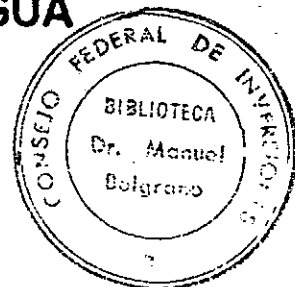


0
F 331.9
I 24e
X

32164

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

PROVINCIA DE RIO NEGRO
MINISTERIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS
DEPARTAMENTO PROVINCIAL DEL AGUA



ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL EN SAN CARLOS DE BARILOCHE

RESPUESTA A OBSERVACIONES INCLUIDAS
EN ACTA DE 24-03-87

0/F.331.9
I 24e
X

INHAR S.C.A. - FRANKLIN CONSULTORA S.A. - INTERCONSUL S.A.

1986

OBSERVACIONES NUMERADAS

ANEXO I

PROVINCIA DE RIO NEGRO

EXPT. N° 442 - ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL EN SAN CARLOS DE BARILOCHE

CONCLUSIONES DEL ANALISIS DEL SEGUNDO INFORME PARCIAL

OBSERVACIONES DE CARACTER GENERAL

A) Esquema de Obras Preliminares Conformación de Alternativas:

- 1 - Se deberá efectuar un análisis más profundo de capacidad de autodepuración del cuerpo receptor. Con estimaciones fundadas del comportamiento del mismo ante la descarga y se deberá definir en función de esta capacidad la eficiencia de los procesos de depuración (pág. 57 del contrato).
- 2 - Se deberá adjuntar los estudios de suelos del lugar de Emplazamiento del Establecimiento Depurador y de la Obra de Descarga.
- 3 - Se deberá presentar un plano en el que se indiquen los colectores propuestos con sus correspondientes áreas de aporte y baricentro de la descarga de las redes de colectora (contrato pág. 54).
- 4 - Se deberá analizar el dominio de los terrenos donde se ubiquen las Estaciones Elevadoras y los colectores, evaluar costo de expropiación o servidumbre de paso.
- 5 - Se deberá completar el análisis del Colector del barrio El Mallín con las subsidiarias en el tramo entre BR18 y BR22.
- 6 - Deberán plantearse las alternativas, obras de descarga conforme al análisis puntualizado en pág. 109 del contrato.
- 7 - Se deberá presentar croquis del conducto de descarga de la solución intermedia y punto de descarga en el arroyo del Medio.
- 8 - Deberán analizarse equipos de bombeos alternativos conforme a lo comprometido en pág. 110 del contrato y predimensionarse los equipos y las obras civiles para cada caso.
- 9 - Se deberá efectuar el predimensionamiento de las alternativas de obras técnicamente posibles de colectores máximos, Estaciones Elevadoras, Plantas Depuradoras, Conducciones y Obras de descarga conforme a el esquema propuesto en páginas 108, 109 y 110 del contrato a efectos de valorar los diferentes montos de inversión correspondientes a cada caso.
- 10 - Se deberán evaluar todas las alternativas de Plantas Depuradoras descartándose sólo las que no ofrezcan probada confiabilidad conforme a lo expresado en página 52 del contrato "Se prefiere dejar registradas todas las ideas que surjan en el entorno de las soluciones planteadas como alternativas a fin de que no quede sin analizar ninguna posibilidad que se pueda considerar valedera".

Asimismo en la página 53, refiriéndose a costos de inversión y explotación de las distintas variantes se dice "se trata de un análisis conjunto y simultáneo cuyos resultados serán volcados en una matriz numérica de decisión, a efectos de eliminar en la mayor medida posible juicios subjetivos en la valoración de las distintas alternativas que se estudien"

Y en el anteu ltimo párrafo de página 56 del citado Anexo I se expresa: "Los diferentes montos de inversión correspondientes a distintos procedimientos serán valorados en cada caso, para lo que se plantearán los correspondientes esquemas preliminares de obra, pero sólo se incluirán en la matriz de decisión aquellos sistemas comparables entre sí por ser igualmente aptos desde el punto de vista funcional".

B) TOPOGRAFIA

Del análisis realizado hasta la fecha sobre los trabajos topográficos surge lo siguiente:

Comparadas las copias de las libretas entregadas el 20-10-86, a solicitud de la inspección, con las copias presentadas el 26-2-87 (con las que se realizó el cálculo de trabajo) se ha constatado en distintos lugares que han sido reemplazados los valores levantados en campo consignados en las primeras. Asimismo se han encontrado cierres fuera de tolerancia determinaciones sin vinculación y errores en los cálculos.

El Consorcio deberá explicar la situación detectada.

C) GEOTECNIA

Si se considera que un 60% del total de la longitud a excavar tiene necesidad de entibado (pág. 87 informe) corresponde establecer una metodología de trabajo y consecuentemente un análisis de costo diferencial para estos casos.

ANEXO II

PROVINCIA DE RIO NEGRO

EXpte. N° 442 - ESTABLECIMIENTO DEPURADOR EN SAN CARLOS DE BARILOCHE

ANALISIS DEL INFORME FINAL

OBSERVACIONES GENERALES:

- 1 - Se deberá presentar el análisis de crecimiento de la población, por cuenca o subcuenca de aporte a los colectores, para los distintos períodos de diseño (o en el transcurso de los años hasta el fin del período de diseño).
- 2 - Se deberá reanalizar la población de diseño del Area A. (Verificar su crecimiento a partir de 1980, dato base).
- 3 - Se deberá compatibilizar la población de diseño de los conductos máximos con la del Establecimiento Depurador.
- 4 - Se deberá definir el porcentaje de conexiones estimadas en el tiempo, para las mismas cuencas y subcuencas mencionadas en el primer párrafo.
- 5 - Se deberá proyectar el sistema de Colectores Máximos, operando en conjunto, para el período de diseño. Por lo que se deberá analizar el Colector Costanero y todo Colector que se prevea para cubrir las necesidades del área en estudio.
- 6 - Se deberán estudiar alternativas de colectores máximos, sugeridos por el C.F.I. y la Provincia (ej: barrio El Mellín, salida por bombeo hasta el pasaje Gutierrez; y bombeo del Frutillar hacia el casco urbano independizándolo del Nahuel Hue).
- 7 - Los colectores Máximos, en los tramos por gravedad se deberán calcular con Q Pico.
- 8 - Se deberá efectuar un análisis técnico-económico para definir la adopción del material de las conducciones.
- 9 - Se deberá considerar el aporte de infiltración.
- 10 - Se deberá reanalizar el punto de arranque del colector Ruta 237.
- 11 - Se deberá efectuar un análisis económico comparativo, en caso de tapadas > 4 m, del diámetro a adoptar contra costo de excavación.
- 12 - Se deberá analizar, proponer y evaluar los métodos constructivos para distintas situaciones que se plantean (ej.: cruce cantera, cruce ferrocarril, cruce ruta, cruce de arroyos, conducto de descarga al lago, etc.)

- 13- Se deberá analizar el colector del barrio San Francisco.
- 14- Se deberá definir el punto o los puntos de descarga del loteo de Ditulio y de Parque Tecnológico (si corresponde este último).
- 15- Se deberán dimensionar y verificar para distintos caudales los Pozos de Bombeo.
- 16- Se deberán estimar correctamente las alturas de elevación de las bombas.
- 17- Los conductos de Impulsión se deberán calcular con Q bombeo.
- 18- Se deberán prever Bocas de Registro herméticas en los tramos de impulsión.
- 19- Se deberá estudiar y definir el lugar de emplazamiento de las Estaciones Elevadoras. (evaluar costo de expropiación o servidumbre).
- 20- Se deberán definir correctamente las etapas de obra, provisión y reposición de equipos).
- 21- Se deberá analizar el Golpe de Ariete en las conducciones de impulsión. Prever dispositivos y calcular su costo.
- 22- Se deberá ejecutar el proyecto de las alternativas de Establecimiento Depurador, para el período de diseño (año 2020) y sobre el terreno previsto.
- 23- Se deberá confeccionar y calcular el perfil hidráulico real del Establecimiento Depurador. (c/alternativa).
- 24- Se deberán dimensionar las conducciones (definir el material de las mismas) y todas las cámaras y unidades necesarias.
- 25- Se deberá efectuar una evaluación estructural de las unidades de mayor porte.
- 26- Se deberán predimensionar los equipos electromecánicos (ej.: barredores, brazos distribuidores, etc.). Adjuntar folletos y precios dados por proveedores.
- 27- Se deberá efectuar el predimensionado de las obras auxiliares.
- 28- Se deberá analizar discrepancias entre los caudales de diseño y los considerados para la explotación.
- 29- Para las alternativas lagunas se debe analizar económicamente la conveniencia de los equipos de bombeo propuestos versus Estaciones Elevadoras escalonadas con bombas de menos altura de elevación.

- 30 - Se deberá justificar el cálculo efectuado de las unidades de tratamiento y adjuntar bibliografía utilizada pues algunos de los coeficientes o valores de cargas adoptados no concuerdan con los consignados en la bibliografía que dispone la Inspección Técnica.
- 31 - Se deberá profundizar el análisis de la capacidad de depuración del lago.
- 32 - Se deberá efectuar el análisis de precios para cada obra propuesta. (en general se observa que los costos considerados difieren sustancialmente de costos reales de obras en ejecución por el D.P.A.).
- 33 - Se deberá efectuar un ajustado análisis de costos dado que el estudio presentado no permite a la inspección determinar si los mismos son reales para la zona y para el caso que se plantea por lo que no le permite tomar definiciones.
- 34 - El punteo precedente no excluye otros conceptos que a criterio del consorcio deben incorporarse para obtener un análisis completo que permita definir a la inspección las alternativas de obra más convenientes.

OBSERVACIONES PARTICULARES:

- Las mismas se comunicarán al consorcio en reuniones técnicas a convenir y que podrán tener la periodicidad que a juicio del consorcio sea conveniente a efectos de llegar al ajuste necesario para conformar el anteproyecto ofrecido.

RESPUESTAS A LAS OBSERVACIONES

Respuesta al Anexo II - Observaciones Generales

En homenaje a la claridad y para evitar repeticiones, se ha procedido a numerar las "Observaciones Generales" del epígrafe, a las cuales nos remitiremos en la presente y de las que adjuntamos copia a sus efectos.

1. Se ha de acompañar el análisis como aclaración o complementación del Informe Final.
2. Idem al punto 1.
3. No es necesariamente compatible, existiendo en la práctica de al explotación de la enorme mayoría de los sistemas cloacales desajustes por exceso o por defecto entre la capacidad teórica del sistema de tratamiento y el líquido efectivamente entregado por la red.

Por otra parte, el dimensionamiento del sistema de depuración puede hacerse en forma independiente del de la red, con la condición esencial de que la planta pueda absorber la totalidad del desague generado por la población de proyecto.

Por el contrario, los distintos colectores máximos con sus correspondientes colectoras domiciliarias se desarrollan y funcionan en tiempos y oportunidades de difícil o imposible predicción, ya que su razón de ser obedece a radicaciones, aumentos o traslados de población dentro del área en estudio que ningún Plan Regulador o Urbanístico puede determinar con precisión en el tiempo.

Una compatibilización como la que se pide en este punto cae en el terreno de las suposiciones teóricas y está por completo fuera de los alcances y objetivos del estudio para Bariloche, dado que

además, - hay alternativas de trazas de colectores— que son excluyentes entre sí.

El fondo de la cuestión ha sido a nuestro juicio correctamente planteado por las Autoridades del Departamento Provincial del Agua de Río Negro (DPA) en la reunión mantenida del 18 de marzo ppdo., quienes preguntaron a los Consultores el grado de divisibilidad de la planta de depuración, como mecanismo concreto para hacer frente a las diferencias apuntadas.

El sistema puede técnica y constructivamente dividirse en seis (6) etapas, lo que hace teóricamente un lapso de cinco (5) años de cobertura por etapa (recordamos que el intervalo del proyecto es de 30 años), lo que es una respuesta bastante ajustada del problema.

Confirmado el criterio expuesto, esta tarea no se prevé en la Metodología del estudio.

- 4 El porcentaje (la cantidad) de conexiones para las cuencas del punto 1 están en relación con la población servida en relación 1 : 4 de acuerdo a lo definido en el Informe N° 1.

Se acompañará este dato con los correspondientes a población del punto 1., con la salvedad apuntada en la página 8 del Informe Final -colector sobre ruta N° 237-.

- 5 Creemos que hay cierta oscuridad en la pregunta, porque el sistema de Colectores Máximos no puede operar en conjunto, como lo puede hacer un sistema de abastecimiento de agua potable con doble alimentación en cualquier punto de la red.

El sistema cloacal es abierto, de simple alimentación, por lo que no se puede hablar de operación conjunta entre vg. el colector de la ruta 237 y el Sudeste.

Si puede decirse que el Colector Costanero recibe en forma simultánea caudales variables en el tiempo de sus distintos afluentes existentes o a construir, ignorándose de estos últimos la oportunidad de su entrada en funcionamiento así como la magnitud y variación de sus respectivos caudales.

Los colectores para el área en estudio han sido definidos taxativamente por el DPA y el CFI. (previa consulta de los Consultores Metodología, pág. 043. Informes Nos. 1 y 2), en este punto y a efectos de aclarar con exactitud las obligaciones de los Consultores, conviene recordar la definición y características de las distintas etapas de una red cloacal, conforme lo establecido por Obras Sanitarias de la Nación, a saber:

5.1 Colectoras domiciliarias, tuberías de diámetros comprendidos en general entre 150 y 350 mm que reciben en ruta conexiones domiciliarias.

Aquí es importante tener en cuenta que en Bariloche, se dispone en general de fuertes pendientes, pudiéndose evacuar caudales de cierta importancia con diámetros pequeños, lo que obvia la necesidad del uso de subsidiarias.

5.2 Colecotras generales, de diámetros de 400 mm y mayores, que no reciben en ruta conexiones domiciliarias; toman descargas de las colectoras domiciliarias en las bocas de registro.

5.3 Cloacas máximas; conductos de gran diámetro que reciben exclusivamente la descarga de los colectores generales en sus bocas de registro o bien cámaras especiales; aunque no hay una delimitación exacta, el diámetro de estos grandes conductos no suele bajar de 1500 mm.

El grueso de la red-cloacal en funcionamiento en Bariloche ha sido diseñado y construido por OSN; el Colector Costanero por el DPA. En general, este último es el único que puede aplicársele la definición 5.2; el resto son colectoras domiciliarias según 5.1.

La obligación de los Consultores es la de proyectar conductos máximos complementarios del existente (del Costanero), no colectoras domiciliarias, salvo en el caso del Barrio El Mallín, atento a la seriedad del problema en el área, conformándose un expreso pedido del DPA por parte de los Consultores.

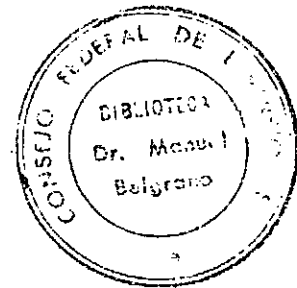
6

6.1 Barrio El Mallín; se pidió a los Consultores en esfuerzo especial para encontrar una solución simple para la descarga de este barrio. Un detenido estudio topográfico e hidráulico del área permitió encontrar una solución por gravedad, que fue calificada de "ingeniosa" por las Autoridades del DPA en la reunión de trabajo citada, lo que nos honra.

Consideramos absolutamente innecesario el estudio de una alternativa por bombeo, que es en este caso obviamente más costosa que la solución por gravedad, especialmente en el rubro de los gastos de explotación (vg. alternativa El Frutillar).

Esta tarea, no prevista y no convenida, sería un sobredimensionamiento irracional en la búsqueda de soluciones, en los términos literales establecidos en la Metodología, pág. 041.

Por el contrario y en la filosofía de que el esfuerzo de los Consultores sea útil, los mismos están a disposición del DPA -tal como se hiciera saber a sus autoridades en la mencionada reunión- para discutir y ajustar al máximo la solución por gravedad hallada para este barrio.



En este caso, el área situada al NO del Mallín, en dirección a Llap-Llap, se desagua en la BR 60 del colector de la ruta 237, con un caudal de 56,4 l/seg.

Conforme al plano IP2, la cuenca comprende los sectores 175, 15, 16, 97, 14, 13, 198, 7, 6 y parte de los 17, 18, 19, 226 y 247.

La razón de volcamiento en la citada BR es la siguiente:

- El área tiene fuertes pendientes y puede llegarse al punto de descarga con colectoras domiciliarias.
- El área tiene menos densidad de población que el Mallín, por lo que hubiera debido sobredimensionarse el colector general de este último, con los consecuentes inconvenientes de exceso de inversión no justificada y bajas velocidades en buena parte del tiempo de diseño, dados ciertos tramos con poca pendiente en el citado colector general.

El Área SO respecto del Mallín, también de baja densidad poblacional, se deriva el colector SE, existiendo en alguna parte del sector redes de colectoras.

Por último, el sector SE respecto del Mallín puede derivarse a colectores existentes, dada la favorable condición altimétrica con fuertes pendientes.

6.2 Barrio El Frutillar: Se convino con la Inspección el estudio de una alternativa por bombeo para este barrio; por razones de inmediación y topográficas, se incluyó el Barrio Nahuel Hué, contiguo al primero..

Nos remitimos por brevedad a las razones expuestas en pág. 48 del Informe Final, donde esta alternativa tiene un costo final de más del doble de la correspondiente al desague por gravedad, denominada "Nireco".

Además de dejar afuera del sistema al barrio Nahuel Hué, un somero análisis del tema permite ver que el ahorro por la disminución de la longitud de la tubería de impulsión será siempre poco relevante frente al gasto de explotación en 30 años, de cara a la solución por gravedad.

También en este caso consideramos bien satisfecha la investigación de alternativas, toda vez que en definitiva, se ha cumplido lo convenido con la Inspección en términos de comparación homogénea; ambas soluciones estudiadas desaguan iguales áreas.

- 7 Dentro del alcance establecido en la Metodología como precálculo (pág. 102, punto 2.3.1) se presenta la determinación de los caudales en base a la población establecida en cada cuenca y su correspondiente dotación unitaria.

Las cuencas estudiadas tienen en general zonas urbanizadas realmente, zonas urbanizadas en los planos y zonas directamente sin urbanizar.

Cada cuenca tiene distinta modalidad de volcamiento de sus efluentes, estando ello bastante ligado a su correspondiente nivel socioeconómico, costumbres, ocupación, concentración de la población, etc. y fundamentalmente a los aforos del líquido transportado por la red, que en la actualidad no existe.

No es posible determinar aún con mínima precisión en estos casos valores de máxima, por lo que hemos optado por trabajar con valores medios, que son apropiados para un dimensionamiento racional y económico de la tubería.

Ello es así además porque:

- En todas las cuencas se ha adoptado el valor de población del estudio de proyección de la misma que es superior al que arroja el producto del posible número de lotes multiplicado por cuatro habitantes por lote.
- El valor del caudal de cálculo es el del último día de los 30 años de lapso de diseño, lo que deja un huelgo de seguridad prácticamente total en el citado espacio de tiempo.

Hubiera sido simple aplicar vg. un porcentaje al caudal medio para tener un caudal de pico, pero ello constituye un muy discutible exceso de seguridad que presenta dos serios problemas:

- a) Un mal funcionamiento de la tubería por tiempo impredecible, al producirse velocidades inferiores a las de autolimpieza por caudales pequeños en cañería sobredimensionados.
- b) Un injustificado exceso de inversión de dineros públicos.

En algunos casos se ha procedido de distinta forma, como por ejemplo el barrio El Mallín y algunos sectores del colector de la ruta N° 237.

Allí, al trabajarse prácticamente a nivel de colectora domiciliaria, con acumulación de gastos en ruta y en extremidad, se ha aplicado la fórmula del gasto hectométrico con el valor $gH = 0,75$ l/seg.

La citada fórmula tiene en cuenta cuatro coeficientes denominados alfa uno, alfa dos, alfa tres y alfa cuatro que relacionan valores máximos y mínimos; su aplicación es posible cuando, como en estos casos estudiados, la urbanización es actual y mensurable y no futura con distintos grados de imprecisión.

B Material de las conducciones

8.1 Análisis técnico: se han considerado tuberías del tipo aprobadas por OSN, (Metodología, pág. 053), teniéndose en cuenta los tamaños mínimos y máximos de cada fabricante y por ende, el grado de cobertura de cada material (Inf. Final, pág.1).

8.2 La adopción de cada material se ha hecho en base a las cotizaciones de los fabricantes (Inf. cit.) de las cuales se acompaña copia.

9 Se reitera aquí lo expresado en los Informes presentados, en cuanto a la indeterminación cuya gravedad motivara una presentación de los Consultores para analizar en profundidad y proponer correcciones al problema de la dilución del líquido cloacal.

No se ha considerado infiltración porque además existen x indicios de que el irregular funcionamiento del sistema es un problema ambivalente, ya que no sólo hay infiltración sino también fugas o pérdidas de líquido cloacal, pero además:

- Los sectores de futuro tendrán colectoras domiciliarias y colectores generales constituidos por tuberías estancas, básicamente materiales plásticos, PRFV o asbesto cemento, por lo que no sufrirán infiltración.

El grueso del sector en actual funcionamiento, que es donde se detectan las anomalías, deberá ser objeto de gradual y constante renovación, puesto que ya tiene ampliamente vencida su vida útil; de hacer dicha renovación con los materiales citados, tampoco sufrirá futuras infiltraciones.

En definitiva, esta condición de cálculo permite obviar nuevamente sobredimensionamientos innecesariamente costosos.

10. El punto de arranque de la cañería se determinó pasando el arroyo Gutierrez en (dirección a Llao-Llao). El Centro Atómico Bariloche descarga en progresiva 1198 del plano IP3. En las cercanías también lo hace el Cuartel Militar.

11. Hay relativamente pocos tramos con tapadas mayores de 4 metros, dada la filosofía adoptada de colocar las cañerías a la menor profundidad posible.

Por otra parte, el programa de computación con que se han calculado los colectores máximos optimiza la relación excavación/diámetro, encuadrando la pendiente de la cañería a partir de un mínimo para obtener autolimpieza y de un máximo para limitar velocidad.

12. Dentro del nivel de precálculo de conducciones, las tareas solicitadas en este punto no están previstas en esta etapa del estudio.

13. Este colector no figura en la lista de los colectores máximos convenida (punto 5.)

14. Este aspecto tampoco fue convenido (ver. punto 5.). Como colaboración con la DPA se podrá fijar, atendiendo a que deben dilucidarse previamente ciertas indeterminaciones urbanísticas.

Podrá aprovecharse la reunión de ajuste "fino" del barrio El Mallín para tratar este punto, con la salvedad de que por su ubicación, el colector de esta zona entra a la futura planta de tratamiento en forma directa, sin descarga al colector Costanero existente.

15. Los pozos de bombeo están dimensionados para el caudal final en cada caso y verificados para los caudales de etapas parciales, lo que ha motivado un detallado estudio - en algún caso con alternativas - para definir el programa de instalación de equipos de bombeo en las distintas etapas de la obra.

Si la pregunta se refiere a las Cámaras de Aspiración de las Estaciones Elevadoras, debe señalarse que las mismas van ajustando su volumen dentro de las operaciones de puesta en marcha de cada etapa, definiendose niveles de arranque, parada y emergencia en función de los caudales que en definitiva lleguen a la estación y a las características reales de los equipos de bombeo, entre las que se incluye el número de arranques máximo por hora recomendado por el fabricante de que se trate.

16. Las alturas de elevación de las bombas han sido precalculadas por los Consultores en base a la información y consulta permanente con importantes fabricantes de la plaza, siendo su estimación correcta.
17. Nuevamente entra a jugar en este caso la necesidad de evitar sobredimensionamientos innecesarios y costosos.

Debe tenerse en cuenta - para todas las estaciones elevadoras - que el diámetro de la cañería de impulsión es único, correspondiendo a las necesidades de transporte del caudal final a treinta años, por lo que toda la vida útil de la conducción y especialmente en las dos primeras etapas la capacidad de conducción de la tubería estará sobrada con respecto al caudal efectivamente transportado.

En segundo lugar, el funcionamiento de una estación elevadora puede operarse de tres maneras diferentes, a saber :

- 17.1 En forma discontinua, con la totalidad de los equipos (menos los de reserva) o bien detenidos o bien funcionando; las variaciones del caudal entrante se reflejan en los distintos lapsos comprendidos entre una parada y un arranque sucesivo de los equipos.
- 17.2 Igual que el caso anterior, pero con funcionamiento parcial de los equipos; tal el caso de la estación elevadora existente en San Carlos de Bariloche.

17.3 En forma continua, con uno o más equipos de base en funcionamiento continuo y los demás entrando mediante los respectivos flotantes a medida que aumenta el caudal afluente y deteniéndose por contrario imperio cuando disminuye. Este tipo de funcionamiento es usual en estaciones de gran tamaño o bien cuando el caudal- ingresante va llegando en el tiempo al máximo de la capacidad de elevación de la planta.

17.4 Por su funcionamiento continuo a caño lleno y la mayor dificultad de limpieza respecto de colectores por gravedad, debe descartarse el sobredimensionamiento de cañerías de impulsión, o más del factor económico.

18. No se han previsto Bocas de Registro Herméticas en los tramos de impulsión, porque no son estructuras aptas para ser intercaladas en las cañerías de presión y menos si conducen líquidos cloacales. Ello provocaría sedimentación en cada Boca y otros inconvenientes.

Si bien estos detalles escapan al nivel de precálculo de esta etapa del estudio, los precios de las tuberías de impulsión incluyen :

- Pieza especial : caño cámara con tapa de inspección cada 200 m.
- Válvula de desague en el punto más bajo.
- Válvula de aire en el punto más alto.

19. Esta tarea no está prevista en la Metodología, ni siquiera en la etapa de Anteproyecto Definitivo y ello es lógico, porque :

- La superficie de las estaciones es muy pequeña y prácticamente pueden colocarse en cualquier terreno o lugar.
- Cualquier lote o lugar que se elija ahora, al no expropiarse (de ser vendido y habrá sido una tarea inútil.
- El costo del terreno, por la pequeña superficie requerida, no tiene ninguna relevancia frente al costo de inversión y explotación de las estaciones.

20. Las etapas de obra están perfectamente definidas en los Informes presentados, así como la provisión de los equipos; vg. el programa de equipos de bombeo en las Estaciones Elevadoras.

No se ha considerado el concepto de renovación total de los equipos de bombeo al término de la vida útil de 10 años por las siguientes razones :

- 20.1 Salvo al final de cada período, las bombas trabajan en forma intermitente, por lo que el lapso teórico de 10 años es en tiempo real mucho mayor; en estaciones de bombeo muy importante, cada equipo tiene en registro automático que marca sus horas de funcionamiento efectivas, como vg. en el caso de aeronaves.
- 20.2 La realidad del País en su infraestructura de servicios está muy lejos de la práctica de renovación total de elementos al término de su vida útil, que es usual en países desarrollados.
- 20.3 En rigor, lo que hace concretamente es la reparación de los equipos, especialmente en el caso de las bombas monoblock como las seleccionadas para las estaciones elevadoras, mediante cambio de elementos desgastados por los repuestos correspondientes, básicamente bobinado del motor y rodete de la bomba.

El costo de estas operaciones se ha incluido en los costos de inversión y explotación correspondientes.

21. Esta tarea tampoco está prevista realizar en esta etapa del estudio; sí en la de Anteproyecto Definitivo (Metodología, pág. 110, punto 3.4). Sin embargo, en los casos en que a juicio de los Consultores tomaba importancia, se hizo el pertinente comentario en el informe Final; caso de la cañería de impulsión a la alternativa de Lagunas, pág. 109, punto 3.2.2, previniéndose un dispositivo de abertura rápida por sobrepresión.

22. Dentro de los alcances de esta etapa del estudio, se ha considerado que el terreno disponible se perfilará (en un corte ideal) en un nivel promedio prácticamente igual para todas las etapas.

Ello es en la práctica de fácil realización, habida cuenta de que :

- El terreno, en el corte transversal ruta-lago decrece en altitud en forma continua y muy regular.
- La consistencia del suelo, de acuerdo a observación visual y a los informes de geotécnia, es del tipo areno-pedregoso, suelto y de fácil trabajabilidad mediante equipos comunes de movimiento de tierra (topadoras y motoniveladoras).
- En base a lo anterior, ha podido establecerse que los préstamos estarán aproximadamente compensados por los terraplenes, sobrando tierra estimativamente de algunas excavaciones para ciertas etapas de las instalaciones de tratamiento.

El analista del movimiento de tierra en forma detallada será objeto de atención en la etapa de Anteproyecto Definitivo.

Para el presente, su costo se incluye dentro de los gastos directos de obra, como tarea de limpieza y nivelación del terreno.

Las diferencias económicas en más o menos con respecto a un análisis más afinado son de poco peso para la comparación económica de alternativas y por otra parte afectan prácticamente por igual a los sistemas de depuración que se ubican en el terreno en cuestión.

Se adoptó una cota de terreno media a nivel 775 s.n.m. El movimiento de tierra resulta un volumen de terraplén de 8900 m³ y de 57.900 m³ de desmonte, que se efectúa con una topadora y una

motoniveladora en cinco días, a un costo de A 1,80/m³ (Licitación DNV en Diciembre/86. El Constructor), lo que arroja un total de A 120.000 valor comprendido en el rubro "Limpieza y nivelación del terreno, que se incluye usualmente en gastos directos.

Se acompaña un programa para evaluar el costo de bombas resultante de ubicar las etapas de obra en el terreno natural, tal como se encuentra actualmente.

En este caso, debemos ubicar la cámara de carga general en el punto más alto (cota 780) para alcanzar por gravedad todas las etapas. Tendríamos que bombear los caudales de la, 2a y 3a. etapas a una cota cinco metros más alta que la cota 775, lo que arroja un importante mayor costo según se aprecia en los resultados del citado programa.

