

35 726



CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

PROVINCIA DE RIO NEGRO

MINISTERIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS

DEPARTAMENTO PROVINCIAL DE AGUAS

ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL EN

SAN CARLOS DE BARILOCHE

SEGUNDO INFORME PARCIAL: "DISEÑO BASICO"

EXPERTO: ING. MARCELO JOSE PUJOL

1991

o/F 3319
P 32

III

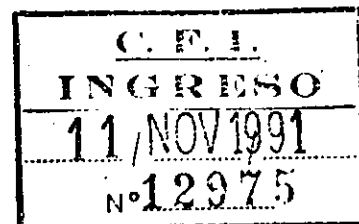
La Plata, 11 de noviembre de 1991.-

Señor

Secretario General del
Consejo Federal de Inversiones

Ing. Juan José Ciacera

S/DESPACHO



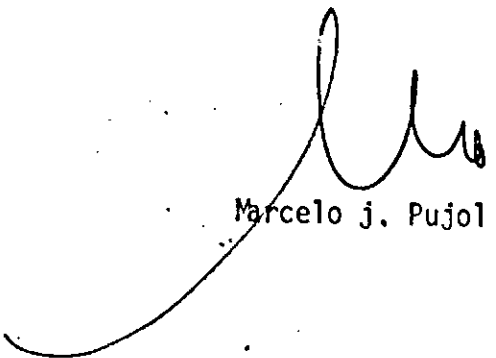
REF: Establecimiento Depurador Cloacal
en San Carlos de Bariloche.-

Exte. N°442.-

De mi mayor consideración:

Tengo el agrado de dirigirme a Vd. a los efectos de elevar a su consideración el Informe Final del Anteproyecto Definitivo de la Obra de Ref. el que consta de tres tomos, por cuatriplicado, en total doce volúmenes. Conforme al Acta suscripta oportunamente, se hace entrega, asimismo, de una nueva versión, corregida y reordenada, del Segundo Informe de Avance, también por cuatriplicado.

Sin otro particular, saludo a Vd. con atenta consideración.



Marcelo J. Pujol

I N D I C E G E N E R A L

	<u>Página</u>
1.- TAMAÑO DEL PROYECTO.....	1
1.1.- Tamaño del Proyecto de Agua Potable.....	1
1.2.- Tamaño del Proyecto del Establecimiento Depurador.....	2
1.3.- Partición en Etapas.....	3
1.3.1.- Estudio Cronológico de las Cargas.....	3
1.3.2.- Capacidad Hidráulica de la Cloaca Máxima Existente.....	4
1.3.3.- Programación.....	5
2.- PRETRATAMIENTO Y ELEVACION.....	9
2.1.- Consideraciones Generales.....	9
2.2.- Diseños Alternativos.....	10
2.3.- Diseño de Rejas.....	13
2.4.- Desarenadores.....	16
2.4.1.- Desarenadores a Canales.....	16
2.4.2.- Desarenadores Cuadrados.....	21
2.5.- Estaciones de Bombeo.....	23
2.5.1.- Estación de Bombeo Existente.....	24
2.5.2.- Estación de Bombeo Futura.....	33
2.5.3.- Estación de Bombeo Unica.....	34
2.6.- Evaluación de Subalternativas para el Pretratamiento y Elevación.....	39
3.- TRATAMIENTO BIOLOGICO.....	52
3.1.- Parámetros de Diseño Externos.....	52
3.2.- Características Generales.....	52
3.3.- Reactores.....	55
3.4.- Aireadores.....	59
3.4.1.- Demanda Carbonácea de Oxígeno (DCO).....	59
3.4.2.- Demanda Nitrogenosa de Oxígeno.....	61
3.4.3.- Factor de Pico.....	62
3.4.4.- Capacidad Total en Condiciones Standard.....	63
3.4.5.- Potencia Necesaria y Potencia Instalada.....	64
3.5.- Sedimentadores.....	65
3.6.- Recirculación.....	66
3.7.- Desinfección.....	68

///...

...///

	<u>Página</u>
4.- TRATAMIENTO DE LOS BARROS.....	70
4.1.- Cantidad y Regimen de Purga de los Barros en Exceso...	70
4.2.- Alternativa: Silo de Barros-Playa.....	72
4.2.1.- Generalidades.....	72
4.2.2.- Silo de Barros.....	75
4.2.3.- Playas de Secado.....	81
4.3.- Alternativa: Espesador-Filtro Banda.....	85
4.3.1.- Generalidades.....	85
4.3.2.- Espesador.....	87
4.3.3.- Filtro Banda.....	88
4.4.- Pérdida de Carga en Cañerías de Barros.....	89
4.5.- Evaluación Económica de Subalternativas para el Tra tamiento de los Barros.....	90
5.- OBRA DE DESCARGA.....	96
5.1.- Generalidades.....	96
5.2.- Diseño.....	97
5.3.- Cálculos Hidráulicos.....	99
6.- AJUSTE DEL PERFIL HIDRAULICO.....	103
6.1.- Sedimentadores.....	103
6.2.- Cámara Partidora N° 2.....	105
6.3.- Reactores.....	106
6.4.- Cámara Partidora N° 1.....	111
6.5.- Salida de Sedimentadores de los Líquidos Tratados.....	112
6.6.- Cámara de Cloración.....	114
6.7.- Playas de Secado.....	117
7.- COMPARACION TECNICO ECONOMICA DE LAS ALTERNATIVAS DE SARROLLADAS.....	119
8.- RESUMEN DE LAS REUNIONES DE TRABAJO.....	121
9.- FOTOGRAFIAS TOMADAS POR EL EXPERTO	
- En Abril de 1989.....	122
- En Julio de 1989.....	123
10.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	125
11.- PLANOS - INDICE.....	126

///...

...///

Página

A N E X O S

ANEXO I - Hipótesis de Trabajo para el Proyecto "Provisión y Distribución de Agua Potable a San Carlos de Bariloche", Realizado por la Firma Rómulo S. Noya y Asociados S.A.....	A1
ANEXO II - Cómputos, Análisis de Precios y Presupuestos para el Análisis Comparativo de Alternativas.....	A3
ANEXO III - Antecedentes sobre Precios de Equipos Aéreos.....	A30
ANEXO IV - Diseño Básico de Puente Barredor.....	A38
ANEXO V - Pretratamiento y Elevación.....	A43
ANEXO VI - Tratamiento de Barros - Cómputos y Presupuestos.....	A62
ANEXO VII - Catálogos.....	A68

1.- TAMAÑO DEL PROYECTO

1.1.- Tamaño del Proyecto de Agua Potable

El tamaño del proyecto de la Planta Depuradora ha sido compatibilizado con las hipótesis de trabajo adoptadas en el proyecto "Provisión y Distribución de Agua Potable", enero de 1989, por Rómulo S. Noya y Asociados S.A..-

Para mejor ilustración, se adjunta en el Anexo 1 la parte sustantiva del trabajo, en cuanto a las mencionadas hipótesis de trabajo.-

Se transcriben a continuación las decisiones principales, ampliamente fundamentadas:

- Consumo medio actual del habitante residente..... 240 l/hdía
- Pérdidas (20% del consumo de la población estable)..... 48 l/hdía
- Dotación actual (consumo más pérdidas) del habitante residente, aplicable también al habitante equivalente..... 290 l/hdía
- Población equivalente = población residente + 0,69 población turística
- Factor de pico estacional..... 1,50
- Factor de pico instantáneo..... 1,50
- Dotación futura del habitante residente (o equivalente)..... 320 l/hdía
- Cobertura del servicio de agua potable al año 2020..... 95 %

Se llega así a los resultados sumarizados en el Cuadro N° 10 (ver Anexo 1). Por ejemplo, para el año 2020:

Año	Población Estable (hab.)	Población Flotante (hab.)	Cobertura (%)	Caudal Máximo Diario (m ³ /día)	Caudal Máximo Instantáneo (m ³ /día)
2.020	148.191	43.137	95	81.148	121.722

O sea:

$$(148.191 + 0,69 \times 43.137) \times 0,95 \times 0,32 \times 1,5 = 81.148$$

$$81.148 \times 1,5 = 121.722 \text{ m}^3/\text{día}.$$

1.2.- Tamaño del Proyecto del Establecimiento Depurador

Población de Diseño

Se adopta una cobertura para el año 2020 del 90%. Entonces:

$$0,9 (148.191 + 43.137) = 172.195 \text{ h.}$$

Se adopta: Población de diseño = 170.000 h.

Carga Orgánica

Se adopta, conforme al primer informe, una carga específica de 60 gr DBO₅/h x día para el año 2020. Resulta:

$$170.000 \times 0,060 = 10.200 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}$$

Carga Hidráulica Estacional

Dadas las características del clima (frío y húmedo), el hecho de que el período crítico en cuanto a sobrecargas es el del mes de julio y a las posibilidades de tener que afrontar caudales de infiltración de napas, no se practicará ninguna reducción al agua efectivamente entregada al usuario, la que se supondrá que llega íntegramente a la red de colectoras.-

Se llega al consumo efectivo, descontando del caudal bruto - el porcentaje de pérdidas en la red distribuidora. Ese término no fué evaluado en el 20% del consumo de la población estable, o sea que:

$$\frac{\text{Dotación cloacal efectiva para la población estable}}{\text{Dotación de cálculo de agua potable}} =$$

$$= \frac{1}{1,20} = 0,8333$$

Entonces, los 81.148 m³/día del máximo estacional resultan, - descontadas las pérdidas:

$$(148.191 \times 0,8333 + 0,69 \times 43.137) \times 0,9 \times 0,320 \times 1,5 =$$

$$= 66.205 \text{ m}^3/\text{día}$$

que llegarán a la planta depuradora cloacal durante los días de tiempo seco de julio de 2020, siendo:

148.191 :	Población estable año 202.
0,8333 :	Factor de reducción sobre el agua computa da para la población estable, que tiene - en cuenta las pérdidas de la red.

0,69	:	Factor de equivalencia = consumo turista/ consumo residente.
43.137	:	Población turística en julio del 2020.
0,9	:	Factor de cobertura del servicio de desagües cloacales en el año 2020.
0,320	:	Dotación de agua potable nominal o de trabajo para el año 2020.
1,5	:	Factor de pico estacional.

Si bien se considera funcionamiento separativo, ello nunca se cumple estrictamente y menos en Bariloche, lo cual ha quedado bien demostrado en el Anteproyecto Preliminar. Por esa razón se ha considerado una sobrecarga durante tiempo húmedo del 45%, la que no será ingresada al tratamiento biológico a fin de preservar a la planta de posible fuga de barro por exceso de carga hidráulica sobre los sedimentadores.-

1.3.- Partición en Etapas

1.3.1.- Estudio Cronológico de las Cargas

A los efectos de modular la planta, otorgando a la primera etapa un tamaño adecuado, se realiza a continuación el estudio cronológico de las cargas hidráulicas y orgánicas tratando de prever su ocurrencia a lo largo del tiempo.-

La principal dificultad de esta tarea radica en las hipótesis que se formulen sobre la oportunidad en que serán realizadas las obras de ampliación de la red cloacal y segunda cloaca máxima, ya estudiadas a nivel de Anteproyecto. Es decir, sobre la forma en que progresará la cobertura de la demanda.-

Durante la confección del Anteproyecto, el Estudio INHAR determinó, en octubre de 1986, en 19.000 habitantes la población estable conectada. Teniendo en cuenta que el censo del año anterior había arrojado una población estable de 61.210 habitantes, puede asignarse al año 1985 una cobertura del 30%.-

Este grado de cobertura podría llegar al 40% en el año 1995, y a partir de esa fecha, cabe esperar que se pongan en marcha las obras de infraestructura (colectores principales) --

para cubrir las necesidades insatisfechas hasta llegar al -- 70% en forma más o menos rápida (en 10 años, al 2005).--

Estas hipótesis de trabajo se vuelcan en la columna (4) del Cuadro N° 1, cuyas columnas 1, 2, 3, y 5 son extractos del -- estudio para la "Provisión y Distribución de Agua Potable" -- ya comentado e ilustrado en el Anexo 1.--

Para la progresión de la carga orgánica también se hace necesario la adopción de una hipótesis de trabajo, la que consistió en partir del tradicional 54 gr/h x día de DBO₅ para el año 1990, hasta llegar a 60 gr/hxdía en el 2020.--

Con todos estos datos de entrada, se consiguen en el Cuadro N° 1, la progresión de las cargas hidráulicas y orgánicas. -- Para las primeras, cabe repetir la metodología aplicada en -- el apartado anterior, y las segundas, son sencillamente el -- producto de la población total por la carga orgánica per cápita.--

1.3.2.- Capacidad Hidráulica de la Cloaca Máxima Existente

Se estimó interesante, a los efectos de prever la gestión correspondiente a la construcción de la segunda cloaca máxima, acotar los límites de utilización de la cloaca máxima existente de ø 900 mm., entre bocas de registro 12 y 45.--

Veamos primero el máximo caudal que puede conducir en condiciones de funcionamiento normal, esto es con la pendiente -- del intradós. Entre las bocas 12 y 45 se contabiliza:

$$j = \frac{769,29 - 766,57}{3,632} = 0,000749$$

Aplicando Prandtl-Colebrook para $K = 1,00$ mm. y $v = 1,31 \times 10^{-6}$ m²/seg. (que corresponde para líquidos cloacales a -- 10°C), en conductos circulares rectos sin acometidas laterales, se obtiene:

$$Q = 1.830 \text{ m}^3/\text{h} = 44.000 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$v = 0,80 \text{ m/seg.}$$

Cabe no obstante investigar también el caudal de pico que podría ser absorbidos en condiciones de sobrecargas tolerables es decir, a bajas presiones. El caso se presta porque la ca-

ñería corre por la terraza baja, de manera que los usuarios, que están todos muy por sobre la cota de retiro del lago, de finida por Agua y Energía en 771,00, no serían perturbados.-

Para lograr esas condiciones de sobrecarga moderada sería me nester sellar algunas bocas de registro y ventilar otras, en tanto que los sobrecaudales de infiltración de aguas de lluvia bien podrían ser derivados al arroyo Nireco organizando un desborde en la boca de registro 16 ó 17, por ejemplo, a cota 769,60 m. superior a la cota máxima de las aguas (769,00 m.). Con este recurso se lograría, a los efectos de prolon gar la utilización de la cloca máxima de \varnothing 900 mm. como cañe ría única:

$$j = \frac{769,60 - 766,62}{3.632 - 510,67} = 0,0009547$$

$$Q_{\text{pico}} = 0,57 \text{ m}^3/\text{seg.} = 2.052 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$v = 0,90 \text{ m/seg.}$$

Las bocas a sellar serían las N² 7, 9, 13, 14 y 16 en tanto que la boca 8 debería ser sellada y ventilada.-

Con el desborde controlado de los caudales de lluvia en el arroyo Nireco no solo se logra mejor utilización de la cañe ría \varnothing 900 mm., sino también de la estación de bombeo existen te. No sería de temer una exagerada septización de los líqui dos, ya que en esas condiciones extremas e intermitentes de funcionamiento la velocidad es también grande y los tiempos de retención no superan la hora.-

1.3.3.- Programación

Con el nuevo tamaño adoptado para el proyecto (170.000 hab.) que implica una reducción al 70% de lo propuesto en el Anteproyecto Preliminar, y a la luz del último censo (61.210 habitantes estables) parece lógico una partición en dos etapas de 85.000 habitantes cada una, lo que además posibilita un muy buen aprovechamiento del predio reservado para la planta depuradora cloacal, incluyendo el tratamiento de los barros.

Al Cuadro N² 1 ya comentado se agrega ahora la capacidad hidráulica y de depuración del primer módulo y de la planta de puradora cloacal completa, y también la capacidad de trans--

porte de la cañería ϕ 900 mm. existente. Las conclusiones --
son las siguientes:

- De no ejecutarse la segunda cloaca máxima, a partir del --
año 2000 probablemente comience a funcionar el desborde --
del arroyo Ñireco en tiempo lluvioso.-
- Con esa salvedad, el tamaño de un módulo de 85.000 habitantes
estará equilibrado con la capacidad de la cloaca máxi-
ma ϕ 900 mm. y no será necesario ampliar la Estación de --
Bombeo existente, hasta tanto se encare el 2º módulo y la
segunda cloaca máxima.-
- De acuerdo con las hipótesis de trabajo formuladas, tanto
por carga hidráulica como por carga orgánica, el primer mó-
dulo podrá satisfacer la demanda hasta el año 2004.-

C U A D R O N° 1

Año (1)	Población Estable	Población Flotante	Cobertura Servicio Cloacal	Dotación de Cálculo de Agua Potable	Carga Orgánica Per Cápita	Q Estacional	Q Máximo		Carga Orgánica
	Hab.	Hab.	%	l/hab/día	grDBO ₅ /h/d	m ³ /día	En T.Seco	En T.Húmedo	
	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	m ³ /h.	m ³ /h. +	KgDBO ₅ /día
1970	29.414								
1980	51.268								
1985	61.210		30						
1990	72.384	24.668	35	290	54	11.800	740	1.070	1.843
1995	84.356	27.745	40	295	55	15.800	990	1.430	2.466
2000	97.700	30.824	55	300	56	25.400	1.590	2.300#	3.958
2004	106.920	32.020	67	304	56,8	33.970	2.120	3.078#	5.287
2005	109.358	33.902	70	305	57	36.680	2.300	3.300	5.716
2010	122.406	36.980	80	310	58	47.440	2.960	4.300	7.395
2015	134.683	40.058	85	315	59	56.200	3.500	5.100	8.763
2020	148.191	43.137	90	320	60	66.200	4.140	6.000	10.331
Tamaño un módulo 85.000 hab.equiv. y cloaca máxima existente.....						33.100	2.070	2.070	5.100
Tamaño dos módulos y dos cloacas máximas.....						66.200	4.140	6.000	10.200

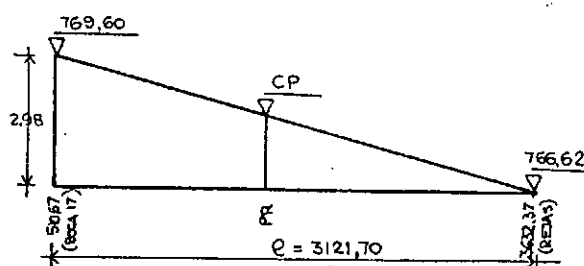
- (2) Hasta 1985, de C.N..A Partir de 1990 del Est. R.Noya y Asociados
 (3) y (5) Del Est. R. Noya y Asociados
 (4) y (6) Hipótesis de trabajo adoptadas
 (7) Ejemplo: $(72834 \times 0,833 + 0,69 \times 24668) \times 0,35 \times 0,290 \times 1,5 = 11832 \text{ m}^3/\text{día}$

- (8): $(7) \times 1,5/24$
 (9): $(8) \times 1,45$
 (10): $[(2) + (3)] \times (4)/100 \times (6)/1000$
 # : Hay desborde en el Arroyo Nireco

C U A D R O N° 2

PERFIL HIDRAULICO DE LA CLOACA MAXIMA Ø 900 mm. EXISTENTE A PARTIR DEL DESBORDE CONTROLADO A EJECUTAR EN EL ARROYO NIRECO

Boca N°	Progresiva	Cota Terreno	Cota Piezométrica
17	510,67	769,50	769,60
18	528,67	770,00	769,58
19	567,67	769,89	769,55
20	579,67	769,60	769,53
21	599,67	769,60	769,52
22	626,67	770,00	769,49
23	690,67	770,15	769,43
24	757,87	770,20	769,36
25	927,87	770,36	769,20
26	1.047,87	770,90	769,09
27	1.172,87	769,60	768,97
28	1.223,37	769,65	768,92
29	1.333,37	769,50	768,81
30	1.463,37	769,50	768,69
31	1.603,37	770,00	768,56
32	1.793,37	769,60	768,38
33	1.913,37	770,00	768,26
34	2.108,37	770,00	768,07
35	2.248,37	769,30	767,94
36	2.368,37	769,50	767,83
37	2.460,37	769,50	767,74
38	2.560,37	770,00	767,64
39	2.710,37	768,60	767,50
40	2.962,37	770,00	767,26
41	3.082,37	769,93	767,15
42	3.172,37	769,90	767,06
43	3.282,37	768,70	766,95
Rejas	3.632,37		766,62



PR = Progresiva

CP = Cota Piezométrica

$$CP = 769,60 - \frac{2,98}{3.121,70} (PR - 510,67)$$

2.- PRETRATAMIENTO Y ELEVACION

2.1.- Consideraciones Generales

Las obras de pretratamiento (de antes y después de la estación elevadora) están gobernadas por los caudales de llegada (es decir, por la existencia de una cañería de ϕ 900 mm. y la de una futura de ϕ 1.200 mm.).-

Por otra parte, hay razones para realizar el desareno antes del bombeo, y otras que aconsejan a realizarlo después del bombeo.-

La primera de esas soluciones es la más consensuada, ya que resultan protegidas las bombas.-

A favor de el desarenado posterior, está el menor costo estructural y el aparataje más simple para la extracción y selección de la arena.-

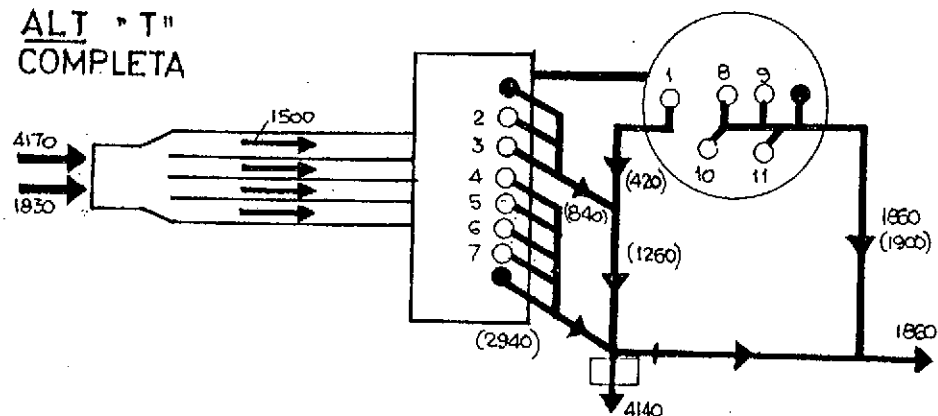
"Las ventajas de la localización de la cámara de arena a la cabecera de los equipos mecánicos es obvia, y en el pasado, el "tratamiento preliminar" ha sido generalmente instalado con el orden reja gruesa-cámara de arena-reja fina o dilatación-equipos de bombeo. También se han aconsejado las rejillas finas antes de la cámara de arena para mayor protección de los equipos de extracción de arena, una tendencia de los últimos años. Una variante frecuentemente encontrada prevé solo una reja gruesa como protección del equipo de bombeo, con cámaras de arena y rejillas finas o comminutors a continuación de las bombas. Este diseño es a menudo adoptado donde los desagües entrantes están a tal profundidad que hacen a la localización de la cámara de arena aguas arriba del bombeo indeseable desde el punto de vista de la economía, acceso y dificultades de elevación de arena". (*)

(*) ASCE - Manuals and Reports on Engineering Practice -
Nº 3 (WPCF Manual of Practice Nº 8) NY 1977.

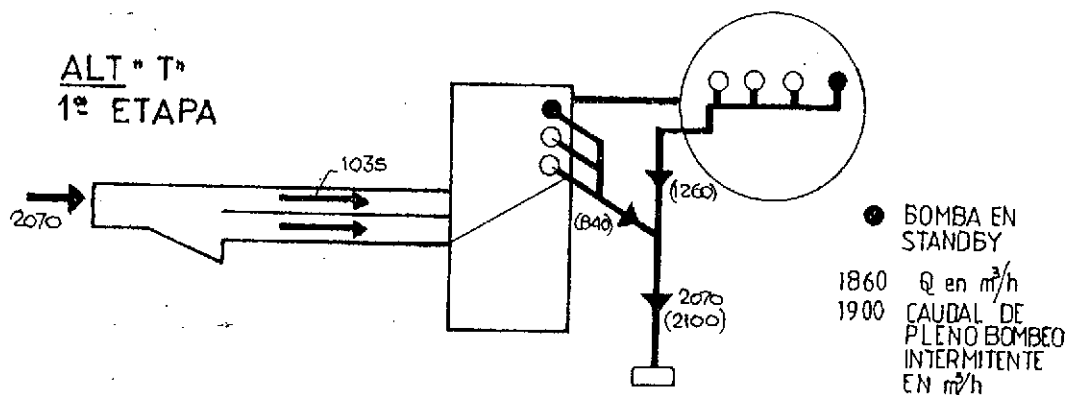
2.2.- Diseños Alternativos

Se trabajará sobre las siguientes alternativas, cuyo dimensionado se justifica en el Item 2.3

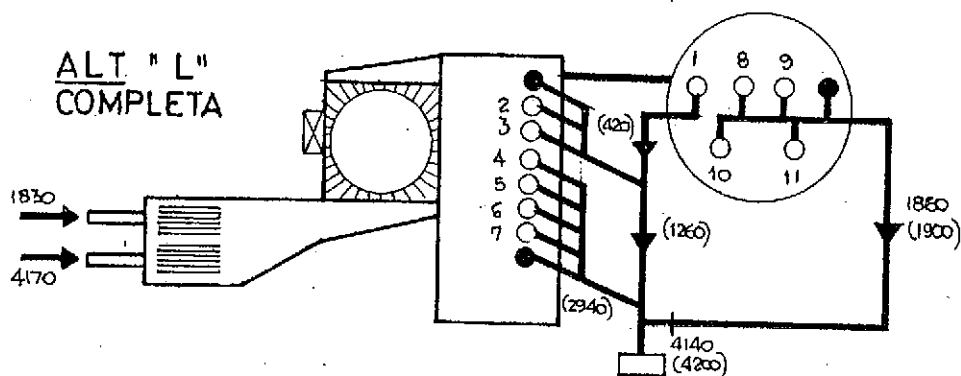
**ALT "T"
COMPLETA**



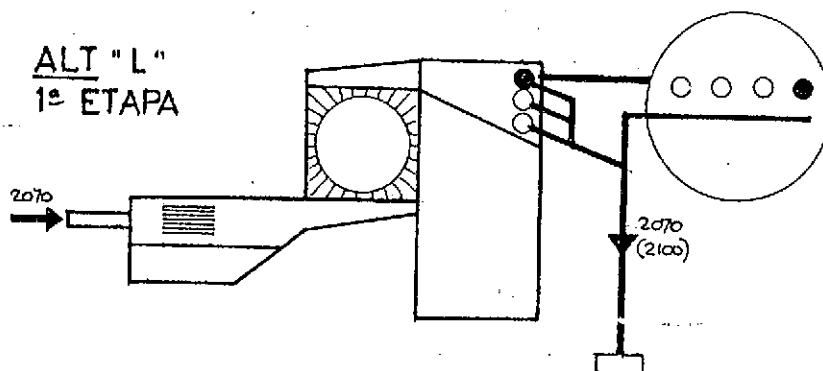
**ALT "T"
1ª ETAPA**

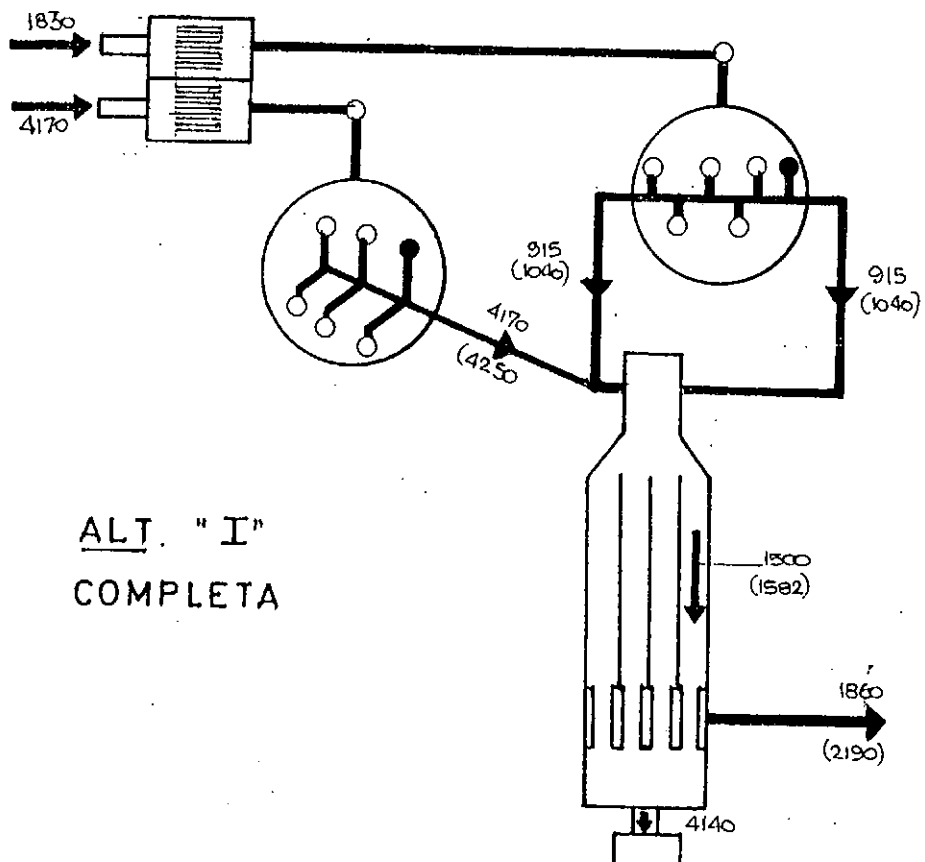


**ALT "L"
COMPLETA**

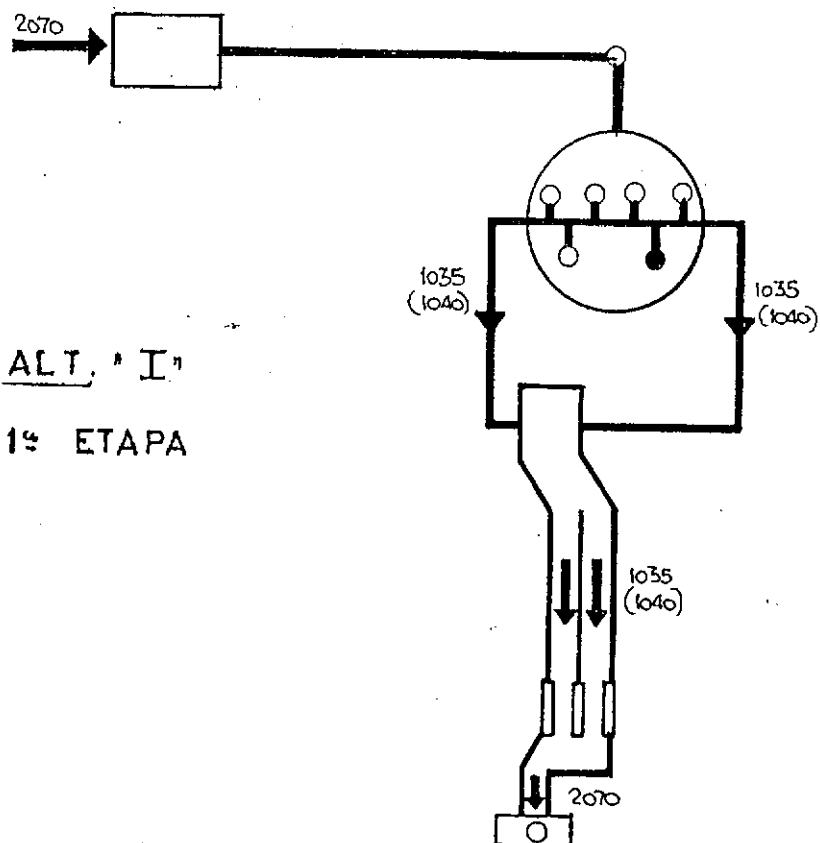


**ALT "L"
1ª ETAPA**

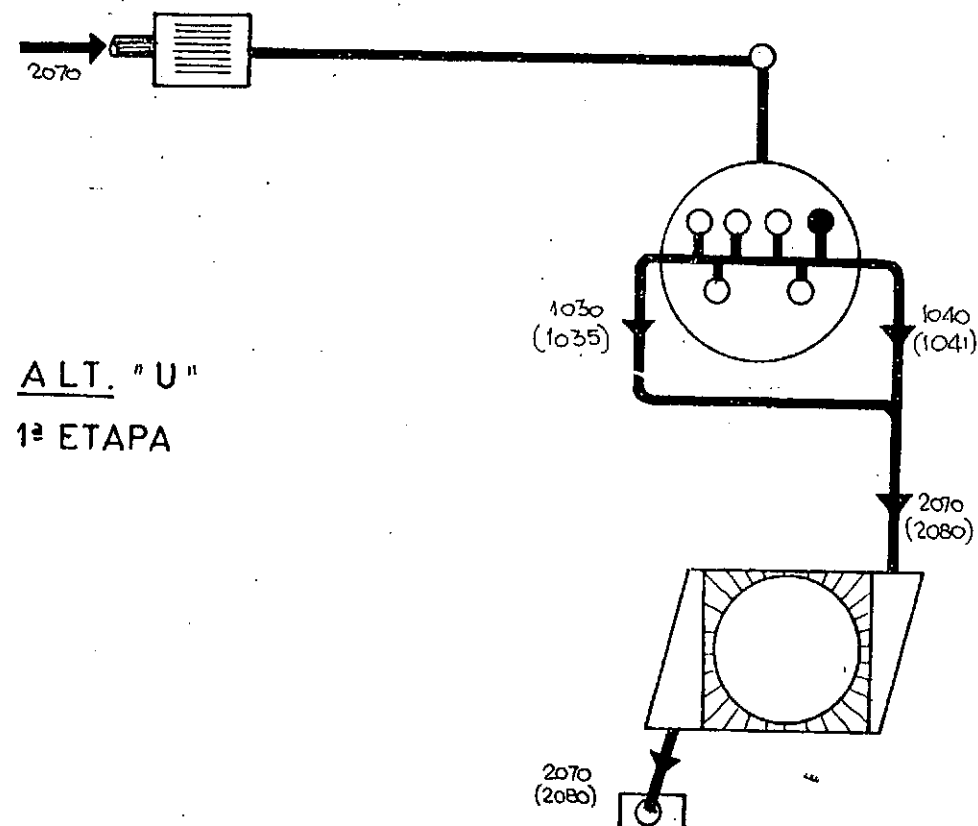
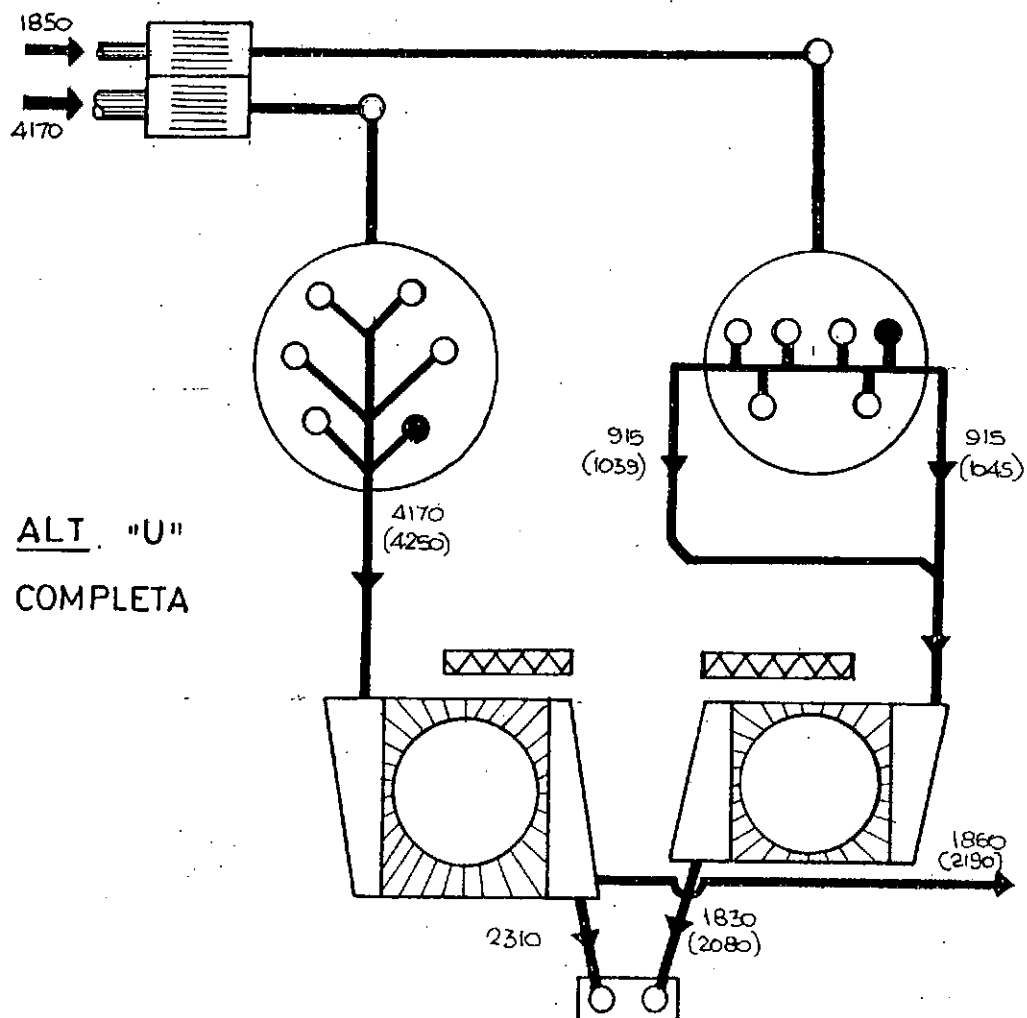




ALT. "I"
COMPLETA



ALT. " I "
1^a ETAPA



2.3.- Diseño de Rejas

Habiendo prescindido de desbaste doble (reja gruesa-reja fina) se opta por una abertura intermedia: 3/4" con planchuelas de 3/8". Entonces el rendimiento superficial pasa a ser:

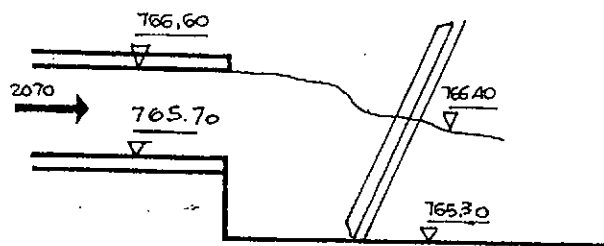
$$\frac{\text{Superf. Neta}}{\text{Superf. Bruta}} = \frac{3/4''}{3/4'' + 3/8''} = 0,666$$

y llevando la velocidad de pasaje a 0,6 m/seg. resulta:

a) Sobre la cañería ϕ 900 (alternativas L, I y U)

$$A = \frac{2.070 \text{ m}^3/\text{h}}{3.600 \times 0,666 \times 0,6} = 1,44 \text{ m}^2.$$

La altura útil surge de considerar la altura del caño (ϕ 900 mm.), menos la pérdida de carga máxima adoptada (20 cm.), más una cierta revancha (40 cm.). Entonces:



VER DIAGRAMA
ALTERNATIVA I

$$H = 1,10 \text{ m}$$

$$L = \frac{1,44}{1,10} = 1,30 \text{ m}$$

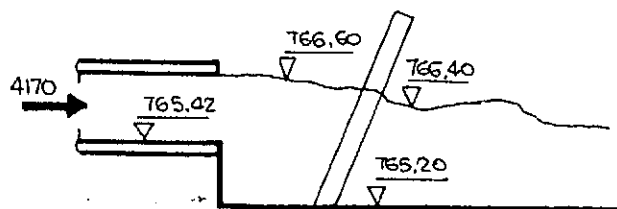
Dada su construcción aislada y por motivos de arquitectura hidráulica, resulta aconsejable la reja de carrera larga accionada por 2 6 4 cables.-

b) Sobre cañería ϕ 1.200 (alternativas L, I y U). Hemos adoptado para la segunda cloaca máxima idéntico perfil (intradós) que para la primera, y para ésta, el funcionamiento normal que corresponde a su pendiente constructiva, es decir, el pelo de agua a cota intradós ($Q = 1.830 \text{ m}^3/\text{h}$). El caudal complementario hasta llegar a $6.000 \text{ m}^3/\text{h}$ con $j = 0,75 \text{ ‰}$ requiere ϕ 1,20 m. a cota de llegada 766,62. - El área bruta de rejas resulta:

$$A = \frac{4.170 \text{ m}^3/\text{h}}{3.600 \times 0,666 \times 0,6} = 2,90 \text{ m}^2.$$

La altura surge de considerar un ϕ , menos la pérdida de carga, más una cierta revancha inferior, o sea:

$$1,20 - 0,20 + 0,20 = 1,20 \text{ m.}$$



entonces el ancho:

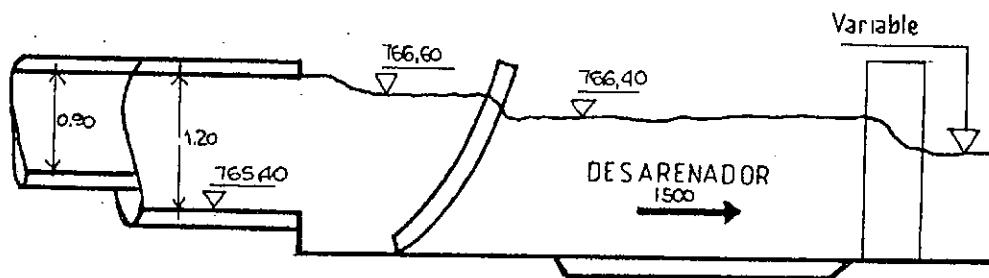
$$L = \frac{-2,90}{1,20} = 2,42 \text{ m.}$$

c) Rejas conjuntas Alternativa T.

En esta alternativa (canales desarenadores previos al bombeo) la arquitectura de la obra aconseja realizar la estructura completa para las dos etapas, desde el inicio. - Como ambas cañerías acudirán a la misma cámara, se tratan las rejas en conjunto

$$A = \frac{6.000 \text{ m}^3/\text{h}}{3.600 \times 0,666 \times 0,6} = 4,167 \text{ m}^2.$$

Dada la generosidad del espacio disponible en esta alternativa, se ha optado por la reja basculante o giratoria, muy apropiada para canales abiertos, los que, entre otras ventajas, a igual intermitencia de limpieza, presentan menor pérdida de carga. (En este perfil la pérdida de carga debe ser cuidadosamente administrada porque los canales regulados por velocidad, intercalan un ΔH que compromete a la estación de bombeo existente).-



$$L = \frac{-4,167}{1,20} = 3,47 = 2 \times 1,75 \text{ m.}$$

Nota: La pérdida de carga de trabajo debería ser, según -- Parker, superior a 6" \approx 15 cm. Fórmulas como las de Kirschmer

$$h = \beta \left(-\frac{W}{b} \right)^{4/3} h_v \sin \theta$$

para apreciar la pérdida teórica, dan valores muy bajos. Hay que utilizar un criterio práctico que atienda la situación de reja semi-obstruída.

2.4.- Desarenadores

La necesidad de proceder a interceptar los sólidos inorgánicos particulados previo al tratamiento es un criterio generalizado. Si los sólidos pesados tuvieran franca presencia en el reactor, en ciertas zonas (recodos) se formarían depósitos que, aparte de quitar volumen útil, crearían zonas anóxicas inconvenientes para el proceso.-

Como surge del Item 2.2, se han investigado entre otros, desarenadores de dos tipos:

- A canales regulados hidráulicamente con velocidad de corte prefijadas.-
- Cuadrados, sin regulación, con selección aparte y retorno de sólidos orgánicos.-

2.4.1.- Desarenadores a Canales

En este caso estarán implementados con barredores longitudinales con bombas de succión sobre puente rodante. La sección recta será parabólica y la garganta de control de ancho constante. Con este arreglo se consigue velocidad horizontal (o de corte) constante para cualquier caudal de ingreso.-

Requiere que el nivel máximo aguas abajo no ahogue a la garganta de control.-

El proceso de cálculo es:

- 1- Adopción del tamaño de la partícula que se quiere interceptar.
- 2- Adopción de la velocidad horizontal menor que la velocidad de arrastre.
- 3- Cálculo de la sección recta a caudal pleno.
- 4- Adopción de la velocidad de asentamiento conforme 1 y 2.
- 5- Cálculo de la longitud para lograr carga superficial igual a 4.

Del ítem 2.2 surge que el caudal de diseño incluso lluvia es de 6.000 m³/h.

En la alt. I se debe discriminar el caudal que entra a tratamiento del que se deriva a cloración, esto es 4.140 y 1.860 m³/h.

Para la primer etapa rige 1/2 de los primeros es decir 2.070 m³/h y para la segunda, otros 2.070 más 1.860. Entonces :

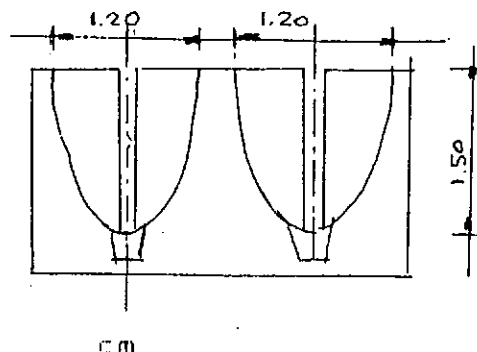
a) Primer etapa, alt I.

1. $d = 0,018$ cm
2. $VI = 24$ cm/sg = 864 m/h (MTD 119)
3. Perfiles parabólicos con $H = 1,50$

$$\frac{2}{3} b \times 1,50 = \frac{2.070 \text{ m}^3/\text{h}}{864 \text{ m/h}} = 2,40 \text{ m}^2$$

 $b = 2,40$

Que se obtiene con dos canales de $b = 1,20$



4. $V' = 1,4 \frac{\text{cm}}{\text{seg}} = 50,4$ (MTD 119)

$$5. \text{ Sup} = b \times l = \frac{2.070}{50,4} = 41 \text{ m}^2$$

$$l = \frac{41}{2,40} = 17,11 \text{ m}$$

6. Ver plano

El ancho de la garganta de control se calcula a partir de la velocidad crítica (ver ME 1.977, p. 460)

$$V_c = \sqrt{\frac{H + H_v}{3,1}}$$

$$H_v = \text{altura de veloc.} = \frac{0,24^2}{2 \times 9,81} = 0,0029$$

$$V_c = \sqrt{\frac{2 \times 9,81 \times \frac{1,50 + 0,0029}{3,1}}{3,1}} = 3,084 \text{ m/s.}$$

el tirante en la garganta, a régimen crítico, resulta:

$$d_c = 2 \frac{V_c^2}{2g} = 2 \frac{3,084^2}{2 \times 9,81} = 0,97 \text{ m}$$

y con el caudal de $\frac{2.070}{2}$ resulta un ancho de:

$$V_c = 3,084 = \frac{1.035/3.600}{0,97 \times w} \Rightarrow w = 0,096 \text{ m}$$

b) Segunda etapa, alt I

A dos canales idénticos, se apoya un tercero para $Q = 1.860 \text{ m}^3/\text{h}$

1- $d = 0,05 \text{ cm}$

2- $VI = 42 \frac{\text{cm}}{\text{seg}} = 1.512 \text{ m/h (MTD 119)}$

3- $H = 1,50$

$$\frac{2}{3} b \times 1,50 = \frac{1.860}{1.512} \Rightarrow b = 1,20$$

4- $V_c = 5 \text{ cm/seg} = 180 \text{ m/h}$

5- $1,20 \times l = \frac{1.860}{180} \Rightarrow l = 8,61 \text{ m}$

6- Ver plano

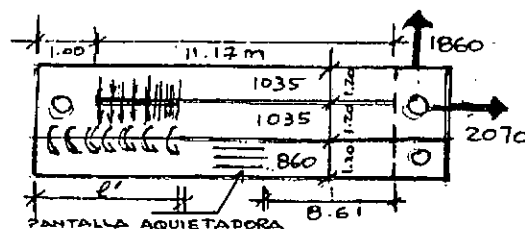
La menor longitud del tercer canal será aprovechada para organizar el vertedero derivador.

Con lámina vertiente de 10 cm
se tiene por metro (E + H - R)

$$Q = 208 \text{ m}^3/\text{h/m}$$

donde la longitud necesaria debe ser de:

$$1' = \frac{1.860}{208} = 8,94$$



La posición en altura se determina buscando que aún para caudal mínimo, la función de aforo quede preservado. Esto es que no se ahogue la sección de control. El caudal mínimo se fija en $\frac{1}{5}$ del nominal, es decir

$$Q = \frac{2.070}{5} = 414 \text{ m}^3/\text{h}$$

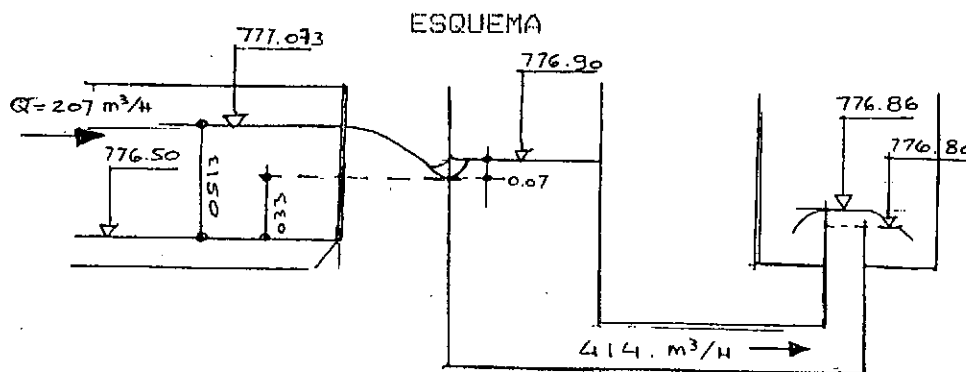
que repartida entre dos canales en operación son 207 m³/h c/u.

En esas condiciones la altura en la cámara pasa de 777,07 a 776,90

y la altura en el canal:

$$\left(\frac{1,50}{5} \right)^{3/2} = 0,513 \text{ m}$$

es decir, con una altura en garganta de $\frac{2}{3} \cdot 0,513$, y si aceptamos una recuperación del orden de los 7 cm, el esquema final resulta



c) Primera y Segunda Etapa Alt. "T"

En la Alt. T no hay mérito para hacer el quinto canal porque no se debe derivar el sobreflujo de lluvia. Entonces se plantea cuatro canales para 6.000 m³/h, dos en la primer etapa, a razón de 1.500 m³/h c/u

1- $d = 0,018 \text{ cm}$

2- $VI = 24 \text{ cm/sg} = 864 \text{ m/h (MTD, 119)}$

3- Perfiles parabólicos con $H = 1,50$

$$\frac{2}{3} b \times 1,50 = \frac{1.500}{864} = 1,74 \text{ m}^2$$

$$b = 1,75 \text{ m}^2$$

$$4- \quad V'_c = 1,4 \frac{\text{cm}}{\text{sg}} = 50,4 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (MTD, 119)}$$

$$5- \quad \text{Sup} = b \times 1 = \frac{1.500}{50,4} = 29,76 \text{ m}^2$$

$$l = \frac{29,76}{1,75} = 17,00 \text{ m}$$

6- Ver esquema

El ancho de la garganta, para conseguir

$$V_c = \sqrt{2 \times 9,81 \frac{1,50 + 0,0029}{3,1}} = 3,084 \text{ m/s}$$

$$d_c = \frac{23,084}{2 \times 9,81} = 0,97$$

$$w = \frac{1.500/3.600}{0,97 \times 3,084} = 0,139 \text{ m}$$

2.4.2.- Desarenadores Cuadrados

El diseño de estos desarenadores utilizados en las alternativas "L" y "U" están normalizado. Sus dimensiones básicas pueden verse en ME (ver también Anexo). Su principal característica es la de no ser regulados (a $Q < Q_{\text{máx.}}$ intercepta materia orgánica). Requiere entonces un selector o clasificador de arena independiente que hace retornar al pozo el material orgánico.-

Cuando la altura a la que hay que elevar la arena no es grande, esa función es confiada al propio tornillo selector, como en la alternativa "U". De lo contrario, la elevación se hace con bomba arenera y la selección con un lavador tipo SW (ver Anexo).-

En la alternativa "L" se coloca a continuación de una reja de cuatro cabos y debe absorber un caudal de agua de 6.000 m³/h en el futuro. Verificando el tamaño 9, x 9 con $H = 0,90$ (ver M y E p.355) se tiene velocidad horizontal

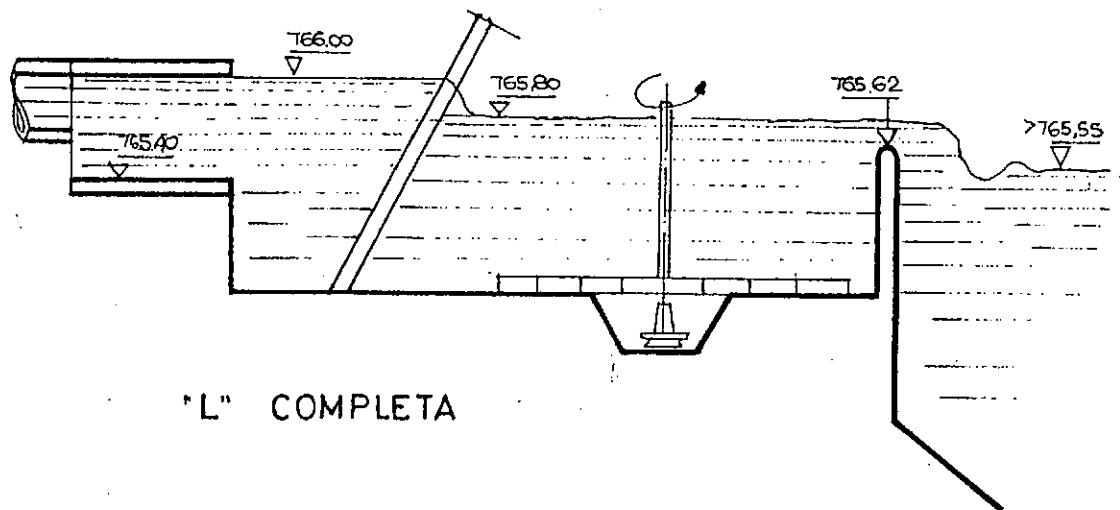
$$v_H = \frac{6.000}{3.600 \times (9 \times 0,90)} = 0,20 \text{ m/seg.}$$

y una carga superficial o velocidad de asentamiento de la partícula crítica de

$$v_v = \frac{6.000}{3.600 \times 92} = 0,02 \text{ m/seg.}$$

Chequeando estos valores en la tabla del MTAD (p.119) se determina que el diámetro de la menor partícula interceptada será entre 0,2 y 0,23 mm., siendo la velocidad de arrastre menor que la crítica para esos valores. En el cuadro de M y E se establece que hasta un caudal de 1,58 m³/s (prácticamente los 6.000 m³/h) la eficiencia llega a 0,21 mm. > 0,15 mm.

El nivel del vertedero puede estar trabado con la carrera en el caño ϕ 1,20 ya que cuando éste funciona nunca se tendrá caudal nulo. Por otra parte, luego del vertedero las aguas deben quedar no más bajas que la altura de arranque de la última bomba. Se obtiene:



"L" COMPLETA

Para una lámina vertiente de 0,18 m. el caudal unitario - \bar{Q} resulta 0,183 m³/seg.. Es decir que con 9 metros de frente se consiguen los 6.000 m³/hora.-

$$0,183 \times 9 \times 3.600 = 5.929,20 \text{ m}^3/\text{h.}$$

En la alternativa "U" son menesteres dos desarenadores -- cuadrados: uno en la primer etapa de 6 x 6 y H = 0,60 m. para un caudal pico de 2.080 m³/h y otro para la futura cañería ϕ 1,20 de 7,50 x 7,50 y H = 0,75 para 4.250 m³/h.

Comenzando con el primero resulta:

$$v_H = \frac{2.080 \text{ m}^3/\text{h}}{3.600 \times 6 \times 0,60} = 0,16 \text{ m/seg.}$$

$$q_{\text{sup.}} = v_v = \frac{2.080}{3.600 \times 6^2} = 0,016 \text{ m/seg.} = 57,6 \text{ m/h}$$

ϕ 0,2
mm.

y para el segundo:

$$v_H = \frac{4.250 \text{ m}^3/\text{h}}{3.600 \times 7,50 \times 0,75} = 0,21 \text{ m/seg.}$$

$$q_{\text{sup.}} = v_v = \frac{4.250}{3.600 \times 7,50^2} = 0,021 \text{ m/seg.} = 75,6 \text{ m/h}$$

ϕ 0,25
mm.

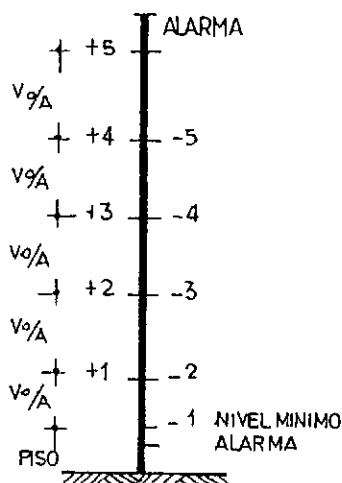
Este último llevará un dispositivo derivador controlado - por una sección Venturi.

2.5.- Estaciones de Bombeo

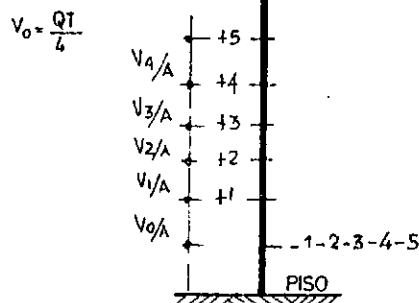
Tanto las alternativas "T" y "L" como las "I" y "U" contemplan la utilización de la Estación de Bombeo existente. Hay pues mucho interés en aprovechar al máximo su capacidad.-

Hay tres esquemas típicos de trabajo:

ESQUEMA 1



ESQUEMA 2



+ Arranque

- Parada

El esquema 1 proporciona una curva menos variable para cualquier caudal pero requiere volúmenes grandes de pozo. El esquema 2 es más económico en volumen pero todas las bombas en marcha quedan involucradas en el ciclo.-

Para que la rotación de los niveles y las bombas sea posible y para facilitar el stock de repuestos y bombas de reserva es preferible que todas las bombas de una misma estación sean en lo posible iguales. Si ese fuera el caso, el volumen V_0 se calcula con:

$$V_0 = -\frac{QT}{4} \quad (\text{MyE 1977, p.218})$$

siendo "Q" el caudal de cada bomba y "T" el tiempo mínimo de ciclaje permisible.-

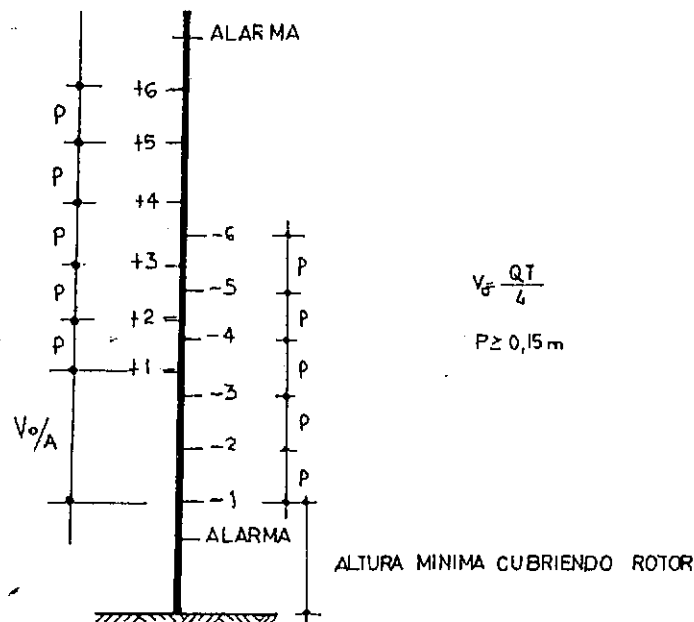
Para calcular V_1 , V_2 , V_3 y V_4 (etc.) se utiliza la expresión:

$$V_i = K_i Q T$$

$$V = \sum_{i=0}^{n-1} V_i$$

i	0	1	2	3	4
K	0,25	0,098	0,067	0,051	0,042

Finalmente no se adoptan ninguno de estos esquemas, sino el siguiente, que es el aconsejado por M y E (ver MyE 1977 p. - 223)



Con este esquema se logra tanto economía de volúmen como --- suavidad en la curva de caudales.-

Otra condición a cumplir es la aptitud del pozo para alojar el número de bombas necesario sin que entre ellas se produzcan fenómenos de interferencia ni vórtice. Para ello existen algunas prescripciones o reglas, pero dado que la estación - existente se verá sin dudas bastante exigida, se propone un esquema básico para cotizar y un estudio sobre modelo físico a cargo del contratista para verificar o corregir el diseño básico utilizando baffles interiores.-

2.5.1.- Estación de Bombeo Existente

Esta estación es utilizada como único pozo de bombeo durante la primer etapa de las alternativas "I" y "U".-

En ambos casos deberá atender un caudal máximo de ingreso de 2.070 m³/h y algo mayor (2.080 ó 2.100) de egreso, ya que -- nunca es posible encontrar un impulsor que iguale exactamente sin ciclar. La altura de bombeo de la alternativa "I" es de 13 a 14 m. según la carrera del pozo y para la alternativa "U" algo menor (12,50 a 13,50). Se intentará resolver el problema de dos maneras: a) con bombas 3.300 y b) con bombas 3.200.-

a) Con bombas 3.300

Con este tipo de bombas se podrían disponer 4 bombas activas y dos en stand by. El punto de funcionamiento sería - entonces:

$$Q = \frac{2.080}{4} = 520 \text{ m}^3/\text{h} = 8.867 \text{ l/min.} = 144,4 \text{ l/seg.}$$

$$H = 13,50 \text{ m.}$$

que se logra con el impulsor de la curva 636, y bomba tipo MT con motor de 60 Cv y régimen de 970 r.p.m.

En esta bomba el impulsor queda cubierto a una distancia de 0,85 m. del piso.

Para un tiempo de ciclaje $T = 12' = 0,2 \text{ h}$

$$V_o = \frac{Q \cdot T}{4} = \frac{520 \times 0,2}{4} = 26 \text{ m}^3.$$

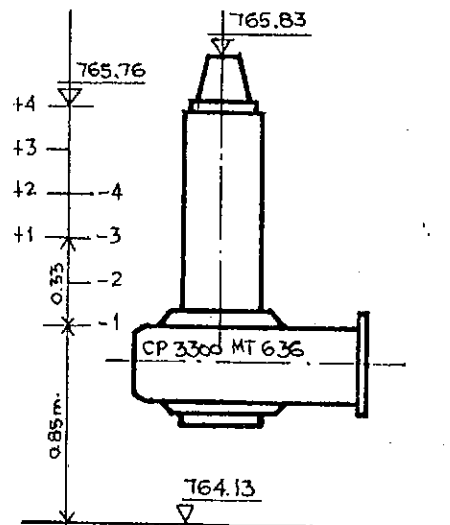
$$\frac{V_o}{A} = \frac{26}{78,54} = 0,33$$

$$3p = 3 \times 0,15 = 0,45$$

El nivel de arranque de la bomba 4 resulta:

$$764,13 + 0,85 + 0,33 + 0,45 = 765,76$$

que es superior al del fondo del caño existente, pero esto es tolerable.



El diámetro de la descarga es de 300 mm. lo cual implica reconstruir la totalidad del múltiple, y, aún así, de no tomar algunos recaudos, el nuevo múltiple con sus válvulas resultaría bastante difícil de ejecutar con inconvenientes de tipo arquitectónico:-

b) Con bombas 3.201 ó 3.200

En este caso sería menester contar con cinco bombas activas, una en stand by y otra en stock, intercambiable. En tonces:

$$Q = \frac{2.080}{5} = 416 \text{ m}^3/\text{h} = 6.933 \text{ l/min.} = 115,55 \text{ l/seg.}$$

$$H = 13,50 \text{ m.}$$

que se puede conseguir con impulsor 635 de dos vanos de -
102 x 84 mm., en bomba tipo MT con motor de 30 Cv a 965 -
r.p.m.. El impulsor queda sumergido a 0,38 m. del nivel -
del piso. Entonces:

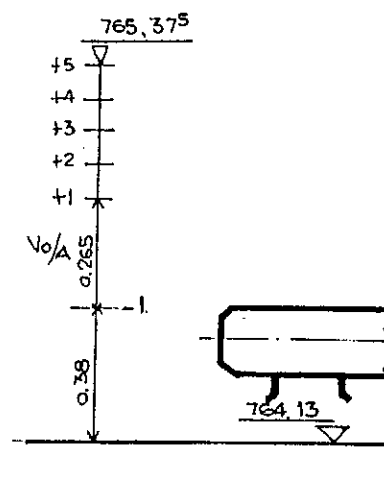
$$V_o = \frac{QT}{4} = \frac{416 \times 0,2}{4} = 20,8 \text{ m}^3$$

$$\frac{V_o}{A} = \frac{20,8}{78,54} = 0,265 \text{ m.}$$

$$4 p = 4 \times 0,15 = 0,60$$

El nivel de arranque de la quinta bomba resulta:

$$764,13 + 0,38 + 0,265 + 0,60 = 765,37^5$$



Que es inferior en 0,34 m. a la base de la cloaca máxima ϕ 900 mm.. El diámetro de descarga es de 300 mm. lo que -
significa reconstruir todo el manifold. Verificando lo --
que sería el ϕ 200 actual se tiene una velocidad:

$$\frac{416/3.600}{\pi \frac{0,2^2}{4}} = 3,67 \text{ m/seg.}$$

excesiva para la válvula de retención.-

RECOMENDACION:

Las bombas 3200 son más adecuadas por su tamaño y peso y también por la hidráulica del pozo. No se obvia la reconstrucción del manifold.-

c) Operación en paralelo

En este rubro se investiga el efecto del múltiple y la canería de impulsión en el punto de funcionamiento de las -
bombas, según sea 1 ó 5 las máquinas en marcha.-

La altura neta de bombeo varía levemente con el caudal y ello podría provocar un corrimiento del punto de funcionamiento digno de consideración.-

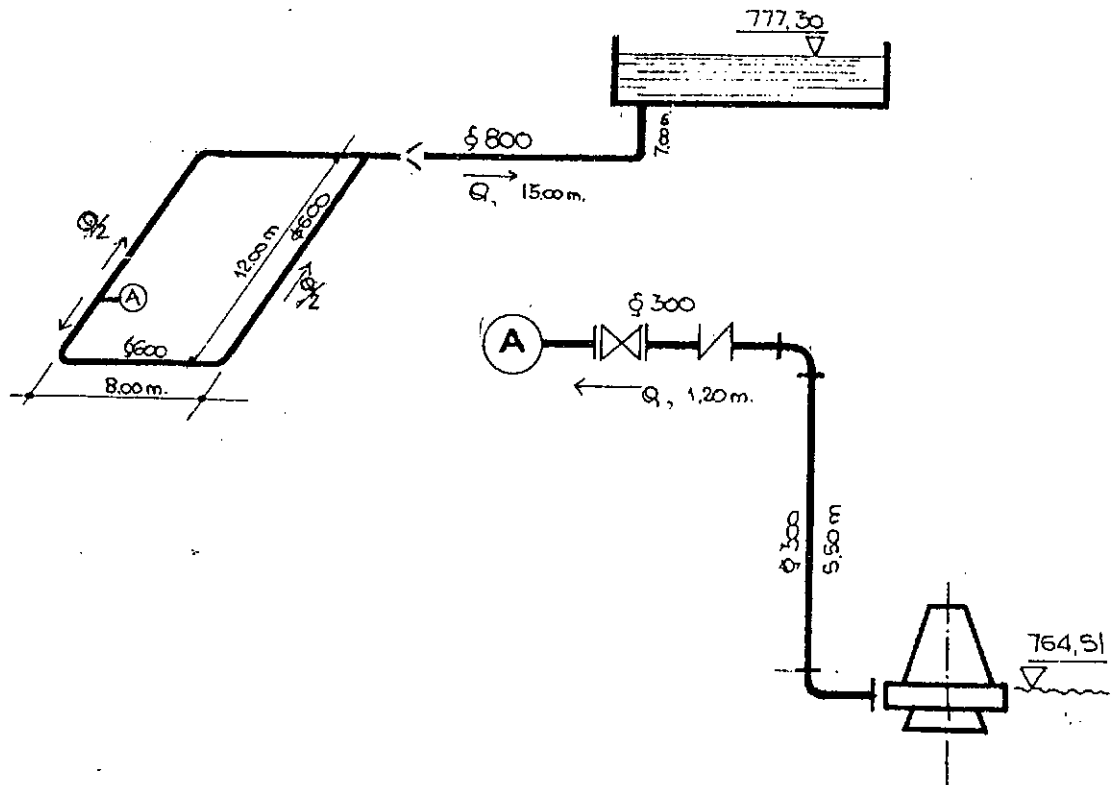
Se estudiarán los dos casos extremos que son:

1 - Nivel de parada de la bomba 1..... 764,51

2 - Nivel de arranque de la bomba 5..... 765,37⁵

CASO 1:

Para no complicar en exceso el método de análisis, se adopta el siguiente esquema simplificado:



Hallaremos por un lado la altura de elevación

$$H_B = H_B(Q)$$

de la bomba con su cañería de elevación, órganos y accesorios.-

Por el otro lado encontraremos la función del sistema:

$$H_S = H_S(Q) = H_T + \Delta H = \text{Altura topográfica} + \text{Pérdidas}$$

Igualando ambas expresiones, se despeja "Q", lo que nos da el punto de funcionamiento.-

Según la curva del fabricante, el rotor 635 pasa por los puntos:

$$(H = 16 \text{ m.}; Q = 73 \text{ l/seg}) \text{ y } (H = 12 \text{ m.}; Q = 140 \text{ l/seg})$$

según una línea recta. Entonces asumimos que:

$$H = 20,358 - 0,01658 Q \text{ (m}^3\text{/h)}$$

A esto hay que restarle la pérdida en cañería ϕ 300 mm., - la que se considerará cuadrática. Veremos la pérdida para un caudal hipotético de 400 m³/h o sea para una velocidad de 1,572 m/seg.. La pérdida distribuida (considerando --- Colebrook, $K = 0,1$ mm., 0°C) será:

$$H' = 0,007422 (5,50 + 1,20) = 0,0497 \text{ m.}$$

y las concentradas:

$$H'' = \frac{1,572^2}{2 \times g} (2 \times 0,33 + 3,2 + 0,12 + 1,1) = 0,64 \text{ m.}$$

Es decir que:

$$0,049 + 0,64 = c Q^2$$

$$\rightarrow c = \frac{0,68945}{400^2} = 4,309 \times 10^{-6}$$

y para cualquier Q

$$H_B = 20,358 - 0,01658 Q - 4,309 \times 10^{-6} Q^2$$

siendo Q = caudal de la bomba 1 en m³/h y H_B altura de -- elevación del conjunto en metro.

