

# PROYECTOS TÍPICOS - FILTROS DINÁMICOS

## ÍNDICE

---

<b>1. POBLACIÓN DE DISEÑO.....</b>	<b>1</b>
<b>2. CALIDAD DEL AGUA A TRATAR.....</b>	<b>1</b>
<b>3. CAUDALES DE DISEÑO .....</b>	<b>2</b>
<b>3.1. MÉTODO ADOPTADO DE CÁLCULO .....</b>	<b>2</b>
<b>3.2. CAUDALES DE DISEÑO DE FILTRACIÓN .....</b>	<b>2</b>
<b>3.3. CAUDALES DE AUTOLIMPIEZA SUPERFICIAL DEL LECHO DE ARENA Y DE ACCESO A LA PLANTA .....</b>	<b>2</b>
<b>3.4. CAUDALES DE DISEÑO DE LA CAJA FILTRANTE.....</b>	<b>3</b>
<b>4. VELOCIDAD MEDIA O CARGA HIDRÁULICA DE FILTRACIÓN .....</b>	<b>3</b>
<b>5. DIMENSIONAMIENTO DE LA CAJA FILTRANTE.....</b>	<b>4</b>
<b>5.1. SUPERFICIE DE LA CAJA FILTRANTE DE CADA UNIDAD .....</b>	<b>4</b>
<b>5.2. LECHO DE ARENA FILTRANTE .....</b>	<b>4</b>
<b>5.3. MANTO DE ARENA GRUESA Y GRAVA SOPORTE .....</b>	<b>4</b>
<b>5.4. SISTEMA DE DRENAJE DE LADRILLOS COMUNES .....</b>	<b>5</b>
<b>5.5. PÉRDIDA DE CARGA DURANTE UNA CARRERA DEL FILTRO .....</b>	<b>5</b>
<b>5.5.1. Pérdida de Carga Inicial del Filtro Limpio .....</b>	<b>5</b>
<b>5.5.2. Al Final de la Carrera .....</b>	<b>6</b>
<b>6. SISTEMA TELESCÓPICO PARA REGULAR LA VELOCIDAD DE FILTRACIÓN .....</b>	<b>7</b>
<b>7. CANAL DE ACCESO A LA BATERÍA.....</b>	<b>7</b>
<b>8. VERTEDERO DE ACCESO A CADA UNIDAD .....</b>	<b>8</b>
<b>9. SISTEMA DE DESCARGA DEL EXCEDENTE DEL CAUDAL DE</b>	

<b>AUTOLIMPIEZA .....</b>	<b>8</b>
<b>10. SISTEMA DE INGRESO A LA CAJA DE CADA FILTRO.....</b>	<b>9</b>
<b>10.1. CÁMARA AQUETADORA DEL CAUDAL QUE PASA POR EL VERTEDERO TRIANGULAR .....</b>	<b>9</b>
<b>10.2. CHICANA EN EL CANAL DE INGRESO A CADA UNIDAD .....</b>	<b>9</b>
<b>11. RÉGIMEN HIDRÁULICO DEL FLUJO HORIZONTAL SOBRE EL LECHO DE ARENA .....</b>	<b>10</b>

## LISTA DE ILUSTRACIONES

### PLANOS

---

<b>Plano 1.</b> Planta General.....	11
<b>Plano 2.</b> Cortes y Detalles.....	12
<b>Plano 3.</b> Cortes y Detalles.....	13
<b>Plano 4.</b> Perfil Hidráulico.....	14



## 1. POBLACIÓN DE DISEÑO

$P_f = P_o (1 + i)^n$ población futura para el período	(hab.)
$P_o$ = población inicial en el período de operación	577 hab.
$i$ = tasa de crecimiento demográfico constante en todo el período de diseño, de acuerdo a los últimos censos	0,02
$n$ = número de años del período de diseño	20
$n_I$ = Número de años del primer subperíodo o etapa	10
$P_I$ = población al final de la 1ª etapa	703 hab.
$P_{II} = P$ = población al final de la 2ª etapa, o de diseño	857 hab.

## 2. CALIDAD DEL AGUA A TRATAR

Se suponen las siguientes características del agua a tratar:

UT = turbiedad media durante el 70% del año, con máximas puntuales eventuales que en ningún caso exceden de 100 UT	10 UT
UC = color medio durante el 70% del año, con máximos puntuales eventuales que en ningún caso exceden de 50 UC	20 UC
CF = organismos coliformes fecales durante el 70% del año, inferior a	400 NMP/100ml

Existe una calidad del agua cruda adecuada para proyectar filtración dinámica.

### 3. CAUDALES DE DISEÑO

#### 3.1. MÉTODO ADOPTADO DE CÁLCULO

$Q = \alpha_1 \cdot P \cdot d$ = caudal de diseño considerando el final de cada etapa = l/s = m <sup>3</sup> /h	m <sup>3</sup> /d
$\alpha_1$ = relación entre el caudal máximo diario $Q_D$ y el caudal medio diario $Q_C$ (valor deducido de la Norma)	1,4
$d_I$ = dotación unitaria adoptada en la 1ª etapa	110 l / d.hab
$d_{II}$ = dotación unitaria adoptada en la 2ª etapa	125 l / d.hab

#### 3.2. CAUDALES DE DISEÑO DE FILTRACIÓN

$Q_I$ = caudal de diseño de la 1ª etapa: 1,25 l/s = 4,51 m <sup>3</sup> /h	108,26 m <sup>3</sup> /d
$Q_{II} = Q$ = caudal de diseño de la 2ª etapa: 1,74 l/s = 6,25 m <sup>3</sup> /h	150,00 m <sup>3</sup> /d

(Al tratarse de un abastecimiento de agua para una pequeña población se supone despreciable el agua no contabilizada).

#### 3.3. CAUDALES DE AUTOLIMPIEZA SUPERFICIAL DEL LECHO DE ARENA Y DE ACCESO A LA PLANTA

Se supone que en la 1ª etapa se construyen los dos filtros proyectados para la 2ª etapa, pero opera una sola unidad.