La nivelación del terreno, operación sencilla, rápida, económica y usual simplifica la construcción y operación de todas las etapas, tratándose además de un suelo de gravas y arenas no cohesivo.

23. De acuerdo a lo establecido en el punto anterior, los perfiles hidráulicos son sensiblemente similares para todas las etapas, al haberse adoptado un nivel transversal promedio; esta aproximación está recogida por la Metodología, que establece precisiones distintas en los perfiles hidráulicos según la etapa del estudio de que se trate (págs. 053, punto 2.3.3 y 065, punto 3.3 respectivamente).
24. Están dimensionadas las conducciones y definido el material de las mismas, así como las cámaras y unidades necesarias para todas las alternativas de tratamiento estudiadas; ver los respectivos cálculos.

25. Se ha realizado una valoración estructural expeditiva de las unidades de todo porte, en base a :
- Capacidad de fundación del terreno según informe de geotécnia.
 - Estructuras similares construidas, tanto en el terreno disponible como en otros casos.
 - Cargas de agua y propia en cada estructura.
- Cálculos estructurales más detallados se deben desarrollar en la segunda etapa (Metodología : pág. 112, punto 3.6, pág. 067, punto 3.6) donde se tendrá en cuenta particular el grado de sismicidad de la zona y "se ejecutará la geometría indicada en los planos de anteproyecto", geometría señalada por ancho, largo, alto y espesor de la estructura (Metodología, pág. 102, punto 2.3.1).
26. Están predimensionados para servir a las unidades de tratamiento en cada caso, de acuerdo con la Metodología, pág. 103, punto 2.3.5 habiéndose agregado en el caso de los equipos de las estaciones elevadoras diagramas eléctricos unifilares para cada caso; se acompaña cotización de proveedores para elementos importantes.
27. Las obras auxiliares se han predimensionado siguiendo lo establecido en la Metodología, pág. 055, punto 2.3.7 :
- Caminos, por superficie
 - Casa de encargado, idem
 - Cerco perimetral, por metro
 - Cañerías domiciliarias, por metro
 - Luminarias y cableado; teniendo en cuenta pequeñas diferencias para cada caso, se ha incluido en los respectivos cómputos y presupuestos de las distintas alternativas de tratamiento.
28. Solicitamos se nos indique las discrepancias aludidas en este punto, con el objeto de simplificar la correspondiente respuesta.
29. Hemos analizado esta alternativa, comparando bombas de eje con bombas monoblock, vg. Flygt.

En homenaje a la brevedad, a limitaciones presupuestarias y de tiempo de entrega de los Informes, hemos obviado algunos análisis por ser sus componentes bien conocidos de los especialistas, cubriendo las elecciones y/o recomendaciones con la responsabilidad profesional y experiencia de los Consultores, cubren caudales hasta 1500 l/seg y altura de elevación 50 metros, de acuerdo al ábaco del folleto 3000.02.15 pág. 8 y otros.

Sería necesario prever otra estación elevadora intermedia, de igual tamaño que la inicial, con la que tenemos con respecto a la instalación de bombas de eje vertical :

- Una estructura de hormigón más
- Un juego completo de bombas más
- Un juego de válvulas, accesorios, cañerías más
- Un tablero completo más
- Menor eficiencia del conjunto (más consumo eléctrico)
- Línea de media tensión, transformador, etc. a la estación intermedia.
- Mayor costo de operación, vigilancia y mantenimiento.

Las estaciones intermedias, para el tipo de bombas analizado, se usan en el caso de achique de agua en minas o trabajos similares, dada la facilidad de transporte y colocación de estos equipos; no es de aplicación para este caso.

Por el contrario, la bomba de eje vertical adoptada es fabricada en el País desde hace tiempo y se usa (hay varias marcas) en instalaciones cloacales de todo tipo en OSN.

En resumen, esta alternativa ha sido descartada por más cara y por menos eficiente y confiable que la adoptada.

30. Valen en este caso iguales consideraciones que para el punto anterior. Se acompaña bibliografía y elementos, utilizados, pero además, y tal como se comentara en la reunión del 18 de marzo ppdo., el diseño de las unidades se ha hecho por distinguidos especialistas.

En el caso del sistema "Carrousell" en la citada reunión se aclaró que el detalle de cálculo de dicho sistema fue realizado por el Ing. Miguel Angel Potel Junot, asesor especial de la Dirección del Proyecto, que entre otros importantes trabajos ha diseñado el Carrousell que está funcionando en la localidad de Muñiz, Partido de Gral. Sarmiento, Prov. de Buenos Aires, con capacidad en la etapa para 140.000 habitantes.

De esa planta en funcionamiento, que es la más grande de un tipo en el País, se hicieron entrega de análisis de eficiencia en la reunión citada y se reiteró la invitación a los presentes para una visita a la misma.

31. Este tema en rigor, pertenece al Informe no 2, pero lo contestaremos aquí.

Se ha utilizado para evaluar la capacidad de autodepuración del lago Nahuel Huapi los datos disponibles en los antecedentes disponibles, que no son muchos; dentro de ellos, destacamos el estudio de los ingenieros Mogensen y Ortiz.

Gracias a dicho trabajo, ha podido constatarse el elevado grado de oxígeno disuelto en el agua, que en profundidad y lejos de la costa alcanza valores próximos a la saturación, lo que constituye el mejor índice de la capacidad de autodepuración y la ausencia de condiciones de eutrofización.

Sobre el particular, nuestro asesor el Ingeniero Walter A. Castagnino, distinguido experto de renombre internacional, se ha expedido en su carta del 16 de marzo ppdo., de la que acompañamos copia y que confirman técnicamente las recomendaciones establecidas por los Consultores en el citado Informe No 2.

El Ing. Castagnino completa su dictamen con recomendaciones sobre la vigilancia de nutrientes descargados al lago por la futura planta de tratamiento, las que serán desarrolladas convenientemente como rutina operativa de la planta en la 2a. etapa del estudio.

32. No se ha previsto en la Metodología el análisis de costos para esta etapa de estudio, respondiéndose en el Informe Final entregado a lo establecido por la Metodología en pág. 056, punto 2.3.8.

Los precios adoptados para la obra civil son los correspondientes a listas oficiales de precios a diciembre y a tareas tipo definidas en la publicación "El Constructor", que en copia se acompaña.

Los equipos electromecánicos importantes y los elementos de fábrica - en especial tuberías - tienen precios de costo en base a cotizaciones de los respectivos fabricantes, que como se dijera con anterioridad, se acompañan.

Como se explicara en el Informe Final, a dichos costos se ha adicionado costos directos, gastos generales y demás en un todo de acuerdo al citado punto 2.3.8 de la Metodología.

No es siempre homogénea la comparación con costos de obras en ejecución, por distintas características de las mismas, distintos lugares de ejecución y otros muchos elementos que la diferencian.

Lo importante, a nivel del problema de comparación de alternativas, es determinar costos de obra posible para adjudicar a los elementos de cada variante y poder efectuar así el análisis económico indispensable para establecer un orden prioritario.

Por otra parte, en la obra pública, el único precio cierto es aquel que arroja la licitación con la que se contrata cada obra.

33. Este punto no difiere conceptualmente del anterior por lo que a sus efectos, nos remitimos al mismo.

Buenos Aires 13 de Abril de 1987.-

Nº 123

Sres:

Secretaria General del
Consejo Federal de Inversiones
Ing. Juan José Ciácerá

S / D

Ref.: Establecimiento Depurador
Cloacal San Carlos de Ba-
riloche.

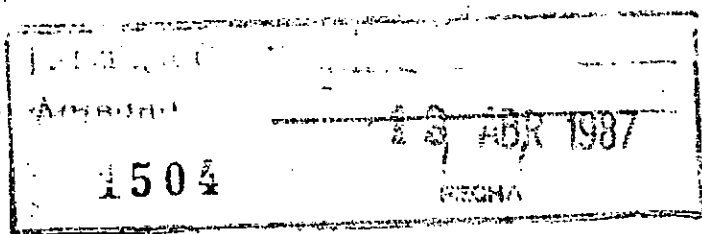
Asunto Observaciones Informe Final

y 2º Informe parcial

De nuestra mayor consideración :

Conforme a lo convenido en Acta de fecha 24 de marzo ppdo., hacemos llegar a la consideración del Sr. Secretario General la res-puesta a las observaciones contenidas en la citada Acta, respecto del Informe Fi-nal e Informe Nº 2 del estudio de referencia.

Quedando a su disposición sobre el particular, nos es grato saludar al Sr. Secretario General con nuestra consideración más dis-tinguida.



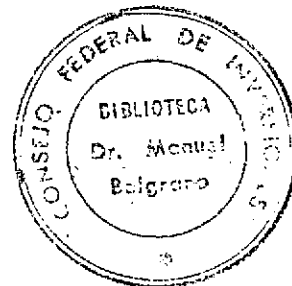
Ing. Juan A. de Aguirre
Representante Legal

O/F. 331.9
I 24e
X

Adj.: 3 Ejemplares.

2 Ejemplares enviados directamente al D.P.A.

JAdA/lhm.



34. El consorcio no tiene otros conceptos a incorporar porque del contenido del Informe final y de las contestaciones, presentes considera que, en un todo de acuerdo con el nivel fijado en la Metodología para la confección de esta etapa del Estudio, se han desarrollado suficientes elementos de juicio para que el CFI y la Provincia definan las alternativas más convenientes.

Observaciones particulares

En función de las presentes respuestas a las observaciones formuladas por el Consejo Federal de Inversiones, así como de las reuniones técnicas afectadas, el Consorcio da por cumplido el proceso de observaciones al estudio contratado, encontrándose este en condiciones de que el Comitene proceda a seleccionar la alternativa de tratamiento para la cual debe elaborarse el Anteproyecto Definitivo.

Anexo I - Expte. 442

Análisis del segundo Informe Parcial

Respuestas a las observaciones

Para considerar este Informe subsumido en el Informe Final, de acuerdo con las conversaciones mantenidas con las Autoridades del DPA y del CFI en la reunión del día 19 de marzo ppdo. en horas de la mañana, es que se da respuesta a las observaciones a continuación de las correspondientes al Informe Final.

Con el mismo criterio anterior, se han numerado las observaciones de la Inspección para simplificar las respuestas.

1. La respuesta a esta observación, planteada también en las observaciones al Informe Final, se efectúa en el punto 31 del mismo y a él nos remitimos.
2. Se menciona al respecto lo siguiente :
 - 2.1 Se acompañan antecedentes de estudios de suelos realizados en el lugar de emplazamiento por Obras Sanitarias de la Nación, ya citadas en el Informe N° 2.
 - 2.2 Se entiende que los estudios de la obra de descarga son los correspondientes a su sección en tierra firme, cubiertos obviamente por los anteriores, ya que la Metodología no prevé investigaciones en el área lacustre la que por otra parte son innecesarias por la modalidad de colocación propuesta para la tubería de descarga.
3. Este aspecto está incluido en el Informe Final, siendo el baricentro de la descarga una línea punteada marcada en las respectivas cuencas de aporte : caso del colector de la Ruta N° 237.

En el caso del Mallín no se ha marcado porque el nivel de definición es superior, prácticamente en detalle de colectora domiciliaria; se ha omitido en el sistema Frutillar - Nahuel Hué por tratarse de una zona urbanizada donde la malla de colectoras puede variar en función de la política que al respecto fije en su caso el DPA. De cualquier forma, como en todos los conductos máximos estudiado, se ha fijado claramente el punto de descarga del sistema de colectores que en su oportunidad establezca el DPA.

4. Este punto está repetido en las observaciones al Informe Final, por lo que nos remitimos al mismo.
5. El cálculo de subsidiarias no corresponde a los Consultores, conforme al análisis efectuado en las contestaciones al Informe Final; pero se ajustará el mismo como colaboración ante la urgencia planteada en los términos establecidos en las citadas contestaciones.
6. Se han planteado las correspondientes alternativas de descarga en el Informe N° 2 y en la que corresponde al lago Nahuel Huapi se han analizado distintos sistemas optándose por el que mejor conforma aspectos estéticos, económicos y de facilidad de operación en las condiciones locales. Su desarrollo en detalle corresponde a la 2ª etapa.
7. Se acompañará dicho croquis.
8. Este punto se repite en las observaciones del Inf. Final y a las pertinentes contestaciones nos remitimos.
9. De acuerdo a comentarios y explicaciones anteriores, a las conversaciones mantenidas en la reunión en el CFI el 19 de marzo ppdo. y a la letra de la Metodología estos aspectos están incluidos en el Informe Final y al mismo corresponde subsumir el Informe N° 2.

10. Se han descartado en el Informe N° 2 las alternativas de depuración que no han ofrecido a juicio de los Consultores probada confiabilidad, en un todo de acuerdo con el claro mecanismo establecido en la pág. 006 de la Metodología, que glosamos:

"Para definir las alternativas razonables y válidas que se estudien, acotando el campo del análisis, se confeccionará previamente un listado de posibilidades generales de tratamiento"; esto es lo hecho en el Informe N° 2.

"De dicho listado se eliminarán, mediante fundamentos técnicos concretos, las posibilidades que muestren desvíos excesivos ...". También se ha hecho esto en el citado informe.

"Una vez elaboradas las alternativas preseleccionadas se arribará a la conclusión a través de la matriz de decisión, la que será presentada al Comitente como Conclusiones y Recomendaciones"; y exactamente esto es lo que se ha hecho en el Informe Final, quedando fuera de toda duda que no debió (y no podía ser posible) presentarse en el Informe N° 2.

"El nivel de detalle que alcanzarán las tareas será el mínimo compatible con la definición de aquellos aspectos que hacen a la matriz de decisión explicada en la Metodología"; tal nivel de detalle se ha cumplido en todos los casos y en su gran mayoría, inclusive se ha superado en aspectos realmente fundamentales, vg., cálculo exhaustivo de los tratamientos estudiados, cálculo de rejillas y desarenador, etc.

..."ante este primer análisis indicado en la Metodología sólo quedarán como consistentes unos pocos a estudiar con mayor profundidad"; en definitiva quedaron cinco.

B Geotecnia

Para el nivel de predimensionamiento y precómputo, se ha calculado un precio promedio de excavación que tiene suficiente aproximación para la evaluación de las obras a nivel de Anteproyecto Preliminar; dicho precio tiene en cuenta las eventuales necesidades de entibamiento.

C Topografía

Cumplimentando lo solicitado por la representación de la Provincia de Río Negro en la reunión celebrada en el CFI el día 18 del pasado mes de marzo, se efectuó el día 10 del corriente una reunión en la ciudad de Viedma con el intendente General de Agua, Ing. Juan Manuel Muñoz, con participación del Ing. O.M. Rodríguez Díez, del Agrimensor Arturo M. Urbiztondo y del topógrafo Oscar Zulian, ejecutor este último de los relevamientos topográficos, a fin de examinar las objeciones y observaciones que los mismos merecieron.

En primer lugar el Sr. Zulian reconoció que, sin conocimiento del consorcio consultor, en algunos tramos parciales con diferencia de cierre por encima de la tolerancia, el había introducido algunas correcciones en los registros de las libretas de campo, como una suerte de ajuste o compensación impropia, aclarando que, si bien reconocía lo inadecuado del procedimiento empleado, tales ajustes los había efectuado de buena fe, luego del análisis particularizado de los registros de campo y teniendo en vista la exactitud requerida por el nivel del trabajo al que se destinarían los relevamientos.

Los representantes del consorcio consultor, haciendo constar su desacuerdo con el procedimiento empleado por el Sr. Zulian, por considerarlo indebido, señalaron que tomando los valores originarios, es decir desestimando las correcciones en cuestión, se llegaría a diferencias de cierre que, para las condiciones locales

y la finalidad de dicha información, se consideraban sobradamente satisfactorias, proponiendo en consecuencia recalcular los tramos de nivelación objetados, tomando como base los registros de campo originales.

Para apoyar lo anterior se señaló, a modo de ejemplo, que en el caso de colector Nireco, con un desarrollo de 5,74 Km, la tolerancia de cierre sería de solo 24 centímetros para un desnivel total de 105 metros, por lo que aún cuando el error de cierre cuatriplicase la tolerancia especificada, la inseguridad de las cotas sería solo del orden del 1 % (uno por ciento) de los desniveles medidos, lo que para un relevamiento destinado a la preparación de anteproyectos preliminares se juzgaba suficientemente satisfactorio.

El consorcio Consultor, reiterando su desacuerdo con el procedimiento de ajuste de cotas empleado, señaló que a su entender si bien equivocadamente, se actuó de buena fe y sin que mediara ocultamiento, ya que le fueron suministradas al CFI fotocopias de las libretas de campo a medida que se efectuaban los relevamientos, lo que permite realizar todas las comprobaciones que fueran menester. Destaca además que la larga y satisfactoria actuación del Sr. Zulian en la realización de muy importantes trabajos topográficos apoyan la confiabilidad de los relevamientos realizados.

Luego de recibir explicaciones detalladas sobre algunos aspectos de la tarea realizada, el Ing. Muñoz se dio por satisfecho respecto al valor técnico de los resultados de los relevamientos, aunque observando el aspecto formal del procedimiento seguido para dichos ajustes localizados, recomendando realizar el recálculo de cotas a partir de los datos originales. Señaló, además, que en caso de que debieran efectuarse algunos trabajos topográficos adicionales para subsanar observaciones, la Provincia efectuaría el control de los mismos, a través de un Ingeniero integrante del servicio local.

A N E X O S

1. Estaciones Elevadoras. Planillas de cálculo complementarias.
2. Cálculo costos por mayor altura de bombeo.
3. Toma de capacidades de bombas tipo Flygt.
4. Curvas H-Q y Pot. de bombas tipo Flygt adoptadas para las estaciones elevadoras.
5. Perfil y planta descarga al arroyo del Medio.
6. Precios y Cotizaciones.
7. Bibliografía tratamientos.
8. Verificación velocidades mínimas en tuberías.
9. Perforaciones realizadas por O.S.N.

1. ESTACIONES ELEVADORAS.

PLANILLAS DE CALCULO COMPLEMENTARIAS.

En el croquis adjunto se muestran los aportes en ruta en coincidencia con las plantas de bombeo. Se grafica asimismo las alturas manométricas necesarias a vencerse mediante equipo de bombeo para los caudales que se van acumulando en dirección a San Carlos de Bariloche.

Estos caudales definidos para el año horizonte 2020 sirvieron de base para calcular los caudales para los años 2010, 2000 y 1990 mediante la aplicación de fórmula de proyección de población con la tasa de crecimiento del 3,65% anual.

El programa de computadora de colectores permitió arribar a la determinación de conductos tapados y finalmente al costo total de inversión.

BARRIO MELIPAL - Población 2020 = 74730 hab.

	1990		2000		2010		2020	
	Q	Pobl.	Q	Pobl.	Q	Pobl.	Q	Pobl.
EE1	6	1037	9	1555	13	2246	19	3283
EE2	36	6221	52	8986	75	12960	107	18490
EE3	86	14861	123	21254	177	30586	253	43718
EE4	129	22291	183	31622	262	45274	375	64800
A gravedad	19	3283	27	4666	39	6739	56	9677
Total								
(EE4 + AG)	148	25574	210	36288	301	52013	431	74477

(1)

(1) La pequeña diferencia de población (74730 frente a 74477) se debe al arrastre de decimales del cálculo por áreas. Se adoptó 74730 (cálculo global).

2.1.1 Estación elevadora 237-1

Una vez elegida la ubicación de las plantas, quedan determinados además de los caudales los desniveles geométricos entre los puntos bajos y altos a fin de bombear el líquido crudo hacia los últimos.

La estación elevadora que nos ocupa tiene un desnivel de 30,60 metros y una longitud de cañería de impulsión de 795 metros de largo.

Tal como puede verse en el cuadro siguiente se calcularon las pérdidas de carga para cada uno de los caudales de los años horizonte a fin de determinar las alturas manométricas que junto con dichos caudales y con los desniveles geométricos conforman los datos básicos de diseño para el equipamiento de bombeo.

E.E.	AÑO	Q	D	V	L	AHgeom	J	Jf	V2/2g	Hman	Nº de	Pot
		l/s	mm	m/s	m	m	m/m	m	m	m	bombas	kw
	2020	19	150	1,1	795	30,60	0,0087	6,92	0,06	37,60	3 + 1	25,5
	2010	13	150	0,7	795	30,60	0,0043	3,42	0,03	34,05	3 + 1	25,5
237-1	2000	9	150	0,5	795	30,60	0,0020	1,59	0,01	32,20	2 + 1	17
	1990	6	150	0,3	795	30,60	0,0011	0,88	0,01	31,49	1 + 1	8,5

Puede verse en el plano IP9 detalles de la misma.

Al cómputo y presupuesto realizado se agrega el estudio del flujo de gastos que dicha obra genera mediante los costos de inversión estimados seguidamente y los costos de explotación y mantenimiento dados por el

consumo de energía en función de los parámetros básicos H, Q (altura manométrica, caudal) y los gastos en repuestos y mantenimiento en general.

ANO	Q Max. l/s	V Máx. m/s	JMáx m/m	JF Máx. (m)	V2máz/eg (m)	Hman/mín (m)	Da mm	V mín. (Q medio) m/seg
2020(*)	23	1,30	0,0128	10,18	0,09	40,87	--	--
2010	16	0,91	0,0060	4,77	0,04	35,41	--	--
2000	11	0,62	0,0033	2,62	0,002	33,24	--	--
1990	7	0,40	0,0014	1,11	0,01	31,72	200	0,19

(*) C. 256 Al final del período funcionando las cuatro bombas.

2.1.2 Estación elevadora 237-2

El procedimiento de cálculo fue exactamente igual al desarrollado para la estación elevadora anterior registrándose en este caso una altura de elevación sensiblemente menor pero como es lógico un caudal que acumula los 6, 9, 13 y 19 l/seg. para los distintos años de estudio de la planta elevadora 237-1.

En este caso los caudales correspondientes a los años para los que se dimensionó el equipamiento son de 36, 52, 75 y 107 l/seg que deben vencer los 24,42 metros de desnivel topográfico más las pérdidas de carga por fricción y altura de velocidad.

Puede verse en el cuadro adjunto que la cañería de impulsión 300 mm (teórica), 315 mm por ser diámetro comercial permite obtener buenas velocidades, sin incrementar demasiado las pérdidas de energía.

E.E.	AÑO	Q l/s	D mm	V m/s	L m	ΔH _{geom} m	J m/m	J _f m	V/2g m	H _{man} m	Nº de bombas	Pot kw
	2020	107	300	1,5	616	24,42	0,0072	4,45	0,12	29,00	2 + 1	68
	2010	75	300	0,1	616	24,42	0,0035	2,16	0,06	26,64	2 + 1	68
237-2	2000	52	300	0,7	616	24,42	0,0018	1,11	0,03	25,56	1 + 1	34
	1990	36	300	0,5	616	24,42	0,0009	0,55	0,01	24,98	1 + 1	34

El esquema general de la obra puede verse en el plano IP10 y el cómputo y presupuesto de la inversión en obra civil y equipamiento electromecánico, excluyendo la cañería de impulsión (computada en el programa general colector 237) se observa a continuación.

Puede verse la inversión para las distintas etapas del equipamiento electromecánico y el mantenimiento y costo de repuestos asignados anualmente en el programa de inversión y costo de explotación adjunto.

Estación Elevadora 237 -2

AÑO	Q _{Máx.} l/s	Máx. m/s	J _{Máx.} mm	JF _{Máx.} (m)	V2 Máx/2g (m)	H _{manmáx.} (m) ,	D _a mm	V _{mín} m/seg (Q _{medio})
2020	128	1,83	0,0096	5,91	0,17	30,50	--	--
2010	90	1,30	0,0052	3,20	0,09	27,71	--	--
2000	62	0,90	0,0026	1,60	0,04	26,06	--	--
1990	43	0,60	0,0013	0,80	0,02	25,24	3,55	0,36

2.1.3 Estación elevadora 237-3

Siguiendo el mismo criterio se anteproyectó la estación elevadora 237-3, la cual es la menos comprometida en cuanto a desnivel a salvar (11,11 m) pero cuenta ya con el caudal acumulado de las dos primeras cuencas.

La longitud de cañería de impulsión es de 582 metros y para los valores de caudales al final del período (2020) de 253 l/seg. se ha determinado un diámetro apto de 400 mm.

Con éste diámetro se encuentran valores admisibles de velocidad y por consiguiente de pérdida de carga.

E.E.	AÑO	Q l/s	D mm	V m/s	L m	AHgeom m	J m/m	Jf m	V/2g m	Hman m	Nº de bombas	Pot kw
	2020	253	400	2,0	582	11,11	0,0085	4,95	0,21	16,30	4 + 1	96
	2010	177	400	1,4	582	11,11	0,0042	2,44	0,10	13,65	4 + 1	96
237-3	2000	123	400	1	582	11,11	0,0023	1,34	0,05	12,50	2 + 1	48
	1990	86	400	0,7	582	11,11	0,0012	0,70	0,03	11,84	1 + 1	24

La obra civil de ésta planta (ver plano IP11) responde a un esquema similar a la de la estación elevadora existente en Bariloche como en los casos anteriores se acompañan los cálculos y presupuestos de las obras civiles y electromecánicas como así también el programa de inversión y costo de explotación y mantenimiento para todo el período de estudio.

Estación Elevadora 237 - 3

ANO	QMax. l/s	Máx. m/s	JMáx. mm	JFMáx. (m)	V2 Máx/2g (m)	Hmanmáx. (m)	Da mm	Vmin m/seg (Qmedio)
2020	304	2,40	0,0117	6,81	0,29	18,21	--	--
2010	212	1,70	0,0061	3,55	0,15	14,81	--	--
2000	148	1,15	0,0030	1,75	0,007	12,93	--	--
1990	103	0,80	0,0015	0,87	0,03	12,01	450	0,54

2.1.4 Estación elevadora 237-4

Esta estación elevadora resultó de dimensiones equivalentes a la estación elevadora actual para el año 2020 lo cual resulta bastante lógico teniendo en cuenta que el número de habitantes (74730) es similar al actual servido en Bariloche.

Existen en rigor diferencias sustanciales de altura manométrica a vencer lo cual se traduce en el gran número de bombas necesario para la última etapa.

En el cuadro adjunto puede verse la planilla de cálculo de los parámetros básicos de diseño de la estación elevadora adoptada del sistema alternativo de dos estaciones en serie con el fin de reducir el desnivel que fuera estudiado y luego descartado por antieconómico.

E.E.	AÑO	Q	D	V	L	AHgeom	J	Jf	V/2g	Hman	Nº de	Pot
		l/s	mm	m/s	m	m	m/m	m	m	m	bombas	kw
	2020	375	500	1,9	2197	16,32	0,0058	12,74	0,18	29,24	8 + 1	272
	2010	262	500	1,3	2197	16,32	0,0029	6,37	0,09	22,78	8 + 1	272
237-4	2000	183	500	0,9	2197	16,32	0,0015	3,30	0,04	19,66	3 + 1	102
	1990	129	500	0,7	2197	16,32	0,0009	1,98	0,03	18,33	2 + 1	72

ANO	Q Máx. l/s	V Máx. m/s	J Máx. mm	JF Máx. (m)	V2 Máx/2g (m)	Hman máx. (m)	D mm	Vmin m/seg (Q medio)
2020	450	2,30	0,0083	18,24	0,27	34,83	--	--
2010	314	1,60	0,0041	9,00	0,13	25,45	--	--
2000	220	1,10	0,0021	4,61	0,06	20,99	--	--
1990	155	0,80	0,0011	2,42	0,03	18,87	600	0,46

2.3.1 Estación elevadora El Frutillar - Nahuel Hué

Como fuera dicho se adoptó desde el punto más bajo del Barrio Nahuel Hué el arranque del colector que para el año 2020 permitiera servir a los 16.800 habitantes que se proveen para esa fecha.

El caudal correspondiente debe ser bombeado frente a un desnivel de casi 31 metros a más de quinientos metros de longitud.

Esto lleva al final del periodo a diseñar una obra civil de 8 metros de diámetro para cinco bombas y una de reserva.

Puede verse las planillas de cómputo y presupuesto para cada etapa adjunta.

Q l/s	D mm	V m/s	L m	AKgeom m	J m/m	Jf m	V/2g m	Hman m	Nº de bombas	Pot kw
97	250	2	535	30,86	0,0146	7,81	0,2	38,87	5 + 1	150
68	250	1,4	535	30,86	0,0074	3,96	0,1	34,90	2 + 1	60
47	250	0,95	535	30,86	0,0036	1,93	0,05	32,84	2 + 1	60
33	250	0,70	535	30,86	0,0020	1,07	0,02	31,95	1 + 1	30

Además se agrega el desarrollo del programa de inversiones y gastos de explotación y mantenimiento.

A fin de poder tener un precio completo se agregaron las inversiones

del colector Nahuel Hué-Frutillar y Sudeste, éstos dos últimos valores extraídos de las planillas de los cálculos de colectores.

Frutillar - Nahuel Hué.

Año	Q _{Máx} l/seg	V _{Máx.} m/seg	J _{Máx} m/m	Máx. (m)	V _{Máx.2} 2g (m)	H _{man Máx.} (m)	D mm	V _{mín} m/seg
2020	116	2,35	0,0199	10,65	0,28	41,79	--	--
2010	82	1,7	0,0107	5,73	0,15	36,74	--	--
2000	56	1,15	0,0051	2,73	0,07	33,66	--	--
1990	40	0,80	0,0026	1,39	0,03	32,28	300	0,47

C.450 Al final del período operan las seis Bombas.

2.7 ADECUACION ESTACION ELEVADORA EXISTENTE

2.7.1 Problemas de operación actual

Tal como se expresara en informes anteriores, existentes serios problemas de explotación ante deficiencias registradas en el canasto utilizado para retener sólidos apreciables.

En tal virtud, se ha proyectado un sistema conjunto reja de desgaste-desarenador, a ubicar en profundidad antes de la estación.

En el Anteproyecto Definitivo (Etapa 2) se confeccionará un detalle de la conexión en by-pass del sistema citado con la colectora existente.