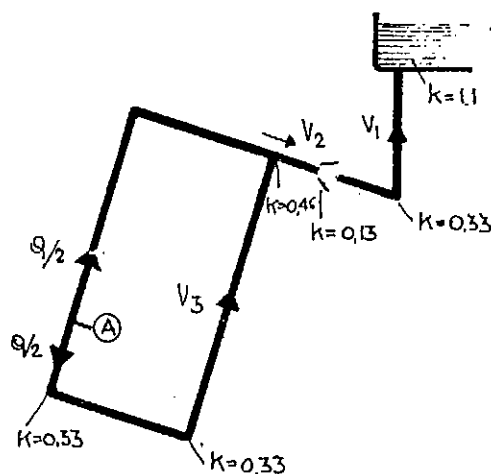
La resistencia del sistema está dada por:

$$\text{Altura topográfica} = 770,30 - 764,51 = 12,79 \text{ m.}$$

Pérdidas distribuidas para $Q = 400$ m³/h

$$\text{en } \phi 800 \rightarrow 0,80^* \times 10^{-6} \times 20 \text{ m.} = 0,0016$$

$$\text{en } \phi 600 \rightarrow 0,95^* \times 10^{-6} \times 20 \text{ m.} = \frac{0,0019}{0,0035} \text{ m.}$$



$$V_1 = \frac{400}{3,6 - \pi \frac{0,8^2}{4}} = 0,221$$

$$V_2 = \frac{400}{3,6 - \pi \frac{0,6^2}{4}} = 0,393$$

$$V_3 = \frac{200}{3,6 - \pi \frac{0,6^2}{4}} = 0,196$$

* Colebrook, $K = 2$ mm.; 0°C

Pérdidas concentradas para $Q = 400 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\frac{0,221^2}{2 \times 9,81} (1,1 + 0,33) + -\frac{0,393^2}{2 \times 9,81} - (0,13) +$$

$$+ -\frac{0,196^2}{2 \times 9,81} (0,46 + 2 \times 0,33) = 0,067 \text{ m.}$$

Es decir que la pérdida en el sistema apenas llega a 10 mm., lo que frente a la altura topográfica (12,79 m.) se hace despreciable. Entonces:

$$H_s = 12,79 \text{ m.}$$

Igualando a H_B :

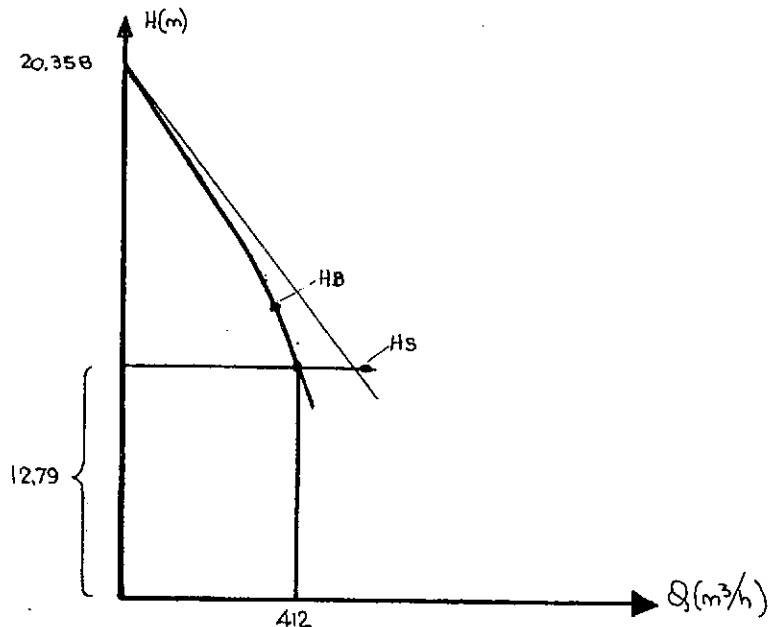
$$20,358 - 0,01658 Q - 4,309 \times 10^{-6} Q^2 = 12,79 \text{ m.}$$

que se cumple para

$$Q = 412 \text{ m}^3/\text{h}$$

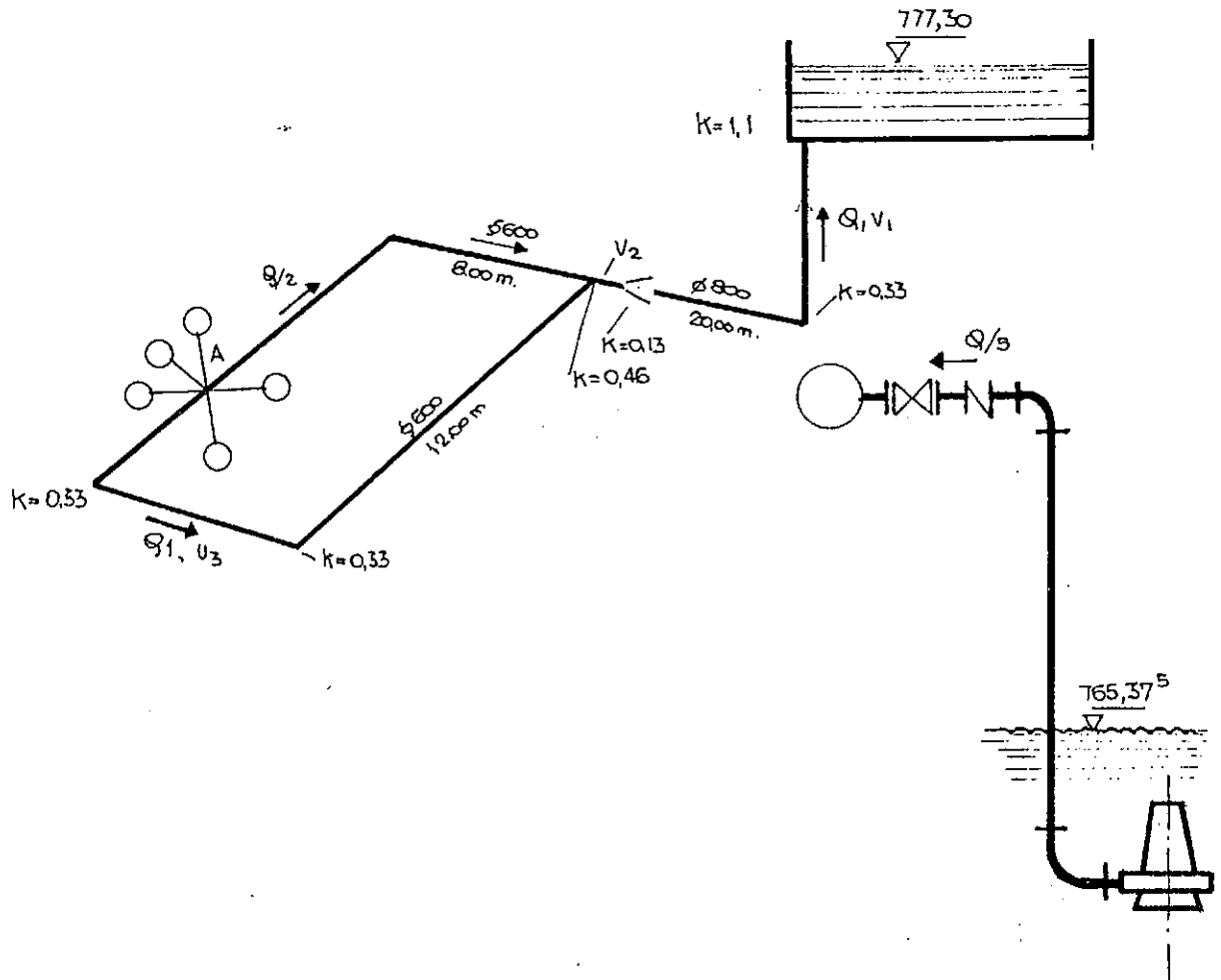
prácticamente igual al que se había previsto como típico (416 m³/h) y considerando que es la peor situación (nivel mínimo en el pozo).

Gráficamente:



CASO 2:

Adoptaremos como esquema simplificado:



La función del grupo bomba-cañería de elevación es la misma que en el Caso 1, solo que ahora al caudal de una bomba lo llamaremos $Q/5$:

$$H_B = 20,358 - 0,01658 \frac{Q}{5} - 4,309 \times 10^{-6} \left(-\frac{Q}{5}\right)^2$$

Para la resistencia del sistema calcularemos nuevamente las pérdidas distribuidas y concentradas para $Q = 2.084 \text{ m}^3/\text{h}$ y $Q_1 = 1.035 \text{ m}^3/\text{h}$, considerando luego que las mismas son cuadráticas.

$$\text{Altura topográfica} = 777,30 - 765,37^5 = 11,925$$

Pérdida distribuida ($Q = 2.084$, $Q_1 = 1.035 \text{ m}^3/\text{h}$):

20 m. en $\phi 800 \rightarrow J^*$	$= 0,002088$	$0,04176 \text{ m.}$
20 m. en $\phi 600 \rightarrow J^*$	$= 0,002374$	$0,04749 \text{ m.}$
			$0,0892 \text{ m.}$

* Colebrook, $K = 2 \text{ mm.}$, 0° C

Pérdidas concentradas

$$V_1 = \frac{2.084}{3.600 - \frac{\pi \cdot 0.8^2}{4}} = 1,151 \text{ m/seg.}$$

$$V_2 = \frac{2.084}{3.600 - \frac{\pi \cdot 0.6^2}{4}} = 2,047 \text{ m/seg.}$$

$$V_3 = \frac{1.035}{3.600 - \frac{\pi \cdot 0.6^2}{4}} = 1,0207 \text{ m/seg.}$$

$$\begin{aligned} & \frac{1.151^2}{2 \times 9.81} (1.1 + 0.33) + \frac{2.047^2}{2 \times 9.81} (0.13) + \\ & + \frac{1.0207^2}{2 \times 9.81} (0.46 + 2 \times 0.33) = 0.1838 \text{ m.} \end{aligned}$$

En total, entre distribuidas y concentradas para $Q = 2.084$, incluso la topográfica:

$$H_s = 11.925 + 6.2859 \times 10^{-8} Q^2$$

Igualando a H_B :

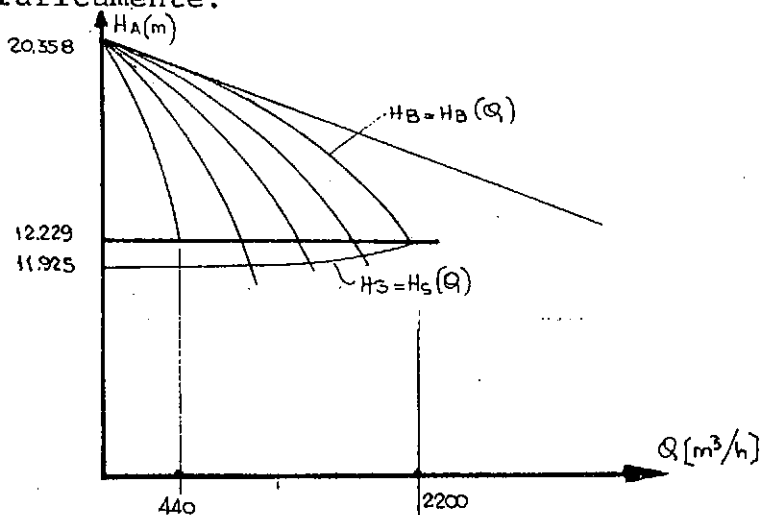
$$20.358 - 0.01658 \frac{Q}{5} - 4.309 \times 10^{-6} \left(-\frac{Q}{5}\right)^2 =$$

$$= 11.925 + 6.2859 \times 10^{-8} Q^2$$

que se cumple para $Q = 2.200 \text{ m}^3/\text{h}$, o sea para una bomba

$$Q = 440 \text{ m}^3/\text{h}$$

Gráficamente:



En suma, con 5 bombas el caudal unitario resulta mayor -- que con una sola bomba, porque no obstante que las resistencias son mayores, la altura del pozo también es mayor y por consiguiente la altura de elevación es menor ----- (11,925 m. contra 12,79 en el Caso 1).-

Si bien los resultados no coinciden exactamente con las -- anteriores hipótesis de trabajo ($Q = 2.084 \text{ m}^3/\text{h}$ contra -- $Q_{\text{hallado}} = 2.200 \text{ m}^3/\text{h}$) se considera a la diferencia un saludable margen de seguridad, ya que nunca es posible garantizar un determinado punto de funcionamiento de una -- bomba con su impulsor.-

2.5.2.- Estación de Bombeo Futura

En las alternativas "I" y "U" se incorpora una estación de bombas de diseño circular y más grande que la existente. En ambos casos, la nueva estación debe estar preparada para recibir 4.170 m³/h y bombear algo más (4.250 m³/h) incluyendo el sobreflujo en tiempo lluvioso.-

El nivel de arranque de la última bomba puede fijarse en --- 765,72 (es decir con 0,30 en el ø 1,20 m. y nada de tirante en el ø 0,90 m.).

No hay peligro de que a raíz de esta pequeña traba entre la carrera del pozo y el ø 1,20, éste pueda funcionar ahogado o controlado por el nivel en el pozo. En efecto, cuando arranca la última bomba, el caudal afluente está entre 4.250 m³/h (5 bombas) y 3.400 m³/h (4 bombas) y con el menor de esos caudales y pendiente del 0,9547 %, el tirante en el ø 1,20 será de 0,90 m, o sea que el pelo del agua en el caño estará a 766,30, contra 765,72 en el pozo. Tampoco hay peligro cuando el caudal sea mínimo, ya que la bomba uno arranca a 765,12, por debajo del piso del ø 1,20 (765,40).

Esta política de trabar las carreras es común cuando se opera con caños grandes, y se justifica en este caso no sólo para minimizar el gasto de energía sino para evitar profundizar inútilmente el pozo, que está en una zona difícil.

Se estudiarán dos tipos de bombas: 3.300 y 3.500.

a) Con bombas 3300

Disponiendo cinco bombas activas y una en stand by, se -- tiene:

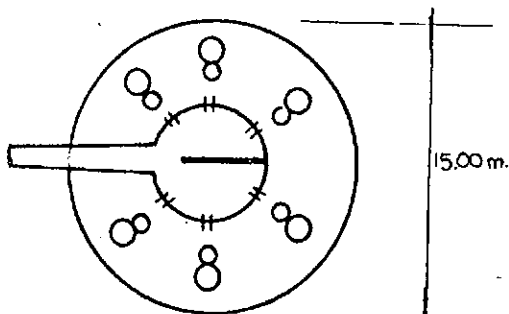
$$Q = \frac{4.250}{5} = 850 \text{ m}^3/\text{h} = 14.166 \text{ l/min.} = 236,1 \text{ l/seg.}$$

$$H = 13,00 \text{ m.}$$

que se logra con el impulsor 632 tipo MT con diámetro de pasaje de 190 mm. y conexión ø 300 mm.. Entonces:

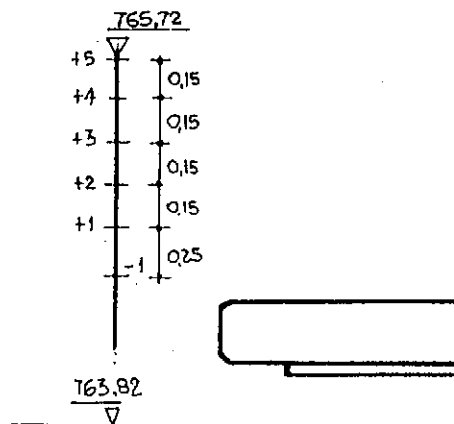
$$V_o = \frac{QT}{4} = \frac{850 \times 0,20}{4} = 42,50 \text{ m}^3$$

$$\phi = 15 \text{ m.}, A = 176,7 \text{ m}^2, \frac{V_o}{A} = 0,25$$



El rotor de esta bomba se cubre a una altura de 0,80 m. - del piso, pero para más seguridad se adopta 1,05. Entonces la cota del fondo resulta:

$$765,72 - 0,25 - 4 \times 0,15 - 1,05 = 763,82 \text{ m.}$$



b) Con bombas tipo 3500

Si bien este tipo de máquina todavía no tiene mucha difusión en el país, casi con seguridad la tendrá en el año - 2004. Con cuatro máquinas activas

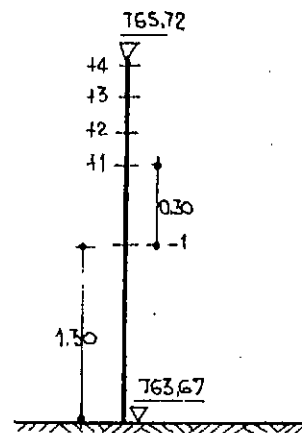
$$Q = \frac{4 \cdot 250}{4} = 1.062,50 \text{ m}^3/\text{h} = 17.700 \text{ l/min.} = 295 \text{ l/seg.}$$

$$H = 13,00 \text{ m.}$$

$$V_o = \frac{1.062 \times 0,2}{4} = 53,1 \text{ m}^3$$

$$\frac{V_o}{A} = \frac{53,1}{176,7} = 0,30$$

El rotor se cubre a 1,30 m. del suelo. Entonces la cota del fondo requerida será:



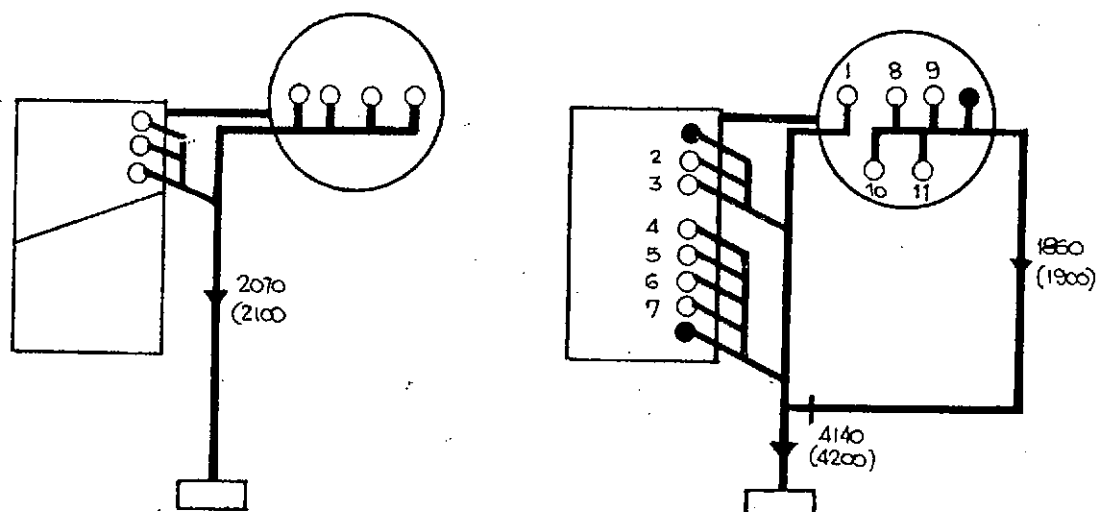
$$765,72 - 0,30 - 3 \times 0,15 - 1,30 = 763,67 \text{ m.}$$

Esta variante se desecha porque sin ventajas en la estructura, el costo total aumenta por el excesivo tamaño y peso de la bomba lo cual repercute en cañerías, puentes y tableros.-

2.5.3.- Estación de Bombeo Unica

Este diseño de las alternativas "T" y "L" tiene el inconveniente de la exagerada permanencia durante la primer etapa.

Para ello es preferible tabicar el nuevo pozo y repartir las bombas impulsoras de la primer etapa



Diseño para Tamaño Completo

Los caudales de lluvia serán atendidos por las últimas -- cuatro bombas del ciclo.-

Las cuatro últimas podrán ser:

$$Q = \frac{1.900}{4} = 475 \text{ m}^3/\text{h} = 7.916 \text{ l/min.} = 132 \text{ l/seg.}$$

$$H = \text{Cota cloración} - \text{Cota arranque} + \text{Pérdidas}$$

$$H = 773,65 - 765,87 + 0,50 = 8,28 \text{ m.}$$

Ese punto de funcionamiento se consigue con impulsores -- 632 en bombas CP 3201.-

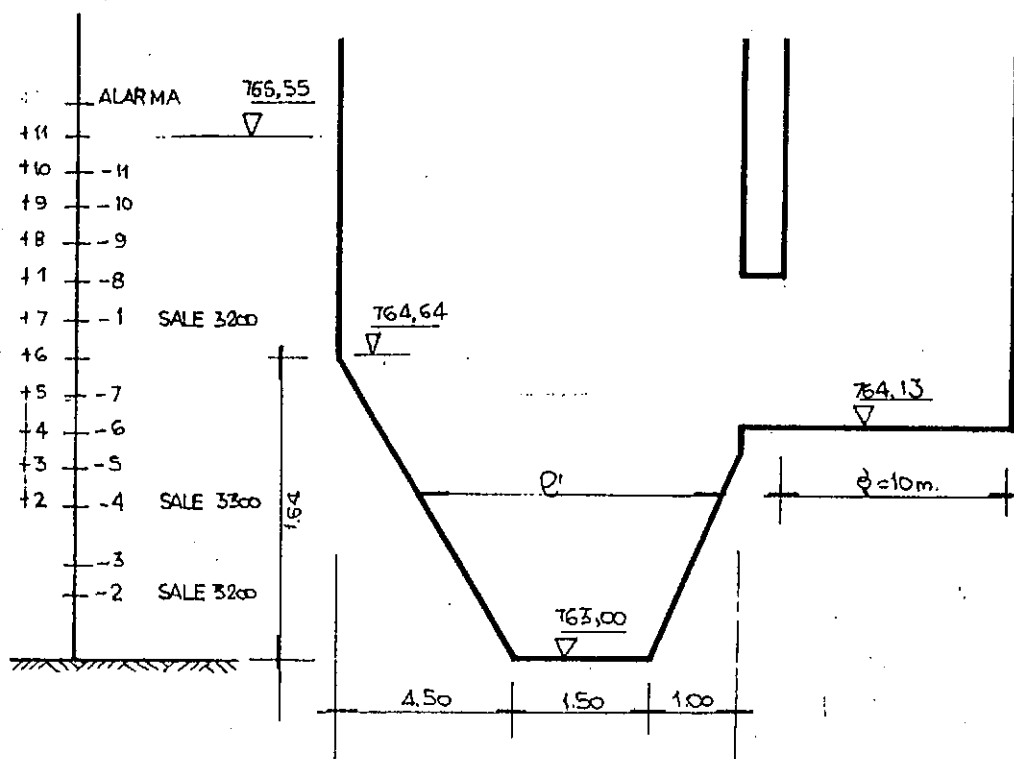
El caudal a planta será atendido por un lado, por tres máquinas activas tipo 3201 ($Q = 420 \text{ m}^3/\text{h}$; $H = 13,00 \text{ m.}$, rotor 635) y por otro, por cuatro máquinas activas tipo --- 3300 a determinar. Para estas entonces

$$Q = \frac{4.200 - 3 \times 420}{4} = 735 \text{ m}^3/\text{h} = 12,250 \text{ m}^3/\text{min.} = 204 \text{ l/seg.}$$

$$H = 12,00 \text{ m.}$$

que se consigue con impulsores 612 LT en máquinas CP 3300 que requieren 1,05 m. desde el piso.-

Las primeras que entran en funcionamiento son las máquinas chicas 2 y 3 porque requieren menor nivel para arrancar y volúmenes más chicos. Primero trabaja solo el pozo nuevo, pero a partir del nivel 764,13 se integra con el pozo viejo. El dispositivo sería:



Con ese esquema se puede confeccionar el siguiente Cuadro

COTA	MANIOBRA	l' m	S1 m2	S2 m2
765,50	+ 11	7,00	95,90	78,54
765,40	+ 10 - 11	7,00	95,90	78,54
765,25	+ 9 - 10	7,00	95,90	78,54
765,10	+ 8 - 9	7,00	95,90	78,54
764,95	+ 1 - 8	7,00	95,90	78,54
764,80	+ 7 - 1	7,00	95,90	78,54
764,65	+ 6	7,00	95,90	78,54
764,50	+ 5 - 7	6,61	90,56	78,54
764,35	+ 4 - 6	6,20	84,94	78,54
764,20	+ 3 - 5	5,79	79,32	78,54
764,13	PISO	5,60	76,72	0
764,05	+ 2 - 4	5,38	73,71	0
763,75	- 3	4,31	59,05	0
763,60	- 2	3,75	51,38	0
763,00	PISO	1,50	0	0

Se cumplen las condiciones de tirante mínimo puesto que:

- Cuando sale la bomba 2 (que es 3201) hay un tirante de 0,60 en el pozo nuevo.
- Cuando sale la bomba 4 (que es 3300) hay un tirante de 1,05 en el pozo nuevo.
- Cuando sale la bomba 1 (que es 3201) hay un tirante de 0,67 en el pozo viejo.

Resta verificar los tiempos de ciclaje:

- Entre +2 y - 2 el volúmen resulta:

$$V_o = \frac{51,38 + 73,71}{2} (764,05 - 763,60) = 28,15 \text{ m}^3$$

Con ese volúmen y un caudal de bombeo de 420 m³/h y un caudal de ingreso pésimo (Q = 210 m³/h) el tiempo de ciclaje resulta:

$$T = \frac{4 V_o}{Q} = \frac{4 \times 28,15}{420} = 0,268 \text{ h} = 16 \text{ min.}$$

o sea, cuatro arranques por hora.-

- Entre el nivel + 4 y - 4 el volúmen es de:

$$V_o = \frac{-84,89 + 73,71}{2} (0,30) + 78,54 (764,35 -$$

$$- 764,13) = 41,07 \text{ m}^3.$$

y el tiempo de ciclaje con una bomba 3300 que tira ---- aproximadamente 735 m³/h y caudal de ingreso pésimo resulta:

$$T = \frac{4 V_o}{Q} = \frac{4 \times 41,07}{735} = 0,223 \text{ h} = 13,4 \text{ min.}$$

o sea entre 4 y 5 arranques por hora.-

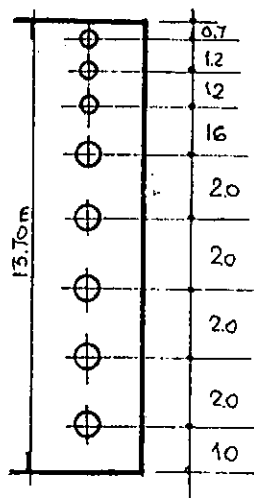
- Entre el nivel + 8 y -8 corre la bomba N° 8 que es una 3201/635 la que con altura de bombeo a cloración de H = 8,43 m. bombea a razón de 465 m³/h. El volúmen correspondiente es:

$$V_o = (95,90 + 78,54) (0,15) = 26,16 \text{ m}^3.$$

que representa un tiempo de ciclaje de:

$$T = \frac{4 V_o}{Q} = \frac{4 \times 26,16}{465} = 0,225 \text{ h} = 13,5 \text{ min.}$$

En cuanto a las exigencias arquitectónicas el nuevo pozo resulta apropiado a los diseños básicos propuestos por el fabricante (ver Anexo). Las distancias parciales son:



2.6.- Evaluación de Subalternativas para el Pretratamiento y Elevación

Las subalternativas planteadas se diferencian en el volúmen - de la obra civil, en el tipo de rejillas, en el tipo y disposi- ción de los desarenadores y en el diseño de la estación de -- bombeo. Pero fundamentalmente se diferencian en el escalona- miento en el tiempo de las inversiones.-

En cambio, el tamaño, los costos energéticos y de mano de --- obra son enteramente similares, por lo que no vale la pena ha cerlos intervenir.-

De acuerdo con la hipótesis de trabajo desarrollada en el --- Item 1, la segunda etapa de la obra se concretaría en el año 2005, en tanto que la inversión correspondiente a la primer - etapa podría ubicarse cronológicamente en el año 1992.-

Para formar el valor presente, deberá aplicarse a la inver--- sión para la segunda etapa, un descuento de F^n

$$VP = v_0 + v_{13} F^n, \quad F = \frac{1}{1+i}$$

siendo:

v_0 = inversión correspondiente a la primer etapa en $t = 0$

v_{13} = inversión correspondiente a la segunda etapa, al cabo del año "n"

i = interés de oportunidad = 0,12

n = 2005-1992 = 13 años

o sea:

$$VP = v_0 + 0,22917 v_{13}$$

Los resultados obtenidos del cómputo y presupuesto se sumari- zan a continuación, consignándose los montos en U\$S:

Primer Etapa = v_o (U\$S)

Alternativa	Obra Civil	Equipos	Bombas	Cañerías	Total	Orden
T	256.440	318.883	296.365	397.994	1.269.682	3ª
L	317.896	355.677	296.365	397.994	1.367.932	4ª
I	77.142	304.165	296.365	411.686	1.089.358	2ª
U	54.885	311.524	296.365	386.220	1.048.994	1ª

Segunda Etapa = v_{13} (U\$S)

Alternativa	Obra Civil	Equipos	Bombas	Cañerías	Total	Orden
T	48.672	318.883	549.755	448.284	1.365.594	2ª
L	13.536	269.824	549.755	448.284	1.281.399	1ª
I	255.555	392.472	558.095	389.850	1.595.972	3ª
U	313.319	417.001	558.095	524.140	1.812.555	4ª

Tamaño Completo = $v_o + v_{13}$ (U\$S)

Alternativa	Totales	Orden
T	2.635.276	1ª
L	2.649.331	2ª
I	2.685.330	3ª
U	2.861.549	4ª

Valor Presente W

Alternativa	Valor Presente $i = 0,12$	Orden
T	1.582.641	3 ^a
L	1.661.596	4 ^a
I	1.455.114	1 ^a
U	1.464.385	2 ^a

Evaluación:

Como era de esperar, el hecho de diferir la ampliación del pozo - de bombeo así como la mayor sencillez de los desarenadores posteriores, favorecen a las alternativas I y U, las que por esa razón representan menores costos de primera inversión. Al cabo de trece años la situación se invierte: será más oneroso completar esas al ternativas que lo que sería preparar las alternativas con el pozo completo (esto es las T y L) al nuevo tamaño. Por monto total ter minan ganando estas dos últimas y en particular la T, pero si se aplica el criterio del Valor Presente, vuelven a predominar las - otras, aunque con diferencias poco significativas. Las dos mejo-- res son la T y la I y la diferencia en términos de Valor Presente es de 127.527 U\$S.-

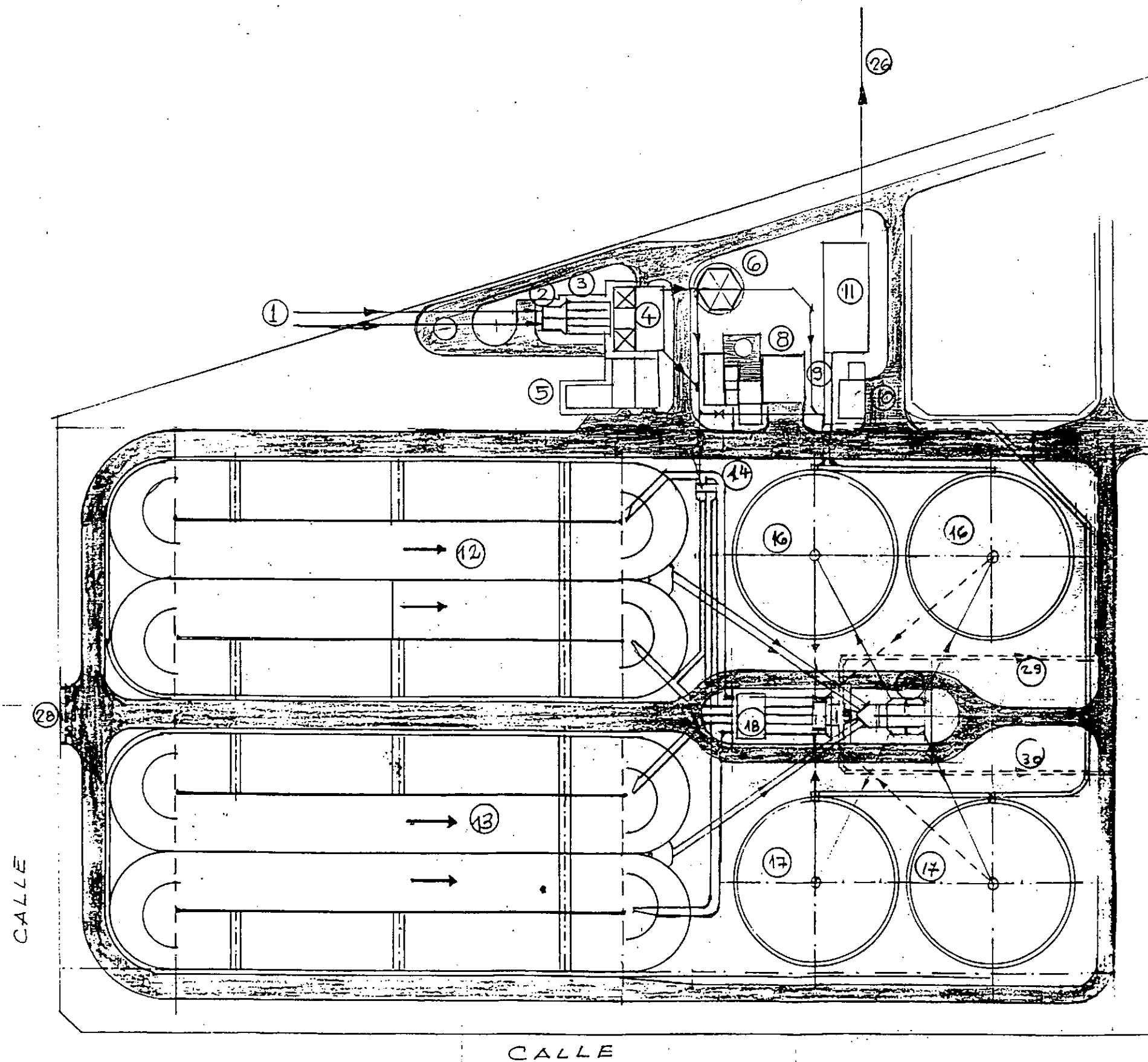
Ello en cuanto a los costos de primera inversión. Como hemos di-- cho, los costos de funcionamiento son similares, pero hay otros - aspectos difíciles de traducir en términos económicos que son:

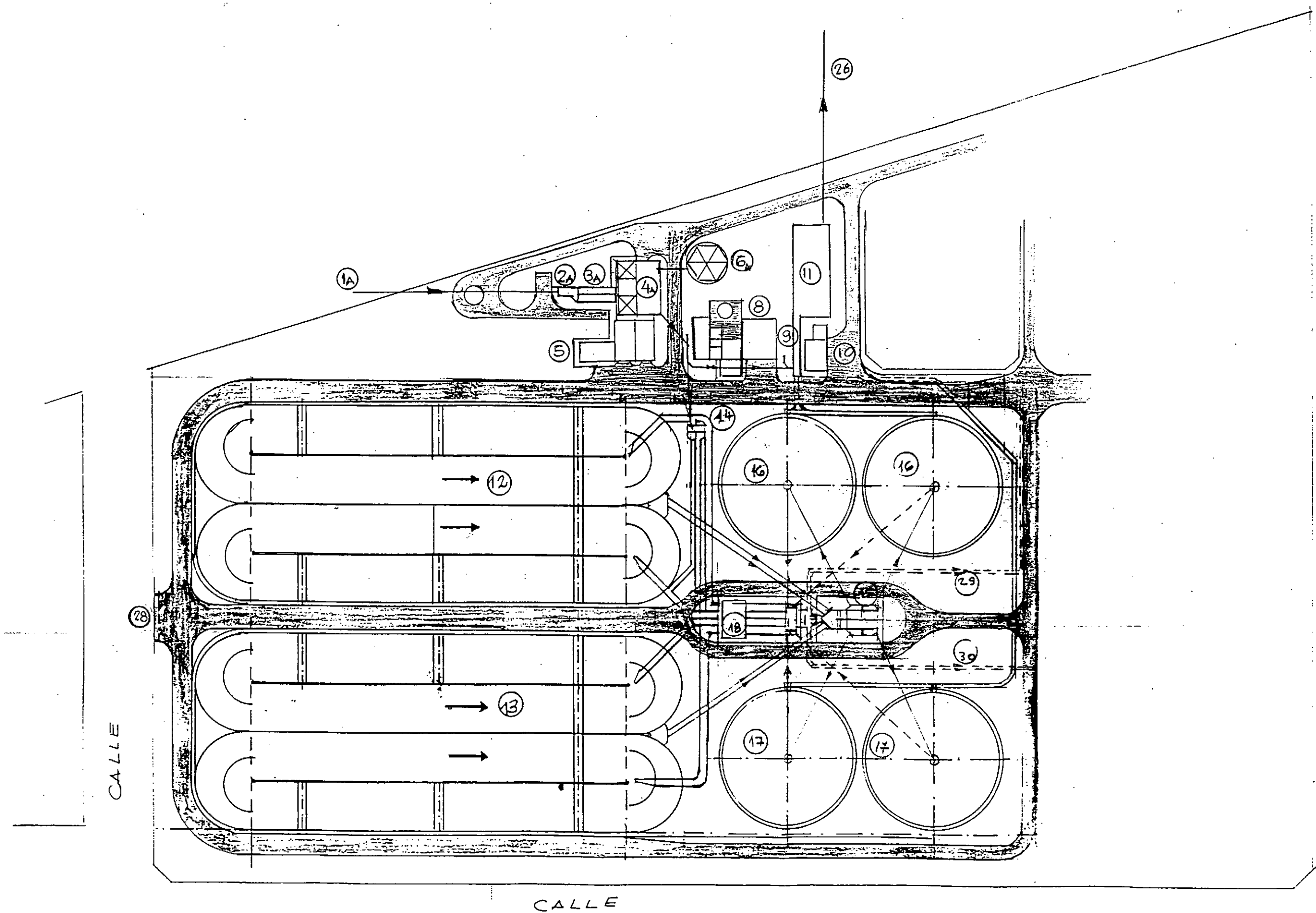
- Si el nivel del lago asciende efectivamente a la cota máxima po sible del proyecto de Segunda Angostura del Río Limay, la es--- tructura de la Estación Elevadora existente (cuya verificación no puede realizarse en el marco del presente trabajo) se verá - sometida a esfuerzos que nunca ha soportado.-
- El dispositivo de las alternativas T y L protegen a los impulso res de las bombas de la erosión producida por las arenas, como es convencional, en tanto que las alternativas I y U tienen de- sarenadores a posteriori del bombeo.-

- Apreciaciones subjetivas sobre aspectos arquitectónicos, hidráulicos, de comodidad y seguridad para el trabajador, etc..-

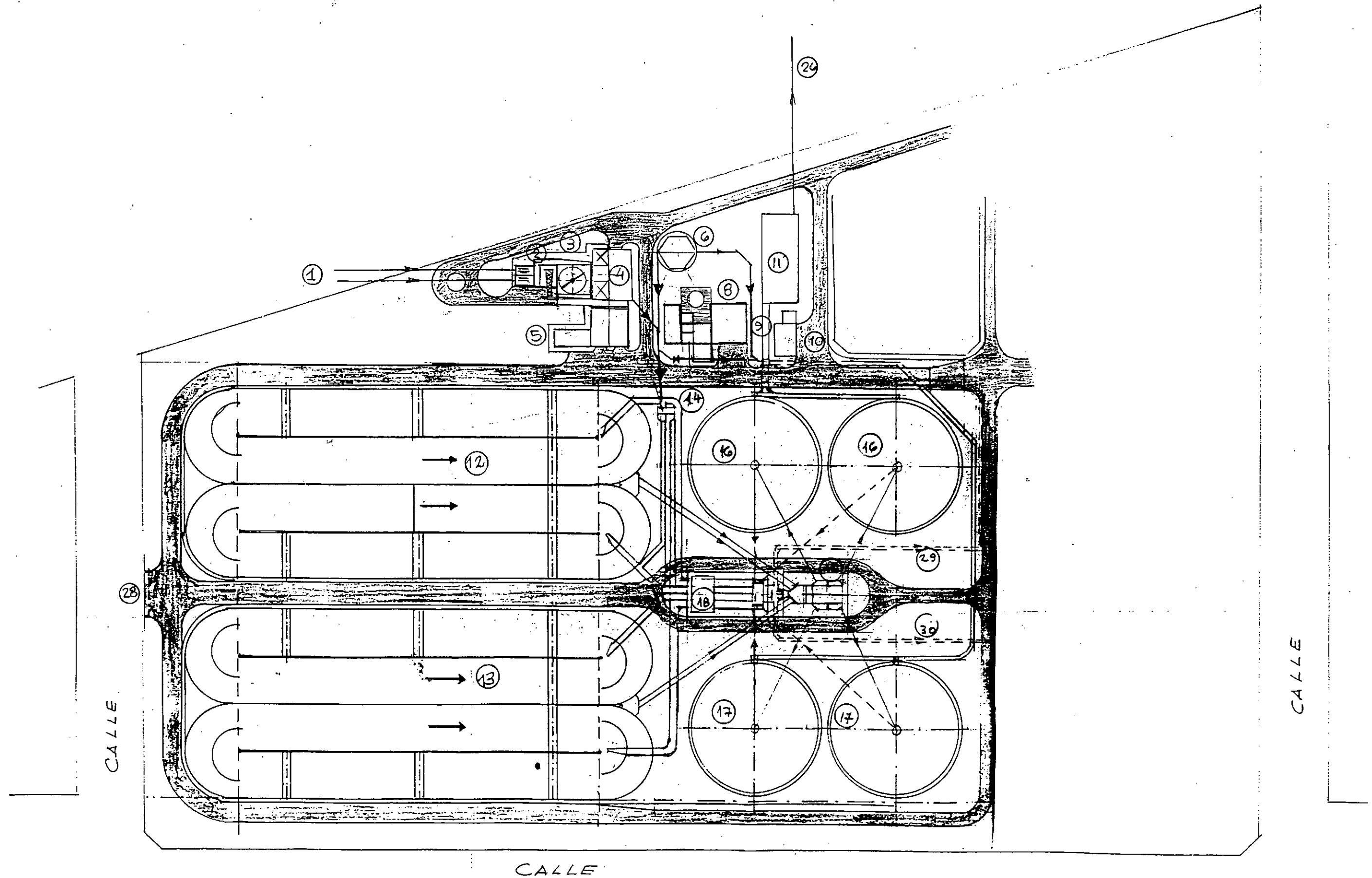
ESQUEMAS DE PRETRATAMIENTO - REFERENCIAS

- 1 - Ingreso de Líquidos Cloacales - Cloacas Máximas.-
- 1A - Ingreso de Líquidos Cloacales - Primera Etapa.-
- 2 - Cámara de Rejas.-
- 2A - Cámara de Rejas - Primera Etapa.-
- 3 - Desarenadores.-
- 3A - Desarenador - Primera Etapa.-
- 4 - Estación de Bombeo a Construir.-
- 5 - Talleres, Depósitos y Servicios.-
- 6 - Estación de Bombeo Existente.-
- 8 - Laboratorio y Oficinas.-
- 9 - Canaleta Parshall.-
- 10 - Sala de Cloración.-
- 11 - Cámara de Cloración.-
- 12 - Reactor Aeróbico - Primera Etapa.-
- 13 - Reactor Aeróbico - Segunda Etapa.-
- 14 - Cámara Partidora Nº 1.-
- 15 - Cámara Partidora Nº 2.-
- 16 - Sedimentadores - Primera Etapa.-
- 17 - Sedimentadores - Segunda Etapa.-
- 18 - Estación de Bombeo de Recirculación.-
- 19 - Bombeo de Barros.-
- 26 - Cañería de Descarga de Líquidos Tratados.-
- 28 - Accesos a Planta.-

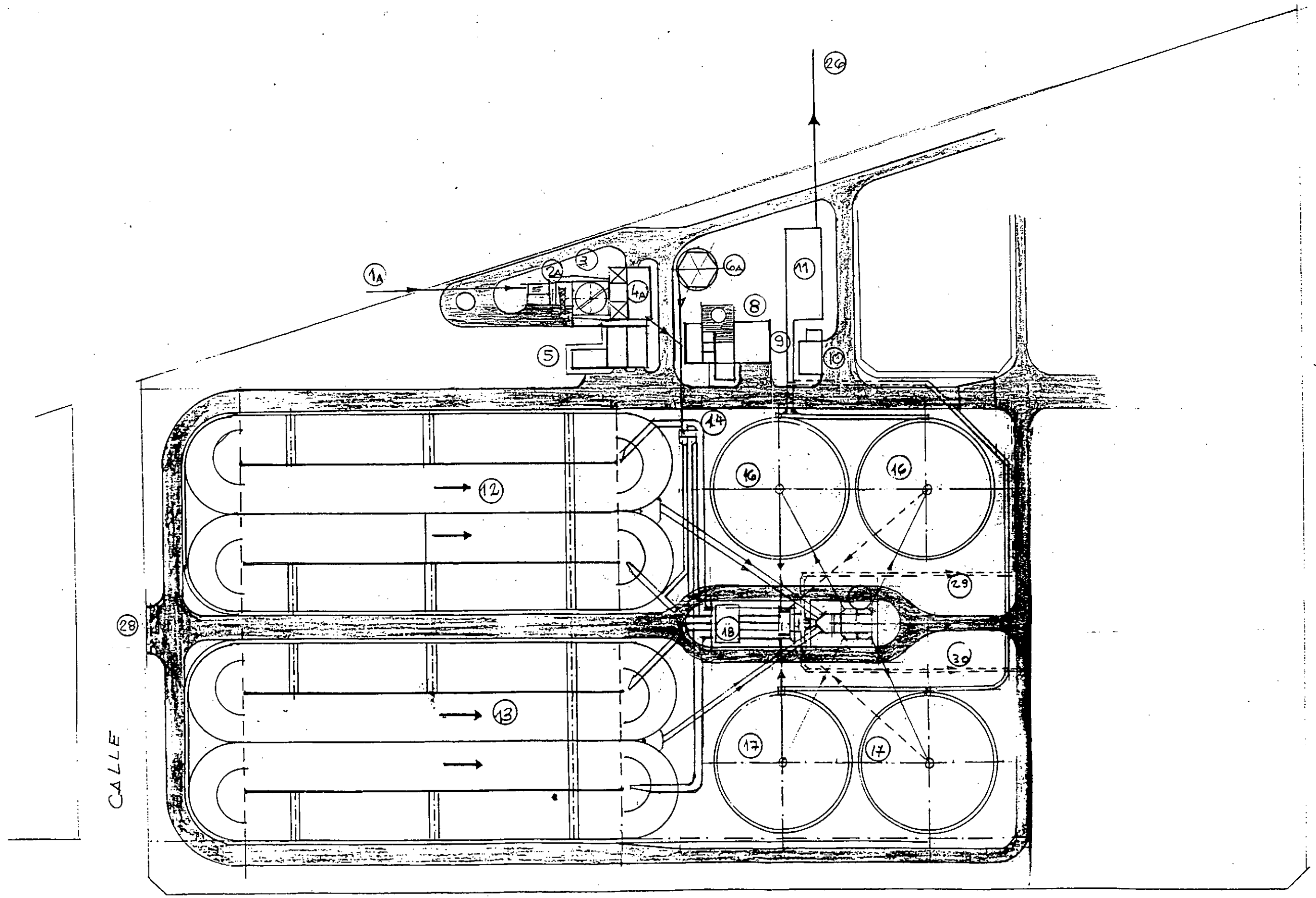




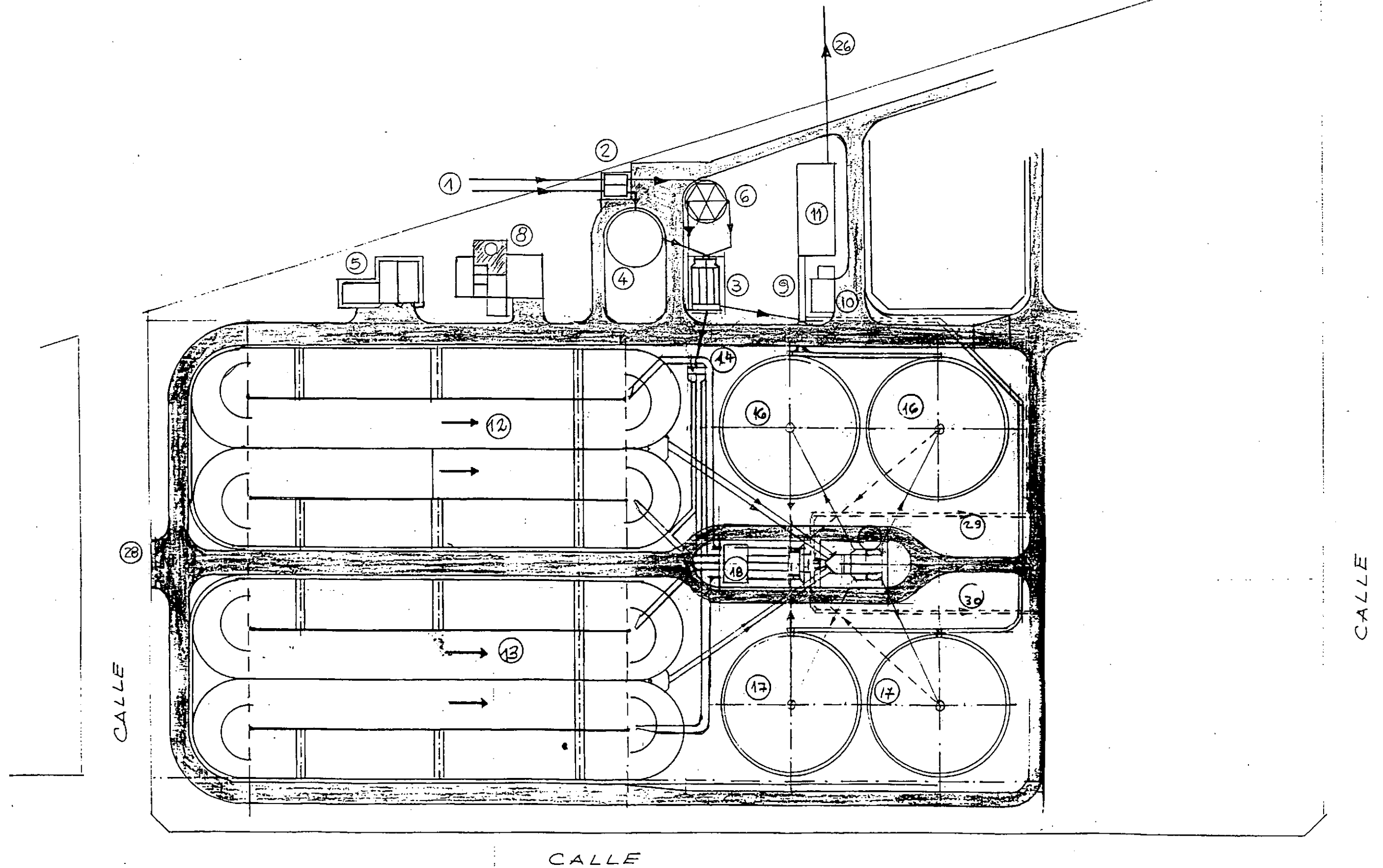
SUB ALTERNATIVA "T" 1ª ETAPA



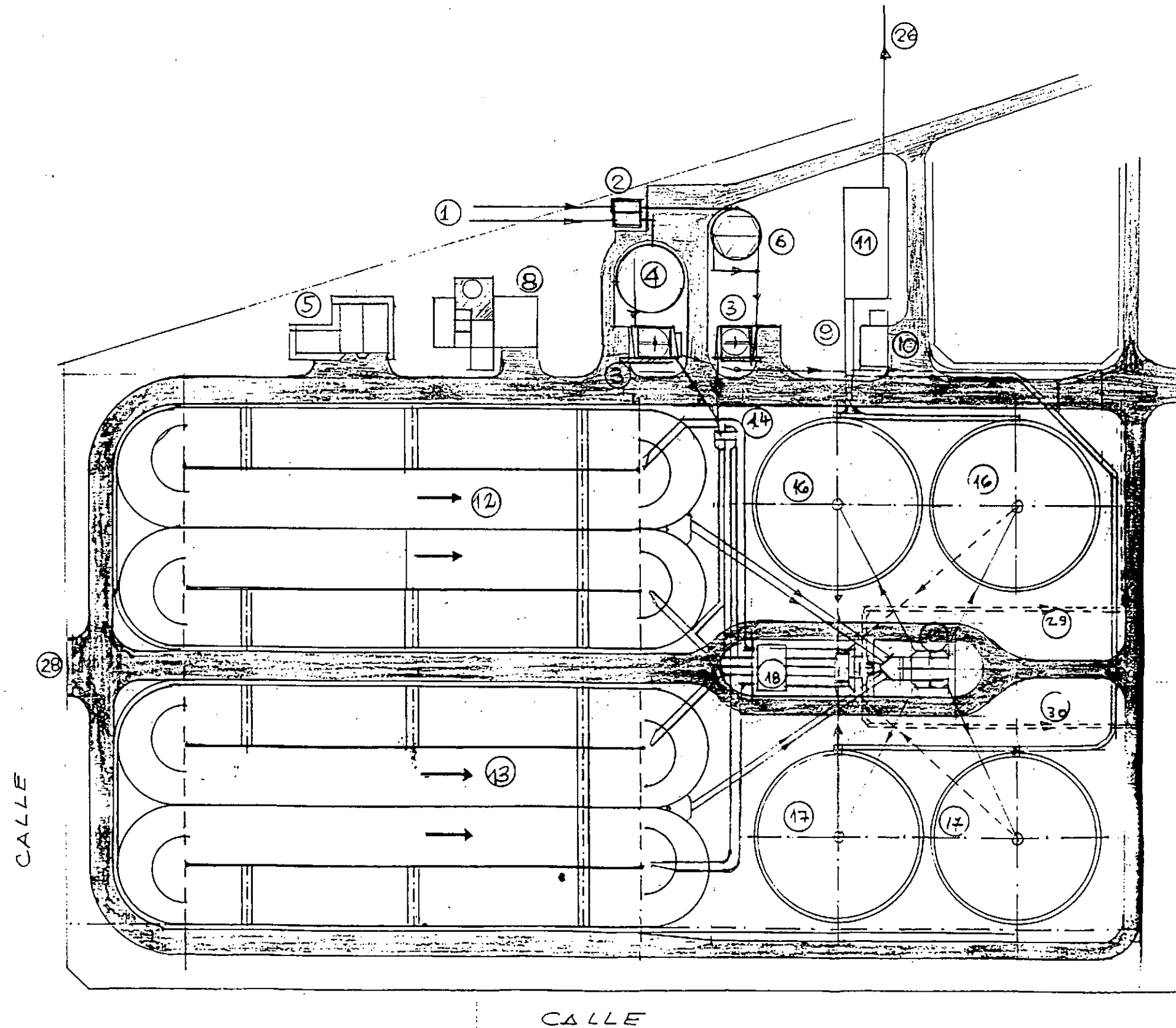
SUBALTERNATIVA "L" COMPLETA



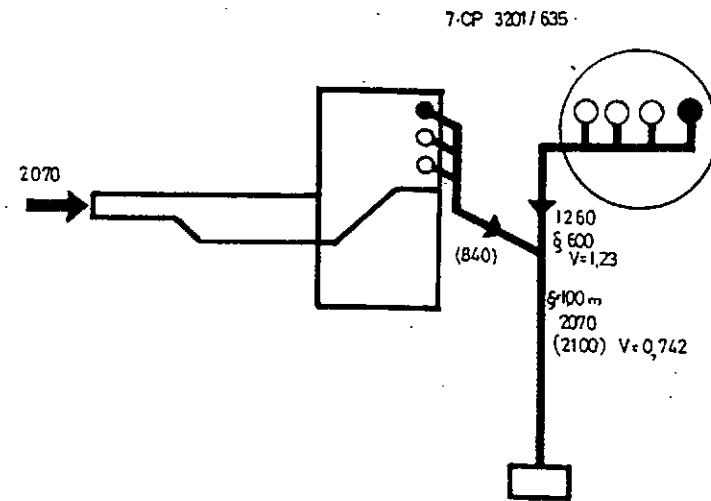
SUBALTERNATIVA "L" 1ª ETAPA



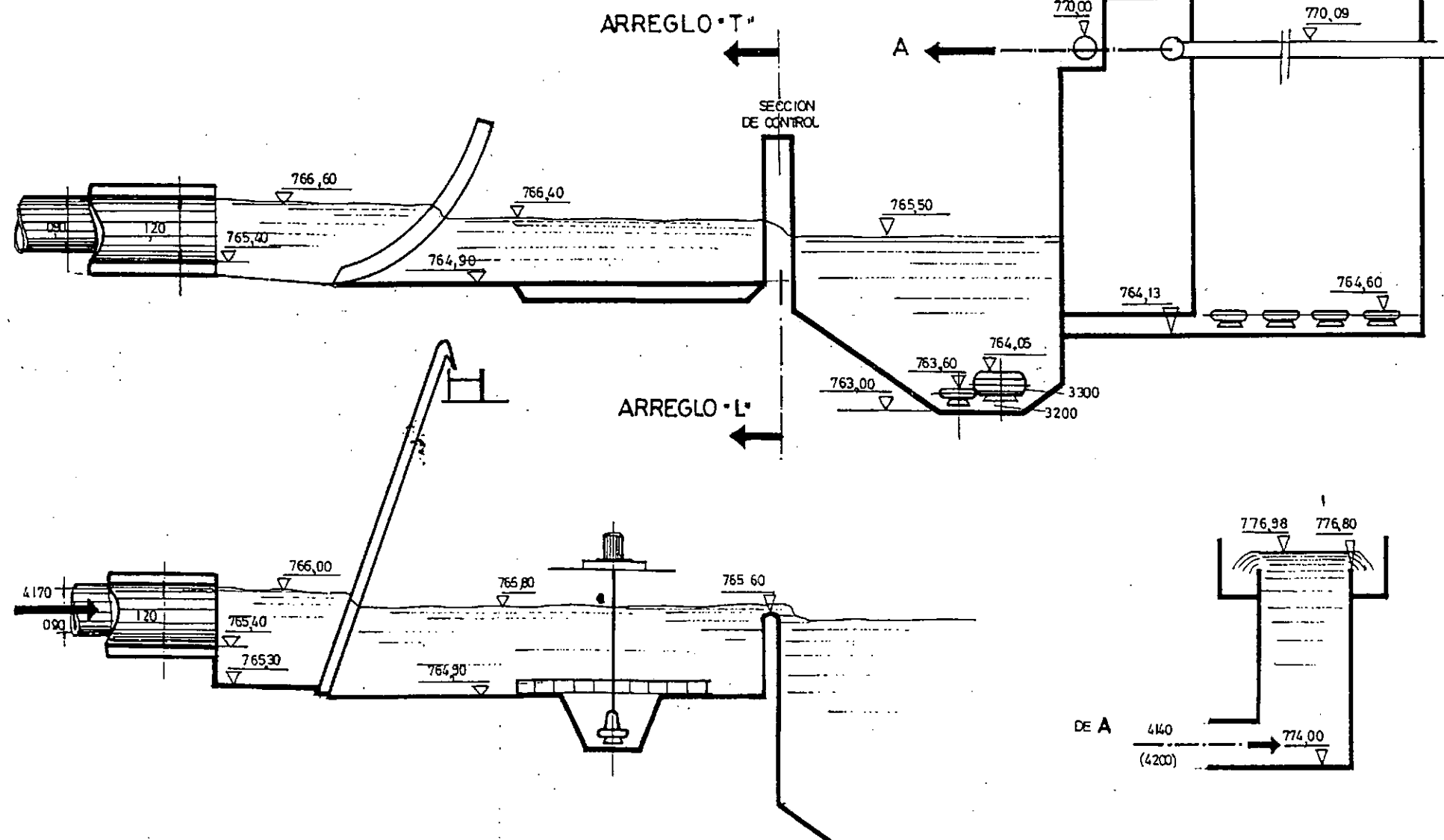
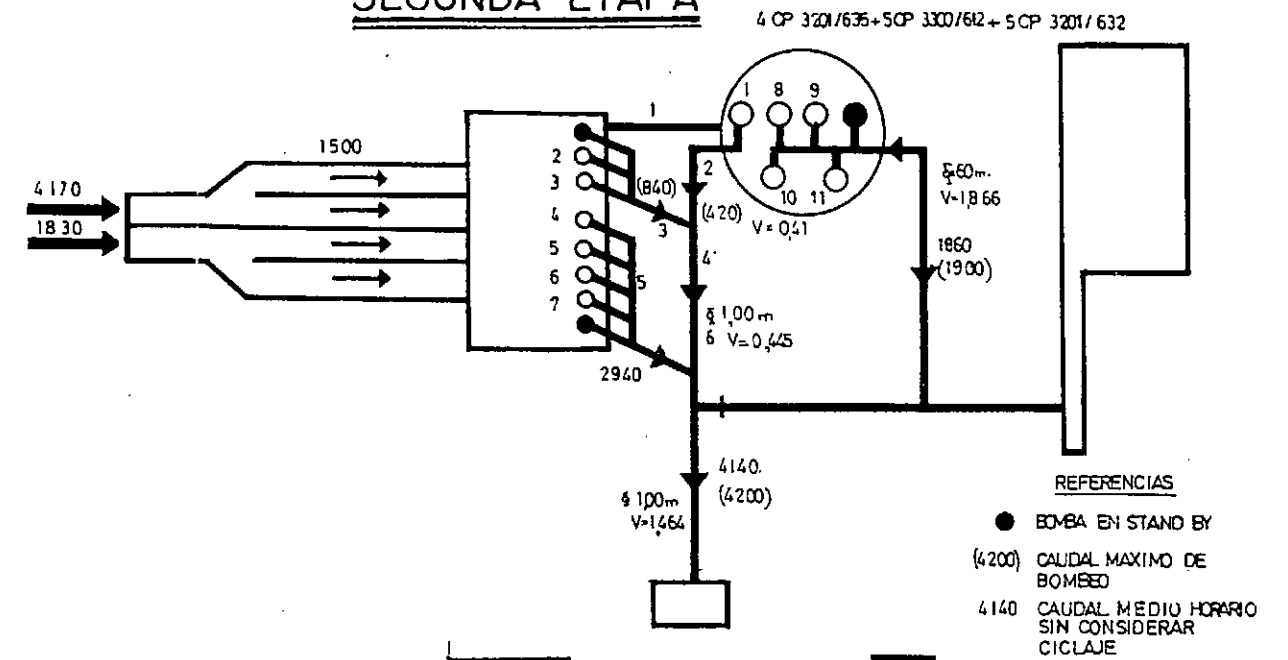
SUB ALTERNATIVA "I" COMPLETA



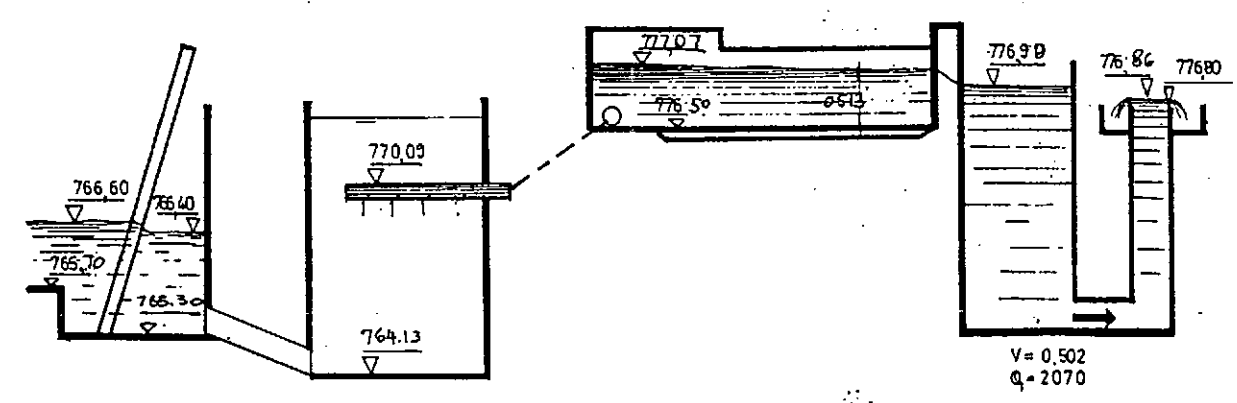
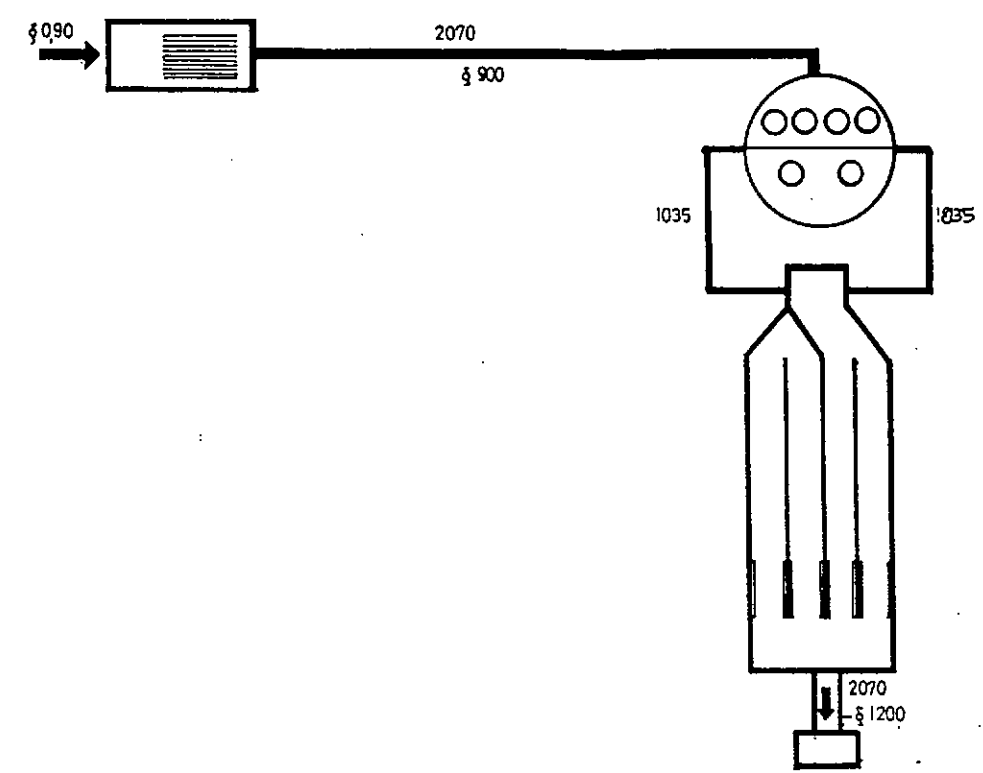
PRIMERA ETAPA



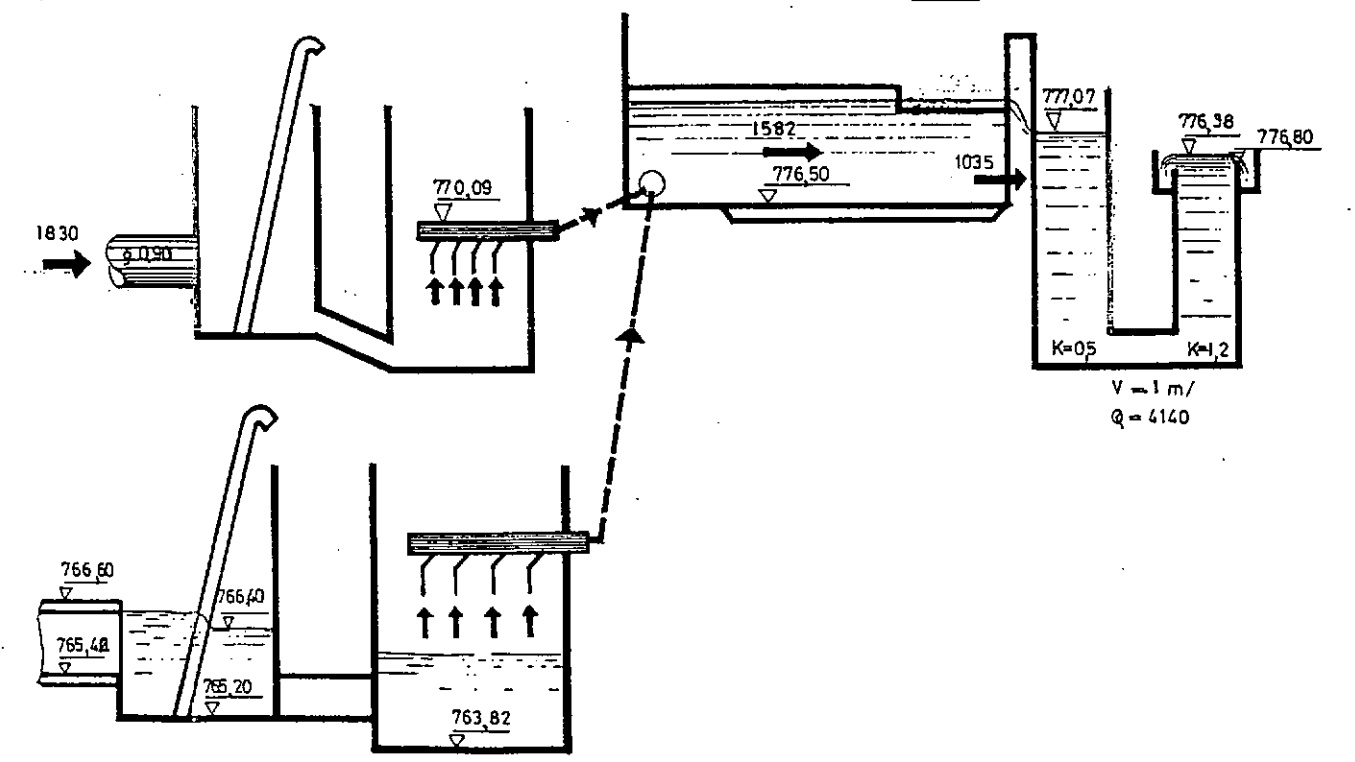
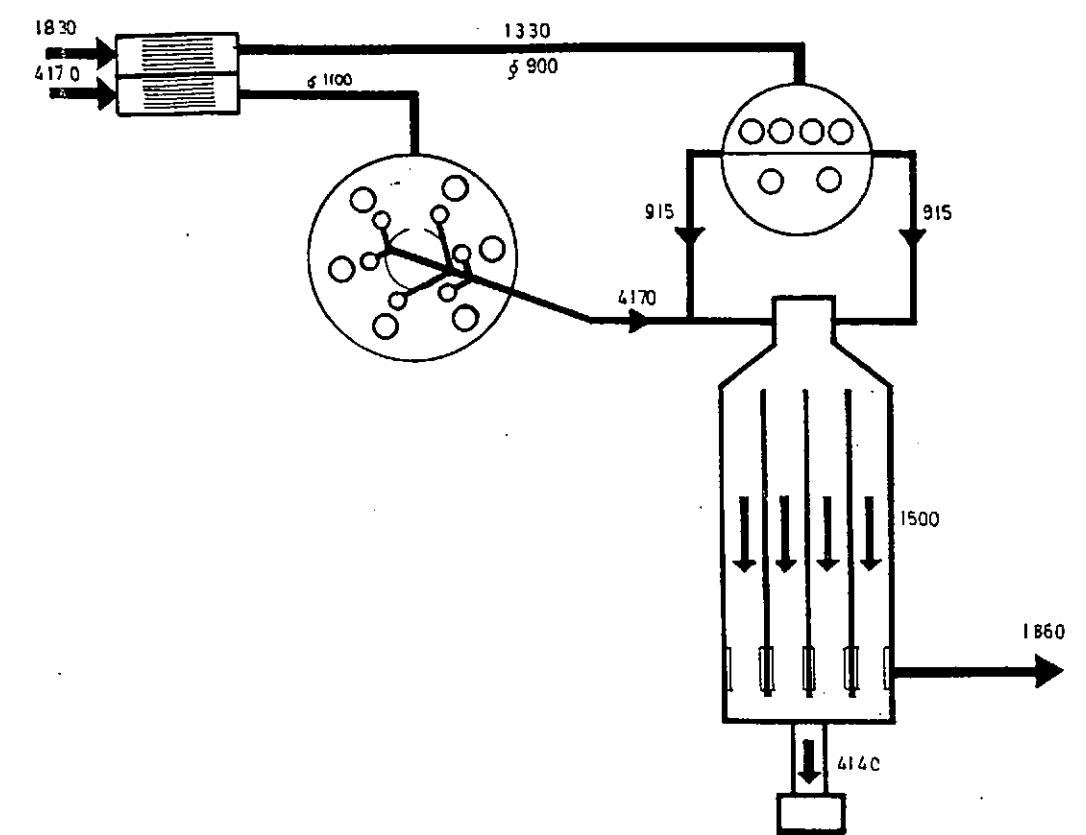
SEGUNDA ETAPA



1ª ETAPA



COMPLETA



3.- TRATAMIENTO BIOLOGICO

3.1.- Parámetros de Diseño Externos

Parámetros Externos para 85.000 Habitantes

- Emisión per cápita..... 0,060 KgDBO₅/h/día
- Carga orgánica..... 5.100 KgDBO₅/día
- Carga hidráulica media estacional..... 33.100 m³/día
- Caudal de pico a tratamiento..... 2.070 m³/h.

Parámetros de Control

- Concentración media
- DBO₅ = $\frac{5100 \times 10^3}{33.100} \frac{\text{gr}}{\text{m}^3}$ 154 p.p.m.
- Carga hidráulica estacional per
- cápita = $\frac{33.100 \text{ m}^3}{85.000 \text{ h}}$ 0,389 m³/h/día

Parámetros que Caracterizan al Proceso de Oxidación Prolongada

- Edad del lodo..... 25 días
- Concentración del líquido mezclado..... 4 Kg MS/m³

3.2.- Características Generales

Las unidades del tratamiento biológico de los líquidos según el proceso de oxidación prolongada contemplan:

- Distribución: funcional ("todos para todos").
- Cámara Partidora N° 1: a cuatro vertederos simétricos, con entrada de flujo vertical.
- Distribución a reactores: por canales rectangulares.
- Reactores: de flujo orbital con zona anóxica.
- Aireadores: de eje horizontal.
- Regulación: por inmersión regulable mediante compuerta vertedero de salida.
- Conducción a sedimentadores: por cañería a gravedad, sección llena.
- Cámara Partidora N° 2: a cuatro vertederos simétricos, con entrada inferior.

- Sedimentadores: circulares de alimentación central y recogida periférica con tolva toroidal central.
- Barredores: mediante puente de mando periférico y doble pala parabólica para cubrir un radio y medio.
- Recirculación: regulada mediante válvulas telescópicas seguidas de tornillos de Arquímedes.
- Recolección de clarificado: por canales rectangulares.
- Aforo: mediante canaleta Parshall a resalto.
- Desinfección: mediante solución de hipoclorito de sodio al 8% y cámara de contacto.