$Q_a = 10 Q_I$ = caudal de ingreso al canal de autolimpieza de la 1ª etapa, operando una sola unidad: 1,25 l/s	0,0125 m <sup>3</sup> /s
$Q_d = 9 Q_I$ = caudal excedente de descarga a través del vertedero de salida de la unidad que opera en la 1ª etapa: 1,25 l/s	0,0113 m <sup>3</sup> /s
$Q_A = 10 \cdot Q_{II}/2 = 10 Q_f$ = caudal de ingreso a cada canal de autolimpieza de ambas unidades que operan en la 2ª etapa: 8,7 l/s	0,0087 m <sup>3</sup> /s
$Q_D = 9 \cdot Q_{II}/2 = 9 Q_f$ = caudal excedente de autolimpieza que fluye por el vertedero de descarga: 7,83 l/s	0,0078 m <sup>3</sup> /s

### 3.4. CAUDALES DE DISEÑO DE LA CAJA FILTRANTE

$Q_1 = Q_I$ = caudal de diseño de la 1ª etapa, cuando opera un solo filtro	4,51 m <sup>3</sup> /h
$Q_f = Q/N_f$ = caudal de diseño para cada una de las $N_f = 2$ unidades que operan en la 2ª etapa, siendo $Q = 6,25$ m <sup>3</sup> /h	3,125 m <sup>3</sup> /h

## 4. VELOCIDAD MEDIA O CARGA HIDRÁULICA DE FILTRACIÓN

Azevedo Netto sugiere para filtros lentos y como consecuencia se puede adaptar a filtros dinámicos, la siguiente expresión para determinar la velocidad de filtración en función de la turbiedad que prevalece normalmente en el líquido crudo:

$$U_f = q = 20 / (UT)^{1/2} = \text{velocidad de filtración o carga hidráulica sobre el lecho filtrante, siendo } UT \text{ la turbiedad normal del líquido crudo (m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d)}$$

En consecuencia se tiene, considerando que la turbiedad del líquido a tratar varía generalmente entre 10 y 100 UT:

$q_1$ = velocidad de filtración (mínima) para 100 UT: 0,083 m/h	2,00 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> . d
$q_2$ = velocidad de filtración (máxima) para 10 UT = 0,264 m/h	6,32 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> . d
$U_f = q$ = velocidad de filtración adoptada: 0,10 m/h	2,40 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> . d

La adopción de esa velocidad de filtración, obedece a las siguientes causas:

- La turbiedad del agua cruda tiene valores altos en épocas lluviosas de regular duración.
- En general no se adopta pretratamiento, ya que normalmente el 90% del caudal  $Q$  que ingresa se descarga como excedente del autolavado del filtro de arena. O sea, habría que proyectarlo con un caudal nueve veces el necesario en la filtración, lo que incrementaría el costo de las obras.
- En la primera etapa solamente se opera una unidad, con una velocidad de filtración 0,144 m/h = 3,464 m/d para  $Q_I = 4,51$  m<sup>3</sup>/h.

## 5. DIMENSIONAMIENTO DE LA CAJA FILTRANTE

### 5.1. SUPERFICIE DE LA CAJA FILTRANTE DE CADA UNIDAD

$A_f = \frac{Q_f}{q}$ = superficie del lecho filtrante de cada unidad para	
$Q_f = 3,125 \text{ m}^3/\text{h}$	31,25 m <sup>2</sup>
$r = L / B$ = relación entre la longitud y el ancho de la caja del filtro dinámico (adoptado según experiencias)	5
$B = (A_f / r)^{1/2} = (A_f/5)^{1/2}$ = ancho de la caja filtrante = ancho del canal de autolimpieza superficial	2,50 m
$L = r \cdot B$ = longitud de la caja filtrante = longitud del canal de autolimpieza superficial	12,50 m

### 5.2. LECHO DE ARENA FILTRANTE

$L_a$ = espesor o altura del manto de arena = 65 cm	0,65 m
$T_e$ = tamaño efectivo de la arena	0,35 mm
$T_M$ = tamaño máximo de los granos	1,00 mm
$T_m$ = tamaño mínimo de los granos	0,25 mm
$T_{eq} = (T_M \cdot T_m)^{1/2}$ = tamaño equivalente = 0,05 cm	0,50 mm
$p_o$ = porosidad inicial	0,40
$C_e$ = coeficiente de esfericidad	0,80

### 5.3. MANTO DE ARENA GRUESA Y GRAVA SOPORTE

$L_1$ = espesor de la capa superior, con tamaños entre 1 y 2 mm	0,05 m
$L_2$ = espesor de la capa intermedia, con tamaños entre 2 y 4 mm	0,05 m
$L_3$ = espesor de la capa inferior, con tamaños entre 4 y 6 mm	0,05 m
$L_g$ = espesor total del manto soporte = 15,0 cm	0,15 m

$T_{eq} = (1 \cdot 6)^{1/2} = \text{tamaño equivalente estimado del manto} = 0,245$ cm	2,45 mm
$p_o = \text{porosidad inicial promedio}$	0,50
$C_e = \text{coeficiente de esfericidad}$	0,85

#### 5.4. SISTEMA DE DRENAJE DE LADRILLOS COMUNES

$L_1 = \text{altura de la capa superior de ladrillos colocados de plano, con juntas abiertas de 2 mm}$	0.05 m
$L_2 = \text{altura de los ladrillos colocados de canto y apoyados en la solera del filtro con junta de mortero cementicio y formando canales perpendiculares al canal central y longitudinal (incluye espesor de la junta)}$	0,14 m
$a = \text{ancho libre de cada canaleta colectora transversal}$	0,10 m
$A = \text{ancho libre del canal colector central y longitudinal}$	0,23 m
$L_d = \text{altura total del sistema de drenaje} = 19 \text{ cm}$	0,19 m

#### 5.5. PÉRDIDA DE CARGA DURANTE UNA CARRERA DEL FILTRO

##### 5.5.1. Pérdida de Carga Inicial del Filtro Limpio

###### *En el manto de arena filtrante*

Se aplica la expresión de Carman – Koseny, considerando los parámetros especificados en el punto 5.3.

$$H_{oa} = [K_k \cdot \mu \cdot (1 - p_o)^2 \cdot L \cdot q \cdot (A_g/V_g)^2] / (g \cdot p_o^3 \cdot C_e^2) = \text{pérdida de carga en el lecho de arena limpia (régimen laminar)}$$

1,12 cm

Donde:

$q = \text{velocidad de filtración de diseño: } 0,10 \text{ m/h}$	0,0028 cm/s
$\mu = \text{viscosidad dinámica para } T = 15^\circ\text{C}$	0,01146 cm <sup>2</sup> /s
$g = \text{aceleración de la gravedad}$	981 cm/s <sup>2</sup>