2.7.2 Utilización de estación elevadora para plantas de tratamientos.

En el caso de las alternativas 3.1, 3.3 y 3.4 se utiliza esta estación en las tres etapas de proyecto, agregando o cambiando bombas a las existentes.

La verificación de la misma se realiza a partir de la obtención de los parámetros físicos que se observan en el siguiente cuadro.

ANO	Q	D	V	L	AHgeom	J	Jf	V/2g	Hman	Nº de
	l/s	mm	m/s	m	m	m/m	m	m	m	Bombas
2020	1370	900	2,15	50	10	0,0034	0,17	0,17	10,34	3 + 1
2010	958	900	1,50	50	10	0,0018	0,09	0,09	10,18	2 + 1
2000	669	900	1,05	50	10	0,0009	0,05	0,06	10,11	2 + 1
1990	467	900	0,75	50	10	0,0007	0,04	0,04	10,08	1 + 1

Adecuación Estación Elevadora Actual

Año	Q Máx l/seg	V Máx m/seg	J 4 Máx m/m	J F Máx (m)	V Máx 2 2g (m)	H man máx (m)	D mm	V mín. m/seg (Q medio)
2020	1644	2,58	0,005	0,25	0,34	10,59	--	--
2010	1150	1,81	0,0025	0,13	0,17	10,30	--	--
2000	803	1,26	0,0012	0,06	0,08	10,14	--	--
1990	560	0,88	0,00067	0,03	0,04	10,07	1000	0,60

En lo que atañe a las alternativas 3.2 y 3.5, se utiliza la estructura actual en la etapa y se repite igual estructura en la 2ª y 3ª etapa; ello es obligado frente al importante tamaño de las bombas de estas alternativas, así como la distancia mínima entre bocinas de aspiración que asegure una correcta fluencia del líquido hacia las bombas. (esta alternativa se desarrolla en profundidad en el punto 3.2).

Se realizó el dimensionado de estas bombas a partir de la obtención de los parámetros físicos que se listan en el siguiente cuadro.

Estación Elevadora Laguna

ANO	Q	D	V	L	AHgeom	J	Jf	V/2g	Hman
	l/s	mm	m/s	m	m	m/m	m	m	m
2020	1370	900	2,15	2990	95,90	0,0034	10,17	0,24	106,07
2010	958	900	1,50	2990	95,90	0,0018	5,38	0,11	101,39
2000	669	900	1,05	2990	95,90	0,0009	2,69	0,06	98,65
1990	467	900	0,75	2990	95,90	0,0005	1,50	0,03	97,43

En los ítems correspondientes se muestran las salidas de computadora (incluidos con los de inversión) con los precios de explotación elevadora en sus dos variantes:

- a) Alternativas 3.1, 3.3 y 3.4
- b) Alternativas 3.2 y 3.5.

Estación Elevadora Lagunas

Año	Q Máx l/seg	V Máx m/seg	J 4 Máx m/m	J F Máx (m)	V Máx 2 2g (m)	H man máx (m)	D mm	V mín. m/seg (Q medio)
2020	1644	2,58	0,005	14,95	0,34	111,19	--	--
2010	1150	1,81	0,0025	7,48	0,17	103,55	--	--
2000	803	1,26	0,0012	3,59	0,08	99,57	--	--
1990	560	0,88	0,00067	2,00	0,04	97,94	1000	0,60

Bombas Centrifugas.

AE	REC	ENERG	AE	REC	ENERG	AE	REC	ENERG
3.100	RUN		3.100	RUN		3.100	RUN	
ANO?			ANO?			ANO?		
1,990.000	RUN		1,999.000	RUN		1,999.000	RUN	
Q?			Q?			Q?		
.467	RUN		.669	RUN		.669	RUN	
H1?			H1?			H1?		
5.000	RUN		5.000	RUN		5.000	RUN	
H2?			H2?			H2?		
5.000	RUN		5.000	RUN		5.000	RUN	
ANO=1,991.000			ANO=2,000.000			ANO=2,010.000		
H=5.000			H=5.000			H=5.000		
Q=0.467			Q=0.669			Q=0.958		
ENE=290.455			ENE=416.091			ENE=595.830		
COEN=34,913.			COEN=50.014.			COEN=71,620.		
ANO=1,992.000			ANO=2,001.000			ANO=2,011.000		
H=5.000			H=5.000			H=5.000		
Q=0.484			Q=0.693			Q=0.993		
ENE=301.857			ENE=431.279			ENE=617.586		
COEN=36,187.			COEN=51,840.			COEN=74,234.		
ANO=1,993.000			ANO=2,002.000			ANO=2,012.000		
H=5.000			H=5.000			H=5.000		
Q=0.502			Q=0.719			Q=1.029		
ENE=312.046			ENE=447.020			ENE=640.128		
COEN=37,500.			COEN=53,732.			COEN=76,943.		
ANO=1,994.000			ANO=2,003.000			ANO=2,013.000		
H=5.000			H=5.000			H=5.000		
Q=0.520			Q=0.745			Q=1.067		
ENE=323.435			ENE=463.336			ENE=663.492		
COEN=38,877.			COEN=55,693.			COEN=79,752.		
ANO=1,995.000			ANO=2,004.000			ANO=2,014.000		
H=5.000			H=5.000			H=5.000		
Q=0.539			Q=0.772			Q=1.106		
ENE=335.241			ENE=480.248			ENE=687.710		
COEN=40,296.			COEN=57,726.			COEN=82,663.		
ANO=1,996.000			ANO=2,005.000			ANO=2,015.000		
H=5.000			H=5.000			H=5.000		
Q=0.559			Q=0.800			Q=1.146		
ENE=347.477			ENE=497.777			ENE=712.811		
COEN=41,767.			COEN=59,833.			COEN=85,680.		
ANO=1,997.000			ANO=2,006.000			ANO=2,016.000		
H=5.000			H=5.000			H=5.000		
Q=0.579			Q=0.830			Q=1.188		
ENE=360.160			ENE=515.946			ENE=738.829		
COEN=43,291.			COEN=62,017.			COEN=88,807.		
ANO=1,998.000			ANO=2,007.000			ANO=2,017.000		
H=5.000			H=5.000			H=5.000		
Q=0.600			Q=0.860			Q=1.231		
ENE=373.306			ENE=534.778			ENE=765.796		
COEN=44,871.			COEN=64,280.			COEN=92,049.		
ANO=1,999.000			ANO=2,008.000			ANO=2,018.000		
H=5.000			H=5.000			H=5.000		
Q=0.622			Q=0.891			Q=1.276		
ENE=386.931			ENE=554.298			ENE=793.748		
COEN=46,509.			COEN=66,627.			COEN=95,408.		
ANO=2,000.000			ANO=2,009.000			ANO=2,019.000		
H=5.000			H=5.000			H=5.000		
Q=0.645			Q=0.924			Q=1.323		
ENE=401.054			ENE=574.529			ENE=822.719		
COEN=48,207.			COEN=69,058.			COEN=98,091.		

COSTOS ANUALES POR DIFERENCIA DE BOMBEO

A 3.7

34913.00
36187.00
37508.00
38877.00
40296.00
41767.00
43291.00
44871.00
46509.00
48207.00
50014.00
51840.00
53732.00
55693.00
57726.00
59833.00
62017.00
64280.00
66627.00
69058.00
71620.00
74234.00
76943.00
79752.00
82663.00
85680.00
88807.00
92049.00
95408.00
98891.00
102500.00

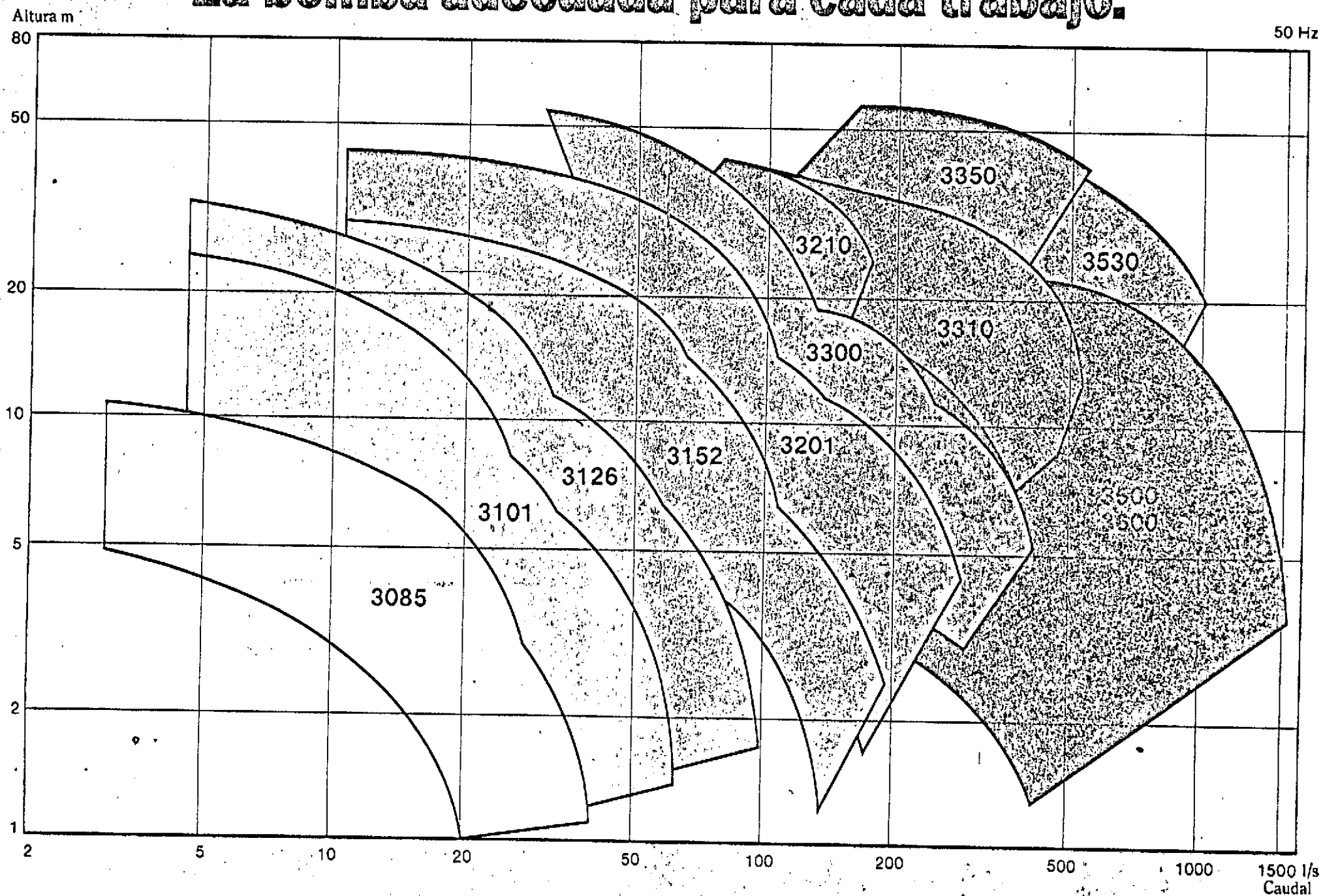
COSTOS TOTALES ACTUALIZADOS

ALT 3.7

0 % 1859543.00
2 % 963280.76
4 % 729590.19
6 % -570079.85
8 % 458221.00
10 % 377684.60

3. GAMA DE CAPACIDADES DE BOMBAS TIPO FLYGT.

La bomba adecuada para cada trabajo.



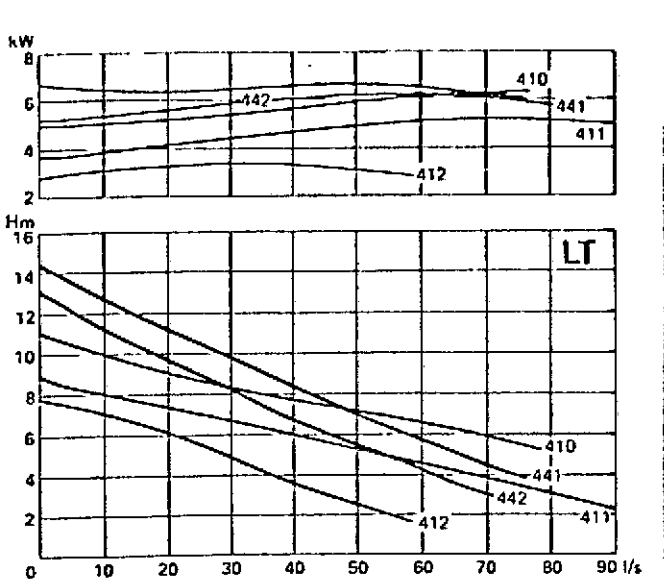
recto de bombeo de aguas re-
en concordancia con sus con-
ia gama de Flygt, que com-

bomba más adecuada para cada trabajo. Los motores
tienen potencias desde 0,7 a 350 kW, que en combina-
ción con diferentes impulsores cubren una gama hasta

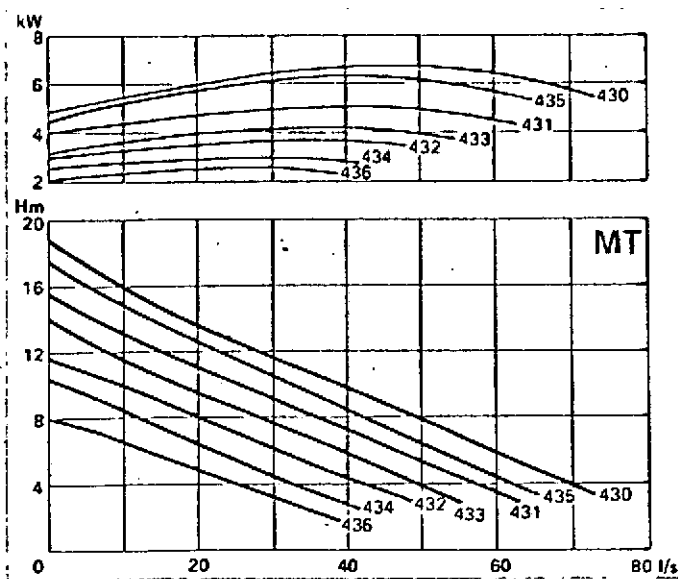


4. CURVAS H-Q y POT. DE BOMBAS TIPO FLYGT ADOPTADAS
PARA LAS ESTACIONES ELEVADORAS.

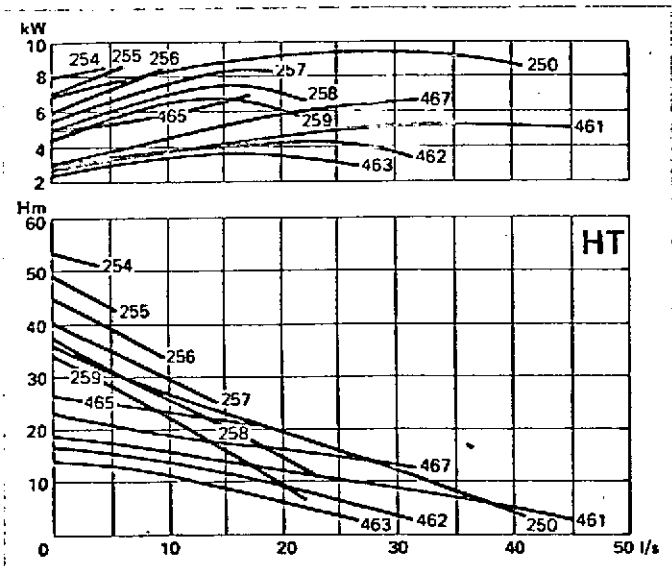
CP/CT/CS 3127



Impeller code	No. of vanes	Outlet dia. mm CP vers.	Through-let, mm	Motor rating kW	rpm	Available versions
410	2	200	76 × 76	5.9	1450	CP/CS
411	2	200	76 × 76	4.7	1450	CP/CT/CS
412	2	200	62 × 96	4.7	1450	CP/CT/CS
441	1	200	107 × 117	5.9	1450	CP/CS
442	1	200	100 × 110	4.7	1450	CP/CT/CS



Impeller code	No. of vanes	Outlet dia. mm CP vers.	Through-let, mm	Motor rating kW	rpm	Available versions
430	1	100/150	100 × 110	5.9	1450	CP/CS
431	1	100/150	90 × 100	4.7	1450	CP/CT/CS
432	1	100/150	87 × 100	4.7	1450	CP/CT/CS
433	1	100/150	82 × 100	4.7	1450	CP/CT/CS
434	1	100/150	80 × 100	4.7	1450	CP/CT/CS
435	1	100/150	100 × 100	5.9	1450	CP/CT/CS
436	1	100	100 × 100	5.9	1450	CP/CT/CS



Impeller code	No. of vanes	Outlet dia. mm CP vers.	Through-let, mm	Motor rating kW	rpm	Available versions
250	1	80/100	Ø 58	7.4	2900	CP/CS
254	1	80	40 × 40	7.4	2900	CP/CS
255	1	80	40 × 40	7.4	2900	CP/CS
256	1	80	40 × 40	7.4	2900	CP/CS
257	1	80	40 × 40	7.4	2900	CP/CS
258	1	80	40 × 40	7.4	2900	CP/CS
259	1	80	40 × 40	7.4	2900	CP/CS
461	1	100	Ø 76	4.7	1450	CP/CT/CS
462	1	100	Ø 56	4.7	1450	CP/CT/CS
463	1	100	46 × 49	4.7	1450	CP/CT/CS
465	1	100	Ø 76	5.9	1450	CP/CS
467	1	100	Ø 76	5.9	1450	CP/CS

Weight, kg	CP	CT ¹⁾	CS
LT	147	216	169
MT	141	215	150
HT ¹⁾	129	—	129
HT ²⁾	141	153	141

— For use in fire hazardous areas. Explosion Class 2, ignition group 3 (d2G3), the above motors, CP and CS versions, have been tested in accordance with VDE 0171 (IEC 79).

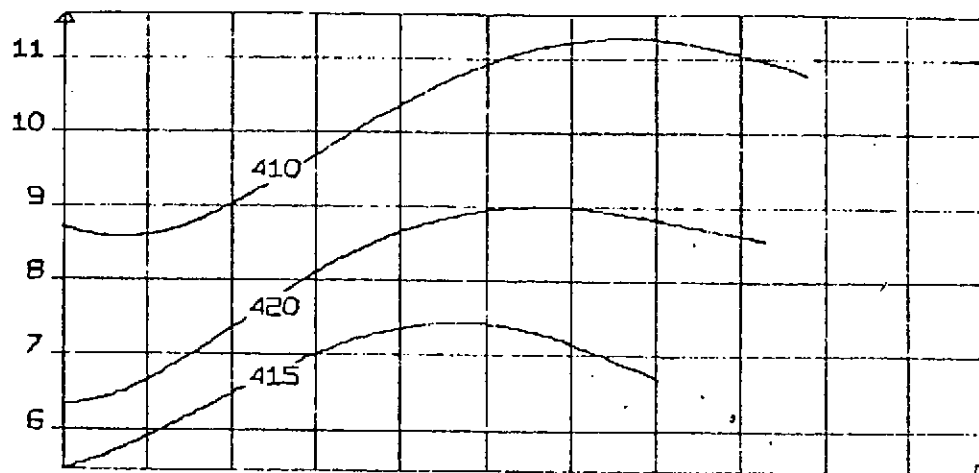
NOTE! The motor in the CT version is 4.7 kW.

¹⁾ 7.4 kW ²⁾ 5.85 kW ³⁾ 4.7 kW

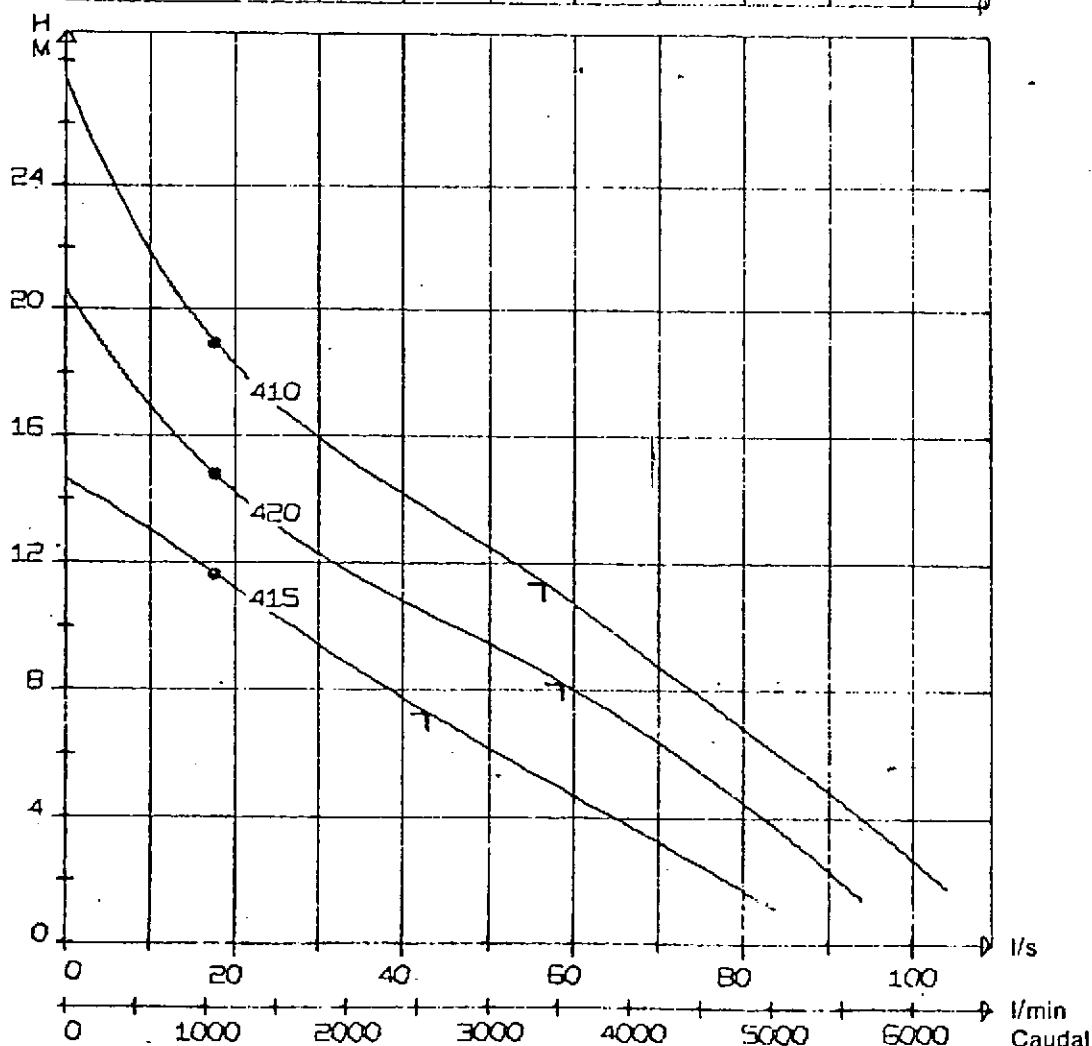
CP 3151 MT

Cada bomba es sometida a las pruebas especificadas por las normas ISO con respecto a los ensayos de prueba. Las bombas producidas en serie de la clase C. Esta norma describe detalladamente en el documento ISO 2544.

Potencia absorbida kW



Altura m



● = Riesgo de sedimentación para una velocidad del agua inferior a 1 m/seg. Encima del punto, emplear un diámetro de tubo menor.

△ = Punto óptimo de funcionamiento

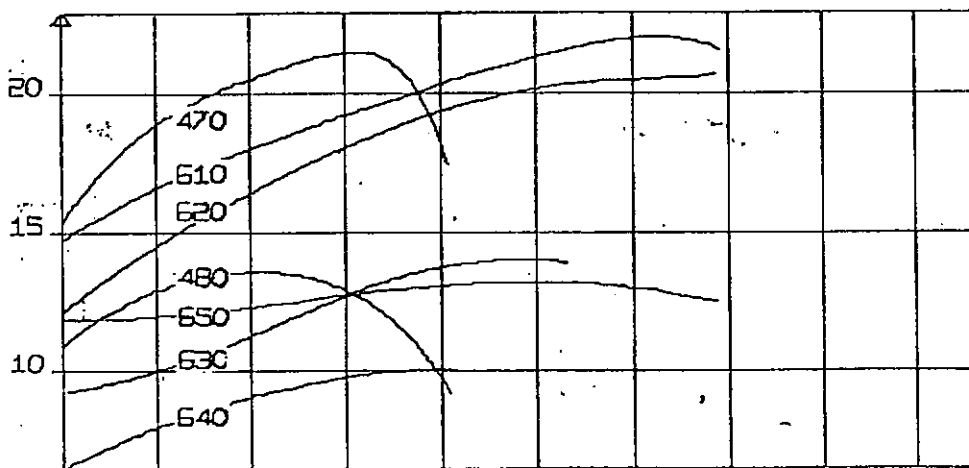
La fábrica se reserva el derecho a modificar las especificaciones o el diseño sin previo aviso.



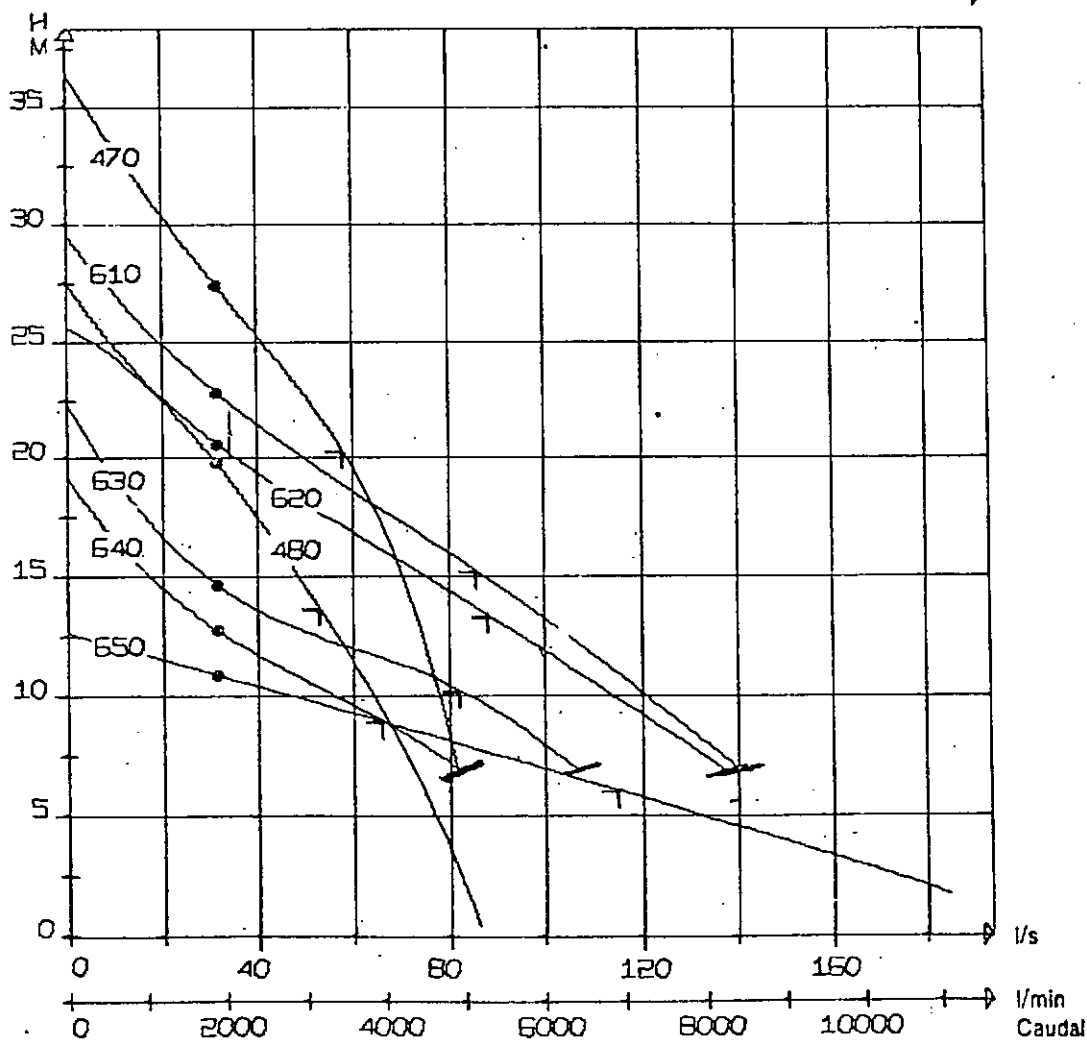
CP 3200 MT-HT

Cada bomba es sometida a las pruebas especificadas por las normas ISO con respecto a los ensayos de prueba de bombas producidas en serie de la clase C. Esta norma describe detalladamente en el documento ISO 2941.

Potencia absorbida kW



Altura m

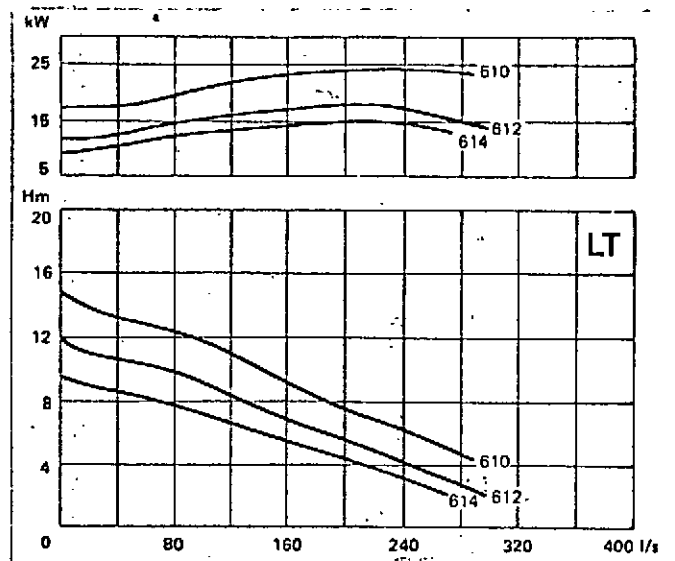


● = Riesgo de sedimentación para una velocidad del agua inferior a 1 m/seg. Encima del punto, emplear un diámetro de tubo menor.