Uso de Canales

En el diseño general de la Planta tiene importancia desde el punto de vista de la arquitectura hidráulica la decisión de realizar los transportes interiores mediante conducción que trabaja a pelo libre o a sección llena.-

Al primer caso se lo asocia con canales y al segundo con cañerías, aunque nada obsta para disponer cañerías a pelo libre y conductos en celda a baja presión.-

La diferencia fundamental entre una solución y la otra es en cuanto al mantenimiento de las velocidades de autolimpieza y facilidades para el acceso, aspectos que favorecen a la solución a pelo libre.-

En Imhoff, por ejemplo, puede leerse "Las conducciones de agua residual interior serán en lo posible a pelo abierto. Se calcularán como secciones rectangulares abiertas según tabla y de modo que la velocidad del agua, ya sin arena, no sea inferior a 0,40 m/seg. para que no se quede fango depositado en el fondo".-

Las razones son evidentes: en canales, tanto las velocidades como las alturas en cabecera son mucho menos sensibles con respecto al caudal, y ante una interrupción total del flujo, los canales se desagotan íntegramente (con velocidades de autolimpieza) mientras que las cañerías a presión quedan sifonadas, es decir llenas de líquido inmovilizado.-

Una dificultad en el uso de los conductos a pelo libre son los condicionamientos que crean en las vías de comunicación interna

de la Planta, lo que implica generalmente problemas de arquitect
tura más complicados, cuyas soluciones son más o menos felices
según el partido que se adopte en cuanto a la implantación gene
ral, el perfil hidráulico, la disposición altimétrica de las --
unidades con respecto al terreno y a la habilidad del proyectista.-

Otra objeción que podría hacerse al uso de canales es la mayor
posibilidad de generar olores. Este inconveniente puede atempe--
rarse cubriendo los canales con losetas livianas y removibles.
Las pérdidas térmicas no son dignas de tomarse en cuenta frente
a las que produce la aireación.-

En cuanto al factor económico entendemos que resulta balanceado
una vez terminada la obra, las cañerías enterradas son aparen--
tes, pero no por ello más económicas.-

La prefabricación nos brinda grandes ventajas porque las longi--
tudes no son importantes y las singularidades son frecuentes, -
en tanto que por el tamaño de los caños, los equipos de cons---
trucción resultan de considerable porte. Sin las ventajas de la
economía en obra, el hormigón elaborado "in situ" es más econó--
mico:

Cañería Clase 4		Conducto Equivalente
∅ (mm)	U\$S/m	U\$S/m
1.000	376,23	253,87
1.500	805,67	326,94

En suma, habiendo sido desarrollado el proyecto a nivel de ar--
quitectura hidráulica, se halló que la solución mixta, con énfa
sis en canales de paredes verticales para líquido crudo bombea--
do, y líquido decantado, resulta la más apropiada al caso.-

3.3.- Reactores

El dimensionado de los reactores involucra todos los aspectos del tratamiento biológico. Si bien son variados los métodos de análisis, se ha seleccionado el que se considera más confiable dada su fuerte apoyatura experimental. En tanto -- que aquellos que se basan en determinaciones sobre plantas -- piloto o en el uso de constantes cinéticas todavía no tradicionales, darían a la postre resultados menos confiables.-

De manera tal que se seguirá en la línea utilizada en el Primer Informe Parcial y en el "Informe Adicional de la Segunda Etapa", que básicamente responde a la metodología seguida -- por Vosloo para la compilación sobre observaciones de Wurh-- man, Dowing y Hopwood (ver Vosloo, WPC 1970). También puede verse W. Schönborn, Vol. 8 p.66 (Empirical design), y muchos otros.-

Se definen los siguientes parámetros, en su forma tradicional:

$$\begin{aligned}
 C_m &= \text{carga másica aplicada (Kg DBO}_5\text{/Kg MS día)} = \\
 &= \frac{\text{carga orgánica diaria que ingresa, como DBO}_5}{\text{biomasa en el reactor como materia seca}} \\
 C_v &= \text{carga volúmica aplicada (Kg DBO}_5\text{/m}^3\text{.día)} = \\
 &= \frac{\text{carga orgánica diaria que ingresa, como DBO}_5}{\text{volumen del reactor}}
 \end{aligned}$$

$$X = \text{concentración de biomasa del líquido mezclado } \left(\frac{\text{Kg MS}}{\text{m}^3} \right) =$$

$$= \frac{\text{biomasa en el reactor, como MS}}{\text{volumen del reactor}}$$

$$\theta_c = \text{edad del lodo (días)} =$$

$$= \frac{\text{biomasa existente en el reactor}}{\text{biomasa que se extrae diariamente}}$$

$$I = \text{índice de crecimiento de lodos (Kg MS/Kg DBO}_5) =$$

$$= \frac{\text{crecimiento observado (+síntesis-decaimiento) como MS}}{\text{carga orgánica aplicada, como DBO}_5}$$

Por definición:

$$C_m = \frac{C_v}{X} \quad (1)$$

considerando régimen permanente

$$C_m \theta_c I = 1 \quad (2)$$

El índice de crecimiento de lodos (SGI en literatura sajona) tiene fuentes muy variadas, no siempre coincidentes. Casi todos ellos la hacen depender de la edad del lodo, aunque también puede expresársela en función de la carga másica. Algunos autores prefieren expresar "I" como la relación entre el crecimiento y la carga orgánica específica "utilizada", en cuyo caso

$$C_m \theta_c I^u e = 1$$

siendo "e" la eficiencia del tratamiento biológico. En Imhoff por ejemplo puede leerse en p.148:

$$\theta_c = 40 \text{ días}$$

$$I^u = 0,54$$

$$C_m = 0,05$$

$$e = 0,92$$

$$I = I^u \times e = 0,92 \times 0,54 = \underline{0,49}$$

que naturalmente cierran las ecuaciones (1) y (2). En Vosloo para $\theta_c = 20$ días se tabula $I = 0,50$. Ambos valores son para aguas decantadas. Para aguas completas, la producción de barros como MS debe ser mayorada por lo menos en un 33%. Entonces:

$$I = 0,5 \times 1,33 = 0,666$$

que es el valor que en definitiva se adopta para Bariloche.-
Entonces

$$\theta_c = 25 \text{ días}$$

$$I = 0,666 \text{ Kg MS/KgDBO}_5 \text{ aplicada}$$

$$\text{de (2): } C_m = -\frac{1}{\theta_c I} = -\frac{1}{25 \times 0,666} = 0,06 \text{ KgDBO}_5/\text{KgMS/día}$$

$$X = 4 \text{ Kg MS/m}^3$$

$$\text{de (1): } C_v = C_m X = 0,06 \times 4 = 0,24 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{día}$$

Estos valores caen muy bien en las tablas estadísticas que se dan en los textos más difundidos, tales como MyE p.525, - Parker p.157, WPCF p.268, White p.237, etc..-

Sin embargo, hay que decir que el tema del índice de crecimiento de lodos (involucrando a la totalidad de la materia seca) en líquidos urbanos completos es un tema abierto. En los primeros trabajos se daban valores de 0,5 y hay fuentes que aconsejan hasta 0,75 y más. Cabe hacer notar que este valor no modifica el de la carga másica (0,06 en nuestro caso) la que es un excelente indicador del grado de eficiencia y de estabilidad de los barros en exceso. El uso cada vez más frecuente del "modelo de las tasas" no ayuda a aclarar la cuestión, antes bien, parece complicarlo. Esto es porque esos modelo se ajusta generalmente en la zona de barros activados de alta carga donde alcanzan cierta representatividad, pero, en su versión elemental más difundida, es imperfecto para interpretar el proceso en la zona de aireación prolongada. Debe ser mejorado considerando el flujo del material particulado no biodegradable, la producción de biomasa inactiva producto de resíntesis y otros efectos, todo lo cual desalienta su aplicación cuando no se dispone de plantas piloto.-

Aceptando entonces los parámetros del proceso propuestos y aplicando los parámetros de carga, o "externos":

$$V = \frac{L}{C} = \frac{5.100}{0,24} = 21.250 \text{ m}^3.$$

para 85.000 habitantes, que se consigue con dos reactores de 10.625 m³ cada uno lo que a caudal medio estacional da una permanencia hidráulica de:

$$\theta_H = \frac{V}{Q} = \frac{21.250}{33.100} \times 24 = 15,4 \text{ horas}$$

también muy dentro de lo característico, considerando que no es un líquido "fuerte".-

La eficiencia en DBO₅ de un tratamiento como el planteado es superior al 90%, y como máximo 96%, valor éste que será usado para calcular la capacidad de aireación (Parker p.237; -- MTAD p.213).-

En ME (pl 524) se señala un rango entre 75 y 95 % .
En WPCF(p. 222) se menciona que una "capacidad potencial" del proceso de barros activados es de 10 ms/l (aprox. 93.5%) y que para obtener valores inferiores consistentemente, se requiere tratamiento terciario. Las expresiones matemáticas que conocemos se refieren a la concentración del sustrato, es decir a la DBO del líquido filtrado, pero nunca es posible evitar la fuga de células, y eso depende del arte. En general, la aireación prolongada, como proceso biológico único, es de alta eficiencia en DBO carbonácea y nitrogenosa, y también en sólidos totales, pero, aunque de resultados erráticos, no es eficiente en la remoción de fósforo.

3.4.- Aireadores

Se seguirá la siguiente metodología:

- Demanda carbonácea de oxígeno.
- Demanda nitrogenosa de oxígeno.
- Factor de pico.
- Capacidad total en condiciones standard.
- Potencia necesaria y potencia instalada.

3.4.1.- Demanda Carbonácea de Oxígeno (DCO)

Puede realizarse de varias maneras:

a) Con la expresión de Eckenfelder y O'Connor

$$DCO = a' L^u + b' (X_v V)$$

$$\begin{aligned} L^u &= DBO_5 \text{ utilizada diariamente} = 0,96 \times 5.100 = \\ &= 4.896 \text{ Kg/día} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (X_v V) &= \text{biomasa como sólidos volátiles} = \\ &= 0,66 \times 4 \times 21.280 = 56.100 \text{ KG SSV} \end{aligned}$$

a' = coeficiente de oxígeno para síntesis

b' = coeficiente de oxígeno respiración endógena,
determinados por varios investigadores

$$\text{DCO (Kg O}_2\text{/día)} = a' 4.896 + b' 56.100$$

Investigadores	a'	b'	DCO Kg O_2 /día
Eckenfelder y O'Connor	0,48	0,08	6.838
Logan y Buda	0,52	0,09	7.595
Quirk	0,53	0,15	11.010

b) Con el Método de Metcalf-Eddy

O sea, haciendo un balance energético:

Energía disipada diariamente (como oxígeno consumido =
= Energía diariamente suprimida del líquido (como DBO
última utilizada) - Energía diariamente retenida en la
biomasa (como $1,42 \times \text{SSV excedentes}$)

$$\text{DCO} = L_{\text{última}}^{\text{util.}} - 1,42 \Delta(X_v V)$$

Si $L_{\text{última}}^{\text{util.}}$ fué evaluada en 4.896 Kg/día, la $L_{\text{última}}^{\text{util.}}$ puede -
ser estimada en:

$$L_{\text{últ.}}^{\text{util.}} = \frac{4.896}{0,68} = 7.200 \text{ Kg DBO}_5\text{/día}$$

Si los barros biológicos fueron estimados en 56.100 KgSSV
y se renuevan cada 25 días (θ_c), entonces la producción -
diaria de reposiciones:

$$\Delta(X_v V) = \frac{56.100}{25} = 2.244 \text{ Kg SSV/día}$$

con lo que:

$$\text{DCO} = 7.200 - 1,42 \times 2.244 = 4.013 \text{ Kg O}_2\text{/día}$$

c) Con el Método Estadístico-Experimental

Como siempre, nos inclinamos por este proceder por juzgar
lo, en ausencia de investigación básica específica, como
el más positivo o confiable.-

Recurriendo nuevamente a la recopilación de Vosloo, hallamos que para $\theta_c = 25$ días, la relación:

$$\frac{\text{DCO}}{L^u} = 1,55 \frac{\text{Kg O}_2}{\text{Kg DBO}_5 \text{ utilizada}}$$

Aceptando ese valor, muy próximo al también recomendado por la ATV alemana para líquidos completos

$$\text{DCO} = 1,55 \times 4.896 = 7.589 \text{ Kg/día}$$

que en definitiva se adopta para Bariloche.-

3.4.2.- Demanda Nitrogenosa de Oxígeno

La nitrificación es muy deseable en Bariloche porque el nitrógeno amoniacal es tóxico para el lago y porque posibilita la desnitrificación posterior. Como contrapartida, representa un término importante en el consumo de oxígeno (alrededor del 30%).-

Para saber si sobrevendrá la nitrificación, debe compararse la tasa de crecimiento de las bacterias nitrosomas con la tasa de crecimiento de la biomasa programada para el punto de funcionamiento del reactor, esto es la inversa de la edad del lodo. Debe ser:

$$\mu_{\text{nitrosomas}} > \mu_{\text{biomasa}}$$

$$\mu_{\text{biomasa}} = \frac{1}{\theta_c}$$

Según Downing and Knowless (Proc. Conf. Wat. Poll. Res., Munich 1966, 1967, 2,117)

$$\mu_{\text{nitrosomas}} \left(\frac{1}{\text{día}} \right) = 0,18 e^{0,12(t - 15)}$$

siendo "t" la temperatura del líquido en °C, luego, para "t" igual 10°C en Bariloche

$$\mu_{\text{nitrosomas}} = 0,0987 \text{ 1/día}$$

en tanto que:

$$\mu_{\text{biomasa}} = \frac{1}{25} = 0,04 \text{ 1/día}$$

por lo que cabe esperar buena nitrificación (ver Vosloo).-

El nitrógeno potencialmente nitrificable que entra en la --- planta es el orgánico más el amoniacal, es decir el N Kjeldhal cuya producción puede evaluarse a razón de 14 gr/h/día (MyE p.73) lo que correspondería en Bariloche a una concen-- tración de:

$$\frac{14 \text{ gr/h/día}}{0,389 \text{ m}^3/\text{h/día}} = 36 \text{ p.p.m.}$$

razonablemente para líquidos no muy fuertes, y muy próximo a los datos de campo disponibles.-

La intercepción del N_{Kj} ingresante nunca es perfecta porque hay nitrógeno orgánico que fuga con los compuestos resistentes y también algo de amoniacal.-

Además, no todo el nitrógeno interceptado se oxida porque -- una parte (el 5% de los barros en exceso) queda inmovilizada en la biomasa que se sintetiza. Finalmente, el nitrógeno que se oxida requiere a razón de 4,33 Kg O_2 por Kg de N_{Kj} (ver - Schönborn, V 8, p.70).-

En resumen:

$$DNO = 4,33 \left[\rho N_{K_O} - 0,05 \Delta(X_V V) \right]$$

en la que:

$$\rho = \text{rendimiento en } N_K = 0,75$$

$$N_{K_O} = \text{nitrógeno Kjeldhal ingresante diariamente} =$$

$$= 14 \text{ gr/h/día} \times 85.000 \text{ h} \times 10^{-3} = 1.190 \text{ Kg/día}$$

$$\Delta(X_V V) = \text{biomasa sintetizada diariamente} = 2.244 \text{ KgSSV/día}$$

$$DNO = 4,33 (0,75 \times 1190 - 0,05 \times 2244) = 3.379 \text{ KgO}_2/\text{día}$$

Otro método equivalente al anterior, es calcular a razón de 0,04 Kg O_2 /día x h, o sea:

$$DNO = 0,04 \times 85.000 = 3.400 \text{ Kg } O_2/\text{día}$$

3.4.3.- Factor de Pico

Es criterio aceptado que el factor de pico disminuye con el

tamaño de la planta y con la permanencia hidráulica, es decir, a medida que el proceso se hace de débil carga, pero no todos los autores coinciden con su evaluación.-

White (p.240) aconseja un factor 1.3 para grandes plantas, - sin considerar la permanencia hidráulica y es de práctica tomar factor 1 cuando además de grande, se trabaja con $\theta_H > 15$ horas.-

Para Bariloche adoptamos para aireación:

$$K = \text{factor de pico} = 1,15$$

con lo que la capacidad de oxigenación necesaria en campo resulta:

$$\begin{aligned} DO_c &= (DCO + DNO) K = \\ &= (7.588 + 3.400) 1,15 = 12.636 \text{ Kg O}_2/\text{día} \end{aligned}$$

$$DO_c = 527 \text{ Kg O}_2/\text{hora}$$

Verificando con este valor la relación OC/L, encontramos:

$$OC/L = \frac{12.636}{5.100} = 2,47 \frac{\text{Kg O}_2}{\text{Kg DBO}_5 \text{ ap.}}$$

muy característica de la oxidación prolongada.-

3.4.4.- Capacidad Total en Condiciones Standard

Para satisfacer la demanda de oxígeno de punta, se requiere de los aireadores para 85.000 h., una tasa de transferencia de campo (TTC) de 527 Kg O₂/hora. En condiciones standard, - esos mismos aireadores presentarán una tasa de transferencia (TTS_t) sensiblemente mayor. Para pasar de TTC a TTS_t se utiliza la difundida expresión:

$$TTS_t = \frac{9,20}{(\beta C_{s_{T,p}} - C_c)} - \frac{1}{\alpha} 1,024^{20-T} \text{ TTC}$$

donde:

9,20 = concentración de saturación del agua limpia a 20°C y 760 mm. de presión.

C_{s_{T,p}} = concentración de saturación del agua limpia a la temperatura y presión de campo.

β = factor (< 1) que corrige la saturación del agua limpia para convertirla en la concentración del líquido cloacal real.

C_C = concentración de oxígeno, recomendable para la vida bacteriana, que se mantiene en el reactor.

$(\beta C_{S_{T,P}} - C_C)$ = déficit en el campo.

α = factor (< 1) que tiene en cuenta la menor tasa de transferencia que se espera en un líquido cloacal, con respecto al agua limpia, ambas con el mismo déficit y la misma temperatura.

$1,024^{20-T}$ = Corrección de Arrhenius (> 1), que tiene en cuenta que para temperaturas menores de 20°C , la tasa de transferencia disminuye cada vez más, o sea que hay que mayorar la TTC para convertirla en TTS_t .

Los valores de " α " y " β " se pueden hallar en WPCF p.253, en función de θ_C :

$$\theta_C = 25 \text{ días} \rightarrow \alpha = 0,935$$

$$\beta = 0,973$$

De tablas, para $T = 10^\circ\text{C}$ a 2.000 pies de altura sobre el nivel del mar, resulta:

$$C_{S_{T,P}} = 10,1 \text{ gr/m}^3.$$

y para C_C , si bien valores de 1 gr/m³ sería suficiente, se adopta:

$$C_C = 2 \text{ gr/m}^3.$$

Luego:

$$TTS_t = \frac{9,20}{(0,973 \times 10,1 - 2)} \frac{1}{0,935} 1,024^{(20-12)} 527 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

$$TTS_t = 800 \text{ Kg O}_2/\text{hora}$$

3.4.5.- Potencia Necesaria y Potencia Instalada

Diferentes fabricantes de aireadores aseguran una transferencia por metro de cepillo tipo Mammuth de $8,4 \text{ Kg O}_2/\text{h} (*)$ y --

una potencia requerida en el eje de 4,2 Kw(*). Es decir un -
rendimiento energético de:

$$\eta = \frac{8,4}{4,2} = 2 \text{ Kg O}_2/\text{Kw h.}$$

aunque sabemos que en la práctica se consigue hasta 2,5.-

Entonces, la potencia necesaria en el eje será:

$$P_{\text{eje}} = \frac{TTS}{\eta} = \frac{800}{2} = 400 \text{ Kw}$$

y por consiguiente la densidad de potencia disipada, para --
85.000 habitantes, de:

$$p = \frac{400.000 \text{ w}}{21.250 \text{ m}^3} = 18,8 \text{ w/m}^3.$$

muy apropiada para lograr mezcla completa en reactores de --
circuito orbital.-

El metraje total de cepillo, computado a razón de 8,4 Kg O₂/ --
/m/hora, resulta:

$$l = \frac{800}{8,4} = 96 \text{ m.}$$

que se puede lograr con ocho (8) aireadores de 12 m. cada --
uno en canales de 13,50 m. de ancho, de paredes verticales.-

La potencia en la línea, según los fabricantes, resulta 4,9
Kw/m, o sea que la potencia eléctrica instalada será de:

$$P_{\text{línea}} = 96 \times 4,95 = 475 \text{ Kw}$$

para 85.000 habitantes, que es lo que absorben 8 motores de
75 HP de salida, salvo picos de arranque.-

3.5.- Sedimentadores

Los sedimentadores se dimensionan con carga hidráulica (o --
sea con velocidad ascensional) y con carga másica. Pero para
fijar esos parámetros conviene antes discutir el diseño.-

Si bien como sedimentadores convencionales resultan algo ---
grandes, se estima que no vale la pena ni los riesgos pasar
al sedimentador de fondo plano con barredor a succión. No --
obstante, deben tomarse algunos recaudos tales como:

(*) Este valor figura en folleto de Passavant, Likeside y Ho
lland Water, pero además, el caso de Bariloche fué expresa
mente consultado a nivel de comunicación personal con fa
bricantes europeos de primera línea.-

- Acentuar la profundidad y la pendiente de fondo.
- Adoptar barredores de doble pala para cubrir un radio y medio.
- Evitar corrientes de borde que pueden conducir la nube hasta los vertederos, esto se ha buscado haciendo el canal periférico del lado interior.

Con esas precauciones, se adopta: (ver MyE p.563, tabla 10.7)

- Carga hidráulica (pico sin recirculación).... 0,95 m/h
- Carga másica (pico)..... < 7 Kg/m² hora
- Carga hidráulica s/vertedero simple..... < 9 m³/m hora

Entonces, con criterio hidráulico, para la primer etapa:

$$\text{Sup.nec.} = \frac{2.070}{0,95} = 2.180 \text{ m}^2.$$

Con criterio másico, considerando recirculación media durante todo el día del 100% y concentración $X = 4 \text{ Kg/m}^3$, resulta:

$$\begin{aligned} \text{Sup.nec.} &= \frac{(Q + R) X}{7} = \frac{(2.070 + 1.380) 4}{7} = \\ &= 1.971 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

Predomina la carga hidráulica. Cada sedimentador requerirá una superficie de 1.090 m². que se logra con un diámetro de 37,25 m.. La carga (pico) sobre el vertedero resulta entonces:

$$\frac{Q_{\text{pico}}}{\text{longitud}} = \frac{2.070}{2 \times \pi \times 37,25} = 8,84 \text{ m}^3/\text{h} \quad m < 9$$

3.6.- Recirculación

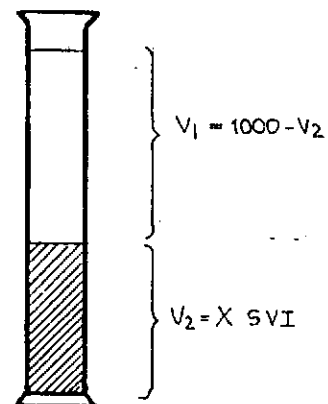
La relación de recirculación

$$r = \frac{Q_{\text{rec.}}}{Q_{\text{medio}}}$$

surge de la simple relación

$$r = \frac{V_2}{V_1} = \frac{X \text{ SVI}}{1.000 - X \text{ SVI}}$$

en la que:



V_1 = volúmen del clarificado en cm^3/l .

V_2 = volúmen de fangos a los 30 minutos, con concentración similar a la que se espera en la tolva del sedimentador.

X = concentración de MS en el líquido mezclado con el - que se hace el ensayo, en gr/l .

SVI = índice de Molhman, o sea dilución en cm^3/gr .

Puede verse, por ejemplo Fair (p.592) o MyE (p.556). En el - caso de Bariloche se puede estimar como condición normal de trabajo, $X = 4$ y $\text{SVI} = 125$ con lo que $V_2 = 500$ "r" resulta igual a 1, es decir recirculación del 100%.-

Pero para la capacidad de las bombas y para el perfil hidráulico, es preferible adoptar una situación pésima, que puede ser $X = 4$; $\text{SVI} = 160$ con lo que:

$$r = \frac{4 \times 160}{1.000 - \frac{4}{4} \times 160} = 1,77 \approx 180\%$$

que aplicada al Q_{medio} estacional para 170.000 habitantes daría una capacidad de bombeo completa para los dos módulos de

$$Q_r = \frac{2 \times 33.100 \text{ m}^3/\text{día}}{24} \times 1,8 = 4.965 \text{ m}^3/\text{h}.$$

que se puede conseguir con cuatro (4) bombas arquimédicas de $\phi 1,20 \text{ m}$, $\alpha = 30^\circ$; $n = 45 \text{ r.p.m.}$ con triple helicoide y motores de 50 HP.-

En condiciones normales se utilizarían solo tres máquinas -- con las que se podría lograr hasta un 135% de recirculación.

Para la primer etapa (85.000 habitantes) solo se instalarían dos (2) máquinas, y entonces con solo una máquina funcionando se lograría una recirculación de:

$$r = \frac{4.965}{\frac{4}{33.100/24}} = 90\%$$

todavía muy aceptable en condiciones normales (corresponde - por ejemplo a $X = 4$; $I = 118$ o sino a $I = 100$; $X = 4,73$, muy difícil de llegar). Pero condiciones francamente anormales - no podrán ser afrontadas con total solvencia si una de las máquinas estuviese fuera de servicio.-

3.7.- Desinfección

Aceptando los criterios adoptados por la Provincia (que compartimos), se ha previsto desinfección con hipoclorito de sodio al 8-10%.-

Una dosis razonable para un tiempo de contacto de 30 minutos aplicada a un efluente altamente nitrificado es de 4 p.p.m., lo que representa al día, en régimen estacional:

$$33.100 \text{ m}^3 \times 0,004 \text{ Kg/m}^3 = 132 \text{ Kg/día}$$

de cloro activo, lo que representa al 8%, un volumen diario de:

$$Q_{\text{Hip.}} = \frac{132}{0,08 \times 1.000} = 1,65 \text{ m}^3/\text{día}$$

Si se preve un abastecimiento cada 15 días, se necesitaría - un tanque de:

$$V_{15} = 1,65 \times 15 = 25 \text{ m}^3.$$

pero para más seguridad se preveen dos tanques de 25 m³., es decir:

$$V_{30} = 2 \times 25$$

Estos tanques, por su tamaño, se pueden resolver sin dificultad en plástico reforzado con fibras de vidrio contruídos y probados en fábrica.-

La cámara de contacto única puede ser dimensionada con los caudales promedio de tiempo seco, con valores de entre 15 y 30 minutos de permanencia según WPCF, p.394

La primer etapa estará algo sobredimensionada pero la mayor inersión podrá ser recuperada con un más ajustado dosaje de hipoclorito.

Entonces:

$$V = \frac{66.200}{24 \times 60} \times 30 = 1.380 \text{ m}^3.$$

Se adopta: $15 \times 25 \times 4.00 = 1.500 \text{ m}^3$

La permanencia durante la primer etapa resulta:

$$\text{con caudales medios} = \frac{1.500 \text{ m}^3}{33.100/24} \times 60 = 65 \text{ min.}$$

$$1.500$$

$$\text{con caudales de pico} = \frac{1.500}{2.070} \times 60 = 43 \text{ min.}$$

y durante la segunda

$$\text{con caudales medios} = \frac{1.500}{66.200/24} \times 60 = 32 \text{ min.}$$

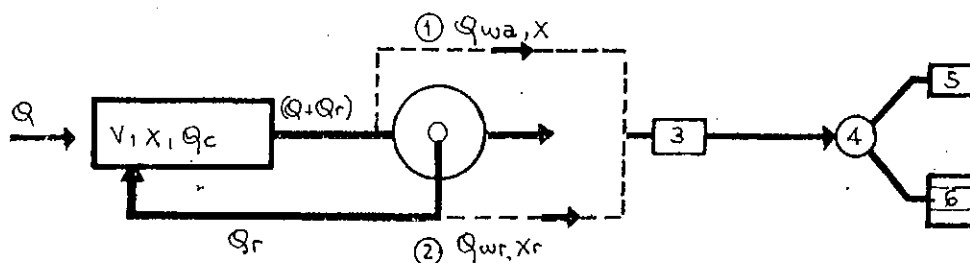
$$\begin{array}{l} \text{con caudales de pico} \\ \text{en tiempo lluvioso:} \end{array} \quad \frac{1.500}{6.000} \times 60 = 15 \text{ min.}$$

4.- TRATAMIENTO DE LOS BARROS

4.1.- Cantidad y Régimen de Purga de los Barros en Exceso

Básicamente, para el encargado de planta hay dos formas de regular un reactor: por concentración de sólidos en el licor mezclado y por edad del lodo o tiempo de residencia celular.

En el primer caso la purga se hace, en la práctica, por prueba y error (es decir que se purga tanto barro como sea necesario para mantener X Kg MS/m³ en el reactor). Con el método de la edad del lodo la regulación es hidráulica porque consiste en extraer del reactor un volumen diario capaz de vaciarlo en θ_c días. En este caso la purga debe realizarse necesariamente desde el reactor, mientras que en el caso anterior puede hacerse o bien desde el reactor o bien desde la tolva del sedimentador.



- 1 - Lazo de purga con líquido mezclado.
- 2 - Lazo de purga con barro secundario.
- 3 - Estación de bombeo de barro en exceso.
- 4 - Silo de barro o espesador.
- 5 - Deshidratación mecánica.
- 6 - Playas de secado.

El esquema anterior es muy similar al que se consigna en MyE p.557. Es importante hacer notar que es muy poca la implementación que diferencia un método del otro.-

Al método de la edad del lodo se le atribuye la ventaja de ser mucho más confiable desde el punto de vista de los parámetros que gobiernan el proceso y por consiguiente se presta más para una explotación racional o científica, pudiendo in-

cluso extraerse conclusiones importantes a nivel de aporte o investigación, como ser la función

$$I = f(\theta_c)$$

Esto es porque resulta más fácil medir un volumen diario --- (Q_{wa} x tiempo de bombeo) que apreciar una masa de sólidos totales o de sólidos volátiles ($Q_{wr} \int X dt$).-

Las ventajas de utilizar el lazo 2 es que el volumen que se bombea es menor, lo cual sugiere un cierto ahorro energético poco digno de consideración, y una menor carga hidráulica sobre el elemento espesador. Pero esos elementos están gobernados por la carga másica, que es igual en ambos casos:

$$\text{Masa Purgada} = -\frac{(XV)}{\theta_c}$$

El caudal Q_{wa} se halla simplemente con:

$$Q_{wa} = -\frac{V}{\theta_c} = -\frac{21.250}{25} = 850 \text{ m}^3/\text{día}$$

que es la fórmula 10.6 que puede verse en MyE p.521 y Q_{wr} con la 10.8:

$$Q_{wr} = -\frac{V}{\theta_c} \frac{X}{X_v}$$

En este caso hay que apreciar X_r , o sea la concentración en tolva, la que puede hallarse a partir del IVL:

$$X \text{ (Kg/m}^3\text{)} = -\frac{1.000}{IVL} \frac{(\text{cm}^3/\text{l})}{(\text{cm}^3/\text{gr})}$$

con lo que:

$$Q_{wr} = 850 -\frac{4}{10} = 340 \text{ m}^3/\text{día}$$

cuando el IVL sea de 100, 6

$$Q_{wr} = 850 -\frac{4}{6,25} = 544 \text{ m}^3/\text{día}$$

cuando el IVL sea igual a 160.-

Con las mismas bombas que se impulsa Q_{wa} podría impulsarse Q_{wr} a condición de incrementar en un 56% el tiempo del turno diario de bombeo, y en ese caso, ni siquiera la carga hidráulica sobre el espesador sería mayor.-

Concretamente, proponemos dotar a la planta tanto del lazo 1 como del lazo 2. (ver MyE p. 556 "Purga de fangos").

Para transportar los barros se usarán cañería de diámetro mínimo, el que se fija en \varnothing 150 mm. La velocidad más conveniente para evitar obstrucciones por asentamientos es de 0,50 m/sq. Por consiguiente, los bombos que se requieren son de

$$Q = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4} \times 0,50 = 0,00884 = 32 \text{ m}^3/\text{h}$$

las que en condiciones normales podrían bombear 2 x 13 horas con el lazo 1 y 1 x 10 horas con el lazo 2. Excepcionalmente podrá utilizarse una bomba durante las 24 horas, si la otra estuviese fuera de orden.

4.2.- Alternativa: Silo de Barros-Playa

4.2.1.- Generalidades

La práctica del Silo de Barros ha sido habitual en los proyectos alemanes, franceses y holandeses de los años 60 y subsiguientes. Se adapta mucho al proceso de oxidación prolongada, sobre todo cuando el tamaño de la planta impide trabajar en rangos de muy baja carga.-

Por ejemplo, la firma Passavant propone como "sistema", esquemas de tratamiento que sin contar con Silo de Barros ---- ("Schlamsilo") trabaja con cargas másicas de 0,05 Kg DBO₅/Kg SST/día y cargas volúmicas de entre 0,15 y 0,20 Kg DBO₅/m³/día. Pero a partir de esos esquemas, llamados "A" y "D" y categorizados como "zanja de oxidación", propone otros que denomina "zanja activada" y "cuba activada" ("Belebungsgraben" y "Belebungsbecken"). Estos últimos están todos dotados de Silo de Barros y trabajan con carga másica de hasta 0,10 Kg DBO₅/Kg SST/día y carga volúmica desde 0,25 Kg DBO₅/m³/día.

Para la planta de Bariloche se ha seleccionado un punto de funcionamiento caracterizado (a plena carga) por una carga másica de 0,06 Kg DBO₅/Kg SST/día y carga volúmica de 0,24 Kg DBO₅/m³/día. Es decir en una zona intermedia que haría aconsejable la adopción de esa unidad, máxime cuando se pretende un buen rendimiento de las playas de secado.-

Otra referencia a nivel de ingeniería práctica son las publicaciones de la "Societe d'Etude des Procédés Purator E.P.A.P."

licenciataria en Francia del proceso patentado como "Chenal - Ouvert" o sea la zanja holandesa del Dr. Passver, algunos de cuyos contenidos transcribimos a continuación:

"Según se trate de canal de tipo "Normal", "Semi Activado" o "Activado", tendremos:

Materia seca por litro..... 4 gr a 5 gr.
 Tiempo de residencia del barro en el canal..... 40 días a 16 días

Observando entonces que en el caso de "Canal Normal" los barroes permanecen 40 días. Obtenemos entonces -- un barro completamente mineralizado que podrá ser enviado directamente a los lechos de secado, pero estos barroes, simplemente decantados, necesitarán, debido a su humedad, una superficie de secado de 1 m². para 10 habitantes.-

En el "Canal Activado", los barroes no permanecerán -- más de 16 días en el canal y deberán terminar su mineralización en un Silo de Barroes donde ellos consumirán el oxígeno de sus aguas de dilución y no necesitarán más que una superficie de 1 m² para 20 habitantes.-

Insistimos en el hecho de que la permanencia del barro de un Canal Activado en el Silo de Barroes es un fenómeno esencialmente aeróbico que no produce desgasificación de olor pútrido".-

Es decir que a la luz de esos criterios, el Silo de Barroes -- trabaja como un espesador a gravedad que ahorra hasta el 50% de playas de secado.-

Parecidas conclusiones fueron halladas por Hazeltine en 1951 (Measurement of Sludge Drying Bed Performance, Sew and Ind. - Wastes, 23,9,1065) que propuso la expresión

$$Y = 0,96 \quad X - 1,75$$

en la que "Y" es la carga de sólido sobre la playa en libras por pié cuadrado cada 30 días y "X" es la concentración de -- sólidos por ciento. De acuerdo a esto, con barroes con un contenido de 100 Kg/m³ (10%) las playas aceptarían cargas 2,5 -- veces más grandes que con barroes de 50 Kg/m³.-

En 1971, Randall, Turpin y King (Activated Sludge Dewatering JWPCF vol. 43 n°1) constataron que a partir del 2% de contenido de sólidos, la retención de agua por unidad de masa sólida decrece con la concentración. En ese artículo se vierte la siguiente opinión:

"Con respecto al manipuleo de barro, es interesante hacer notar que, a pesar de que varios métodos mecánicos son disponibles, muchas (72%) de las plantas de tratamiento de U.S., excepto las que sirven a grandes comunidades, utilizan lechos de secado. Recientes estudios del Distrito Sanitario Metropolitano del Gran Chicago sugirió que la deshidratación y secado a gravedad puede ser económicamente ventajoso aún para grandes áreas metropolitanas -- (Dalton, JWPCF, 40, 1968)".-

Muchas plantas pueden ser citadas como ejemplo de la afirmación hecha por Dalton en 1968. vg. la segunda etapa de la Estación de Achères (París) cuyos lechos de secado cubren 20 Ha y están mecanizados con puentes motorizados, una curiosa combinación de tecnologías de distinto nivel. Algunas particularidades de nuestro diseño para Bariloche han sido inspiradas por la solución para la planta de Caramillo Ventura -- County, EEUU, cuya playa de secado, que deberá recibir 7.300 Kg/día (año 2000) tiene una superficie de 11.600 m². (ver -- JWPCF 53,9,1981).-

En suma, atribuímos a esta alternativa las siguientes ventajas:

- Tanto el Silo de Barros como la Playa de Secado o Lecho -- Filtrante son de tecnología blanda, como es de desear en un lugar como Bariloche a los efectos de conseguir fiabilidad.-
- Ambas soluciones, asociadas al proceso de oxidación prolongada, se complementan y potencian, dando como resultado -- instalaciones de tamaño razonable.-
- El Silo de Barros provee al barro de un potencial hidráulico o altura de presión que facilita enormemente su extracción y distribución, sin necesidad de bombeo. El único bom

beo se realiza con líquido mezclado o con fangos decantados, es decir antes de espesamiento, con bombas comunes.-

- El Silo de Barros provee a la planta de una capacidad de almacenamiento muy conveniente en tiempo lluvioso y permite el llenado de las playas en una sola operación. Los caudales ascendentes (recirculación o retorno) colaboran para calentar el Silo de Barros sin aislación ni dispositivos especiales.-

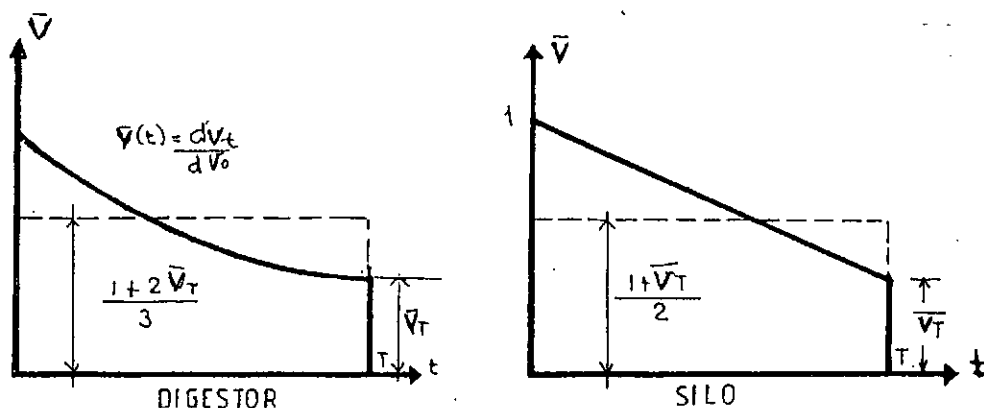
4.2.2.- Silo de Barros

Como criterio de cálculo, lo usual es dimensionar el Silo para un período de retención de sólidos de entre 20 y 30 días sobre la base de una concentración variable. La formulación es similar a la utilizada para digestores estratificados, pero con otra cinética.-

En régimen permanente, en un intervalo "dt" ingresará al Silo - un volumen de barro (materis seca + agua intersticial) igual a:

$$d(\text{vol. fresco}) = dV_0 = Q_f dt$$

Ese volumen dV_0 , con el tiempo se va reduciendo. En el caso del digestor, se reduce debido a dos razones: el espesamiento (o sea la separación de agua intersticial) y la destrucción de los sólidos por gasificación. En el caso del Silo de Barros predomina el espesamiento, que en la fase avanzada se transforma en compactación. La marcha de ese volumen, referido al volumen primitivo en el momento del ingreso ($t = 0$) se representa en ambos casos:



Al cabo de un tiempo "T", el volúmen ingresante $Q_f dt$ sale como:

$$Q_e dt = \bar{V}_T Q_f dt \quad (f = \text{fresco}, e = \text{espeso})$$

Como el interior de la unidad está lleno de volúmenes en distinto estado de maduración,

$$V = \int_0^T V_{(t)} Q_f dt = Q_f \int_0^T \bar{V}_{(t)} dt$$

En el caso del digestor, es habitual tomar

$$\int_0^T \bar{V} dt = \frac{2 V_T + 1}{3} T$$

y teniendo en cuenta que

$$\bar{V}_T = \frac{Q_e}{Q_f}$$

ello conduce a:

$$V = Q_f \frac{2 \frac{Q_e}{Q_f} + 1}{3} T$$

o bien:

$$V = \frac{2 Q_e + Q_f}{3} T$$

que es la fórmula que puede verse, por ejemplo, en MyE p.679 ó en Fair p.654.-

En el caso del Silo, es habitual tomar

$$\int_0^T \bar{V} dt = \frac{1 + V_T}{2} T$$

y en ese caso

$$V = \frac{Q_e + Q_f}{2} T$$

que es como se calcula, por ejemplo, en el "Projet d'essainissement général, Commune d'Ostheim", mayo 1966.-

El método de "tiempo de residencia" que acabamos de transcribir tiene la dificultad de requerir una apreciación del caudal espesado, o sea de la concentración que cabe esperar a la salida -- del elemento estratificado.-

En la práctica, hemos visto que la concentración está gobernada por la facilidad en el manipuleo posterior, ya que con el simple expediente de purgar más asiduamente, el operador puede --- fluidificar el barro a extraer a costa de su permanencia. Pero como criterio de diseño hay que apreciar la máxima concentra--ción, que debe ser compatible con el período de residencia adop--tado (20 días) y con la forma de distribución posterior.-

Algunos valores orientativos son los siguientes:

Fuente	Origen del Barro	% de MS	Kg/m3
MyE, p.640	Primario + Activado espesado por gravedad	3-10	30-100
	Primario + Humus de f.percola--dor, espesado por gravedad	4-10	40-100
	Centrifugado sin productos --químicos	10-30	100-300
Imhoff, p.173	Fango mixto digerido en diges--tor:		
	de baja carga	7	70
	de alta carga	10	100
MTAD, p.444	Decantación + fango activado fresco espesado	6	60

Experiencias propias obtenidas en las plantas depuradoras de -- Arrecifes, Verónica y San Miguel, en la Provincia de Buenos Ai--res, todas de oxidación prolongada con Silos de Barros, señalan valores frecuentes de hasta 15%, con permanencias de 25 días. - Con estos valores es de prever inconvenientes en la distribu---ción. Por razones de diseño que más adelante se comentan, se ha optado por dos unidades iguales en serie. Se adopta entonces pa--ra la primera una permanencia de 5 días, con una concentración de sólidos del 4% y para la segunda, una permanencia de 20 días con una concentración de sólidos del 8%.-

Verificando para volúmenes de 1.200 m3 cada uno, se tiene que:

Caudal másico para $\theta_c = 25$ días =

$$= \frac{\text{Biomasa}}{\theta_c} = \frac{\text{Volúmen reactor} \times X}{\theta_c} = \frac{21.250 \text{ m}^3 \times 4 \text{ Kg/m}^3}{25} =$$

$$= 3.400 \text{ Kg MS/día}$$

$$\text{Caudal volúmico de ingreso } Q_f = \frac{\text{Caudal másico}}{\text{Concentración}} =$$

$$= \frac{3.400 \text{ Kg MS/día}}{10 \text{ Kg MS/m}^3} = 340 \text{ m}^3/\text{día}$$

Caudal volúmico del primer espesado:

$$Q'_e = \frac{\text{caudal másico}}{\text{concentración 1er. Silo}} = \frac{3.400}{40} = 85 \text{ m}^3/\text{día}$$

Caudal volúmico del segundo espesado:

$$Q''_e = \frac{\text{caudal másico}}{\text{concentración 2do. Silo}} = \frac{3.400}{80} = 42,5 \text{ m}^3/\text{día}$$

El tiempo de residencia en el primer Silo resulta:

$$T' = \frac{1.200 \text{ m}^3}{\frac{340 + 85}{2} \text{ m}^3/\text{día}} = 5,6 \text{ días}$$

y en el segundo:

$$T'' = \frac{1.200}{\frac{85 + 42,5}{2}} = 18,82 \text{ días}$$

$$\text{En total: } T = 5,6 + 18,8 = 24,4 \text{ días}$$

Si en cambio se enviase a Silo el líquido mezclado, el caudal volúmico de ingreso sería:

$$Q_f = \frac{3.400 \text{ Kg/día}}{4 \text{ Kg/m}^3} = 850 \text{ m}^3/\text{día}$$

en tanto que la concentración del espesado en el primer Silo podría en ese caso apreciarse en 30 Kg/m³., y en ese caso

$$Q'_e = \frac{3.400}{30} = 113 \text{ m}^3/\text{día}$$

entonces:

$$T' = \frac{1.200}{\frac{850 + 113}{2}} = 2,5 \text{ días}$$

y en el segundo Silo:

79

$$T'' = \frac{1.200}{\frac{113 + 42,5}{2}} = 15,4 \text{ días}$$

que totalizan una permanencia de:

$$T = 2,5 + 15,4 = 17,9 \text{ días}$$

en lugar de 25, también muy aceptable como maniobra operativa.-

Otra verificación que puede hacerse es la del Silo de Barros como sedimentador, ya que, sobre todo cuando se purga con líquido mezclado del reactor, la velocidad de asentamiento debe ser mayor que la velocidad ascensional o carga hidráulica superficial.-

Aceptando, según lo visto en 4.1, un factor de pico de 24

--- = 1,85 para el caudal de purga medio, el mismo sería de :

$$\frac{1,85 \times 21.250 \text{ m}^3}{25} = 1572,5 \text{ m}^3/\text{día}$$

y la carga hidráulica superficial, para un ϕ de 9 m..

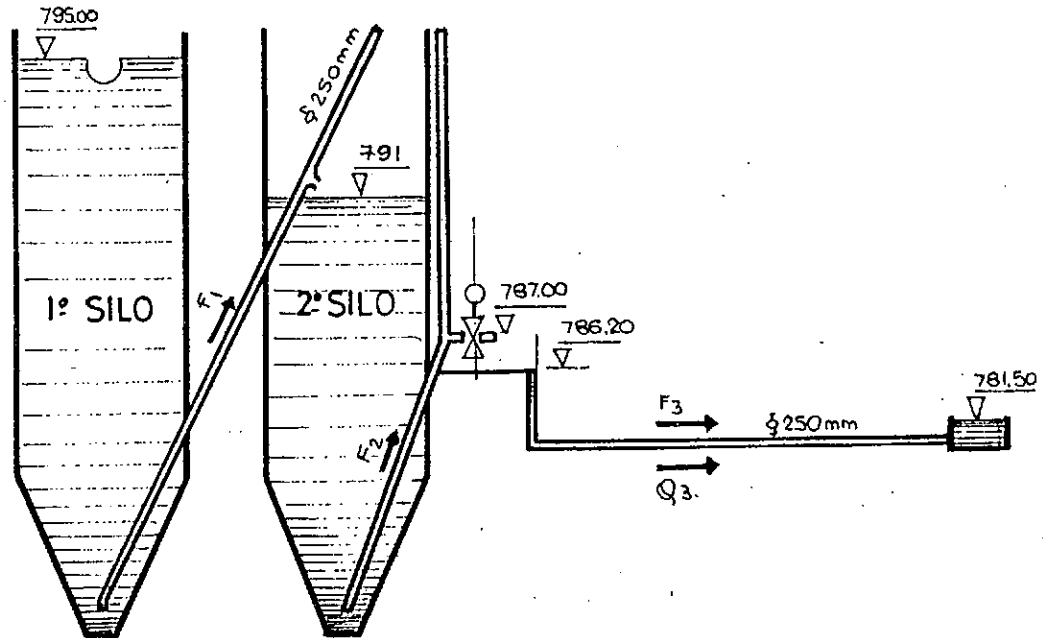
$$Q_{\text{sup.}} = \frac{1.572,5}{\frac{\pi \times 9^2}{4}} = 24,7 \text{ m/día}$$

siendo que para espesadores se puede utilizar hasta 33 m/día (WPCF, p. 456).

La ausencia del mecanismo barredor y homogeneizador, así como el tiempo de permanencia y otras razones nos hizo inclinar por un diseño en dos etapas, de marcada relación altura/ diámetro, con el que se logra acentuar los efectos de flujo pistón, compactación y buena presión para la purga.

La consigna de explotación debe ser "Purgar a playa buscando que el barro se lo más espeso posible sin ofrecer peligro de obstrucción". El encajado constará además que el nivel de barros en el Silo 1 no supere la cota 790.

La seguridad contra atascamiento se muestra en el siguiente esquema, en el que se plantea una situación extrema.



$$\text{Fuerza desobstructora} = -\frac{\pi D^2}{4} \frac{(\text{cm})}{10} \frac{(\Delta H \text{ (m)})}{10}$$

$$F_1 = -\frac{\pi \times 25^2}{4} \frac{795 - 791}{10} = 196 \text{ Kg.}$$

$$F_2 = -\frac{\pi \times 25^2}{4} \frac{791 - 787}{10} = 196 \text{ Kg.}$$

$$F_3 = -\frac{\pi \times 25^2}{4} \frac{786,20 - 781,50}{10} = 230 \text{ Kg}$$

Cálculo de Q_3

$$j = -\frac{786,20 - 781,50}{(5,20 + 38,00)} = 0,109$$

$$j_{\text{equiv. agua}} = \frac{0,109}{4} = 0.02725$$

$$\phi = 250 \text{ mm.}$$

$$Q_3 = 520 \text{ m}^3/\text{h} = 144 \text{ l/seg.}$$

$$v = 3 \text{ m/seg.}$$

La implementación de las unidades contempla:

- Cañerías de transferencia y purga de diámetro ϕ 250 mm., - con bocas de acceso para desobstrucción.-
- Vertedero diametral de 18 m. de lámina vertiente que co--- rresponde a un caudal unitario de 2 m³/h por metro lineal.
- Cámara de carga de los líquidos frescos purgados con posibilidad de derivar una porción de los mismos a la unidad - de segunda etapa a los efectos de evitar congelamiento de la superficie, y arrastre de sobrenadante.-
- Plataforma de maniobra de purga sobreelevada, con una am--- plia perspectiva sobre las playas de secado.-
- Dispositivo para diluir la concentración de los barros pur--- gados si la misma, ocasionalmente, resultase excesiva para el transporte a playa.-

4.2.3.- Playas de Secado

Antecedentes

Como se dijo más arriba, la asociación Silo de Barros-Playas de Secado resulta atractiva. Se investigará, además, las pla--- yas de secado cubiertas.-

En las fuentes más confiables, se puede encontrar múltiples referencias y parámetros típicos correspondientes a diversos criterios (superficie per cápita, carga másica superficial, carga volúmica superficial, número de vuelcos por año, etc.) Los métodos "racionales" en general no han prosperado en es--- te campo, pese a algunos meritorios intentos (Randall and -- Koch, Jennett and Santry, Nebikert et all, Swanwick, etc.)

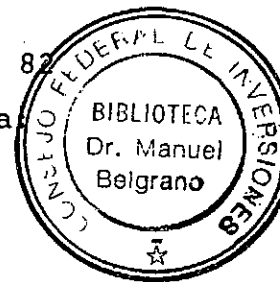
Antes de pasar al dimensionado haremos una reseña de las --- fuentes utilizadas:

En Parker, p.201

$$\text{Hazeltine: } Y \text{ (lb MS/pié}^2 \text{ mes)} = 0,96 \times (\% \text{ MS}) = - 1,75$$

que transcripta a unidades del sistema SI, resulta

$$Y \text{ (Kg MS/m2año)} = 56,93 \times (\%) - 103,8$$



"A groso modo, calcular a razón de 0,30 pié² por habi tante para playas descubiertas en el sudoeste; ó --- 0,20 pié² por habitante en el sudeste; y a razón de 0,5 pié cuadrado por habitante para playas cubier-- tas con vidrio en las otras partes de USA continen-- tal, excluyendo Alaska.-

Estos valores están del lado generoso en muchas ins-- tancias, pero ellos han sido aconsejables o pruden-- tes".-

En WPCF , p.486

Para barros primarios y humus digerido

- en playas abiertas 1,25 á 1,75 pié²/habitante
- en playas cubiertas 1,00 á 1,25 pié²/habitante

"Con playas cubiertas con vidrio se obtiene un gran n-- número de secados por año debido a la protección con-- tra la lluvia y la nieve.-

Con una combinación de playas abiertas y cubiertas - se logra la máxima utilización. Playas abiertas pue-- den evaporar la torta más rápidamente que las cubier-- tas bajo condiciones climáticas favorables".-

En MTAD, p.486

Pueden tomarse los rendimientos de producción si--- guientes, sobre lechos tradicionales bien drenados (instalados en zonas mediterráneas):

- | | |
|----------------------|------------------------|
| Fangos digeridos | 0,4 á 0,6 Kg MS/m2/día |
| Fangos estabilizados | 0,3 á 0,5 Kg MS/m2/día |

Reducidos al año, la carga de fangos aconsejada por - MTAD es de:

- | | |
|----------------------|---------------------|
| Fangos digeridos | 146 á 220 Kg/m2/año |
| Fangos estabilizados | 109 á 182 Kg/m2/año |

Clima

Antes de proceder a la elección del criterio de diseño con-- vendrá estudiar las características del clima en la Planta - Depuradora, el que se puede asimilar al de la zona del Aero- puerto, consignado en "Estadísticas Climatológicas" del Ser- vicios Meteorológico Nacional. Para la década 1951-1960, se tiene:

	Julio	Enero	Media
Temperatura media	2,3	14,5	8,3 °C
Temperatura mínima media	-1,1	6,7	2,3 °C
Temperatura máxima media	6,6	21,2	14,4 °C
Humedad relativa media	82	60	71 %
Precipitación media	143	37	717 mm.
Días con heladas	17	2	103 d/año

Para la década 1951-1950, se tiene:

	Julio	Enero	Media
Temperatura media	2,6	14,7	8,3 °C
Temperatura mínima media	-0,6	8,4	3,5 °C
Temperatura máxima media	5,9	21,6	13,4 °C
Humedad relativa media	81	58	69 %
Precipitación media	173,4	25,6	1081 mm
Días con heladas	17,7	0,1	81,5

Estos valores están indicando un clima más bien moderado, al go lluvioso pero seco, muy diferente del que es dable espe-- rar en otros lugares del mismo lago, como por ejemplo:

Puerto Blest (17 años).....	2.893 mm.
Puerto Anchorena, Isla Viet. (24 años).....	1.751 mm.
Aeropuerto (70 años).....	1.066 mm.

Además, el 90% de los días hay vientos.-

Producción Anual de Barros

Si bien la población nominal de la Planta es de 85.000 habi- tantes, ese número cubre la población turística conectada, - la que no permanece todo el año.-

Por otra parte, la propia Planta tiene una considerable capacidad de retención de barros, esto es que puede funcionar por períodos extensos sin purgar. Por ejemplo, para elevar el tenor de sólidos de 3 a 4 Kg/m³ se requerirán más de 10 días, para colmar los Silos de Barros más de 15 días y para llenar la mitad de la playas más de 30 días.-

Esto hace que ^{para} el invierno, la peor estación, resulte excesivo adoptar la capacidad nominal como estado de carga permanente. El ciclo turístico del verano, en cambio, es más extendido, y por ello la hipótesis de los 85.000 habitantes permanentes está más cerca de la realidad, pero en mejores condiciones climáticas para la deshidratación del barro en playas de secado.-

La producción en esas condiciones resulta:

Caudal másico.....= 3.400 Kg MS/día

Caudal volúmico.....= $\frac{3.400}{80} \frac{\text{Kg/día}}{\text{Kg/m}^3} = 42,5 \text{ m}^3/\text{día}$

Población equivalente.....= 85.000 habitantes

Dimensionado de Playas

Sopesando los factores a favor tales como:

- silos en serie de considerable altura,
- clima seco en verano,
- sobrecarga turística breve en invierno,
- capacidad de retención en invierno,

con los factores en contra, tales como:

- heladas nocturnas de junio a setiembre,
- lluvias frecuentes de mayo a agosto.

Se adopta como carga másica anual para playas abiertas el valor de 220 Kg/m²/año y como superficie específica 0,066 m²/año o 15 habitantes por m².-

Para playas cubiertas, siguiendo a Parker, se adopta 0,5 pié² o sea 0,0464 m²/habitante ó 21,5 habitante por m² lo que se

corresponde con una carga anual de 315 Kg/m²/año.-

Entonces:

a) Playas abiertas

$$\begin{aligned} \text{Superficie (m}^2\text{)} &= \frac{\text{Producción Anual Kg/año}}{\text{Carga Específica Kg/m}^2\text{/año}} = \\ &= \frac{3.400 \times 365}{220} = 5.640 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

y como parámetro de control:

$$\frac{85.000 \text{ hab.}}{5.640 \text{ m}^2} = 15 \text{ hab./m}^2.$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de llenados anuales} &= \frac{\text{Volúmen Anual/Superficie}}{\text{Altura de cada Llenado}} = \\ &= \frac{42,5 \text{ m}^3/\text{día} \times 365 \text{ días/año}}{5.640 \text{ m}^2 \times 0,30 \text{ m/llenado}} = 9,1 \text{ llenado/año} \end{aligned}$$

b) Playas Cubiertas

$$\text{Superficie} = \frac{3.400 \times 365}{315} = 3.940 \text{ m}^2.$$

$$\frac{85.000}{3.940} = 21,5 \text{ hab/m}^2.$$

$$\frac{42,5 \times 365}{3.940 \times 0,30} = 13,1 \text{ llenados/año.}$$

4.3.- Alternativa: Espesador-Filtro Banda

4.3.1.- Generalidades

El espesador se diferencia del Silo de Barros en su menor -- permanencia y menor altura, por lo que no se puede esperar -- alta compactación. En cambio, generalmente se mecaniza el barrido, lo cual permite menor pendiente de fondo y mayor relación diámetro/altura.-

Teóricamente, el espesado ofrece mayor seguridad contra la -- anaerobiosis, es decir contra los olores ofensivos. Sin embargo, con temperaturas como las de Bariloche, entendemos --

que esa ventaja del espesador no es digna de tenerse en consideración. Prueba de ello es que en invierno es frecuente -- trabajar con un volúmen de barro en el espesador, veinte veces más grande que el volúmen de extracción diario y ello -- conduce a tiempos de residencia del mismo orden de los que -- se utiliza en el Silo de Barros (MyE, p.665).-

Al equipo barredor se lo implementa con una reja rotativa -- (Pickets) que tiene por función favorecer la separación de -- gases y homogeneizar el barro.-

Las proporciones típicas del espesador son (WPCF, p.455)

Diámetro..... < 24 m.

Profundidad..... 3 á 3,70 m.

Pendiente de fondo..... 2:12 á 3:12

En esa misma fuente se indica que si fuese necesario corre-- gir olores o condiciones sépticas causadas por operaciones o diseños inapropiados, la aplicación de cloro debe ser considerada, habiendo sido encontrada efectivas concentraciones -- de 1 mg/l de cloro residual en el sobrenadante. Empero, repe-- timos, consideramos que ese riesgo no existe en Bariloche.-

"Los espesadores son usados previos a los procesos de deshidratación siguientes para reducir la carga volú-- mica sobre esas unidades y para incrementar la efi-- ciencia de los equipos de deshidratación" (WPCF, p. 455).-

La asociación espesador-deshidrtación mecánica es tradicio-- nal y por esa razón no merece mayor discusión. Como elemento de deshidrtación mecánica el más indicado para Bariloche pa-- rece ser el filtro banda, el que ha ganado mucho mercado en el país y tiene oferta interna.-

Esta alternativa representa frente a la anterior un ahorro en la primera inversión a la vez que una variante de mayor nivel tecnológico que requerirá uso de superflocula-- dores químicos o plámeros orgánicos de síntesis (polielectro-- litos). En el mismo sentido se debe computar el mantenimien-- to de las máquinas y la reposición de las telas.-

4.3.2.- Espesador

Como criterio de dimensionado, el más acreditado es el de la carga másica superficial, y como parámetro de control la carga hidráulica superficial o la relación $v_{\text{barros}}/\text{caudal volúmico de purga}$, de la que se habló antes.-

En WPCF se aconseja:

$$q_{\text{másico}}^* = 4 \text{ lb/día/pie}^2 = 19,5 \text{ Kg/día/m}^2.$$

$$q_{\text{vol}} = 16 \text{ a } 33 \text{ m}^3/\text{día/m}^2.$$

$$C_e = \text{concentración espesado} = 1,75 + \frac{100}{\text{SVI}} = 2,75 \%$$

En MyE, p.664:

$$q_m = 20 \text{ a } 40 \text{ Kg/m}^2/\text{día}$$

$$q_v = 16 \text{ a } 36 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

$$C_e = 2,5 \text{ a } 3,3\% \text{ ó } 25 \text{ a } 33 \text{ Kg/m}^3.$$

$$\frac{v_b}{Q_e} = 20 \text{ días}$$

En MTAD, p.462:

$$q_m = 25 \text{ a } 30 \text{ Kg MS/m}^2/\text{día}$$

$$q_v = 1 \text{ m/h} = 24 \text{ m/día}$$

$$C_e = 25 \text{ a } 30 \text{ Kg MS/m}^3$$

Teniendo en cuenta entonces que:

$$\text{Caudal másico} = 3.400 \text{ Kg MS/día}$$

Caudal volúmico:

$$\cdot \text{ c/líq. mezclado} = 850 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\cdot \text{ c/barro decantado} = 340 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\cdot \text{ factor de pico} = 2$$

Resulta:

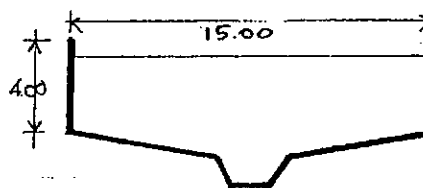
$$\text{Superficie} = \frac{3.400 \text{ Kg/día}}{19,5 \text{ Kg/m}^2/\text{día}} = 174 \text{ m}^2.$$

$$\text{Altura} = 4,00 \text{ m.}$$

* Tabla 25-II, para "Activated, air biomass".

Diámetro = 15 m.

Volúmen = 697 m³.



Parámetro de control

$$q_v = \frac{1.85 \times 850}{174} \frac{\text{m}^3/\text{día}}{\text{m}^2} = 9 \text{ m/día (c/líquido mezclado)}$$

$$q_v = \frac{1.85 \times 340}{174} = 3.6 \text{ m/día (c/barro decantado)}$$

$$C_e = 2.75 \% = 27.5 \text{ Kg/m}^3.$$

$$\text{Caudal espesado } Q_e = \frac{3.400}{27.5} = 123 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{cociente } v_b/Q_e = \frac{697}{123} = 5.66 \text{ días}$$

4.3.3.- Filtro Banda

Si bien los filtros banda se han perfeccionado mucho en los últimos años, no hay todavía un criterio consagrado para su dimensionamiento, debido quizá a la gran dispersión de valores que en la práctica se observa.-

Los barros provenientes de la oxidación prolongada son típicamente hidrófilos, por lo que la operación de filtrado se hace más difícil en relación con otros barros hidrófobos. - Por ello se requiere uso de polielectrolitos.-

El rendimiento del filtro se expresa como kilogramo de materia seca (MS) por metro de ancho de la banda y por hora.-

Otros parámetros del filtro son: concentración mínima del barro ingresante, concentración de la torta, consumo de polímero por tonelada de MS y consumo de energía por tonelada de MS.-

En el MTAD, p.500 se lee, para barros de aguas residuales urbanas tratadas mediante aeración prolongada o estabilización aeróbica:

Rendimiento = 80 á 150 Kg MS/m/h

Concentración = 1,5 á 3,5 % = 15 á 35 Kg/m³.

Sequedad de la torta = 15 á 25 %

Consumo eléctrico = 5 á 20 Kw h/tn MS

Consumo de polímeo anhidro = 2 á 5 Kg/t MS

Adoptaremos un rendimiento de 150 Kg/m/h para un turno de funcionamiento diario de 12 horas y una reserva igual o mayor del 50 %.

Entonces, para 85.000 habitantes:

$$\text{Ancho de banda} = \frac{3.400 \text{ Kg/día}}{150 \text{ Kg/m/h} \times 12 \text{ h/día}} = 1,88 \text{ m.}$$

Se adoptan dos (2) máquinas de 2 m. de ancho, que de acuerdo con la literatura comercial que disponemos, podría tener las siguientes características:

Longitud.....	4,50 m.
Ancho.....	3,15 m.
Alto.....	1,17 m.
Peso.....	5,4 tn.
Area filtrante.....	17,1 m2.
Motor.....	2,2 Kw.
Caudal de ingreso.....	8,2 m3/h.

El consumo de polielectrolito anhidro alcanzaría a:

$$5 \times 3,4 = 17 \text{ Kg/día}$$

4.4.- Pérdida de Carga en Cañerías de Barros

Todos los autores coinciden en aconsejar criterios prácticos dada la amplia dispersión de los valores. Los barros espesados tienen propiedades plástico-tiseotrópicas, esto es que para iniciar el movimiento requieren un umbral de presión y una vez iniciado su viscosidad decae con la agitación. El escurrimiento se mantiene laminar hasta velocidades de 1,40 m/seg. y superiores, superadas las cuales pueden apreciarse -- las pérdidas de carga mediante un factor de mayoración con respecto a lo que serían las pérdidas en el agua.-

Para el diseño utilizaremos estos conceptos y el método de cálculo propuesto por MyE, p.650:

"En régimen turbulento, las pérdidas de carga de un fango bien digerido pueden variar entre 2 y 3 veces las correspondientes al agua. Para fangos primarios espesados pueden ser considerablemente mayores. El factor de mayoración puede obtenerse de la figura 11.6".-

La figura 11.6 da para fangos digeridos con el 2% de sólidos un valor $K = 1,1$, con el 8%, $K = 2,4$ y con el 10%, $K = 3,7$.-

Considerando los siguientes factores a favor:

- Diseño con buena presión de desobstrucción.
- Diámetros > mm.
- Origen aeróbico de los barros

y como factores negativos:

- Bajas temperaturas
- Posibilidad de gestión incorrecta.

adoptaremos $K = 4$ para fangos espesados y $K = 1,5$ para fangos decantados.-

4.5.- Evaluación Económica de Subalternativas para el Tratamiento de los Barros

Siendo que no todas las alternativas de tratamiento de barros desarrollada presentan los mismos costos de funcionamiento, se ha elegido para su comparación el método del valor presente.-

Se requiere por consiguiente, apreciar un interés de oportunidad, el que para la Provincia de Río Negro se ha fijado en el 12%. Definiendo entonces el factor de actualización

$$F = \frac{1}{1 + i} = \frac{1}{1,12} = 0,89285$$

resulta:

$$VP = V_0 + a \frac{1 - F^n}{i}$$

$$VP = V_0 + 8,055 \times a$$

Siendo:

V_0 = valor de la primer inversión

a = costo anual de funcionamiento

VP = valor presente, como combinación de los otros -
dos

n = período del proyecto = 30 años

Los elementos del sistema se desagregaron de la siguiente ma-
nera:

- Playas abiertas (PA)
- Playas cubiertas (PC)
- Silo de barros (SB)
- Espesador (ES)
- Filtros banda (FB)

Calculando por separado los costos de primera inversión y --
los costos de funcionamiento anuales.-

El valor de los equipos se calculó sobre la base de datos su-
ministrados por el fabricante, y el de las obras civiles con
los precios básicos ya analizados, siendo los resultados mos-
trados en dólares estadounidenses, aplicado, cuando fuese --
del caso, el cambio único promedio.-

Además de las subalternativas ya planteadas y desarrolladas,
el fácil generar otras como combinación de las anteriores, a
saber:

$SB + -\frac{PA}{2} + -\frac{PC}{2}$ = Significa que a continuación del Si-
lo de Barros planteados Según 4 se
dispondrán 2.820 m2. de playas ----
abiertas y 1.970 m2. de playas cu--
biertas.

Aplicando los criterios expuestos en el apartado 4, todas es-
tas subalternativas son equivalentes en cuanto a su rendi---
miento, si bien siempre caben consideraciones de otro tipo.-

Los respectivos cálculos y presupuestos se hallan desarrolla-
dos en el Anexo correspondiente, mostrándose a continuación

los resultados en forma sumaria.

Elemento	Descripción	Costo de 1ra. Inversión		Costo de Funcionamiento U\$S/Año
		Obra Civil U\$S	Equipos U\$S	
PA	5.640 m2 de playa abierta	157.920	25.000	5.170
PC	3.940 m2 de playa cubierta	364.578	25.000	5.170
SB	Silo de Barros	209.600	40.000	2.000
ES	Espesador Mecanizado	99.605	134.912	5.000
FB	Dos filtros Banda	107.980	380.207	27.474

En el siguiente cuadro se formula la combinatoria de cada sistema calculándose el valor presente de cada una.

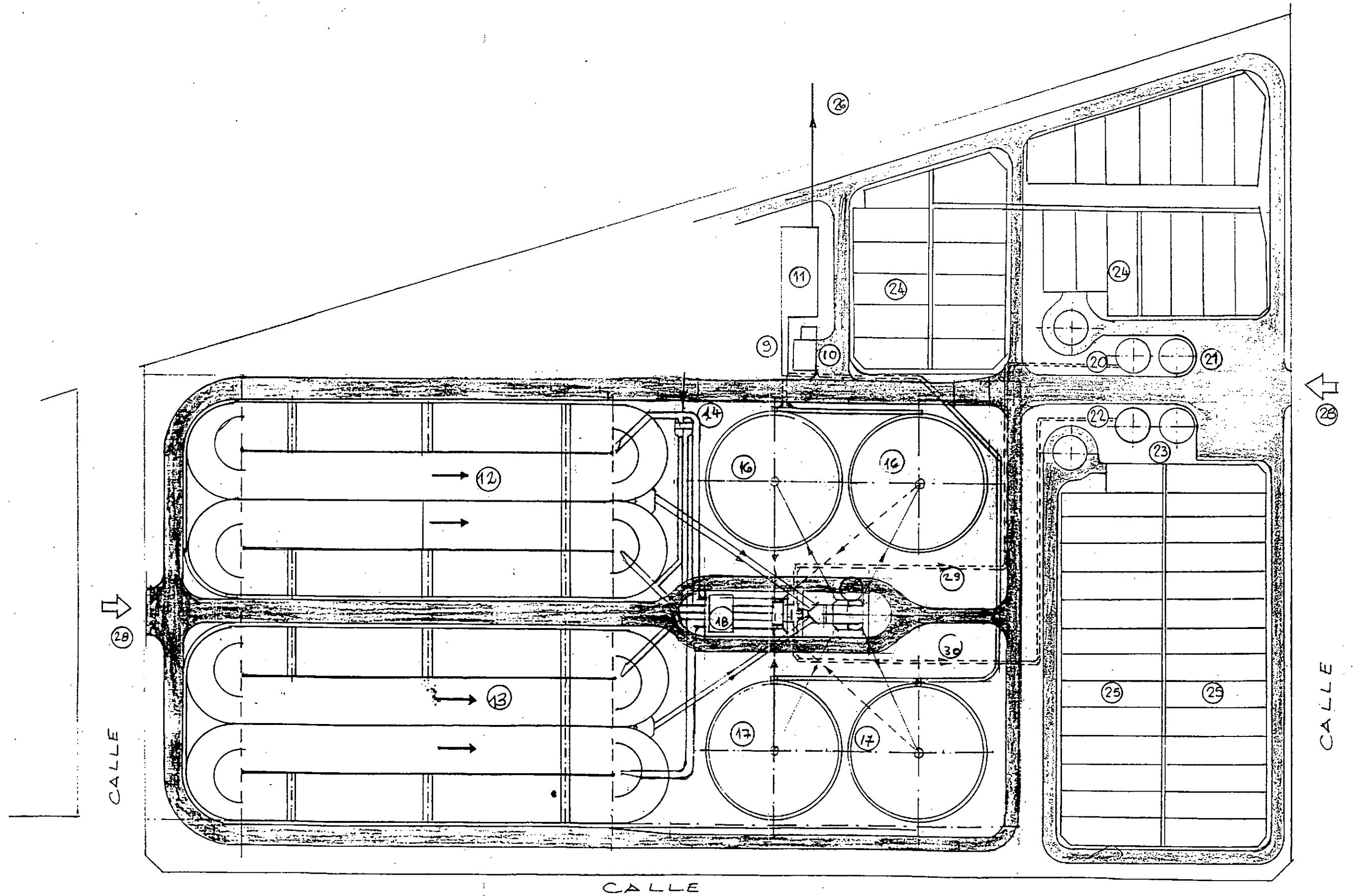
Formulación de Subalternativa	V_0 Costo de 1ra. Inversión U\$S	a Costo de Funcionamiento U\$S	VP Valor Presente U\$S
SB + PA	432.520	7.170	490.275
SB + PC	639.178	7.170	696.934
$SB + \frac{PA}{2} + \frac{PC}{2}$	535.849	7.170	593.604
ES + FB	722.704	32.474	984.288

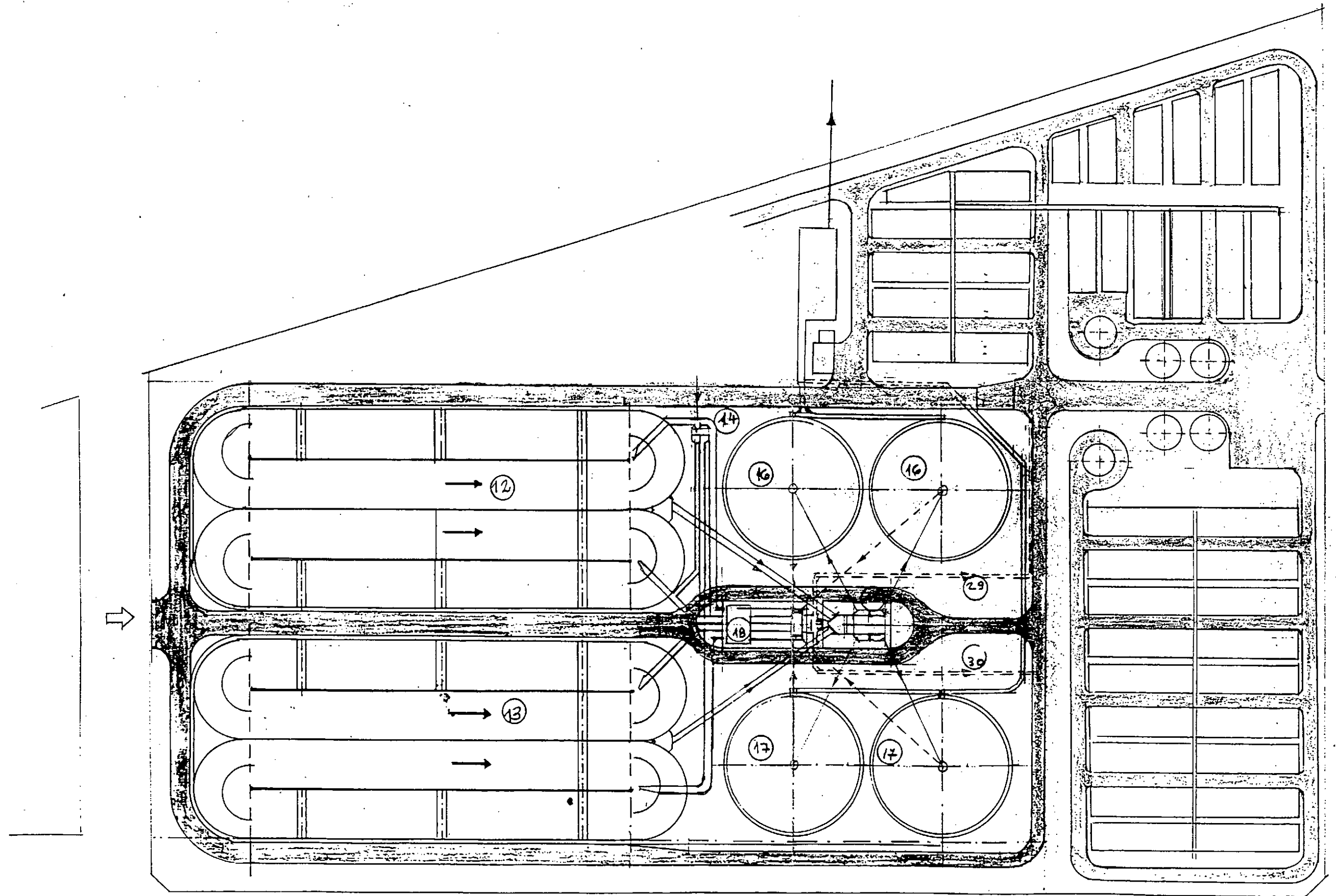
Ejemplo: $432.520 + 8,055 \times 7.170 = 490.275$

CONCLUSION:

De acuerdo a los criterios adoptados, resulta gananciosa la Subalternativa consistente en Silo de Barros y Playas Abiertas. No obstante, si se prefiriese el criterio de Playas Cubiertas, podría adoptarse la solución mixta, lo cual significa un encarecimiento de 100.000 U\$S, todavía disimulable con

respecto al monto total del emprendimiento.-





5.- OBRA DE DESCARGA

5.1.- Generalidades

El vertido en lagos es tradicional en los países que cuentan con esos recursos, como Canadá, EEUU, Suecia y Noruega.