$K_k$  = coeficiente de Koseny (varía entre 4 y 6) 4,2

$(A_g/V_g)^2 = (\pi \cdot d_g^2 / 1/6\pi \cdot d_g^3)^2 = (6/d_g)^2 = (6/T_{eq})^2 = 6^2 / T_{eq} =$   
cuadrado de la relación entre la superficie y el  
volumen del diámetro equivalente  $T_{eq} = 0,50$  mm 36/ $T_{eq}^2$

$36 \cdot K_k$  = coeficiente de cálculo de Koseny 150

### **En el manto sostén de arena gruesa y gravilla**

$H_{og}$  = pérdida de carga en el manto sostén limpio (régimen laminar), aplicando la expresión de Carman – Koseny, los parámetros del punto 5.4 y la velocidad de filtración de diseño  $q = 0,0028$  cm/s 0,34 cm

### **Sistema de drenaje**

$H_{od}$  = por ser inferior a 1 mm, no se considera -

### **En la intercomunicación con cámara colectora de agua filtrada**

$H_s = K (4 Q_{II} / \pi \cdot D_2)^2 / 2g$  = pérdida de carga en el pasaje por la cañería de intercomunicación del canal central y la cámara colectora 0,30 cm

$D$  = diámetro del caño de intercomunicación 7,5 cm

$K$  = coeficiente de pérdida de carga en un ingreso ( $K_1 = 0,5$ ) y una salida del caño ( $K_2 = 1,0$ )

$H_c$  = por ser de corta longitud no se considera la pérdida de carga -

### **Pérdida de carga total en el inicio de la carrera**

$H_o = H_{oa} + H_{og} + H_{os}$  = pérdida de carga inicial 1,76 cm

### **5.5.2. Al Final de la Carrera**

$H_f$  = pérdida de carga adicional al final de la carrera de un filtro colmatado, según experiencias de la investigación de La Rioja: 0,25 m 25 cm

$H_f$  = ídem adoptada para el proyecto: 0,50 m 50 cm

## 6. SISTEMA TELESCÓPICO PARA REGULAR LA VELOCIDAD DE FILTRACIÓN

$D_e$ = diámetro de la boca del embudo enchufado en el caño flotante, a fin de no producir vórtices	0,175 m
$D$ = diámetro interior del caño fijo del sistema, de A.C, clase 7	0,075 m
$d$ = diámetro exterior del caño flotante, de PVC, clase 10	0,075 m
$L_f$ = lado del flotador que sostiene al caño flotante con agarraderas especiales, compuesto por 4 curvas a 90° y 4 trozos de caño PVC, clase 6 de 110 mm de diámetro	0,60 m
$h_v = [Q_{II} / \pi \cdot D_e \cdot K]^{1/n}$ = tirante líquido a graduar de acuerdo a la velocidad de filtración, mediante el sistema de agarraderas = 0,83 cm	0,008 m
$K = 1,435$ y $n = 1,42$ ; coeficiente determinados en la Universidad de Cornell (Inglaterra), para $D_e = 0,175$ m	
$h'_v$ = ídem para la 1ª etapa operando una sola unidad = 1,1 cm	0,011 m

## 7. CANAL DE ACCESO A LA BATERÍA

$U$ = velocidad adoptada en el canal	0,50 m/s
$b$ = ancho adoptado	0,25 m
$h = Q_i / (b \cdot U)$ = tirante líquido al final del período, para: $Q_A = 0,0174 \text{ m}^3/\text{s}$	0.14 m
$h'$ = ídem para $Q_a = 0,0125 \text{ m}^3/\text{s}$ de la 1ª etapa	0,10 m
$i = (\eta \cdot U / R^{2/3})^2$ = pendiente del canal, para:	
$\eta = 0,015$ = coeficiente de rugosidad para muros revestidos	0,0021 m/m
$R = b \cdot h / (2h + b)$ = radio hidráulico	0,066 m

$\eta_d$ = número de derivaciones a cada filtro (una futura)	2
$p$ = altura del umbral del vertedero de excedentes del caudal de acceso, regulado por una compuerta aguas abajo	0,15 m

## 8. VERTEDERO DE ACCESO A CADA UNIDAD

$h_a = (Q_a / 1,4)^{0,4}$ = tirante líquido sobre el vértice del vertedero triangular a $90^\circ$ en la 1ª etapa, para $Q_a = 0,0125 \text{ m}^3/\text{s}$	0,151 m
$h_A = [(Q_A / N_f) / 1,4]^{0,4}$ = tirante líquido sobre el vértice de cada vertedero triangular a $90^\circ$ en la 2ª etapa, para $N_f = 2$ y $Q_A = 0,0174 \text{ m}^3/\text{s}$	0,131 m

## 9. SISTEMA DE DESCARGA DEL EXCEDENTE DEL CAUDAL DE AUTOLIMPIEZA

$L_v = B$ = longitud del vertedero de descarga del caudal excedente ( $9 Q_f$ ) = ancho de la caja filtrante	2,50 m
$h_v = [Q_e / 1,62 L_v]^{2/3}$ = tirante líquido sobre la cresta del vertedero, según la fórmula de Francis para vertederos sin contracción lateral	
$h_d$ = tirante líquido para el filtro de la 1ª etapa ( $Q_d = 0,0113 \text{ m}^3/\text{s}$ )	0,020 m
$h_d$ = tirante líquido para cada filtro de la 2ª etapa ( $Q_D/2 = 0,0078 \text{ m}^3/\text{s}$ )	0,016 m
$h_a$ = ídem teórico para $Q_a = 0,0125 \text{ m}^3/\text{s}$	0,021 m
$h_A$ = ídem teórico para $Q_A = 0,0087 \text{ m}^3/\text{s}$	0,017 m

## 10. SISTEMA DE INGRESO A LA CAJA DE CADA FILTRO

### 10.1. CÁMARA AQUIETADORA DEL CAUDAL QUE PASA POR EL VERTEDERO TRIANGULAR

$t$ = tiempo de permanencia hidráulica	60 s
$V_1 = t \cdot Q_a$ = volumen líquido en la 1ª etapa	0,750 m <sup>3</sup>
$V_2 = t \cdot Q_A$ = volumen líquido en la 2ª etapa	0,522 m
$B$ = ancho de la cámara con chicana transversal	2,50 m
$L$ = longitud adoptada de la cámara	0,50 m
$h_I = V_I / (B \cdot L)$ = altura líquida en la 1ª etapa	0,60 m
$h_{II} = V_{II} / (B \cdot L)$ = altura líquida en la 2ª etapa	0,42 m