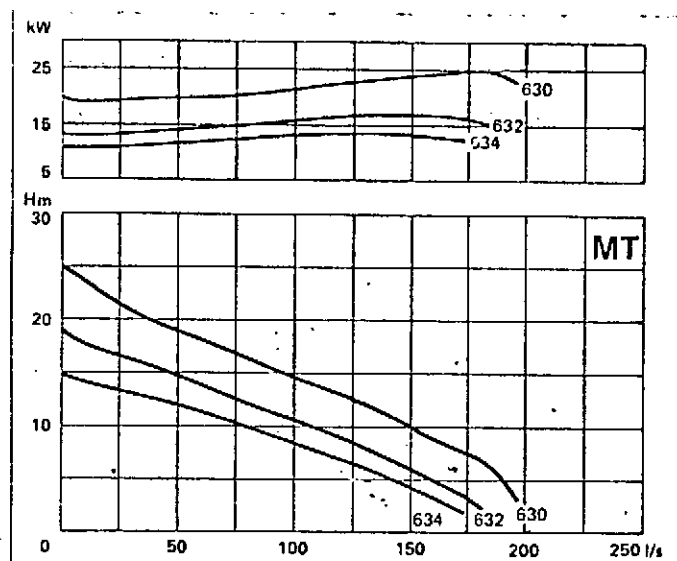
↗ = Punto óptimo de funcionamiento

X = Límite de curva

La fábrica se reserva el derecho a modificar las especificaciones o el diseño sin previo aviso.

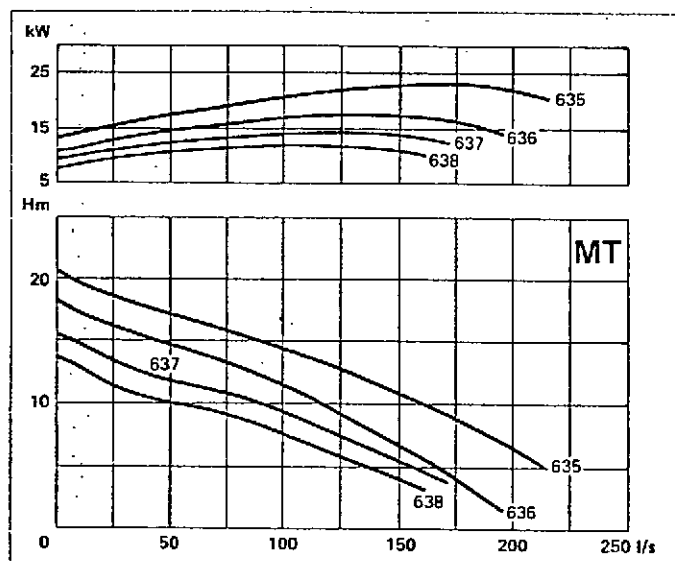


Impeller code	No. of vanes	Outlet dia. mm CP vers.	Through-let, mm	Motor rating kW	rpm	Available versions
610	2	300	140 × 131	22	965	CP/CT/CS
612	2	300	134 × 123	22	965	CP/CT/CS
614	2	300	134 × 129	22	965	CP/CT/CS

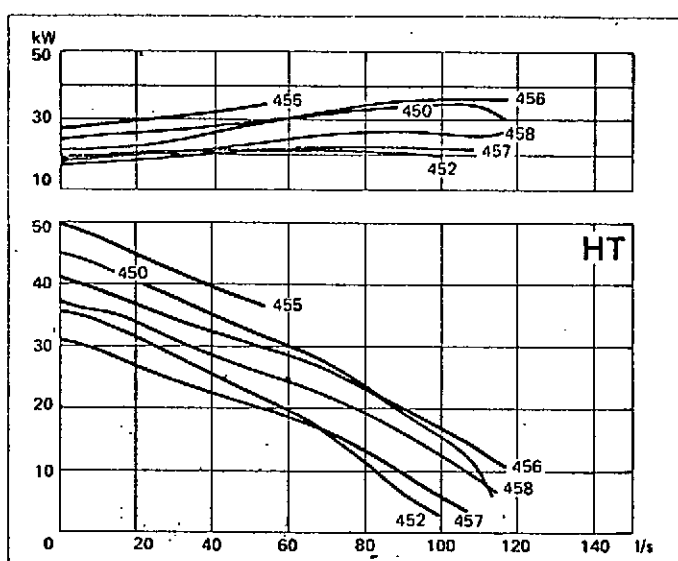


Impeller code	No. of vanes	Outlet dia. mm CP vers.	Through-let, mm	Motor rating kW	rpm	Available versions
630*	1	250	144 × 120	22	965	CP/CT/CS
632	1	250	144 × 120	22	965	CP/CT/CS
634	1	250	144 × 120	22	965	CP/CT/CS

* Limited in CT version. Valid below 23 kW



Impeller code	No. of vanes	Outlet dia. mm CP vers.	Through-let, mm	Motor rating kW	rpm	Available versions
635	2	250	102 × 84	22	965	CP/CT/CS
636	2	250	102 × 84	22	965	CP/CT/CS
637	2	250	102 × 84	22	965	CP/CT/CS
638	2	250	102 × 84	22	965	CP/CT/CS



Impeller code	No. of vanes	Outlet dia. mm CP vers.	Through-let, mm	Motor rating kW	rpm	Available versions
450*	1	200	77 × 80	30	1450	CP/CT/CS
452	1	200	77 × 77	22	1450	CP/CT/CS
455	1	200	Ø 100	30	1450	CP/CT/CS
456	1	200	Ø 100	30	1450	CP/CT/CS
457	1	200	Ø 100	22	1450	CP/CT/CS
458	1	200	Ø 100	22/30	1450	CP/CT/CS

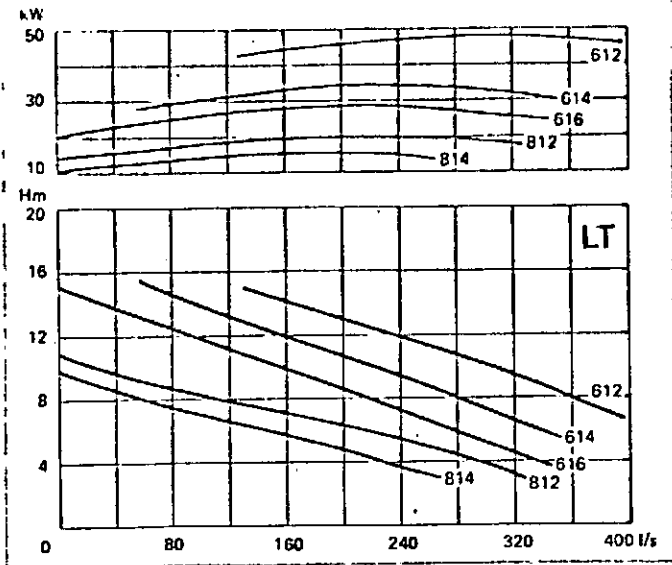
* Limited in CT version. Valid between 27 and 34 kW

Weight, kg	CP	CT	CS (with cooling jacket)
LT	555	660	560
MT	560	625	588
HT	530	580	540

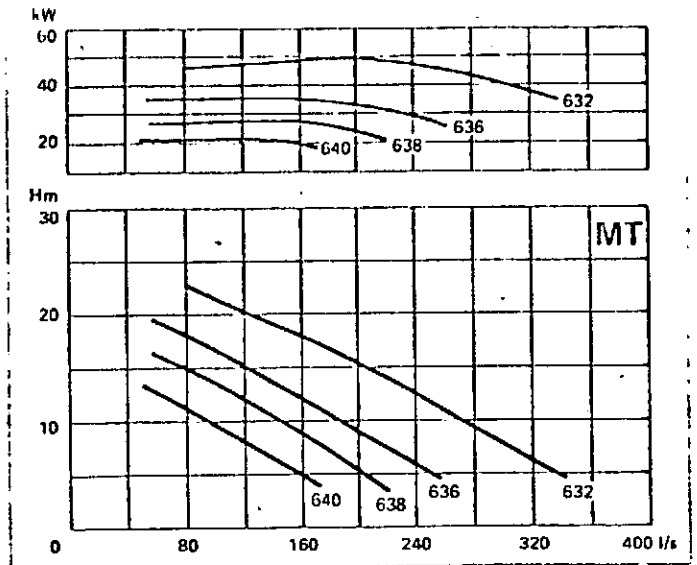
— For use in fire hazardous areas, Explosion Class 2, ignition group 4 (—5) (d2G4) (—G5), the above motors, CP and CS versions, have been tested in accordance with VDE 0171 (IEC 79).

— CP and CS 3201 with impellers 630 and 632 are available on request made of aluminium bronze.

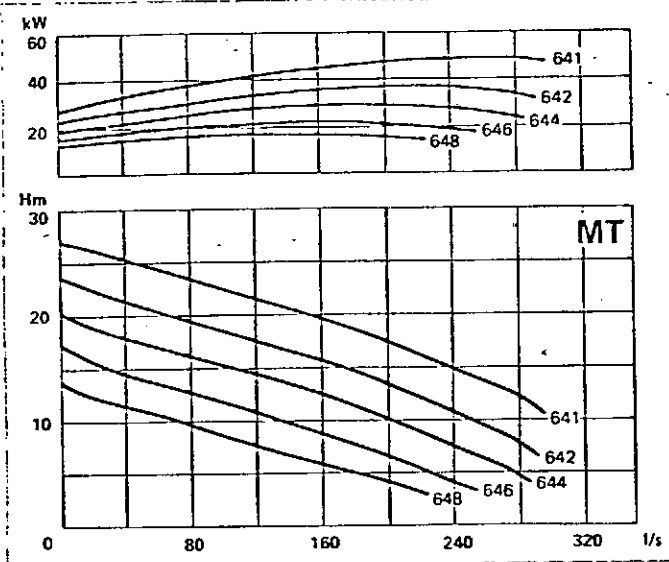
CP/CT/CS 3300



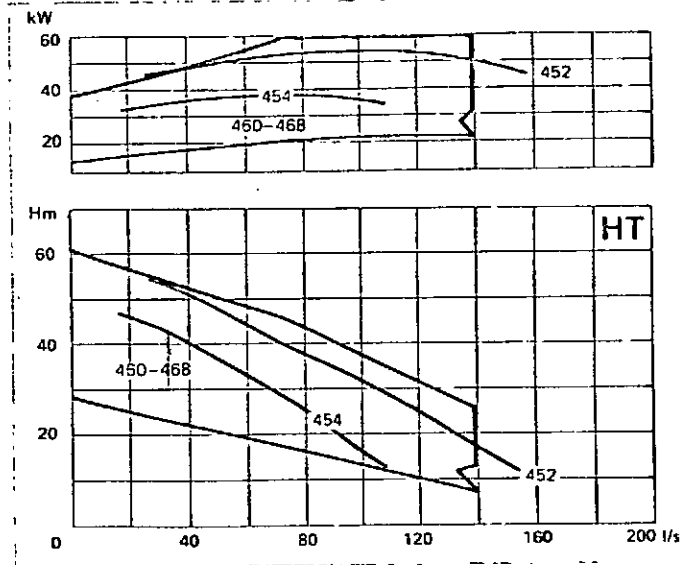
Impeller code	No. of vanes	Outlet dia. mm CP vers.	Through-let, mm	Motor rating kW	rpm	Available versions
612	2	350	146 x 180	44	970	CP/CT/CS
614	2	350	132 x 170	34	970	CP/CT/CS
616	2	350	125 x 160	34	970	CP/CT/CS
812	2	350	146 x 180	20	730	CP/CT/CS
814	2	350	132 x 170	20	730	CP/CT/CS



Impeller code	No. of vanes	Outlet dia. mm CP vers.	Through-let, mm	Motor rating kW	rpm	Available versions
632	1	300	176 x 180	44	970	CP/CT/CS
636	1	300	176 x 180	34	970	CP/CT/CS
639	1	300	150 x 180	34	970	CP/CT/CS
640	1	300	134 x 180	34	970	CP/CT/CS



Impeller code	No. of vanes	Outlet dia. mm CP vers.	Through-let, mm	Motor rating kW	rpm	Available versions
641	2	250	100 x 100	44	970	CP/CT/CS
642	2	250	100 x 100	34	970	CP/CT/CS
644	2	250	100 x 100	34	970	CP/CT/CS
646	2	250	100 x 100	34	970	CP/CT/CS
648	2	250	100 x 100	34	970	CP/CT/CS



Impeller code	No. of vanes	Outlet dia. mm CP vers.	Through-let, mm	Motor rating kW	rpm	Available versions
452	1	200	90 x 96	54	1470	CP/CT/CS
454*	1	200	76 x 90	54	1470	CP/CT/CS
460	2	200	76 x 76	54	1470	CP/CT/CS
461	2	200	76 x 76	54	1470	CP/CT/CS
462	2	200	76 x 76	54	1470	CP/CT/CS
463	2	200	76 x 76	54	1470	CP/CT/CS
464	2	200	76 x 76	54	1470	CP/CT/CS
465	2	200	76 x 76	54	1470	CP/CT/CS
466	2	200	76 x 76	54	1470	CP/CT/CS
467	2	200	76 x 76	54	1470	CP/CT/CS
468	2	200	76 x 76	54	1470	CP/CT/CS

* Limited in CT version. Valid above 35 kW

— For use in fire hazardous areas. Explosion Class 2, ignition group 4 (d2G4), the above motors, CP and CS versions, have been tested in accordance with VDE 0171 (IEC 79).

— CP and CS 3300 with impellers 641, 642, 644, 646 and 648 as well as 452 and 454 are available in aluminium bronze.

— Impellers 641, 642, 644, 646 and 648 are available in stainless steel.

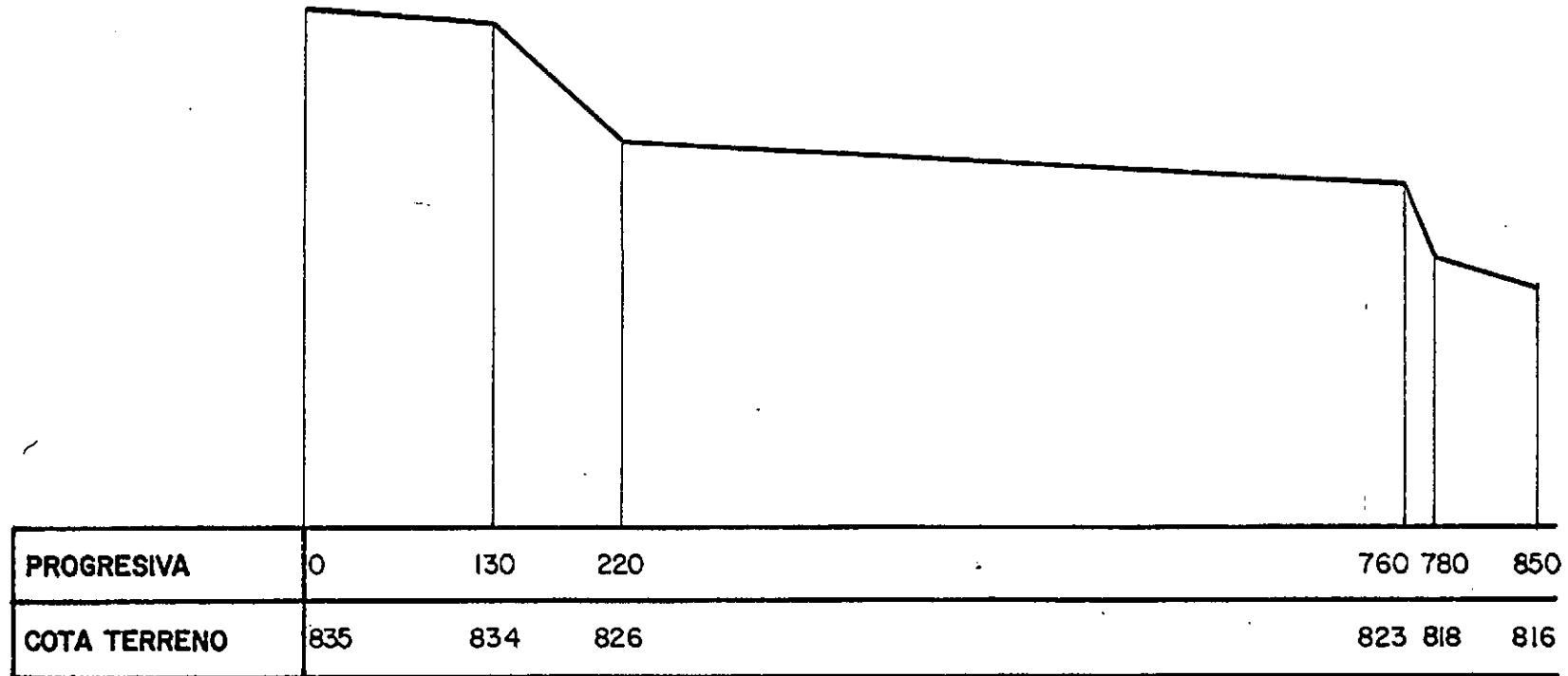
Weight, kg	CP	CT	CS
LT	995	1225	1050
MT	1080	1310 ¹⁾	1135
HT	1080	1235 ²⁾	1135
HT	870	880	935

¹⁾ Impeller 632-640

²⁾ Impeller 641-648

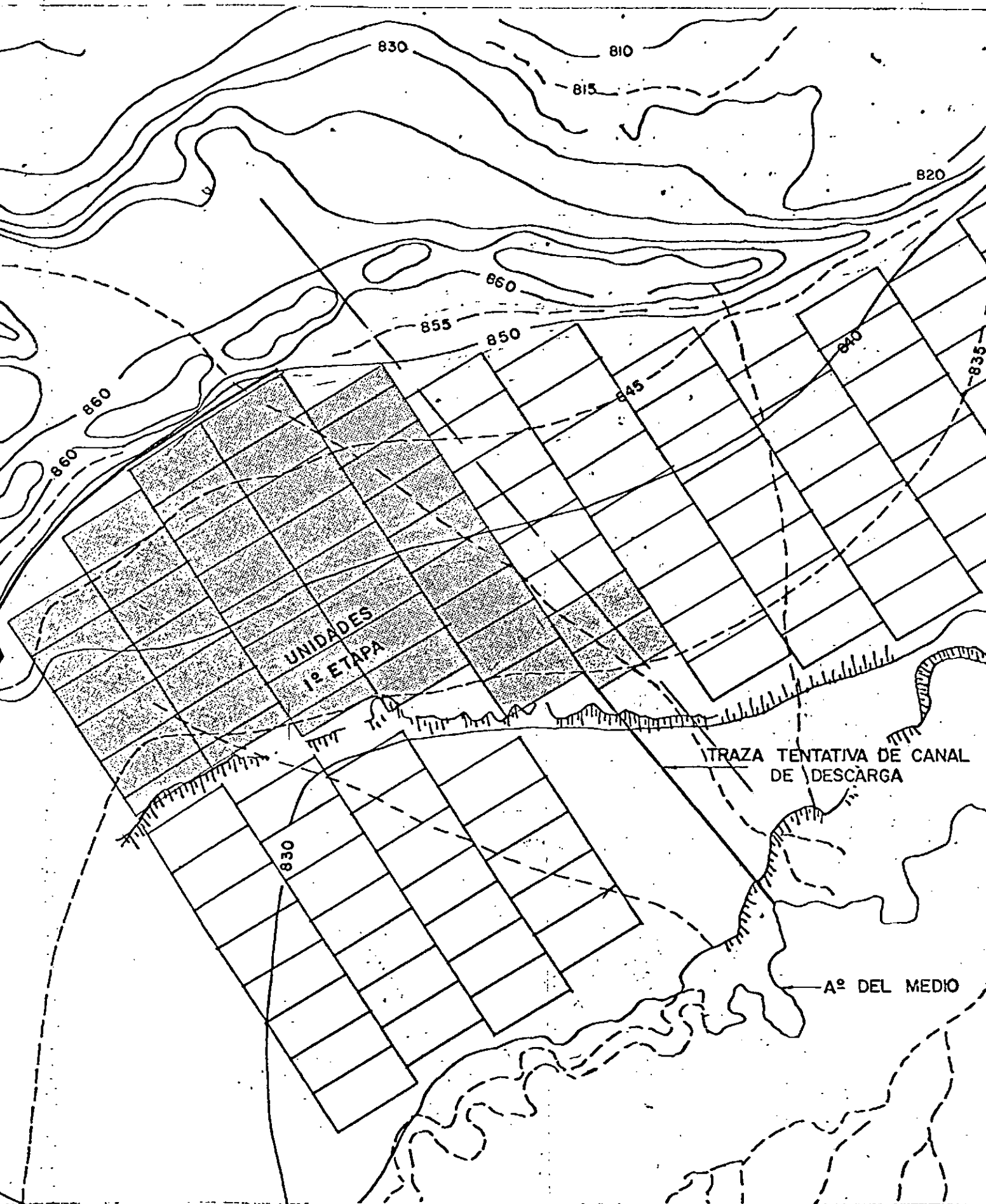
5. PERFIL Y PLANTA DESCARGA AL ARROYO DEL MEDIO.

PERFIL DESCARGA AL ARROYO DEL MEDIO



ESCALA HORIZONTAL 1: 500
 VERTICAL 1: 500

ALTERNATIVAS 3.2 y 3.5 LAGUNAS



6. PRECIOS Y COTIZACIONES.

STAR HUMANO

la Construcción

ginas y cuatro capítulos, traduce la presencia de los constructores en Argentina, ha de girar, por lo tanto, en la ejecución, de sus hacedores".

Argentina de la Construcción, da:

al poder ubicar objetivamente el múltiple de sus trabajos, que la acción, es contribuir a hacer la

de realidad, en la descripción de esta confrontación. Ha sido un el tiempo, desde el camino del europeos, como los sistemas

or, entresacamos de este interés al recuerdo:

de 1810, "Buenos Aires tenía 68 s y 36 cerrajeros". Vinieron pos- acción y otros de avanzada. Des- pres. En 1880, se inician las nece- en los primeros ingenieros y en

ada la primera línea de "Iranvías s y de América latina, trazada "a do se menciona en la actualidad tre el 1º de junio de 1915 hasta el línea "A", salían a la superficie y primera Junta y Floresta.

dentro de la industria nacional, 20, egresaban de la Universidad, sos puertos, 900 silos de granos y os".

io de lo realizado en materia de iendas, ferrocarriles, elevadores, del mundo"— grandes edificios eamiento, grandes puertos y con- grandes represas, autopistas urba- a nuclear, cuando en 1937 el go- por decreto la realización de estu- minerales de uranio, radio, etc.; ombres.

ecinueve profesionales de redac- vidad tan amplia, al seleccionar y infraestructura.

al iluminar como una pantalla gi- de nuestra dilatada geografía, el los albores de su reorganización y visión de pioneros, efectuaron un

momento, soluciones y verdades, s indican, que sin pausa, debemos cear esta actividad es como pedir,

eis años, en esta causa de la in- gentina de la Construcción, en el este importante y prolijo trabajo,

MINISTERIO DE SALUD Y ACCION SOCIAL

SISTEMA DE AJUSTE DE PRECIOS FONAVI El CONSTRUCTOR - DIC. 1986

CODIGO DESCRIPCION	U.M.	VALOR POR U.M.	VA-RI-A-CION
Rubro: Movimiento de Tierra			
0.06.00.A Excavación de zanjas a mano	m3.	04,700	1,00
0.06.01.A Excavación de sótanos a mano	m3.	05,955	1,00
0.06.02.A Excavación de pozos estrechos a mano	m3.	09,935	1,00
0.06.03.A Exc. y retiro de suelos (Radio = 500 m)	m3.	01,305	1,05
0.06.04.A Relleno y compact. Inc. exp. de prest. R = 500	m3.	01,750	1,05
Rubro: Fundaciones			
0.09.00.A Fundaciones de hormigón armado	m3.	85,205	1,11
0.09.00.B Fundaciones de hormigón armado	m3.	79,180	1,12
0.09.01.A Fundaciones de hormigón simple	m3.	32,715	1,08
Rubro: Estructura Resistente			
0.12.00.A Estructura de hormigón armado	m3.	172,635	1,09
0.12.00.B Estructura de hormigón armado	m3.	119,380	1,05
0.12.00.C Estructura de hormigón armado	m3.	117,090	1,05
Rubro: Montaje			
0.13.00.A Mont. Prem. y tomado de juntas- Esp. Poliést.	m3. Ha	18,600	1,05
Rubro: Cerramientos interiores y exteriores			
0.18.00.A Mampostería de ladrillo común de 0,30	m3.	47,755	1,08
0.18.15.A Ladrillo cerámico 8 x 15 x 20	m3.	51,775	1,10
0.18.30.A Muro cerámico portante	m3.	31,845	1,09
0.18.45.A Muro portante de bloques de hormigón	m3.	43,875	1,00
Rubro: Aislaciones			
0.21.00.A Capa aisladora de concreto e hidrófugo	m2.	01,810	1,03
Rubro: Revoques			
0.24.00.A Exteriores a la cal	m2.	04,265	1,01
0.24.50.A Grueso y fino a la cal interior	m2.	02,445	1,02
0.24.70.A Interiores de yeso sobre mampuesto	m2.	03,490	1,06
Rubro: Solados			
0.27.00.A Contrapiso sobre terreno natural	m2.	02,665	1,04
0.27.10.A Contrapiso sobre losa	m2.	02,380	1,03
0.27.20.A Pisos y zócalos, mosaicos gran. Pul. Obra	m2.	10,480	1,07
0.27.25.A Pisos y zócalos mosaico calcáreo	m2.	07,930	1,07
0.27.30.A Piso cerám. y zóc. incluido carpeta	m2.	06,655	1,08
0.27.35.A Piso y zócalo de plaquetas vinílicas	m2.	07,450	1,09
0.27.40.A Piso cemento alisado, acabado a la llana	m2.	04,240	1,02
0.27.45.A Piso losetas de hormigón	m2.	07,390	1,09
Rubro: Techos			
0.30.00.A Inc. c/tejas, c/estr. madera y aisl. térm.	m2.	25,605	1,07
0.30.01.A Inc. c/tejas, c/estr. hormigón y aisl. térmica	m2.	09,870	1,08
0.30.15.A Inc. fibrocemento c/estr. metálica y aislación térmica	m2.	14,145	1,10
0.30.30.A Inc. chapa hierro galvanizado c/estr. met. aisl. térm.	m2.	13,775	1,09
0.30.31.A Inc. chapa hierro galvanizado c/estr. mad. aisl. térm.	m2.	16,610	1,09
0.30.45.A Plano horm. aisl. térm. e hidr. s/losa	m2.	13,190	1,07
0.30.60.A Losas alivian. vig. cerám. c/capa compresión	m2.	11,020	1,09
0.30.65.A Losas alivian. vig. horm. c/capa compresión	m2.	11,565	1,07
Rubro: Cieborrasos			
0.33.00.A Suspendido a la cal	m2.	11,830	1,05
0.33.05.A Suspendido de yeso	m2.	12,575	1,08
0.33.10.A Suspendido de madera machimbrada	m2.	21,380	1,08
0.33.15.A Suspendido tablero de yeso	m2.	09,845	1,05
0.33.30.A Aplicado grueso y fino a la cal	m2.	04,325	1,02

ARIJO S.R.L.

ios para Máquinas

M. — HYDROMAC

iso 1º - oficina 12

49

PILOTAJES

PREMOLDEADOS - IN SITU - DE GRAN DIAMETRO

EJECUCION DE OBRAS EN AGUA

TRABAJO CON EQUIPOS DE TECNOLOGIA MODERNA



TELUS SA

SUIPACHA 552 - P. 4º Of. 5

Tel. 392-8082 - 8195 - 5789 / 393-9858

0.33.35.B	Aplicada de yeso	m2.	03,175	1,05
Rubro: Revestimientos				
0.36.30.A	Interior proyectable	m2.	00,565	1,01
0.36.40.A	Azulejos	m2.	06,345	1,12
Rubro: Carpintería				
0.39.00.A	Met. y mad. viv. unif. 3 dormitorios	viv.	1.407,130	1,14
Rubro: Instalación de agua caliente y fría				
0.48.00.A	H.B. Viv. unif. tanque reserva Ind. = 1000 l.	viv.	279,125	1,05
0.48.20.A	H.B. Viv. col. 3 P. tanque reserv. = 10.000 l. T. Bom.	viv.	282,075	1,06
0.48.40.A	H.B. v/col. > 10P. Tque. R.E. Inc. < 90.000 l. T.B.	viv.	231,785	1,06
Rubro: Artefactos sanitarios y grifería				
0.54.00.A	Artefactos sanitarios. Acc. y Grifería	viv.	349,690	1,12
Rubro: Desagües cloacales y pluviales				
0.57.00.A	Hormigón comprimido. viv. unifamiliar	viv.	413,380	1,03
0.57.15.A	Hierro fundido. Viv. col. < 0 = 3 P	viv.	291,020	1,08
0.57.30.A	PVC. Viv. colectiva > 10 picos	viv.	287,480	1,05
Rubro: Instalaciones de gas				
0.60.20.A	Hierro galv. viv. col. > 10 p. red. exist.	viv.	201,635	1,02
0.60.30.A	Hierro galv. viv. unif. red nueva	viv.	192,615	1,02
0.60.40.A	Hierro galv. viv. col. < 0 = 3 P red nueva.	viv.	114,055	1,03
Rubro: Artefactos de gas				
0.61.00.A	Artefactos de gas y accesorios	viv.	220,985	1,06
Rubro: Instalación eléctrica				
0.63.00.A	Caño PVC viv. unifamiliar 3 dorm.	viv.	196,300	1,05
0.63.20.A	Caño PVC viv. colec. P.B. y 2 pisos	viv.	230,760	1,04
Rubro: Pinturas				
0.72.00.A	Pinturas al látex	m2.	01,430	1,03
0.72.20.A	Pinturas a la cal	m2.	00,400	1,00
0.72.30.A	En carpintería metálica o madera	m2.	02,545	1,01
Rubro: Vidrios				
0.78.00.A	Vidrios dobles transparentes	m2.	10,930	1,08
Rubro: Limpieza y mantenimiento de calles internas				
0.98.00.A	Limpieza y mantenim. de calles internas.	m2.	00,875	1,05
Rubro: Redes de agua				
1.10.00.A	Asbesto cemento	100 m.	1.842,750	1,04
1.10.00.B	Asbesto cemento	100 m.	2.316,600	1,05
1.10.01.A	Cañerías de impulsión	100 m.	1.762,195	1,05
1.10.50.A	PVC	100 m.	991,705	1,04
1.10.50.B	PVC	100 m.	1.383,905	1,05
Rubro: Redes de cloacas				
1.20.00.A	Hormigón comprimido	100 m.	1.320,135	1,03
1.20.00.B	Hormigón comprimido	100 m.	1.834,960	1,03
1.20.50.A	PVC	100 m.	1.404,370	1,04
1.20.50.B	PVC	100 m.	2.139,700	1,04
Rubro: Redes de gas				
1.40.00.A	ASTM, SCH. 40	100 m.	1.348,925	1,07
1.40.01.A	ASTM, Schedule 40	100 m.	1.212,285	1,06
Rubro: Red de alumbrado público				
1.60.00.A	Red aérea	100 m.	1.699,340	1,10
Rubro: Pavimentos				
1.70.00.A	Horm. base cement. 0.10 m Subbase cal 0.15 m.	m2.	17,535	1,07
1.70.10.A	Tratamiento Bituminoso	m2.	148,145	1,13
Rubro: Cercos				
1.75.00.A	Alambrado 4 hilos de alambre galv. A/15	m2.	01,585	1,10
Rubro: Red Vial				
1.80.50.A	Cordón cuneta H.A.	m2.	15,905	1,10
Rubro: Mano de obra				
9.88.88.A	Promedio por hombre	H	01,500	1,00
Rubro: Canastas de equipos				
9.99.91.A	Canasta 1	H	77,855	1,06
9.99.92.A	Canasta 2	H	44,470	1,06
9.99.93.A	Canasta 3	H	47,520	1,06
9.99.94.A	Canasta 4	H	16,045	1,03
9.99.95.A	Canasta 5	H	117,115	1,07
9.99.96.A	Canasta 6	H	36,465	1,06
9.99.97.A	Canasta 7	H	17,915	1,07
9.99.98.A	Canasta 8	H	29,290	1,05
9.99.99.A	Canasta 9	H	39,595	1,03

Tasa a aplicar según Resolución FO.NA.VI.
N° 80 para el cálculo de la variación de costo financiero: $i = 6,72$.