Hay que admitir sin embargo, que muchos de esos cuerpos presentan una ecología en extremo sensible. Desde el punto de vista sanitario, lo más importante será el estudio de la difusión y el decaimiento, ambos muy conectados con el régimen limnológico, las corrientes y el ambiente acuático.-

La descripción del ciclo limnológico anual del lago Nahuel Huapi está someramente descripto en el punto 3.1.8.1. del -- Primer Informe Parcial. Se rescata de allí que:

- Hay siempre estratificación positiva ya que las temperaturas no son inferiores a los 4 °C (entre 7° y 14°).-
- La termoclina es pobre en verano y nula en invierno.-
- En consecuencia, hay circulación invernal de mayo a agosto y estancamiento de setiembre a abril.-

Luego, cabe esperar que el líquido cloacal forme penacho advectivo en invierno (lo que favorece su dilución y aleja el peligro de impacto profundo, donde la ecología puede ser sensible) pero en el verano, probablemente permanezca sumergido aunque sometido a difusión por las corrientes inducidas por el transporte hacia la costa de oleaje.-

Lamentablemente no se cuentan con estudios de corriente ni datos aislados, lo que dificulta o impide hacer un estudio racional de esta parte de la obra. Aparentemente, las corrientes en la zona de la costa están fuertemente influenciadas por los vientos. Las mayores probabilidades de calma se dan de mayo a agosto y las direcciones francamente dominantes son la Oeste y la Noroeste. Generalmente, la dirección del penacho superficial es hacia el Río Limay, pero esto puede cambiar con la profundidad.-

Resultan de aplicación las siguientes consideraciones(*):

- Velocidad en el conducto entre 0,6 y 3 m/seg..-
- Longitud del difusor a razón de entre 10 y 15 pies cada millón de galones por día (o sea entre 8 y 12 m. cada 10.000 m³/día).-
- Diámetro de las bocas entre 3 y 9 pulgadas (8 y 23 cm.).-
- Espaciamiento de las bocas, 10 pies (3 m.).-

De acuerdo con estas prescripciones, un difusor único resultaría de un costo desmedido para la primer etapa, ya que:

$$Q_{\text{medio}} = 66.200 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{\text{pico}} = 6.000 \text{ m}^3/\text{h} = 1,66 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$v_{\text{máx.}} = 3 \text{ m/seg.}$$

$$\phi = 0,90 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud difusor} = 6,62 \times 8 = 53 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud conducto} = 70 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud total} = 120 \text{ m.}$$

Para dar 53 m. al difusor con una profundidad media de 6 metros a nivel 766,50 del lago (o sea el máximo normal del Proyecto Pequeña Angostura, muy parecido al observado durante el período de proyecto) sería necesario internarse por lo menos 73 metros en el lago con cañería de 900 mm., la que, además, trabajaría en forma inadecuada durante la primer etapa.

Entonces planteamos la obra en dos etapas de menor porte, lo que además permitirá perfeccionar la segunda etapa a la luz de los resultados logrados con la primera.-

5.2.- Diseño

Se opta por un diseño básico sencillo, consistente en cañería

(*) Tanto MyE p.938 como Vesilind p.257 citan trabajos de Burchett y otros (Public Works 98:5, 1967), Rawn y otros (Proc.ASCE vol.86, 1960) y Tchobanoglous y otros (Water - Wastes Eng. vol, 6 N° 2, 1969).-

$$\begin{aligned}\text{Diferencia relativa de densidades} &= \frac{\Delta S}{S} = \\ &= \frac{0,3}{1.000} = 0,0003\end{aligned}$$

$$\text{Número F} = \frac{v}{\sqrt{\frac{\Delta S}{S} g D}} = \frac{4 \text{ m/s} \cdot g}{\sqrt{0,0003 \times 9,81 \frac{m}{s^2} \times 0,10 \text{ m}}} = 233^*$$

$$\frac{y_o}{D} = \frac{6 \text{ m.}}{0,1 \text{ m.}} = 60$$

$$\frac{L}{D}^{**} = 90 \rightarrow L = 90 \times 0,1 = 9 \text{ m.}$$

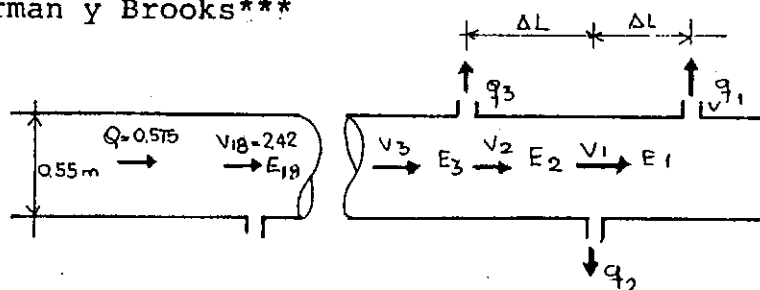
$$\frac{X}{D}^{**} = 57 \rightarrow X = 57 \times 0,1 = 5,70 \text{ m.}$$

El diámetro del penacho se puede estimar en $\frac{L}{3}$ o sea $\frac{9}{3} = 3$ metros, que concuerda con el espaciado como es de desearse.-

No es posible apreciar el factor de dilución debido a los escasos datos disponibles tanto de corrientes y temperaturas como de batimetría.-

5.3.- Cálculos Hidráulicos

Se seguirán los lineamientos del método propuesto por Rawn, Bowerman y Brooks***



La altura de energía frente a la boca 1, a partir del nivel del lago, resulta:

$$E_1 = \frac{v_1^2}{2g} + \frac{1}{C_D} = \frac{4^2}{2 \times 9,81} + \frac{1}{0,61^2} = 2,265 \text{ m.}$$

* Ver MyE, p.934.

** Ver MyE, p.939

*** "Diffuser for Disposal of Sewage in Sea Water", J. San -- Eng. Div., ASCE, 86.-

La suma de las pérdidas de carga en los tramos entre bocas, resulta:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^{18} \Delta H_i = f \frac{\Delta L}{\phi} - \frac{1}{2g} \sum_{i=1}^{18} v_i^2, \quad v_1 = \frac{2,034}{18} = 0,113 \text{ m/seg.}$$

siendo "f" = 0,022 (Darcy-Weisbach)

$$\Delta L = 1,50 \text{ m.}$$

$$\phi = 0,60 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \Delta H = 0,022 \frac{1,50}{0,60} - \frac{1}{2g} \sum 0,113^2 + (2 \times 0,113)^2 + \\ + (3 \times 0,113)^2 + \dots (18 \times 0,113)^2 = 0,0755 \text{ m.} \end{aligned}$$

vale decir que el orificio 18 estará trabajando con una carga de:

$$E_{18} = 2,265 + 0,0755 = 2,34 \text{ m.}$$

Para calcular el caudal que corresponde al orificio 18, con esa carga, se utiliza el gráfico de Mc Nown que da el coeficiente C_D en función del cociente

$$\frac{v_{18}^2}{2g} - \frac{1}{E_{18}} = \frac{2,034^2}{2 \times 9,81} - \frac{1}{2,34} = 0,090$$

del ábaco $\rightarrow C_D = 0,55$

y entonces

$$q_{18} = 0,55 \frac{\pi 0,1^2}{4} \sqrt{2g \cdot 2,34} = 0,0293 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

algo inferior al q_1 de la primer boca

$$q_1 = \frac{\pi Q}{18} = 0,61 \frac{\pi 0,1^2}{4} \sqrt{2g \cdot 2,265} = 0,0319 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Este desajuste se debe al decaimiento del coeficiente C_D debido a la velocidad de arrastre en el conducto. Pero para no

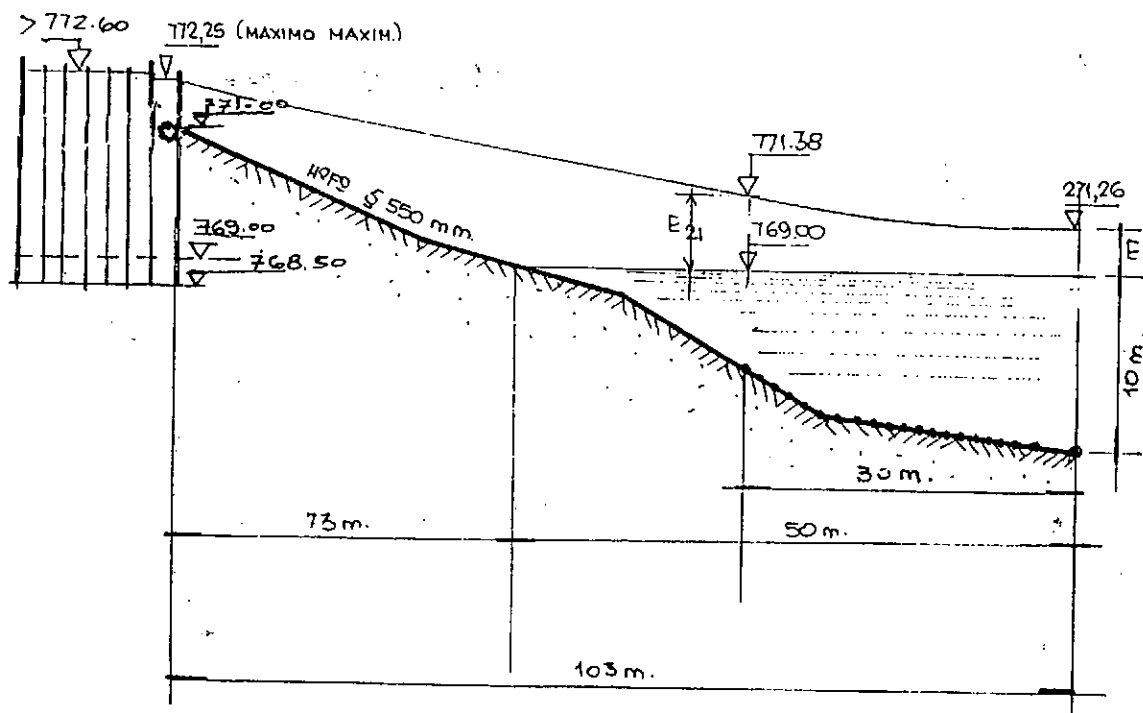
complicar la ingeniería de la obra no vale la pena estar cambiando el diámetro de los orificios buscando una exacta equipartición (por otra parte siempre discutible por muchas razones). En su lugar, se incrementa en tres (3) el número de bocas, en total 21.-

Para hallar la altura total en la cámara de carga, hay que sumar la pérdida en el conducto ciego, que tiene 73 m.. Luego:

$$H = 2.34 + 0,022 \frac{73}{0.60} - \frac{2.034^2}{2g} = 2,90 \text{ m.}$$

Sobre el nivel del lago. A una cota máximo maximorum (769) = el nivel en la cámara de carga sería entonces de $769 + 2,90 = 771,90$ que es inferior al nivel disponible en la cámara de cloración.

ALTERNATIVA OBRA DE DESCARGA 1ª ETAPA



PERFIL HIDRAULICO PARA NIVEL MAXIMO MAXIMORUM DEL LAGO, 769.00

ULTIMATE DISPOSAL IN THE MARINE ENVIRONMENT

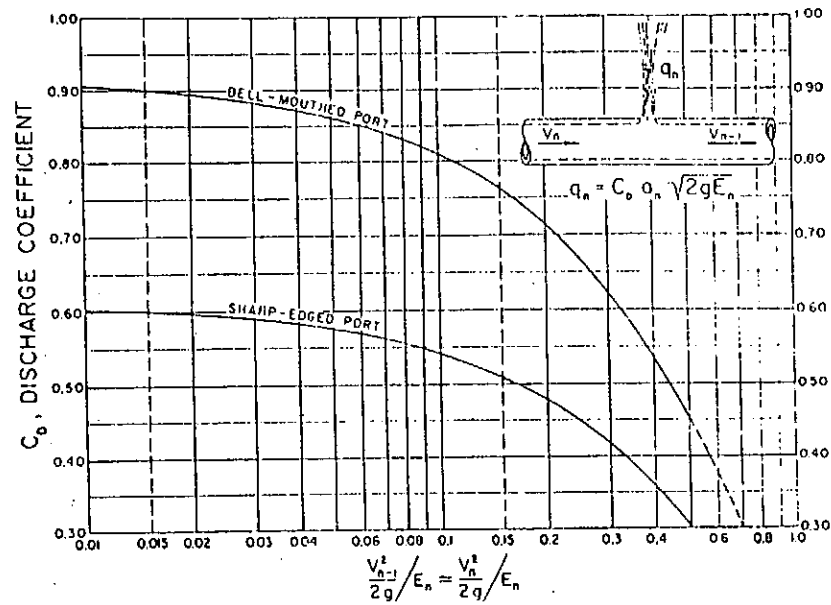


Figure 10-4. Discharge coefficients for two types of horizontal ports
(McNown and Hsu, 1951).

6 AJUSTE DEL PERFIL HIDRAULICO

6.1 SEDIMENTADOR

1 CAÑERÍA DE ALIMENTACIÓN (Nº 17, 18, 19 Y 20)

CAUDAL DE CALCULO : $Q = 2277 \text{ m}^3/\text{h} = 632,5 \text{ l/seg.}$

NIVEL DE SEDIMENTADOR MAXIMO = 774,90 m.

LONGITUD: 45 m.

DIAMETRO DE CAÑERÍA = 800 mm.

VELOCIDAD : $\frac{632,5 \text{ l/seg.}}{0,502656 \text{ m}^2} = 1,258 \text{ m/seg}$

PERDIDA DE CARGA : (COLEBROOK, $K = 2 \text{ mm}$, $T = 0^\circ \text{C}$) $I = 0,0025$

CAÑERÍA : $0,0025 \times 45 \text{ m} = 0,113 \text{ m}$

CURVA A 90° : $\frac{V^2}{2g} \times K = \frac{1,258^2}{20} \times 0,33 = 0,026 \text{ m}$

DESEMBOCADURA : $\frac{V^2}{2g} \times 1,06 = 0,084 \text{ m}$

EMBOCADURA : $\frac{V^2}{2g} \times 0,5 = 0,039 \text{ m}$

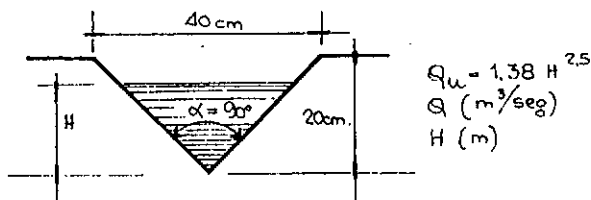
Ah TOTAL = 0,262 m

NIVEL EN CAMARA PARTIDORA = 775,162 m

NIVEL MAXIMO DISPONIBLE EN CAMARA PARTIDORA = 775,30 m

(SE DISPONE DE MARGEN ACEPTABLE)

2 VERTEDEROS TRIANGULARES DE SALIDA



PARA $H = 6 \text{ cm} = 0,06 \text{ m}$

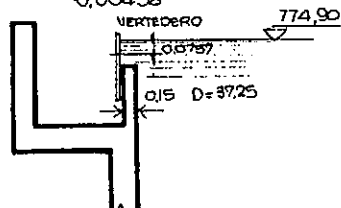
$Q_u = 1,38 \times 0,06^{2.5} = 0,0012169$

CANTIDAD = $\frac{Q}{Q_u} = \frac{0,6325}{0,0012169} \approx 520$

PARA $H = 10 \text{ cm} = 0,1 \text{ m}$

$Q_u = 1,38 \times 0,1^{2.5} = 0,00436 \text{ m}^3/\text{seg.}$

CANTIDAD = $\frac{0,6325}{0,00436} = 144 \text{ VERTEDEROS}$



$L_{\text{VERTEDERO}} = T_1 (D + 0,30 \text{ m}) = 3,14 \times 37,55 = 117,90 \text{ m.}$

SEPARACION ENTRE VERTEDEROS

SEP. $\frac{L_{\text{VERTEDERO}}}{N^{\circ} \text{VERTEDERO}} = \frac{117,90 \text{ m}}{144 \text{ VERT.}} = 0,8187 \text{ m.}$

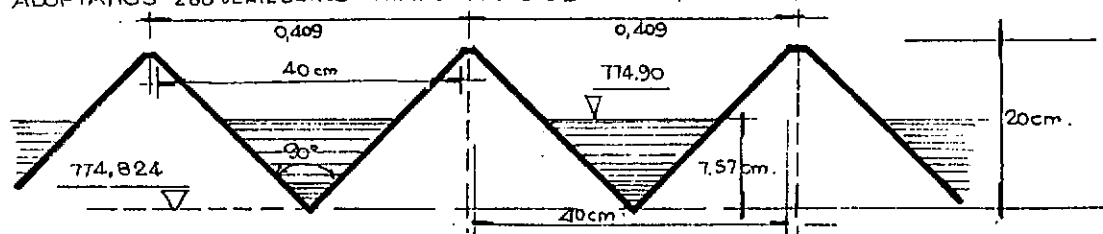
COMO MAXIMO SE PUEDEN UBICAR 288 VERTEDEROS

SEP. = 0,409 m.

$Q_u = 0,00218 \text{ m}^3/\text{seg} = 0,00218 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$H = (0,00218)^{0.4} = 0,0757 \text{ m.}$

ADOPTAMOS 288 VERTEDEROS TRIANGULARES DE 20x40, CON $H = 0,0757$



③ CANALETA PERIMETRAL DE SALIDA

PARA EL CALCULO HIDRAULICO DE ESTAS CANALETAS MILLER ESTABLECIO LA SIGUIENTE EXPRESION EN BASE A COEFICIENTES EXPERIMENTALES DEDUCIDAS POR ELLMS.

$$Q_{CANAL} = \sqrt{\frac{8}{27}} \frac{m^3}{l+e} \cdot b(y_1 + L \operatorname{tg} \alpha)^{3/2}$$

SUSTITUYENDO EN ESTA LOS FACTORES OBTENIDOS EXPERIMENTALMENTE POR ELLMS Y QUE SON:

$$e = 0,75 \quad m = \frac{2}{3}, \text{ SE LLEGA A LA SIGUIENTE ECUACION}$$

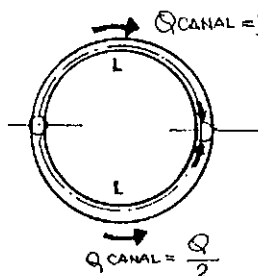
$$Q_{CANAL} = 1,91 b(y_1 + L \operatorname{tg} \alpha)^{3/2}$$

DONDE:

L LONGITUD DE LA CANALETA EN PIES. LE CORRESPONDE A LA MITAD DEL PERIMETRO DEL SEDIMENTADOR MEDIDO EN EL EJE DE LA CANALETA

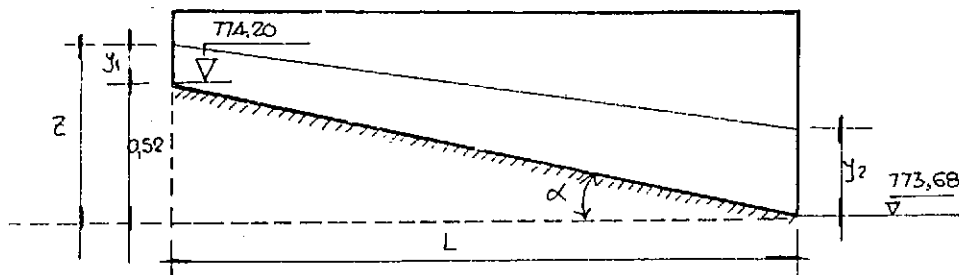
$$Q_{CANAL} = \frac{0,6325}{11,711} = 0,3162 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$= 11,711 \text{ Pie}^3/\text{seg.}$$



b : ANCHO DE LA CANALETA EN PIES

ADOPTAMOS $b = 0,50 \text{ m} = 1,66 \text{ PIES}$



$$L = \pi \times Rm = 3,14 \cdot (18,625 + 0,15 + 0,25) = 59,76 \text{ m.}$$

α = ANGULO DE INCLINACION DEL FONDO DE LA CANALETA

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,52}{59,76} = 0,0087$$

$$\alpha = 0^{\circ},49846$$

y_1 = ORDENADA DEL TIRANTE LIQUIDO EN PIES

y_2 = ORDENADA DEL TIRANTE LIQUIDO EN PIES

$$y_2 = \frac{2}{3} (y_1 + L \operatorname{tg} \alpha)$$

$$y_1 = \left(\frac{Q_{CANAL}}{1,91 \times b} \right)^{2/3} - L \operatorname{tg} \alpha$$

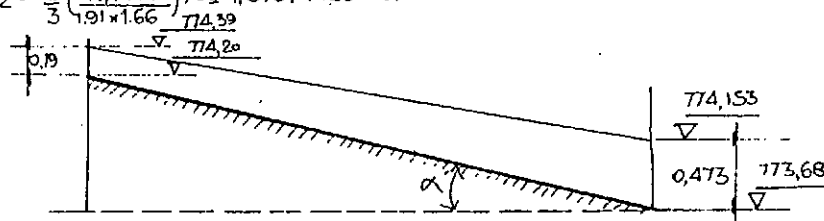
$$y_2 = \frac{2}{3} \left(\frac{Q_{CANAL}}{1,91 \times b} \right)^{2/3}$$

PARA NUESTRO CASO OBTENEMOS

$$Z = 0,71 \text{ m.}$$

$$y_1 = \left(\frac{11,7111}{1,91 \times 1,66} \right)^{2/3} - 0,52/0,30 = 2,3687 - 1,7333 = 0,635 \text{ PIES} = 0,19 \text{ m.}$$

$$y_2 = \frac{2}{3} \left(\frac{11,7111}{1,91 \times 1,66} \right)^{2/3} = 1,5791 \text{ PIES} = 0,473 \text{ PIES}$$



④ CAÑERIA DE SALIDA DE BARROS N° 21 Y 24

$$\text{CAUDAL DE CALCULO : } Q = 1242 \text{ m}^3/\text{h} = 345 \text{ l}/\text{seg} = 0,345 \text{ m}^3/\text{seg}$$

NIVEL DEL SEDIMENTADOR MINIMO = 774,924 m

LONGITUD DE CAÑERIA : 40 m.

DIAMETRO DE CAÑERÍA : 600 mm.

VELOCIDAD : $\frac{0,345 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0,282744 \text{ m}^2} = 1,22 \text{ m/seg.}$

PERDIDA DE CARGA (COLEBROOK, $K = 2 \text{ mm}$, $T = 0^\circ \text{C}$)

$$I = 0,003394$$

CAÑERÍA : $0,003394 \times 40 \text{ m.} = 0,136 \text{ m}$

EMBOCADURA : $\frac{V^2}{2g} \times K = \frac{1,22^2}{20} \times 0,5 = 0,037 \text{ m}$

DESEMBOLCADURA : $\frac{1,22^2}{20} \times 1,5 = 0,112 \text{ m}$

(VALVULA TOBERA QUE VIERTA A CHORRO ABIERTO)

CURVA A 90° : $\frac{1,22^2}{20} \times 0,33 = 0,025 \text{ m.}$

$$\Delta h = 0,310 \text{ m}$$

NIVEL MAXIMO DE VALVULA TELESCOPICA

DE CIERRE = 774,90

DE OPERACION = 774,59

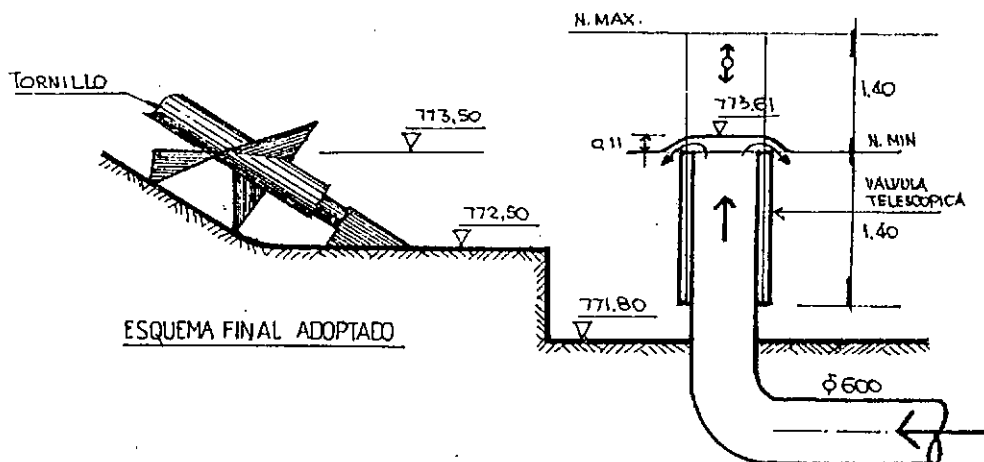
NIVEL MINIMO DE VALVULA TELESCOPICA

SE ACONSEJA UNA PERDIDA ADICIONAL DE SEGURIDAD DE 1,00 m. LO QUE

RESULTA UNA COTA DE 773,59 m

ADOPTAMOS 773,50 m

ESTE NIVEL MINIMO DE LA VALVULA TELESCOPICA SE CORRESPONDE CON EL NIVEL MAXIMO DEL TORNILLO QUE ES TAMBIEN DE 773,50 m. POR LO QUE NUNCA QUEDARA SUMERGIDA LA SALIDA DEL BARRO



5) CAÑERÍA DE SALIDA DE BARROS N° 22 Y 23

SE MANTIENEN LOS VALORES INDICADOS EN EL CALCULO HIDRAULICO DE LAS CAÑERIAS N° 21 y 24 CON EXCEPCION DE LA LONGITUD DEL TRAMO QUE ES DE 58 m.

POR LO TANTO, LA PERDIDA DE CARGA EN RUTA PASA DE 0,136 m. a 0,197

$$\text{LUEGO } \Delta h = 0,310 + 0,061 = 0,371 \text{ m.}$$

EL NIVEL MAXIMO DE VALVULA TELESCOPICA EN OPERACION, RESULTA DE 774,529.

EL NIVEL MINIMO DE VALVULA TELESCOPICA, CON UNA PERDIDA DE 1,00 RESULTA DE 773,529 m, POR LO QUE EL VALOR MINIMO ADOPTADO DE 773,50 m. NO ES NECESARIO MODIFICAR. ES DECIR, LAS CUATRO CONDUCCIONES DE BARRO, TERMINAN EN 4 VALVULAS TELESCOPICAS QUE ESTAN AL MISMO NIVEL.

6.2) CAMARA PARTIDORA N° 2

1) VERTEDERO DE SALIDA A LOS SEDIMENTADORES

a) ANCHO DEL VERTEDERO : 4,00 m.

b) CAUDAL DE CALCULO :

$$Q = 2277 \text{ m}^3/\text{h} = 632,5 \text{ l/seg.} = 0,6325 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CAUDAL UNITARIO $Q_u = 158,12 \text{ l/seg. m.}$

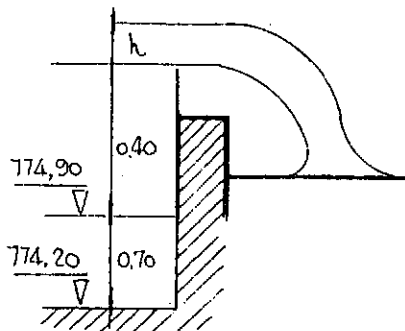
c) ALTURA DE PALA MEDIA $p = 0,75 \text{ m.}$

d) CAUDAL EROGADO PARA $h = 0,20 \text{ m.}$

SEGUN BAZIN (1899)
 $Q_u = 170 \text{ e/seg}$

SEGUN REHBOCK (1912)
 $Q_u = 166,3 \text{ e/seg.}$

SEGUN SOCIETE DES INGENIEURS
 ET ARCHITECTES SUISSES (SIA)
 $Q_u = 166,5 \text{ e/seg.}$



PARA $h = 0.19 \text{ m}$.

BAZIN $Q_u = 158 \text{ e/seg.}$

REHBOCK $Q_u = 154 \text{ e/seg.}$

SIA $Q_u = 154.15 \text{ e/seg.}$

e) NIVELES ADOPTADOS

MAXIMO EN CAMARA PARTIDORA 775.50 m.

UMBRAL DE VERTEDERO 775.30 m

6.3. REACTORES

① CAÑERÍA DE SALIDA DE LOS REACTORES N° 13-14-15 y 16

CAUDAL DE CALCULO: $Q = 2277 \text{ m}^3/\text{h} = 632,5 \text{ e/seg} = 0,6325 \text{ m}^3/\text{seg.}$

LONGITUD: 55 m.

NIVEL MAXIMO EN LA LLEGADA A LA CAMARA PARTIDORA N° 2 775.50 m

DIAMETRO DE CAÑERIA: 800 mm.

VELOCIDAD: $\frac{0,6325 \text{ m}^3/\text{seg}}{0,502656 \text{ m}^2} = 1,258 \text{ m/seg.}$

PERDIDA DE CARGA (COLEBROOK, $k = 2 \text{ mm}$, $T = 0^\circ\text{C}$) $I = 0,0025$

CAÑERIA: $0,0025 \times 55 \text{ m.} = 0,138 \text{ m}$

EMBOCADURA $\frac{V^2}{2g} \times 0,5 = 0,039 \text{ m}$

DESEMBOLCADURA $\frac{V^2}{2g} \times 1,00 = 0,079 \text{ m}$

$\Delta h \text{ TOTAL} = 0,256 \text{ m}$

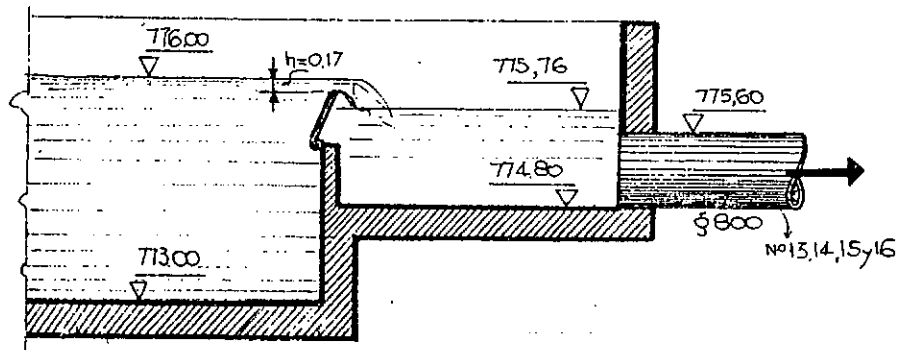
NIVEL EN CAMARA DE VERTEDEROS EN REACTORES $= 775,50 + 0,26 = 775,76 \text{ m.}$

② VERTEDEROS REGULABLES DE SALIDA DE REACTORES

CAUDAL TOTAL DE CALCULO

$Q = 2277 \text{ m}^3/\text{h} = 0,6325 \text{ m}^3/\text{seg.}$

LONGITUD DE VERTEDERO $L = 5,00 \text{ m.}$



CAUDAL DE CALCULO UNITARIO $= \frac{632,5 \text{ e/seg}}{5 \text{ m}} = 126,5 \text{ e/seg}$

ALTURA DE PALA $P \approx 2,80 \text{ m}$

CAUDAL EROGADO

SEGUN REHBOCK PARA $h = 0,17 \text{ m.}$

$Q_u = 127,5 \text{ e/seg.} > Q_u \text{ DE CALCULO}$

(5)

NIVELES ADOPTADOS

UMBRAL DE VERTEDERO PARA Q DE CALCULO

775.83 m

NIVEL MAXIMO REACTOR

776.00 m.

VERIFICACION DE LA EROGACION DEL VERTEDERO, CON CONTRACCION LATERAL

FORMULA DE FRANCIS

$$Q_u = 1.83(1 - 0.2h)h^{3/2} = 1.83(1 - 0.2 \times 0.17)0.17^{3/2} = 0.124 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

(3) CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 12

$$Q_{\text{CALCULO}} = 2277 \text{ m}^3/\text{h} = 0.6325 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

LONGITUD = 65 m.

ANCHO CANAL = 1.65 m.

COEFICIENTE RUGOSIDAD $K_S = 90$ (CONCRETO)

NIVEL FONDO INICIAL = 776.23 m

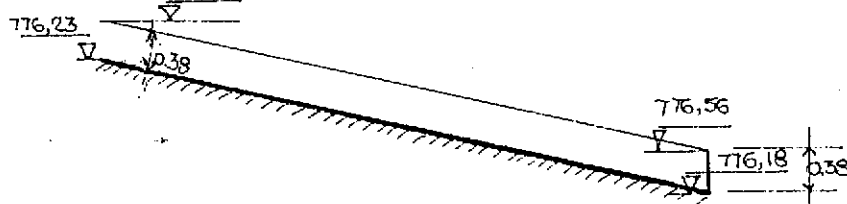
NIVEL FONDO FINAL = 776.18 m.

$$I = \frac{0.05}{65 \text{ m}} = 0.0007692$$

$$V = 90 R^{2/3} I^{1/2} = 90 \left(\frac{bh}{b+2h} \right)^{2/3} I^{1/2}$$

$$h = 0.38 \text{ m}$$

$$U = 1.017 \text{ m/seg. } 776.61$$



(4) CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 11

$$Q_{\text{CALCULO}} = 0.6325 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

LONGITUD = 24 m.

NIVEL DE FONDO INICIAL = 776.22 m

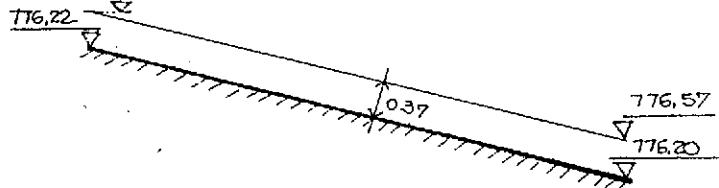
NIVEL DE FONDO FINAL = 776.20 m.

ANCHO DE CANAL = 1.65 m.

$$I = \frac{0.02 \text{ m}}{24 \text{ m}} = 0.0008333$$

ALTURA DEL TIRANTE LIQUIDO = $h = 0.37 \text{ m}$

$$V = 1.04592 \text{ m/seg. } 776.59$$



(5) CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 11 (A)

$$Q = 0.6325 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad \text{ANCHO CANAL} = 1.65 \text{ m}$$

LONGITUD = 13 m

N. INICIAL = 776.22 m.

N. FINAL = 776.20 m.

$$\text{PENDIENTE } I = \frac{0.02}{13 \text{ m}} = 0.0015384$$

T. LIQUIDO $h = 0.30 \text{ m}$.

$$V = 1.286 \text{ m/seg}$$

NIVEL LIQUIDO INICIAL = 776.52 m.

NIVEL LIQUIDO FINAL = 776.50 m.

(6) CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 10

$$Q = 0.6325 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

ANCHO CANAL $b = 1.65 \text{ m}$.

LONGITUD = 22 m.

$$\text{PENDIENTE } I = \frac{0.08}{22 \text{ m}} = 0.003636$$

$$h = 0.23 \text{ m}$$

$$V = 1.729$$

NIVEL LIQUIDO INICIAL $776.28 + 0.23 = 776.51 \text{ m}$.NIVEL LIQUIDO FINAL $776.20 + 0.23 = 776.43 \text{ m}$.

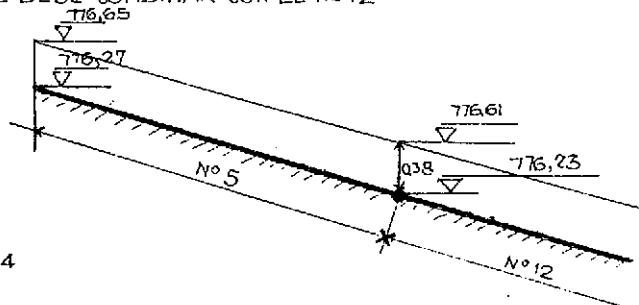
⑦ CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 5

$$Q_{\text{CALCULO}} = 1035 \text{ m}^3/\text{h} = 0,2875 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{ANCHO CANAL } b = 1,00 \text{ m.}$$

$$\text{LONGITUD } L = 70 \text{ m.}$$

ESTE CANAL DEBE COMBINAR CON EL N° 12



$$V = 0,756579$$

$$I = 0,000545584$$

$$\Delta h = 0,038 \text{ m.}$$

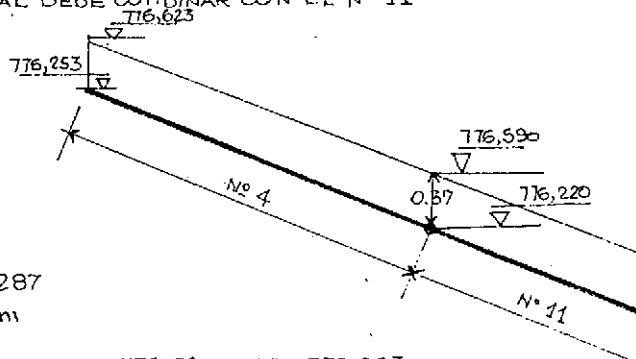
⑧ CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 4

$$Q_{\text{CALCULO}} = 1035 \text{ m}^3/\text{h} = 0,2875 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{ANCHO CANAL } b = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{LONGITUD } L = 56 \text{ m}$$

ESTE CANAL DEBE COMBINAR CON EL N° 11



$$V = 0,777$$

$$I = 0,000587287$$

$$\Delta h = 0,03288 \text{ m}$$

$$\text{NIVEL FONDO INICIAL} = 776,22 + 0,033 = 776,253$$

$$\text{NIVEL LIQUIDO INICIAL} = 776,623 \text{ m.}$$

$$R = 0,2126$$

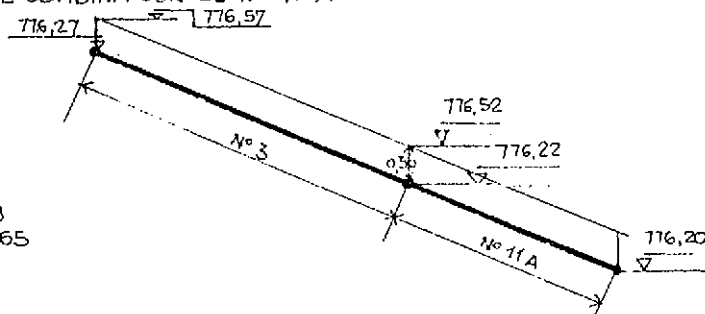
⑨ CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 3

$$Q_{\text{CALCULO}} = 1035 \text{ m}^3/\text{h} = 0,2875 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{ANCHO CANAL } b = 1,00 \text{ m.}$$

$$\text{LONGITUD } L = 50 \text{ m.}$$

ESTE CANAL COMBINA CON EL N° 11 A



$$V = 0,958333$$

$$I = 0,0010565$$

$$\Delta h = 0,053 \text{ m}$$

$$R = 0,1875$$

⑩ CANAL DE BARROS N° 6

$$\text{CAUDAL DE CALCULO } Q_c = 1242 \text{ m}^3/\text{h} = 0,345 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{ANCHO CANAL } b = 1,65 \text{ m.}$$

$$\text{NIVEL FONDO INICIAL } 776,75$$

$$\text{NIVEL FONDO FINAL } 776,70$$

$$\text{LONGITUD} = 65 \text{ m.}$$

$$I = \frac{0,05}{65} = 0,000769$$

$$h = 0,25 \text{ m. } V = 0,830$$

⑪ CANAL DE BARRO N° 7

$$Q_{\text{CALCULO}} = 1242 \text{ m}^3/\text{h} = 0,345 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1,65 \text{ m.}$$

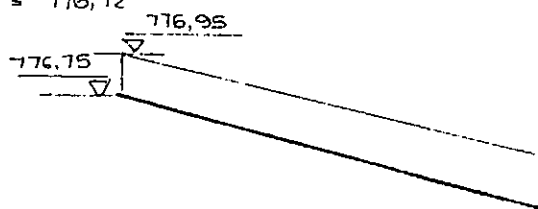
$$\text{NIVEL FONDO INICIAL} = 776,75$$

$$\text{NIVEL FONDO FINAL} = 776,72$$

$$I = \frac{0,03}{20} = 0,0015$$

$$h = 0,20 \text{ m.}$$

$$V = 1,031$$



⑫ CANAL DE BARRO N° 8

$$Q_{\text{CALCULO}} = 1242 \text{ m}^3/\text{h} = 0,345 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1,65 \text{ m.}$$

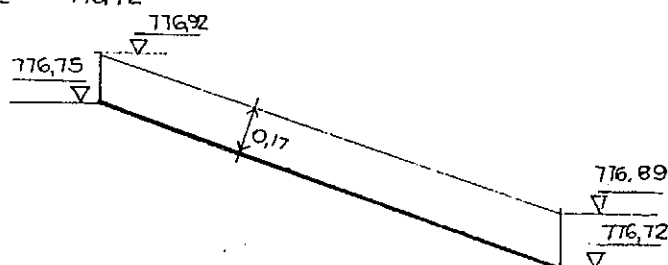
$$\text{NIVEL FONDO INICIAL} = 776,75$$

$$\text{NIVEL FONDO FINAL} = 776,72$$

$$I = 0,0025$$

$$h = 0,17 \text{ m.}$$

$$V = 1,2188$$



⑬ CANAL DE BARROS N° 9

$$Q_{\text{CALCULO}} = 1242 \text{ m}^3/\text{h} = 0,345 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1,65 \text{ m.}$$

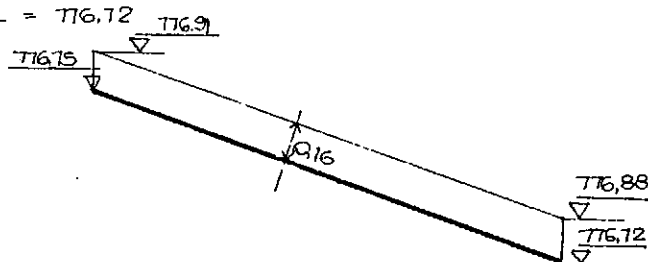
$$\text{NIVEL FONDO INICIAL} = 776,75$$

$$\text{NIVEL FONDO FINAL} = 776,72$$

$$I = 0,003$$

$$h = 0,16 \text{ m.}$$

$$V = 1,291$$



⑭ CAÑERÍA DE IMPULSION DE BARROS DE EXCESO (N°29-30) DEL SEDIMENTADOR

$$\text{CAUDAL MEDIO } Q_f = 14,16 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{LONGITUD : } L = 190 \text{ m.}$$

$$\text{FACTOR DE PICO } K = 2$$

$$Q_{\text{CALCULO}} = 28,33 \text{ m}^3/\text{h} = 7,866 \text{ l/seg}$$

$$\text{DIAMETRO CAÑERÍA } \phi = 200 \text{ mm.}$$

$$\text{VELOCIDAD } V = 0,30 \text{ m/seg.}$$

$$\text{PERDIDA DE CARGA } J = 1,5 \times 0,000636 = 0,000954$$

UNITARIA

$$\text{PERDIDA DE CARGA TOTAL } \Delta h$$

$$\text{EN RUTA : } 190 \text{ m} \times 0,000954 = 0,18$$

$$\text{CURVA A } 90^\circ : \frac{V^2}{2g} \times 0,33 \times 12 = 0,045$$

$$\text{DESEMBOCADURA } 1,1 \frac{V^2}{2g} = 0,005$$

$$\Delta h = 0,230$$

⑧

a) DIFERENCIA GEOMETRICA : (SILOS)

NIVEL TORNILLOS (MINIMO)	772,50m.
NIVEL SILO	795,00m.
DIFERENCIA	22,50m

PERDIDA DE CARGA TOTAL: ALTURA MANOMETRICA DE LAS BOMBAS EN BOMBEO DE RECIRCULACION

$$\Delta h = 22,50 + 0,23 = 22,73$$

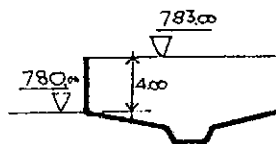
ADOPTAMOS 23 metros

b) DIFERENCIA GEOMETRICA (ESP.)

NIVEL ESP.	783,00
NIVEL TORNILLOS	772,50
DIFERENCIA	10,50

$$\Delta h = 10,50 + 0,23 = 10,73 \text{ m.}$$

ADOPTAMOS 11 metros



15) CAÑERIA DE IMPULSION DE BARROS DE EXCESO DE CAMARA PARTIDORA N°2 LICOR MEZCLADO (N°29-30)

CAUDAL MEDIO $Q_f = 35,41 \text{ m}^3/\text{h}$

LONGITUD $l = 190 \text{ m.}$

F. DE PICO $K = 2$

Q CALCULO : $35,41 \times 2 = 70,83 \text{ m}^3/\text{h} = 19,68 \text{ l/seg.}$

DIAMETRO CAÑERIA : $\phi 200 \text{ mm.}$

VELOCIDAD $V = 0,65 \text{ m/seg}$

PERDIDA DE CARGA UNITARIA $J = 0,004080$

PERDIDA DE CARGA TOTAL ΔH

EN RUTA: $190 \times 0,004080$	0,7752 m
CURVAS $\frac{V^2}{2g} \times 12 \times 0,33$	0,0836 m
DESEMBOCADURA $1,1 \frac{V^2}{2g}$	0,0232 m
Δh	0,8820 m

a) DIFERENCIA GEOMETRICA (SILOS)

NIVEL SILO DE BARROS	795,00m.
NIVEL CAMARA PARTIDORA 2	775,50m.
DIFERENCIA	19,50 m

PERDIDA DE CARGA TOTAL (ALTURA MANOMETRICA DE LAS BOMBAS EN BOMBEO DE CAMARA PARTIDORA 2)

$$\Delta h = 19,50 + 0,8820 = 20,38 \text{ m.}$$

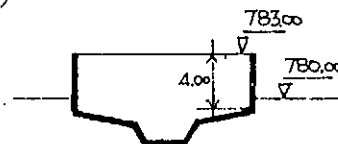
ADOPTAMOS 21 metros

b) DIFERENCIA GEOMETRICA (ESPESADORES)

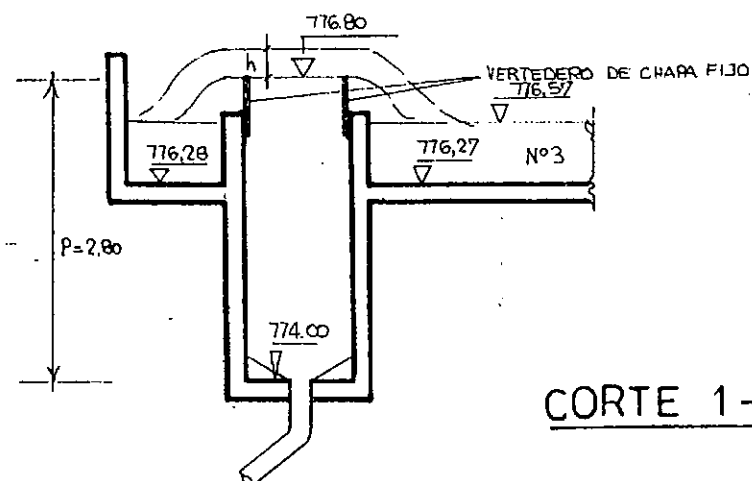
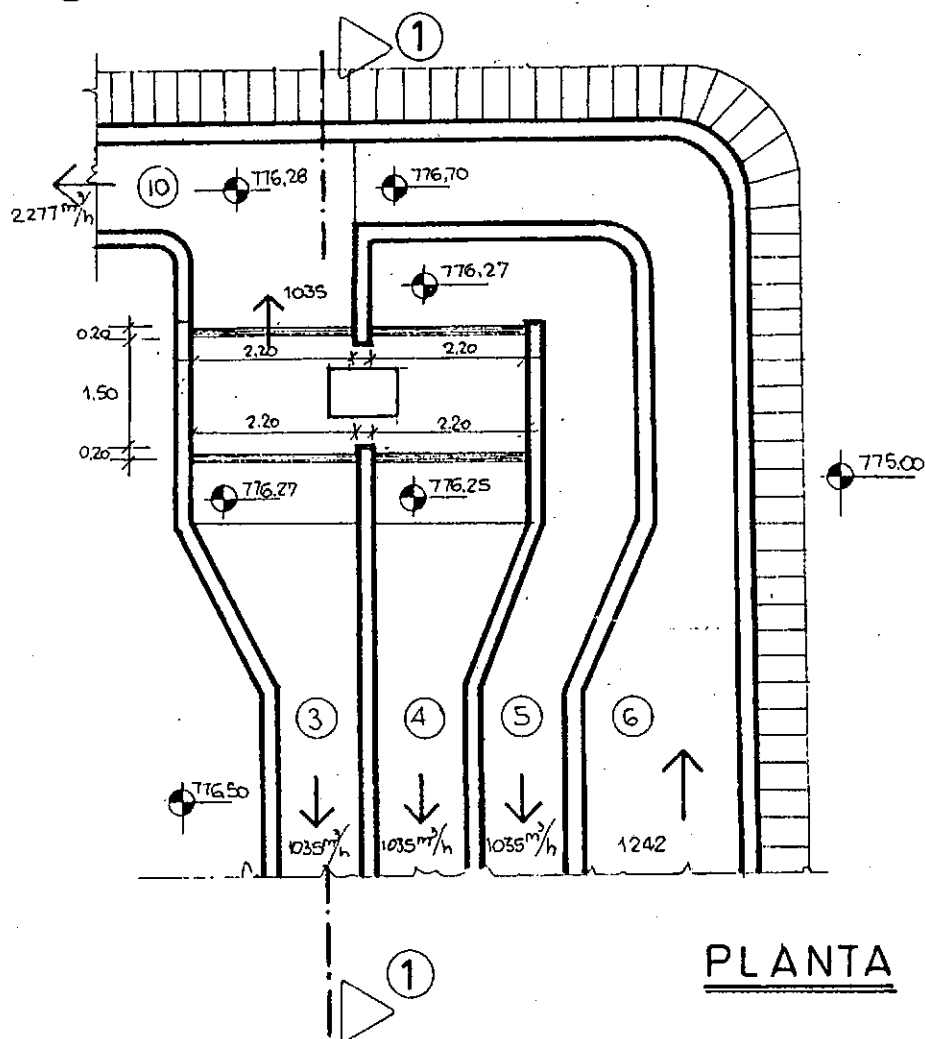
NIVEL ESP.	783,00
N.C PARTIDORA 2)	775,50
DIFERENCIA	7,50

$$\Delta h (\text{BOMBEO}) 7,50 + 0,8820 = 8,39 \text{ m.}$$

ADOPTAMOS : 9 metros.



6.4 CAMARA PARTIDORA N°1



LONGITUD DE VERTEDERO $L = 2,20 \text{ m.}$

CAUDAL DE CALCULO

$$Q = 1035 \text{ m}^3/\text{h} = 287,50 \text{ l/sec.}$$

ALTURA DE PALA $P = 280\text{m.}$

$$\text{CAUDAL UNITARIO} = \frac{287.50 \text{ l/seg}}{2.20 \text{ m}} = 130.68 \text{ l/seg} = Q_u$$

CAUDAL EROGADO POR EL VERTEDERO

SEGUN BAZIN

$$Q_v = 143,2 \text{ PARA } h = 0,18$$

$$120,5 \text{ PARA } h = 0,16$$

SEGUN REHBOCK

$$Q_v = 138,7 \text{ PARA } h = 0,18$$

$$= 116,3 \text{ PARA } h = 0,16$$

SEGUN SIA

$$Q_v = 139,7 \text{ PARA } h = 0,18$$

$$= 117,1 \text{ PARA } h = 0,16$$

VALOR DE h ADOPTADO = 0,18 m.

NIVEL MAXIMO EN CAMARA PARTICIDORA 776,38

NIVEL DE UMBRAL DE VERTEDERO 776,80

6.5 SALIDA DE SEDIMENTADORES DE LOS LIQUIDOS TRATADOS

CANALES DE HORMIGON CON TECHO DESMONTABLE DE LOSETAS DE HºAº

1. CANAL N° 25

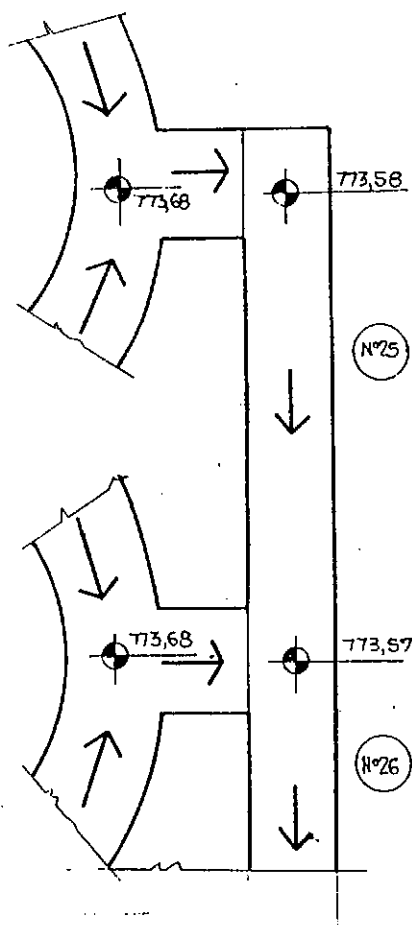
$$Q_{\text{CALCULO}} = 1035 \text{ m}^3/h = 287,5 \text{ l/seg} = 0,2875 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

LONGITUD $L = 42 \text{ m}$

NIVEL DE FONDO INICIAL = 773,58 m.

ANCHO DE CANAL $B = 1,00 \text{ m}$.TIRANTE LIQUIDO $h = 774,08 - 773,58 = 0,50 \text{ m}$.

NIVEL TIRANTE LIQUIDO INICIAL 774,08 m

PENDIENTE DE FONDO $I = 0,0002592$

$$V = 0,575$$

$$\Delta h = 42 \text{ m} \times 0,0002592 = 0,01$$

NIVEL FONDO FINAL = 773,57

NIVEL LIQUIDO FINAL = 774,07

(2) CANAL N° 26

$$Q \text{ CALCULO} = 2070 \text{ m}^3/\text{h} = 0,575 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{LONGITUD } L = 158 \text{ m.}$$

$$\text{ANCHO DE CANAL } B = 1,00 \text{ m.}$$

$$\text{TIRANTE LIQUIDO } h = 0,50 \text{ m.}$$

$$\text{VELOCIDAD } V = 1,15 \text{ m/seg.}$$

$$\text{PENDIENTE DE FONDO } I = 0,0010367$$

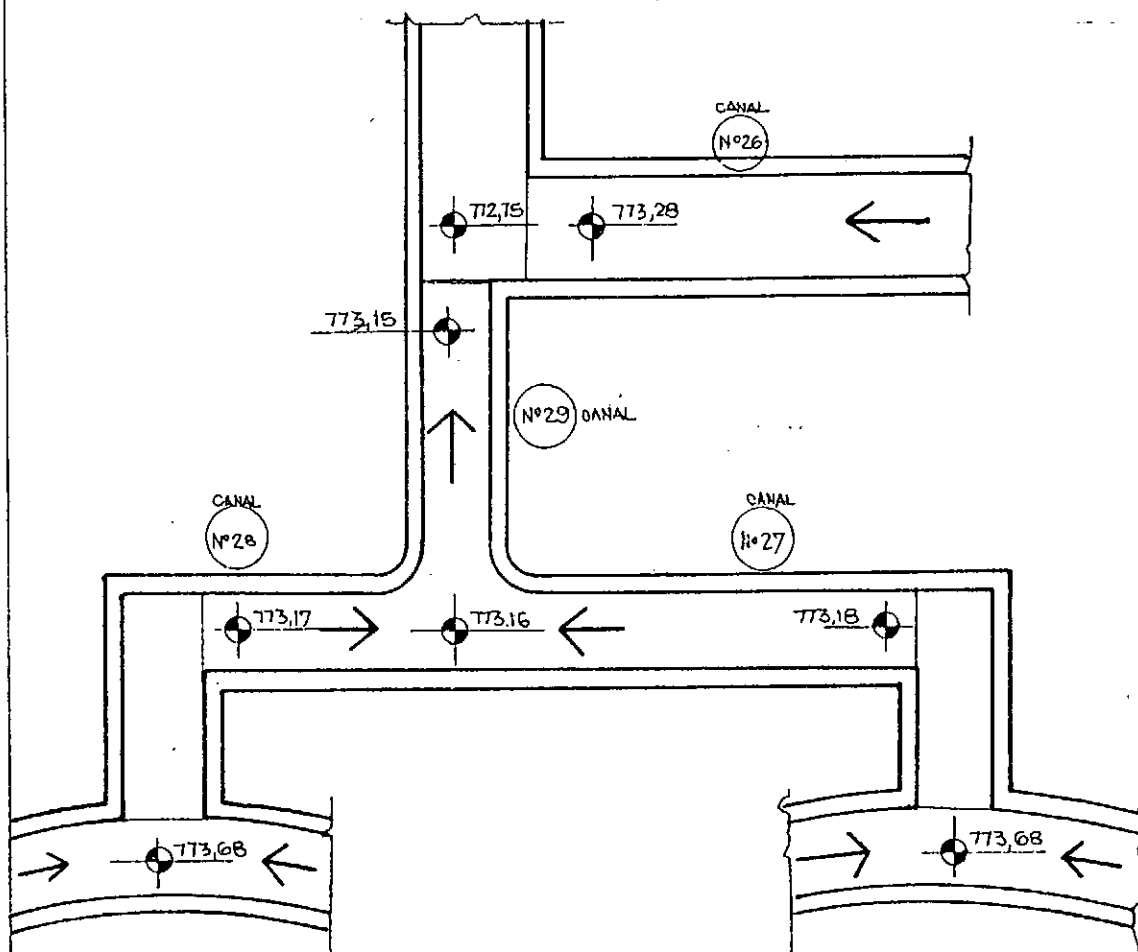
$$\text{PERDIDA DE CARGA EN RUTA } \Delta h_r = 158 \times 0,0010367 = 0,164 \text{ m}$$

PERDIDA DE CARGA LOCALIZADAS

2. CURVAS A 45°	$+ 0,5 \frac{1,15^2}{20} \times 2$	0,066 m.
1. CURVA A 90°	$+ 0,8 \frac{1,15^2}{20}$	0,053 m
TOTAL		0,283 m

$$\text{NIVEL FONDO FINAL} = 773,28 \text{ m}$$

$$\text{NIVEL LIQUIDO FINAL} = 773,78 \text{ m}$$



(3) CANAL N° 29

$$Q \text{ CALCULO} = 2070 \text{ m}^3/\text{h} = 0,575 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{LONGITUD } L = 10 \text{ m.}$$

$$\text{ANCHO DE CANAL } B = 1,00 \text{ m.}$$

$$\text{TIRANTE LIQUIDO } h = 0,50 \text{ m.}$$

$$\text{VELOCIDAD } V = 1,15 \text{ m/seg.}$$

$$\text{PENDIENTE DE FONDO } I = 0,0010367$$

$$\text{PERDIDA DE CARGA } \Delta h = 0,01 \text{ m.}$$

$$\text{NIVEL FONDO FINAL} = 773,15$$

$$\text{NIVEL FONDO INICIAL} = 773,16$$

$$\text{NIVEL LIQUIDO FINAL} = 773,65$$

$$\text{NIVEL LIQUIDO INICIAL} = 773,66$$

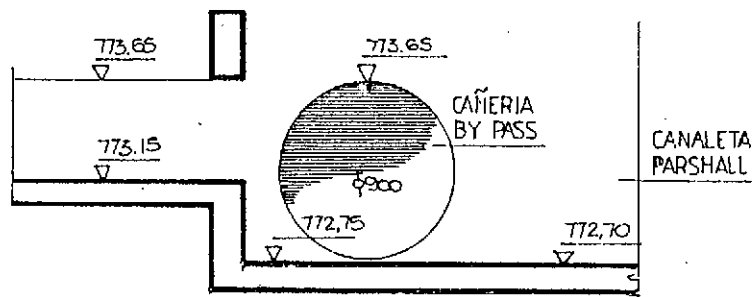
- (4) CANAL N°27
 $Q_c = 0.2875 \text{ m}^3/\text{seg}$ Long. $L = 38 \text{ m}$ $B = 1.00$ $h = 0.95 \text{ m}$
 $V = 0.575 \text{ m}/\text{seg}$ $I = 0.0002592$ $\Delta h_f = 0.01 \text{ m}$
 $\Delta h_{\text{LOCALIZADO}} = \frac{0.575^2}{2g} \times 0.5 = 0.01 \text{ m}$
 TOTAL 0.02 m

NIVEL FONDO FINAL - 773.16

NIVEL FONDO INICIAL - 773.18

- (5) CANAL N°28
 $Q_c = 0.2875 \text{ m}^3/\text{seg}$ Long. $L = 2 \text{ m}$ $B = 1.00$ $h = 0.95 \text{ m}$
 $V = 0.575 \text{ m}/\text{seg}$ $I = 0.0002592$ $\Delta h_f = 0.01$
 NIVEL FONDO FINAL - 773.16
 NIVEL FONDO INICIAL - 773.17

(6.6) CAMARA DE CLORACION



(1) CANAL DE INGRESO HASTA CANALETA PARSHALL

CANAL (A)

$$Q_{\text{CALC MAX}} = 6000 \text{ m}^3/\text{h} = 1667 \text{ l}/\text{seg} = 1.667 \text{ m}^3/\text{seg}$$

ANCHO CANAL $B = 1.937 \text{ m}$.

LONGITUD $L = 12 \text{ m}$.

NIVEL FONDO INICIAL = 772.75 m.

NIVEL FONDO FINAL = 772.70 m.

$$\text{PENDIENTE DE FONDO } I = \frac{0.05}{12} = 0.004166$$

$$M = 0.013$$

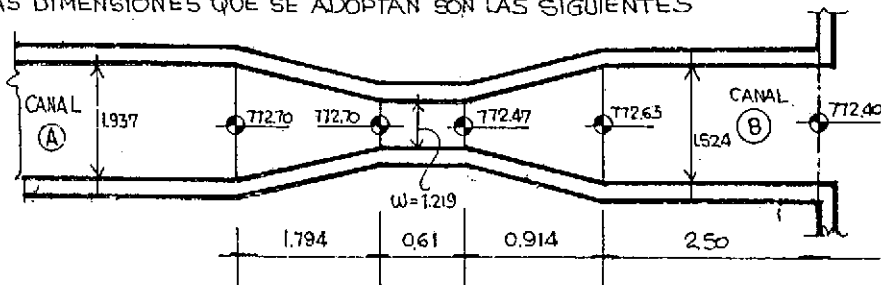
$$\frac{Q B^{1/3} M}{B^3 I^{1/2}} = \frac{1.667 \times 1.2462 \times 0.013}{7.2676 \times 0.0645} = \frac{0.027}{0.469} = 0.05756$$

$$\frac{h}{B} = 0.21 \therefore h = 0.21 \times 1.937 = 0.406 \text{ m}$$

MEJOR QUE h DE PARSHALL COMO DEBE SER PARA QUE NO HAYA
 PERTURBACION DE LECTURA POR EFECTO DE AGUA ARRIBA

(2) CANALETA PARSHALL

LAS DIMENSIONES QUE SE ADOPTAN SON LAS SIGUIENTES



LA FORMULA DESARROLLADA EN 1920 POR R.L. PARSHALL ES LA SIGUIENTE:

$$Q = 4 W H_a^{1.522} W^{0.026} = 4 \times 4 H_a^{1.522 \times 4^{0.026}} = 16 H_a^{1.5778589}$$

DONDE

$$Q = [cfs] = 28.317 [l/\text{seg}]$$

$W = \text{PIES}$

$H_a = \text{PIES}$

PARA $Q = Q_{MAX} = 1667 \text{ l/seg} = 58.8692 \text{ cfs}$.

$$H_d = \left(\frac{58.8692}{16} \right)^{1/1.577889} = (3.6793268)^{0.63377}$$

$$= 2.28332 \text{ PIES} = 0.696 \text{ m.}$$

SEGUN U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE, CIRCULAR 843, MAYO DE 1950, DE WILIN, COTTON Y STOREY. EL RANGO DE CAPACIDAD PARA ESTA GARGANTA ES EL QUE SURGE DE LOS SIGUIENTES LIMITES.

$$\text{CAUDAL MINIMO} = 1.3 \text{ cfs} = 36.8121 \text{ l/seg} = 132.5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$\text{CAUDAL MAXIMO} = 67.9 \text{ cfs} = 1922.7 \text{ l/seg} = 6921 \text{ m}^3/\text{h.}$$

A CONTINUACION SE INDICA LA ESCALA Q, h DE ESTA CANALETA.

Q m^3/seg	h m	Q $\text{m}^3/\text{h.}$
0.30	0.2347	1.080
0.40	0.282	
0.45	0.304	
0.50	0.325	
0.55	0.345	
0.60	0.364	
0.65	0.383	
0.70	0.402	
0.75	0.420	
0.80	0.437	
0.85	0.454	
0.90	0.471	
0.95	0.487	
1.00	0.503	3.600
1.05	0.519	
1.10	0.535	
1.15	0.550	
1.20	0.565	
1.25	0.580	
1.30	0.595	
1.35	0.609	
1.40	0.623	
1.45	0.637	
1.50	0.651	
1.55	0.665	
1.60	0.678	
1.65	0.692	
1.70	0.705	
1.75	0.718	
1.80	0.731	
1.85	0.744	
1.90	0.756	
1.95	0.769	
2.00	0.781	7.200

③ CANAL DE SALIDA DE LA PARSHALL - CANAL ⑧

$$Q_{CALC MAX.} = 6000 \text{ m}^3/\text{h} = 1.667 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{ANCHO CANAL } B = 1.524 \text{ m.}$$

$$\text{LONGITUD } L = 2.50 \text{ m.}$$

$$\text{NIVEL FONDO INICIAL} = 772.63$$

$$\text{NIVEL FONDO FINAL} = 772.40$$

$$\text{PENDIENTE DE FONDO } I = \frac{0.23}{250} = 0.092$$

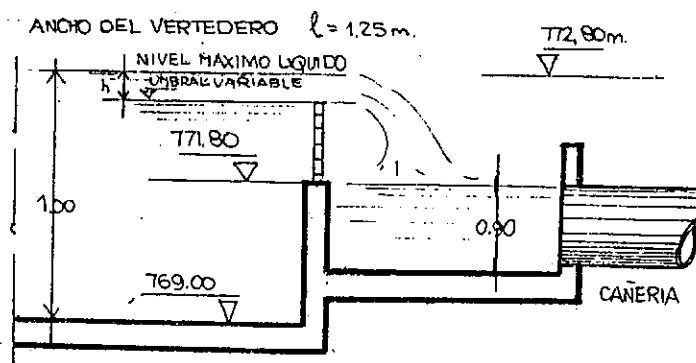
$$u = 0.013$$

$$\frac{Q}{B^3 I^{1/2}} = \frac{1.667 \times 1.15077 \times 0.013}{3.5596 \times 0.3083} = \frac{0.02493}{1.0736} = 0.0232$$

$$\frac{h}{B} = 0.115 \therefore h = 0.115 \times 1.524 = 0.175 \text{ m}$$

EL NIVEL MAXIMO EN CLORACION QUE SE ADOPTA ES 772.80 m. EL CUAL ASEGURA UN FUNCIONAMIENTO CORRECTO DE LA PARSHALL.

④ VERTEDERO DE SALIDA DE LA CAMARA DE CONTACTO



ANCHO DEL VERTEDERO $\ell = 1.25 \text{ m.}$
 ALTURA DE PALA $\rho = 3.00 \text{ m.}$
 CAUDAL UNITARIO $Q = \frac{1667}{1.25} = 1333 \text{ l/seg.}$

SEGUN REHBOCH

ALTURA DE LAMINA $h = 0.80 \text{ m.}$
 $Q_v = 1326 \text{ l/seg.}$

SEGUN SIA

ALTURA DE LAMINA $h = 0.80 \text{ m.}$
 $Q_v = 1330 \text{ l/seg.}$

PARA EL CAUDAL DEL PRIMER MODULO, TENDREMOS:

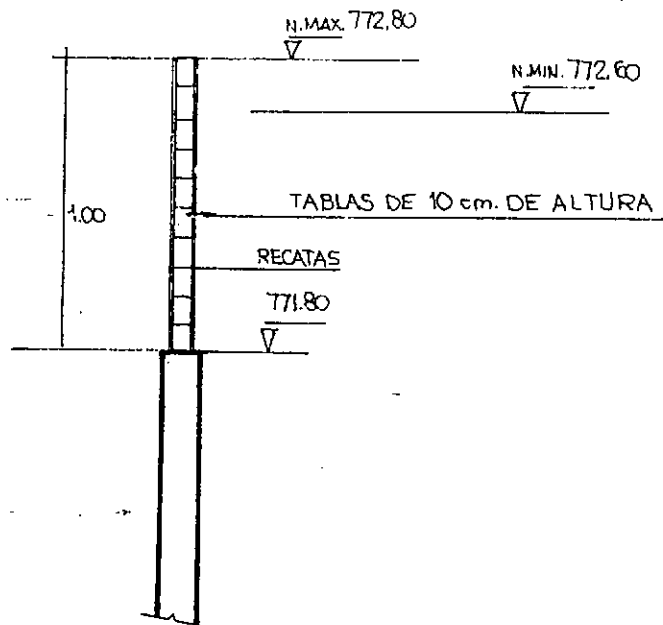
$Q_{CAL} = 2070 \text{ m}^3/\text{h} = 575 \text{ l/seg.}$

$Q_v = 460 \text{ l/seg.}$

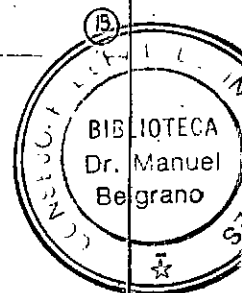
SEGUN REHBOCH $h = 0.46 \text{ m.}$

SEGUN SIA $h = 0.46 \text{ m.}$

SE ADOPTA UN VERTEDERO CON TABLAS REGULABLES.
 DE 1 METRO DE ALTURA -VER PLANO

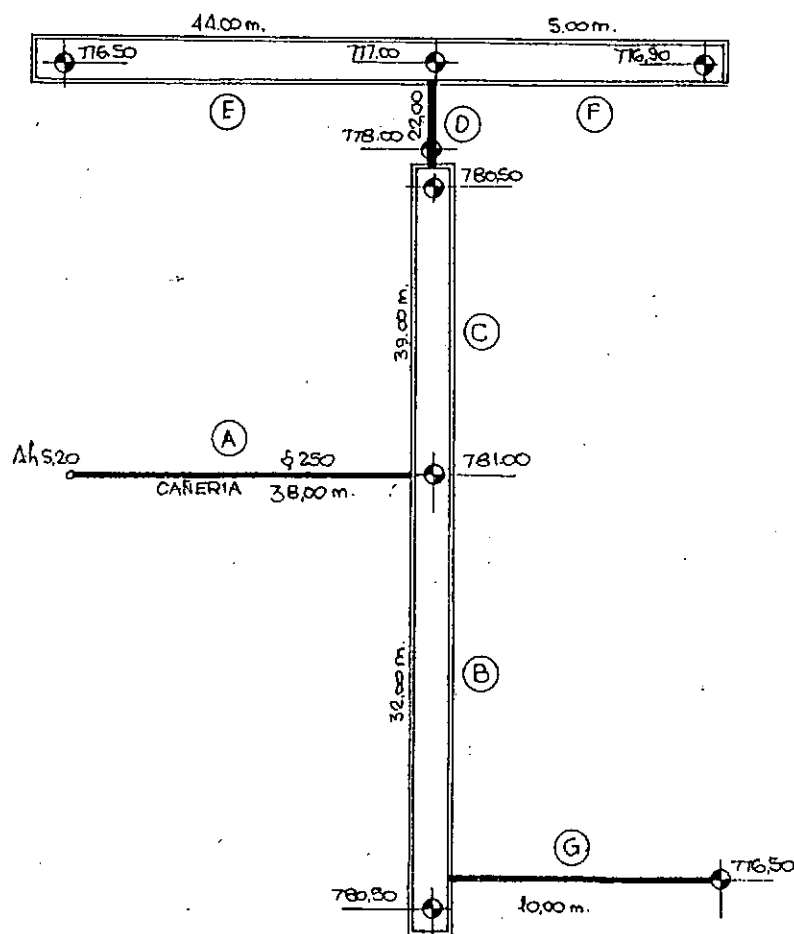


LOS NIVELES MAXIMOS Y MINIMOS, PARA LOS CAUDALES MAXIMOS Y MINIMOS,
 ESTAN VINCULADOS CON EL NIVEL 772.63 DE LA CANALETA PARSHALL,
 A FIN DE NO AHOGAR SU DESCARGA -



6.7 PLAYAS DE SECADO

CANALETAS Y CAÑERIAS DE LA PRIMERA ETAPA



① CANAleta (E)

LONGITUD: $L = 44 \text{ m.}$

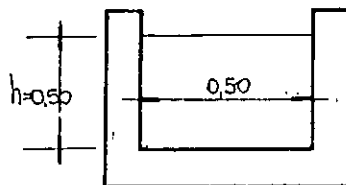
$B = 0.50$

$I = \frac{0.50}{44.00} = 0.01136$ (PENDIENTE REAL)

POR EFECTO DEL MATERIAL A TRANSPORTAR, SE TOMA UN FACTOR DE REDUCCION 4

$I_{\text{CALCULO}} = \frac{0.01136}{4} = 0.0028409$

$M_c = 0.013$



ALTURA DEL TIRANTE LIQUIDO $h=0,50$

$$\frac{h}{B} = \frac{0,5}{0,5} = 1$$

FORMULA DE GAUCKLER-MANNING-STRIHLER

$$\frac{Q}{h^{3/2}} = 0,481 = \frac{Q \cdot 0,01032}{0,00666} = Q \cdot 1,5489$$

$$Q = \frac{0,481}{1,5489} = 0,31 \text{ m}^3/\text{seg.} = 310 \text{ l/seg.}$$

② CANALETA (C)

LONGITUD $L = 39,00 \text{ m.}$

$B = 0,50 \text{ m}$

$$I = \frac{0,50}{39,00} = 0,01282$$

$$I_{\text{CALCULO}} = \frac{I}{4} = 0,003205$$

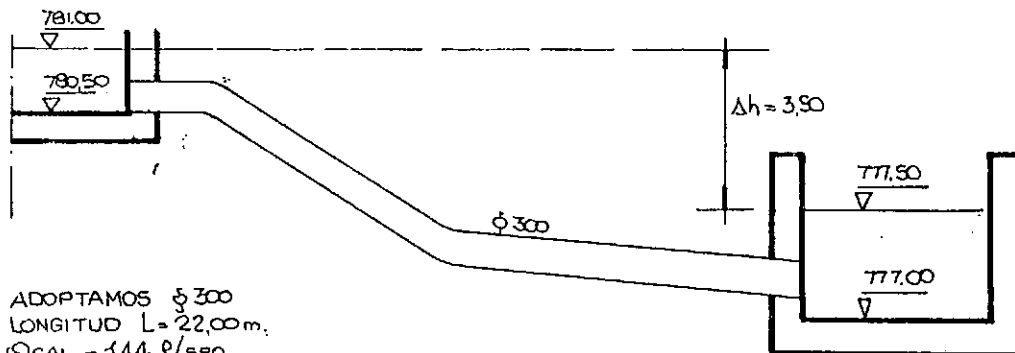
$$(I_{\text{CAL}})^{1/2} = 0,0566$$

$$\frac{h}{B} = 1$$

$$\frac{Q \cdot 0,01032}{0,00707} = 0,481 \therefore Q = 0,329 \text{ m}^3/\text{seg.} = 329 \text{ l/seg.}$$

POR LO TANTO, LOS CANALES (B) y (F) COMO EL (C) PUEDEN EROGAR UN CAUDAL MAYOR QUE EL (E).