### 10.2. CHICANA EN EL CANAL DE INGRESO A CADA UNIDAD

$h_2 = (h'_{VI} + h'_{VII}) / 2 = h_e$ = altura líquida promedio o tirante líquido conjugado del resalto alejado, desarrollado en el pasaje del caudal $Q_i$ por el orificio de ancho $B = 2,50$ m de la solera del canal y la chicana	0,019 m
$Q_i = (Q_a + Q_A) / 2$ = caudal promedio	0,0106 m <sup>3</sup> /s
$U_2 = Q_i / (B \cdot h_2)$ = velocidad promedio en $h_2$	0,223 m/s
$h_1 = h_2 / 2 + (2U_2^2 \cdot h_2 / g + h_2^2 / 4)^{1/2}$ = tirante líquido inicial del resalto	0,007 m
$U_1 = Q_i / (B \cdot h_1)$ = velocidad en $h_1$	0,606 m/s
$F_1 = U_1 / (gh_1)^{1/2}$ = número de Froude	231
$a$ = altura adoptada del orificio de ancho $B = 2,50$ m	0,06 m
$h = [Q_i / (C_D \cdot a \cdot B)]^2 / 2g$ = carga hidráulica sobre el centro del orificio para $C_D = 0,625$ = coeficiente de gasto	0,065 m
$L_p = 6 (h_1 + h_2)$ = longitud del resalto	0,156 m
$L_c$ = longitud del canal adoptado	0,30 m

## 11. RÉGIMEN HIDRÁULICO DEL FLUJO HORIZONTAL SOBRE EL LECHO DE ARENA

$$Q_c = [9,5 Q_a + 9,5 Q_A / 2] / 2 = \text{promedio de los caudales de escurrimiento en la sección media del canal de autolimpieza de longitud } L = 12,50 \text{ m, respectivamente de la 1ª etapa } 9,5 Q_a \text{ y de la 2ª etapa } 9,5 Q_A$$

0,010 m³/s

$$h_c = \text{tirante líquido adoptado correspondiente al caudal } Q_c \text{ en el canal de ancho } B = 2,50 \text{ m}$$

0,019 m

$$R_c = h_c \cdot B / (2h_c + B) = \text{radio hidráulico medio}$$

0,019 m

$$U_c = Q_c / (h_c \cdot B) = \text{velocidad de autolimpieza}$$

0,241 m/s

$$i = (n \cdot U_c / R_c^{2/3})^2 = \text{pendiente del lecho de arena, para } \eta = 0,02 = \text{coeficiente para lechos de arena}$$

0,0035

$$\Delta h = i \cdot L = \text{desnivel del canal de autolimpieza para } L = \text{longitud del canal} = \text{longitud del lecho filtrante}$$

0,044 m

$$U_a = K \cdot h^{1/6} = \text{velocidad de arrastre de partículas en aguas limpias, según Kennedy, para } K = 0,40 \text{ según experiencias rusas con } h = 1,5 \text{ cm y tamaño } T = 0,5 \text{ mm}$$

0,266 m/s

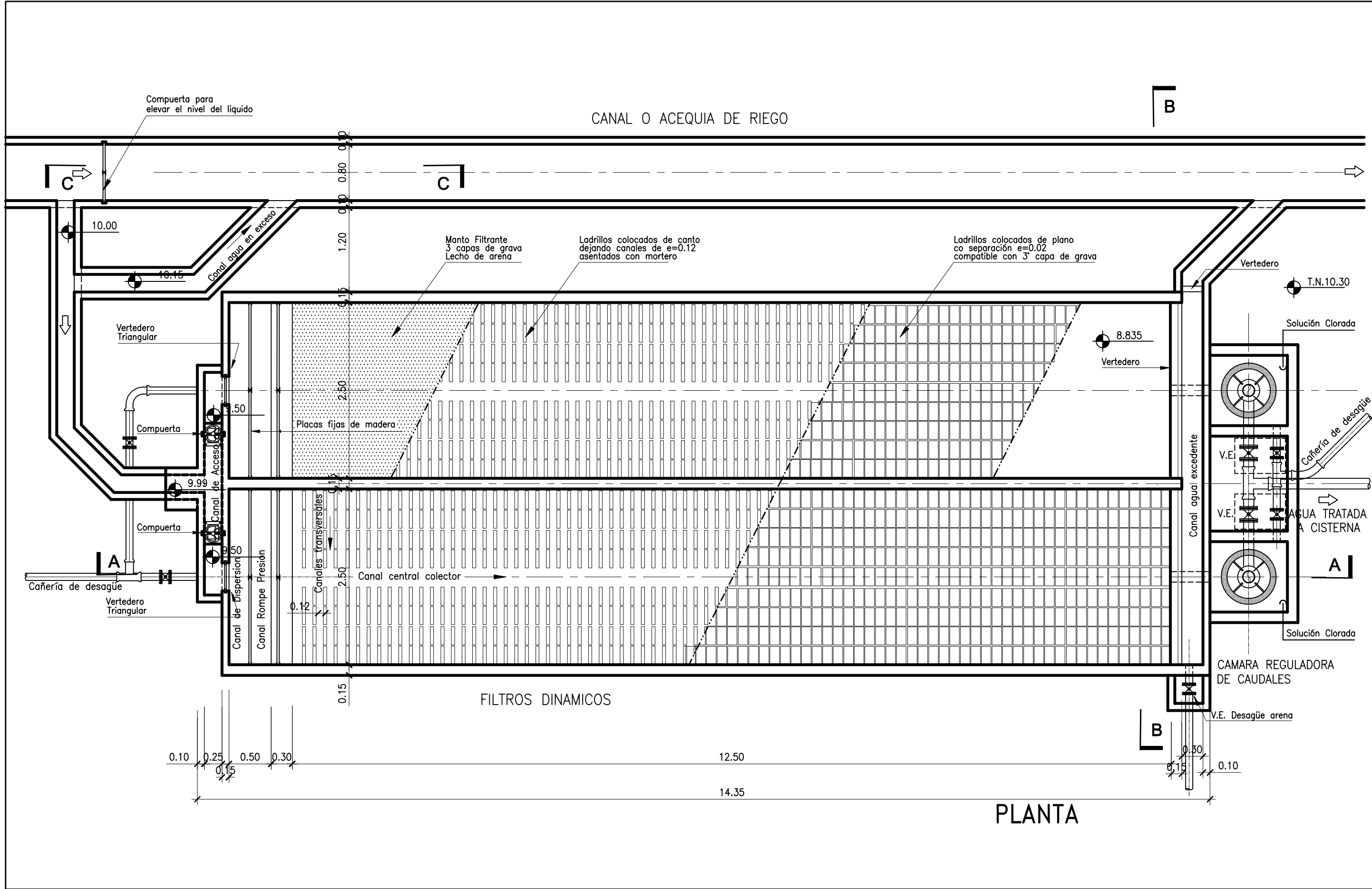
$$U = 1,5 U_a = \text{velocidad máxima adoptada para aguas turbias}$$