ALOCOL S.A.C.I.

TRANSPORTE Y PROVISION DE ASFALTOS

CAM

Por ordenanza municipal,
por un plazo de 180 días a efectos
correspondientes para un
nificación en un amplio sector c
La zona es la delimitada por
Sáenz y Almaguer y las calles

NOTICIA

DESPERADEROS (Cdba.)

Entregan 66 unidades habitacionales

Fueron entregadas en esta ciudad, 66 nuevas unidades habitacionales construidas por el Instituto Nacional de la Vivienda con fondos NAVI.

El barrio inaugurado cuenta con viviendas de un dormitorio; 8 de tres, y la edificación con techos australes. El complejo está rodeado por una infraestructura de servicios que reconoce veredas municipales, enarenadas y compactadas, de agua potable, red de bajante y alumbrado público.

También se habilitó en Desperaderos la obra de provisión de agua potable. Los trabajos se concretaron a través del Servicio de Agua Potable, organismo dependiente del Ministerio de Obras y Servicios Públicos.

La obra, que tiene más de 100 viviendas domiciliarias, fue financiada en un 40 % por el Banco Interamericano de Desarrollo, mientras que la provincia y comunidad de Desperaderos aportaron el 20 %, cada una.

VILLA DOLORES (Cdba.)

Se anunciaron obras en el barrio

El primer mandatario correntino encabezando su gabinete, presidió las reuniones en esta ciudad para la ejecución de obras aledañas del valle de la sierra, además de inaugurar obras y anunciar la ejecución de nuevas.

En la oportunidad, el Dr. Brochero presidió el acto en el cual se firmó un convenio entre la comunidad de Villa Clavero y la Empresa Provincial de Obras Sanitarias, lo que permitirá la construcción de un acueducto que cruda entre esa localidad y Brochero, tras lo cual el gobernador anticipó a la comisión de Villa Clavero el Aeropuerto de Villa Dolores, que han destinado ya las partidas para la realización de las obras de remodelación de la aeroestación.

Posteriormente el gobernador anunció la habilitación de una subestación transformadora y de manobras en la ruta 148, que permite cerrar el servicio eléctrico Río Cuarto-San Luis de los Andes.

El mandatario anticipó, además, que el 15 de diciembre se firmarán los pliegos de licitación para la construcción del camino pavimentado a Los Cerrillos y adelantó el convenio con el ministro de Obras y Servicios Públicos, quien firmó el convenio con la constructora que finalizará la obra.

CABINAS

Señores:

FRANKLIN CONSULTORA S.A.

JUAN D. PERON 1558- 7º Piso.

BUENOS AIRES

Pringles 3663
1752 Lomas del Mirador
Prov. Buenos Aires
República Argentina
☎ 651 - 9248
8612

At.: Ing. Urrutia.

Su referencia

Asunto

Nuestra referencia

Buenos Aires, 5 de febrero de 1987.

De nuestra consideración:

En respuesta a su pedido, nos es grato suministrarles precios orientativos, referidos a diciembre/1986 por los siguientes equipos:

- 1- Puentes barredores, con todos los accesorios para decantadores circulares.

Diámetro 35m	A 90.000.- + I.V.A.
Diámetro 30 m	A 82.000.- + I.V.A.
- 2- Puentes barredores con todos los accesorios para decantadores rectangulares.

Ancho 20 m, largo 65 m	A 82.000.- + I.V.A.
------------------------	---------------------
- 3- Brazos para percoladores, con todos sus accesorios.

Diámetro 53 m	A 156.000.- + I.V.A.
---------------	----------------------
- 4- Digestores de barro.

1ª Etapa cubierta móvil	
Ø 10 m	A 132.000.- + I.V.A.
2ª Etapa cubierta fija	
Ø 10 m	A 168.000.- + I.V.A.
- 5- Rejas de limpieza automática, caudal 1,37 m³/seg. (5.000 m³/h.), abertura

40 mm.	A 120.000.- + I.V.A.
--------	----------------------

Página

Fecha 5 de febrero de 1987.

6- Desarenador, equipo electromecánico, caudal $1,37 \text{ m}^3/\text{seg.}$ ($5.000 \text{ m}^3/\text{h.}$)

A 180.000.- + I.V.A

7- Aereadores $163 \text{ kg O}_2/\text{h.}$, rotor $\varnothing 4,00 \text{ m}$ con motor y reductor.

A 115.000 - + I.V.A.

8- Bombas Arquimédicas.

Altura neta de elevación 3 m.

$Q = 2.000 \text{ m}^3/\text{h.}$

A 85.000.- + I.V.A.

$Q = 1.000 \text{ m}^3/\text{h.}$

A 65.000.- + I.V.A.

Altura neta 1,5 m.

$Q = 72 \text{ m}^3/\text{h.}$

A 20.000.- + I.V.A.

Sin otro particular saludamos a ustedes atentamente.

ESMILSUD S.A.


ING JOSE M. VALLHONRAT ARNÓ
PRESIDENTE

EMA/601/amb.

Buenos Aires, 10 de Febrero de 1987

Sres. de
Franklin Consult
Tte. Grál. Perón 1558
CAPITAL FEDERAL

At.: Ing. Miguel Urritia

De mi consideración:

Referente a vuestra consulta acerca de los bloques de PVC. con una configuración de panal de abeja, onda de 19 mm., espesor lámina PVC 0,35 mm. y de una superficie específica de $125 \text{ m}^2/\text{m}^3$, les informamos que su precio sería de A/m^3 320 (australes trescientos veinte por m^3).

Sin otro particular, saludo a usted muy atentamente.

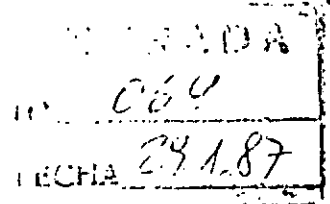
NISALCO S.A.

ING. ERIK M. AGUILERA
VICEPRESIDENTE



SUPERCEMENTO

SOCIEDAD ANONIMA INDUSTRIAL Y COMERCIAL



OLAZABAL 2877
1420 - CAPITAL FEDERAL
TEL. 781-4071 AL 4078

CABLES: SUPERCEMENTO
TELEX: 121738 AR - COVIA - B. A.

Buenos Aires, 29 de enero de 1987

Señores
INHAR-FRANKLIN-INTERCONSULT
Tte. Gral. Juan D. Perón 1558
Buenos Aires

At.: Ing^oM. I. Urrutia

Ref.: Red Colectora de S.C. de Bariloche.

De nuestra consideración:

En respuesta a vuestra solicitud, tenemos el agrado de informar:

A - Precios de cañería P.R.F.V. según especificaciones de la Resolución O.S.N. N° 66.953, apta para la conducción de líquido cloacal.

Diámetro	Pres. func.	Pcio.Unit. Cañería	Pcio.Unit. Transp
mm.	bar	A/m	A/m
350	1	58 .-	9,60
500	1	92 .-	13,40
600	1	121 .-	17,70
300	6	55 .-	8,60
400	2,5	70 .-	10,70
500	6	101 .-	13,40
900	16	380 .-	55.-
900	10	305 .-	55.-

B - Precios de cañería de hormigón pretensado según Norma IRAM 11519 y especificaciones de cálculo de O.S.N., apta para la conducción de líquidos cloacales, sin protección interior y revestimiento externo de epoxi bituminoso

Diámetro	Pres. func.	Pcio.Unit. Cañería	Pcio.Unit. Transp
mm.	bar	A/m	A/m
900	10.-	270.-	85.-
900	15.-	195.-	85.-



SUPERCEMENTO

S.A.I.C.



2.-

C. Consideraciones generales

- 1) Los precios de cañería de P.R.F.V. no incluyen I.V.A. y corresponden al mes de diciembre de 1986.
- 2) Los precios de cañería de H° P° están exentos del I.V.A. y corresponden al mes de diciembre de 1986.
- 3) Forma de pago: 30 días fecha de factura
- 4) Los caños incluyen sus correspondientes aros de cierre de caucho sintético (IRAM 113047)
- 5) La cañería de P.R.F.V. se entrega en longitudes de 12 mts. por unidad con su junta tipo BETO.
- 6) La cañería de H° P° se entrega en longitudes de 6 mts. y su junta es de tipo espiga-enchufe.

Sin otro particular, saludamos a Uds. muy atentamente


SUPERCEMENTO S.A.I.C.

CINPLAST S.A.
Viamonte 748 .
Capital Federal
Lista de Precios Nro.102
T.E.392 -0327/8096

TODO LOS PRECIOS SON DE CONTADO
Y SERAN AJUSTADOS AL MOMENTO DE LA
ENTREGA, A MENOS QUE SE ACOMPANE.
CHEQUE AL DIA DEL PEDIDO.
! NO INCLUYEN IVA !

T.E. HOT LINE 392 - 4516

Mediante el servicio Hot-Line Ud. puede dejar grabado su pedido durante las 24 hs. del dia, los 7 dias de la semana. El mismo sera reconfirmado por nuestra Administracion Comercial en 24 hs. habiles.

CODIGO	DESCRIPCION DEL PRODUCTO	PRECIO	CANTIDAD ENPAQUE
--------	--------------------------	--------	------------------

TUBOS BRISES DE MERCADO GENERAL

310017 TUBOS	40 L	5.69	20
310028 TUBOS	50 L	6.92	15
310039 TUBOS	63 L	10.10	10
310040 TUBOS	75 L	14.60	5
310062 TUBOS	110 L	28.59	5
310084 TUBOS	160 L	58.72	
310437 TUBOS	40 S	6.17	15
310448 TUBOS	50 S	10.10	10
310459 TUBOS	63 S	13.83	5
310460 TUBOS	75 S	19.03	5
310471 TUBOS	90 S	27.59	5
310482 TUBOS	110 S	41.34	2
310857 TUBOS	40 R	9.03	10
310868 TUBOS	50 R	13.74	5
310879 TUBOS	63 R	21.21	5
310880 TUBOS	75 R	29.81	3
310891 TUBOS	90 R	43.54	2
310909 TUBOS	110 R	65.07	
310998 TUBOS	115 PODERO	58.92	

TUBOS DE AGUA A PRESION

312305 TUBOS	63 6 UD	13.97	
312316 TUBOS	75 6 UD	19.49	
312327 TUBOS	90 6 UD	28.63	
312338 TUBOS	110 6 UD	42.53	
312350 TUBOS	160 6 UD	86.11	
312372 TUBOS	225 6 UD	168.38	
312383 TUBOS	250 6 UD	219.83	
312394 TUBOS	315 6 UD	341.33	
312617 TUBOS	75 10 UD	30.64	
312628 TUBOS	90 10 UD	43.41	
312639 TUBOS	110 10 UD	66.61	
312651 TUBOS	160 10 UD	136.71	
312703 TUBOS	315 10 UD	518.11	
313122 TUBOS	50 L IRAM	6.92	
313133 TUBOS	63 L IRAM	10.10	
313434 TUBOS	50 S IRAM	10.10	

313456 TUBOS	75 S	IRAM	19.03
313768 TUBOS	50 R	IRAM	13.74
313779 TUBOS	63 R	IRAM	21.21
313780 TUBOS	75 R	IRAM	29.81
314444 TUBOS	63 6	UD IRAM	13.97
314455 TUBOS	75 6	UD IRAM	19.49
314466 TUBOS	90 6	UD IRAM	28.63
314477 TUBOS	110 6	UD IRAM	42.53
314499 TUBOS	160 6	UD IRAM	86.11
314518 TUBOS	225 6	UD IRAM	0.00
314529 TUBOS	250 6	UD IRAM	0.00
314789 TUBOS	75 10	UD IRAM	30.64
314820 TUBOS	160 10	UD IRAM	136.71

TUBOS DE DESAGUE CLOACAL

31501 TUBOS	40 C 3,2	12.09	5
315023 TUBOS	50 C 3,2	15.76	5
315056 TUBOS	63 C 3,2 3MTS	9.84	5
315067 TUBOS	63 C 3,2 4MTS	13.17	5
315090 TUBOS	110 C 3,2 3MTS	18.20	2
315108 TUBOS	110 C 3,2 4MTS	24.57	2

TUBOS DE DESAGUE PLUVIAL Y/O VENTI

315249 TUBOS	63 PV 1,9 4MTS	8.21	5
315272 TUBOS	110 PV 2,2 3MTS	12.77	3
315283 TUBOS	110 PV 2,2 4MTS	16.80	3
315410 TUBOS	50 V 1,1 6MTS	6.00	15

TUBOS DE REDES CLOCALES

315517 TUBOS	110 RCP	41.01
315528 TUBOS	160 RCP	58.41
315539 TUBOS	200 RCP	90.18
315550 TUBOS	250 RCP	147.81
315561 TUBOS	315 RCP	242.11
315584 TUBOS	400 RCP	377.37

317537 TUBOS	200 RCPS	0.00
317548 TUBOS	250 RCPS	0.00

TUBOS DE REDES CLOCALES C/ARO DE

316516 TUBOS	110 RCPD	42.71
316527 TUBOS	160 RCPD	60.63
316538 TUBOS	200 RCPD	93.89
316550 TUBOS	250 RCPD	152.22
316561 TUBOS	315 RCPD	242.58
318547 TUBOS	250 RCPDS	0.00
318558 TUBOS	315 RCPDS	0.00

TUBOS BLANCOS DE MERCADO

317010 TUBOS	100 L 3MTS	8.36	5
317021 TUBOS	100 L 4MTS	11.25	5
317076 TUBOS	100 S 3MTS	10.33	5
317087 TUBOS	100 S 4MTS	13.77	5

317032 TUBOS	100 P 3MTS	13.97	4
317043 TUBOS	100 P 4MTS	18.53	4
317054 TUBOS	60 E 3MTS	5.82	5
317065 TUBOS	60 E 4MTS	7.78	5
317098 TUBOS	60 L 3MTS	5.09	5
317106 TUBOS	60 L 4MTS	6.84	5

TUBOS ESPECIALES

313780 TUBOS	PARA SEMAFOROS DE 75 R.I.	29.81	
319580 TUBOS	ARRCERO DE 400	0.00	
350019 TUBOS	ENTEL LIVIANO 90 x 1,5	0.00	
310998 TUBOS	POCEROS DE 115	58.92	

ACCESORIOS

ACCESORIOS PARA AGUA A PRESION

320054 ACCES.	TE NORMAL TN - 40	0.50	20
320065 ACCES.	TE NORMAL TN - 50	0.86	50
320076 ACCES.	TE NORMAL TN - 63	1.34	10
320087 ACCES.	TE NORMAL TN - 75	3.70	
320456 ACCES.	CODO NORMAL CN - 40	0.30	60
320667 ACCES.	CODO NORMAL CN - 50	0.58	30
320678 ACCES.	CODO NORMAL CN - 63	1.22	20
320689 ACCES.	CODO NORMAL CN - 75	2.65	
321053 ACCES.	REDUCCION NORM RN 50/40	0.60	20
321064 ACCES.	REDUCCION NORM RN 63/50	0.81	10
321075 ACCES.	REDUCCION NORM RN 75/63	1.52	
321086 ACCES.	REDUCCION NORM RN 90/75	2.35	
321097 ACCES.	REDUCCION NORM RN 110/90	3.45	
321127 ACCES.	REDUCCION NORM RN 200/160	7.96	
321138 ACCES.	REDUCCION NORM RN 225/200	29.18	
321149 ACCES.	REDUCCION NORM RN 250/225	36.72	
321202 ACCES.	REDUCCION NORM RN 110/75	3.74	
321213 ACCES.	REDUCCION NORM RN 160/110	7.04	
322450 ACCES.	MANGUITO LISO ML 40-10	0.25	30
322461 ACCES.	MANGUITO LISO ML 50-10	0.56	15
322472 ACCES.	MANGUITO LISO ML 63-10	0.88	10
322483 ACCES.	MANGUITO LISO ML 75-10	1.69	
323200 ACCES.	MANG ROSC NR 40 1 1/4	0.66	25
323211 ACCES.	MANG ROSC NR 40 1 1/2	0.81	25
323222 ACCES.	MANG ROSC NR 50 2	1.08	10
323233 ACCES.	MANG ROSC NR 63 2	1.25	10
323244 ACCES.	MANG ROSC NR 63 2 1/2	1.81	10
323255 ACCES.	MANG ROSC NR 75 2 1/2	1.64	10
323266 ACCES.	MANG ROSC NR 75 3	2.98	10
323404 ACCES.	CURVA 45 GRA BA 40-10	0.54	10
323415 ACCES.	CURVA 45 GRA BA 50-10	0.81	50
323426 ACCES.	CURVA 45 GRA BA 63-10	1.34	20
323437 ACCES.	CURVA 45 GRA BA 75-10	2.71	
323653 ACCES.	CURVA 90 GRA BU 40-10	0.69	50
323664 ACCES.	CURVA 90 GRA BU 50-10	1.01	30
323675 ACCES.	CURVA 90 GRA BU 63-10	2.01	15

323686 ACCES.	CURVA 90 GRA BU 75-10	3.05
323705 ACCES.	CURVA 90 GRA BU 110-10	13.58

323813 ACCES.	TAPON TERM HEMBRA TH 50	0.33	30
323824 ACCES.	TAPON TERM HEMBRA TH 63	0.58	20
323835 ACCES.	TAPON TERM HEMBRA TH 75	5.07	5

324470 ACCES.	TRANSICION PVC 50JTB50	0.00
324511 ACCES.	TRANSICION PVC-63 JTB 60	3.86
324555 ACCES.	TRANSICION PVC-75 JTB 75	3.76
324566 ACCES.	TRANSICION PVC-90JTB 75	3.65
324630 ACCES.	TRANSICION PVC-110JTB100	5.72
324715 ACCES.	TRANSICION PVC-160JTB150	7.19
324793 ACCES.	TRANSICION PVC-225JTB200	23.94
324845 ACCES.	TRANSICION PVC-250JTB250	26.47
324878 ACCES.	TRANSICION PVC 315JTB300	67.03

324180 ACCES.	ABRAZADERA AB-63X1/2	1.51
324181 ACCES.	ABRAZADERA AB-63X3/4	1.51
424169 ACCES.	ABRAZADERA AB-50X 1/2	1.31
424170 ACCES.	ABRAZADERA AB 50 X 3/4	1.31
424200 ACCES.	ABRAZADERA AB 75 X 1/2	1.68
424211 ACCES.	ABRAZADERA AB 75 X 3/4	1.68

ACCESORIOS DE AGUA A PRESION C/ARO DE BOMA

327499 ACCES.	CURVA 45 DESLIZ BAD-63	5.00
327507 ACCES.	CURVA 45 DESLIZ BAD-75	6.73
327529 ACCES.	CURVA 45 DESLIZ BAD-110	14.64
327541 ACCES.	CURVA 45 DESLIZ BAD-160	62.61

327596 ACCES.	CURVA 90 DESLIZ BUD-63	5.51
327604 ACCES.	CURVA 90 DESLIZ BUD-75	6.74
327626 ACCES.	CURVA 90 DESLIZ BUD-110	20.96
327648 ACCES.	CURVA 90 DESLIZ BUD-160	70.89

328001 ACCES.	TE NORMAL DESLIZ TND-63	11.92
328002 ACCES.	TE NORMAL DESLIZ TND 75	14.98
328034 ACCES.	TE NORMAL DESLIZ TND-110	59.27
328056 ACCES.	TE NORMAL DESLIZ TND-160	98.73

328120 ACCES.	TE RED DESL TRD 160X63	0.00
328142 ACCES.	TE RED DESL 75X63	15.46
328164 ACCES.	TE RED DESL TRD 110X75	45.26
328175 ACCES.	TE RED DESL TRD 160X75	77.00
328186 ACCES.	TE RED DESL TRD 160X110	86.24

328261 ACCES.	CRUZ NORM DESL RCND - 63	26.21
328272 ACCES.	CRUZ NORM DESL RCND-75	26.21

328409 ACCES.	CRUZ RED DESL RCND 75/63	34.19
328421 ACCES.	CRUZ RED DESL RCND 110X75	60.42
328443 ACCES.	CRUZ RED DESL RCND160X110	100.55
328506 ACCES.	CRUZ RED DESL RCND 160X63	0.00
328517 ACCES.	CRUZ RED DESL RCND 160X75	86.10
328595 ACCES.	CRUZ RED DESL RCND 90X63	49.18
328603 ACCES.	CRUZ RED DESL RCND 90X75	50.03
328647 ACCES.	CRUZ RED DESL RCND 110X63	0.00

422774 ACCES.	MANGO REP DES HHDD 63-10	4.79
422785 ACCES.	MANGO REP DES HHDD 75-10	5.85
422804 ACCES.	MANGO REP DES HHDD 110-10	11.05

422826 ACCES.	MANGO REP DES HHDD 160-10	24.91
422837 ACCES.	MANGO REP DES HHDD 200-10	29.43
422848 ACCES.	MANGO REP DES HHDD 225-10	33.84
422859 ACCES.	MANGO REP DES HHDD 250-10	51.68
422871 ACCES.	MANGO REP DES HHDD 315-10	174.52

426316 ACCES.	ARO DE CAUCHO DL 63	1.95
426327 ACCES.	ARO DE CAUCHO DL 75	1.77
426338 ACCES.	ARO DE CAUCHO DL 90	2.28
426349 ACCES.	ARO DE CAUCHO DL 110	2.86
426361 ACCES.	ARO DE CAUCHO DL 160	4.43
433710 ACCES.	ARO CAUCHO TORICO T 110	1.40
433828 ACCES.	ARO CAUCHO CLOACA SL 160	0.00

ACCESORIOS PARA SISTEMA SANITARIO

330110 ACCES.	CURVA 45 GRA BAS 40	0.74	50
330121 ACCES.	CURVA 45 GRA BAS 50	0.92	30
330132 ACCES.	CURVA 45 GRA BAS 63	1.46	25
330143 ACCES.	CURVA 45 GRA BAS 110	4.15	5

330314 ACCES.	CURVA 87,30 GRA BUS 40	0.96	50
330325 ACCES.	CURVA 87,30 GRA BUS 50	1.40	40
330336 ACCES.	CURVA A 87,30 GRA BUS 63	1.95	20
330347 ACCES.	CURVA A 87,30 GRA BUS 110	4.49	5

330712 ACCES.	CODO A 87,30 GRA CU 40	0.32	60
330723 ACCES.	CODO A 87,30 GRA CU 50	0.64	30
330734 ACCES.	CODO A 87,30 GRA CU 63	1.27	20
330745 ACCES.	CODO A 87,30 GRA CU 110	2.16	12
330819 ACCES.	CODO 87,30 110 2/AC 63/90	2.55	12
330831 ACCES.	CODO 87,30 110 AC 90/180	4.37	12

331034 ACCES.	RAMAL 45 GRA RY 63X63	2.23	20
331045 ACCES.	RAMAL 45 GRA RY 110X110	3.58	
331056 ACCES.	RAMAL 45 GRA RY 110X63	3.94	10
331067 ACCES.	RAMAL 45 GRA RY 160X110	8.07	

331119 ACCES.	RAMAL 87,30 RT 40	0.41	20
331120 ACCES.	RAMAL 87,30 RT 50	0.86	10
331131 ACCES.	RAMAL 87,30 RT 63	1.31	10
331153 ACCES.	RAMAL 87,30 RT 110X63	3.50	10
331175 ACCES.	RAMAL 87,30 RT 110 V C/3E	4.74	

332011 ACCES.	MANGUITO LISO ML 40 SANIT	0.19	30
332022 ACCES.	MANGUITO LISO ML 50 SANIT	0.23	15
332033 ACCES.	MANGUITO LISO ML 63 SANIT	0.35	10
332044 ACCES.	MANGUITO LISO ML 110 SANIT	1.04	20

332215 ACCES.	REDUCCION 50X40 MH SANIT	0.86	20
332226 ACCES.	REDUCCION 63X50 MH SANIT	1.09	10
332237 ACCES.	REDUCCION 110X63 MH SANIT	2.02	20

432368 ACCES.	TAPA SANITARIA TH 40	0.64	20
432378 ACCES.	TAPA SANIT TH 50	0.32	30
432389 ACCES.	TAPA SANITARIA TH 63	0.55	20
432391 ACCES.	TAPA SANIT TH 110	1.13	20

332527 ACCES.	BAJADA INODORO 40 DEP INT	1.49	30
---------------	---------------------------	------	----

336062 ACCES.	MANGO HDC 110 HHDD	7.81	
---------------	--------------------	------	--

336073 ACCES.	MANGO MDC 160 HHDD	12.19	
430627 ACCES.	CODD 45 GRA CA 50	0.58	25
430638 ACCES.	CODD 45 GRA CA 63	1.25	25
430649 ACCES.	CODD 45 GRA CA 110	2.55	15

7. BIBLIOGRAFIA TRATAMIENTOS.

L'aération des boues activées dans les bassins profonds :

Jean DUROT

Les bassins d'épuration biologique à « boues activées » doivent être équipés de systèmes d'aération, qui remplissent un double rôle :

- apporter aux micro-organismes aérobies, sous forme dissoute, l'oxygène dont ils ont besoin,
- provoquer un brassage suffisant pour maintenir un mélange homogène de l'eau et des matières en suspension en assurant un contact intime entre le milieu vivant et les éléments polluants.

L'efficacité de l'aération peut être appréciée à l'aide des critères suivants :

- capacité d'oxygénation CO (en gO_2 par h.m^3 de bassin),
- apport spécifique (en kgO_2 par kWh consommé),
- apport horaire (en kgO_2/h),
- rendement d'oxygénation, représentant le pourcentage de la masse d'oxygène effectivement dissoute par rapport à la masse d'oxygène insufflée (critère réservé aux systèmes à insufflation).

L'intérêt des bassins d'aération profonds

Les bassins d'aération à boues activées présentent généralement une profondeur voisine de 4 mètres. La recherche de l'amélioration de la qualité de l'eau épurée impose des volumes de bassin importants, notamment en ce qui concerne l'élimination de la pollution azotée ; de tels ouvrages peuvent nécessiter des surfaces d'implantation excessives.

La mise en œuvre de bassins nettement plus profonds, avec 8 à 10 m de hauteur liquide et au-delà, réalisables à des coûts raisonnables grâce aux techniques modernes de construction, présente deux avantages de base :

- gain de place,
- réduction de la surface de couverture en cas de réalisation de bassins fermés.

Cette dernière disposition peut être souhaitée dans le cas d'effluents chargés de solvants ou de produits volatils malodorants (d'autant qu'un traitement de l'air rejeté est favorisé par un débit relativement limité - voir ci-dessous).

L'aération des bassins profonds

La forme de ces ouvrages incline à l'utilisation de systèmes à insufflation, en permettant l'obtention d'un rendement d'oxygénation élevé grâce :

- à la grande hauteur liquide : le rendement d'oxygénation croît avec la profondeur d'insufflation,
- à la relativement faible surface : elle autorise sans coût excessif une répartition homogène de l'insufflation de gaz, « en plancher » sur tout le fond de l'ouvrage, ce qui favorise une bonne diffusion des bulles dans toute la masse liquide.