POR OTRA PARTE, COMO LA CAÑERIA (A), ES DE $\phi 250 \text{ mm.}$, Y ESTA PERMITE CONDUCCIR UN CAUDAL MAXIMO DE 144 l/seg. , ESTE ES EL CAUDAL DE FUNCIONAMIENTO MAXIMO QUE ES NECESARIO VERIFICAR EN LA CAÑERIA (D).



ADOPTAMOS $\phi 300$

LONGITUD $L = 22,00 \text{ m.}$

$Q_{\text{CAL}} = 144 \text{ l/seg.}$

$$V = \frac{0,144 \text{ m}^3/\text{seg.}}{3,14 \times 0,3^2} = 2,038 \text{ m/seg.}$$

$$I_{\text{REAL}} = 4 \times 0,023633 = 0,09453$$

$$\Delta h = 22 \times 0,09453 = 2,0797 \text{ m.}$$

PERDIDAS DE CARGA LOCALES

EMBOCADURA $0,5 \times 4 \times V^2/\text{seg.}$

CURVAS $2 \times 4 \times 0,3 \times V^2/\text{seg.}$

DESEMBOCADURA $4 \times 0,5 \times V^2/\text{seg.}$

$$\Delta h_{\text{LOCAL}} = 1,78 \text{ m.}$$

$$\Delta h_{\text{TOTAL}} = 2,038 + 1,785 = 3,83 \text{ m.}$$

VERIFICAMOS $\phi 350 \text{ mm.}$

$$V = 1,50 \text{ m/seg.}$$

$$I_{\text{REAL}} = 4 \times 0,010338 = 0,041352$$

$$\Delta h_{\text{REAL}} = 0,041352 \times 22 = 0,909 \text{ m.}$$

$$\Delta h_{\text{LOCAL}} = 8,6 \times \frac{2,25}{20} = 0,9675 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\text{TOTAL}} = 1,876 \text{ m.}$$

SE ACONSEJA EL DIAMETRO $\phi 350 \text{ mm.}$

7 - COMPARACION TECNICO ECONOMICA DE LAS ALTERNATIVAS DESARROLLADAS

El difundido dispositivo "carrousell" compite mano a mano con el no menos tradicional arreglo "en zanja" pudiéndose anotar a favor de cada uno de ellos importantes y recientes logros. Por ejemplo, a favor de los aireadores de eje vertical están las 16 máquinas de 150 HP para la Estación de Curitiba (Brasil, 1979) y a favor de los cepillos de eje horizontal los 72 aireadores dobles de 100 HP del Dan-Project, Tel Aviv (Israel, 1980). De manera que no cabe esperar por vía de los análisis de costos una clara definición.-

Los elementos de costo que merecen ser analizados son las correspondientes a las estructuras involucradas en cada uno de los diseños (es decir los reactores) y a las máquinas. Se chequearon también los volúmenes de excavación, encontrando diferencias irrelevantes.-

En cuanto a los costos de funcionamiento, se ha asumido en el apartado 3.5 que ambos equipos presentan el mismo rendimiento energético, adoptando en definitiva 2,1 Kg O₂/Kwh. Este es un tema muy sujeto a la influencia de la propaganda comercial. Este experto tiene su propia opinión, pero no está en condiciones de constatarla, por lo que se opta por la equidad salomónica.-

En el Anexo 2 se adjunta el Cómputo y Presupuesto de la obra civil correspondiente a los reactores (primera etapa) con sus respectivos análisis de precios, confeccionados con valores de fines de diciembre de 1989 los que se pueden asimilar a un valor de cambio oficial de 1250 A/U\$S. El resultado favorece al eje horizontal debido fundamentalmente al mayor ancho del canal y menor alto de los muros.-

En el Anexo 3 se adjuntan las cotizaciones que se pudieron conseguir, en el marco de un mercado inestable, por parte de algunos proveedores tradicionales. Para estas cotizaciones se estableció como condición de pago, contra entrega escalonada. Es decir, esos precios no están cargados con los gastos financieros convencionales ni tampoco con los correspondientes a una empresa intermediaria, si esa fuese la modalidad de contratación. Entendemos

que dada la importancia del equipamiento mecánico, se debería o bien exigir constitución de consorcio entre el proveedor de equipos y el contratista de la obra civil, o bien realizar las contrataciones por separado. En cualquiera de los casos, entonces, correspondería agregar al precio cotizado solo el 70 % de gastos financieros.-

En resumen, los costos diferenciales de primera inversión de cada alternativa se pueden sumarizar de la siguiente manera:

	EJE HORIZONTAL	EJE VERTICAL
Volumen excavación (m ³)	2.174,417	2.787,379
Volumen hormigón (m ³)	31.272	32.205
Costo hormigón (m. A)	702,675	995,892
Costo equipos (m. A)	1.000,875	638,058
Total costos diferenciales (m. A)	1.703,550	1,633,950
Relación (%)	100	95,9

Comentario General y Recomendaciones

La diferencia hallada a favor de la alternativa eje vertical, -- una vez prorrateada en el costo total de la Planta, resulta absolutamente irrelevante frente a la consistencia con que una propuesta puede ser realizada. En otras palabras, el costo de primera inversión no debería ser elemento de decisión.-

El reductor o caja de engranajes debería ser más sencilla para los aireadores de eje vertical, pero esa ventaja se compensa con una mayor dificultad en resolver la suspensión, desde un solo extremo del rotor.-

Ambos aireadores muestran similar aptitud para trabajar a regímenes regulados sin perder eficiencia energética, pero indudablemente, con cuatro máquinas se puede regular mejor que con tres, y además, si una sale de servicio el mal es menor. Por otra parte, una modificación en el sentido de agregar aireadores en el futuro si se desease aumentar la carga o disponer de mayor reserva, sería posible solo en el caso de la alternativa con aireadores de eje horizontal.-

Por estas razones nos inclinamos finalmente por esa solución.-

8 - RESUMEN DE LAS REUNIONES DE TRABAJO

Sin tener en cuenta los frecuentes contactos personales y telefónicos mantenidos con la Inspección y con el personal técnico del Departamento Provincial de Aguas que colabora, a partir de la entrega del Primer Informe Parcial el día 18 de abril de 1989 se realizaron dos reuniones de trabajo formales.-

La primera de ellas se realizó en Viedma, el 5 de julio, con la presencia de los Ingenieros Mirta Manuel y Patricia Fernández por la Provincia, Nicolás Ratto por el CFI, y el informante como Experto contratado.-

Las principales decisiones fueron las siguientes:

- Proceder a fijar un nuevo tamaño del Proyecto que, superando el Informe Final del Anteproyecto Preliminar, se corresponda con el reciente estudio de demanda realizado para el Proyecto de Abastecimiento de Agua, el que incorpora, además, los resultados del censo 1985.-
- Profundizar el estudio de la cámara de aireación y su implementación mecánica, sugiriéndose el desarrollo de alternativas basadas en aireadores de eje horizontal y de eje vertical.-

Esa reunión de trabajo se continuó en Bariloche con visitas y trabajos de campaña.-

La segunda reunión formal se realizó entre el 29 de noviembre y el 3 de diciembre en San Carlos de Bariloche, con la presencia de los Ingenieros Fernando Erica por la Provincia, Irma Sbarbati por el CFI, personal técnico del Servicio y, ocasionalmente, los asistentes al Seminario sobre la Contaminación del lago Nahuel Huapi promovido por el Centro Regional Universitario Bariloche. En esta reunión de trabajo, quedaron superados los inconvenientes que por desajustes en la información habían trabado el desarrollo de las tareas, y se realizó un importante aporte al concurrir en calidad de expositores y en representación del CFI, la Ing. Sbarbati y el suscripto al citado Seminario, el que tuvo un destacado nivel académico y amplia repercusión en el medio.-

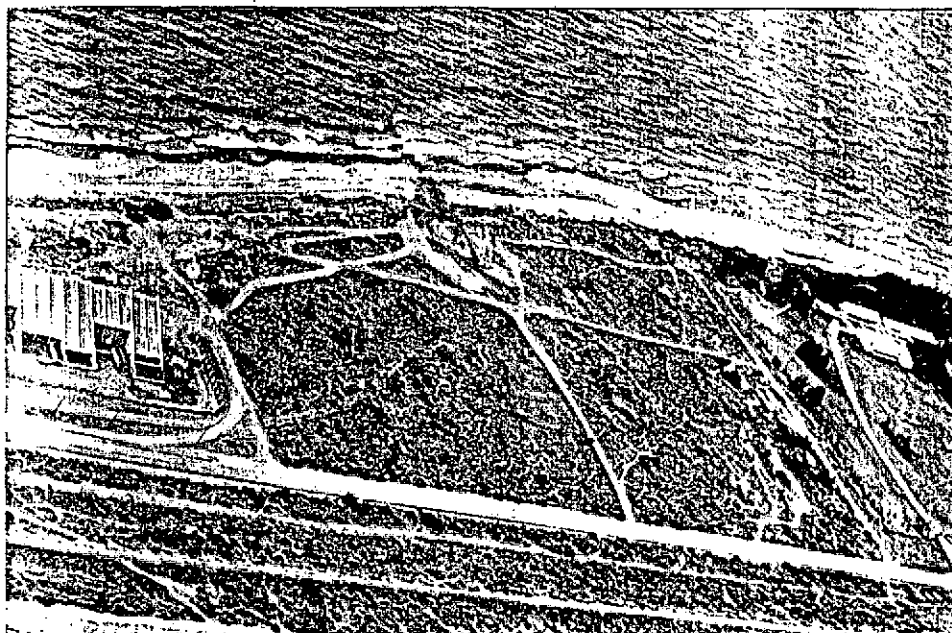


FOTO 1

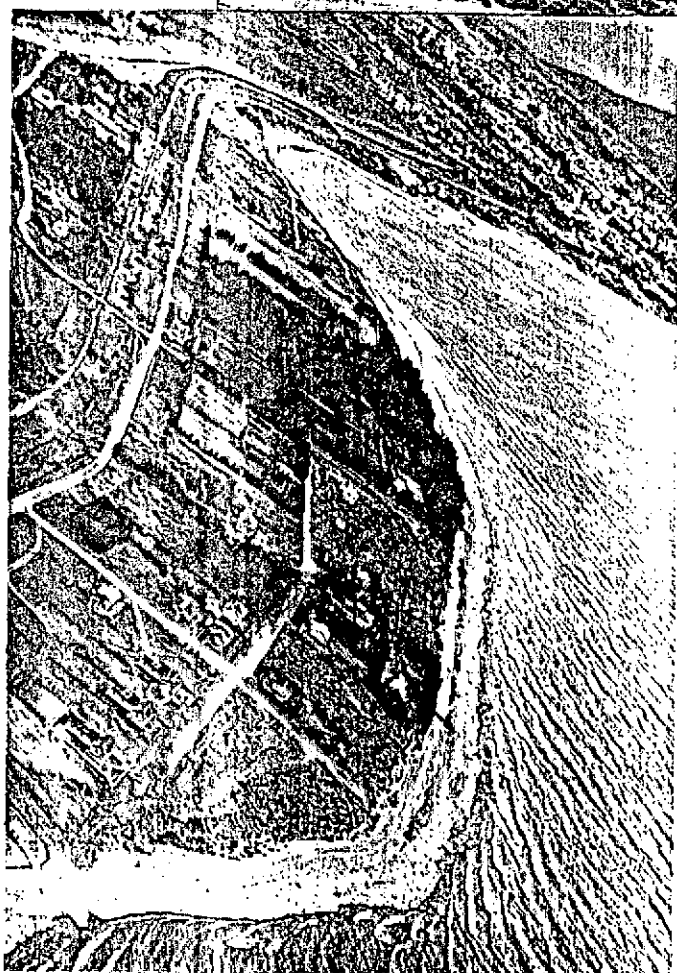
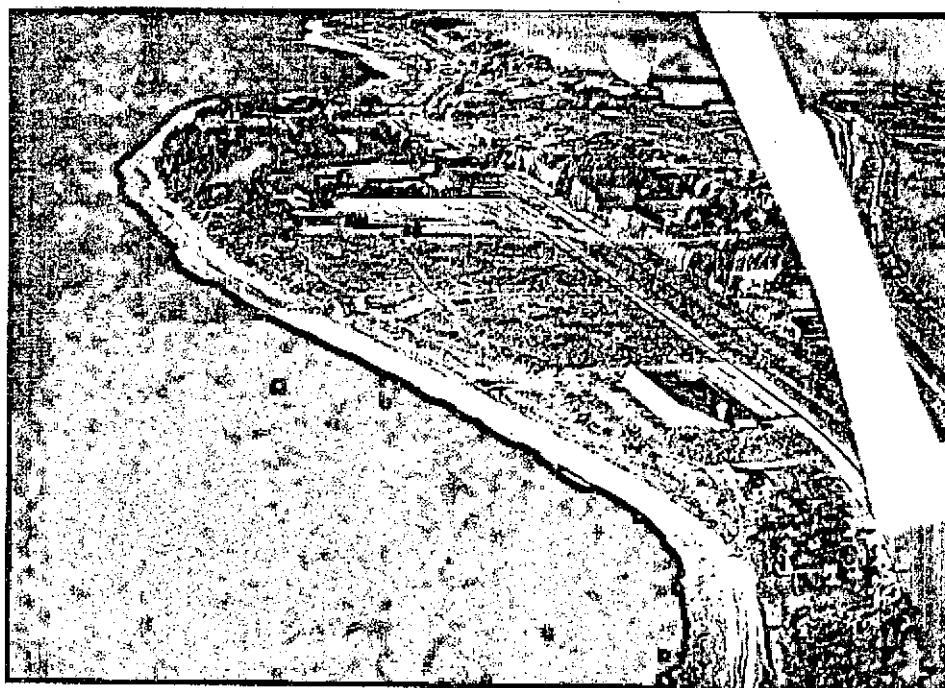
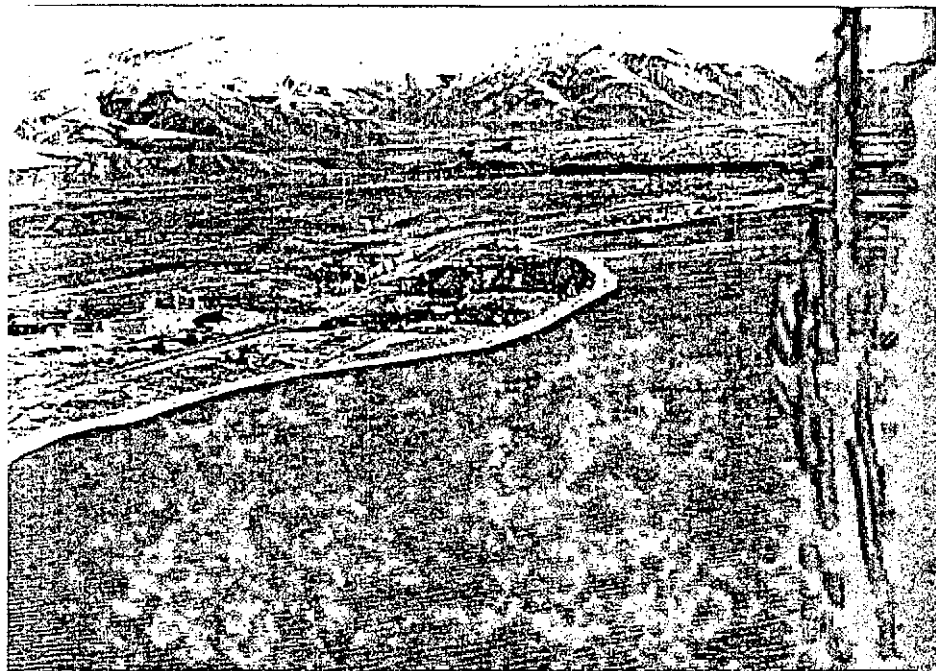


FOTO 2

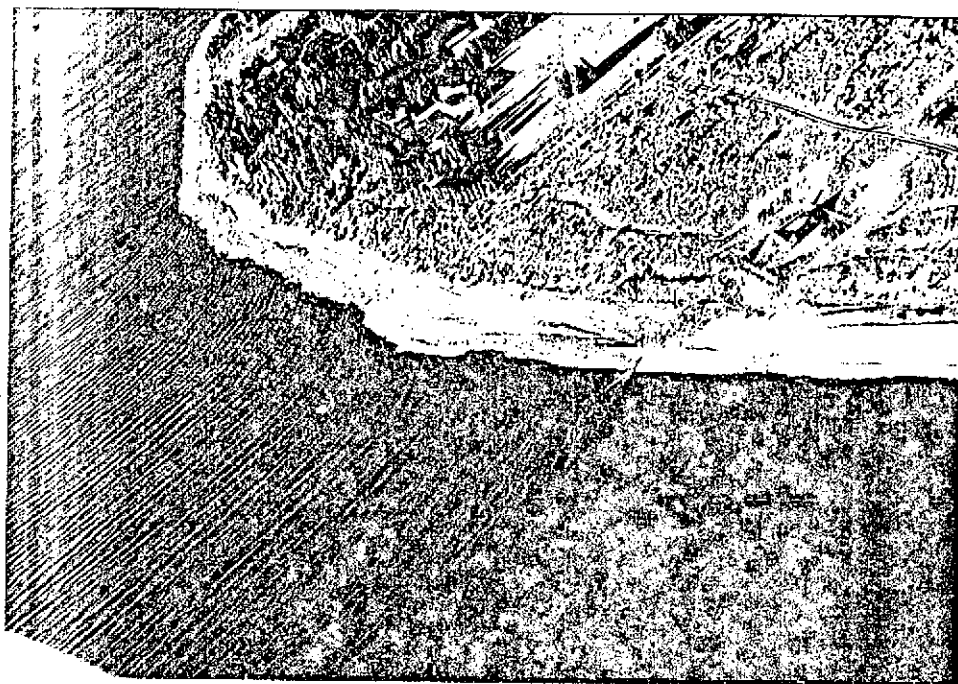


FOTO 3

- 1 - Predio del Establecimiento. Puede advertirse la forma del penacho y la influencia del viento. También la parte ocupada -- del predio.-
- 2 - Vista panorámica de las costas próximas, penacho y ángulo de ataque del oleaje.-
- 3- Estación de Bombeo y descarga superficial.-



Vistas panorámicas de las costas donde puede advertirse la influencia de la descarga en un día de vientos moderados y la forma del penacho.-



Difusión del vuelco
durante un día de -
vientos moderados
(Julio/89).-

10 - REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- MyE Metcalf-Eddy - 1985 - Labor
- MyE 1977 Metcalf-Eddy - 1977 - Labor
- MTDA Manual Técnico del Agua Degremont, 1979
- Imhoff Imhoff, Karl. Manual de Saneamiento, 1969-Blume
- Parker Parker, Homer W., Wastewater Syst. 1975 Englewood --
Cliffs
- WPCF ASCE-WPCF-Wastewater Treatment Plant Design 1977 WPCF
- FAIR Fair, Geyer y Okun, Ingeniería Sanitaria y Aguas Resi-
duales, 1971 Limusa
- Purschel Puerschel Wolf. El Tratamiento de las Aguas Residua--
les. 1976 - Urmo
- VTCH Ven Te Chow. Hidráulica de los Canales Abiertos. 1986
Diana
- FyS Flygt System Engineers. Pumping Station Whith Large
Centrifugal Pumps. 1988
- Vosloo Vosloo, P.B.B. Some factors Relating to the Design of
Activated Sludge Plants - Wat.Poll. --
Control 1970 p.486-495
- Vesilind Vesilind Aarne. Treatment and Disposal of Wastewater
Sludges. Ann Arbor Science, Michigan
1979
- White White, J.B. Wastewater Engineering, Ed Arnold, London
1978
- Schönborn Schönborn W. Biotechnology, vol.8. VCH Weinheim- New
York, 1986
- Pj Pujol, M. Técnicas de Diseño de Sistemas de Alcanta-
rillado Cloacal - Sistemas de Tratamiento-
Cap.12 - COFAPIS-AIDIS, 1989, Buenos Aires
- Pj 78 Pujol, M. Plantas de Oxidación Prolongada Autorregu-
ladas en Regimenes Transitorios - Revista
de Ingeniería 102 -CIPBA, 1978, La Plata

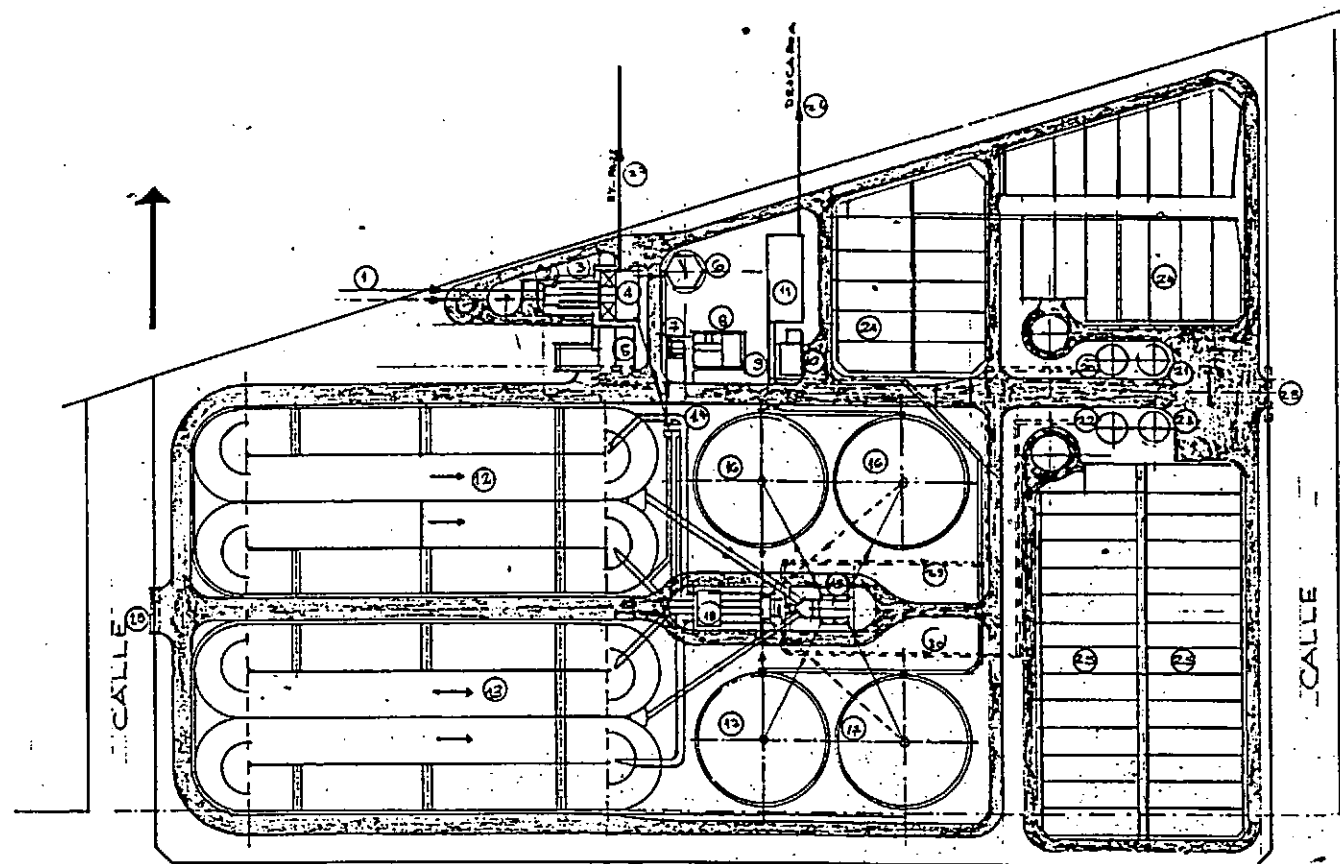
- PLANOS

INDICE

- 1 - Planta General de las Alternativas Adoptadas
- 2 - Cortes Transversales
- 3 - Diagrama de Caudales Envolventes
- 4 - Perfil Hidráulico
- 5 - Pretratamiento - Bombeo - Servicios
- 6 - Sector Reactores Aeróbicos
- 7 - Reactores - Cámara Partidora N° 1 - Canales
- 8 - Reactores - Cámara Partidora N° 1 - Canales - Variante Eje Vertical
- 9 - Reactores - Cortes
- 10 - Estación de Bombeo de Recirculación y de Barros en Exceso
- 11 - Cámara Partidora N° 2
- 12 - Sedimentador
- 13 - Aforador y Cámara de Cloración
- 14 - Obra de Descarga
- 15 - Silo de Barros
- 16 - Playas de Secado
- 17 - Centro de Comando - Laboratorio y Oficinas Centrales
- 18 - Planialtimetría Sector Reactores
- 19 - Planialtimetría Sector Playas de Secado
- 20 - Estudios Geotécnicos

ALTERNATIVA A

REACTORES CON AIREADORES DE EJE HORIZONTAL
ESCALA 1:1000



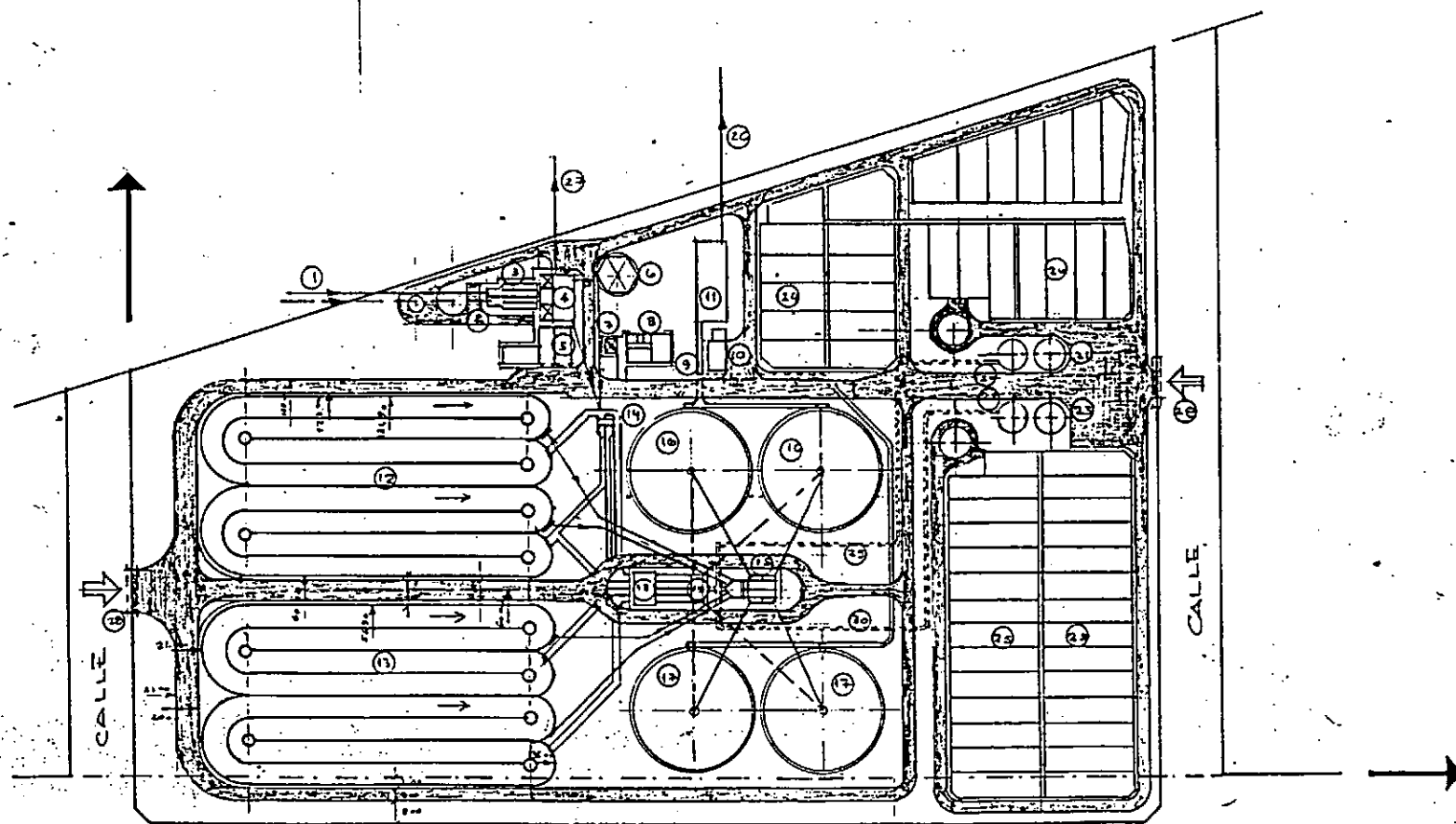
CALLE PUBLICA

REFERENCIAS

- 1 INGRESO DE LIQUIDOS CLOACALES DOS CLOACAS MAXIMAS
- 2 CAMARA DE REJAS
- 3 DESARENADORES PRIMERA Y SEGUNDA ETAPA
- 4 ESTACION DE BOMBEO DE LIQUIDOS A CONTENIR
- 5 TALLERES DEPOSITO Y SERVICIOS
- 6 ESTACION DE BOMBEO EXISTENTE
- 7 MANTENIMIENTO
- 8 LABORATORIO Y OFICINAS
- 9 CANALIZACION PRECIPITACION
- 10 SALA DE CLORACION
- 11 CAMARA DE CLORACION
- 12 REACTOR AEROBICO PRIMERA ETAPA
- 13 REACTOR AEROBICO SEGUNDA ETAPA
- 14 CAMARA PARTIDORA N° 1
- 15 CAMARA PARTIDORA N° 2

ALTERNATIVA B

REACTORES CON AIREADORES DE EJE VERTICAL
ESCALA 1:1000



CALLE

REFERENCIAS

- 16 SEDIMENTADORES PRIMERA ETAPA
- 17 SEDIMENTADORES SEGUNDA ETAPA
- 18 ESTACION DE BOMBEO DE REGULATORIO
- 19 BOMBEO A SILO DE BARROS
- 20 SILO DE BARROS PRIMARIO PRIMERA ETAPA
- 21 SILO DE BARROS SECUNDARIO PRIMERA ETAPA
- 22 SILO DE BARROS PRIMARIO SEGUNDA ETAPA
- 23 SILO DE BARROS SECUNDARIO SEGUNDA ETAPA
- 24 PLANTAS DE SECADO PRIMERA ETAPA
- 25 PLANTAS DE SECADO SEGUNDA ETAPA
- 26 CAJERIA DE DESCARGA DE LIQUIDOS TRATADOS
- 27 CAJERIA DE DESCARGA BY-PASS DE PLANTA
- 28 ACCESOS A LA PLANTA
- 29 IMPULSION A SILO DE BARROS PRIMERA ETAPA
- 30 IMPULSION A SILO DE BARROS SEGUNDA ETAPA

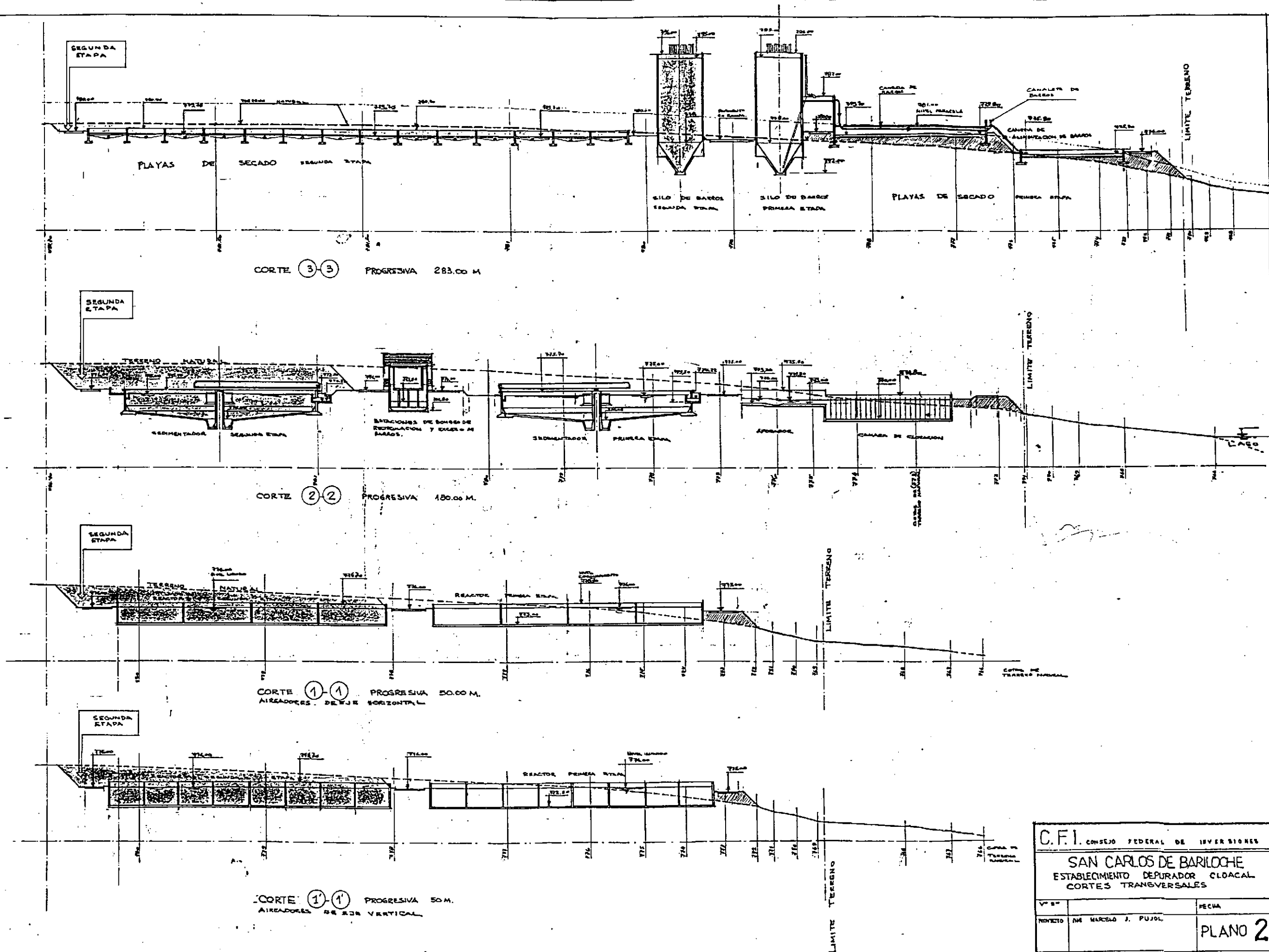
CFT CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL
SAN CARLOS DE BAPULOCHES

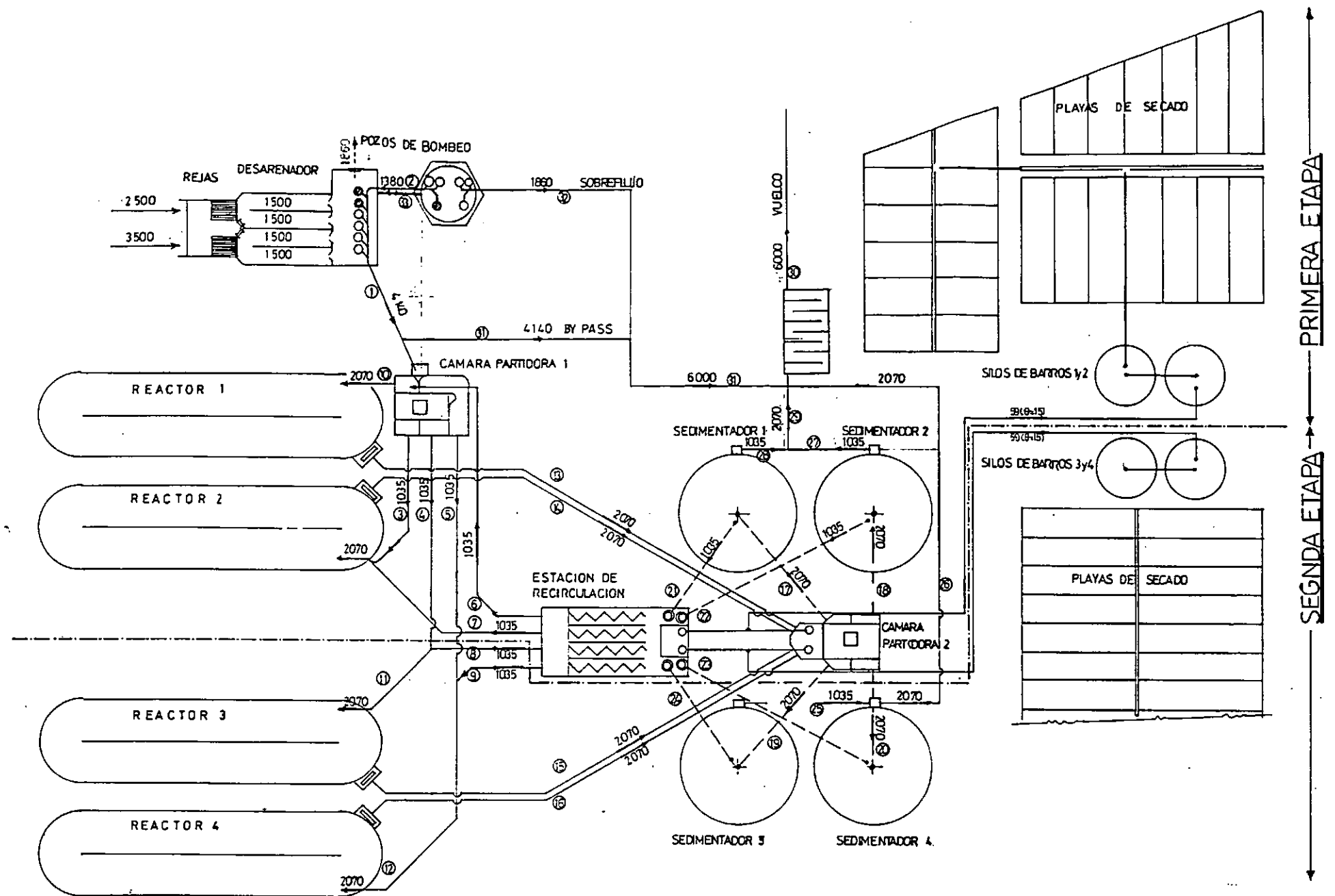
PLANTA GENERAL DE LAS
ALTERNATIVAS ADOPTADAS

PLANO
1

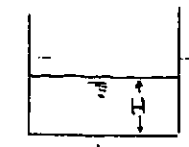
PROYECTO NO. MARCELO PUEL
ESCALA 1:1000



C.F.I. CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
SAN CARLOS DE BARILOCHE		
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL		
CORTES TRANSVERSALES		
V. B.		FECHA
PROYECTO	DR. MARCELO J. PUJOL	PLANO 2
DISEÑO		
		ESCALA 1:300



Nº	Q	Q	b	f	INTRADE	TONDO	ALTURA DELA LAMINA	LONGITUD	I	R	V	H	Nº
	m³/s	m³/s	m	m	ANTERIOR	POSTER.	ANTERIOR	POSTER.	%	m	m/s	m	
1	4140	1.15	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	47.50	13	1.0	0.288	1
2	1380	0.383	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	50	1.0	0.288	0.288	2
3	1035	0.2875	1	1	776.28	776.28	776.28	776.28	56	1.07	0.288	0.288	3
4	1035	0.2875	1	1	776.28	776.28	776.28	776.28	70	0.857	0.288	0.288	4
5	1035	0.2875	1	1	776.28	776.28	776.28	776.28	65	0.363	0.288	0.288	5
6	1035	0.2875	1.65	1.65	776.28	776.28	776.28	776.28	20	1.5	0.1439	0.288	6
7	1035	0.2875	1.65	1.65	776.28	776.28	776.28	776.28	12	2.5	0.1236	0.288	7
8	1035	0.2875	1.65	1.65	776.28	776.28	776.28	776.28	10	3.0	0.1236	0.288	8
9	1035	0.2875	1.65	1.65	776.28	776.28	776.28	776.28	22	3.63	0.1236	0.288	9
10	2070	0.575	1.65	1.65	776.28	776.28	776.28	776.28	24	0.833	0.2423	0.288	10
11	2070	0.575	1.65	1.65	776.28	776.28	776.28	776.28	65	0.308	0.2423	0.288	11
12	2070	0.575	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	55	1.08	0.2423	0.288	12
13	2070	0.575	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	52	2.08	1.144	0.288	13
14	2070	0.575	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	52	2.08	1.144	0.288	14
15	2070	0.575	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	52	2.08	1.144	0.288	15
16	2070	0.575	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	52	2.08	1.144	0.288	16
17	2070	0.575	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	45	2.08	1.144	0.288	17
18	2070	0.575	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	45	2.08	1.144	0.288	18
19	2070	0.575	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	45	2.08	1.144	0.288	19
20	2070	0.575	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	45	2.08	1.144	0.288	20
21	1035	0.2875	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	40	2.41	1.016	0.288	21
22	1035	0.2875	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	58	2.41	1.016	0.288	22
23	1035	0.2875	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	58	2.41	1.016	0.288	23
24	1035	0.2875	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	40	2.41	1.016	0.288	24
25	1035	0.2875	1	1	776.28	776.28	776.28	776.28	40	0.353	0.288	0.288	25
26	2070	0.575	1	1	776.28	776.28	776.28	776.28	155	1.00	0.288	0.288	26
27	1035	0.2875	1	1	776.28	776.28	776.28	776.28	38	0.253	0.288	0.288	27
28	1035	0.2875	1	1	776.28	776.28	776.28	776.28	2	0.253	0.288	0.288	28
29	2070	0.575	1.65	1.65	776.28	776.28	776.28	776.28	8	1.03	1.15	0.288	29
30	4140	1.15	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	100	4.1	1.82	0.288	30
31	6000	1.64	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	35	9.60	2.61	0.288	31
32	1860	0.516	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	44	7.592	1.83	0.288	32
33	3240	0.90	0.80	0.80	776.28	776.28	776.28	776.28	8	5.11	1.79	0.288	33



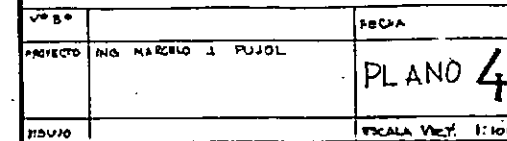
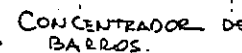
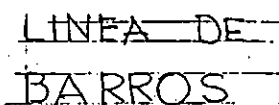
$$V = 90 R^2 I^{1/2}$$



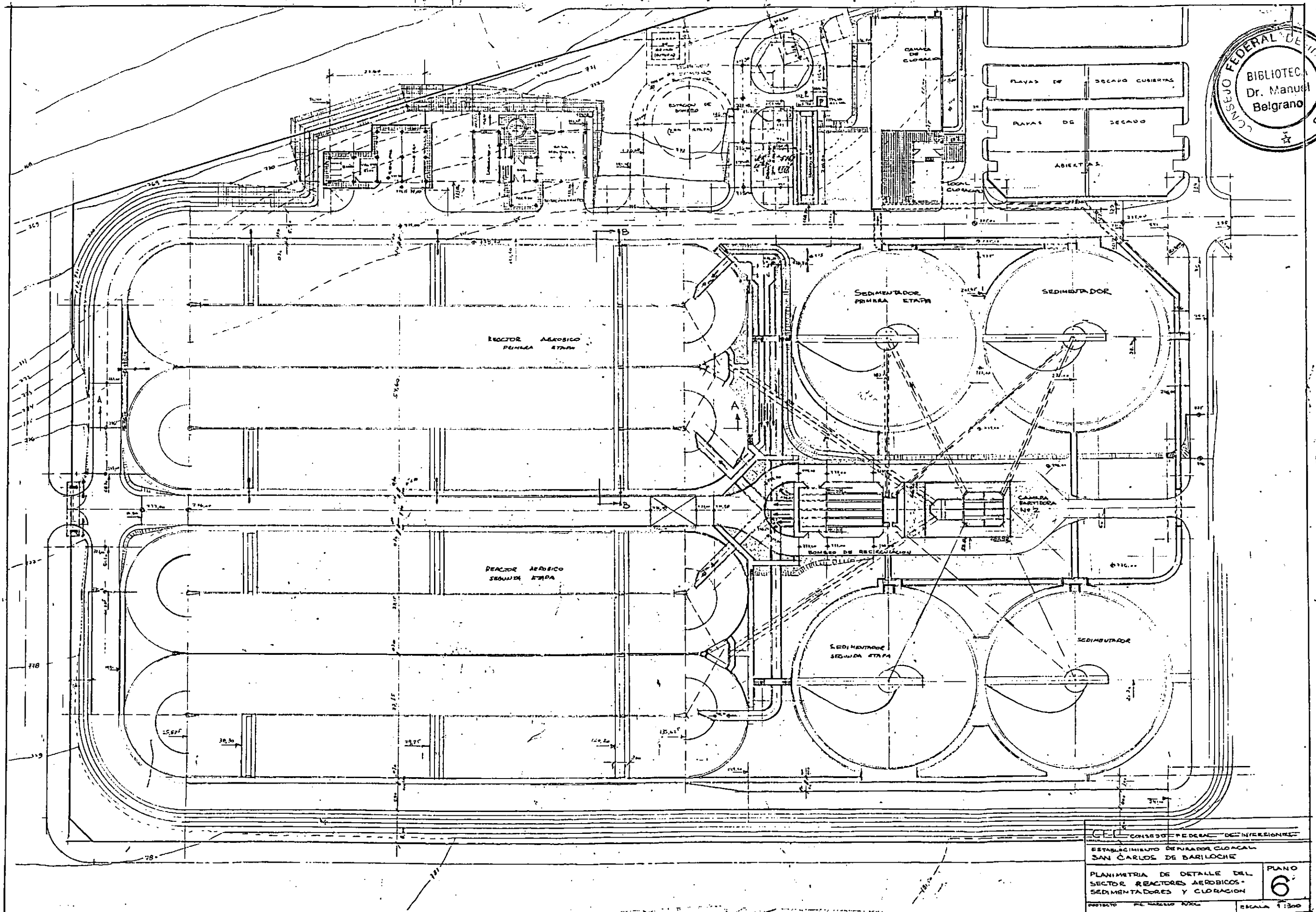
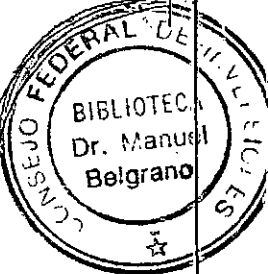
COLEBROOK, $K = 2 \text{ mm}$, $T = 0.8^\circ \text{C}$

CFI CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
SAN CARLOS DE BARILOCHE		
ESTABLECIMIENTO DESFIBRADOR CLOACAL		
DIAGRAMA DE CAUDALES ELUVIANTES		
PROYECTO	ILU. MARCELO J. PUGIB	FECHA
ANEXO		PLANO 3
		ESCALA: 1/50

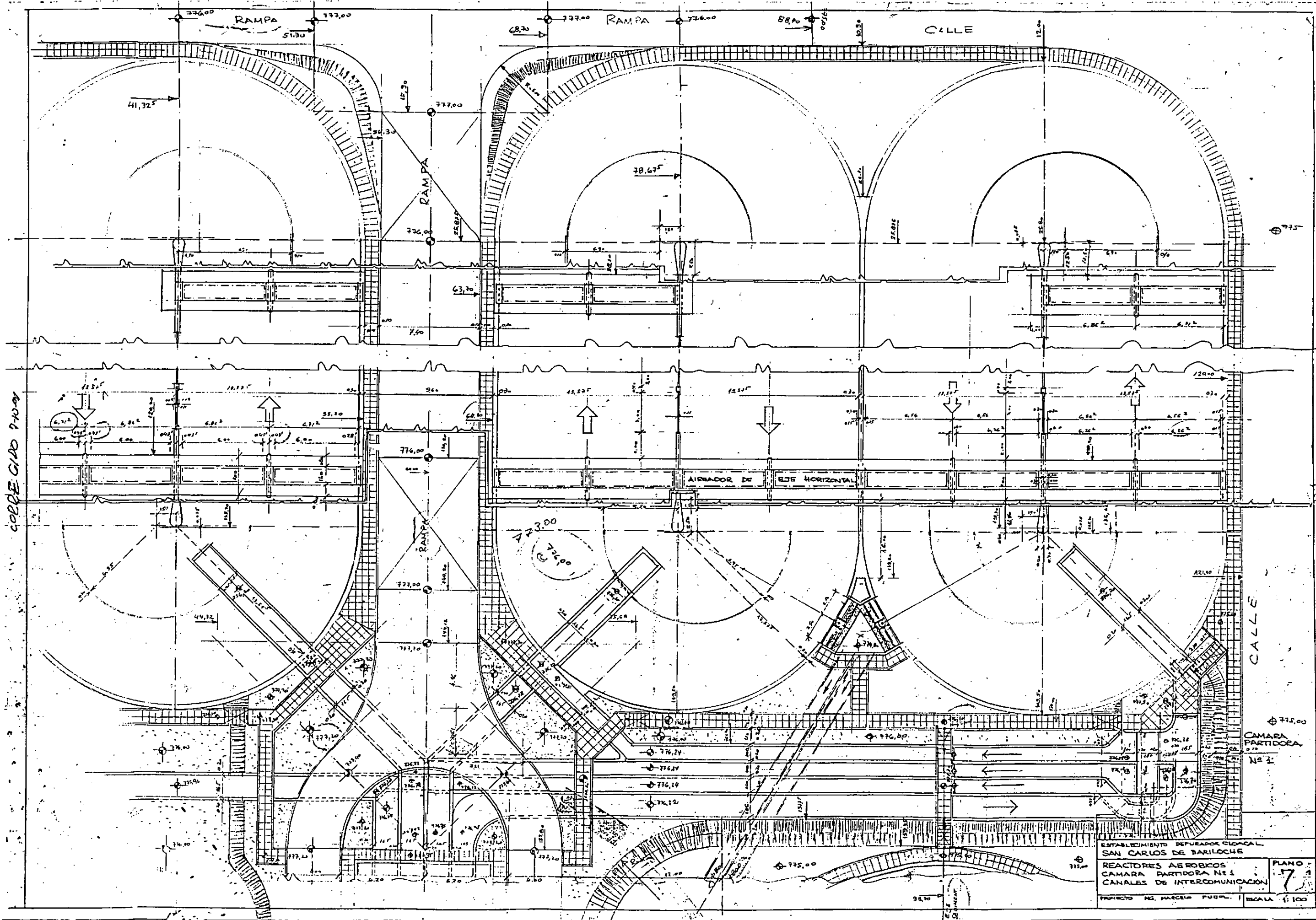
LINEA DE LIQUIDOS



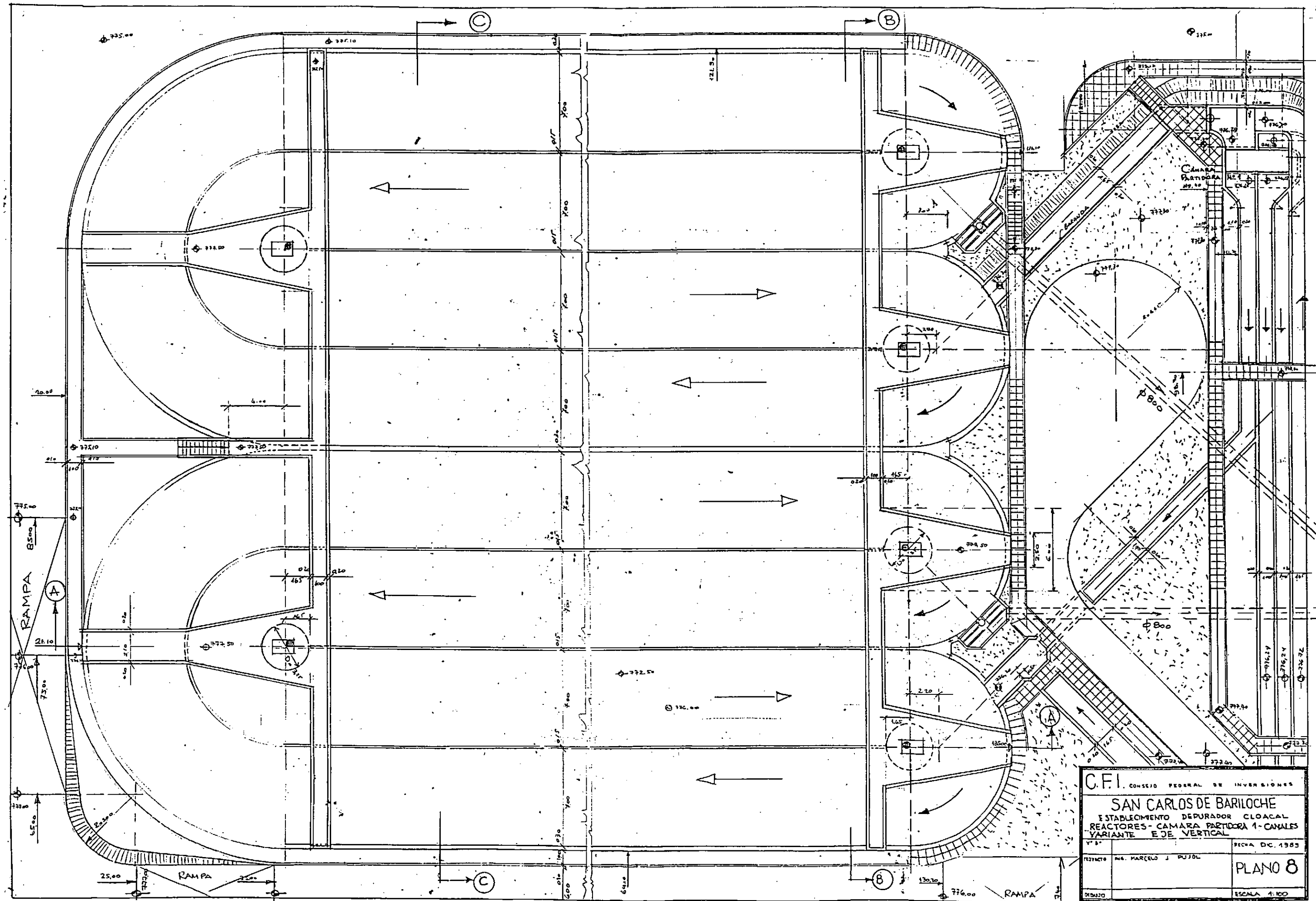
114
22



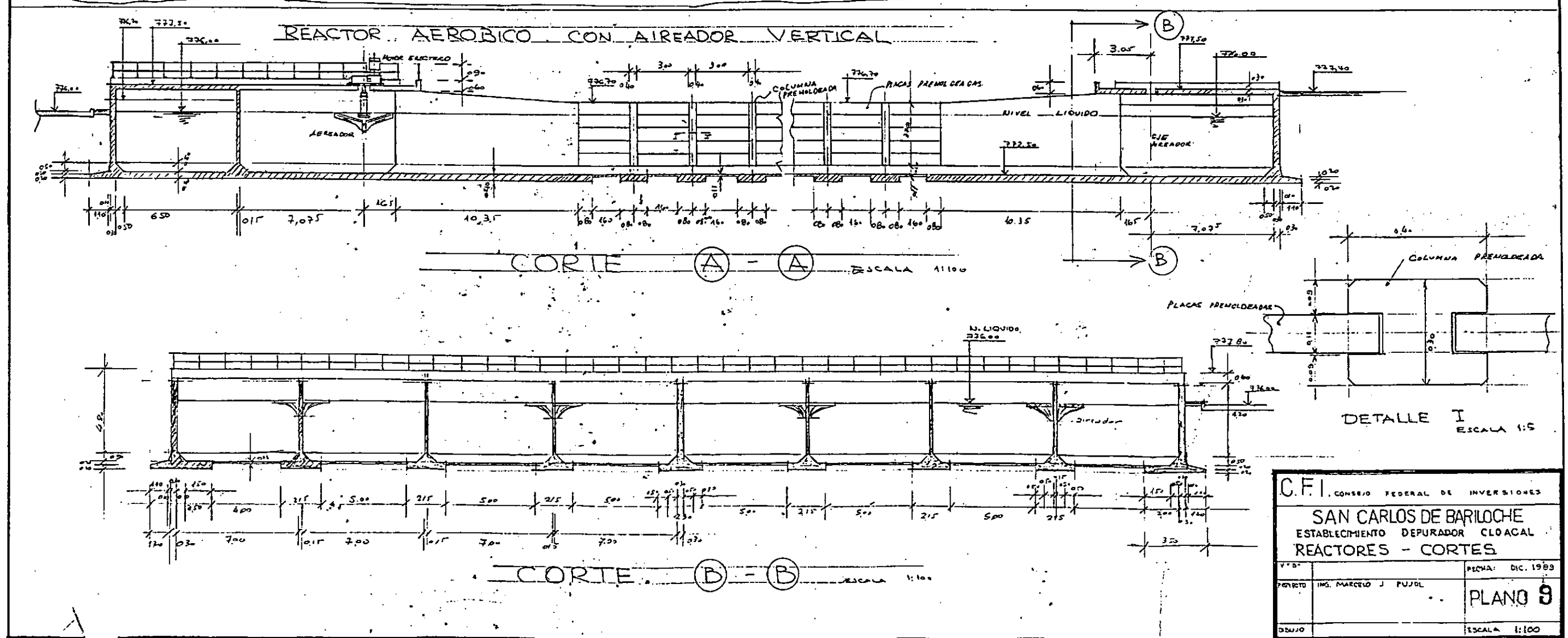
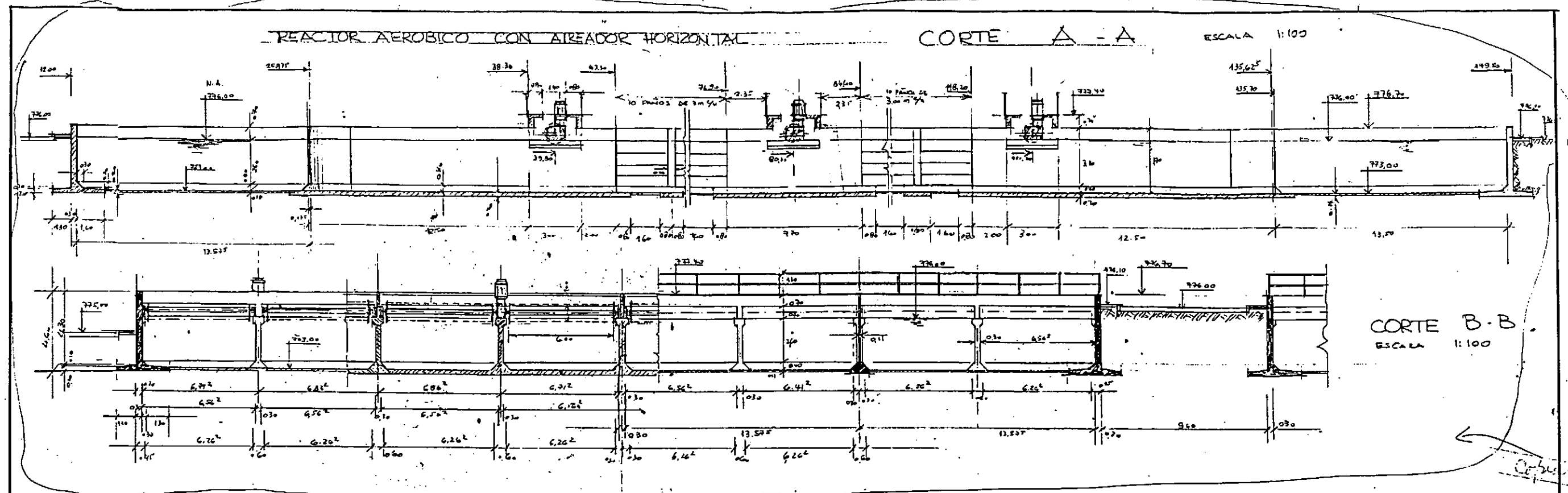
CONSEJO FEDERAL DE INGRESOS
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLORAL
SAN CARLOS DE BARILOCHE
PLANIMETRIA DE DETALLE DEL
SECTOR REACTORES AEROBICOS -
SEDIMENTADORES Y CLORACION
PROYECTO DE MARCO N° 100
PLANO 6
ESCALA 1:300



ESTABLECIMIENTO DEPURADOR COMUNAL
 SAN CARLOS DE BARILOCHE
 REACTORES AEROBICOS
 CAMARA PARTIDORA N° 1
 CANALES DE INTERCOMUNICACION
 PROYECTO N° 10.000 PUEBLO
 ESCALA 1:100




C.F.I. CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
SAN CARLOS DE BARILOCHE		
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL		
REACTORES - CAMARA PARTIDORA 1 - CANALES		
VARIANTE E DE VERTICAL		
PROYECTO	ING. MARCELO J. PUJOL	FECHA DC. 1983
DISEÑO		PLANO 8
		ESCALA 1:100



[illegible]

pagos
Cant 4 en
conferencia en
cada canal

CORTE

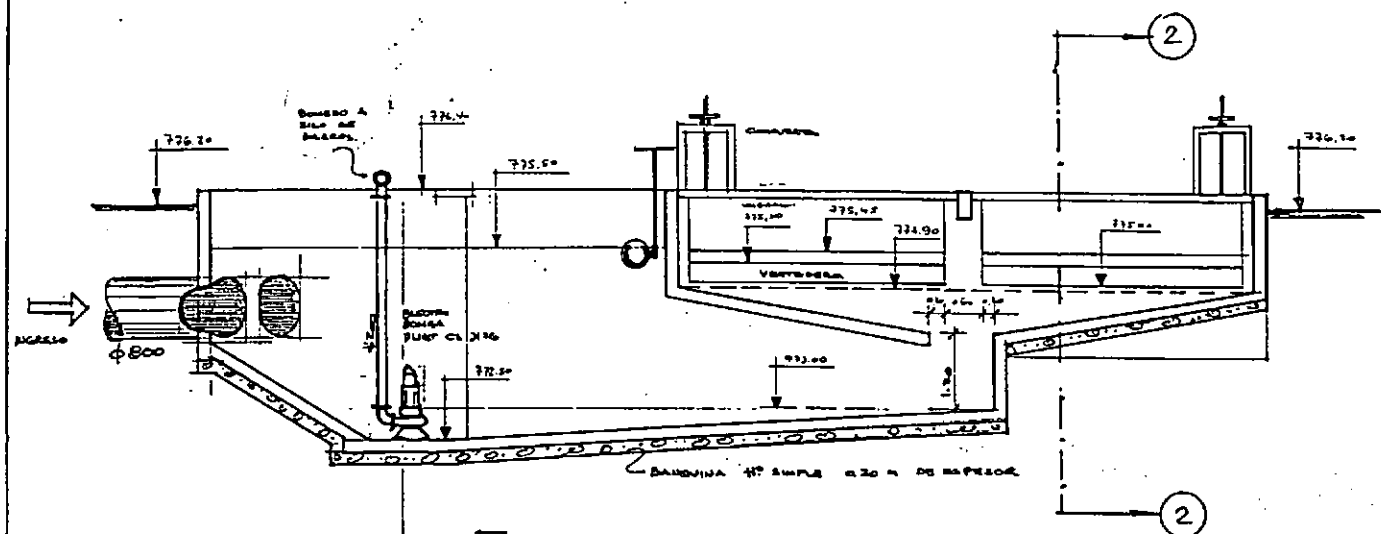


CORTE (2)-(2)

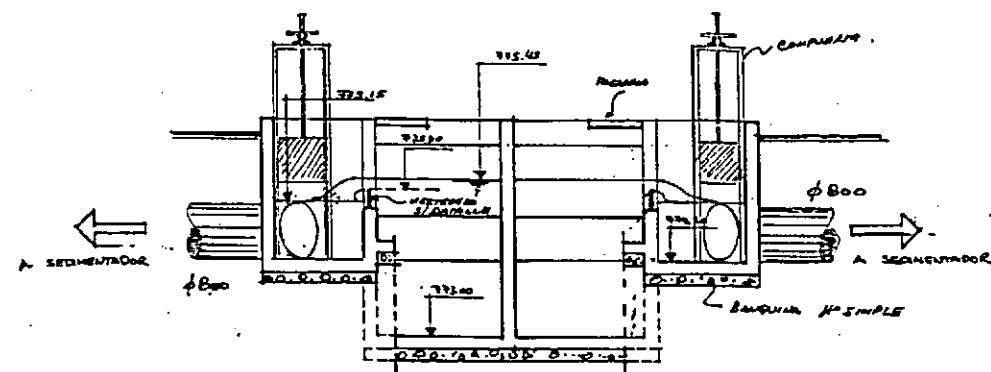
ESCALA 1:50

CFI CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES	
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CIUDADAL SAN CARLOS DE BARRIOCHE	
ESTACIONES DE BOMBEO DE RECIRCULACION Y DE EXCESO DE BARROS.	PLANO 10
PROYECTO DE PASEO PUBLICO	ESCALA 1:50

