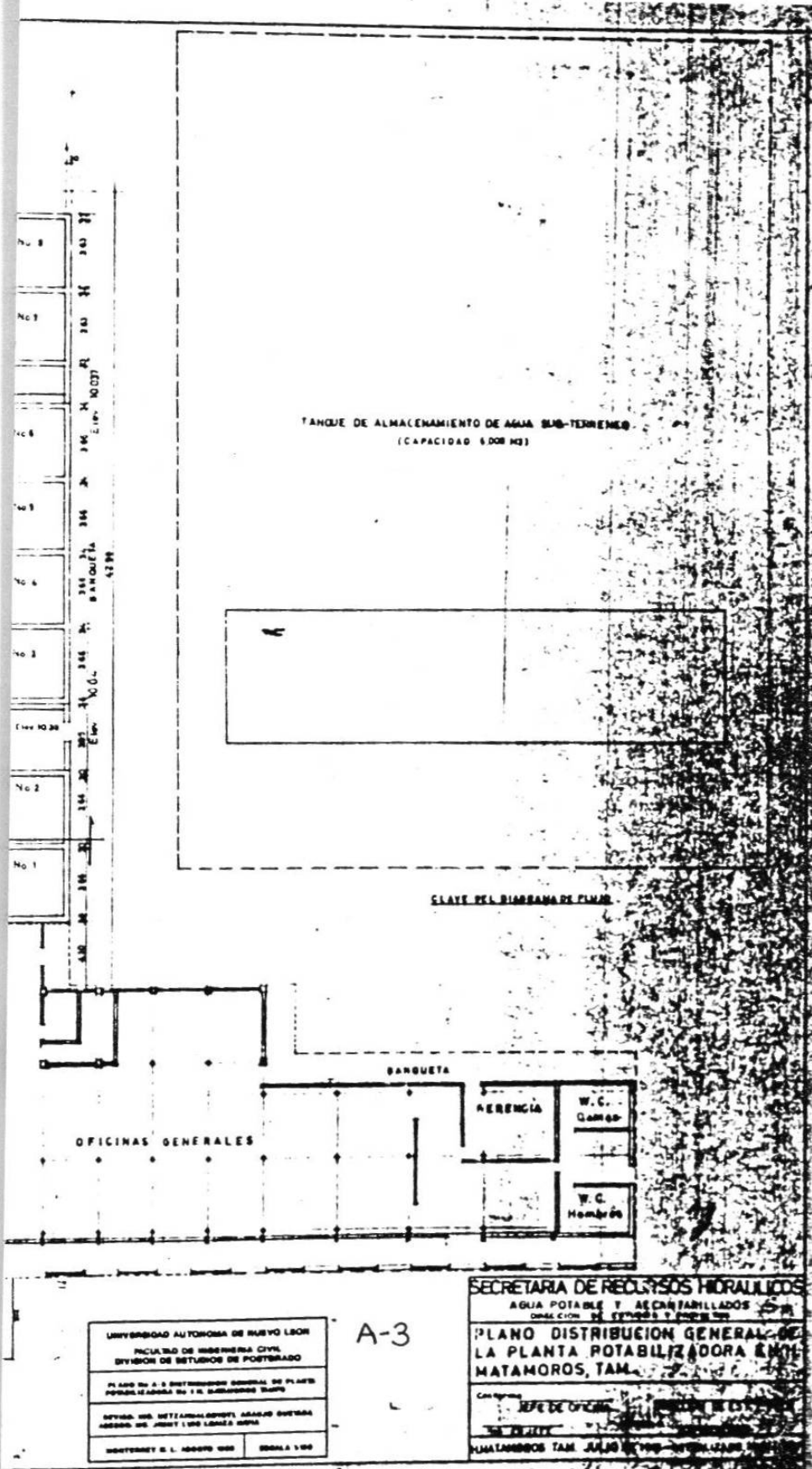
POTABLE  
NATURALES

PLANO No 1

LAGUNETAS  
DE TOMA

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
PLANO No 1-4 PLANO DE LA CD. DE MATAMOROS TAMPS MOSTRANDO COBERTURA DISTRIBUCION AGUA POTABLE PLANTA No 1 Y LAGUNETAS NATURALES
REVISO: ING. NETZAHUALCOYOTL ARAUJO GUEVARA ASESOR: MC. JIMMY LUIS LOAIZA NAVIA
MONTERREY N. L. AGOSTO 1966

ODERNAS  
R 637 NTE.  
NO  
DO



TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA SUB-TERRANEO  
(CAPACIDAD 6000 M3)

CLAVE DEL BIARRAMA DE FILTRO

OFICINAS GENERALES

BANQUETA

AERENIA

W.C.  
General

W.C.  
Hombrés

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
PLANO No. A-3 DISTRIBUCION GENERAL DE PLANTA  
POTABILIZADORA No. 1 N. BARRANCO NEGRO  
AUTOR: ING. METEOROLOGICO JUAN JOSE GUTIERREZ  
ASISTENTE: ING. ARQUIT. Y ING. LEONARDO AGUIA  
DISEÑADO POR: E. L. AGUIA GONZ. ESCALA: 1:100

A-3

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
AGUA POTABLE Y AEROSOLIZADOS  
DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
PLANO DISTRIBUCION GENERAL DE  
LA PLANTA POTABILIZADORA No. 1  
MATAMOROS, TAM.  
CONSTRUYE: JEFE DE OFICINA  
MATAMOROS TAM. JULIO DE 1968

S MODERNAS  
POR 637 NTE.  
EVIÑO  
-59  
PIADO