0,31 m/s



$$U_d = 0,5 U_A = \text{velocidad mínima adoptada para evitar decantación de partículas suspendidas, de acuerdo a experiencias.}$$

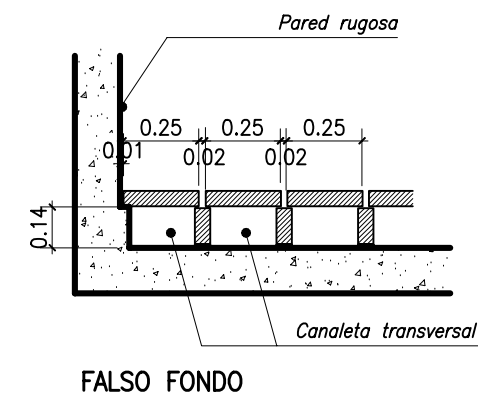
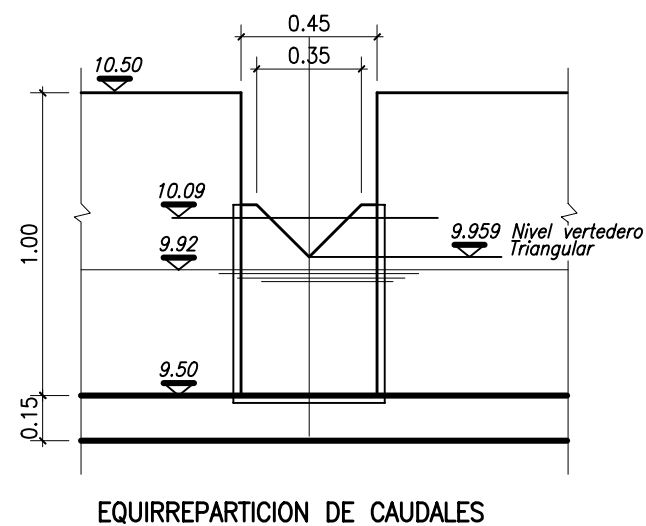
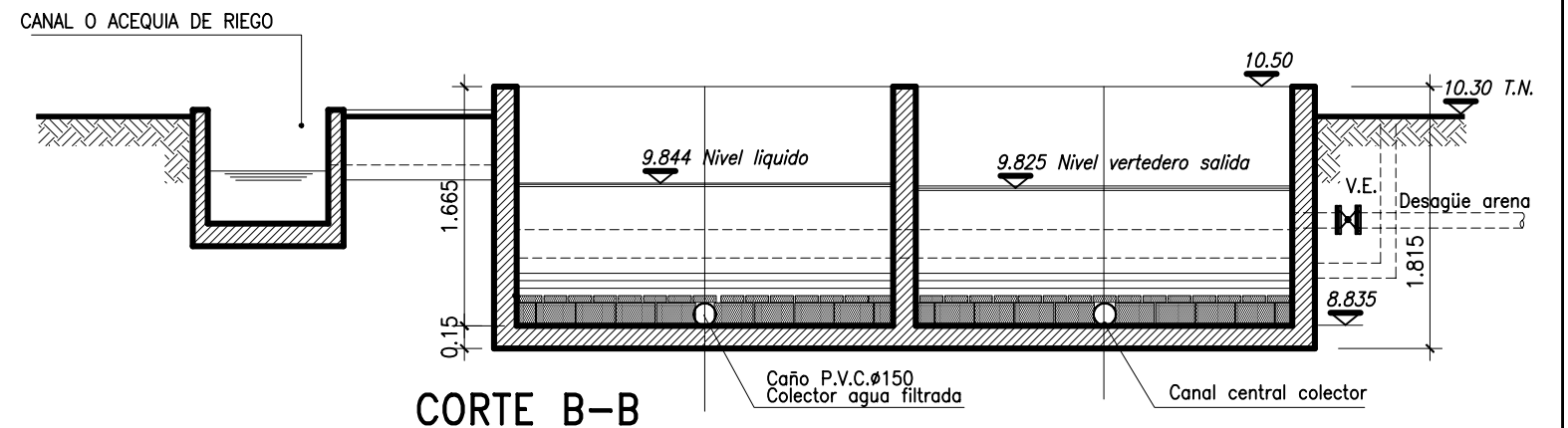
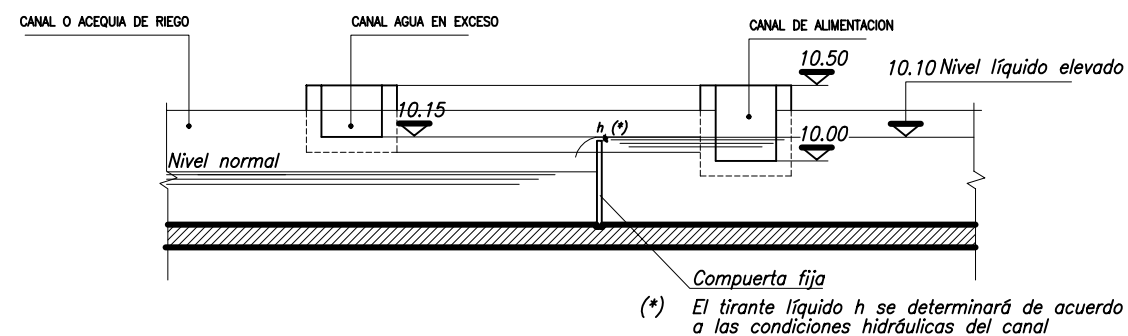
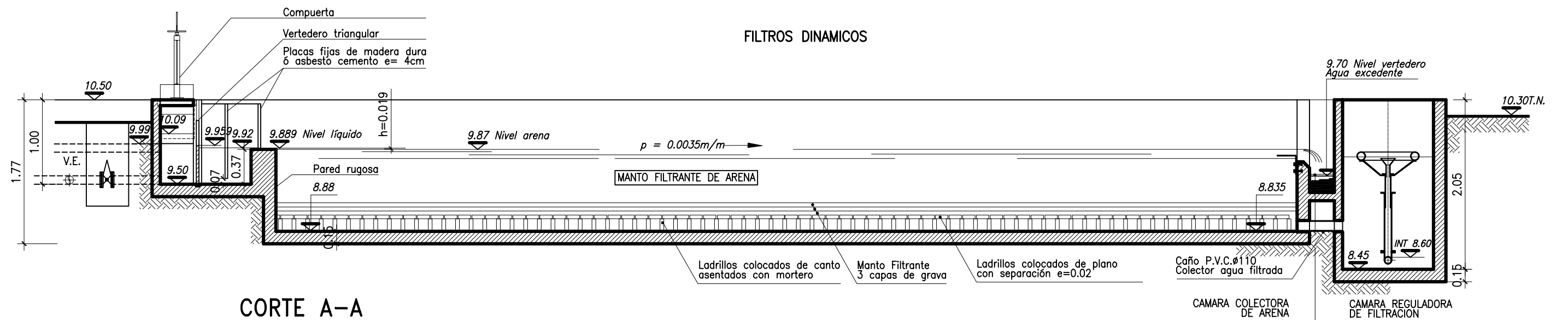
0,15 m/s