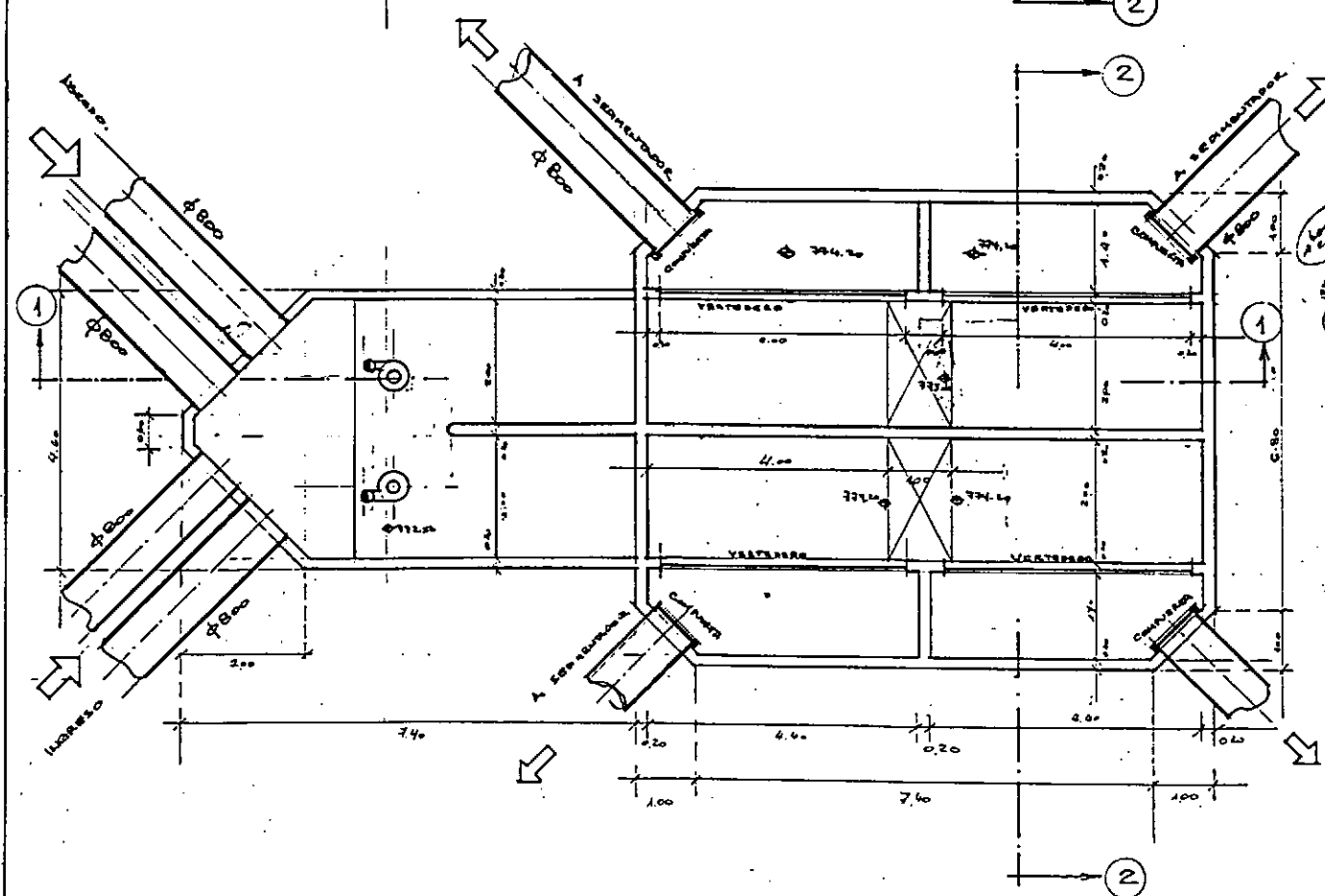
CORTE ①-① ESCALA 1:50



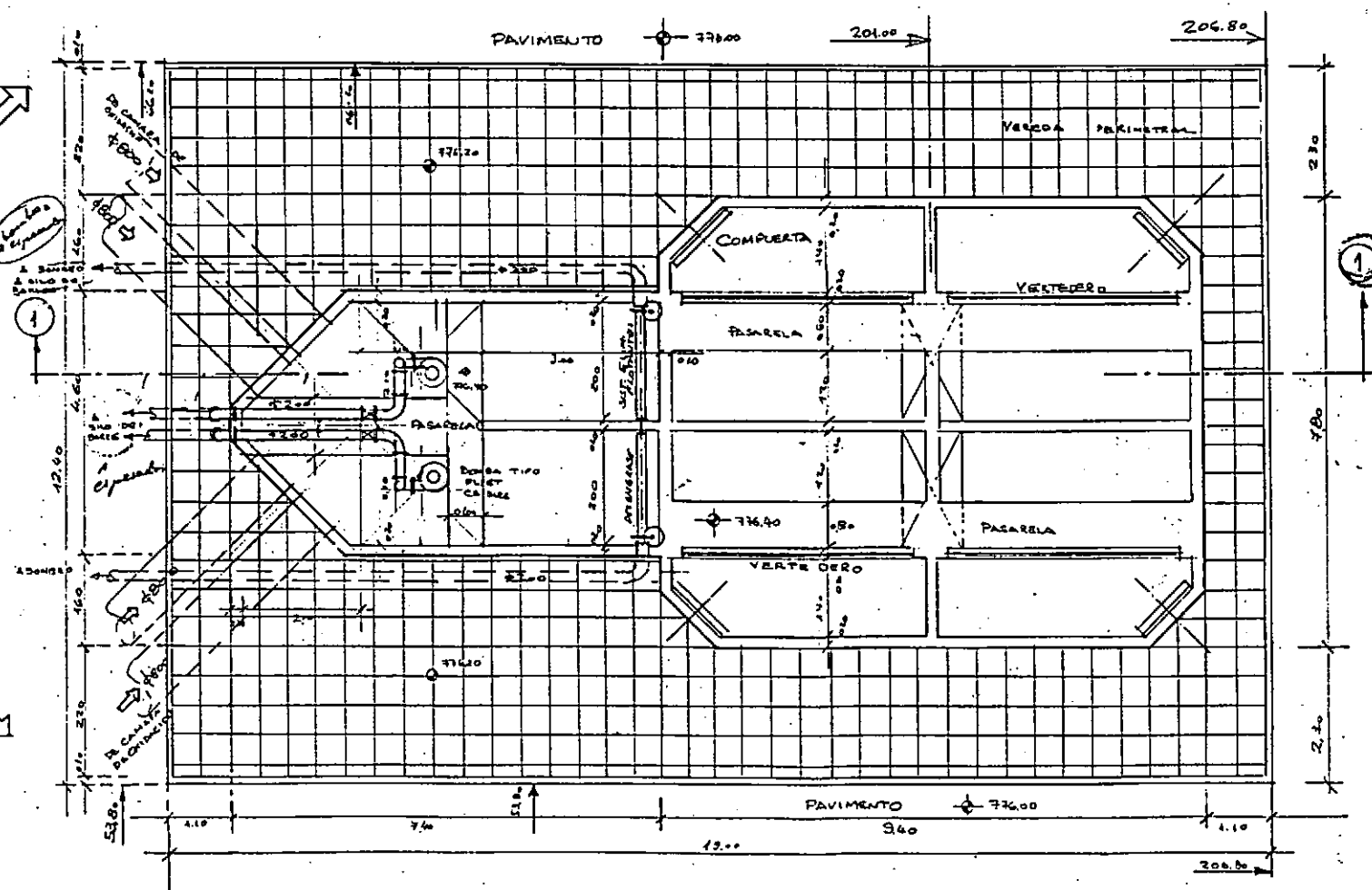
CORTE ②-② ESCALA 1:50

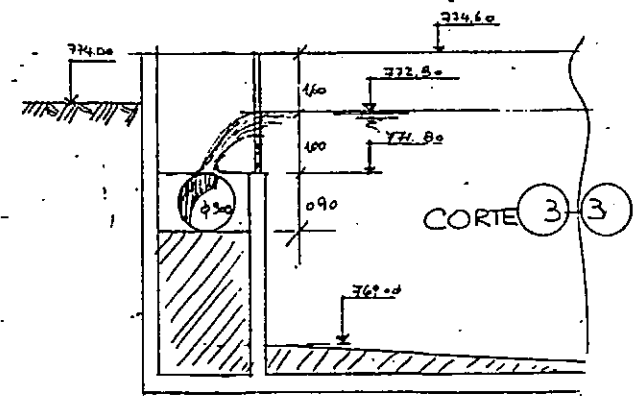
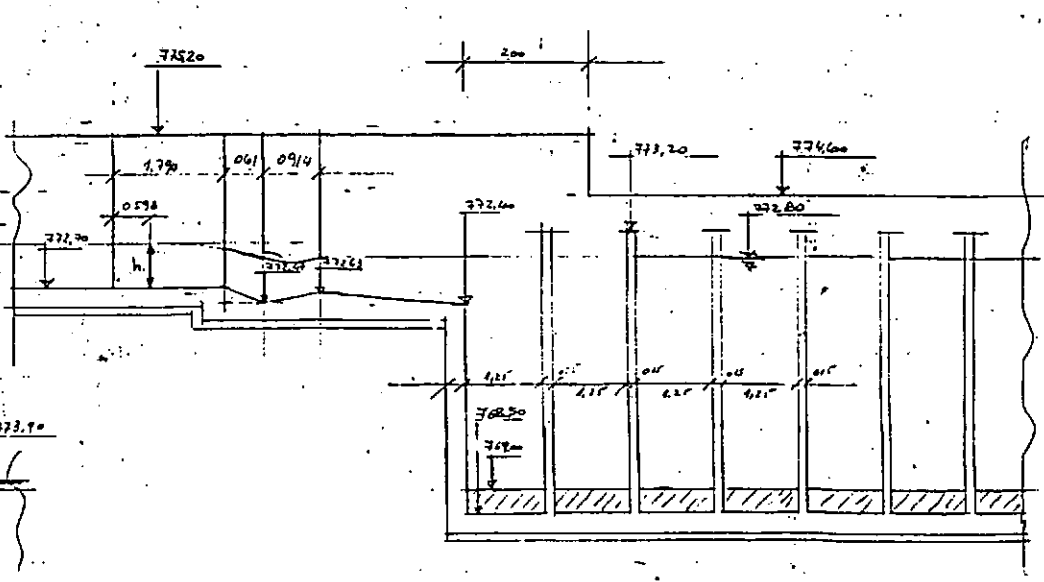
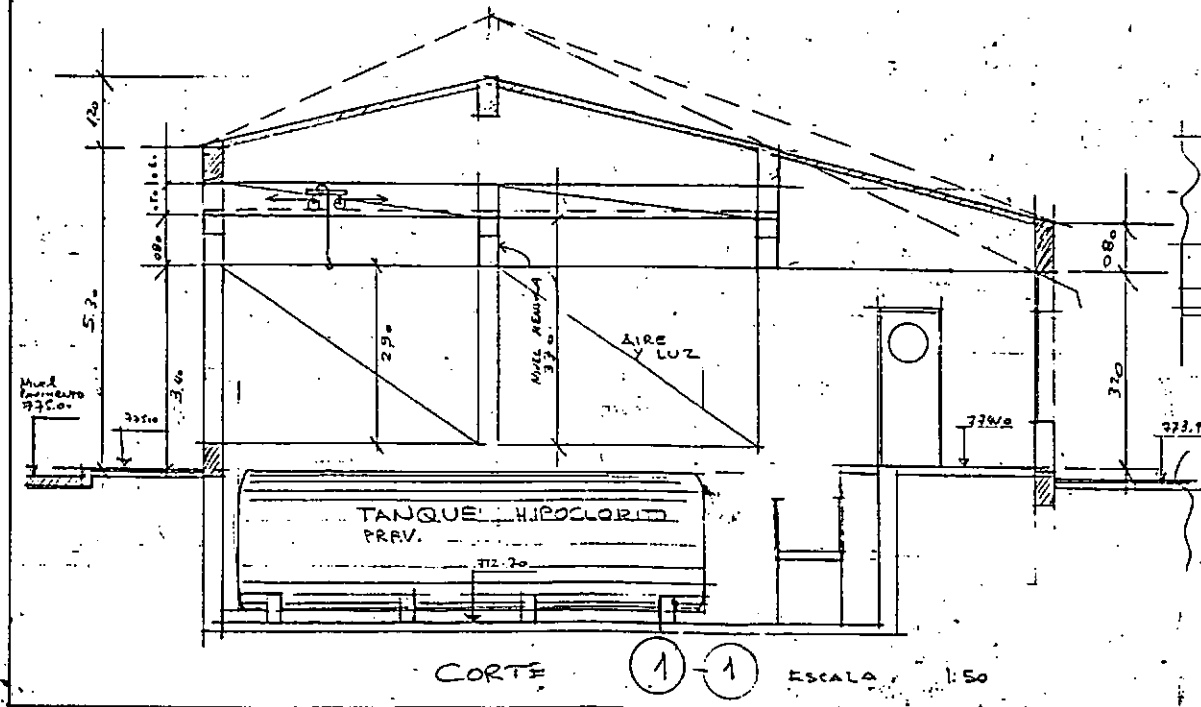
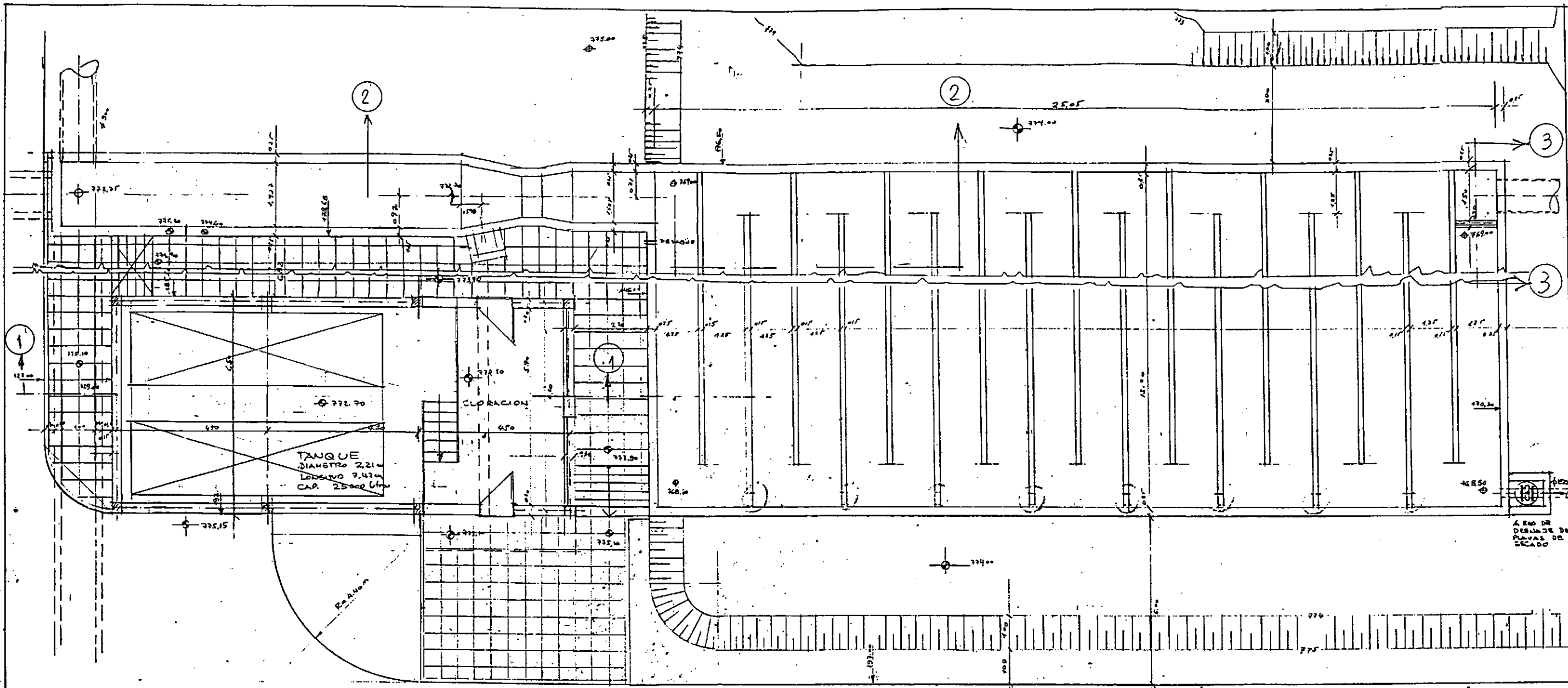


PLANTA SUPERIOR ESCALA 1:50

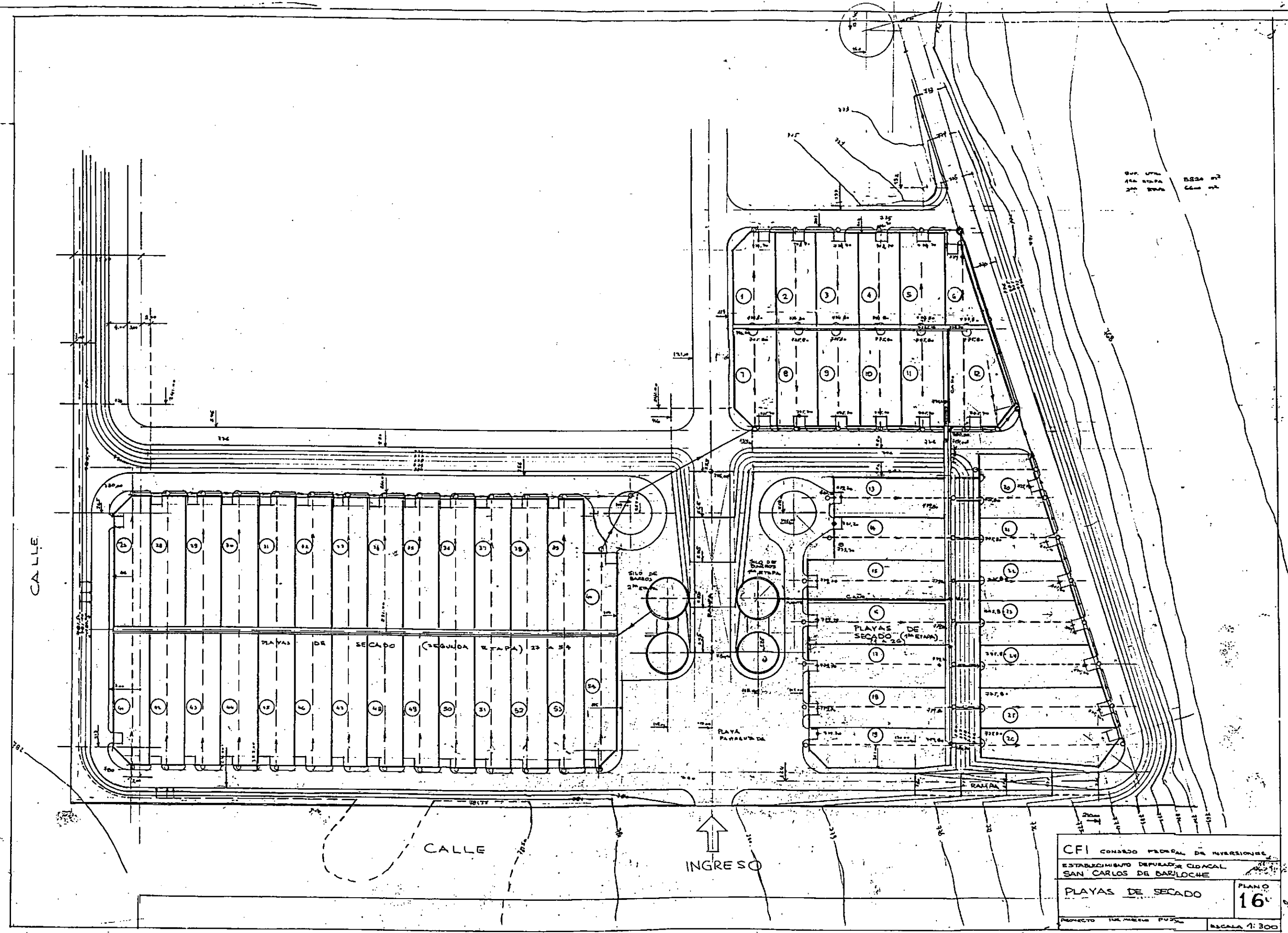


PLANTA SECCION INTERMEDIA ESCALA 1:50

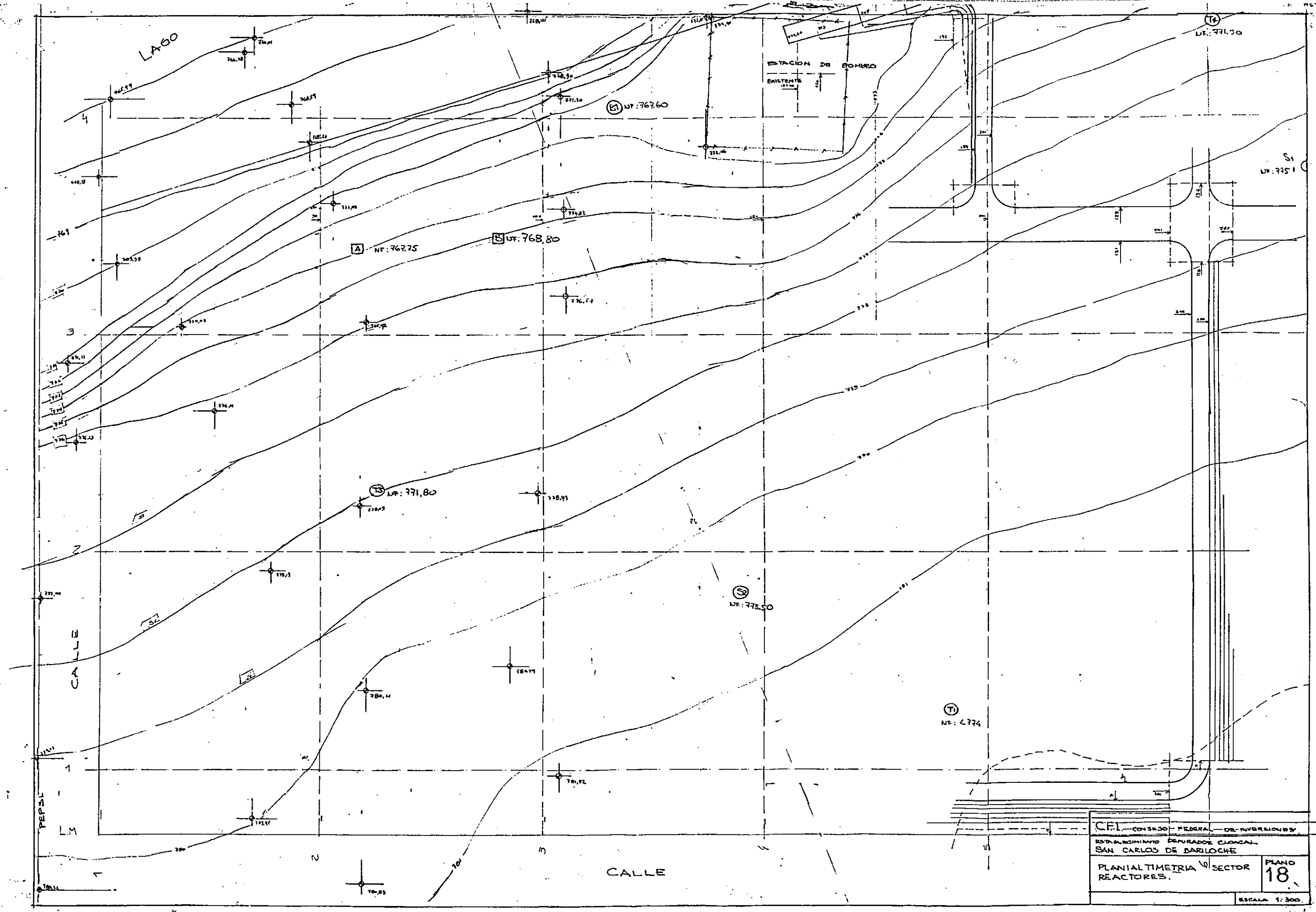




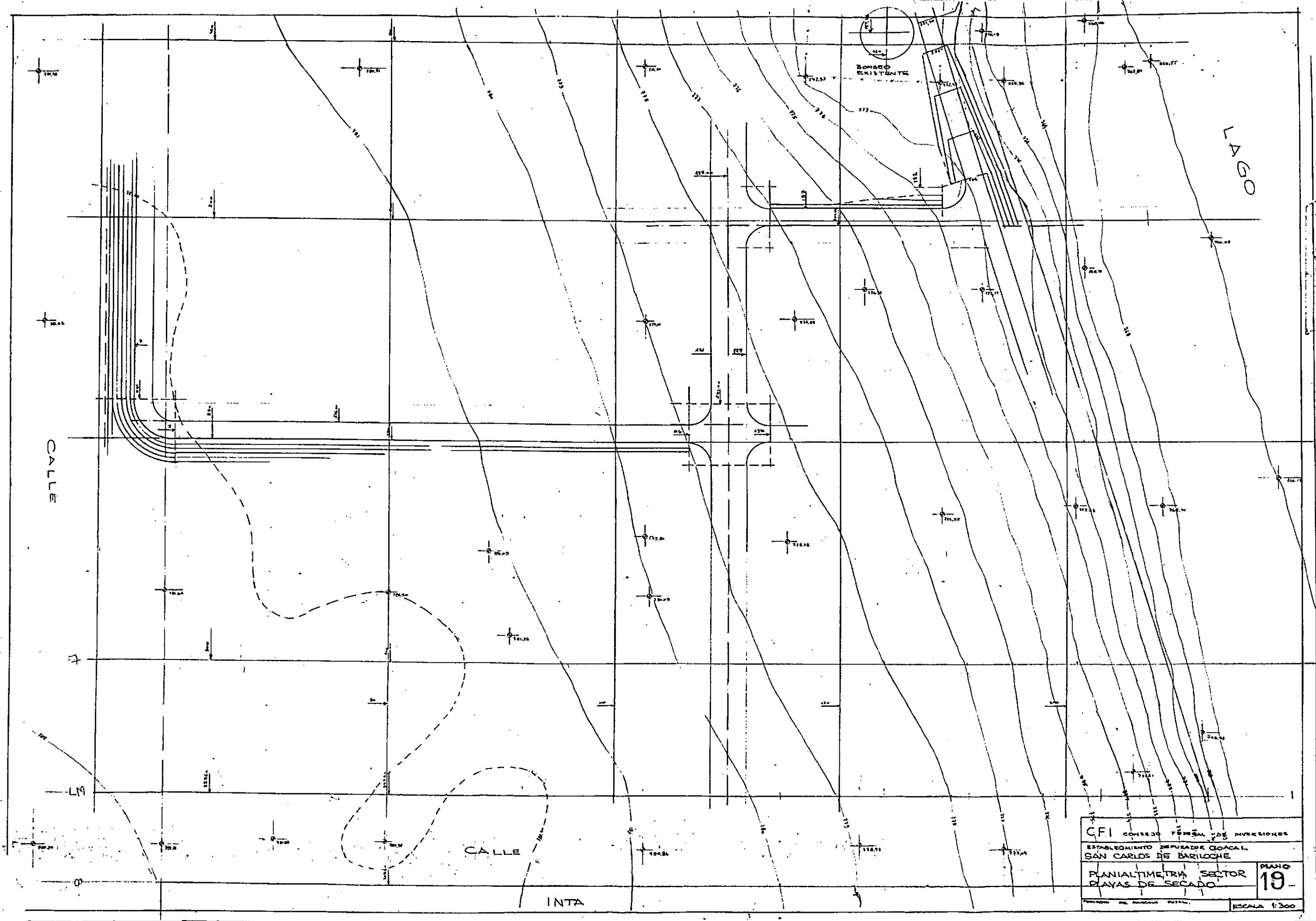
C.F.I. CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES	
SAN CARLOS DE BARILOCHE	
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL	
APORADOR GENERAL Y CAMARA DE CLORACION	
V.º	FECHA DIC. 1989
PROYECTO	MO. MARCELO J. PUJOL
MO. 8/20	
PLANO 13	
BIS	
ESCALA 1:50	



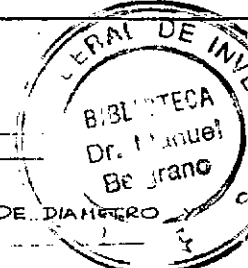
CFI CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES	
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CIUDADAL	
SAN CARLOS DE BARILOCHE	
PLAYAS DE SECADO	PLANO 16
PROYECTO INGENIERIA PUZOS	ESCALA 1:300



CFI - CONSTRUCCION FEDERAL DE INVERSIONES
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLORAL
SAN CARLOS DE BARILOCHE
PLANIALTIMETRIA 1/9 SECTOR
REACTORES.
PLANO 18
ESCALA 1:300



CFI CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES	
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR LOCAL	
SAN CARLOS DE BARILOCHE	
PLANIALTIMETRIA SECTOR	PLANO 19
PLAYAS DE SECADO	
ESCALA 1:300	

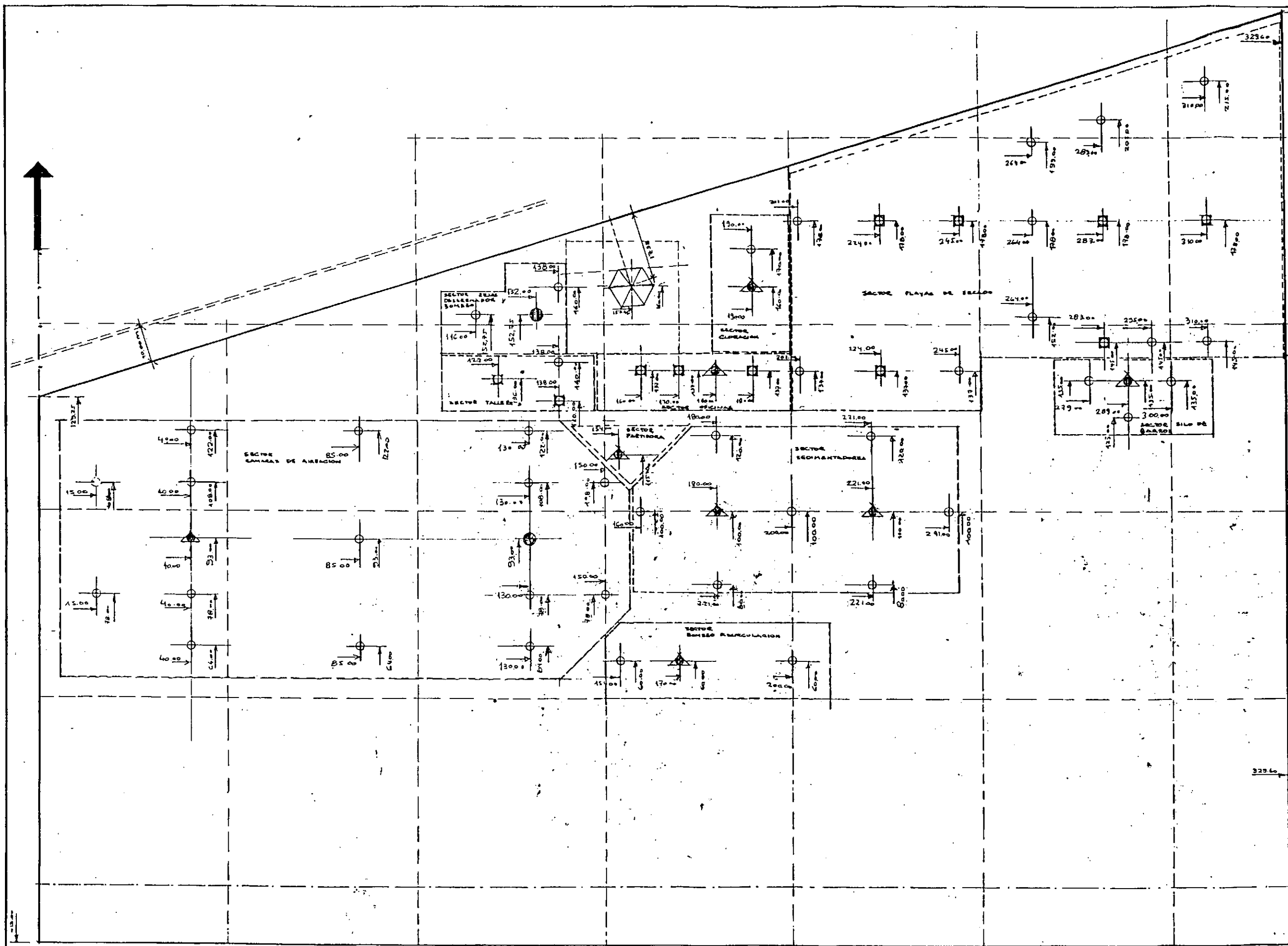


REFERENCIAS

- ① EXCAVACIONES DE 1,2 m DE DIAMETRO Y 3 m DE PROFUNDIDAD
- ② EXCAVACIONES DE CONTROL DE PROFUNDIDAD MINIMA 4 metros O HASTA LA NAPA FREATICA
- CALICATAS
- ▲ SONDEO CON EQUIPO TERZASHI

NOTA:

SE NIVELARA EL TERRENO NATURAL EN LA TOTALIDAD DE LAS PROSECCIONES. LA NIVELACION SE REFERIRA AL CERO UTILIZADO EN EL PROYECTO HIDRAULICO SANITARIO.



C.F.I. CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
SAN CARLOS DE BARILOCHE		
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR		
ESTUDIOS DE SANITARIA - URBANA - Y NUMERO		
V.O.	PROYECTO	FECHA
	ING. MARCELO J. PUJOL	DICIEMBRE 05
DIBUJO	PLANO 20	
	ESCALA 1:500	

ANEXO I

Hipótesis de trabajo para el Proyecto "Provisión y Distribución de Agua Potable a San Carlos de Bariloche", realizado - por la firma Rómulo S. Noya y Asociados S.A.

PROVINCIA DE RIO NEGRO

Cuadro Nº 10

DEPARTAMENTO PROVINCIAL DE AGUAS

PLAN DIRECTOR DEL SISTEMA DE PROVISION DE AGUA POTABLE A LA CIUDAD DE SAN CARLOS DE BARILOCHE

DEMANDA TOTAL DEL PROYECTO

AÑO	POBLACION ESTABLE						POBLACION FLOTANTE (90% de Plazas Totales)						POBLACION TOTAL EQUIVALENTE (Hab)	COBERTURA SERVICIO (%)	POBLACION SERVIDA EQUIVALENTE (Hab)	DOTACION DE CALCULO (l/Hab día)	CAUDAL MEDIO ANUAL (m3/día)	CAUDAL MAXIMO DIARIO (m3/día)	CAUDAL MAXIMO HORARIO (m3/día)
	Casco Urbano	Area A	Area B1	Area B2	Area B3	TOTAL	Casco Urbano	Area A	Area B1	Area B2	Area B3	TOTAL							
1990	49,210	9,981	3,000	4,631	6,012	72,834	20,968	2,467	0	1,233	0	24,668	89,855	75	67,391	290	19,543	29,315	43,973
1991	49,948	10,729	3,300	4,895	6,132	75,005	21,216	2,496	0	1,248	0	24,960	92,227	76	70,069	291	20,387	30,580	45,870
1992	50,697	11,534	3,630	5,124	6,255	77,241	21,467	2,525	0	1,263	0	25,255	94,667	77	72,957	292	21,268	31,901	47,852
1993	51,458	12,399	3,993	5,313	6,380	79,543	21,721	2,555	0	1,278	0	25,554	97,175	78	75,759	293	22,187	33,281	49,922
1994	52,230	13,329	4,392	5,455	6,508	81,914	21,977	2,586	0	1,293	0	25,856	99,754	79	78,780	294	23,148	34,722	52,083
1995	53,013	14,329	4,832	5,545	6,638	84,356	23,583	2,775	0	1,387	0	27,745	103,500	80	82,800	295	24,409	36,614	54,921
1996	53,543	15,045	5,121	6,357	6,804	86,870	23,833	2,804	0	1,402	0	28,039	106,217	81	86,010	296	25,439	38,158	57,237
1997	54,079	15,797	5,429	7,191	6,974	89,459	24,085	2,834	0	1,417	0	28,335	109,011	82	89,349	297	26,513	39,770	59,655
1998	54,619	16,587	5,754	8,017	7,148	92,126	24,340	2,864	0	1,432	0	28,635	111,884	83	92,823	298	27,635	41,452	62,178
1999	55,166	17,417	6,100	8,863	7,327	94,872	24,597	2,894	0	1,447	0	28,938	114,839	84	96,437	299	28,805	43,207	64,811
2000	55,717	18,288	6,466	9,719	7,510	97,700	26,200	3,082	0	1,541	0	30,824	118,969	85	101,123	300	30,304	45,456	68,184
2001	56,274	19,202	6,854	9,900	7,698	99,928	26,451	3,112	0	1,556	0	31,119	121,400	85	103,781	301	31,203	46,804	70,206
2002	56,837	20,162	7,265	10,052	7,890	102,206	26,704	3,142	0	1,571	0	31,416	123,893	86	106,512	302	32,129	48,193	72,290
2003	57,406	21,170	7,701	10,172	8,087	104,536	26,959	3,172	0	1,586	0	31,717	126,421	86	109,316	303	33,093	49,625	74,437
2004	57,980	22,229	8,163	10,259	8,290	106,920	27,217	3,202	0	1,601	0	32,020	129,014	87	112,198	304	34,067	51,100	76,651
2005	58,539	23,340	8,653	10,309	8,497	109,358	28,817	3,390	0	1,695	0	33,902	132,750	87	116,109	305	35,370	53,055	79,583
2006	58,706	23,807	8,999	11,588	8,752	111,851	29,068	3,420	0	1,710	0	34,198	135,448	88	119,147	306	36,415	54,625	81,934
2007	58,853	24,283	9,359	12,893	9,014	114,401	29,322	3,450	0	1,725	0	34,496	138,204	88	122,269	307	37,492	56,238	84,357
2008	59,000	24,769	9,733	14,223	9,285	117,009	29,578	3,480	0	1,740	0	34,793	141,020	89	125,475	308	38,602	57,903	86,854
2009	59,147	25,264	10,122	15,581	9,563	119,677	29,836	3,510	0	1,755	0	35,101	143,897	89	128,769	309	39,745	59,618	89,427
2010	59,295	25,769	10,527	16,964	9,850	122,406	31,433	3,698	0	1,849	0	36,980	147,922	90	133,130	310	41,226	61,840	92,759
2011	59,443	26,285	10,948	17,946	10,146	124,768	31,685	3,728	0	1,864	0	37,277	150,489	90	136,175	311	42,308	63,462	95,193
2012	59,592	26,810	11,386	18,938	10,450	127,176	31,940	3,758	0	1,879	0	37,576	153,104	91	139,292	312	43,418	65,128	97,692
2013	59,741	27,347	11,842	19,938	10,764	129,631	32,196	3,788	0	1,894	0	37,878	155,767	91	142,482	313	44,559	66,839	100,258
2014	59,890	27,894	12,315	20,942	11,087	132,133	32,455	3,818	0	1,909	0	38,182	158,478	92	145,749	314	45,730	68,595	102,893
2015	60,040	28,451	12,808	21,964	11,419	134,683	34,049	4,006	0	2,003	0	40,058	162,323	92	150,094	315	47,248	70,873	106,309
2016	60,190	29,020	13,320	22,990	11,762	137,282	34,302	4,036	0	2,018	0	40,356	165,128	93	153,515	316	48,484	72,726	109,090
2017	60,341	29,601	13,853	24,023	12,115	139,932	34,557	4,066	0	2,033	0	40,656	167,984	93	157,017	317	49,753	74,630	111,945
2018	60,491	30,193	14,407	25,063	12,478	142,632	34,814	4,096	0	2,048	0	40,958	170,893	94	160,603	318	51,057	76,585	114,877
2019	60,643	30,797	14,983	26,110	12,852	145,385	35,073	4,126	0	2,063	0	41,262	173,856	94	164,273	319	52,395	78,593	117,889
2020	60,794	31,413	15,583	27,163	13,238	148,191	36,466	4,314	0	2,157	0	43,137	177,956	95	169,058	320	54,098	81,148	121,722

TASAS DE CRECIMIENTO ANUAL ADOPTADAS (%)

	Casco Urbano	A	B1	B2	B3	TOTAL
1990/1995:	1.50	7.50	10.00	3.67	2.00	2.98
1995/2005:	1.00	5.00	6.00	6.40	2.50	2.63
2005/2020:	0.25	2.00	4.00	6.67	3.00	2.05

ANEXO II

Cómputos, Análisis de Precios y Presupuestos para el Análisis
Comparativo de Alternativas.

Análisis Comparativo de las Alternativas Reactor con airesador horizontal y Reactor con airesador vertical.

A. - Estructuras de hormigón armado. Predimensionado.

1. - Hipótesis Generales de cálculo.

Consideraremos que los materiales utilizados responden a las siguientes características:

Acero: $\sigma_{ek} = 4400 \text{ kg/cm}^2$ especial

Hormigón:

- En tracción $\sigma_{bk} = 17 \text{ kg/cm}^2$

- En compresión $\sigma'_{bk} = 170 \text{ kg/cm}^2$

Con respecto a los coeficientes de seguridad adoptamos, según el PRAEH -

- Seguridad a flexión

$$\eta_{\text{flexión}} = \frac{1,75 + 2}{2} \times 1,20 \approx 2,20$$

- Seguridad a tracción

$$\eta_{\text{tracción}} = 2,2$$

- Seguridad a la fisuración

$$\eta_{\text{fisuración}} = 1,3 \text{ cm } \sigma_{bk} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

— Seguridad a compresión simple

$$\delta_{comp} = \frac{2 \times 2,20}{2} \times 1,20 = 2,52 \approx 2,6$$

Acciones sísmicas.

Se considerará a estas estructuras hidráulicas como semirígidas según PRAEH.

$$Z_{ma} \text{ 3 : } C_0 = 0,10$$

Coefficiente por destino (instalación costera)
 $\delta_d = 1,3$

Característica de rigidez. Por predominar taligues, se adopta:

$$\delta_e = 1,3$$

Para la influencia del terreno se toma

$$S = 1,2$$

Por lo tanto:

$$C = 1,3 \times 1,3 \times 1,2 \times 0,10 = 0,20$$

La sobrepresión hidrostática debido al sismo será:

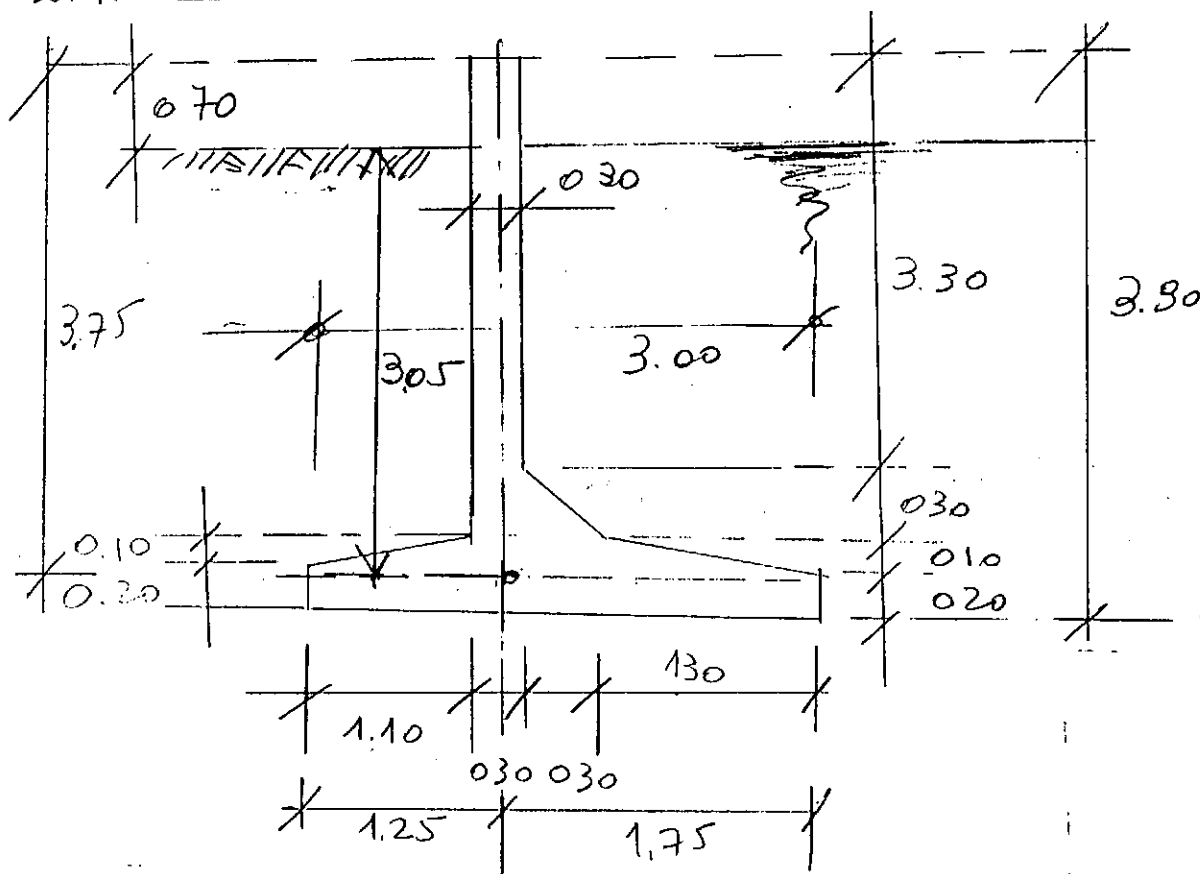
$$p = 0,743 \frac{dx^2}{dt^2} \frac{\gamma}{g} H$$

lo que representa un incremento del 10% de la presión hidrostática. Este estado se asimilará a una sobrepresión de un litro en

$$\gamma' = \gamma + 0,10 \gamma$$

2.- Alternativa con zireador horizontal tal.-

2.1.- Cálculo de los tabiques perimetrales



Carga a estado vacio

Empuje por carga exterior (estado vacio).

Empuje de suelos:

$$p = 0.65 \times 0.75 \times \gamma \times H$$

donde $H = 3.05$, $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

$$p = 2973 \text{ kg/m}^2$$

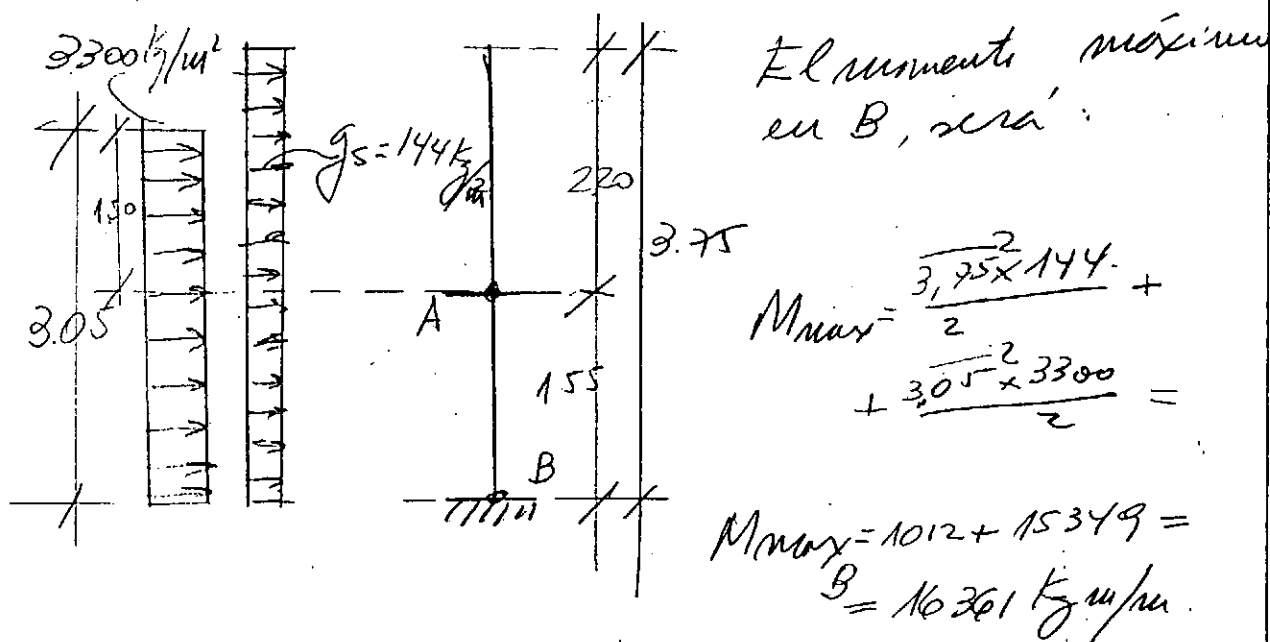
que en efecto sí mismo se toma

$$p \approx 3300 \text{ kg/m}^2$$

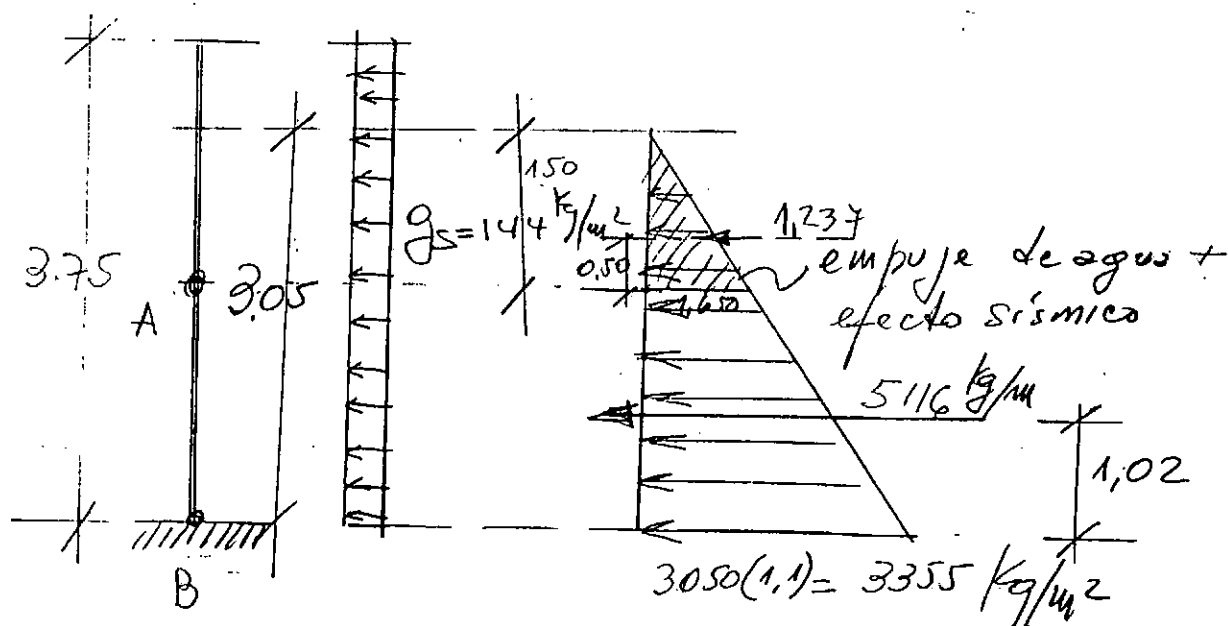
Empuje por efecto sísmico sobre el material del muro:

$$q_s = 0,20 \times 0,30 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}^2$$

No se considera efecto de la maza, por la ubicación asimétrica de la obra.



Empujes por cargas interiores



$$M_{\max_B} = \frac{3,75 \times 144}{2} + 5116 \times 1,02 = 10,12 + 5218 = 6230 \frac{\text{kgm}}{\text{m}}$$

PREDIMENSIONADO

Verificación del máximo momento

$$M = 16361 \text{ kgm/m (lado exterior)}$$

$$\text{Adoptamos } d = 30 \text{ cm}$$

$$h = 26 \text{ cm}$$

$$k_h = 26 \sqrt{\frac{100}{16,36}} = 6,28$$

$$k_e = 0,49 \quad F_e = 0,49 \frac{16,36}{0,26} = 30,83 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Anchura exterior

Para $M = 6230 \text{ kgm/m (lado interior)}$

$$k_h = 26 \sqrt{\frac{1}{6,23}} = 10,41 \quad ; \quad k_e = 0,446$$

$$F_e = 0,446 \frac{6,23}{0,26} = 10,68 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Para la cuneta media, calcularemos el momento en el punto A.

$$M_{A_E} = \frac{1,50^2 \times 3300}{2} + \frac{2,20^2 \times 144}{2} = 3712 + 348 = 4060 \text{ kgm/m}$$

$$k_h = 26 \sqrt{\frac{1}{4,06}} = 12,90 \quad ; \quad k_e = 0,441$$

$$F_{e_{\text{med. Ext.}}} = 0,441 \frac{4,06}{0,26} = 6,88 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$M_{A_I} = 1,237 \times 0,5 + 0,348 = 0,618 + 0,348 = 0,966 \text{ tm/m}$$

$$k_h = 26 \sqrt{\frac{1}{1,066}} \approx 26 \quad ; \quad k_e = 0,428$$

$$F_{med_{Int}} = 0,428 \frac{1,06}{0,26} = 1,745 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Cantidad mínima } 0,15 \times \frac{26 \times 100}{100} = 3,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto la cantidad media de acero será:

$$\text{Armadura exterior} = 6,88 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm} = 688 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura interior} = 3,90 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm} = 390 \text{ cm}^2$$

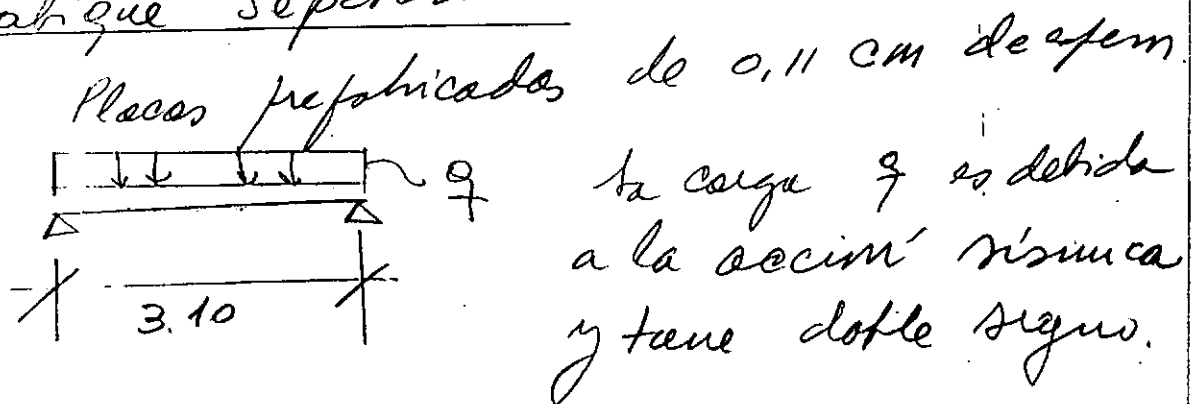
$$\text{Armadura horizontal} = 2 \times 3,90 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm} = 780 \text{ cm}^2$$

$$\text{Total} = 1858 \text{ cm}^2 \quad P = 14,50 \text{ kg}$$

$$\text{Volumen de hormigón} = 0,30 \text{ m}^3$$

$$\text{Cantidad} = \frac{14,50 \text{ kg}}{0,30 \text{ m}^3} \approx 50 \text{ kg/m}^3$$

2.2. Tabique separador



Carga q :

$$\text{Debido al peso propio} : 0,20 \times 2400 \times 0,11 = 53$$

$$\text{Debido al oleaje sísmico} : 0,10 \times 2600 = 260 \text{ kg/m}^2$$

$$= 313 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Momento max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{313 \times 3,10^2}{8} = 376 \text{ kgm/m}$$

$$\text{Predimensionado} : \text{con } d = 0,11 \text{ m } h = 0,09 \text{ m}$$

Cargas a estado nocio.

Empuje por carga exterior

Empuje de suelo

$$p = 0,65 \times 0,75 \times \gamma \times H$$

$$\text{donde } H = 3,70, \quad \gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

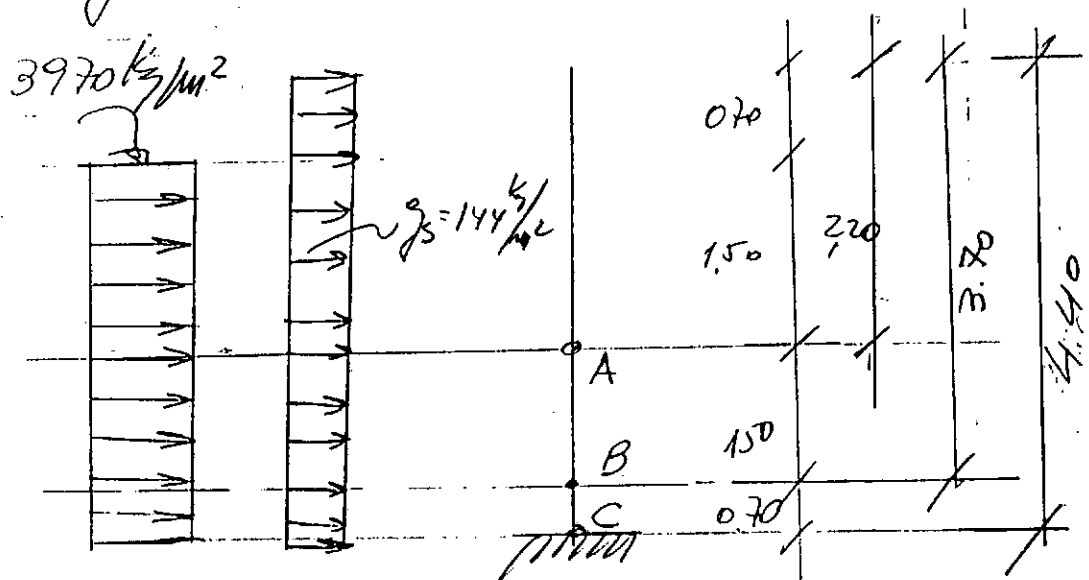
$$p = 3607 \text{ kg/m}^2$$

que con efecto sísmico se toma

$$p = 3970 \text{ kg/m}^2$$

Empuje por efecto sísmico sobre el material del muro:

$$q_s = 0,20 \times 0,30 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}^2$$



El momento máximo en A será:

$$M_{A_E} = \frac{2,20^2 \times 144}{2} + \frac{1,50^2 \times 3970}{2} = 348 + 4466 = 4814 \text{ kgm/m}$$

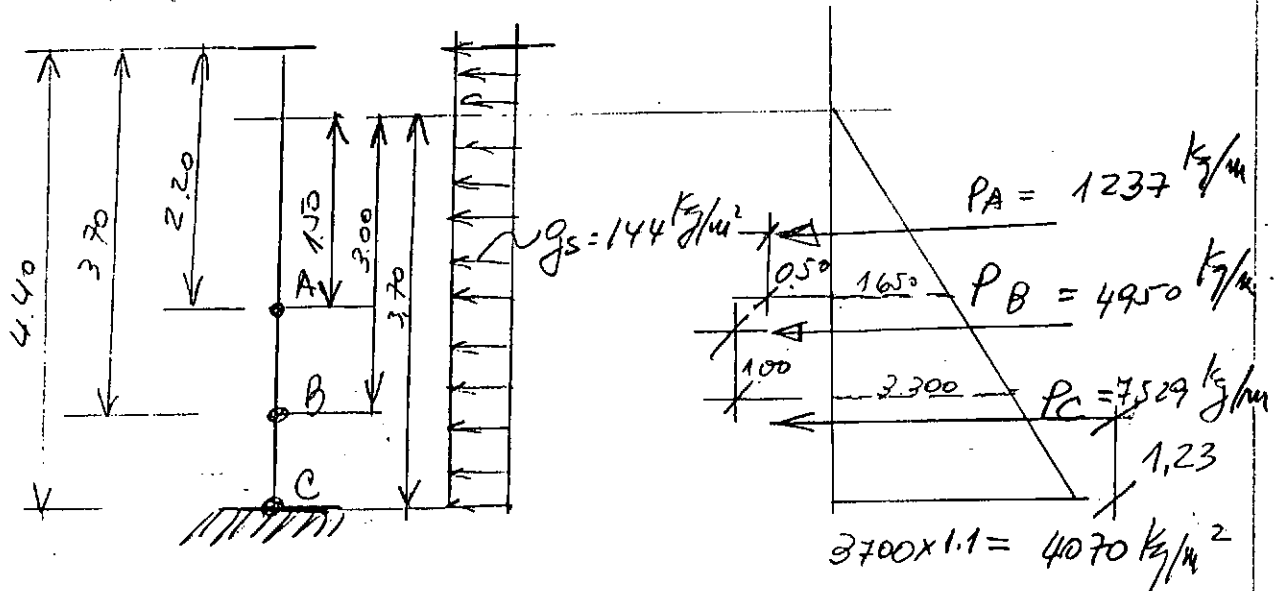
El momento máximo en B resulta

$$M_{B_E} = \frac{3,20^2 \times 144}{2} + \frac{3,00^2 \times 3970}{2} = 986 + 17865 = 18851 \text{ kgm/m}$$

El momento máximo en C es:

$$M_{CE} = \frac{4.40^2 \times 144}{2} + \frac{3.70^2 \times 3920}{2} = 1394 + 27174 = 28568 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Empujes por cargas interiores



Momentos:

$$M_{AI} = \frac{2.20^2 \times 144}{2} + 1237 \times 0.5 = 348 + 618 = 966 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_{BI} = \frac{3.70^2 \times 144}{2} + 4950 \times 1 = 986 + 4950 = 5936 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_{CI} = \frac{4.40^2 \times 144}{2} + 7529 \times 1.23 = 1394 + 9260 = 10654 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

PREDIMENSIONADO.

Sección B

$$M_{BE} = 18851 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \text{ (Lodo exterior)}$$

Adoptamos $d = 30 \text{ cm}$

$$h = 26 \text{ cm}$$

$$k_h = 26 \sqrt{\frac{1}{18.85}} = 5.988$$

$$k_e = 0.5049$$

$$F_e = 0,5049 \frac{18,85}{0,26} = 36,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura exterior.

$$M_{0I} = 5936 \text{ kgm/m (lado interior)}$$

$$k_h = 26 \sqrt{\frac{1}{5,936}} = 10,671; \quad k_e = 0,4485$$

$$F_e = 0,4485 \frac{5,936}{0,26} = 10,23 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Armadura interior

Sección C

$$M_{CE} = 28568 \text{ kgm/m (lado exterior)}$$

Adoptamos $d = 50 \text{ cm}.$
 $h = 44 \text{ cm}.$

$$k_h = 44 \sqrt{\frac{1}{28,568}} = 8,232; \quad k_e = 0,4630$$

$$F_e = 0,4630 \times \frac{28,568}{0,44} = 30,06 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Armadura exterior

$$M_{CI} = 10654 \text{ kgm/m (lado interior)}$$

$$k_h = 44 \sqrt{\frac{1}{10,654}} = 13,48; \quad k_e = 0,4413$$

$$F_e = 0,4413 \times \frac{10,654}{0,44} = 10,68 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Armadura interior

Para obtener la cantidad media, utilizamos los valores de armadura correspondientes a la sección A

$$M_{AE} = 4814 \text{ kg/m} \quad d = 30 \quad h = 26 \text{ cm.}$$

$$K_h = 26 \sqrt{\frac{1}{4,814}} = 11,05 ; K_e = 0,4413$$

$$F_{eE} = 0,4413 \times \frac{4,814}{0,26} = 8,14 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (armadura exterior)}$$

Armadura interior, cantidad mínima

$$F_{eI} = 0,15 \times 26 = 3,9 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Por lo tanto la cantidad media de acero má:

$$\text{Armu. exterior} = 8,17 \text{ cm}^2 \times 100 = 817 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armu. interior} = 3,9 \text{ cm}^2 \times 100 = 390 \text{ cm}^2$$

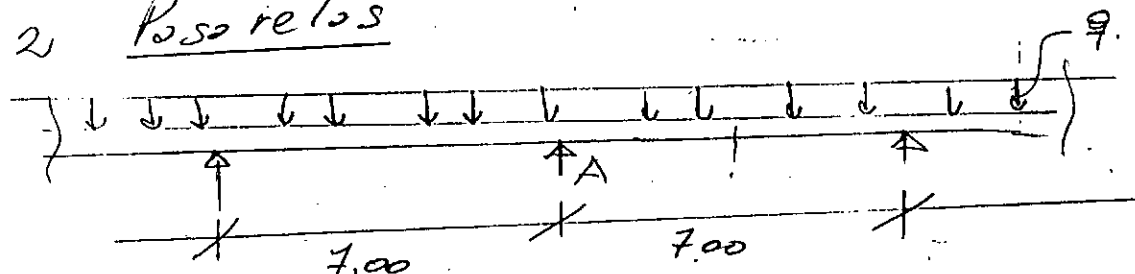
$$\text{Armu. horizontal} = 2 \times 3,9 \text{ cm}^2 \times 100 = 780 \text{ cm}^2$$

$$\text{Total} = 1987 \text{ cm}^2$$

$$P = 15,50 \text{ kg}$$

$$\text{Cantidad} = \frac{15,50 \text{ kg/m}}{0,30 \text{ m}^3} = 52 \text{ kg/m}^3$$

3.2 Piso relos



$$\begin{aligned} \text{Bargas} \quad \text{Peso horizontal} &= 0,30 \times 2,44/\text{m} = 0,720 \\ \text{Solrecarga} &= 9,500 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Momentos máximo en Vigas.} \quad 1,22 \text{ t/m}^2$$

$$M_A = - \frac{9l^2}{12} = - \frac{1,22 \times 7^2}{12} = 4,98 \text{ tm}$$

Predimensionado

$$d = 60 \text{ cm} \quad h = 55 \text{ cm.} \quad b_0 = 20 \text{ cm}$$

$$K_h = 55 \sqrt{\frac{0,20}{4,98}} = 11$$

$$K_e = 0,4467$$

$$F_e = 0,4467 \times \frac{4,98}{0,55} = 4,04 \text{ cm}^2$$

Cantidad de hierro por metro de viga

Armadura principal : 404 cm^3

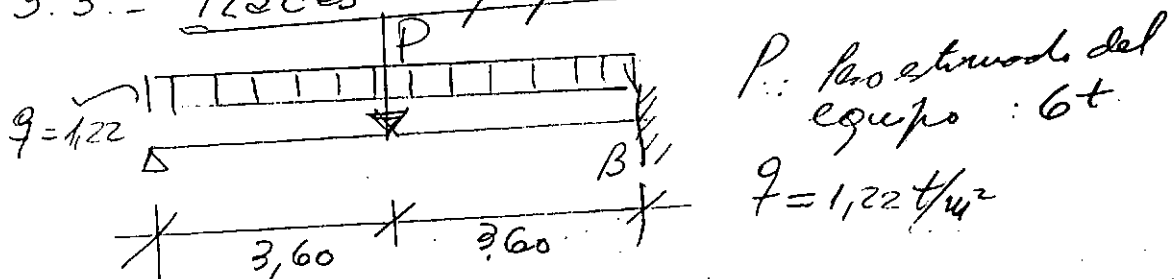
Armadura secundaria : 200 cm^3

Estribos $2 \text{ cm}^2/m \times 16 \times 100 = 320 \text{ cm}^3$

Total 924 cm^3 ; $P = 7,20 \text{ kg}$

$$\text{Cuentía} = \frac{7,20 \text{ kg}}{0,6 \times 0,2 \times 1} = 60 \text{ kg/m}^3$$

3.3.- Placas apoyos de equipos.



$$M_B = -(0,1875 \times 6 \times 7,2 + 1,22 \times \frac{7,2^2}{8}) = 8,1 + 7,90 = -16 \text{ tm/m}$$

Predimensionado

$$d = 30 \text{ cm} \quad h = 26 \text{ cm}$$

$$k_h = 26 \sqrt{\frac{1}{16}} = 6,5 \quad ; \quad k_e = 0,4897$$

$$F_e = 0,4897 \times \frac{16}{0,26} = 30,13 \text{ cm}^2/m$$

Determinación de la cuenta media:

$$\text{Armadura principal} : 30,13 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm} = 3013 \text{ cm}^3$$

$$\text{Armadura de refuerzo} : 10 \text{ cm}^2 \times 100 = 1000 \text{ cm}^3$$

$$\text{Total } 4013 \text{ cm}^3 ; \quad P = 31,30 \text{ kg}$$

$$\text{Cuentía} = \frac{31,30 \text{ kg}}{0,30 \text{ m}^3} = 100 \text{ kg/m}^3$$

B. - COMPUTOS METRICOS de las estructuras de HORMIGON ARMADO.

1. - ALTERNATIVA con director horizontal.

1.1 - Tabique perimetrales

$$\text{Volumen unitario} = 0,30 \times 3,90 + 0,25 \times 1,10 + 0,30 \times 0,45 + 1,30 \times 0,25 = 1,905 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Longitud} : 109,75 \times 2 + 13,575 \times 3,14 \times 4 + 8 \times 2 + 7,7 \times 2 + 17,50 \times 4 + 3 \times 12 = 637,152 \text{ m}$$

$$V_{1.1} = 1,905 \text{ m}^3/\text{m} \times 637,152 \text{ m} = \underline{\underline{1213,775 \text{ m}^3}}$$

$$\text{Cantidad} = 50 \text{ kg/m}^3$$

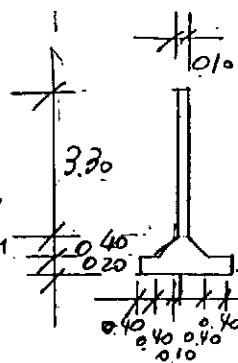
1.2 - Tabique separador circular

$$\text{Volumen unitario} : 0,10 \times 3,30 + 0,20 \times 1,70 + 0,50 \times 0,40 = 0,870 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Longitud} : 3,14 \times 7,00 \times 4 = 87,92 \text{ m}$$

$$V_{1.2} = 87,92 \text{ m} \times 0,87 \text{ m}^3/\text{m} = \underline{\underline{76,49 \text{ m}^3}}$$

$$\text{Cantidad} = 5,5 \text{ kg/m}^3$$



1.3 - Tabique separador prefabricado

$$\text{Volumen unitario} : 0,11 \times 3,30 + 0,20 \times 1,70 + 0,50 \times 0,40 = 0,903 \text{ m}^3/\text{m}$$

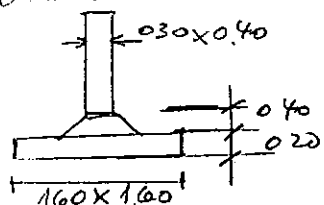
$$\text{Longitud} : 30 \times 4 = 120 \text{ m}$$

$$V_{1.3} = 0,903 \text{ m}^3/\text{m} \times 120 \text{ m} = 108,36 \text{ m}^3$$

$$\text{Cuentría : } 55 \text{ kg/m}^3$$

1.4 - Columnas intermedias

$$\text{Volumen unitario : } 0,40 \times 0,30 \times 3,30 + 0,70 \times 0,40 + 1,60 \times 1,60 \times 0,20 = 0,9504 \text{ m}^3$$



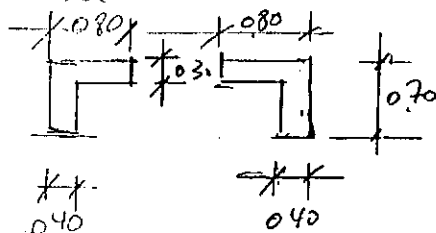
$$\text{Cantidad : } 9 \times 4 = 36$$

$$V_{1.4} = 36 \times 0,9504 = \underline{\underline{34,214 \text{ m}^3}}$$

$$\text{Cuentría : } 80 \text{ kg/m}^3$$

1.5 - Paseres del puente alrededor

$$\text{Volumen unitario : } 0,80 \times 0,30 \times 2 + 0,40 \times 0,40 \times 2 = 0,48 + 0,32 = 0,80 \text{ m}^3/\text{m}$$



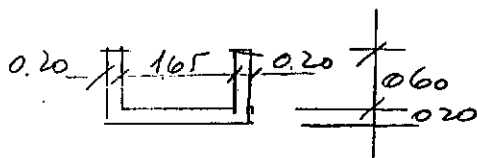
$$\text{Longitud} = 13,575 \times 8 = 108,60 \text{ m}$$

$$V_{1.5} = 108,60 \text{ m} \times 0,80 \text{ m}^3/\text{m} = \underline{\underline{86,88 \text{ m}^3}}$$

$$\text{Cuentría : } 60 \text{ kg/m}^3$$

1.6 - Consolas de ingreso

$$\text{Volumen unitario : } 2,05 \times 0,20 + 2 \times 0,60 \times 0,20 = 0,65 \text{ m}^3/\text{m}$$



$$\text{Longitud} = 24 \text{ m}$$

$$V_{1.6} = 0,65 \times 24 = \underline{\underline{15,60 \text{ m}^3}}$$

$$\text{Cuentría : } 60 \text{ kg/m}^3$$

1.7. - Lossa de fons

$$\begin{aligned}
 \text{Superficie: } & 13,575 \times 3,14 \times 2 + 13,575 \times 109,75 \times 4 \\
 & - 109,75 \times 2 \times 1,60 - 109,75 \times 3,00 \\
 & - 13,575 \times 3,14 \times 4 \times 1,60 - 120 \times 1,70 \\
 & - 87,92 \times 1,70 = 5809,989 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$V_{1.7} = 5809,989 \times 0,11 = \underline{\underline{639,098 \text{ m}^3}}$$

Cuantia 40 kg/m^3

1.8. - Resumen de la alternativa

Tipo	Volumen V (m^3)	Cuantia μ (kg/m^3)	$V \times \mu$ (kg)
$V_{1.1}$	1213,775	50	60688
$V_{1.2}$	76,49	55	4207
$V_{1.3}$	108,36	55	5960
$V_{1.4}$	34,214	80	2737,
$V_{1.5}$	86,88	60	5213
$V_{1.6}$	15,60	60	936
$V_{1.7}$	639,098	40	25563
	2174,417		105304
			TOTALES

(52) 1535

(40) 679

Volumen total de H.O.A.O. = 2174,417 m^3

Cuantia media: $\frac{105,304 \text{ kg}}{2174,417 \text{ m}^3} = 48,42 \text{ kg/m}^3$

2.- Alternativas con alicata vertical.

2.1.- Tabiques perimetrales

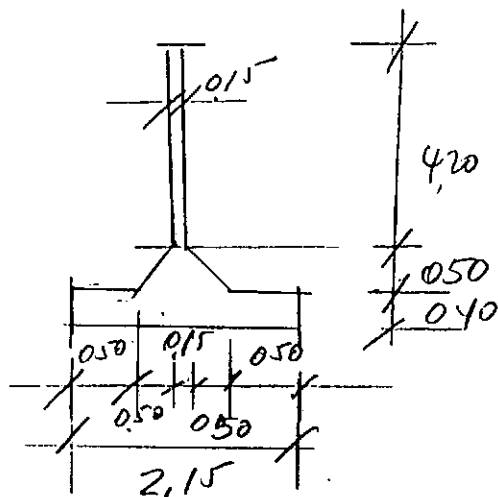
$$\begin{aligned} \text{Volumen unitario: } & 0,30 \times 4,60 + 0,50 \times 0,25 + \\ & + 2,10 \times 0,40 + 0,10 \times 0,25 + 1,10 \times 0,30 = \\ & = 2,700 \text{ m}^3/\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Longitud: } & 92 \times 3 + 3,14 \times 14,30 \times 2 + 3,14 \times 7,22 \times 4 \\ & = 456,487 \text{ m} \end{aligned}$$

$$V_{2.1} = 2,700 \text{ m}^3/\text{m} \times 456,487 \text{ m} = 1232,515 \text{ m}^3$$

Cuanta: 52 kg/m^3 .

2.2.- Tabique separador circular



$$\begin{aligned} \text{Volumen unitario: } & 0,15 \times 4,20 + 0,65 \times 0,50 \\ & + 2,15 \times 0,40 = 1,815 \text{ m}^3/\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Longitud: } & 3,14 \times 7,15 \times 2 = 44,902 \text{ m} \end{aligned}$$

$$V_{2.2} = 1,815 \text{ m}^3/\text{m} \times 44,902 \text{ m} = 81,497 \text{ m}^3$$

Cuanta: 52 kg/m^3 .

2.3 - Tobiques intermedios rectos

$$\text{Volumen unitario: } 0,15 \times 3,95 + 0,65 \times 0,50 + 2,15 \times 0,40 = 1,777 \text{ m}^3/\text{m}$$

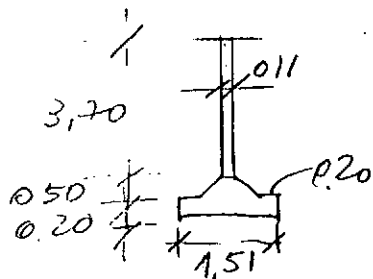
$$\text{Longitud: } 10,35 \times 12 = 124,20 \text{ m}$$

$$V_{2.3} = 1,777 \text{ m}^3/\text{m} \times 124,20 \text{ m} = 220,703 \text{ m}^3$$

$$\text{Cantidad} = 52 \text{ kg/m}^3$$

2.4 - Tobique separador prefabricado

$$\text{Volumen unitario: } 0,11 \times 3,70 + 1,51 \times 0,20 + 0,61 \times 0,50 = 1,014 \text{ m}^3/\text{m}$$



$$\text{Longitud} = 26 \times 3 \times 6 = 468 \text{ m}$$

$$V_{2.4} = 1,014 \text{ m}^3/\text{m} \times 468 \text{ m} = 474,552 \text{ m}^3$$

$$\text{Cantidad: } 55 \text{ kg/m}^3$$

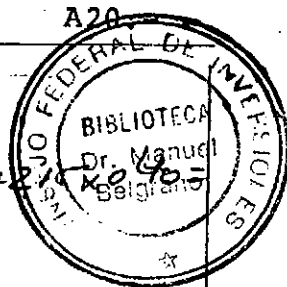
2.5 - Columnas intermedias

$$\text{Volumen unitario: } 0,40 \times 0,3 \times 3,70 + 0,80 \times 0,50 + 1,20 \times 1,60 \times 0,4 = 1,612 \text{ m}^3$$

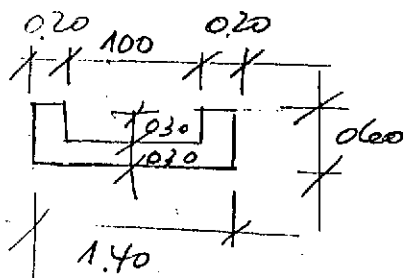
$$\text{Cantidad: } 25 \times 6 = 150$$

$$V_{2.5} = 1,612 \times 150 = 241,80 \text{ m}^3$$

$$\text{Cantidad: } 80 \text{ kg/m}^3$$



2.6.- Parapetos del puente circundor



Volumen unitario:

$$1.40 \times 0.30 + 0.20 \times 0.30 \times 2 =$$

$$= 0.54 \text{ m}^3/\text{m}$$

Longitud : $57.80 \times 2 + 8.00 = 123.6 \text{ m}$

$$V_{2.6} = 0.54 \text{ m}^3/\text{m} \times 123.6 \text{ m} = 66.744 \text{ m}^3$$

Quantía : $60 \text{ kg}/\text{m}^3$

2.7.- Placa apoyo de equipos

Volumen de hormigón: $\left[\frac{6.00 + 2.50}{2} \times 9 \times 6 + \right.$

$$+ 2.50 \times 7.30 \times 2 \left. \right] 0.30 + 0.30 \times 0.20 (9.50 \times 12 +$$

$$+ 7.3 \times 4) = 79.80 \text{ m}^3 + 8.592 = 88.392 \text{ m}^3$$

$$V_{2.7} = 88.392 \text{ m}^3$$

Quantía = $100 \text{ kg}/\text{m}^3$

2.8.- Losas de fondo

$$\text{Superficie} = 4 \times 92 \times 8 + 3.14 \times 5^2 \times 2 +$$

$$+ 3.14 \times 6^2 + 3.14 (12^2 - 8^2) = 3465.24 \text{ m}^2$$

$$V_{2.8} = 3465.24 \times 0.11 = 381.176 \text{ m}^3$$

Quantía : $40 \text{ kg}/\text{m}^3$

2.9.- Resumen de la alternativa equipo vertical

Tipo	Volumen (m ³) V	Cuanta (Kg/m ³)/μ	V × μ (Kg)
V _{2.1}	1232,515	52	64090,78
V _{2.2}	81,497	52	4237,844
V _{2.3}	220,703	52	11476,556
V _{2.4}	474,552	55	26100,36
V _{2.5}	241,800	80	19344,00
V _{2.6}	66,744	60	4004,64
V _{2.7}	88,392	100	8839,20
V _{2.8}	381,176	40	15247,04
	2787,379		153340,42

381 (40)
2476 (57)

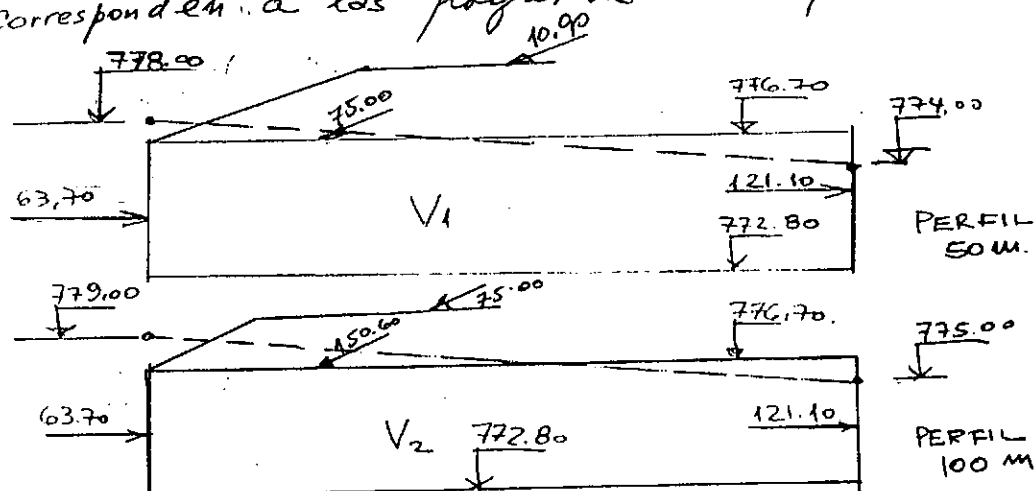
Volumen total de H₂O = 2787,379 m³

Cuanta media : $\frac{153340 \text{ Kg}}{2787,379 \text{ m}^3} = 55,01 \text{ Kg/m}^3$

C.- VOLUMENES DE LAS EXCAVACIONES

1.- Alternativa con director horizontal.