Les bassins d'aération profonds sont généralement équipés de diffuseurs d'air placés au fond de l'ouvrage. Leur grande hauteur assure un temps de contact important des

bulles d'air avec la phase liquide et une forte pression partielle d'oxygène dans l'air insufflé, qui augmente la « force motrice » de dissolution de l'oxygène dans l'eau (loi de Fick). Par rapport à un bassin de plus faible profondeur, pour une même quantité d'oxygène dissous, le débit d'air à injecter sera plus faible, ce qui est un avantage notable dans le cas où le traitement ou le transport de l'air rejeté est souhaité. D'autre part, la réduction des débits d'air à injecter permet d'envisager plus aisément la mise en œuvre de compresseurs à haut rendement, mais plus coûteux.

Les aérateurs appropriés

Les bassins profonds étant souvent utilisés sur des effluents résiduaires industriels, il est souhaitable que les diffuseurs d'air soient de conception très robuste et ne présentent aucun risque de corrosion.

Dans les bassins profonds, l'incidence sur le transfert d'oxygène de la dimension des bulles de gaz à l'émission est moins sensible que pour des hauteurs liquides classiques, ceci par suite de la tendance à une certaine coalescence des « fines bulles », alors que des « grosses bulles » sont plutôt sujettes à dislocation, de telle sorte que pour de très grandes hauteurs, les différences de rendement énergétique entre ces deux modes d'insufflation s'atténuent. Il est donc compréhensible que dans les bassins profonds, on se contente souvent de diffuseurs ne permettant pas à l'émission une division très fine des bulles.

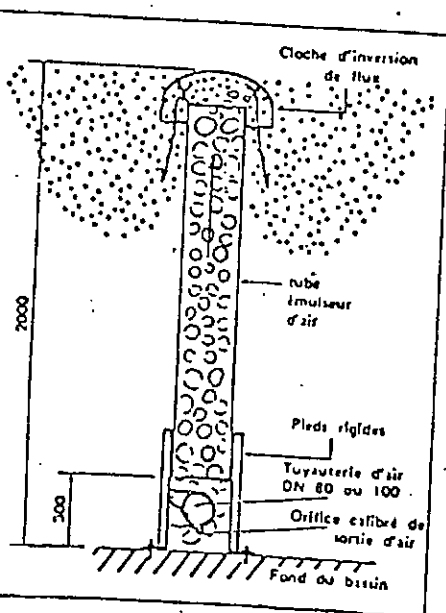
Tel est le cas des aérateurs dits « statiques » fréquemment proposés pour ces types d'ouvrages. Dans ces aérateurs, l'air insufflé par de simples orifices calibrés transite avec un certain débit-liquide à travers un tube mélangeur vertical, dans lequel on favorise des effets de turbulence pour créer une émulsion ensuite libérée dans la masse liquide. Le tube mélangeur est le plus souvent muni de chicanes intérieures de formes diverses.

Ces appareils présentent fréquemment les inconvénients d'une faible dispersion du gaz dans la masse liquide, à cause d'une montée rapide en « torche » de l'émulsion éjectée rapidement et verticalement du tube mélangeur, et d'un risque de réduction du débit liquide dans le tube par suite d'obstructions partielles des chicanes intérieures.

Un nouvel aérateur statique

Les deux inconvénients cités ci-dessus sont évités dans l'aérateur statique qui présente par ailleurs des capacités de brassage et d'oxygénation supérieures à celles habituellement obtenues sur ce type de diffuseur.

Cet aérateur statique (figure 1), assure un débit gazeux variable



entre 20 et 60 Nm³/h environ, présente deux dispositions originales essentielles :

- un tube émulseur de 250 mm de diamètre, à l'intérieur entièrement libre, dans lequel l'effet d'air-lift non freiné assure un débit pompé maximal,
- une cloche supérieure, dans laquelle une intense turbulence assure le cisaillement et la dispersion des bulles.

La cloche supérieure assure d'autre part une inversion du sens du flux de l'émulsion, qui en sort verticalement vers le bas, avec pour avantages :

- une redescende non négligeable des bulles et une augmentation sensible de leur durée de séjour dans l'eau,
- une répartition des bulles en profondeur et sur une grande surface autour de chaque aérateur, ce qui favorise leur dispersion dans la masse et l'homogénéisation de cette dernière.

Les aérateurs sont répartis, à espacements réguliers, sur le fond horizontal du bassin. L'alimentation en gaz est réalisée par des tuyauteries horizontales alimentant chacune une file d'appareils. La tuyauterie traverse chaque pied d'aérateur, qui comporte un dispositif permettant son réglage en hauteur et sa fixation. Un orifice calibré, percé à l'aplomb de l'axe de l'aérateur sur la génératrice inférieure de la tuyauterie, assure le débit gazeux nécessaire en créant une perte de charge d'équirépartition. Le diamètre de cet orifice (entre 15 et 20 mm) est suffisant pour éviter tout risque d'obstruction, même en cas de syncopage du débit d'air.

L'air sortant de l'orifice calibré s'engouffre dans le tube vertical de l'aérateur où se forme une émulsion génératrice d'une charge motrice importante. L'eau pompée par l'effet « d'air-lift », et l'air transigent dans le tube, puis dans la cloche.

Le transfert de l'oxygène sous forme dissoute s'effectue efficacement :

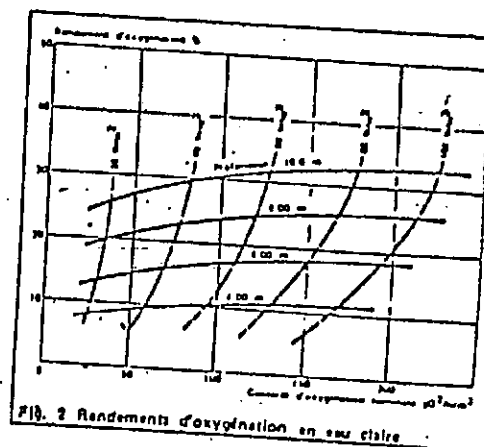


Fig. 2 Rendements d'oxygénation en eau claire

- dans le tube, par effet de mise en émulsion,
- dans la cloche, grâce à la forte turbulence,
- enfin dans la masse liquide pendant la remontée des bulles : on conçoit que la sensible augmentation du temps de séjour de celles-ci dans l'eau, principalement dans les couches profondes du fait de l'inversion du flux, aide à l'obtention des excellents résultats de l'appareil.

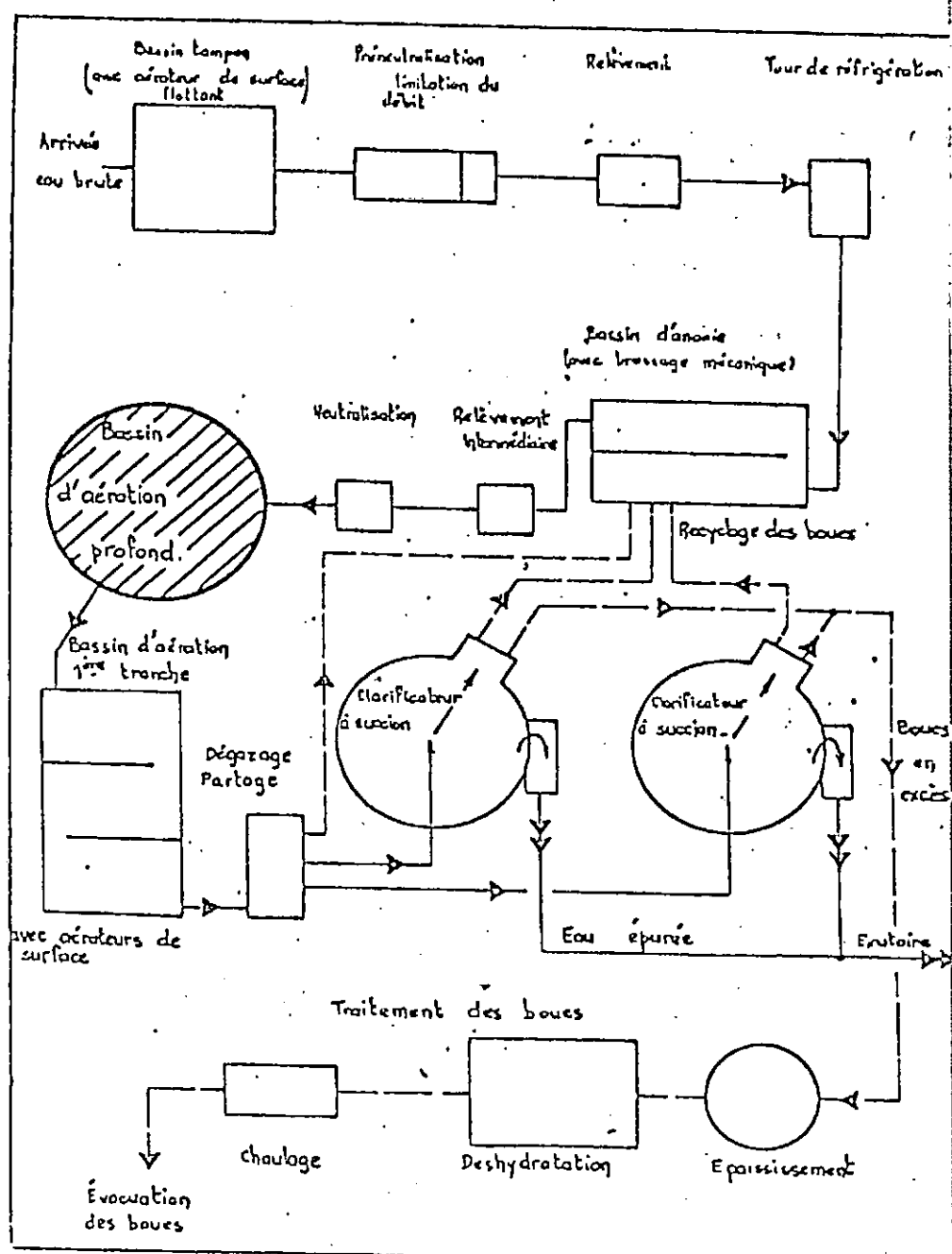
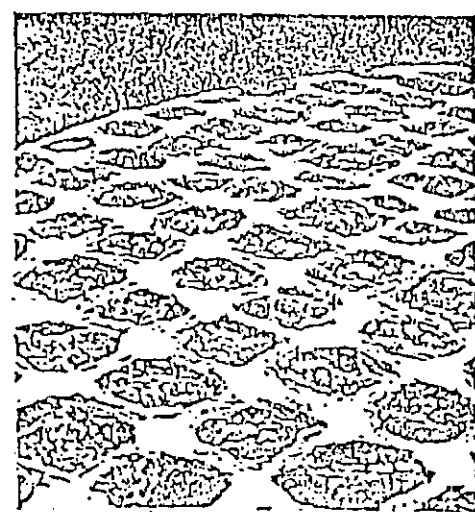
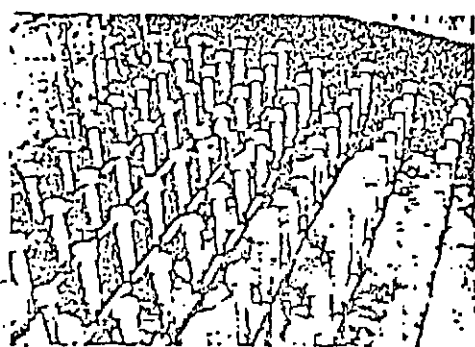
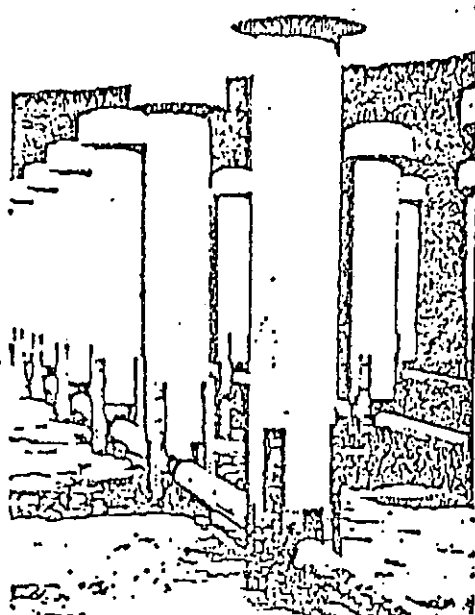
La figure 2 donne le rendement d'oxygénation dans les conditions nominales, c'est-à-dire :

- en eau pure,
- à 10 °C,
- pour une pression atmosphérique de 760 mm Hg.

en fonction de la capacité d'oxygénation en gO₂/h par m³ de capacité du bassin et pour différentes profondeurs liquides de l'ouvrage. On a indiqué pour information les puissances spécifiques approximatives en W/m³ de capacité d'ouvrage (en estimant la puissance absorbée par un surpresseur Roots de rendement moyen pour la compression de l'air).

Une série d'essais, effectués à différentes profondeurs (4 m - 6 m - 8 m), au Centre expérimental de Colombes par les Services techniques de la ville de Paris, a permis de recouper correctement les valeurs annoncées.

L'appareil statique ne présente aucun risque d'usure et est particulièrement résistant à la corrosion.



Le tube émulseur et la cloche supérieure (fabriquée par injection) sont réalisés entièrement en polypropylène de forte épaisseur, avec assemblage par polyfusion contrôlée. La fixation des pieds supports en acier inoxydable sur le tube émulseur évite toute contrainte ponctuelle préjudiciable. La tenue mécanique de l'ensemble est sécuritaire et insensible aux efforts

hydrodynamiques engendrés par toute émulsion air/eau.

Un exemple d'application :

Le nouvel aérateur statique fonctionne déjà à quelques milliers d'exemplaires. Un exemple en est fourni par les installations dans un bassin de 9 m de profondeur réalisé sur une importante station d'épuration d'eaux résiduaires industrielles du Nord de la France.

Cette usine fabrique de la lysine, acide aminé facteur de croissance de l'organisme, en vue en particulier de l'alimentation du bétail.

Les eaux résiduaires d'un volume journalier de 7 000 m³ représentent une population équivalente de l'ordre de 200 000 usagers.

Le traitement porte sur l'élimination de la pollution carbonée et azotée, avec les garanties suivantes, largement obtenues :

- CO_2 : 30 mg/l,
- S : 30 mg/l,
- N de NH_4 : 10 mg/l,
- N de NO_3 : 100 mg/l.

Il s'effectue par voie biologique aérobie, selon le principe de nitrification-dénitrification avec zone anoxie en tête, dont l'efficacité a été démontrée lors d'essais-pilotes.

La station d'épuration, réalisée en plusieurs tranches en fonction de

l'évolution de la production, fonctionne actuellement suivant le schéma de la figure 3.

Le bassin d'aération profond, circulaire à fond plat, a pour caractéristiques :

- capacité : 7 700 m³,
- diamètre : 33 m,
- hauteur liquide : 9 m.

Les besoins en oxygène (calculés) imposent un apport nominal d'oxygène pour ce bassin de 1 530 kgO₂/h soit une capacité d'oxygénation nominale dans le bassin de 199 gO₂/h par m³ de capacité. Compte tenu d'un rendement d'oxygénation des aérateurs statiques de 29 % dans les conditions d'installation, et d'un poids de 300 g d'oxygène par Nm³ d'air, le débit d'air à insuffler ressort à 17 600 Nm³/h environ.

Le bassin est équipé de 370 aérateurs disposés en plancher. Les aérateurs sont alimentés par un réseau de distribution d'air en fond d'ouvrage, réalisé en polypropylène, avec nourrices principales DN 250 mm et ramifications DN 100 mm.

L'air surpressé est fourni par deux groupes compresseurs centrifuges mono-étages Helsingor Turbo à diffuseur variable, à régulation de débit continue - Pression différentielle 10 mCE - Débit aspiré unitaire 4 050 à 9 000 Nm³/h - Moteurs 315 kW.

Le débit d'air est automatiquement réglé, pour maintenir la teneur en oxygène dissous désirée dans la boue activée (mesure in situ par sonde électrochimique).

L'installation donne toute satisfaction depuis sa mise en service en 1983.

La station de traitement d'eau potable de Louveciennes

Ici cinq années écoulées depuis la création d'un syndicat d'études qui a groupé vingt communes des départements des Yvelines et des Hauts-de-Seine, et auquel a succédé le Syndicat intercommunal pour la gestion du Service des eaux de Versailles et Saint-Cloud.

Il s'agissait de prendre la succession de l'Etat dans la production et la distribution de l'eau potable destinée à satisfaire les besoins de 320 000 habitants, jusqu'alors assurée par le Service des eaux et Fontaines de Versailles, Marly et Saint-Cloud, lointain héritier du service mis en place par Louis XIV pour alimenter en eau le château de Versailles et ses grandes eaux...

Depuis longtemps déjà l'Etat, faute de moyens financiers, n'avait pu assurer sa tâche et aussi bien la capacité des installations, la qualité de l'eau, la sécurité de la distribution comme sa continuité ne répondaient plus aux nécessités. C'est sur divers points que l'action du syndicat s'est exercée, après avoir désigné un concessionnaire associant les trois grandes sociétés spécialistes de l'eau potable et un ingénieur-conseil, maître-d'œuvre et contrôleur de gestion, le cabinet études Marc Merlin.

Un programme de travaux d'un montant de 250 MF a été réalisé en première urgence, comprenant :

- l'augmentation de la sécurité de l'approvisionnement par la réalisation dès 1980 d'une nouvelle traversée de la Seine à Bougival et la création d'une importante interconnexion avec le Syndicat des communes de la banlieue de Paris pour les eaux par la pose de plus de 7 500 m de conduite de 600 mm de diamètre entre les réservoirs des Hubies et de Saint-Cloud,
- l'amélioration de la qualité de l'eau en remplaçant, dès la première année, le sable des anciens filtres par du charbon actif en grains,
- l'amélioration du réseau de distribution : à ce titre, des canalisations anciennes ou vétustes ont été remplacées ou renforcées sur près de 50 km;

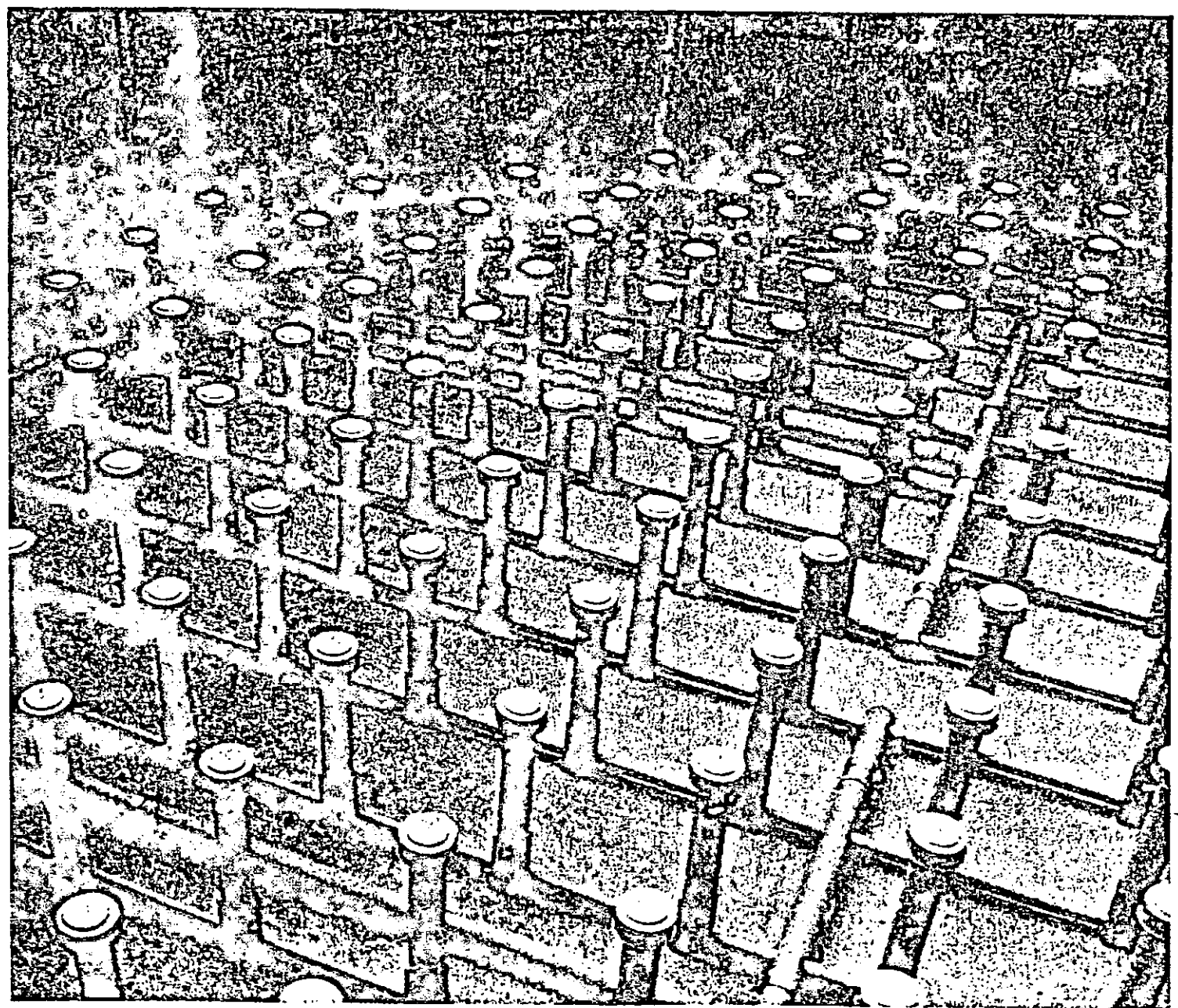
Simultanément s'organisait et se développait la construction de l'usine de traitement des eaux de Louveciennes qui vient d'être inaugurée le 5 mai dernier par M. Paul Louis Tenaillon, Président du Syndicat.

L'usine de Louveciennes

Le service des eaux dessert 320 000 habitants avec 930 km de canalisations. Le volume produit en



Dipair™ Submerged Static Aerator



Infilco Degremont Inc

September 1984
New Information

The Dipair™ is a submerged static aerator that diffuses air into wastewater at rates from 20 to 60 Nm³/H (11.76 to 35.28 SCFM). Designed specifically for deep basins, a Dipair system can effectively aerate any liquid volume. However, it is especially suited for:

- Aerated lagoons
- Conventional activated sludge
- Lake and pond aeration
- Chemical oxidation

Dipair Design

The Dipair has two major components, both designed to assure efficient oxygen transfer in the water:

- The emulsion tube with an empty interior (i.e. no baffles) in which an air lift effect assures that the maximum flow is pumped through.
- The upper cap on top of the tube produces high turbulence and reverses the direction of the flow.

The upper cap is attached to the emulsion tube by brackets, all in plastic, and the tube is supported on the bottom of the basin by stainless or galvanized steel legs.

The Dipairs are equally spaced on the bottom of the tank or lagoon, between 1 and 8m (3.28 and 26.25 ft.) apart, depending on the oxygen demand and mixing requirements.

The air is supplied through plastic piping. A pipe passes through each aerator's legs and a calibrated orifice assures uniform air distribution throughout the Dipair system.

Operation

Air enters the vertical tubes through the calibrated orifices in the diffuser pipe. An emulsion forms in the vertical tube and because of the contact time allowed here, oxygen transfer is extremely efficient.

The pumped water flows up through the tube into the upper cap where high turbulence is induced. This bell-shaped cap also reverses the direction of the flow downward. The bubbles carried by the downward flow gradually come to a stop before rising to the surface.

The action of the upper cap lengthens the path of the bubbles in the water and diffuses the bubbles over a large surface area, creating a secondary downward flow (induced flow). More

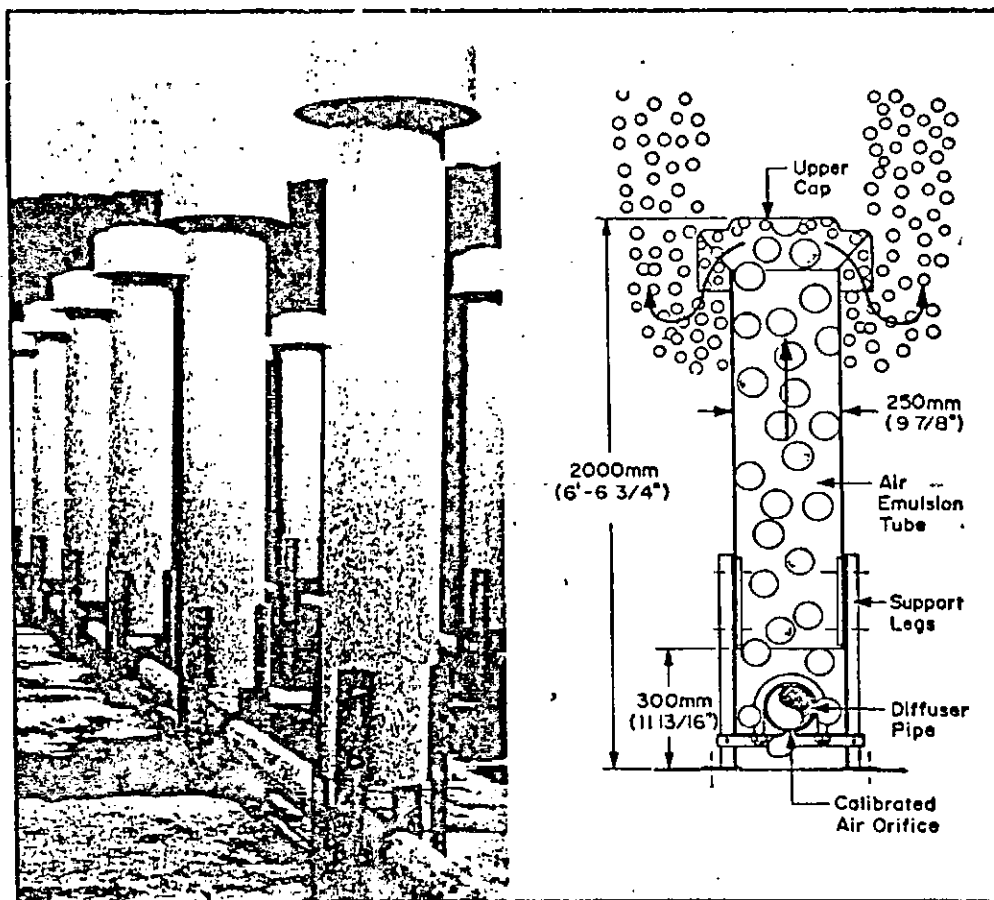


Figure 1a Dipair submerged static aerator

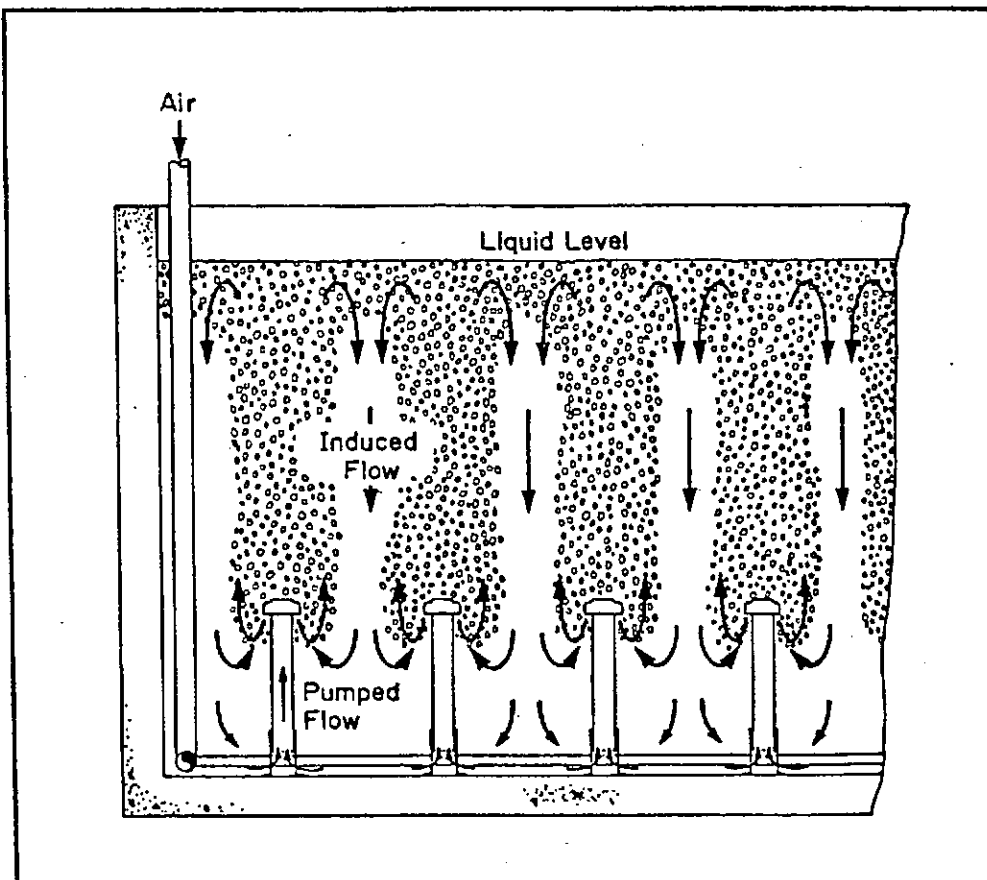


Figure 1b Typical deep basin flow pattern

DIPAIR INSTALLATION LIST

<u>Location</u>	<u>User</u>	<u>Number</u>	<u>Start Date</u>	<u>Comments</u>
<u>Canada</u>				
Bromont	Municipal	80	1984	Aerated lagoon
Oka	Agropur	27	1984	Activated sludge treatment of cheese factory wastes (extended aeration)
St.-Roch	Municipal	16	1984	Extended aeration
Montreal	Municipal	484	1985 (expected,	Sludge mixing
<u>France</u>				
Amiens	Eurolysine	370	1983	--
Foret De La Hardt	Municipal	240x2	1984	--
Meaux	Sidobre Sinova	36	1983	Pharmaceutical industry
Mulhous	Municipal	480	1985 (expected)	--
Nelles	Orsan	180	1983	Food industry
Roussel Uclaf	--	324	1982	Pharmaceutical industry
Tarascon	La Cellulos Du Rhone	610	1981	Pulp and paper mil
Nice	Municipal	256x2	1984	--
<u>Germany</u>				
Aalen	Palm	135	1984	Pulp and paper mill
Dachau	Plattling	64	1983	Pulp and paper mill
Erskirchen	Schaeffer	50	1984	Tannery

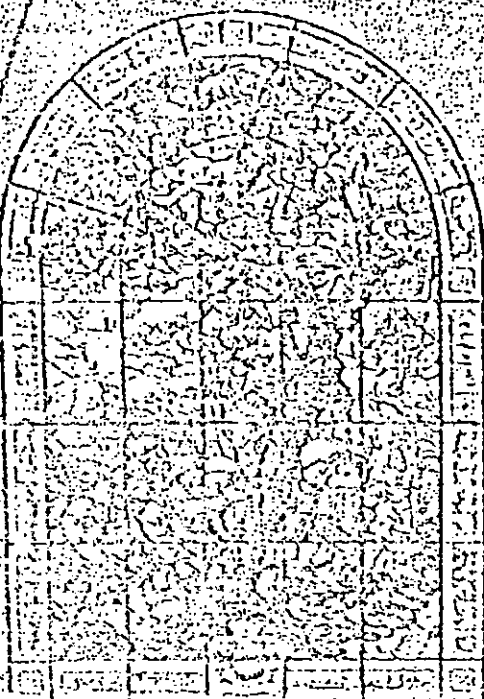
<u>Location</u>	<u>User</u>	<u>Number</u>	<u>Start Date</u>	<u>Comments</u>
<u>Italy</u> --	Burgo Scott	56	--	Paper mill
<u>South Africa</u> Wiggins	Municipal	28	1984	Resort - aeration of drinking water
<u>Spain</u> Alcobendas	Municipal	--	--	--
<u>Sweden</u> Kvarnsveden	--	700	1984	Pulp and paper mill
<u>United Arab Emirates</u> Umm Al Nar West	Municipal	40	--	Desalination

Boletim de Sanitação

ORGÃO

OFICIAL DE DIVULGAÇÃO DA ABES - RIO DE JANEIRO - BRASIL - V. 154 - OUT/DEZ - 1976

ÁREA DE QUALIFICAÇÃO



Plano de

Investigação e Controle de Doenças

Investigação e Controle de Doenças

Investigação e Controle de Doenças

Investigação e Controle de Doenças

Investigação e Controle de Doenças

Investigação e Controle de Doenças

Vitral no Palácio Saturnino de Brito (Santos)



VALOS DE OXIDACAO PROFUNDOS COM AERADORES SUPERFICIAIS DE EIXO VERTICAL

Eng. Celso Savelli Gomes

Coordenador do projeto de tratamento de esgotos de Curitiba.