Se cumple la condición de Kennedy.



PLANTA

NOTAS:				 <b>HYTSA</b> <i>hytsa estudios y proyectos s.a.</i>  INGENIERIA SRL	PODER EJECUTIVO NACIONAL SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO			
REF.	8P-FD004		PERFIL HIDRAULICO		TITULO: PLANTA DE TRATAMIENTO CON FILTRO DINAMICO		Proy. Dolenc	N° 8P-FD001
	8P-FD002/3		CORTES Y DETALLES		CAUDAL DE DISEÑO = 150 m3/d		Dibujo Dolenc	Fecha
	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO		PLANTA GENERAL		Ing.Proy.P.Junot	Escala 1:50
							HOJA 1...de.4.	



NOTAS:

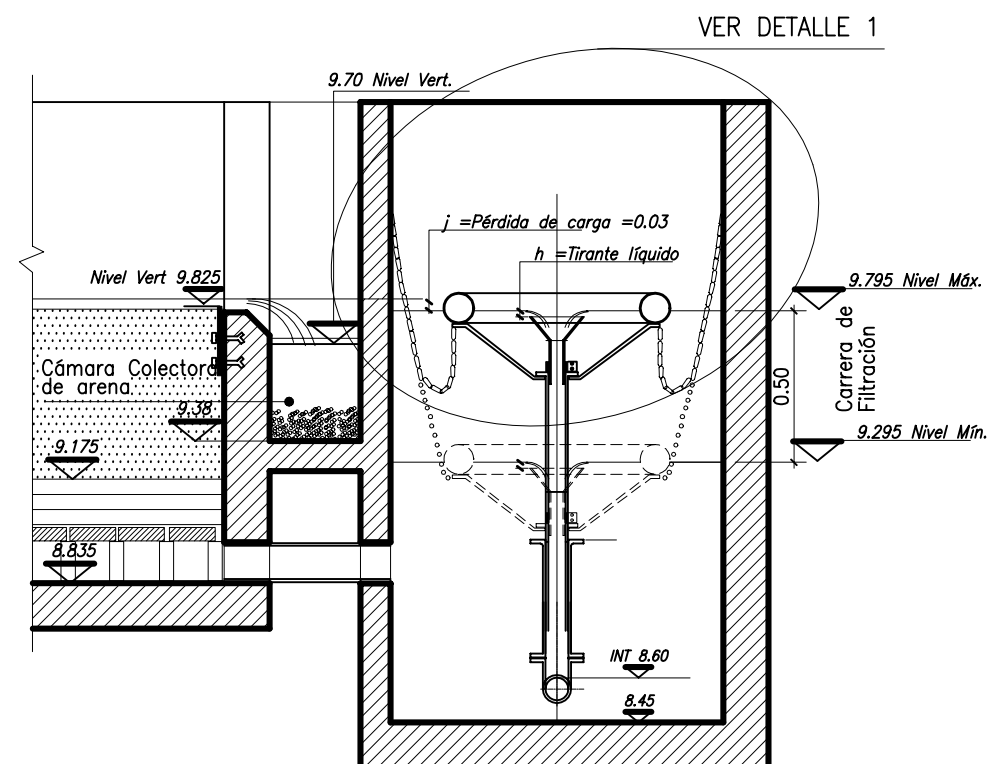
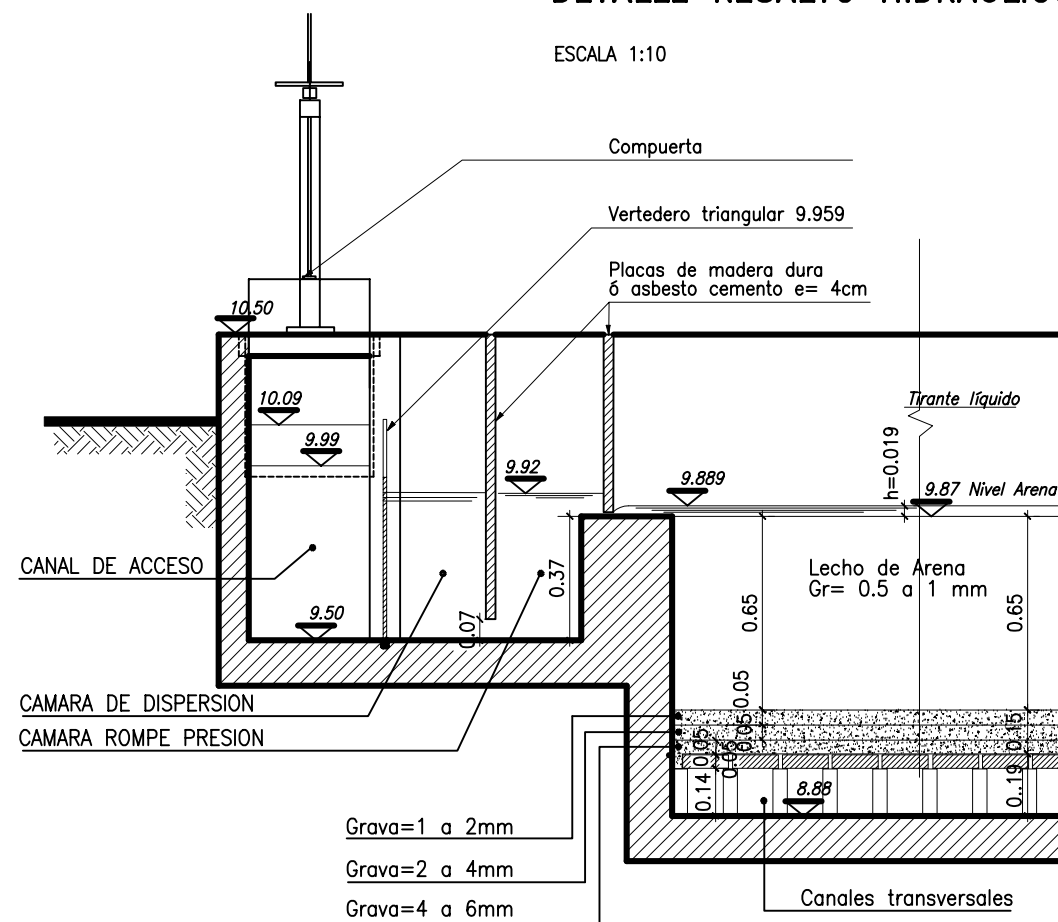
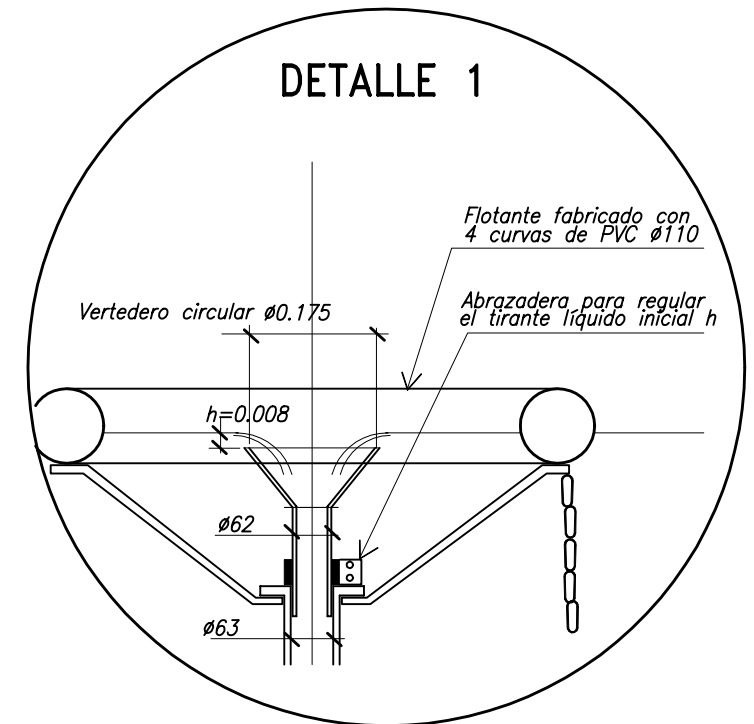
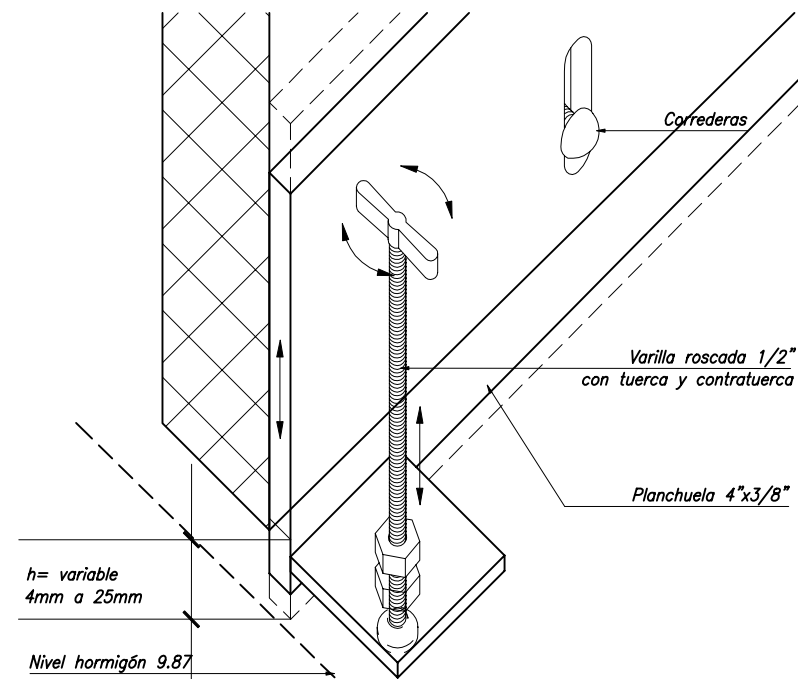
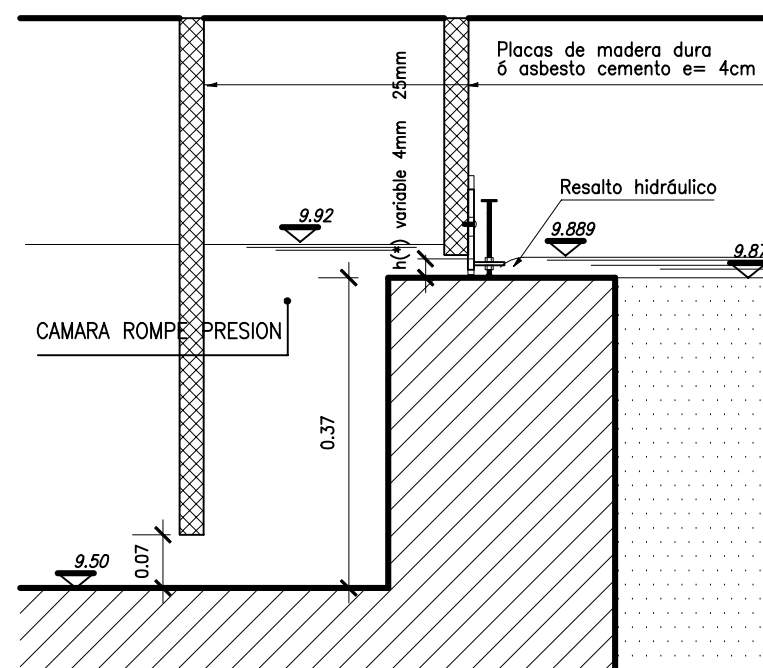
REF.	8P-FD001	8	PLANTA GENERAL
	8P-FD003	8	CORTES Y DETALLES
	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