Para ello se tomarán dos perfiles de terreno que corresponden a los progresos 50 m y 100 m.



$$V_1 = (121,10 - 63,70) (75,00 - 10,90) (776,70 - 772,80) =$$

$$= 57,40 \times 64,10 \times 3,90 = 14.349 \text{ m}^3$$

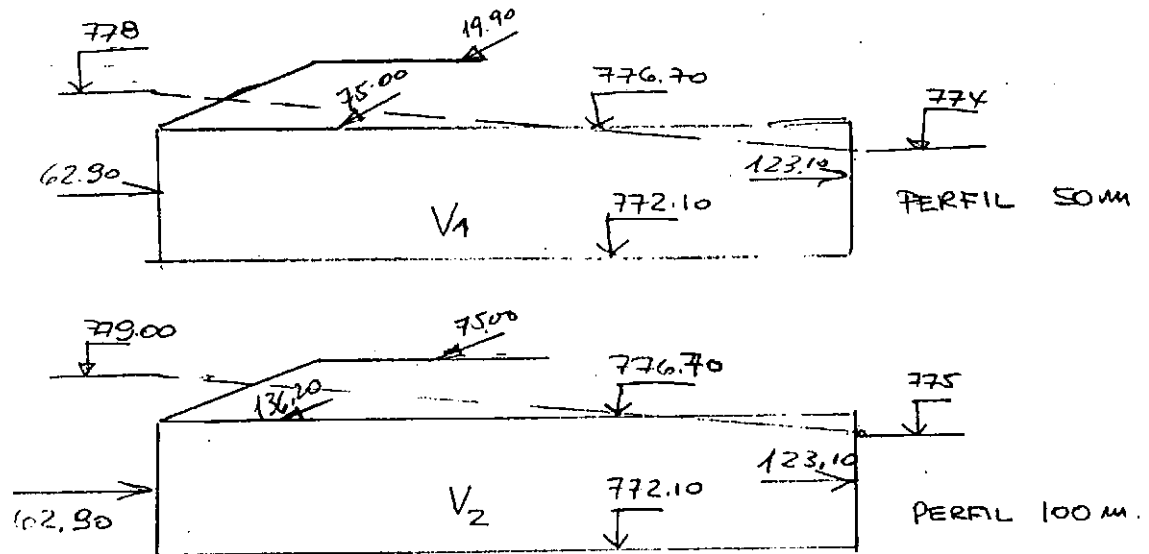
$$V_2 = (121,10 - 63,70) (150,60 - 75,00) (776,70 - 772,80) =$$

$$= 57,40 \times 75,60 \times 3,90 = 16.923 \text{ m}^3$$

$$V_T = 31272 \text{ m}^3$$

2.- Alternativa con aireador vertical.

Se tomaran para el terreno los perfiles correspondientes a las progresivas 50m y 100m.



$$V_1 = (123,10 - 62,90)(75,00 - 19,90)(776,70 - 772,10) =$$

$$= 60,20 \times 55,10 \times 4,60 = 15258 \text{ m}^3$$

$$V_2 = (123,10 - 62,90)(136,20 - 75,00)(776,70 - 772,10) =$$

$$= 60,20 \times 61,20 \times 4,60 = 16947 \text{ m}^3$$

$$V_{T2} = 32205 \text{ m}^3 -$$

D. ANALISIS DE PRECIOS

1. - ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

1.1 - INSUMOS BASICOS

1.1.1 - MANO DE OBRA

CATEGORIA	BASICO (A/DIA)	PREMIO POR ASISTENCIA 14%	BENEFICIO SOCIAL 114%	SEGURO OBRERO 17%	COSTO UNITARIO (A/HORA)
OFICIAL ESP	2182	305.48	2835.73	422.87	718.26
OFICIAL	1832	256.48	2380.87	355.04	603.05
MEDIO OFICIAL	1585	221.90	2059.87	307.17	521.74
AYUDANTE	1507	210.98	1958.50	292.06	496.07

1.1.2 - CUADRILLAS

RUBRO	OF. ESP.	OFIC.	MED. OFIC.	AYUD.	COSTO (A/h)
1 HORMIGON	30%	20%	20%	30%	589.26
2 ARQUITECTURA	10%	40%	20%	30%	566.21
3 MOV. SUELOS MEZ	70%	10%	10%	10%	664.87
4 MOV. SUELOS MANUAL	30%	10%	20%	40%	578.56
5 ELECTRICIDAD	45%	15%	20%	20%	617.24
6 MECANICA	30%	20%	20%	30%	589.26
7 CAÑERIAS	50%	20%	10%	20%	631.13

1.1.3. COSTO DE EQUIPOS

EQUIPO	POT HP.	COSTO ACUAL U\$S	ALOR RES. %	VIDA UTIL hs.	USO ANUAL hs.	AMORT E INT. A/h	REPAR Y REP. A/h	COMB Y LUBRIC. A/h
1 EXC. TORTONE TD 60	108	70000	.2	14000	2000	7072	4160	45
2 EXC. TORTONE TD 120	72	60000	.2	14000	2000	6061	3565	45
3 RET. EXC. C. FRONTAL	70	40000	.2	14000	2000	4041	2971	45
4 PALA CARGADORA	90	88000	.2	12000	2000	9,914	7626	45
5 IDEM	65	40000	.2	2000	2000	20,800	12490	45
6 CAMION VOLC F7000	140	48000	.3	12000	2000	4732	2184	45
7 PICK-UP. F100	120	15600	.3	12000	2000	1537	709	45
8 COMPRESOR	63	18000	.3	12000	2000	1774	819	45
9 GRUPO ELECTR.	56	18000	.3	10000	2000	2031	982	45
10 B.S.M. FLYHG 2006	3	17700	.3	10000	2000	1997	966	160
11 P. ELAB. HORM.	5	40000	.2	12000	2000	4506	2426	45
12 VIBRADOR AGUJA	1	1000	.2	8000	1000	184	91	53
13 TANQUE AGUAT.	0	5000	.2	14000	2000	505	185	0
14 WELL POINT	30	25000	.2	10000	2000	3224	2080	1600
15 HOYADORA	65	30000	.2	10000	2000	3868	2184	45
16 PATA DE CABRA	0	10000	.2	14000	2000	729	0	0

1.1.4 - COEFICIENTES DE INCIDENCIA

COSTO - COSTO _____ 1
 GASTOS GENERALES _____ 0,15
 GASTOS FINANCIEROS (70%) _____ 0,805
 BENEFICIOS (10%) _____ 0,115
 PARCIAL _____ 2,07
 GASTOS IMPOSITIVOS (18,5%) _____ 0,38295
 COEF. DE INCIDENCIA _____ 2,45295

1.2. — HORMIGON ARMADO DE TABIQUES
 (PRECIO POR M³) - CUANTIA 57 t/m².

1.2.1 MATERIALES

MATERIAL	U	CUANTIA	PU	PARCIAL
ARENA	m ³	0.65	6400	4160
MADERA	m ²	16.00	4700	75200
HIERRO	Kg	57	280	15960
CEMENTO	Kg	350	100	35000
PIEDRA	m ³	0.75	8.000	6.000

TOTAL MATERIALES. 136320

1.2.2 MANO DE OBRA

HORMIGON : 25 t/m³ x 589,26 t/m³ - 14731,40

1.2.3 TRANSPORTE

0,35 ton x 350 km x 54 t/km - 6.615

1.2.4 EQUIPOS

AMORTIZACION _____ 234,56
 REP. Y REP. _____ 125,88
 COMP Y LUBRIC. _____ 4,92

TOTAL EQUIPOS _____ 365,36

1.2.5 RESUMEN Y PRECIO DEL ITEM.

COSTO - COSTO _____ 158031,76

INCIDENCIA GG. B. GF. GI : 2,45295

PRECIO DEL ITEM : 387000 t/m³

1.3 - HORMIGON ARMADO DE LOSAS DE FONDO. (PRECIO POR M³) CUANTIA 40 t/m³

1.3.1 MATERIALES

MAT.	U.	CUANTIA	PU	PARCIAL
ARENA	m ³	0.65	6400	4160
HIERRO	kg	40	280	11.200
CEMENTO	kg	350	100	35000
PIEDRA	m ³	0.75	8000	6.000

TOTAL MATERIALES 56360

1.2.2 MANO DE OBRA

HORMIGON 10 t/m³ x 589,26 A/m³ — 5892,60

1.2.3 TRANSPORTE

0.35 ton x 350 km x 54 A/ton — 6615

1.2.4. EQUIPOS

AMORT., REP y REP, COMB. y LUB. — 365,36

1.2.5. RESUMEN y PRECIO DEL ITEM

COSTO - COSTO — 69232,96

INCIDENCIA : 2,45295

PRECIO DEL ITEM : 170000 A/m³

E. PRESUPUESTOS DE LA OBRA CIVIL DE LAS ALTERNATIVAS.

Será analizada por su incidencia, solamente las estructuras de hormigón armado de cada alternativa.

1 - PRECIO DEL Hº Aº DE LA ALTERNATIVA CON AIREADOR HORIZONTAL

$$\text{HORMIGON DE TABIQUES: } 1535 \text{ m}^3 \times 387000 \frac{\text{A}}{\text{m}^3} = 594.045.000$$

$$\text{HORMIGON DE FONDO: } 639 \text{ m}^3 \times 170.000 \frac{\text{A}}{\text{m}^3} = 108.630.000$$

<p>PRECIO TOTAL Hº Aº ALTERNATIVA 1 : A. 702.675.000</p>
--

2.- PRECIO DEL Hº Aº DE LA ALTERNATIVA CON AIREADOR VERTICAL

$$\text{HORMIGON DE TABIQUES: } 2406 \text{ m}^3 \times 387000 \frac{\text{A}}{\text{m}^3} = 931.122.000$$

$$\text{HORMIGON DE FONDO: } 381 \text{ m}^3 \times 170000 \frac{\text{A}}{\text{m}^3} = 64.770.000$$

<p>PRECIO TOTAL Hº Aº ALTERNATIVA 2 : A. 995.892.000</p>
--

ANEXO III

Antecedentes sobre Precios de Equipos Aireadores.



Buenos Aires, Diciembre 21 de 1989
Nota Nº: 624/12.89

Ing. Marcelo Pujol
Calle 8 Nº 163
1900 LA PLATA
PCIA DE BUENOS AIRES

Ref.: Cotización Estimada
Aereadores - Barredores

De nuestra consideración:

En respuesta a vuestra solicitud de presupuesto de referencia cumplimos en enviar a Ud. precio estimado por la provisión de 8 aereadores y 2 puentes barredores.

Quedando a vuestra disposición para cualquier consulta que quiera efectuarnos, lo saludamos muy atentamente.

Filsan Argentina S.A.


CARLOS O. BARETTA

FILSAN ARGENTINA SA

AVDA. CORDOBA 1367-10º Piso - TEL 812-0608-1320-4650 - (1055) BUENOS AIRES - TELEX: 18429 FILAR AR
FAX (54-1) 814-4126



- PRECIO ESTIMADO

Por la provisión de los equipos descriptos
en nuestra nómina de suministros
es de.....=A= 785.000.000

(Son: Australes setecientos ochenta y cinco millones)

- FORMA DE PAGO

Pago contra entrega escalonados por, unidad completa, en
fábrica.

Nota: El precio no incluye el I.V.A. el que se facturará
por separado según los porcentuales vigentes.

Filsan Argentina S.A.

CARLOS O. BARETTA



DESCRIPCION DEL SUMINISTRO



1 AEREADOR HORIZONTAL

Cantidad: 8 (ocho)

Tipo: dobles de eje horizontal
"cage rotor"

Cepillo: 12 mts por mando

Capacidad de transferencia de oxígeno: mínimo 800 kg/h

1.1 REDUCTOR

Marca: Marve, engravel o similar

Vueltas de entrada: 1500 r.p.m.

Vueltas de salida: 94 r.p.m.

Reducción: en dos etapas
a engranajes cilíndricos
helicoidales

Relación de transmisión: 1:16

Factor de Servicio: 2,5

Potencia del reductor: 165 CV

1.2 MOTOR

Marca: Acec - Conadi



Tipo:	Horizontal, con pata y brida
Rotor:	En cortocircuito
Velocidad:	1500 r.p.m.
Potencia:	75 HP
Tensión:	380/660 V - 50 Hz
Potencia absorbida:	65 HP

1.3 BASE DE FIJACION

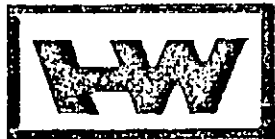
incluida

2 PUENTE BARREDOR

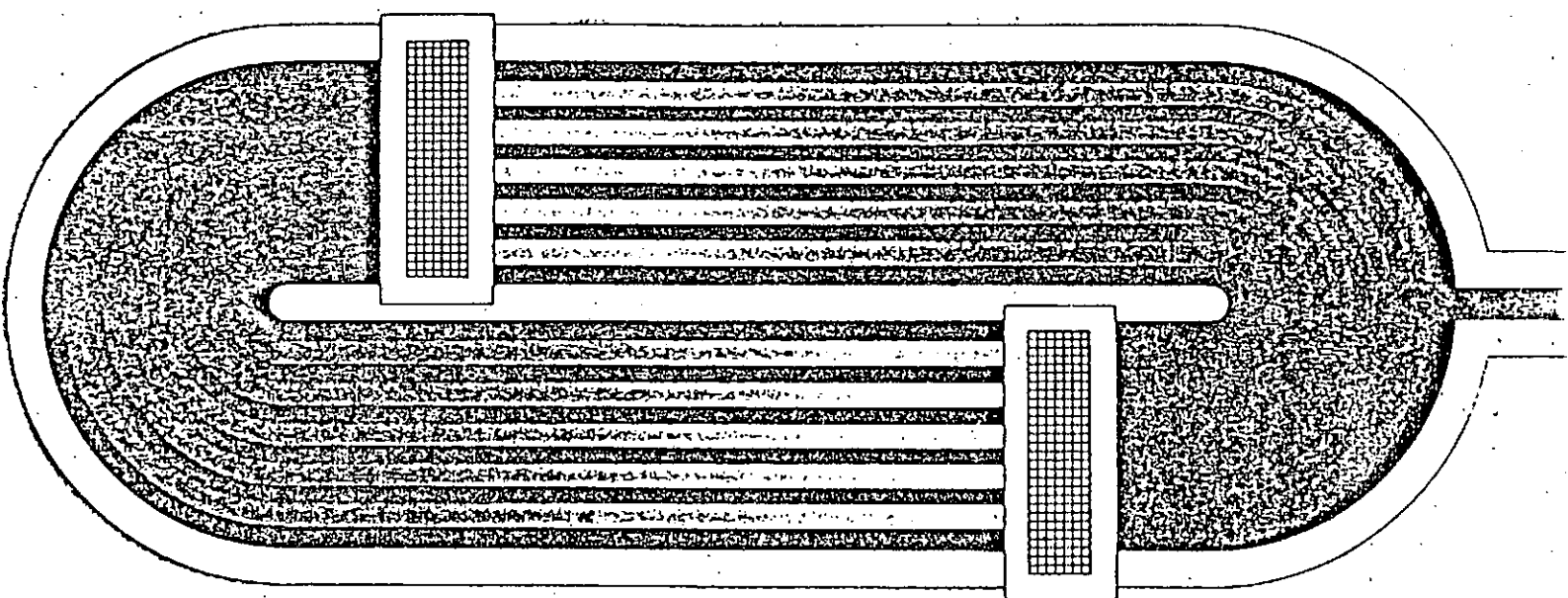
Cantidad:	2 (dos)
Diámetro:	37 mts
Longitud del puente:	27 mts
Comando:	Periférico
Palas:	Parabólicas
Cantidad:	2 por puente
Dimensiones:	1 de 16,5 m y 1 de 6,5 m
Motor:	
Cantidad:	1 por puente



Potencia: 1 HP
Tensión: 380/660 Volt
Frecuencia: 50 Hz
Protección: Apto intemperie
Velocidad: 1000 r.p.m.
Reductor:
Cantidad: 1. por puente
Marca: Marve - Engravel
Relación: 1:250
Transmisión final: A cadena



Oxidation Ditch System



holland-water engineering
environmental equipment

P.O. Box 58 3956 ZS IJersum/holland

tel. 03434-4044/1832 telex 70031 water nl

HOW THE SYSTEM WORKS

The Oxidation Ditch is basically a simple one stage process for purification of sewage by means of oxidation. No primary sedimentation tank is required and the aeration circuit provides an extremely economical plant for the full treatment of sewage, at much lower cost than other treatment systems.

The biological sludge formed during the process of purification, is oxidised to such an extent, that the small quantity of surplus sludge produced can readily be dried or stored without nuisance or odour. Indeed a particular feature of the Oxidation Ditch System is the absence of smell and fly nuisance.

Oxidation of waste material within the system is carried out by means of an aeration rotor, which is designed to satisfy several functions. Firstly, it provides the necessary oxygen supply for the activated sludge floc and breakdown of sludge.

Secondly, it maintains a velocity of flow in the ditch to prevent settlement and provide circulation.

Thirdly, it breaks up larger solid particles in the ditch.

Fourthly, it ensures complete mixing.

The Aeration Rotors used in the ditch system have been specially developed by HOLLAND WATER ENGINEERING for their particular requirements. Two forms of horizontal rotor are utilised, depending on the population to be catered for. Initially, the 70cm diam.

Cage Rotor was developed for the smaller communities, whilst more recently, 1.0m diam. Rotors have been successfully applied to larger schemes, permitting deeper tanks with vertical side walls and minimising land area requirements.

Both designs of Rotors are highly efficient mechanisms, designed for long operational life, with a range of flexibility to suit varying conditions and loads at temperatures, altitude and climate conditions experienced worldwide.

The majority of installations are attended and maintained with a minimum of site attendance, by non specialist labour, this makes the Oxidation Ditch System ideal for rural communities and industrial effluents alike.

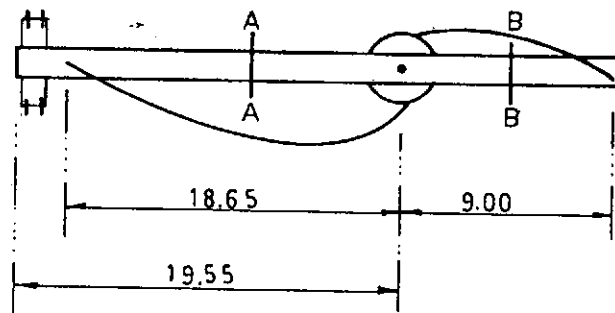
ANEXO IV

DISEÑO BASICO DE PUENTE BARREDOR

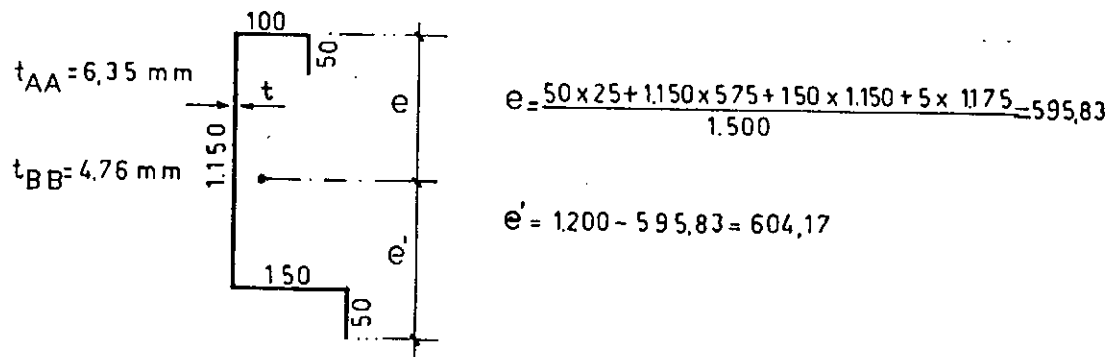
Cálculo y Dimensionado

DISEÑO BASICO DE PUENTE BARREDOR CALCULO Y DIMENSIONADO

A) ESQUEMA



B) SECCIONES RESISTENTES



$$J'_{AA} = \frac{6.35}{3} [50^3 + 1.150^3 + 1200^3 - 1.150^3] + \frac{100 \times 6.35^3}{3} + 150 \times 6.35 \times 1.150^2 = 4.917 \times 10^9 [\text{mm}^4]$$

$$J_{AA} = 2 \times [4.917 \times 10^9 - 1.500 \times 6.35 \times 595.83^2] = 3.07 \times 10^9 [\text{mm}^4]$$

$$W_{AA} = \frac{3.07 \times 10^9}{604.17} = 5.08 \times 10^6 [\text{mm}^3]$$

$$J'_{BB} = \frac{4.76}{3} [50^3 + 1.150^3 + 1200^3 - 1.150^3] + \frac{100 \times 4.76^3}{3} + 150 \times 4.76 \times 1.150^2 = 3.68 \times 10^9 [\text{mm}^4]$$

$$J_{BB} = 2 \times [3.68 \times 10^9 - 1.500 \times 4.72 \times 595.83^2] = 2 \times 1.17 \times 10^9 [\text{mm}^4] = 2.345 \times 10^9 [\text{mm}^4]$$

$$W_{BB}^- = \frac{2,345 \times 10^9}{595,83} = 3,936 \times 10^6 \text{ [mm}^3\text{]}$$

$$W_{BB}^+ = \frac{2,345 \times 10^9}{604,17} = 3,88 \times 10^6 \text{ [mm}^3\text{]}$$

C) CARGAS

a) PESO PROPIO

Q_{AA} = perfiles resistentes + (piso, refuerzos y morcetería)

$$Q_{AA} = 2 \times 1.500 \times 1.000 \times 6,35 (7,85 \times 10^{-3}) \times 10^3 + 60 = 210 \text{ [Kg/m]}$$

$$Q_{BB} = 2 \times 1.500 \times 1.000 \times 4,76 \times (7,85 \times 10^{-3}) \times 10^3 + 60 = 162 \text{ [Kg/m]}$$

b) SOBRECARGA MOVIL

$$g = 200 \text{ Kg/m}$$

c) VIENTO

$$q_w = c_w q_f \quad c_w = 1,27 \text{ (M. DUBBEL, 407)}$$

$$q = \frac{\gamma w^2}{2 \delta} = \frac{w^2 \text{ [m/seg.]}}{16} \text{ [K/m}^2\text{]}$$

$$w = 35 \text{ m/seg.}$$

$$F = 1 \times 1,20$$

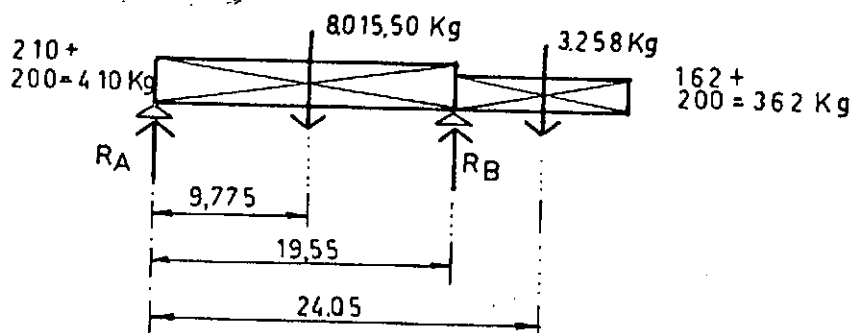
$$q_w = 1,27 \times \frac{35^2}{16} \times 1,20 = 116 \text{ Kg/m}$$

d) CARGA DEL BARRO

$$q_b = 50 \text{ Kg/m}$$

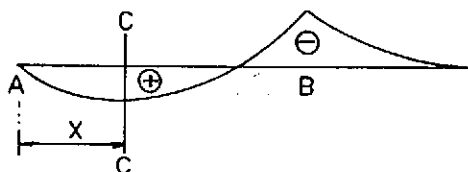
D) CALCULO ESTATICO

a) CARGAS VERTICALES - TENSIONES



$$R_B = \frac{8.015,5 \times 9.775 + 3.258 \times 24,05}{19,55} = 8.015,67 \text{ Kg}$$

$$R_A = 8.015,50 + 3.258 - 8.015,67 = 3.257,83 \text{ Kg}$$



$$X = \frac{3.257,83}{4,10} = 7,87$$

$$M_C = 3.257,83 \times 7,87 - 4,10 \times \frac{7,87^2}{2} = 12.942 \text{ Kgm}$$

$$M_B = -3.258 \times 4,50 = -14.661 \text{ Kgm}$$

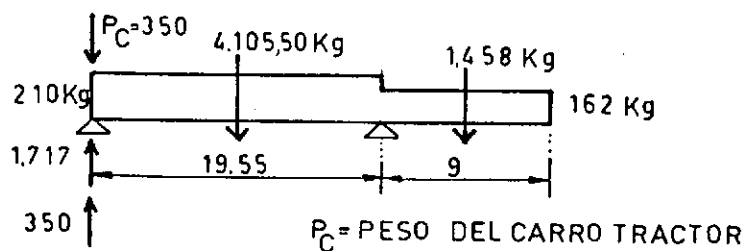
$$\bar{V}_C = \frac{12.942 \times 10^3}{5,08 \times 10^6} = 2,55 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\bar{V}_B = \frac{14.661 \times 10^3}{3,88 \times 10^6} = 3,78 \text{ Kg/mm}^2$$

O. R.

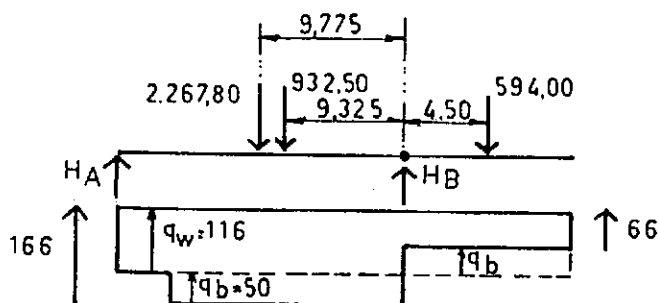
E) CARGAS HORIZONTALES - FRICCIÓN (con viento, sin sobrecarga)

a) VERTICALES MINIMAS



$$V_A = 1717 + 350 + L = 2067 + \text{LASTRE}$$

b) HORIZONTALES



$$H_A = \frac{2267,80 \times 9,775 + 932,50 \times 9,325 - 594 \times 4,50}{19,55} = 1,441,96 \text{ Kg}$$

$$H_B = 2267,80 + 932,50 + 594,00 - 1,441,96 = 2,352,34 \text{ Kg}$$

C) LASTRE

$$\frac{H_A}{V_A} = \mu = 0,6$$

$$V_A = \frac{1,441,96}{0,6} = 2,403,26 \rightarrow \text{LASTRE} = 2,403 - 2,067 = 336 \text{ Kg}$$

EJEMPLO 6 PERFILES I DE ALAS ANCHAS DE 0,86 m^c/u, N° 20

F) CRAPODINA CENTRAL

$$F_d = \text{CARGA AXIAL} = 78,633,7 \text{ N}$$

$$F_r = \text{CARGA RADIAL} = 23,076,4 \text{ N}$$

RODAMIENTO AXIAL DE RODILLOS A ROTULA QUE SE PROPONE (mínimo) = SKF 29.336 E

$$C = \text{CAPACIDAD DE CARGA DINAMICA} = 1,240,000 \text{ N}$$

$$C_o = \text{CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA} = 2,080,000 \text{ N}$$

CARGA DINAMICA EQUIVALENTE =

$$P = F_d + 1,2 F_r = 106,325,38 \text{ N} < C$$

$$F_r \leq 0,55 F_d$$

CARGA ESTATICA EQUIVALENTE

$$P_o = F_d + 2,7 F_r = 140,940 \text{ N} < C_o$$

$$F_r \leq 0,55 F_d$$

$$\frac{C_o}{1000} \leq 1,8 F_r$$

ANEXO V

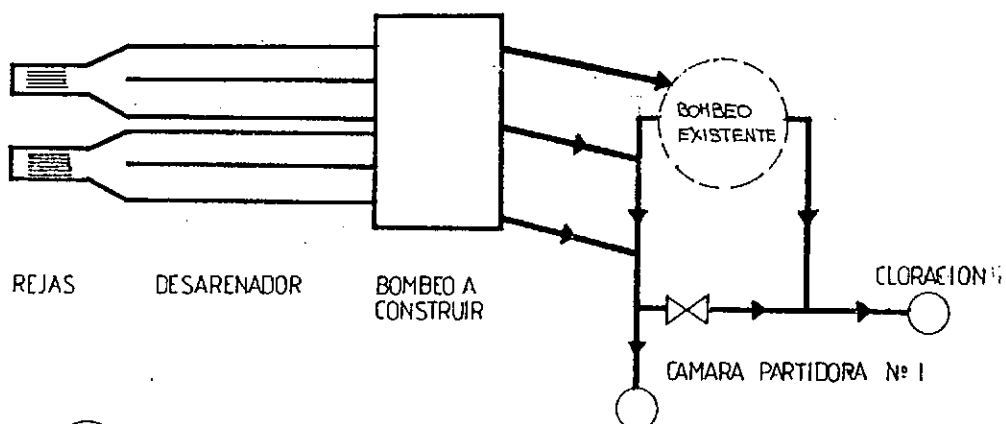
PRETRATAMIENTO Y ELEVACION

Cómputos y Presupuestos

A.5 PRETRATAMIENTO Y ELEVACION

A.5.1 COMPUTOS Y PRESUPUESTOS DE LA OBRA CIVIL

ALTERNATIVA "T"

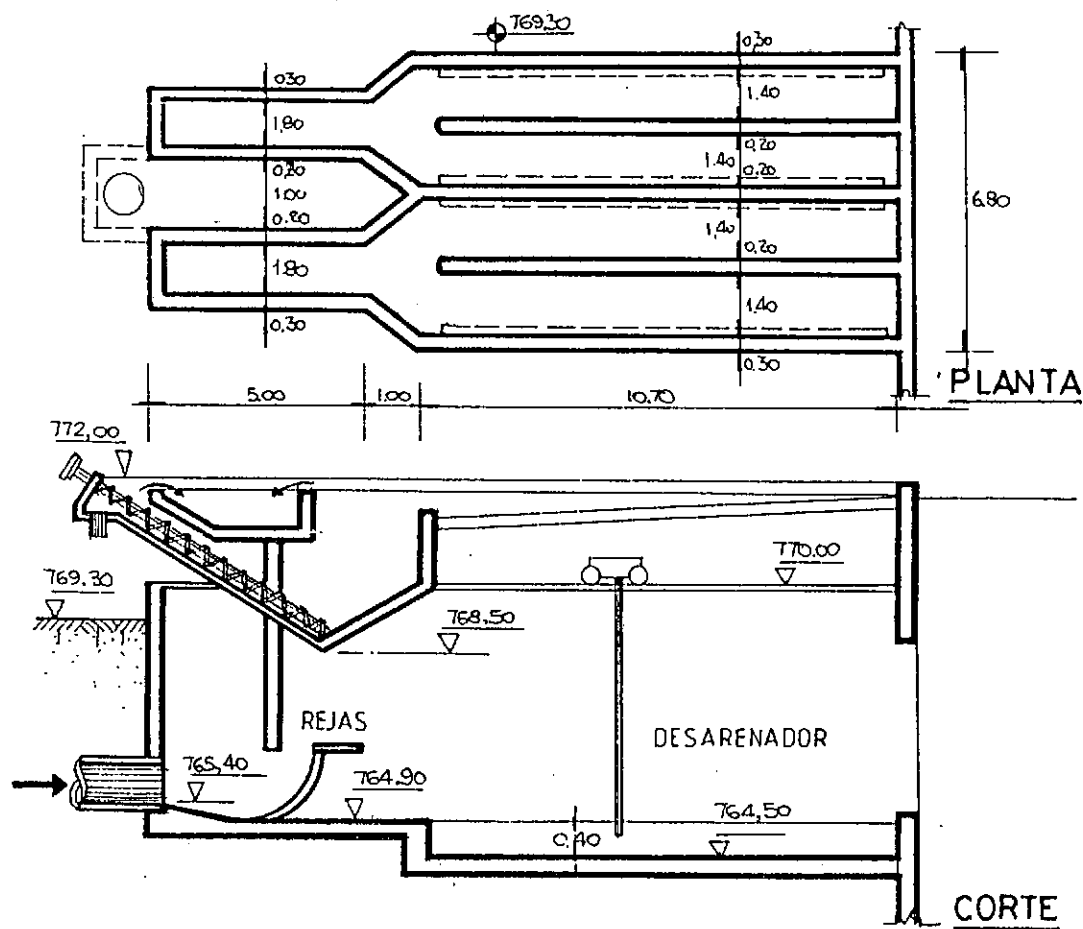


T. 1

COMPUTOS

A

CAMARA DE REJAS Y DESARENADOR



EXCAVACIONES

$$V = 18,00 \times 8,00 \times 6,00 = 864 \text{ m}^3$$

VOL DE HORMIGON

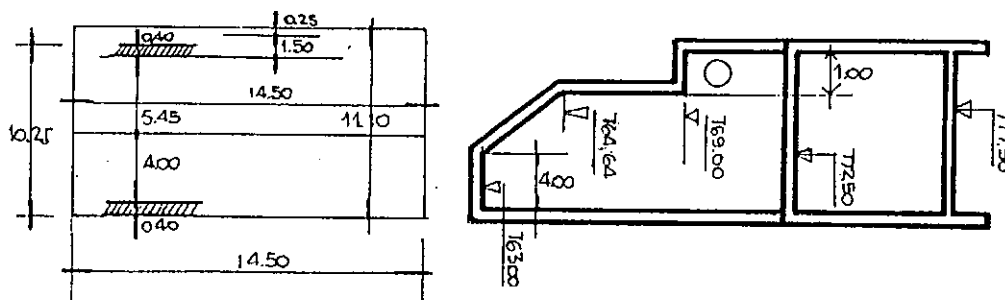
FONDO	$16,70 \times 6,80 \times 0,40$	45,424
PAREDES	$(5 \times 4 + 1,80 \times 2 + 1,50 \times 4 + 10,70 \times 2) 0,30 \times 8$	122,40
	$+ 10,70 \times 3 \times 0,20 \times 8$	51,36
CANALES	$18 \times 1,40 \times 0,30 + 18 \times 2 \times 0,25 \times 1,00$	16,56
MENSULAS	$10,70 \times 0,50 \times 0,20 \times 4$	4,28
TOTAL	m^3	240,02

REVOQUES IMPERMEABLES

$$16 \times 4 \times 8 + 11 \times 4 \times 8 + 16,70 \times 6,80 + 18 \times 1,4 + 18 \times 4 \times 1$$

$$512 + 352 + 113,56 + 25,2 + 72 = 1075 \text{ m}^2$$

(B) ESTACION DE BOMBEO



$$\text{EXCAVACION} = 10,25 \times 14,50 \times 8 = 1189 \text{ m}^3$$

$$\text{Vº HR SIMPLE} = 10,25 \times 14,50 \times 0,20 = 29,725 \text{ m}^3$$

Vº Hº Aº

$$\text{FONDO} = 10,25 \times 14,50 \times 0,50 = 74,312$$

$$\text{PAREDES} = (14,50 \times 2 + 9,45 \times 2) 0,40 \times 6,00 = 114,960$$

$$+ (14,50 + 11,10 \times 2) 0,40 \times 3,50 = 51,380$$

$$+ 14,50 \times 0,25 \times 3,50 = 12,687$$

$$+ 1,00 \times 14,50 \times 0,40 = 5,800$$

$$\text{ENTREPEO} = 14,50 \times 11,10 \times 0,25 = 40,237$$

$$\text{SALA BOMBEO} = (14,50 \times 2 + 10,85 \times 2) \times 6 \times 0,25 = 16,05$$

$$\text{TECHO} = 14,50 \times 11,10 \times 0,20 = 32,19$$

$$\text{ADOPTAMOS } 410 \text{ m}^3 \quad 407, \text{ m}^3$$

REVOQUE IMPERMEABLE

$$10,25 \times 14,50 \times 2 + (14,50 + 9,45) 2 \times 10,00 = 297,25 + 479 = 776 \text{ m}^2$$

$$\text{ADOPTAMOS } 800 \text{ m}^2$$

T.2 PRESUPUESTO ALTERNATIVA T

COMPLETA

OBRA CIVIL

(A) CAMARA DE REJAS Y DESARENADOR

EXCAVACION	$864 \text{ m}^3 \times 10,000 \text{ A/m}^3$	8.640,000
HORMIGON	$240 \text{ m}^3 \times 387,000 \text{ A/m}^3$	92.880,000
REVOQUES IHP.	$1075 \text{ m}^2 \times 8,000 \text{ A/m}^2$	8.600,000
ALBAÑILERIA DE VEREDA, ETC., ILUMINACION, ELECT., ETC.		28.800,000

138.920,000

B ESTACION DE BOMBEO

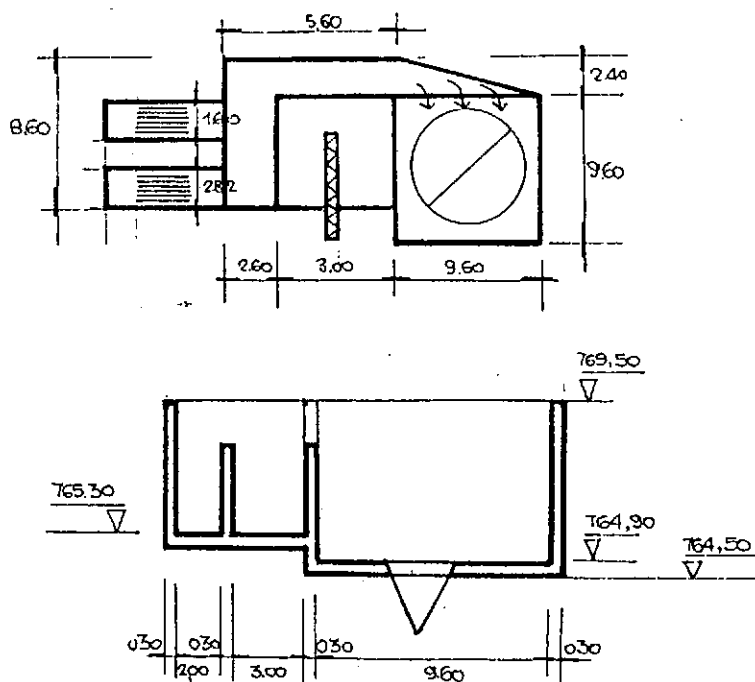
EXCAVACION	1189 m ³ x 10.000	11.890.000
Hº SIMPLE	30 m ³ x 164.000	4.920.000
HºAº	410 m ³ x 387.000	158.670.000
REV. IMPERM.	800 x 15.000	12.000.000
RESTO OBRA CIVIL PISOS		
VEREDAS, ETC. HASTA PINTURA	1925 x 14,50 x 370.000	54.991.000
TOTAL		242.471.000

C PRESUPUESTO TOTAL

REJAS + BOMBEO + DESARENADOR _____ 381.391.000
 U\$S 305.112
 TOTAL HORMIGON A = 240 + 410 = 650 m³

D PARA LA PRIMERA ETAPA

- 1) VOLUMEN DE HºAº EN REJAS Y DESARENADOR ($\frac{1}{2}$ Vº Hº)
 TOTAL HORMIGON = $(120 + 410) \text{ m}^3 = 530 \text{ m}^3$
- 2) PRESUPUESTO DE LA OBRA CIVIL (PRIMERA ETAPA)
 TOTAL = 305112 U\$S - $(120 + 387.000 + \frac{28.800.000}{2}) \frac{1}{1250} =$
 = 305112 - 48672 = 256440 U\$S

ALTERNATIVA "L"**L.1.** COMPUTOS**A** DESARENADOR LINKBELTEXCAVACION

$$12.00 \times 15.20 \times 5.00 = 912 \text{ m}^3$$

HORMIGON SIMPLE

$$12.00 \times 15.20 \times 0.30 = 54.72 \text{ m}^3$$

HORMIGON ARMADO

$$\text{FONDO} : 12 \times 15.20 \times 0.40$$

$$\begin{aligned} \text{PAREDES} & (12,00 + 15,20 + 8,60 + 5,60 + 3,40 + 9,60) \times 4,60 \times 0,30 \\ & + (6,20 + 12,60 + 6,20) \times 3,00 \times 0,30 = \\ & = 72,96 + 75,07 + 22,50 = 170,53 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

SISTEMA DE ELIMINACION DE ARENAS 20,00 m³

TOTAL H²A° 190,53 m³

REVOQUES IMPERMEABLES

$$\begin{aligned} & 12 \times 15,20 + (12 + 15,20 + 8,60 + 5,60 + 3,40 + 9,60) \times 4,60 \\ & + (6,20 + 12,60 + 6,20) \times 3 = 182,4 + 250,24 + 150 = 582 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

⑧ REJAS

EXCAVACION

$$5,60 \times 6 \times 6 = 201,60 \text{ m}^3$$

HORMIGON SIMPLE

$$5,60 \times 6 \times 0,30 = 10,08 \text{ m}^3$$

HORMIGON ARMADO

PAREDES

$$(5 \times 4 + 1,80 \times 2) \times 0,3 \times 8 = 56,64 \text{ m}^3$$

FONDO

$$5,60 \times 6 \times 0,40 = 13,44 \text{ m}^3$$

TOTAL 70,08 m³

REVOQUES IMPERMEABLES

$$5,60 \times 4 \times 6 + 5,60 \times 6 = 168,00 \text{ m}^2$$

⑨ ESTACION BOMBEO

IDEM ALTERNATIVA T.

L 2 PRESUPUESTO ALTERNATIVA "L"

COMPLETA OBRA CIVIL

① CAMARA DE REJAS Y DESARENADOR

EXCAVACION $(912 + 201,60) \text{ m}^3 \times 10,000 \text{ A/m}^3$	11.136,000
HORMIGON SIMPLE $(54,72 + 10,08) \text{ m}^3 \times 164,000 \text{ A/m}^3$	10.627,200
HORMIGON ARMADO $(190,53 + 70,08) \text{ m}^3 \times 387,000 \text{ A/m}^3$	100.856,070
REVOQUE IMPERMEABLE $(582 + 168) \text{ m}^2 \times 8,000 \text{ A/m}^2$	6.000,000
ALB. ILUM. ELECTRICA FIT. $(12 \times 15,20 + 5,6 \times 6) \text{ m}^2 \times 200,000 \text{ A/m}^2$	43.200,000

② ESTACION DE BOMBEO

TOTAL 171.819,370

(VER ALTERNATIVA T) 242,471,000

③ PRESUPUESTO TOTAL

REJAS + BOMBEO + DESARENO 414,290,270 U\$ 331,442

④ VOLUMEN DE HORMIGON ARMADO

TOTAL DE H²A° $(190,53 + 70,08 + 410) = 670,61 \text{ m}^3$

⑤ PARA LA PRIMERA ETAPA

1) VOLUMEN H²A°

$$\text{REJAS } \frac{1}{2} \text{ V}^{\circ} \text{ H}^{\circ} \left(\frac{70,08}{2} = 35,04 \text{ m}^3 \right)$$

$$\text{TOTAL H}^{\circ} \text{A}^{\circ} (1^{\text{ra}} \text{ ETAPA}) 670,61 - 35,04 = 635,57 \text{ m}^3$$

2) PRECIO DE LA OBRA CIVIL (1^{ra} ETAPA)

$$T = 331432 \text{ U\$} - \left(35,04 \times 387,000 + 33,6 \times \frac{200,000}{1250} \right) =$$

$$= 331432 - \frac{10848 - 2688}{13536} = 317896 \text{ U\$}$$

ALTERNATIVA I

I. 1. COMPUTOS

① REJAS (COMPLETA)

OBRA CIVIL IDEM ALT. L

1 EXCAVACION	201,60 m ³
2 HORMIGON SIMPLE	10,08 m ³
3 HORMIGON ARMADO	70,08 m ³
4 REVOQUES IMPERMEABLES	168,00 m ³

A2 REJAS 1ª ETAPA

1 EXCAVACION	100,80 m ³
2 HORMIGON SIMPLE	5,04 m ³
3 HORMIGON ARMADO	35,04 m ³
4 REVOQUE IMPERMEABLE	84,00 m ²

B DESARENADOR (COMPLETA)

EXCAVACION	13,70 x 6,80 x 1 =	93,16 m ³
HORMIGON SIMPLE	13,70 x 6,80 x 0,30 =	27,948 m ³
HORMIGON ARMADO		
FONDO	13,70 x 6,80 x 0,40	37,264 m ³
PAREDES	(6,80 x 2 + 13,70 x 2) 0,3 x 4	49,20 m ³
	+ 12,00 x 3 x 0,20 x 4	28,80 m ³
VARIOS		5,00 m ³
TOTAL H2A2		120,264 m ³

REVOQUES IMPERMEABLES

$$13,70 \times 6,80 + (6,80 + 13,70) \times 4 \times 4 + 12 \times 3 \times 4 \times 2 = 93,16 + 328 + 288 = 709 \text{ m}^2$$

C ESTACION DE BOMBEO 2ª ETAPA COMPLETA

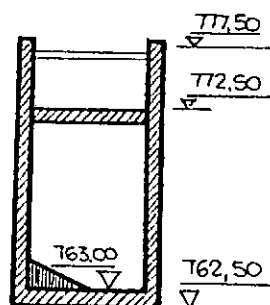
EXCAVACION	3,14 x 8 ² x 10 =	2009 m ³
HORMIGON SIMPLE	3,14 x 8 ² x 0,20 + 3,14 x 8 ² x 1,00 =	
	= 100,48 + 40,192 =	140,672 m ³

V2 H2A2

FONDO	3,14 x 8 ² x 0,50	100,48 m ³
PARED	3,14 x 16 x 0,40 x 10	200,96 m ³
ENTREPISO	3,14 x 8 ² x 0,25	50,24 m ³
SALA BOMBEO	3,14 x 16 x 0,20 x 6	60,28 m ³
TECHO	3,14 x 8 ² x 0,20	40,19 m ³
TOTAL		452,152 m ³

REVOQUES IMPERMEABLES

$$2(3,14 \times 8^2) + 3,14 \times 16 \times 10 = 401,92 + 502,4 = 904,32 \text{ m}^2$$

**I 2- PRESUPUESTO ALTERNATIVA I****OBRA CIVIL****A PRIMERA ETAPA****CAMARA DE REJAS**

EXCAVACION	100,80 m ³ x 10000 A/m ³	1.008.000
H2 SIMPLE	5,04 m ³ x 164.000 A/m ³	826.560
H2 ARMADO	35,04 m ³ x 387.000 A/m ³	13.560.480
REV. IMPERMEABLE	84,00 m ² x 8000 A/m ²	672.000
ALB. ILUMINACION, ETC.	20 m ² x 200.000 A/m ²	4.000.000
TOTAL A		20.067.040

DE SARENADOR

EXCAVACION	93,16 x 10000 A/m ³	931.600
H2 SIMPLE	27,948 x 164.000 A/m ³	4.583.472
H2 ARMADO	120,264 x 387.000 A/m ³	46.542.168
REV. IMPERMEABLE	709 x 8000 A/m ²	5.672.000
ALBAÑILERIA, ILUM, ETC	93,16 x 200.000 A/m ²	18.632.000
TOTAL A		76.361.240

PRESUPUESTO TOTAL DE LA PRIMERA ETAPA

TOTAL REJAS + DESARENADOR A 96.428.280

TOTAL U\$S 77.142

VOLUMEN TOTAL DE HORMIGON ARMADO DE LA PRIMERA ETAPA

$$\text{VOLUMEN DE H2A2 } 35,04 + 120,264 = 155,304 \text{ m}^3$$

B COMPLETA SEGUNDA ETAPA

6

CAMARA DE REJAS

IDEM PRIMERA ETAPA _____ A 20.067.040

ESTACION DE BOMBEO

EXCAVACION	2009 m ³ x 10.000	20.090.000
Hº SIMPLE	140,672 x 164.000	23.070.208
Hº Aº	452.152 x 367.000	174.982.820
REVOQUE IMP.	904,32 x 8000	7.234.560
ALBAÑILERIA, ILUM.	200 m ² x 370.000	74.000.000

TOTAL A 299.377.588

PRESUPUESTO TOTAL DE LA SEGUNDA ETAPA

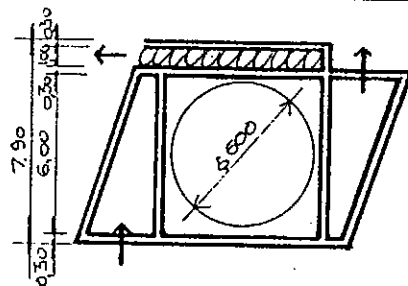
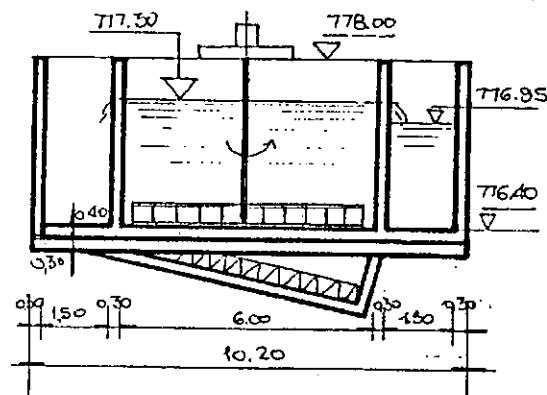
REJAS + BOMBEO _____ A 319.444.628

TOTAL U\$S _____ 255.555

VOLUMEN TOTAL DE HORMIGON ARMADO DE LA SEGUNDA ETAPAVOL. DE HºAº = 35,04 + 452,152 _____ 487.192 m³ALTERNATIVA "U"U. 1.- COMPUTOS**A REJAS (PRIMERA ETAPA)**

IDEM ALTERNATIVA I

PRESUPUESTO TOTAL _____ A 20.067.040

VOLUMEN DE HºAº _____ 35,04 m³**B DESARENADOR (PRIMERA ETAPA)**PLANTACORTEEXCAVACIONVOL = 10,20 x 7,90 x 1 _____ 8958 m³HORMIGON SIMPLEVOL = 10,20 x 7,90 x 0,30 _____ 24,174 m³HORMIGON ARMADO

FONDO 10,20 x 7,90 x 0,40 _____ 32,232

PAREDES (10,20 x 2 + 6,60 x 7,90 x 2 + 6,60 x 2) 0,30 x 1,60 _____ 26,88

PASARELA 2 x 7,90 x 0,40 _____ 6,32

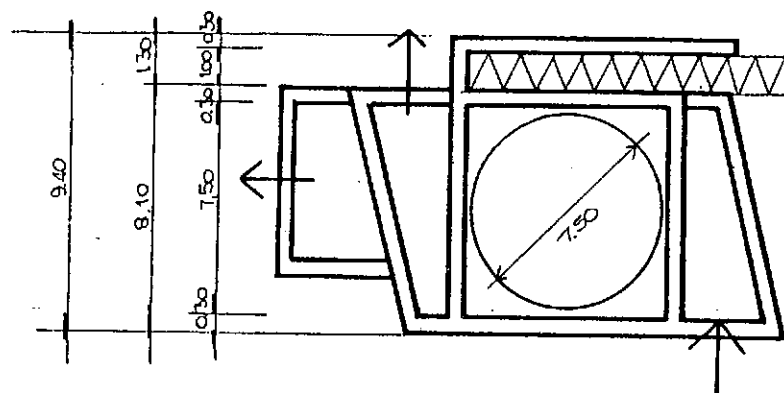
TOTAL HºAº _____ 65,432 m³REVOQUES IMPERMEABLESSUP. = 10,20 x 7,90 + 56,00 x 2 x 1,60 + 2 x 2 x 7,90 = 8958 + 179,2 + 31,6 = 291,38 m²**C REJAS SEGUNDA ETAPA**

IDEM ALTERNATIVA I

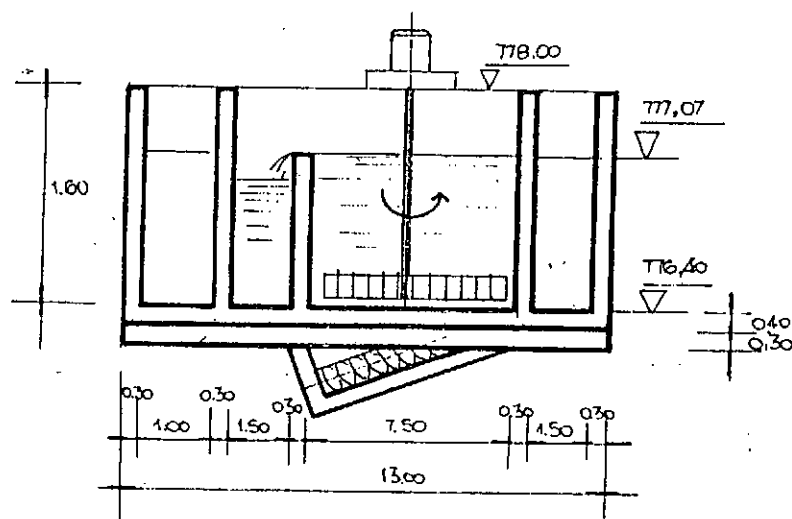
PRESUPUESTO TOTAL A _____ 20.067.040

VOLUMEN DE HºAº _____ 35,04 m³

① DESARENADOR (SEGUNDA ETAPA)



PLANTA



CORTE

EXCAVACION

VOL. = $13 \times 9.40 \times 1.00$ _____ 122.20 m³

HORMIGON SIMPLE

VOL. = $13 \times 9.40 \times 0.30$ _____ 36.66 m³

HORMIGON ARMADO

FONDO $13 \times 9.40 \times 0.40$ _____ 48.88

PAREDES $(13.00 \times 2 + 8.10 \times 3 + 9.40 \times 2 + 9.90 \times 1) \times 0.30 \times 1.60$ _____ 37.92

PASARELA $2 \times 9.40 \times 0.50$ _____ 9.40

TOTAL H₂O _____ 96.20 m³

REVOQUES IMPERMEABLES

SUPERFICIE = $13.00 \times 9.40 + 79 \times 2 \times 1.60 + 4 \times 9.40 =$
 $= 122.2 + 252.80 + 37.60 = 412.60 \text{ m}^2$

② ESTACION DE BOMBEO 2ª ETAPA

IDEM ALTERNATIVA I

PRESUPUESTO TOTAL A _____ 299.377.588

VOLUMEN H₂O _____ 452.152 m³

③ TOTAL H₂O 1ª ETAPA

REJAS _____ 35.04 m³

DESARENADOR _____ 65.432 m³

TOTAL _____ 100.472 m³

④ TOTAL H₂O 2ª ETAPA

REJAS _____ 35.04 m³

DESARENADOR _____ 96.20 m³

BOMBEO _____ 452.152

TOTAL _____ 583.392

U 2 PRESUPUESTO ALTERNATIVA "U"

OBRA CIVIL

A PRIMERA ETAPA

CAMARA DE REJAS _____ A 20.067.040

DESARENADOR

EXCAVACION : $80,58 \text{ m}^3 \times 10.000 \text{ A/m}^3$ _____ 805.800
 Hº SIMPLE : $24,174 \text{ m}^3 \times 164.000 \text{ A/m}^3$ _____ 3.964.536
 Hº ARMADO : $65,432 \text{ m}^3 \times 387.000 \text{ A/m}^3$ _____ 25.322.184
 REVOLQUE IMP. $291,38 \text{ m}^2 \times 8.000 \text{ A/m}^2$ _____ 2.331.040
 RESTO ALB. ILUM. ETC. $80,58 \text{ m}^2 \times 200.000 \text{ A/m}^2$ _____ 16.116.000

TOTAL A 48.539.560

PRESUPUESTO TOTAL PRIMERA ETAPA

REJAS + DESARENADOR A 68.606.600

TOTAL U\$S 54.885.

B SEGUNDA ETAPA

CAMARA DE REJAS _____ A 20.067.040

DESARENADOR

EXCAVACION : $122,20 \text{ m}^3 \times 10.000 \text{ A/m}^3$ _____ 1.222.000
 Hº SIMPLE : $36,66 \text{ m}^3 \times 164.000 \text{ A/m}^3$ _____ 6.012.240
 Hº A2 : $96,20 \text{ m}^3 \times 387.000 \text{ A/m}^3$ _____ 37.229.400
 REV.IMP. $412,60 \text{ m}^2 \times 8.000 \text{ A/m}^2$ _____ 3.300.800
 RESTO ALB. ILUM. ETC. $122,20 \text{ m}^2 \times 200.000 \text{ A/m}^2$ _____ 24.440.000

TOTAL A 72.204.440

ESTACION DE BOMBEO _____ A 299.377.588

PRESUPUESTO TOTAL SEGUNDA ETAPA

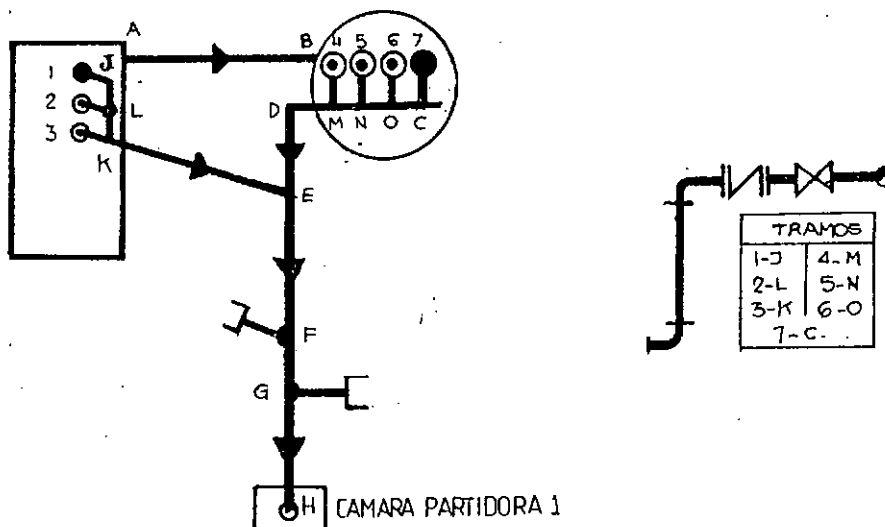
REJAS + DESARENADOR + BOMBEO A 391.649.06

TOTAL U\$S 313.319

A.5.2. COMPUTOS Y PRESUPUESTOS DE LAS CANERIAS DE INTERCOMUNICACION

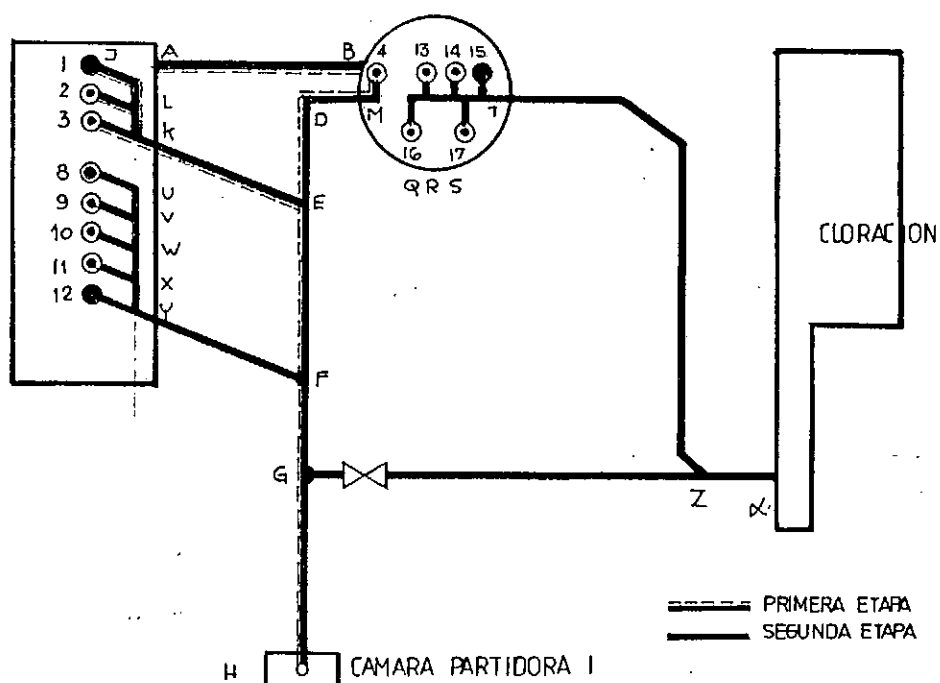
ESQUEMAS Y COMPUTOS

(A₁) ALTERNATIVA "T" Y "L" (PRIMERA ETAPA)



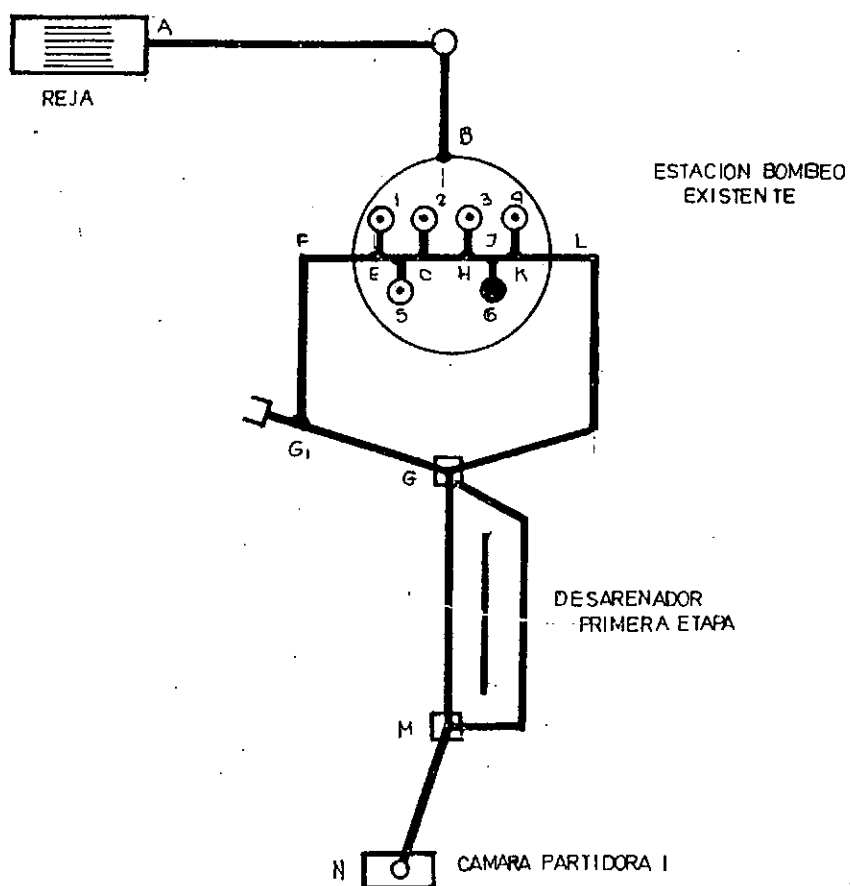
TRAMO	DIAMETRO(mm)	LONGITUD (m)
1-J	300	7.70
2-L	300	7.70
3-K	300	7.70
4-M	300	6.70
5-N	300	6.70
6-O	300	6.70
7-C	300	6.70
C-O	600	2.00
O-N	600	2.00
N-M	600	2.00
M-D	600	2.00
D-E	600	8.00
A-B	800	10.00
J-L	600	1.50
L-K	600	1.50
K-E	600	12.00
E-F	1000	15.00
F-G	1000	6.00
G-H	1000	18.00

A2

ALTERNATIVA T-Y-L (SEGUNDA ETAPA)

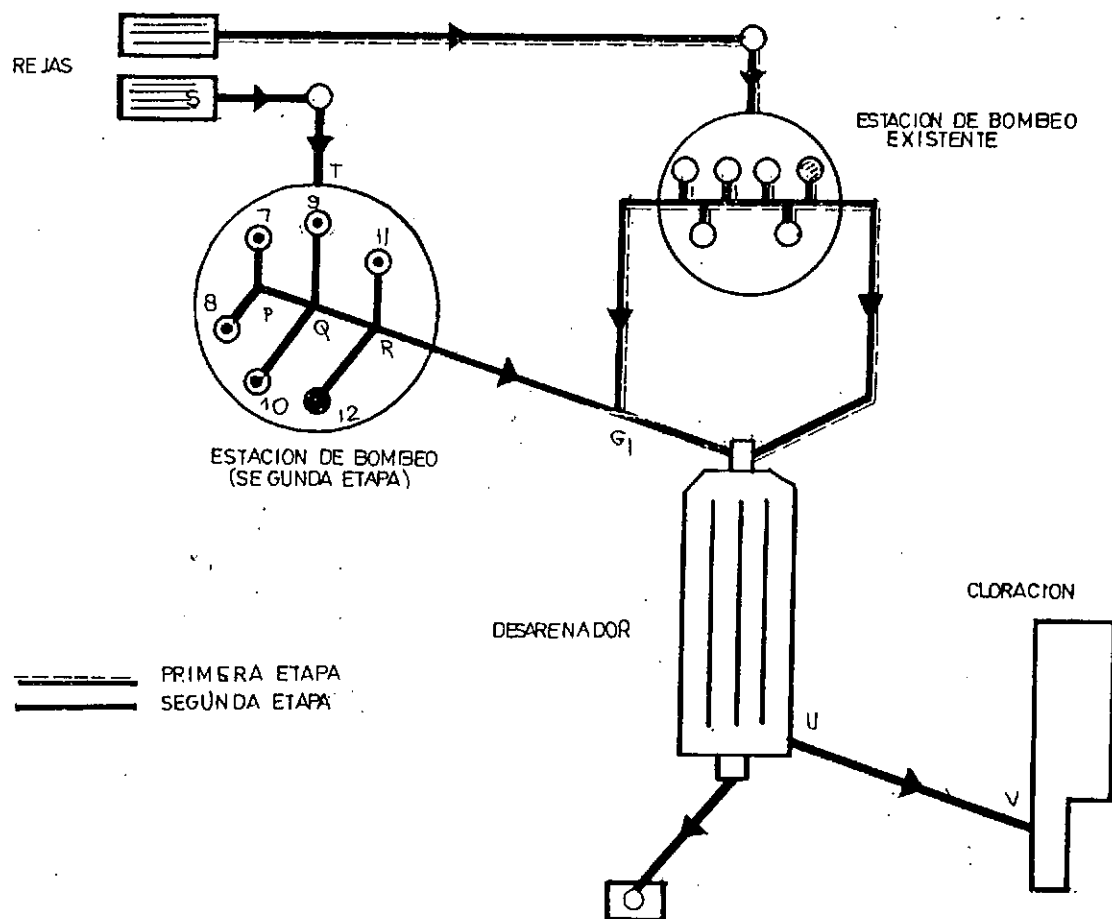
TRAMO	DIAMETRO(mm)	LONGITUD (m)
8 - U	350	7.70
9 - V	350	7.70
10 - W	350	7.70
11 - X	350	7.70
12 - Y	350	7.70
13 - Q	300	6.70
14 - R	300	6.70
15 - T	300	6.70
16 - P	300	6.70
17 - S	300	6.70
U - V	600	1.50
V - W	600	1.50
W - X	700	1.50
X - Y	800	1.50
X - F	800	12.00
P - Q	600	1.00
Q - R	600	2.00
R - S	600	1.00
S - T	600	1.00
T - Z	600	48.00
Z - X	1000	4.00
G - Z	1000	28.00

B1

ALTERNATIVA I (PRIMERA ETAPA)

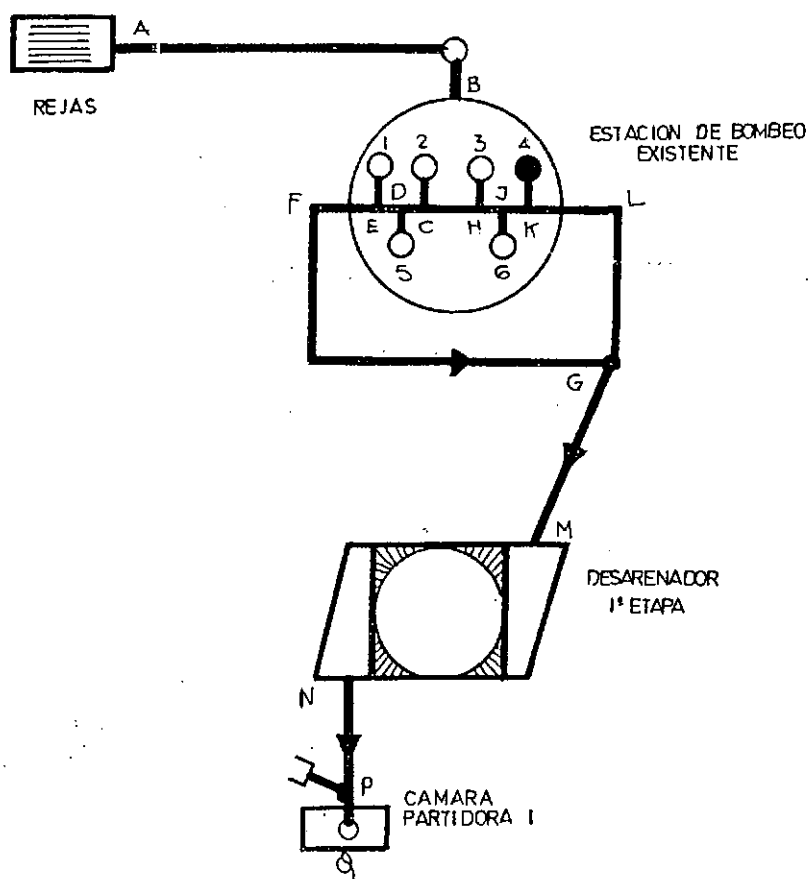
TRAMO	DIAMETRO(mm)	LONGITUD(m)
1 - E	300	6.70
2 - C	300	6.70
3 - H	300	6.70
4 - K	300	6.70
5 - D	300	6.70
6 - J	300	6.70
A - B	800	24.00
C - D	600	1.00
D - E	600	1.00
E - F	600	2.00
F - G ₁	600	14.00
C - H	600	2.00
H - J	600	1.00
J - K	600	1.00
K - L	600	2.00
L - G	600	21.00
M - N	1200	19.00
G ₁ - G	1200	7.00

B2

ALTERNATIVA I SEGUNDA ETAPA

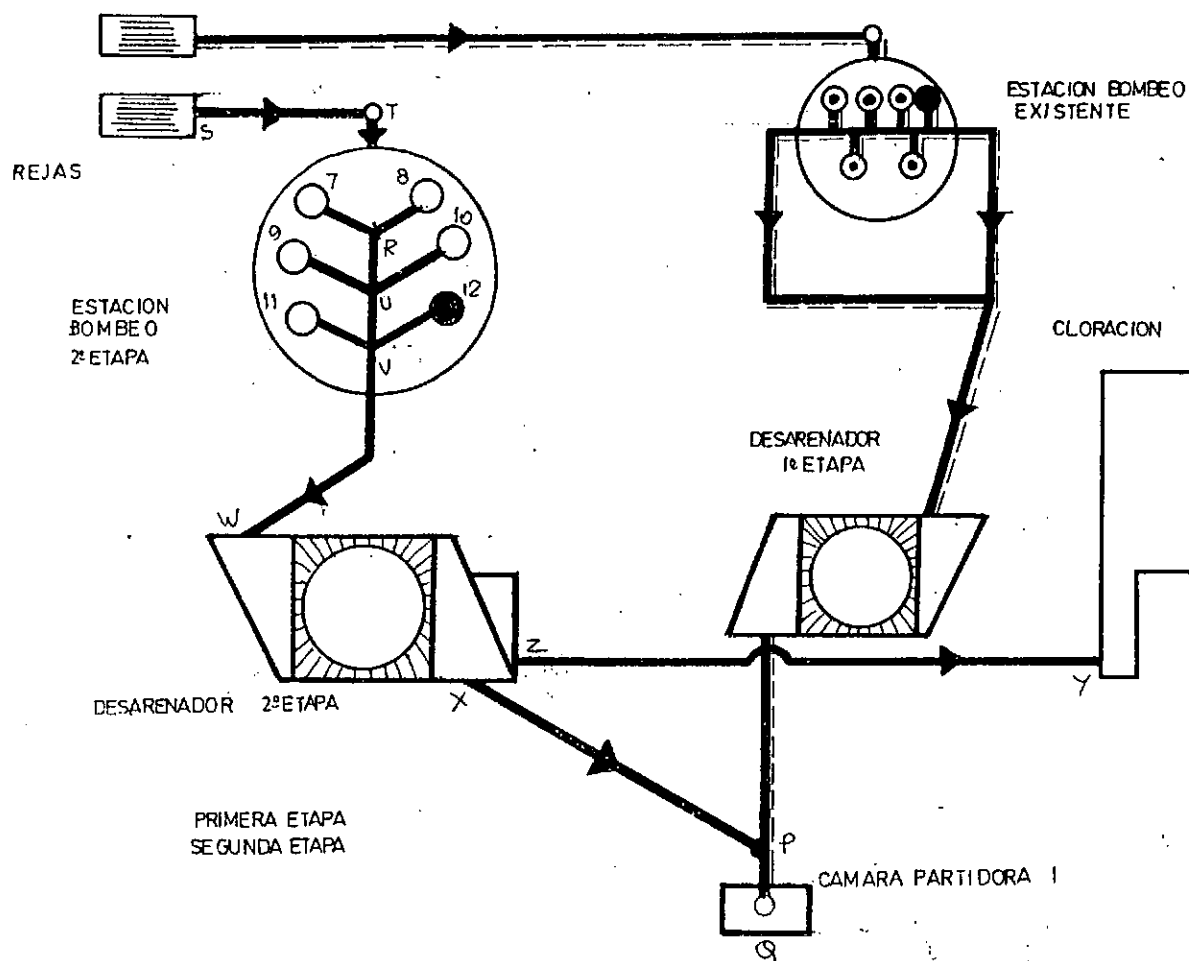
TRAMO	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)
S-T	1100	8.00
7-P	350	9.00
8-P	350	9.00
9-Q	350	10.00
10-Q	350	10.00
11-R	350	9.00
12-R	350	9.00
P-Q	800	4.00
Q-R	1000	4.00
R-G1	1000	11.00
U-V	1000	26.00

(C1)

ALTERNATIVA U, (PRIMERA ETAPA)

TRAMO	DIAMETRO(mm)	LONGITUD (m)
A - B	800	24,00
1 - E	300	6,70
2 - C	300	6,70
3 - H	300	6,70
4 - K	300	6,70
5 - D	300	6,70
6 - J	300	6,70
C - D	600	1,00
D - E	600	1,00
E - F	600	2,00
F - G	600	20,00
C - H	600	2,00
H - J	600	1,00
J - K	600	1,00
K - L	600	2,00
L - G	600	9,00
G - M	800	13,00
N - P	1000	15,00
P - Q	1200	5,00

C2

ALTERNATIVA "U" (SEGUNDA ETAPA)

TRAMO	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)
S-T	1.100	8,00
T-R	350	9,00
8-R	350	9,00
9-U	350	10,00
10-U	350	10,00
11-V	350	9,00
12-V	350	9,00
R-U	800	4,00
U-V	1000	4,00
V-W	1000	8,00
X-P	1100	20,00
Z-Y	1000	42,00

② PRESUPUESTO

1) ANALISIS DE PRECIOS DE CAÑERIAS Y ACCESORIOS

• CAÑERIA ACERO BRIDADO			
COSTO	159	U\$S/m.	
M.DE OBRA	30	U\$S/m	
TOTAL	189	U\$S/m.	
PRECIO	189 x 2,45295		463 U\$S/m.
• CAÑERIA ACERO BRIDADO ϕ 600			
COSTO	450	U\$S	
M.DE OBRA	90	U\$S	
TOTAL	540	U\$S	
PRECIO	540 x 2,45295		1324 U\$S/m.
• CAÑERIA DE ACERO BRIDADO ϕ 800			
COSTO	820	U\$S	
M.DE OBRA	161	U\$S	
TOTAL	981	U\$S	
PRECIO	981 x 2,45295		2406 U\$S/m
• CAÑERIA DE ACERO BRIDADO ϕ 1000			
COSTO	1311	U\$S	
M.DE OBRA	262	U\$S	
TOTAL	1573	U\$S	
PRECIO	1573 x 2,45295		3.858 U\$S/m
• V. RETENCION ϕ 300			
COSTO	1653	U\$S	
M.DE OBRA	330	U\$S	
TOTAL	2983	U\$S	
PRECIO	2983 x 2,45295		7317 U\$S/cu.
• V. ESCLUSA ϕ 300			
COSTO	1121	U\$S	
M.DE OBRA	224	U\$S	
TOTAL	1345	U\$S	
PRECIO	1345 x 2,45295		3300 U\$S/cu
• CURVA A 90°			
COSTO	231	U\$S	
M.DE OBRA	46	U\$S	
TOTAL	277	U\$S	
PRECIO	277 x 2,45295		679 U\$S/cu.