Pertence à equipe da Gerência de Obras de Esgotos da Companhia de Saneamento do Paraná - SANEPAR

Procura-se transmitir informações técnicas que permitam o dimensionamento de valos de oxidação profundos, com utilização de aeradores superficiais de eixo vertical, no processo de aeração prolongada, para as diversas condições brasileiras. Também sugere-se inovações, de interesse para pesquisas e aplicação prática. Tais inovações poderão resultar em acentuada redução de custos e de área de estação de tratamento, bem como poderão simplificar e generalizar a aplicação dos valos profundos, considerando-se a livre divulgação e uso do processo proposto. É feita a apresentação de resultados experimentais obtidos em modelo reduzido construído pelo autor. Este trabalho é um resumo parcial da referência bibliográfica nº 03, da publicação apresentada e discutida no Simpósio OPS/CEPIS 1976 (Ref. 01). Nessa publicação (Ref. 01) poderão ser obtidas informações e esclarecimentos adicionais sobre a aplicação de valos profundos na cidade de Curitiba. Os parâmetros e critérios de dimensionamento apresentados e discutidos neste trabalho referem-se a essa aplicação em Curitiba.



1. DADOS BÁSICOS DA APLICAÇÃO EM CURITIBA

- População equivalente: $\pm 1.400.000$ hab (± 54 g DBO₅/hab. dia)
- Carga poluidora a depurar: 75.000 kg DBO₅/dia (± 350 mg/l)
- 75.000 kg SS/dia (± 350 mg/l)
- Vazão média anual: 2.474 m³/s

2. DADOS ASSUMIDOS

- Fator alimento/lodo (ou micro-organismo): $A/M = 0,06$ kg DBO₅²⁰/KgSSTA/dia
- Concentração do lodo no tanque de aeração: $C = 5.000$ mg/l ≈ 5 kg/m³ (SSTA = sólidos suspensos no tanque de aeração)
- Concentração de sólidos voláteis no lodo: $C_{SVTA} = (65\% \text{ a } 70\%)$ (SVTA = sólidos voláteis no tanque de aeração)

3. QUANTIDADE DE LODO NO TANQUE DE AERAÇÃO

$$\begin{aligned} A/M &= 0,06 \text{ kg DBO}_5^{20}/\text{d} & 1 \text{ kg SSTA} \\ &75.000 \text{ kg DBO}_5^{20}/\text{d} & \times \\ &x = 1.250.000 \text{ kg SSTA} \end{aligned}$$

4. VOLUME DO TANQUE DE AERAÇÃO

$$\begin{aligned} C_{SSTA} &= 5 \text{ kg SSTA} & 1 \text{ m}^3 \\ 1.250.000 \text{ kg SSTA} & & \times \\ V &= 250.000 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

5. CARGA VOLUMÉTRICA

$$\begin{aligned} C_V &= \frac{A}{M} \cdot \frac{5 \text{ kg SSTA}}{\text{m}^3} \times 0,05 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{Kg SSTA} \cdot \text{dia}} = 0,30 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{dia} \\ C_V &= \frac{\text{Carga orgânica}}{\text{Volume TQ AER.}} = \frac{75.000 \text{ kg DBO}_5/\text{dia}}{250.000 \text{ m}^3} = 0,30 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{dia} \end{aligned}$$

A faixa típica de variação é de $0,20 / 0,40$ kg DBO₅/m³ · dia para a aeração prolongada (ou semi-prolongada)

6. TEMPO DE DETENÇÃO

$$\begin{aligned} T_D &= \frac{\text{Volume TQ AER.}}{\text{Vazão Média anual}} = \frac{250.000 \text{ m}^3}{2.474 \text{ m}^3/\text{s}} = 1,17 \text{ dia} = 28 \text{ horas} \end{aligned}$$

A faixa de variação típica é de $0,8 / 1,6$ dias, para a aeração prolongada (ou semi-prolongada).

7. FATORES DA NECESSIDADE DE OXIGÊNIO - RESUMO

- 7.1 - Síntese de Novo material Celular, usando o material poluente.
- 7.2 - Respiração endógena ou Decomposição de células velhas.
- 7.3 - Nitrificação do nitrogênio orgânico (proteínas, uréia, amônia, etc.)
- 7.4 - Desnitrificação dos nitratos, com liberação de nitrogênio (gasoso) e oxigênio.
- 7.5 - Demandas químicas

7.1 Síntese

A respiração do substrato, ou síntese, refere-se a transformação da matéria poluente em material celular.

$$\begin{aligned} NO_1 &= a' \cdot \text{DBO removida} & a' = \text{kg O}_2 \text{ requerido por dia} \\ & & \text{kg DBO}_5 \text{ removido por dia} \end{aligned}$$

a' - varia de $0,30$ a $0,30$ dependendo da natureza do esgoto.

a' - varia de $0,45$ a $0,55$, para esgoto doméstico ($0,55$ é mais conservativo)

a' - $0,50$ (indicado por DELFT e DHV)

DBO removida = DBO afluente, Eficiência de remoção

$$\text{Eficiência de remoção} = \frac{100}{1 + 0,0135 \cdot \sqrt{F}} \% \text{ (Ref. 02)}$$

$$F = \frac{\text{kg DBO}_5 \text{ afluente/dia}}{(1000 \text{ kg SSTA}) \times \text{TEMPO Detenção TQ Aer (horas)}}$$

$$F = \frac{75.000}{(1.250) \times 28} = 2,14$$

$$\text{Eficiência de remoção} = \frac{100}{1 + 0,0135 \cdot \sqrt{2,14}} = 98\%$$

DBO removida = 0,98 x DBO afluente

DBO removida = 0,98 x 75.000 = 73.548 kg DBO₅/dia

NO₁ = 0,50 x 73.548 NO₁ = 36.774 kg O₂/dia

7.2 Respiração Endógena do Lodo

NO₂ = b' · quantidade de lodo

Quantidade = 1.250.000 kg SSTA (lodo)

b' = varia de 0,05 a 0,10, dependendo da natureza do esgoto e do lodo.

b' = 0,06 $\frac{\text{kg O}_2}{\text{kg SSTA} \cdot \text{dia}}$ (para 20°C; indicado pela DHV)

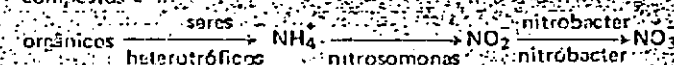
NO₂ = 75.000 kg O₂/dia

7.3 Nitrificação

NO₃ = c' · Norgânico nitrificado

O processo da nitrificação ocorre quando há oxigênio dissolvido (OD > 0,5 mg/l) e o grau de depuração é elevado (o que corresponderia à satisfação da fase carbonácea e início da fase nitrogenada). A idade do lodo deve ser elevada (A/M reduzida).

As reações gerais são:



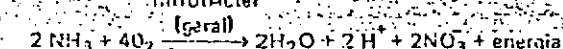
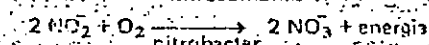
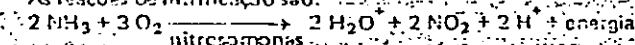
Nitrogenados

Amonificação

Nitrificação

Os fatores principais da nitrificação são: pH, temperatura, oxigênio dissolvido, número de micróbios, aclimação de micróbios e compostos inibidores. A multiplicação das nitrobactérias é lenta. Em geral não há problemas de inibição da nitrificação no tratamento de efluentes domésticos.

As reações da nitrificação são:



N (2 x 14 = 28) e O₂ (4 x 16 x 2 = 128)

$$c' = \frac{128}{28} = 4,57 \text{ kg O}_2/\text{kg N orgânico}$$

Norgânico nitrificado = Norgânico afluente x Eficiência de nitrificação

Norgânico afluente = 8 a 10g/hab.dia (esgoto doméstico)

Norgânico afluente = 8 x 1.400.000 = 11.200 kg/dia

Eficiência de nitrificação = 90% (típico do processo, segundo a DHV)

Norgânico nitrificado = 11.200 x 0,9 = 9.990 kg N/dia

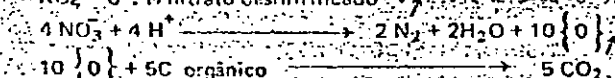
NO₃ = 4,57 x 9.990

NO₃ = 45.654 kg O₂/dia

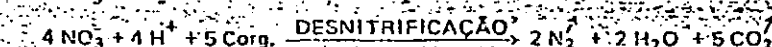
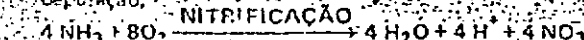
7.4 Desnitrificação

A desnitrificação é a liberação de oxigênio e nitrogênio gasoso dos nitratos, quando o nível de oxigênio torna-se baixo (OD < 0,5 mg/l; OD ≈ 0) e há fonte de carbono disponível para receber o oxigênio e o pH > 7.

NO₄ = d' · N nitrato desnitrificado



Se compararmos as reações de nitrificação e desnitrificação, veremos que dos dezesseis oxigênios (30₂) introduzidos, dez oxigênios (5 CO₂) são aproveitados no processo de depuração.



ou seja, há um reaproveitamento de 10/16 = 62,5% do oxigênio introduzido para nitrificação. Portanto d' = c' · 62,5% = 4,57 x 0,625 = 2,86 kg O₂/kg N. A fonte de carbono é o próprio esgoto (os americanos usam metanol, para este propósito, nos tratamentos terciários).

N nitrato desnitrificado = N nitrato x Eficiência de desnitrificação

N nitrato = 9.990 kg N/dia

Eficiência de desnitrificação = 90%

N nitrato desnitrificado = 9.990 x 0,90

N nitrato desnitrificado = 8.991 kg N/dia

NO₄ = 2,86 x 8.991 = 25.483 kg O₂/dia

$$\text{NO}_4 = 25.483 \text{ kg O}_2/\text{dia}$$

engenharia
sanitária

CADERNO
TÉCNICO

7.5 Demandas Químicas

Ocorrem quando o esgoto está no estado séptico, ou quando possui produtos químicos que consomem oxigênio para sua transformação. Esta demanda é desprezível para esgoto doméstico não séptico. Podem ocorrer demandas químicas de oxigênio devido à adição de produtos destinados a modificar o processo.

Assim, quando se deseja remover fosfatos, faz-se adição de sal bivalente de ferro (Fe²⁺) nas zonas de aerção. Há consumo químico de oxigênio, para oxidação do ferro para a forma trivalente (Fe³⁺). O ion Fe³⁺ reage com o ion fosfato (PO₄⁻), formando o sal fosfato férrico, que precipita e é retirado no decantador. O fosfato é formado pela oxidação do fósforo orgânico ou oriundo de urina. Para esta oxidação do ferro há um consumo extra de ± 3% de oxigênio, o que é desprezível em termos práticos.

7.6 Demanda Total

$$\text{NO} = \text{NO}_1 + \text{NO}_2 + \text{NO}_3$$

$$\text{NO}_4 + \text{NO}_5$$

$$\text{NO} = 36.774 + 75.000 + 45.654$$

$$= 25.483 + 0$$

$$\text{NO} = 131.942 \text{ kg O}_2/\text{dia}$$

$$\text{NO} = 6.498 \text{ kg O}_2/\text{h}$$

(média diária)

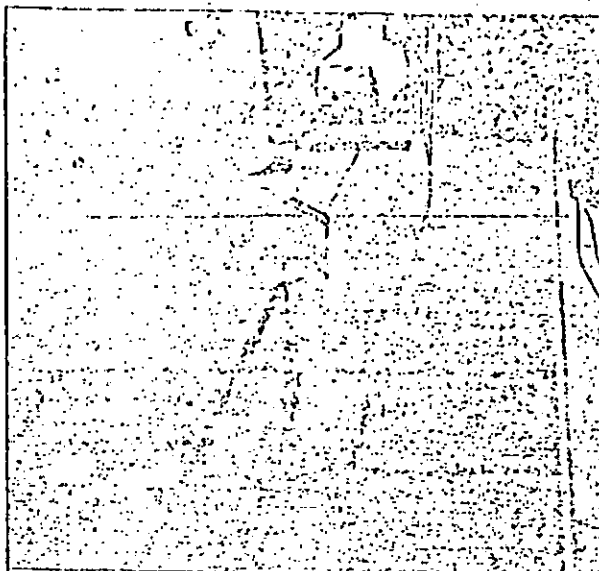
$$\text{CO} = \frac{131.942 \text{ kg O}_2/\text{dia}}{75.000 \text{ kg DBO}_5/\text{dia}}$$

$$\text{CO} = 1,759 \text{ kg O}_2/\text{kg DBO}_5$$

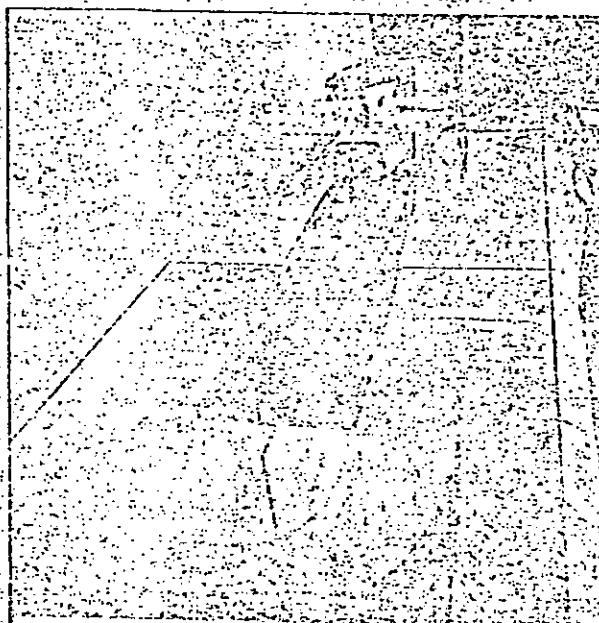
$$\text{CO}_{\text{red}} = 1,759 \text{ kg O}_2/\text{kg DBO}_5$$

7.7 Demandas de Pico

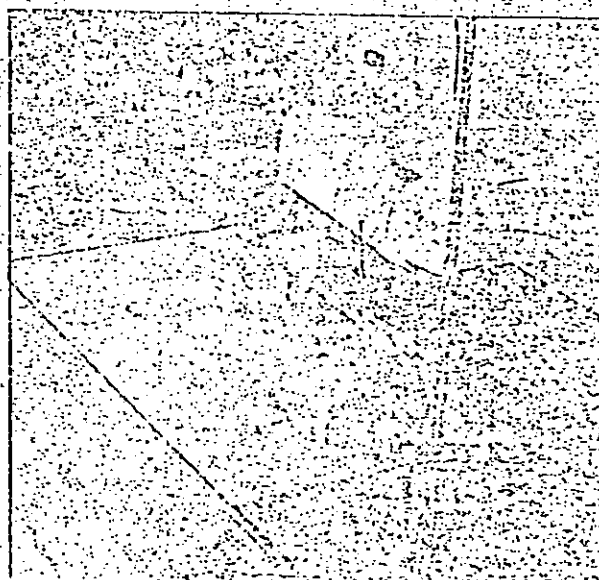
Devido às variações da DBO afluente, ao longo do dia e do ano, às possíveis variações da quantidade de lodo no tanque de aerção e variações da temperatura do esgoto e do tanque, deve-se prever uma margem de variação de ± 25% em relação ao valor médio da oxigenação.



FOTOGRAFIA DO AERADOR EM FUNCIONAMENTO NA SOLUÇÃO TRADICIONAL "CARROUSEL" DIIV



FOTOGRAFIA DO AERADOR EM FUNCIONAMENTO NA SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA VALS PROFUNDOS.



AERADOR FUNCIONANDO NA SOLUÇÃO PROPOSTA. ESPÍRITO DE ÁGUA EM AERAÇÃO.

Assim, as necessidades de oxigenação são:

$$NO_{\text{máx}} = 131.942 \times 1,25 \quad NO_{\text{máx}} = 164.927 \text{ kg O}_2/\text{d} = 6872 \text{ kg O}_2/\text{h}$$

$$CO_{\text{máx}} = 1.759 \times 1,25 \quad CO_{\text{máx}} = 2,20 \text{ kg O}_2/\text{kg DBO}$$

$$NO_{\text{mín}} = 131.942 \div 1,25 \quad NO_{\text{mín}} = 105.553 \text{ kg O}_2/\text{d} = 4398 \text{ kg O}_2/\text{h}$$

$$CO_{\text{mín}} = 1.759 \div 1,25 \quad CO_{\text{mín}} = 1,40 \text{ kg O}_2/\text{kg DBO}$$

7.8 Condições Físicas Padrão Assumidas

As condições em que são expressas as necessidades de oxigênio, referem-se à transferência do oxigênio:

- Em água limpa;
- Em pressão atmosférica do nível do mar (760 mm Hg);
- Em temperatura de 10°C ("DEZ");
- Em água desprovida de oxigênio;

Portanto os testes de equipamento para transferência de oxigênio devem se referir a estas condições.

É importante observar que a técnica americana e portanto os testes dos equipamentos, se refere à temperatura de 20°C, sendo necessário o uso da coeficiente corretivo.

8. Correções a Considerar

Para Curitiba, as correções a considerar são:

- 8.1 Efeito da temperatura
- 8.2 Efeito da altitude
- 8.3 Efeito do oxigênio dissolvido
- 8.4 Efeito do esgoto
- 8.5 Correção geral

8.1 Efeito da Temperatura

$$E_T = \frac{C_s^{10}}{C_s^T} \sqrt{\frac{K_{10}}{K_T}}$$

T = 20°C (assumido para o esgoto de Curitiba)

$$C_s^{10} = 11,27 \text{ mg/l (nível do mar) (Ref 20)}$$

$$C_s^{20} = 9,02 \text{ mg/l (nível do mar)}$$

$$\sqrt{\frac{K_{10}}{K_T}} = 1,01875^{10 - T} \quad (\text{Ref 15})$$

$$\sqrt{\frac{K_{10}}{K_{20}}} = 1,01875^{10 - 20} = 0,830$$

$$E_T = \frac{11,27}{9,02} \cdot 0,830 = 1,037 \text{ (adotada a correção da DHV)}$$

K = coeficiente de difusão do oxigênio na água (m²/s)

8.2 Efeito da Altitude

O local da ETE - Curitiba está situado 660 m acima do nível do mar.

$$E_A = \frac{C_s^{N \text{ mar}}}{C_s^{660}}$$

$$C_s^{N \text{ mar}} = 11,27 \text{ mg/l (10°C)}$$

$$C_s^{660 \text{ m}} = 10,11 \text{ mg/l (10°C)}$$

$$E_A = \frac{11,27}{10,11} = 1,115 \text{ (adotado)}$$

Outra solução, baseia-se na pressão:

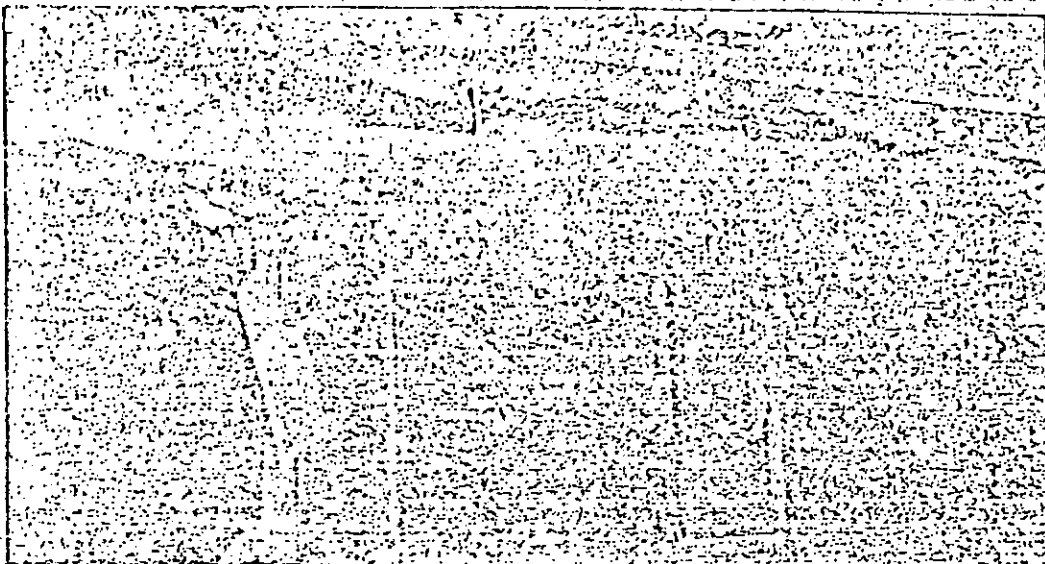
$$E_A = \frac{760 \text{ mm Hg}}{680 \text{ mm Hg}} = 1,118$$

8.3 Efeito do Oxigênio Dissolvido

Admite-se que o oxigênio dissolvido no líquido em escoamento nos canais, no instante em que entra na zona de aeração, e quando ocorre a máxima demanda de oxigênio, seja de 1 mg/l (valor a favor da segurança, pois deverá ser menor). Considera-se que o valor da saturação é afetado pelos cloretos e impurezas presentes no esgoto.

engenharia
sanitária

CADERNO
TÉCNICO



$$E_O = \frac{C_s}{C_s - C_{resid}}$$

$C_s = 9,02 \text{ mg/l}$ (20°C , nível do mar, água limpa)

$C_s = 9,00 \text{ mg/l}$ (20°C , nível do mar, esgoto) ($\beta \approx 1,0$)

$C_{resid} = 1,00 \text{ mg/l}$ (será menor em Curitiba, a 860 m)

$$E_O = \frac{9,02}{9,00 - 1,00}$$

$$E_O = 1,127$$

3.4 Efeito do Esgoto

Este fator depende da composição do esgoto e do sistema de aeração. Para esgotos de composição normal (domésticos), com baixa carga ($\text{kg DBO}/\text{m}^3$), e sem elevado conteúdo de agentes superficiais ativos, pode-se assumir que a eficiência de oxigenação no esgoto será a mesma que na água limpa, desde que se use aeradores superficiais. ($E_E \approx 1,0$)

3.5 Correção geral

$$E_G = 1,037 \times 1,115 \times 1,127 \times 1,0$$

$$E_G = 1,30$$

3. NECESSIDADE DE OXIGÊNIO EM CURITIBA

$$NO_{Curitiba} = NO_{padrão} \cdot E_G$$

$$E_G = 1,30 \text{ (correção geral)}$$

$$NO_{padrão} = 164.927 \text{ kg O}_2/\text{d} = 6.872 \text{ kg O}_2/\text{h (máxima)}$$

$$NO_{Curitiba} = 164.927 \times 1,30 = 214.405 \text{ kg O}_2/\text{dia}$$

$$NO_{Curitiba} = 214.405 \text{ kg O}_2/\text{dia} = 8.933 \text{ kg O}_2/\text{h (máxima)}$$

$$CO_{Curitiba} = \frac{214.405}{75.000} = 2,86 \text{ kg O}_2/\text{kg DBO}_5 \text{ (máxima)}$$

Esta capacidade de oxigenação refere-se às condições padrão. Esta capacidade deve ser garantida pelos fabricantes dos aeradores em testes realizados nas condições padrão. (Item 7.3). A quantidade de oxigênio realmente introduzida nos tanques de aeração em Curitiba, deverá ser de 6.498 $\text{kg O}_2/\text{h}$ (condições médias), conforme item 7.5.

10. NECESSIDADE NORMAL DE OXIGÊNIO

Para as cidades situadas ao nível do mar, com temperatura do esgoto entre 10 a 15°C , com pequena salinidade, indica-se as seguintes necessidades:

$$\begin{aligned} \text{média: } & 2,0 \text{ kg O}_2/\text{kg DBO} \\ \text{máxima: } & 2,5 \text{ kg O}_2/\text{kg DBO} \end{aligned}$$

O fator de correção geral, para estas condições, é da ordem de:

$$E_G = \frac{2,50}{2,86} \times 1,30 \approx 1,14 \text{ (cidades holandesas)}$$

11. CUIDADOS EM REGIÕES QUENTES

Em regiões quentes, onde a temperatura do esgoto, nos tanques de aeração, seja superior a 20°C , teremos um acentuado aumento na taxa de respiração endógena do lodo (b'), que é a responsável pela maior parcela do consumo de oxigênio. Consequentemente será necessário reduzir a quantidade de lodo, com a redução da concentração do lodo (SSTA) no tanque de aeração, para evitar este elevado consumo de oxigênio. Por outro lado, como a taxa de respiração endógena do lodo (b') é elevada, também será muito rápida a mineralização do lodo, e assim se pode diminuir a idade do lodo com a diminuição da quantidade de lodo. Isto significa que podemos manter o consumo de oxigênio do processo em um nível constante, normal, no caso de elevadas temperaturas, desde que diminuamos o SSTA (aumentando a relação A/M), e sem consequências para a qualidade do lodo ou do efluente.



FOTOGRAFIA DO AERADOR EM FUNCIONAMENTO NA SOLUÇÃO PROPOSTA.



12. POTÊNCIA INSTALADA

A eficiência de exigência ($\text{kg O}_2/\text{kwh}$), em condições padrão, em valos profundos, com aeradores superficiais de eixo vertical, depende da profundidade de imersão e velocidade de rotação dos rotores dos aeradores, do formato e dimensões dos canais, bem como do número e posição dos aeradores em funcionamento.

12.1 Resultado de Testes

Testes realizados pelo IRO (Órgão oficial da Holanda), no Carrousel de SNEEK (± 40.000 hab. equiv.), usando apenas um aerador no circuito, resultou:

- aerador SIMCAR, $\phi 3,66$ m
máxima imersão: 55,1 kw (bruto); 2,02 $\text{kg O}_2/\text{kwh}$ (bruto)
mínima imersão: 23,4 kw (bruto); 1,67 $\text{kg O}_2/\text{kwh}$ (bruto)
- aerador HUBERT, $\phi 3,66$ m
máxima imersão: 54,5 kw (bruto); 2,31 $\text{kg O}_2/\text{kwh}$ (bruto)
mínima imersão: 22,5 kw (bruto); 1,72 $\text{kg O}_2/\text{kwh}$ (bruto)

Testes realizados em NAARDEN, Holanda, (± 60.000 hab. equiv.), em valo profundo de 4,0 m (profundidade) x 9,0 m (largura), com aeradores SIMCAR $\phi 4,06$ m, resultaram no rendimento de 2,10 a 2,21 $\text{kg O}_2/\text{kwh}$ (bruto), para a imersão máxima, e dois aeradores funcionando.