PODER EJECUTIVO NACIONAL  
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE  
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

TITULO: PLANTA DE TRATAMIENTO CON FILTRO DINAMICO  
CAUDAL DE DISEÑO = 150 m3/d  
CORTES Y DETALLES

Proy. Dolenc	N° 8P-FD002	
Dibujo Dolenc	Fecha	HOJA
Ing.Proy.P.Junot	Escala 1:20	2.de.4.



NOTAS:

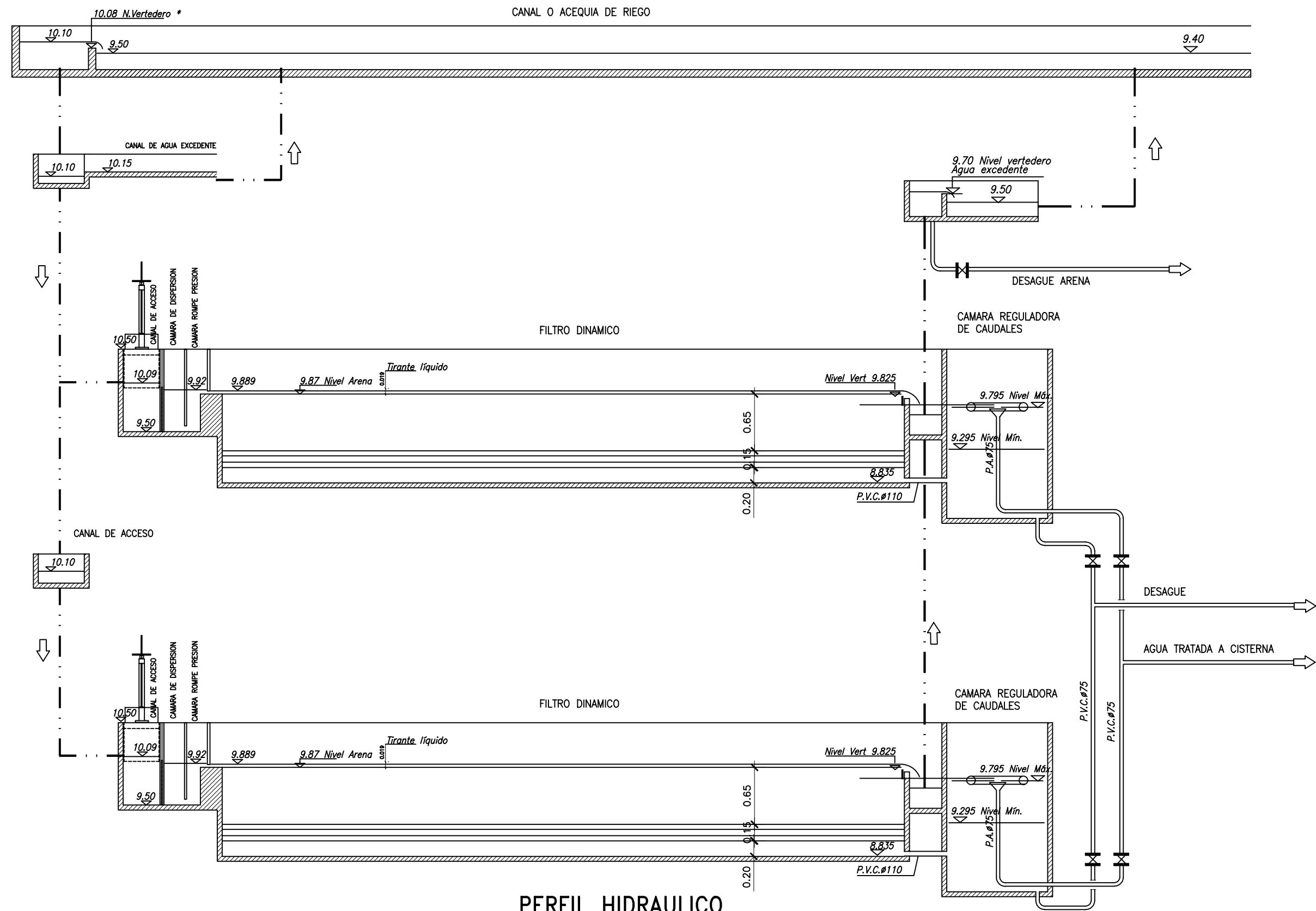
REF.	8P-FD001	8	PLANTA GENERAL
	8P-FD002	8	CORTES Y DETALLES
	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



PODER EJECUTIVO NACIONAL  
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE  
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO



TITULO:	PLANTA DE TRATAMIENTO CON FILTRO DINAMICO
CAUDAL DE DISEÑO =	150 m <sup>3</sup> /s
CORTES Y DETALLES	

Proy. Dolenc	N° 8P-FD003	
Dibujo Dolenc	Fecha	HOJA
Ing.Prov.P.Junot	Escala 1:20	4.de.4..



Nota: \* Según régimen hidráulico del canal

## PERFIL HIDRAULICO

NOTAS:				 <b>HYTSA</b> <i>hytsa estudios y proyectos s.a.</i>  INGENIERIA SRL	PODER EJECUTIVO NACIONAL SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO			
REF.	8P-FD001	8	PLANTA GENERAL		TITULO: PLANTA DE TRATAMIENTO CON FILTRO DINAMICO CAUDAL DE DISEÑO = 150 m3/d PERFIL HIDRAULICO		Proy. Dolenc	N° 8P-FD004
	8P-FD002/3	8	CORTES Y DETALLES				Dibujo Dolenc	Fecha
	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO				Ing.Proy.P.Junot	Escala
							HOJA 3.de.4.	