2) PRESUPUESTO ALTERNATIVA T y L PRIMERA ETAPA

TRAMO I- J a : CAÑERIA 3x7,70m x 463 U\$S/m.		10695
3-H	CURVA A 90°: 2x3x679 U\$S/cu.	4074
	VE ϕ 300 : 3x3300 U\$S/cu	9900
	VR ϕ 300 : 3x7313 U\$S/cu	21951
		46.620 U\$S
TRAMO 4- M a : CAÑERIA : 4x6,70 x 463 U\$S/m.		12.408
7-C	CURVA A 90°: 2x4x679 U\$S/m.	5.432
	VE ϕ 300 : 4x3300 U\$S/cu	13.200
	VR ϕ 300 : 4x7317 U\$S/cu.	29.268
		60.308 U\$S
TRAMO C- E : CAÑERIA ϕ 600: 31m x 1324 U\$S/m.		41044
y J-E	EXCAVACION Y AISLACION	15500
		56.544 U\$S
TRAMO A-B : CAÑERIA ϕ 800 : 10 x 2406 U\$S/m.		24.060
	EXCAVACION Y AISLACION U\$S/m.	6.000
		30.060 U\$S
TRAMO E-H : CAÑERIA ϕ 1000 : 39 x 3858		150.462 U\$S
	EXCAVACION Y AISLACION	39.000
	PIEZAS ESPECIALES	15.000
		204.462 U\$S

TOTAL PRIMERA ETAPA - 397.994 U\$S.

C) PRESUPUESTO ALTERNATIVA T y L SEGUNDA ETAPA

TRAMO 8-U _a :	CAÑERIA \$ 350 : 5x7,70x555 U\$S/m.	21367
12	CURVA A 90° : 3x2x814 U\$S	8140
	VE \$ 350 : 5x3960 U\$S	19800
	VR \$ 350 : 5x8780 U\$S	43900
		93207
TRAMO 16-P :	CAÑERIA \$ 300 : 2x6,70x463 U\$S	6204
17-5	CURVA A 90° : 2x679 U\$S	1358
	VE \$ 300 : 2x3300 U\$S	6600
	VR \$ 300 : 2x7317 U\$S	14634
		28796
TRAMO U-W :	CAÑERIA \$ 600 : 3x1324 U\$S	3972
W-x y X-Y	CAÑERIA \$ 700 : 1,5x2000 U\$S	3000
	CAÑERIA \$ 800 : 1,5x2406 U\$S	3609
		10581
TRAMO Y-F :	CAÑERIA \$ 800 : 12x2406	28872
	EXCAVACION Y AISLACION	7200
		36072
TRAMO P-Z :	CAÑERIA \$ 600 : 53x1324 U\$S	70172
	EXCAVACION Y AISLACION	24000
		94172
TRAMO Z-X :	CAÑERIA \$ 1000 : 32x3858 U\$S	123456
Y G-Z	EXCAVACION Y AISLACION	32000
	VE \$ 1000	30000
		185456

2º ETAPA TOTAL U\$S - 448284

D) ALTERNATIVA I PRIMERA ETAPA

TRAMO I-E :	CAÑERIA 6x6,70x463 U\$S	18612
A 6-J	CURVA A 90° : 6x2x679 U\$S	8148
	VE \$ 300 : 6x3300 U\$S	19800
	VR \$ 300 : 6x7317 U\$S	43902
		90462
TRAMO A-B :	CAÑERIA \$ 800 : 24x2406 U\$S	57744
	EXCAVACION Y AISLACION 24x600	14400
		72144
TRAMO C-D :	CAÑERIA \$ 600 : 45x1324	59580
A L-G	EXCAVACION Y AISLACION 35x500	17500
	PIEZAS ESPECIALES	5000
		82080
TRAMO M-N :	CAÑERIA \$ 1200 : 19x5000 U\$S	95000
Y G-G	EXCAVACION Y AISLACION : 19x1500 U\$S	28500
	CAÑERIA \$ 1100 : 7x4200 U\$S	29400
	EXCAVACION Y AISLACION : 7x1300 U\$S	9100
	PIEZAS ESPECIALES	5000
		167000

TOTAL ALTERNATIVA I
PRIMERA ETAPA 411.686 U\$S

E) ALTERNATIVA I - SEGUNDA ETAPA

TRAMO S-T - IDEM ALTERNATIVA U	44.000
TRAMO 7-P : CAÑERÍA \$ 350 : 56m x 555 U\$S/m.	31.080
a 12-R CURVA A 90° : 12 x 814	9.768
VE \$ 350 : 6 x 3960	47.520
VR \$ 350 : 6 x 8780	52.680
	141.048
TRAMO P-Q-R : CAÑERÍA \$ 800 : 4 x 2406	9.624
G ₁ -V. CAÑERÍA \$ 1000 : 4 x 3858	15.432
CAÑERÍA \$ 1000 : 37 x 3858	142.746
EXCAVACION Y AISLACION	37.000
	204.862

TOTAL ALTERNATIVA I
SEGUNDA ETAPA 389.850 U\$S

F) ALTERNATIVA U - PRIMERA ETAPA

Tramo 1-E a 6-J: idem alternativa I	90.462
Tramo A-B: idem alternativa I	72.144
Tramo C-D cañería ϕ 600: 39 x 1.324	51.636
a L-G Excavación y aislación: 29 x 600	17.400
P.Esp.	5.000
	74.036

Tramo G-M, N-P y P-Q	
cañería 1200: 5 x 5000	25.000
" 1000: 15 x 4200	63.000
" 800: 13 x 2406	31.278
Exc.y Aisl. 1200: 5 x 1500	7.500
" " " 1000: 15 x 1000	15.000
" " " 800: 13 x 600	7.800
	149.578

Total Alternativa I,
Primera Etapa U\$S 386.220

G) ALTERNATIVA U - SEGUNDA ETAPA

Cañería 1100: 8 m. x 4200	33.600
Exc. y Aisl.: 8 x 1300	10.400
	44.000
Tramo 7-R a 12-V: (idem Alternativa I)	141.048
Tramo R-U, U-V, V-W, X-P y Z-Y:	
cañería ϕ 800: 4 x 2406	9.624
" ϕ 1000: 4 x 3858	15.432
" ϕ 1100: 20 x 4200	84.000
" ϕ 1000: 42 x 3858	162.036
Exc. y Aisl. 1000: 42 x 1000	42.000
" " " 1100: 20 x 1300	26.000
	339.092

Total Alternativa U,
Segunda Etapa U\$S 524.140

A.5.3. COMPUTO Y PRESUPUESTO DE EQUIPOS ELECTROBOMBAS

COMPUTO:

		1° ETAPA	2° ETAPA
I	INSTALADAS	6 BOMBAS 3200	6 BOMBA 3300
U	STOCK	1 BOMBA 3200	—
T L	INSTALADAS	7 BOMBAS 3200	2 BOMBAS 3200 5 BOMBAS 3300

PRECIOS BASICOS

BOMBA 3200

$$\frac{86300000 \text{ A}}{5000 \text{ A/0\$5}} \times 2,45295 = 42338 \text{ U\$S } \text{c/u}$$

BOMBA 3300

$$\frac{189.600.000 \text{ A}}{5000 \text{ A/0\$5}} \times 2,45295 = 93016 \text{ U\$S } \text{c/u}$$

PRESUPUESTO U\\$S

	1° ETAPA	2° ETAPA
I U	296 365	558.095
T L	296 365	549.755

A N E X O VJ

TRATAMIENTO DE BARROS

Cómputos y Presupuestos

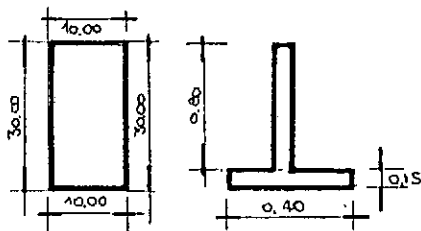
A.6.1 COMPUTOS Y PRESUPUESTOS DE SUBALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE BARROS..

PA) PLAYA DE SECADO COMUN

COSTO PARA UNA PLAYA TIPO DE 10x30 m.

SUPERFICIE 300 m²

PARED PERIMETRAL: 0,15 x 0,80 x 80 m + 0,15 x 0,40 x 80 m = 14,40 m³

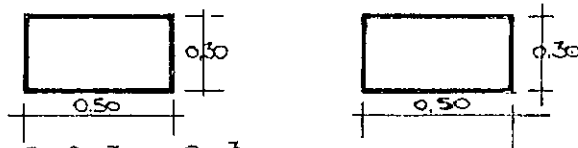


ARENA 0,10 x 300 m² = 30 m³

PIEDRA 0,30 x 300 m² = 90 m³

CANERIA Ø 200 30 metros

VIGAS DE HORMIGON TIPO GUIAS



V.Hº 0,30 x 0,50 x 2 x 30 = 9 m³

RESUMEN DE OBRA CIVIL

HºAº: 15 m ³ x 387.000 A/m ³	5.805.000
Hº SIMPLE 9 m ³ x 164.000 A/m ³	1.476.000
ARENA 30 m ³ x 6400 x 2,45295	470.966
PIEDRA 90 m ³ x 8000 x 2,45295	1.766.124
CANERIA Y VARIOS	1.000.000

TOTAL A. 10.518.090

PRECIO POR m² 35060 A/m²

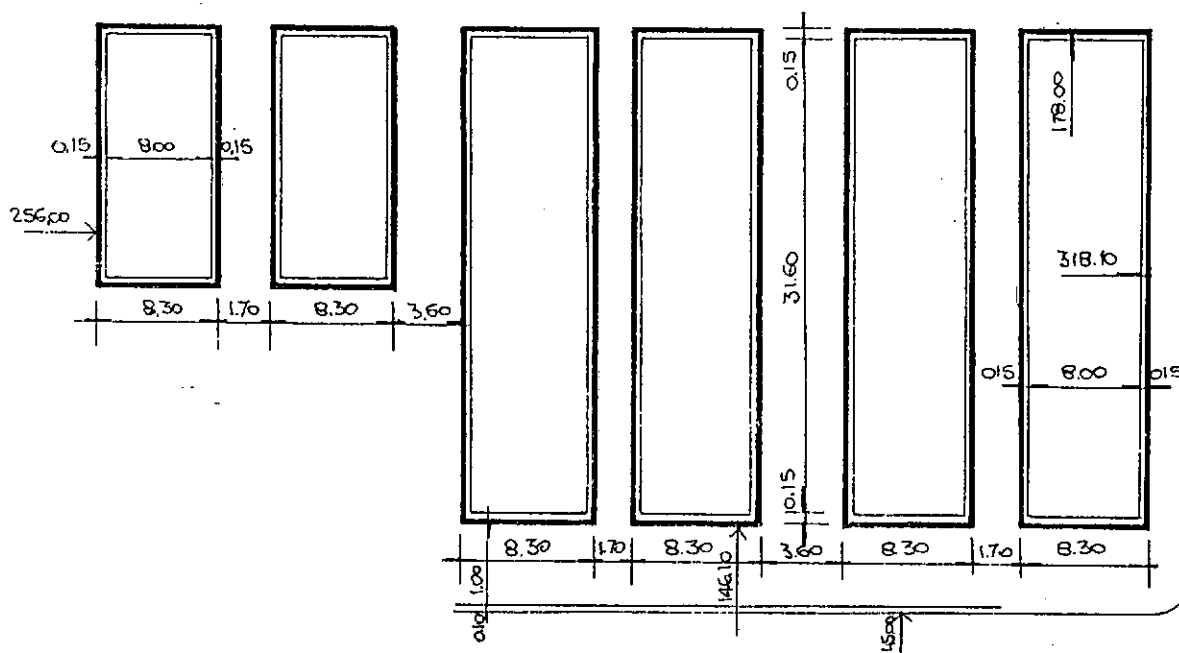
PRECIO TOTAL: 5640 m² → A 197.400.000

U\$ s → 157.920

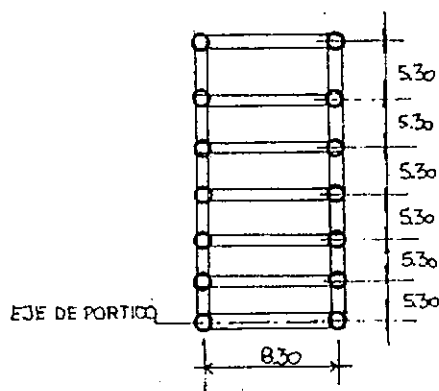
VOL → 23 m³ x $\frac{5640}{300} = 432^{\circ}$ HORMIGON

PALA CARGADORA TIPO TRACTOR - 25.000

PC) PLAYAS DE SECADO CUBIERTAS



$$L = 6 \times 8,30 + 1,70 \times 3,00 + 3,60 \times 2 = 49,8 + 5,10 + 7,20 = 62,10 \text{ m}$$



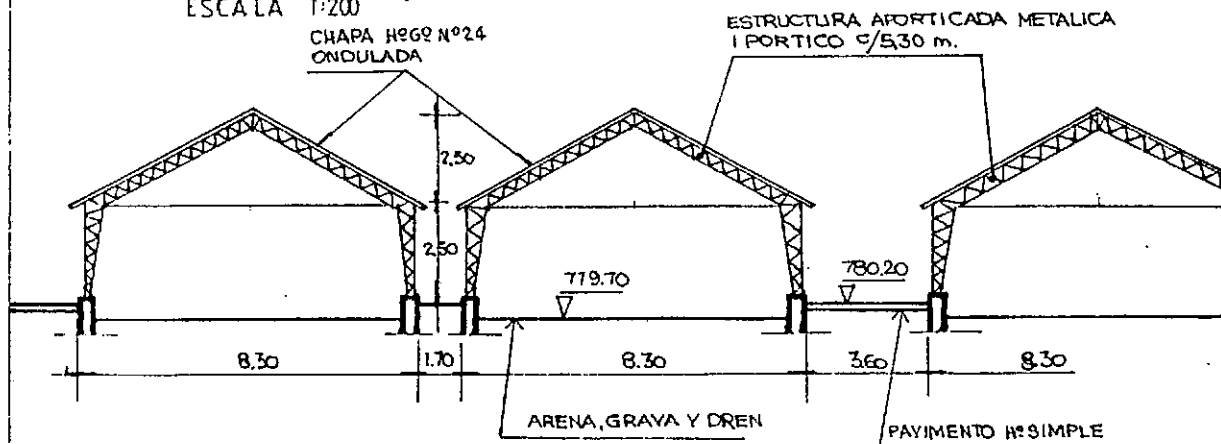
7 PORTICOS

NOTA:

PRECIOS A DICIEMBRE 1988 (1 DOLAR = A 1.250) VER ANALISIS DE PRECIOS EN ANEXO II,
SEGUNDO INFORME PARCIAL: "DISEÑO BASICO", TOMO II

CORTE TRANSVERSAL SECTOR PRIMERA ETAPA

ESCALA 1:200



SUPERFICIE TIPO 8,00 x 30	240 m ²
ARENA 0,10 x 2,40 m ²	24 m ³
PIEDRA 0,30 x 2,40 m ²	72 m ³
PARED PERIMETRAL 0,15 x 76 x (0,8 + 0,4)	13,68 m ³
VIGAS DE HORMIGON GUIAS 0,30 x 0,50 x 2 x 30	9 m ³
TECHO 240 m ²	
RESUMEN:	
ARENA : 24 m ³ x 6400 x 2,45 295	376.773
PIEDRA : 72 m ³ x 8000 x 2,45 295	1.412.899
H2A2 : 1368 x 387000 A/m ³	5.294.160
H2SUP : 9 x 164000 A/m ³	1.476.000
TECHO y ESTRUCTURA 240 x 40000 A/m ²	9.600.000
TOTAL	A. 18.159.832

PRECIO POR M²: 115,655 A

U \$A 364.578

PALA CARGADORA TIPO TRACTOR 25000

$$\frac{V \cdot \rho \cdot A^2}{2} = 62,80(0,40 + 1,75 + 2,80 + 2,70) = 480,42 \text{ m}^3$$

ESTIMADO TOTAL 500 m³

PRECIO: 500×187.000 _____ 93.500.000

REVOQUES : $6,28 \times 5 \times 25 \times 2 : 1570 \text{ m}^2$

PRECIO : 1.570 + 8.000 A/m² = 12.560.000

EXCAVACIONES : $1600 \text{ m}^3 \times 10000 \text{ A/m}^3$ 16.000.000

CAÑERIAS Y ACCESORIOS	50.000.000
-----------------------	------------

VARIOS	40.000.000
--------	------------

TOTAL A 312,060.000

TOTAL U\$A	249.600.
------------	----------

OBRA CIVIL: _____ 209.600 U\$A

EQUIPOIS . 40.000 U\$A

TOTAL 249.000 U\$A

VOLUMEN HORRIGON

$$6,28 \times 5 \times 0,30 \times 12 + 3,14 \times 6^2 \times 0,40 =$$
$$= 113 + 45 = 158 \text{ m}^3$$

ADOPTAMOS: 170 m^3

REMARKS:

$$6,28 \times 5 \times 12 + 150 = 376 + 150 = 527 \text{ m}^2$$

EXCAVACION: $150 \times 3 = 450 \text{ m}^3$

RESUMEN

$$H^2A^2 \ 170m^3 \times 387.000 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 65.790.000$$

REVOCUES 527 m ³ x 8.000	4.216.000
-------------------------------------	-----------

EXCAVACION $450 \text{ m}^3 \times 10000$ 4.500.000

CAÑERIA Y ACCESORIOS	30.000.000
----------------------	------------

VARIOS	20.000.000
--------	------------

TOTAL	A	124,506.000
-------	---	-------------

TOTAL U#A	99,605
-----------	--------

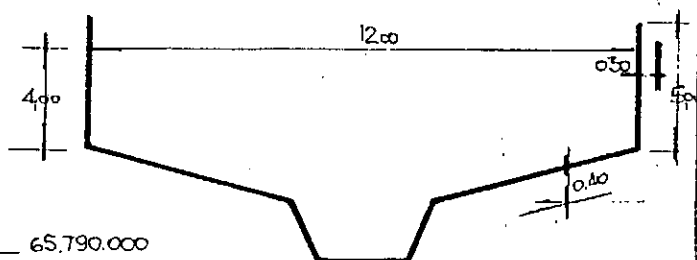
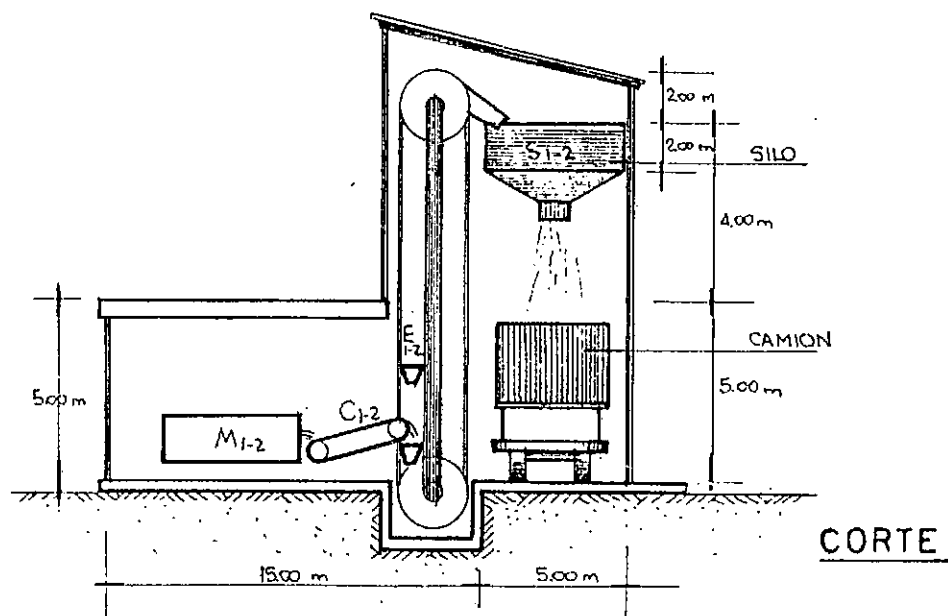


Diagrama de planta de un edificio con las siguientes dimensiones y componentes:

- Dimensiones totales:** 15,00 m de ancho y 10,00 m de alto.
- Sección superior:**
 - Dividida en tres partes horizontales con anchuras de 2,50 m, 3,00 m y 2,50 m.
 - Contiene dos máquinas, M_1 y M_2 , cada una con una anchura de 3,50 m.
 - Entre las máquinas hay una distancia de 3,00 m.
- Sección inferior:**
 - Contiene dos elevadores, E_1 y E_2 , cada uno con una anchura de 1,00 m.
 - Los elevadores están ubicados directamente debajo de las máquinas M_1 y M_2 .
 - Las secciones inferiores están etiquetadas como S_1 y S_2 .
 - Hay una etiqueta "TOLVA" con una flecha que apunta a la sección S_2 .
- Dimensiones adicionales:**
 - La distancia entre el elevador y la máquina en cada lado es de 2,50 m.
 - La anchura de la sección inferior es de 5,00 m.
 - La anchura total de la base es de 10,00 m.

PLANTA



- M_1 y M_2 MAQUINAS DE 3.15 DE ANCHO, 4.50m. DE LARGO Y 1.17m. DE ALTO
 S_1 y S_2 TOLVA Y SILO ELEVADO PARA CARGA SOBRE CAMION
 C_1 y C_2 CINTA TRANSPORTADORA HASTA ELEVADOR
 E_1 y E_2 ELEVADOR A CANGILONES

ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO

- a) LOSAS, COLUMNAS, VIGAS Y BASES EN LOCAL MAQUINAS

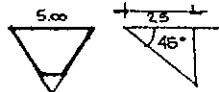
$$V.H. = 10 \times 15 \times 0.30 = 45 \text{ m}^3$$

- b) SECTOR ELEVADORES

$$V.H. = 2 \times 4 \times 0.20 \times 12 = 19.2 \text{ m}^3$$

- c) SILOS

$$V.H. = 2 \times 20 \times 2 \times 0.25 + 1.41 \times 2.5 \times \frac{5}{2} \times 4 \times 0.25 \times 2 = 20 + 17.62 = 37.62 \text{ m}^3$$



$$\text{TOTAL H.A.} = 101.82 \text{ m}^3$$

PRESUPUESTOS ESTIMADOS

$$H.A.: 102 \text{ m}^3 \times 387,000 \text{ A/m}^3 = 39,474,000 \text{ A}$$

OBRA CIVIL, REVOQUES, PISOS

CARPINTERIA, PINTURA, ETC.

$$150 \text{ m}^2 \times \frac{1}{\text{m}^2} 370,000 = 55,500,000 \text{ A}$$

OBRAS COMPLEMENTARIAS

PAVIMENTOS, DEPOSITOS POLIELECTROLITO,

BALANZA, ETC. 30,000,000 A

COMPUERTA DE SILO 10,000,000 A

TOTAL OBRA CIVIL 134,974,000 A

TOTAL U\$5 107,980

A.6.2 COSTO DE EQUIPOS DE SUBALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE BARROS

Ⓐ ESPESADOR

$$55,000 \text{ U\$5} \times 2.45295 = 134,912 \text{ U\$5}$$

Ⓑ FILTROS BANDA

$$2 \times 70,000 \text{ U\$5} \times 2.45295 = 343,413$$

ELEVADOR Y CINTA

$$19,000 \text{ U\$5} \times 2.45295 = 36,794$$

$$380,207 \text{ U\$5}$$

A.6.3 COSTOS DE EXPLOTACION DE SUBALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE BARROS

Ⓐ

PLAYAS

CARGA TRANSPORTE Y DISPOSICION DE HUMUS

$$3400 \text{ Kg/día} \times \frac{1}{1200 \text{ Kg/m}^3} \times 365 \text{ días/año} = 1034 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$5 \text{ U\$s/m}^3 \times 1034 \text{ m}^3/\text{año} = 5170 \text{ U\$s/año}$$

Ⓑ

FILTRO BANDA

PROVISION DE POLIELECTROLITO

$$17 \text{ Kg/día} \times 365 \text{ días/año} \times 3.6 \text{ U\$s/Kg} = 22338 \text{ U\$s/año}$$

ENERGIA FILTRO BANDA

$$2.2 \text{ Kw} \times 12 \text{ h/día} \times 365 \text{ días/año} \times 0.066 \text{ U\$s/Kwh} = 636 \text{ U\$s/año}$$

OPERACION Y MANTENIMIENTO FILTRO BANDA _____ 4500 U\\$s/año

TOTAL FILTRO BANDA _____ 27.474 U\\$s/año

ANEXO

Catálogos

Grit Plants

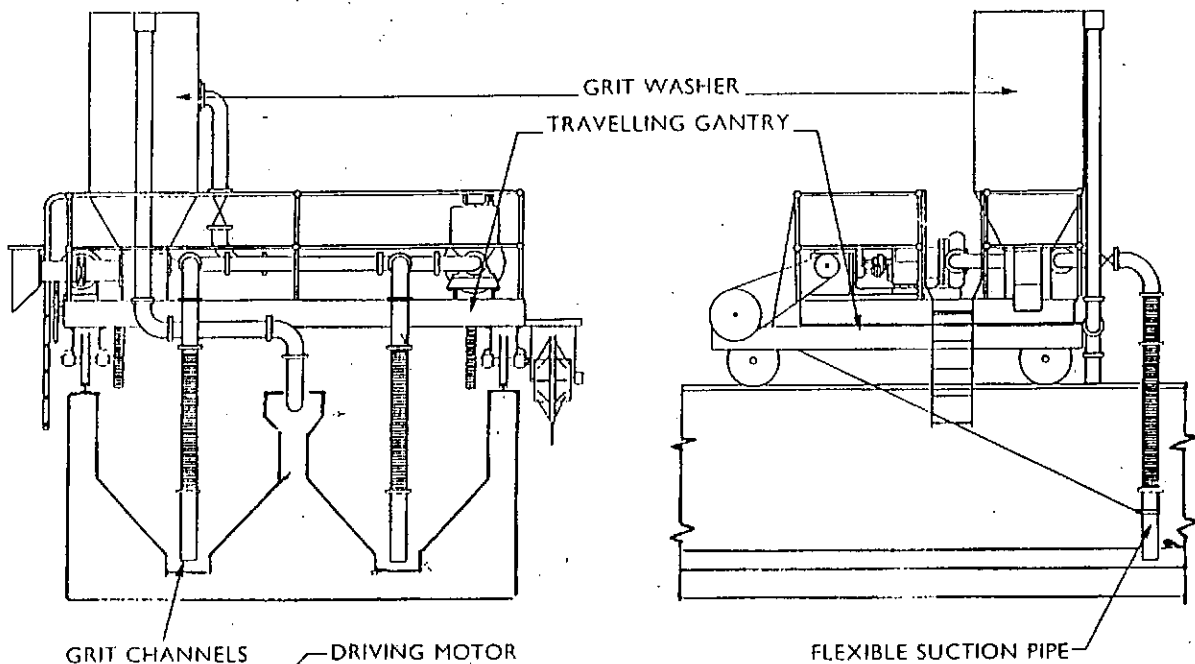


Fig 9909
Layout of a typical travelling suction-lift grit removal plant

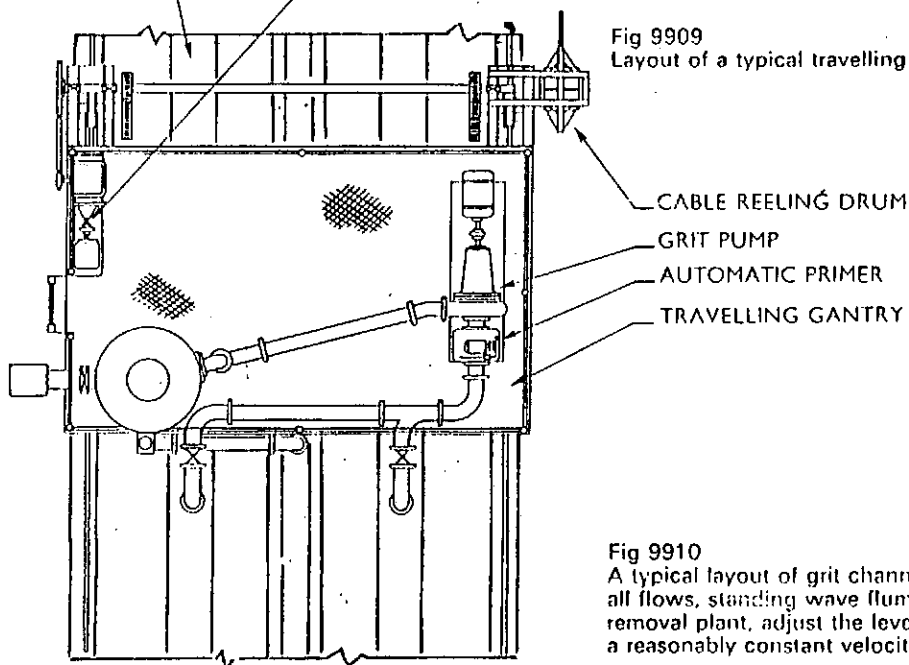
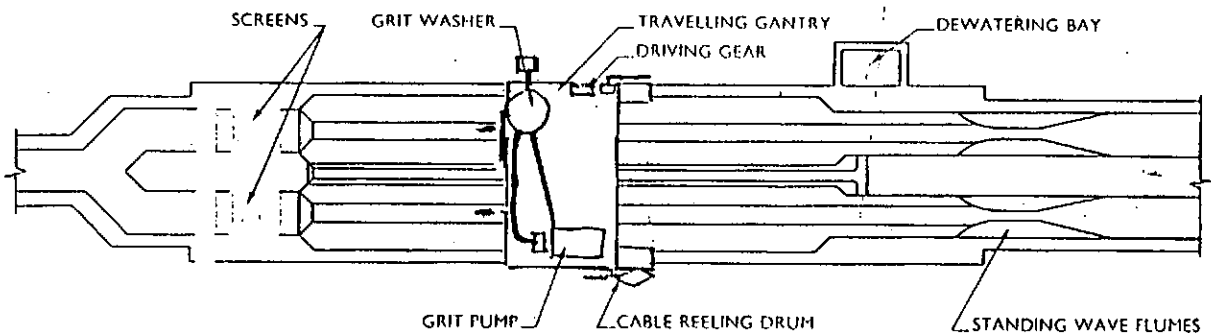


Fig 9910
A typical layout of grit channels preceded by screens. At all flows, standing wave flumes, positioned after the grit-removal plant, adjust the level in the channels to maintain a reasonably constant velocity



VÖEST-ALPINE

Sewage Engineering

Sand traps

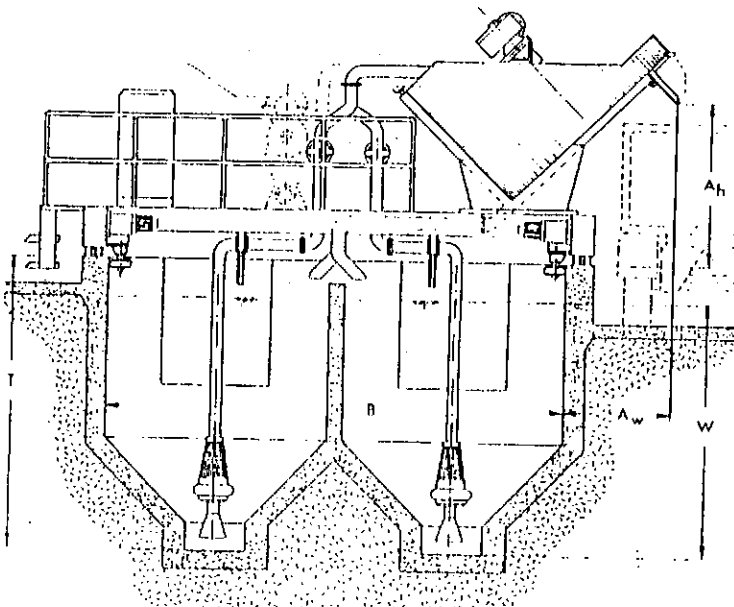
Movable sand trap clarifier with self-priming pumps and mounted sand silo with washing and discharge device for cleaning longitudinal grit settlement channels.

Unimat suction sludge collector with washing and discharge device, submersible pump / double channel

Sand silo with washing and discharge device:

Proved device for separating and classifying liquid — solid matter mixtures and for dewatering granular matter in community sewage purification plants and in the industry (e. g. separation of sand, sinter, ore and minerals of any kind).

The sucked sand — water mixture which as a rule contains considerable, mainly organic light matter is continuously treated in the sand silo (washed and dewatered). The agitator and raking mechanism installed in the silo due to the constant material shilling releases the sand which is entrapped in the sand which is removed together with the excess water. Continuous or intermittent emptying into containers or vehicles is made either by automatic or manual control.

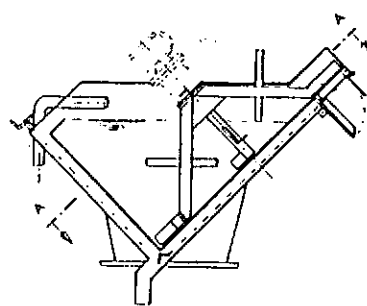
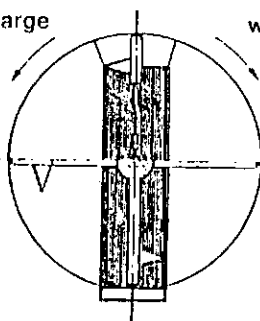


Unimat sand silo with washing and discharge device

Section A-A

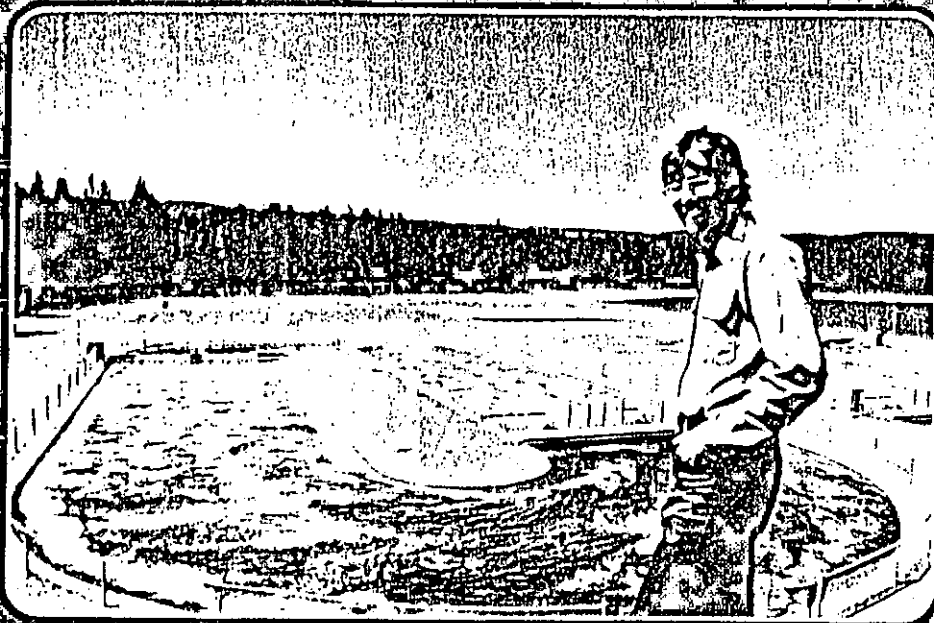
discharge

wash



Standard sizes:

width of chamber	B. m	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	2,0	(2,4)
depth of suction channel	T. m	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	(2,0)	
width of suction channel	m	0,3	0,4	0,5	(0,6)				



Bulletin 143

ROTOR AERATION IN THE OXIDATION DITCH

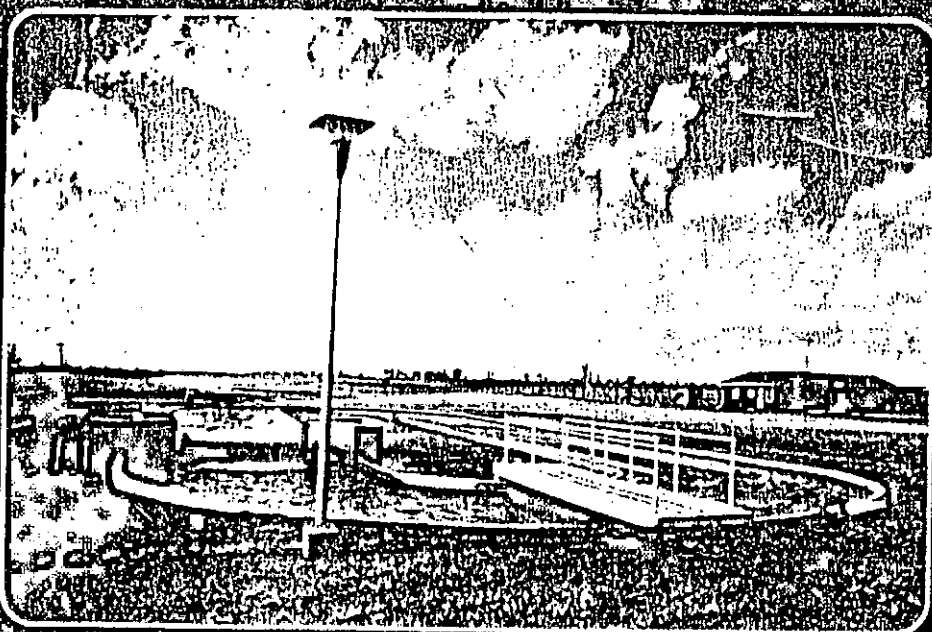
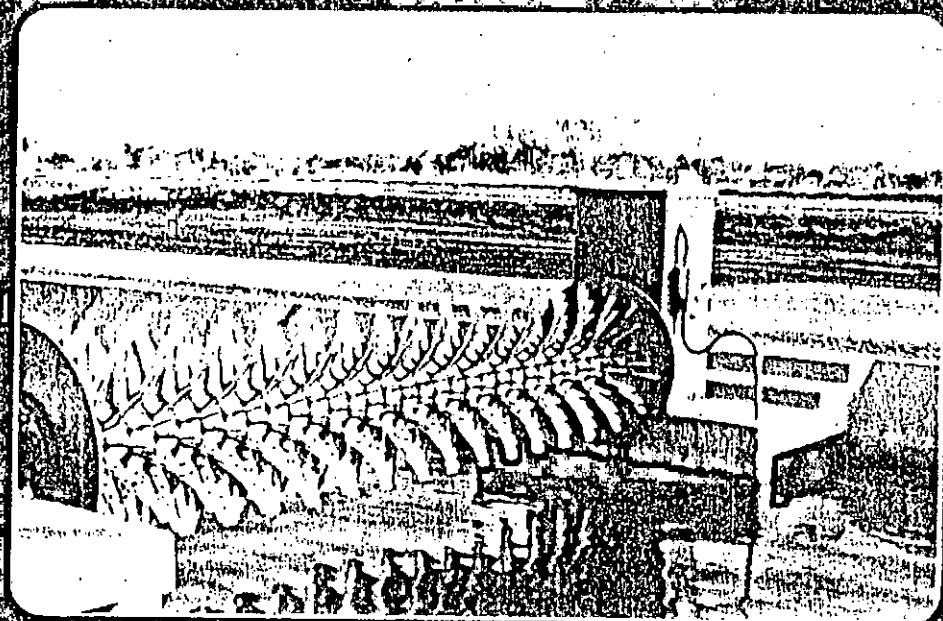
Lakeside Equipment Corporation has developed quality equipment and processes for the water and wastewater treatment industry since 1928.

The Lakeside Oxidation Ditch wastewater treatment process described in this bulletin is simple and reliable.

It can be designed for low construction and operation costs.

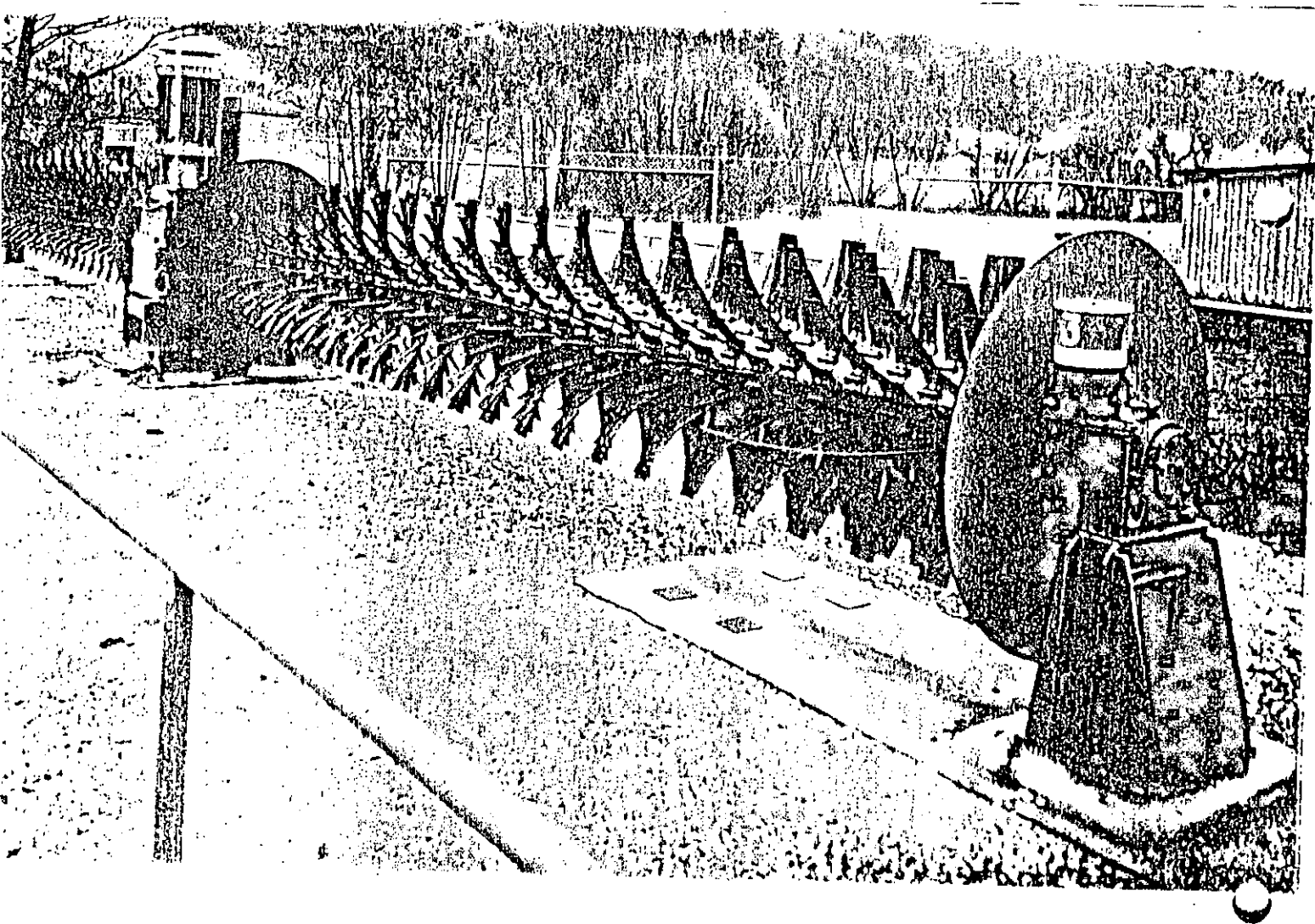
There is no secondary wastewater treatment process that produces a higher level of effluent quality.

The Lakeside Oxidation Ditch has clearly demonstrated these characteristics in years of successful operation.



LAKESIDE

LAKESIDE EQUIPMENT CORPORATION
1022 E. Devon Ave. • Bartlett, IL 60103 • 312/837-5640



BELOIT-PASSAVANT MAMMOTH ROTOR AERATOR

The Mammoth Rotor is an efficient, high-capacity aerator used in the biological treatment of waste water. Its oxygenation capacity has been proved in both laboratory test basins and at operating installations. A Mammoth Rotor will provide an oxygenation capacity of 5-lb dissolved oxygen per hour per foot of rotor length.

The Mammoth Rotor offers these outstanding features:

- Transfers oxygen into the liquid at low horsepower requirements.

- Provides complete mixing and plug flow circulation within the aeration basin.

- The unit is of rugged construction with all mechanical and rotating components above liquid level—providing easy maintenance and service, without dewatering the aeration basin.

High efficiency

The Mammoth Rotor Aerator has been developed through extensive research and testing in the laboratory and at actual, full-scale waste treatment plant installations. Data from these tests prove

that the Mammoth Rotor has a high oxygenation capacity at low horsepower requirements, and that a minimum liquid velocity of one foot per second is maintained in all sections of the aeration basin.

The oxygenation capacity and required horsepower at various depths of submergence are analyzed in Figure 1. As shown, an oxygenation capacity of 5 lb per foot of rotor length can be easily obtained at 1.24 hp per foot of rotor length and at 10.2" rotor submergence. Similarly, other values of oxygenation capacity, horsepower, and submergence can be obtained from the curves.

Controlled aeration

The oxygenation capacity and required horsepower of the Mammoth Rotor are variable and are controlled by the rotor submergence. An adjustable motorized effluent weir, controlled by a signal from a dissolved oxygen analyzer, is available. With this system, the dissolved oxygen residual of the aeration tank is maintained at a preselected value, thereby providing the most economical use of power.

The efficiency of the Mammoth Rotor, lb oxygen transferred per horsepower hour, is not affected by the rotor submergence. Less submergence will require less horsepower, and less oxygen will be transferred to the liquid, but the amount of oxygen transferred to the liquid per horsepower hour will remain constant.

Horizontal circulation

The Mammoth Rotor and aeration tank provide an entirely different concept of aeration from that normally associated with the vertical or spiral flow aerator.

The Mammoth Rotor rotates about a horizontal axis with the aeration blades submerged in the liquid approximately 10". As the rotor rotates, a force is exerted to the liquid causing the liquid to move in a horizontal spiral flow pattern within the aeration tank. This is a natural circulation requiring minimum horsepower to maintain.

The horizontal spiral circulation continuously mixes fresh reaerated activated sludge-mixed liquor with the sewage waste influent, producing an

optimal biological environment. All liquid wastes entering the aeration tank are retained for the same amount of time.

Completely mixed system

The aeration tank is a completely mixed plug flow system in continuous circulation. Minimum liquid velocity at any point within the basin is one foot per second.

Figure 2 illustrates the completely mixed plug flow circulation within the aeration tank. As shown, all liquid waste entering the aeration tank is equally mixed with the circulating mixed liquor.

COMPLETELY MIXED PLUG FLOW SYSTEM

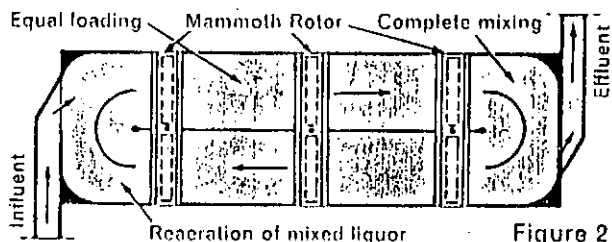


Figure 2

MAMMOTH ROTOR OXYGENATION CAPACITY

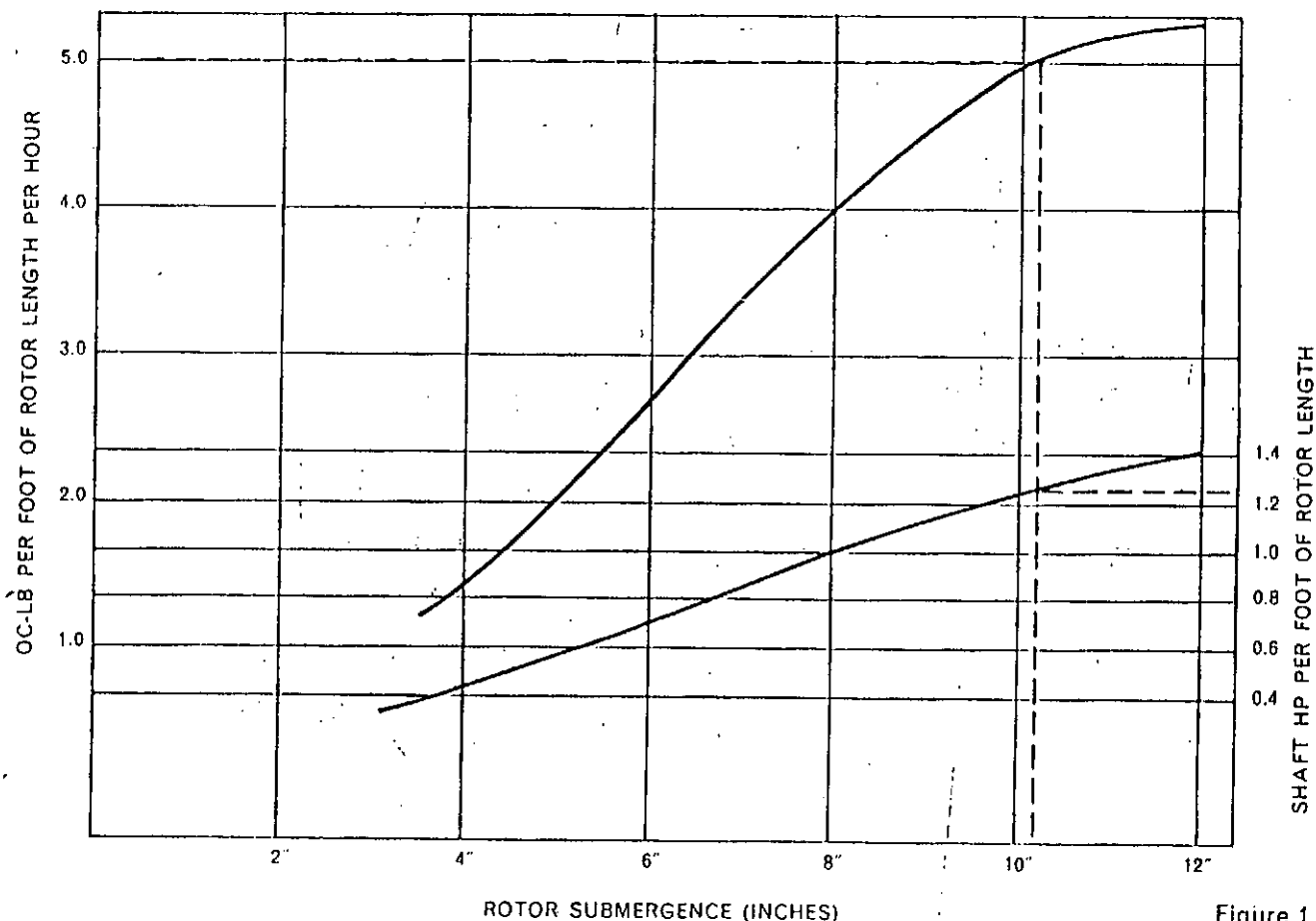


Figure 1

As this graph indicates, the Mammoth Rotor has an unusually high oxygenation capacity. The data represented by these curves indicate the rate of oxygen transfer in pound per hour, in tap water at 20°C, when oxygen concentration is zero. The sodium sulfite/cobalt ion catalyst test procedure, as generally accepted, was followed. All test data was confirmed at actual operating installations.



Aeration Ditches; Floating Aerators

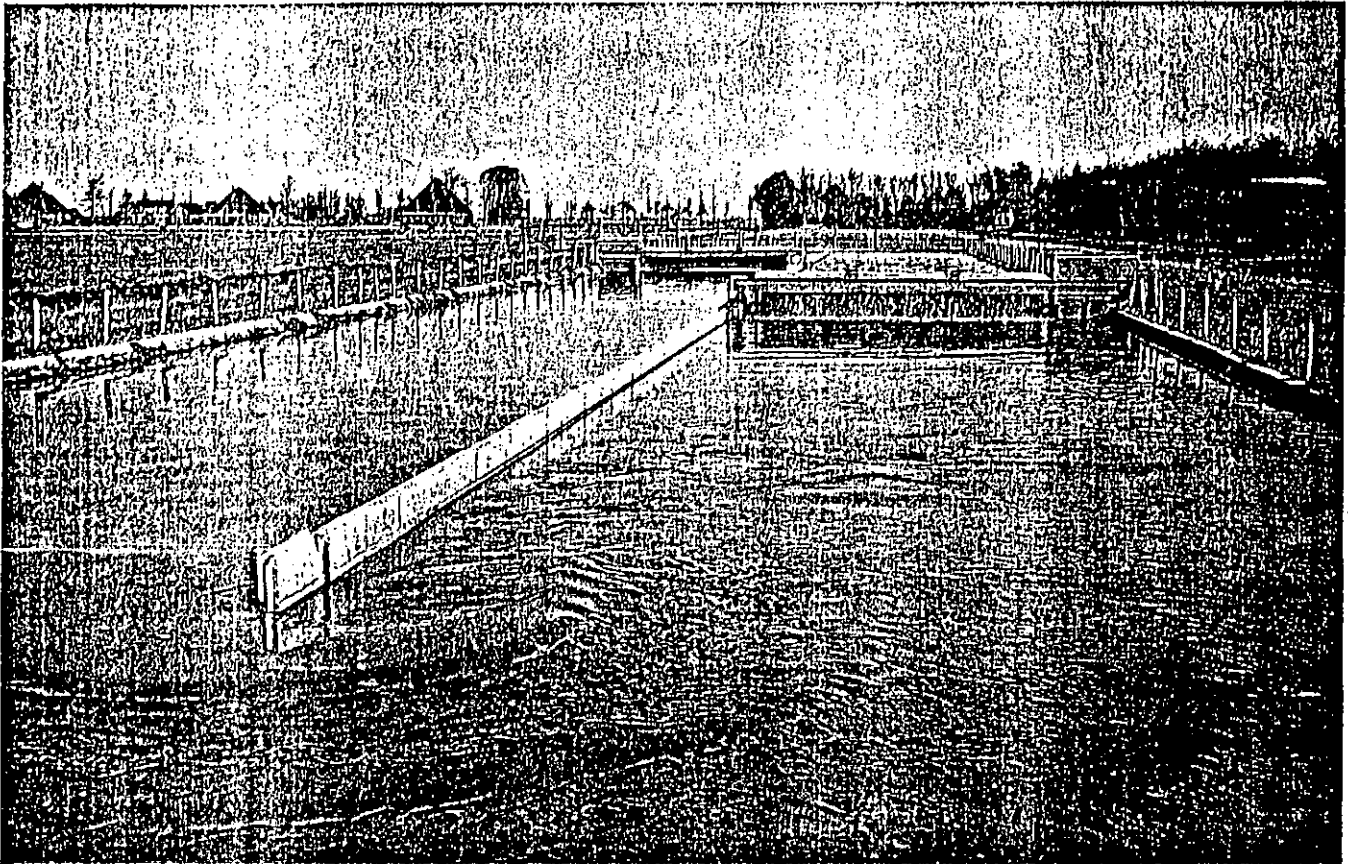
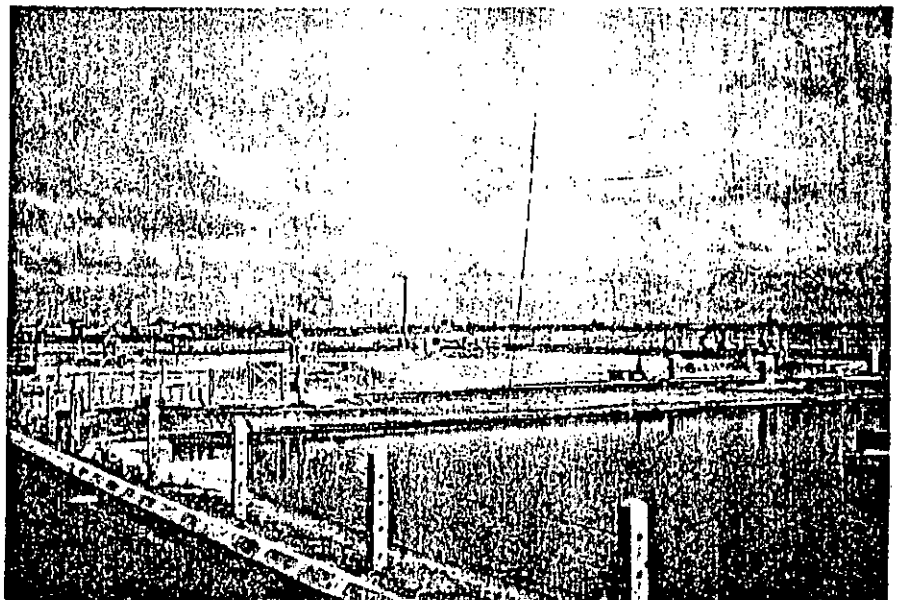


Fig. 71

The aeration ditch is a simple, well-proved variant on conventional sewage works design. Screening and/or disintegration is retained and grit extraction may be incorporated but there is no primary settlement stage. All sludge solids therefore enter the relatively shallow aeration channel. In the smaller installations the channel follows a 'race-track' configuration but may take a somewhat more elaborate form where larger volumes are to be treated. The extended aeration principle is employed, i.e., the retention time is of the order of 48 hours. This results in a considerable degree of aerobic digestion of the sludge solids and a consequent reduction in their volume. Provision is made for activated sludge return after final settlement.

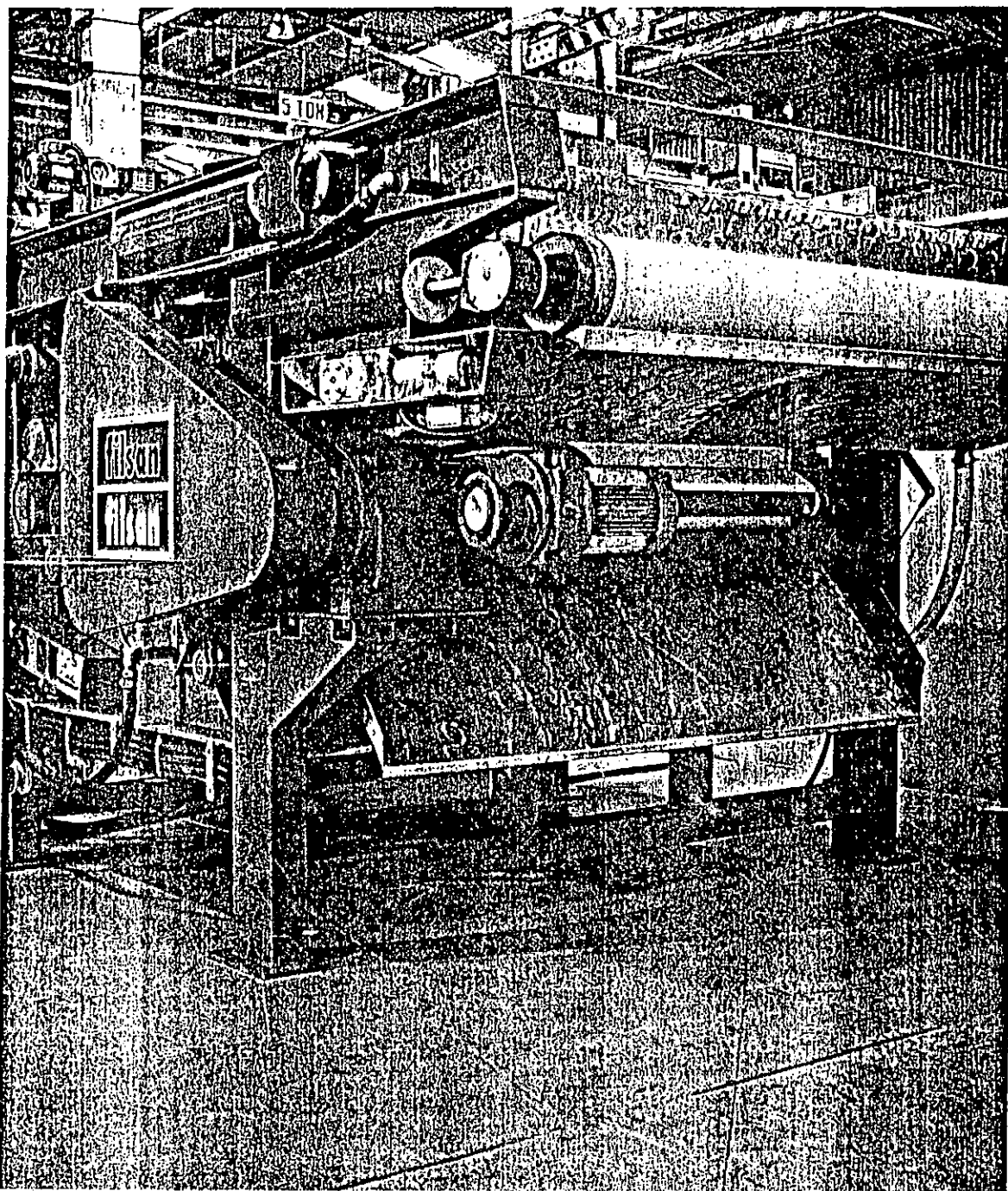
Two methods of aeration are available. In one (Fig. 71), a brush aerator spans the channel towards the inlet end of the aeration ditch. A high oxygen transfer efficiency is called for together with the ability to create a flow throughout the channel sufficient to maintain its contents in suspension. The alternative method is to mount a single-point aerator, meeting the same basic requirements in relation to oxygen transfer and positive circulation, at one end of the ditch.

Fig. 72 The nightsoil treatment plant for Lagos, Nigeria, exemplifies the use of Simplex floating aerators moored at strategic points in a lagoon, thus eliminating the necessity for the conventional supporting bridges. Aerators may also be tripod mounted if required.



PRENSA DESAGUADORA FILPRESS®

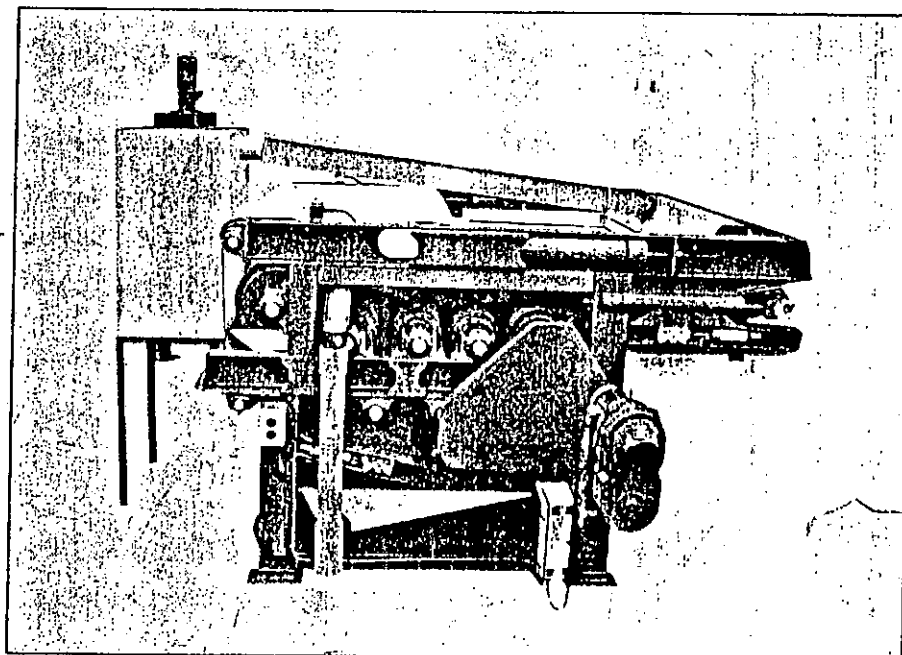
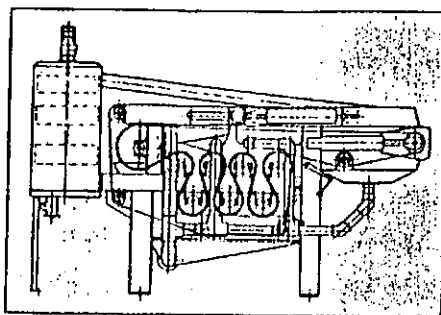
Especialmente desenvolvida para desidratação de lodos



LINHA **Filsan®**

Equipamentos e sistemas para tratamento de água, efluentes sanitários e efluentes industriais

PRENSA DESAGUADORA FILPRESS® - SÉRIE 3



A Prensa Desaguadora FILPRESS® - Série 3 é um equipamento especialmente desenvolvido para a desidratação de lodos provenientes de processos de tratamento de água e esgotos sanitários e industriais.

Com tecnologia proveniente da PCL - Pressure Cleaners Limited, da Irlanda, a Prensa Desaguadora FILPRESS® apresenta várias vantagens quando comparada com sistemas convencionais de desidratação, onde se destacam:

- Operação contínua, alta capacidade e baixo consumo de água e energia elétrica.
- Minimização da área ocupada.

- Operação totalmente automatizada controlada por painel com micro-processador que permite, entre outras funções, o alinhamento das telas, tensão constante nos rolos,

controle sequencial de partida e parada da unidade, intertravamento com auxiliares (dosagem de polímero, transportador de descarga da torta, etc).

DADOS PARA SELEÇÃO

Série	Modelo*	Área Filtrante (m²)	Carga de Lodo (kg/m de Largura)**	Torta (Sólidos %)
Série 3	1.000	9,50	400 — 600	22 — 35
	1.500	14,30		
	2.200	20,90		

* Modelo indica a real largura da tela em milímetros. Larguras maiores sob consulta.

** Valores médios de capacidades considerando-se os vários tipos de lodos.

MODELOS DISPONÍVEIS E UNIDADE PILOTO

Além da Série 3 de alta capacidade, a FILSAN coloca a disposição do mercado as séries 1, 2, 4 e pré-espessador que completam a linha FILPRESS®. A FILSAN,

com mais de 26 anos de experiência em sistemas de desidratação, conta com recursos laboratoriais próprios para realização de testes qualitativos de

desidratação, além de manter uma unidade piloto móvel completa para a realização de testes de campo sob condições reais de operação.

Os dados constantes neste folheto podem ser alterados sem prévio aviso. Para maiores informações sobre os equipamentos aqui ilustrados consulte a FILSAN EQUIPAMENTOS E SISTEMAS S/A.

Technical drawing of a mechanical part, likely a bracket or support structure, showing dimensions:

- $L-S$: Overall length (horizontal dimension).
- $L-D$: Overall length (horizontal dimension, including the base).
- $H-S$: Height of the upper section.
- $H-D$: Height of the lower section.
- $H-SD$: Total height (vertical dimension).

		Filter Press 100			Filter Press 150			Filter Press 200			Filter Press 250		
		S-Stage	D-Stage	SD	S-Stage	D-Stage	SD	S-Stage	D-Stage	SD	S-Stage	D-Stage	SD
Length	mm	3350	3790	3790	3350	3790	3790	3350	3790	3790	3350	3790	3790
Width	mm	1855	2095	2095	2355	2615	2615	2855	3150	3150	3355	3710	3710
Height	mm	1480	1170	2840	1480	1770	2840	1480	1770	2840	1480	1770	2840
Weight	kg	950	3690	4640	1230	4420	5650	1400	5250	6650	1710	5970	7680
Weight with sludge	kg	1340	3843	5183	1815	4670	6485	2180	5596	7776	2685	6412	9097
Active filter area	m ²	5.3	5.2	10.5	8	8.4	16.4	10.6	11.6	22.2	13.2	14.8	28
Motor output	kW	0.18	0.75	0.93	0.25	1.5	1.75	0.25	2.2	2.45	0.37	2.2	2.57
Throughput	m ³ /h	4-10	4-10	4-10	6-15	6-15	6-15	8-20	8-20	8-20	10-25	10-25	10-25
Quality filter belt		polyester-plastic fabric											

		Filter Press 100			Filter Press 150			Filter Press 200			Filter Press 250		
		S-Stage	D-Stage	SD	S-Stage	D-Stage	SD	S-Stage	D-Stage	SD	S-Stage	D-Stage	SD
Length	mm	3350	3790	3790	3350	3790	3790	3350	3790	3790	3350	3790	3790
Width	mm	1855	2095	2095	2355	2615	2615	2855	3150	3150	3355	3710	3710
Height	mm	1480	1170	2840	1480	1770	2840	1480	1770	2840	1480	1770	2840
Weight	kg	950	3690	4640	1230	4420	5650	1400	5250	6650	1710	5970	7680
Weight with sludge	kg	1340	3843	5183	1815	4670	6485	2180	5596	7776	2685	6412	9097
Active filter area	m ²	5.3	5.2	10.5	8	8.4	16.4	10.6	11.6	22.2	13.2	14.8	28
Motor output	kW	0.18	0.75	0.93	0.25	1.5	1.75	0.25	2.2	2.45	0.37	2.2	2.57
Throughput	m ³ /h	4-10	4-10	4-10	6-15	6-15	6-15	8-20	8-20	8-20	10-25	10-25	10-25
Quality filter belt		polyester-plastic fabric											

quelques performances du pressDeg

Toute affirmation catégorique à priori, de valeurs numériques très précises caractérisant la production du filtre et la siccité des boues filtrées, est scientifiquement impossible et ne peut relever que de l'expérience, tant la nature de la boue à traiter est importante et peut varier d'une installation à l'autre, même dans le cas de procédés d'épuration identiques.

Le tableau ci-dessous donne, sur la base de la longue expérience de centaines de résultats d'essais rassemblés par DEGRÉMONT en la matière, les fourchettes de caractéristiques de fonctionnement probables sur des boues d'origines diverses.

NATURE DE LA BOUE		CONCENTRATION EN MES EN %	PRODUCTION EN KG MS PAR M DE LARGEUR DE BANDE ET PAR HEURE	SICCITÉ DU GÂTEAU %	CONSUMMATION DE POLYMÈRE KG (ANHYDRE) /MES
Résiduaire urbaines	Primaire fraîche	5 - 10	250 - 400	27 - 35	0,9 - 2
	Primaire digérée	4 - 10	250 - 500	27 - 36	1 - 3
	Mixtes fraîches (MV < 65 %)	4 - 8	130 - 300	21 - 28	1,5 - 4
	Mixtes digérées (MV < 48 %)	3 - 7	120 - 350	20 - 28	2 - 5
	Aération prolongée et stabilisée aérobie (air surpressé)	1,5 - 2,5	80 - 150	15 - 20	2 - 5
	Physico-chimique (FeCl ₃ 150 ppm chaux 200 ppm)	4 - 8	200 - 300	20 - 27	2 - 4
	Laiterie	2 - 3	50 - 80	11 - 16	3 - 5
Décarbonatation		15 - 30	500 - 1000	55 - 70	0,2 - 0,5
1. $\frac{Fe}{MS} \leq 1\%$					
2. $1\% < \frac{Fe}{MS} \leq 5\%$		10 - 20	300 - 700	45 - 65	0,5 - 1
Sidérurgie					
Lavage de gaz HF		15 - 25	400 - 700	38 - 55	0,5 - 1
Inclénation ordures					
Lavage de fumées		5	800 - 1000	40 - 50	0,3 - 0,5
Eau potable et appoint industriel					
1. Flocculation					
(Sel Al ou Fe) épaissi		3 - 6	80 - 120	16 - 20	1,5 - 3
2. Décarbonatation partielle		5 - 8	150 - 200	25 - 33	1 - 2
Al ou Fe MS ou MS $\geq 8\%$					
Fabrique de pâte mi-chimique					
1. Fibres + "sciures"		4 - 7	200 - 400	25 - 35	Néant
2. "Sciures" + copeaux		8 - 15	600 - 1000	32 - 40	Néant
Papeterie					
Flocculation sel					
Al + adjuvant		2,5 - 4	100 - 350	22 - 30	1 - 2
Fabrication de colorants organiques		7 - 10	150 - 250	25 - 30	2 - 3
Flocculation sel de fer + chaux					
Lisier de porcherie frais		3,5 - 8	200 - 450	22 - 32	2,5 - 4