Testes realizados em SON, Holanda, (± 60.000 hab. equiv.), usando aeradores SIMCAR, mantendo-se a mesma profundidade de imersão (a máxima) e variando o número de aeradores em operação, resultaram em:

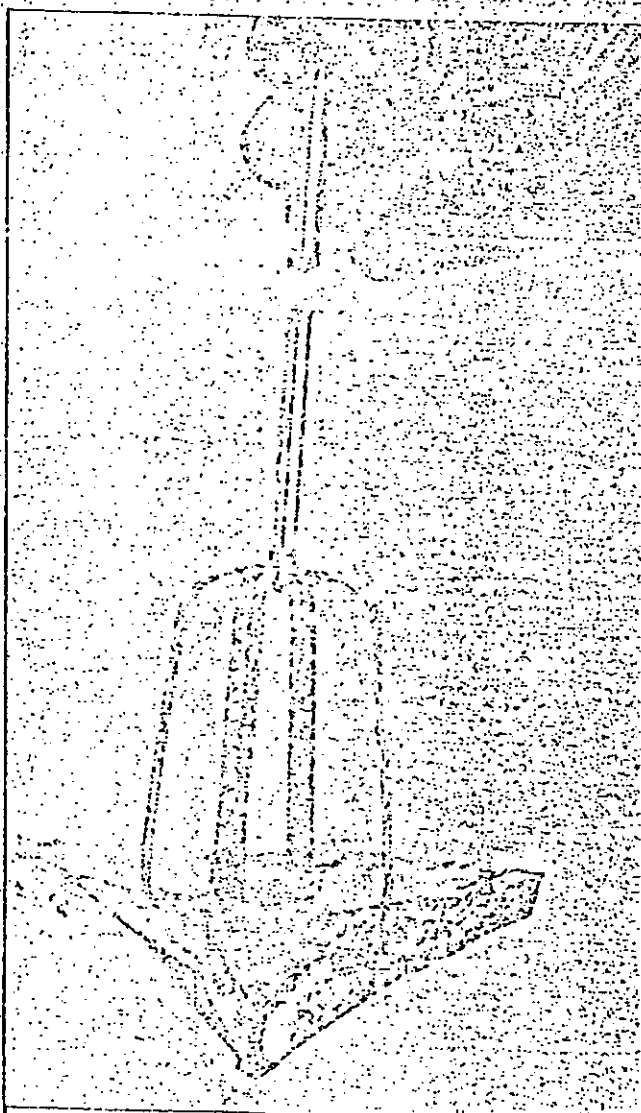
- 1 aerador funcionando: 2,41 $\text{kg O}_2/\text{kwh}$ — bruto
- 2 aeradores funcionando: 2,11 $\text{kg O}_2/\text{kwh}$ — bruto
- 2 aeradores funcionando: 1,78 $\text{kg O}_2/\text{kwh}$ — bruto
(diminuindo imersão e potência bruta)
- 3 aeradores funcionando: 1,74 $\text{kg O}_2/\text{kwh}$ — bruto

O rendimento $\text{kg O}_2/\text{kwh}$ pode aumentar ou diminuir com o aumento da submersão, conforme dados experimentais, fazendo crer que as características do circuito são importantes.

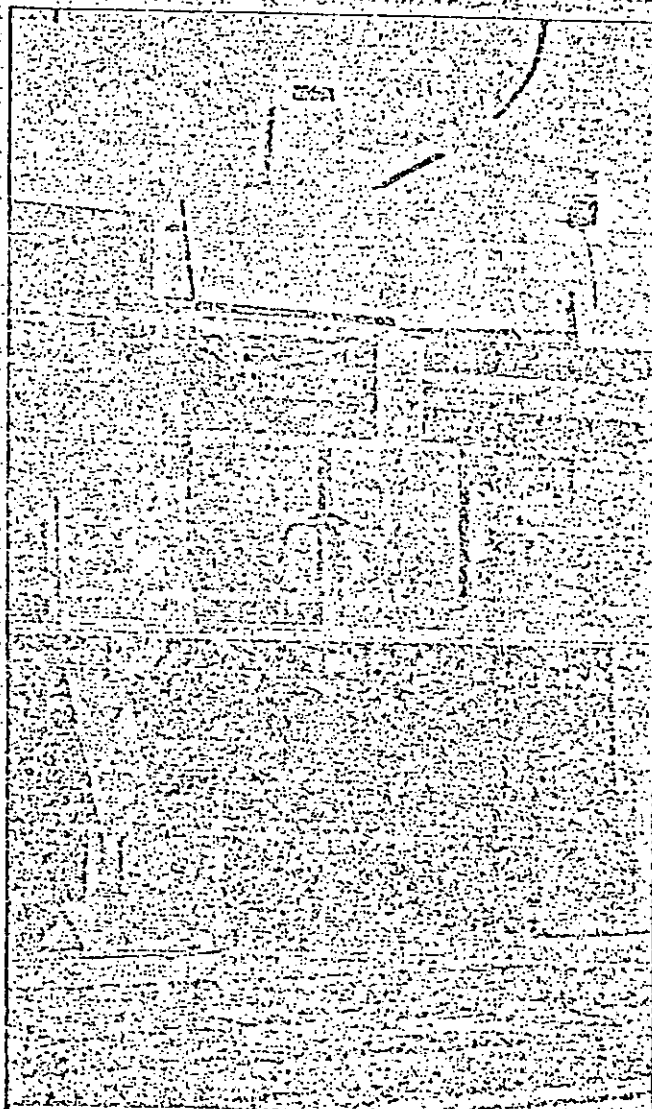
A DHV, baseada em experiências realizadas e em resultados de projeto, tem indicado o rendimento bruto (total) de 2,0 $\text{kg O}_2/\text{kwh}$, para fins de dimensionamento.

engenharia
sanitária

CADERNO
TÉCNICO



FOTOGRAFIA DO ROTOR DO AERADOR
ADAPTADO À BATEDeira DE BOLO WALITA.



FOTOGRAFIA DO AERADOR PARADO NA
SOLUÇÃO PROPOSTA.

12.2 Aplicação em Curitiba

A máxima necessidade padrão de oxigênio referente a Curitiba será de $8.933 \text{ kg O}_2/\text{h}$, conforme item 9.

A potência instalada será de:

$$P_{\text{inst}} = \frac{NO_{\text{max}}}{\text{Rend Bruto}} = \frac{8933 \text{ kg O}_2/\text{h}}{2.0 \text{ kg O}_2/\text{kwh}} = 4.466 \text{ kw}$$

$$P_{\text{inst}} = 4.466 \text{ kw} \times 1.36 \frac{\text{CV}}{\text{kw}} = 6.000 \text{ CV}$$

$$P_{\text{inst}} = 6.000 \text{ CV}$$

13. NÚMERO DE AERADORES

13.1 Condicionantes

Teoricamente deve-se utilizar os maiores aeradores possíveis, disponíveis no mercado de fabricação nacional, porque quanto maior as dimensões do aerador escolhido, maior será a eficiência da transferência de oxigênio e da movimentação hidráulica (fluxo orbital nos canais), e mais profundos serão os canais. Consequentemente será necessária menor área e resultará em menores investimentos em equipamentos e construção civil.

Tal procedimento é indicado inclusive para pequenos valos profundos ($\pm 60.000 \text{ hzb}$), onde se tem utilizado 2 a 3 aeradores de diâmetro $\phi 4,06$ a $\phi 3,66 \text{ m}$, e profundidades de 4 a 5 metros.

A maior experiência prática se refere à utilização de aeradores de diâmetros $\phi 3,66$ a $\phi 4,06 \text{ m}$.

O maior valo profundo construído, na Alemanha, para a BASF, tem os seguintes dados básicos para a 1ª fase (em operação):

— Influyente: $7,6 \text{ m}^3/\text{s}$ (média) ou $13,0 \text{ m}^3/\text{s}$ (máxima) 375.000 kg DBO_5

— Tanque aeración: Volume = 290.000 m^3

$NO_{\text{máx}} = 27.000 \text{ kg O}_2/\text{h}$

$P_{\text{inst}} = 15.000 \text{ kw} (= 1,8 \text{ kg O}_2/\text{kwh}) = 20.400 \text{ CV}$

Nº de aeradores = 55 de $\phi 3,66 \text{ m}$

55 de $\phi 4,06 \text{ m}$

13.2 Aplicação em Curitiba

Devido às condições dos fabricantes brasileiros, e a experiência já comprovada na Europa, foi adotado o aerador de $\phi 4,06 \text{ m}$ de diâmetro, com potência unitária de 125 CV, para fins de projeto.

Logo o número de aeradores é dado por:

$$N_{\text{aer}} = \frac{P_{\text{inst}}}{P_{\text{unitária}}} = \frac{6.000}{125} = 48 \text{ aeradores}$$

13.3 Coeficientes de Segurança

O rendimento adotado para Curitiba ($2,0 \text{ kg O}_2/\text{kwh}$) é algo elevado, e se justifica pela configuração adotada, pela relação A/M reduzida e pela baixa rotação dos aeradores. No decorrer da operação da estação, caso a demanda de oxigênio seja superior à prevista ou o rendimento de oxigenação se mostre inferior ao previsto, poderão ser introduzidos até mais 12 aeradores (com posições previstas no projeto) ou aumentada a potência dos motores elétricos (com aumento da submersão). Esta possibilidade também permitirá que a estação opere com sobrecarga, aumentando-se a aeração.

14. CARACTERÍSTICAS DOS AERADORES

14.1 Informações Gerais

Os aeradores de eixo vertical, destinados a valos de oxidação profundos, devem ser de formato cônico (ou semelhante) com palhetas radiais (de dimensões apreciáveis) soldadas ao cone.

Este formato propicia um escoamento de eixo horizontal (água sucionada sob o aerador e lançada radialmente) e um de eixo vertical (água escoando em círculos, em planta).

A associação deste escoamento, em um tanque quadrado, resulta num escoamento principal de forma toroidal (câmaras de ar concêntricas), em que cada partícula descreve um movimento helicoidal na superfície toroidal.

A presença de uma parede divisória próxima ao aerador intercepta o referido escoamento e o dirige na direção da parede, caso haja abertura em sua outra extremidade.

Se o tanque for alongado na direção da parede, e mantida a abertura na outra extremidade da parede divisória, o escoamento orbital interceptado se estabelece nos canais (escoamento helicoidal de diretriz retilínea), o que evita sedimentação no mesmo, devido à turbulência.

14.2 Aeradores aprovados

Os aeradores utilizados em valos de oxidação profundos, de nosso conhecimento, são:

- SIMCAR
- HUBERT
- SPAANS
- LANDUSTRIE

14.3 Solução para Curitiba

O aerador utilizado no projeto para Curitiba é o SIMCAR de $\phi 4,06 \text{ m}$ de diâmetro (disco rotativo aberto com palhetas radiais externas), 24 rpm, de elevação não variável. O nível d'água, e a profundidade de imersão dos aeradores, variam pelo comando de um vertedor que encaminha a vazão para o decantador secundário.

A potência do motor deverá ser de 125 CV (partida direta) ou 15 CV (partida com auto-transformador).

14.4 Considerações Adicionais

Como os aeradores são de grandes dimensões, forçosamente a velocidade de rotação deverá ser baixa.

Para os aeradores usuais em valos, a velocidade de rotação se situa entre 36 a 40 rpm (aeradores pequenos) e 20 a 25 rpm (aeradores grandes).

É evidente que, escolhido um aerador e uma capacidade de oxigenação, a velocidade de rotação é dada pelo fabricante. Mantidas as características do aerador, maior ou menor capacidade de oxigenação poderá ser obtida variando-se a velocidade de rotação.

A distância entre a parede divisória e as extremidades das palhetas dos aeradores deve ser da ordem de 1,5% do diâmetro total (círculo envoltório das palhetas) do rotor do aerador. (Ver fig. 1).

Devido à vazão originada pela movimentação dos rotores, surgem esforços elevados quando da passagem de cada palheta pela parede divisória. Esta força dinâmica (horizontal) deve ser prevista no dimensionamento da parede divisória e da ponte suporte do aerador. O acoplamento entre o eixo do redutor e do rotor do aerador deve ser rígido, para evitar vibrações prejudiciais. Durante a movimentação dos rotores, além do esforço axial, surgem esforços axiais para baixo e de torção, que devem ser considerados no dimensionamento da ponte.

Quando o aerador está parado, e há escoamento nos canais, também há esforços axiais e radiais.

A altura da ponte que contém o motor e redutor do aerador, e das paredes na zona de aeração, deve ser tal que evite os pingos e respingos. Se a altura for baixa, será necessário o uso de cortinas protetoras.

O fator de serviço do redutor deverá ser 2,0 (mínimo). É necessário cabo de segurança, antes de cada zona de aeração, instalado \pm nível máximo, para que se tenha onde segurar, caso alguém caia em algum canal.

15. DIMENSÃO DOS CANAIS

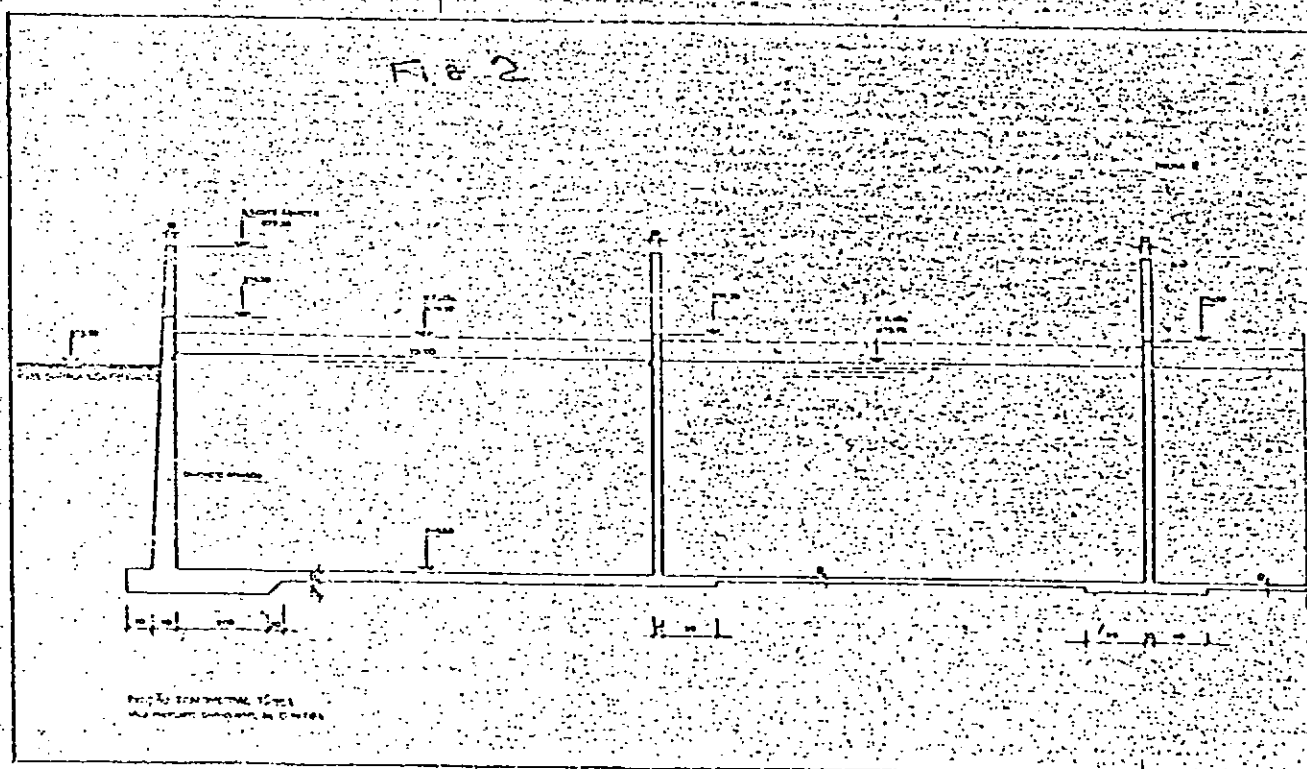
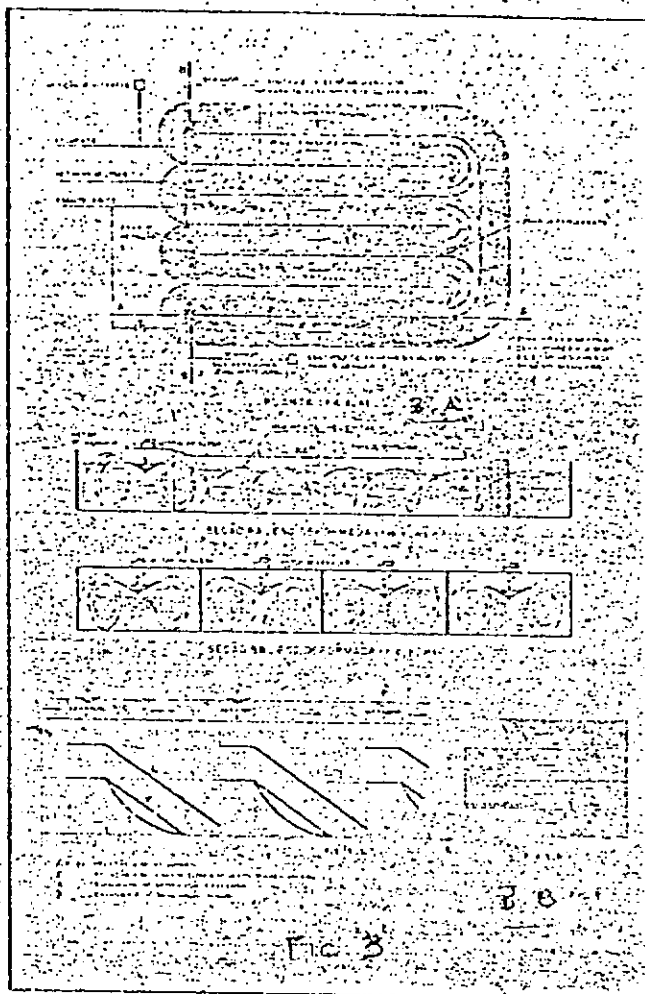
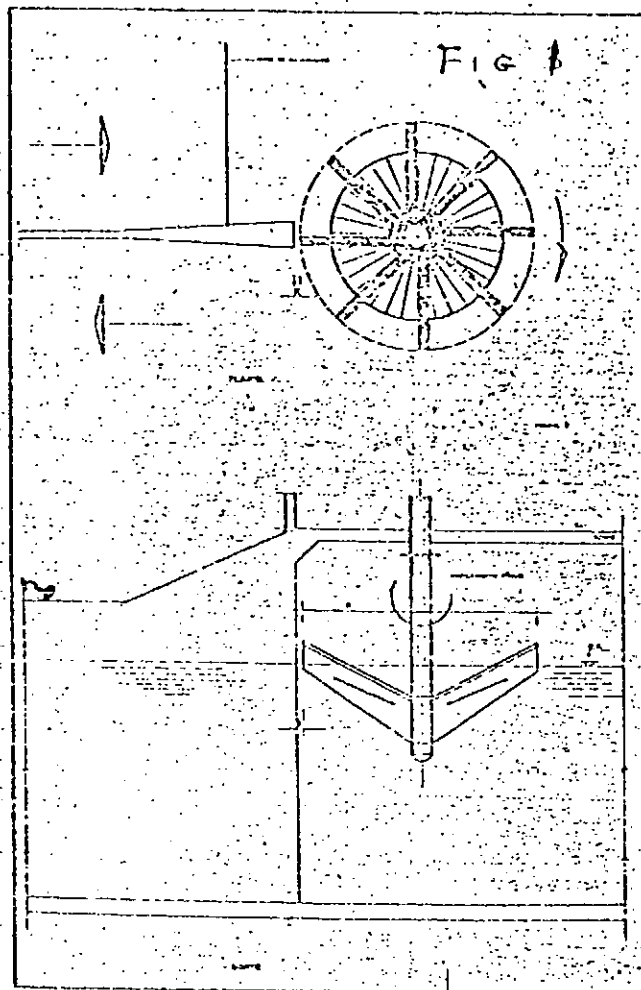
15.1 Informações gerais

Escolhido o aerador, de preferência o maior possível, podemos dimensionar os canais.

A profundidade de escoamento varia de 0,8 a 1,4 vezes o diâmetro do rotor

(ϕ). Em geral, a profundidade é a mesma em todo o circuito de canais. As vezes, por razões adiante esclarecidas, utiliza-se uma profundidade para os canais e outra para a zona de aeração. Da forma geral, tem-se preferido profundidade de escoamento de $1,1 \times \phi$.

A largura do canal varia de 2,0 a 3,0 vezes o diâmetro do rotor (ϕ). O valor $2,0 \times \phi$ é de freqüente uso. A seção transversal utilizada tem sido a retangular, executando-se as paredes divisorias com placas pré-moldadas.



15.2 Solução para Curitiba

Para Curitiba foi adotado (ver fig. 2).

- profundidade útil = 5,00 m = 1,22 x ϕ (constante)
- largura útil = 10,00 m = 2,45 x ϕ (constante)

Definida a seção transversal, podem ser definidas as dimensões dos canais, uma vez adotado um lay-out.

15.3 Sugestões

As relações profundidade $\div \phi$, largura $\div \phi$, influem na geometria e disposição do valo, bem como na eficiência da oxigenação, na velocidade de escoamento, no processo biológico, e também no custo de implantação e área exigida.

Para a disposição padrão, do aerador situado na extremidade da parede divisória, há programa de computador para a otimização das dimensões e características do valo de oxidação profundo.

Acreditamos que seja possível utilizar outras seções mais econômicas que a retangular, necessária na zona de aeração.

Provavelmente poderão ser utilizadas seções trapezoidais, escavadas em terreno natural, com proteção superficial (tijolos, gabões, alvenaria de pedra, concreto simples, etc) nos trechos de escoamento. A proteção superficial poderá ser necessária para evitar erosão superficial. Devido ao escoamento helicoidal (Ver fig. 3). É evidente que esta solução vai se tornando mais complexa a medida que se aprofunda o canal. Assim, para as paredes divisórias de canais de 3 a 3,5 metros de profundidade, acreditamos que se possa executar alvenaria de 1 (ou 1/2) tijolo, sem reboco, com pilares e vigas de amarração, uma vez que a diferença de pressão entre canais, de um circuito, é desprezível.

As paredes divisórias, para valos não muito profundos, poderiam ser feitas com tábuas ou placas

de madeira tratadas. (Ver fig. 4)

É evidente que as paredes situadas nas zonas de aeração, e proximidades, devem ser feitas em concreto, devido a grande turbulência. As paredes situadas nas curvas também merecem cuidados. As paredes que recebem empuxo de terra, devem ser dimensionadas adequadamente. Se o terreno for bastante impermeável, ou o nível do lençol freático \pm igual ao do valo, pode-se executar todas as paredes (exceto na zona de aeração) em alvenaria, sem maiores preocupações com infiltração ou vazamentos.

16. DIMENSÕES DA ZONA DE AERAÇÃO

16.1 Informações gerais

Para relações A/M pequenas ($< 0,1$ kg DBO/kg MLSS), a potência hidráulica disponível é tanto menor quanto menor a relação, devendo-se diminuir as perdas de carga (do escoamento) ao máximo, para se manter adequada velocidade nos canais. Deve-se usar defletores em curvas sem aeradores e arredondar as zonas de aeração, para tornar o circuito hidrodinâmico. (Fig. 3-A).

Para relações A/M grandes ($> 0,25$ kg DBO/kg MLSS), a potência hidráulica disponível é maior, podendo-se prescindir de defletores nas curvas e executar as zonas de aeração com forma retangular ou quadrada, resultando em economia de concreto e formas. (Fig. 3-B).

16.2 Solução para Curitiba

Para Curitiba temos a solução indicada na Fig. 5.

A área de cada zona de aeração é limitada pela perpendicular à parede divisória, e de valor:

$$S = (e + \phi/2) \times 2R + \frac{\pi R^2}{2}$$

$$= 0,05 + \frac{4,00}{2} \times 2 \times 10,10 + \pi \frac{10,10^2}{2}$$

$$S = 202,64 \text{ m}^2$$

O volume máximo de cada zona de aeração é dado por:

$$V = S \cdot \text{Prof} = 202,64 \times 5 = 1013,21 \text{ m}^3$$

O volume de todas as zonas de aeração é dado por:

$$V_{ZA} = V \times 48 = 48 \times 1013,21$$

$$V_{ZA} = 48.634 \text{ m}^3$$

17. DIMENSÃO DAS ZONAS DE ESCOAMENTO

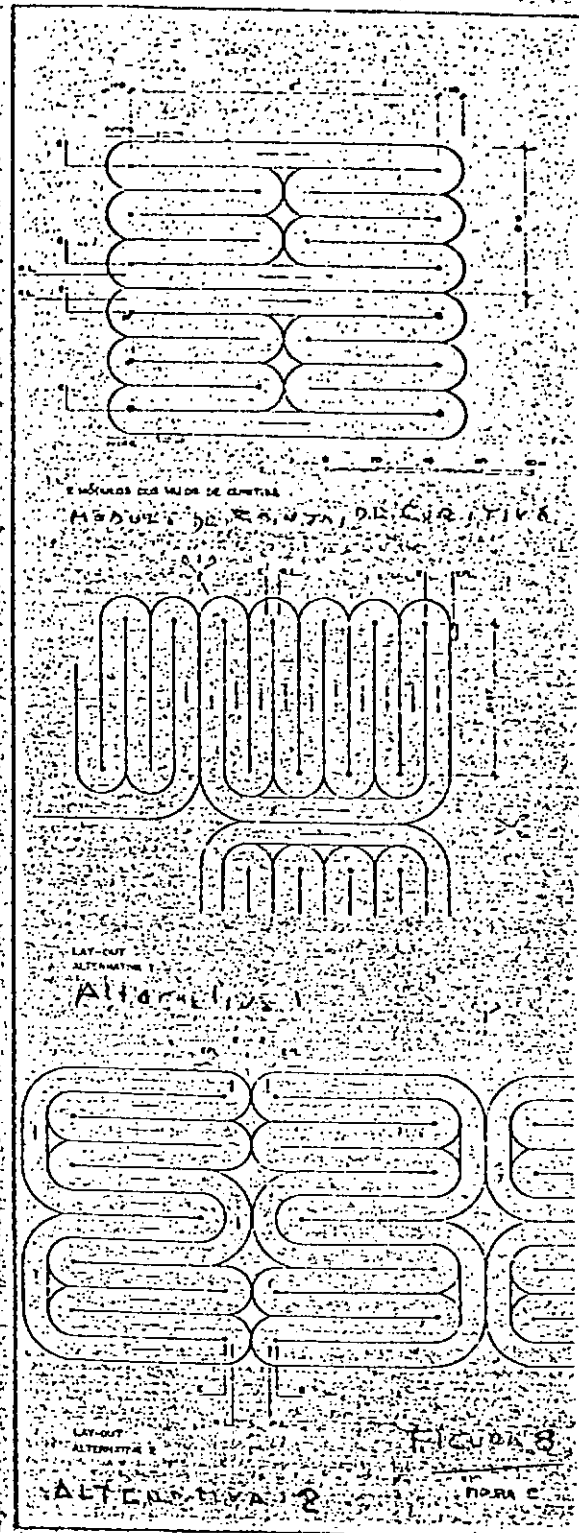
Volume total = 250.000 m³

Volume zonas aeração = 48.634 m³

Volume zonas escoamento = 201.366 m³

Há 12 curvas na zona de escoamento (ver item 18)

V_{curvas zonas escoamento} = 12 x 1013,21 = 12.159 m³



O volume dos trechos retos dos canais na zona de escoamento é:

$$V_{\text{reto zonas escoamento}} = 201.366 - 12.155 = 189.207 \text{ m}^3$$

Considerando que a seção dos canais é de 50 m^2 , o comprimento dos canais nos trechos retos será de:

$$L_{\text{reto}} = \frac{189.207}{50} = 3.784 \text{ m}$$

18. DISPOSIÇÕES MODULARES

Em função da curva de evolução das cargas de DBO (fig. 6), e de estudos econômico-financeiros, foi escolhida a construção em 3 etapas, e cada etapa com 2 módulos (fig. 7).

Assim, o número total de módulos será de 6, cada módulo com 8 aeradores.

Outras disposições modulares poderiam ser usadas (fig. 8). A primeira teria canal muito longo, em que haveria falta de oxigênio, utilizaria mais formas e concreto e com posição para mais um aerador. A segunda teria maiores gastos com formas e concreto, com posição para mais um aerador e com maior perda de espaço.

O comprimento entre as extremidades da parede divisória maior (x), é dada por:

$$2x + 4 \left[x - 2 \left(\frac{4,06}{2} + 10,10 + 0,10 \right) \right] = \frac{L_{\text{reto}}}{6} = \frac{3.784}{6} = 630 \text{ m}$$

$$2x + 4[x - 24,46] = 630 \quad 6x = 727,84 \quad \boxed{x = 121,30 \text{ m}}$$

19. POTÊNCIA DE MOVIMENTAÇÃO HIDRÁULICA

19.1 Comparações ilustrativas

Para se provocar e manter o escoamento de uma vazão num canal natural ou artificial é necessário o gasto de energia. Os rios e canais mantêm o escoamento devido à energia potencial gravitacional.

No valo de oxidação, a energia dissipada pelo escoamento é fornecida na zona de aeração, através dos aeradores.

Por analogia, pode-se assemelhar o valo como um rio artificial, que escoar de uma zona de aeração até a próxima zona de aeração, onde é recalçado para um nível superior, o que determina seu escoamento até a próxima zona de aeração e assim por diante.

A zona de aeração, por outra analogia, se assemelha a grandes corredeiras e cascatas, onde há intensa turbulência e oxigenação.

O rotor do aerador reproduz as funções de bomba de recirculação e cascatas/cordeiras.

19.2 Equacionamento teórico

A energia total necessária para manter o rio artificial (valo de oxidação) escoando, é igual ao produto da vazão Q escoando pela perda de carga em todo o circuito do valo.

$$P_{\text{total Hidráulica}} = \gamma \cdot Q \cdot H_p \quad (\text{watts})$$

γ = peso específico da água = $9.810 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{s}^2$

Q = vazão (m^3/s)

H_p = perda de carga total (m)

A perda de carga contínua pode ser dada pela fórmula de CHEZY:

$$v = C \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

$$i = \frac{v^2}{C^2 \cdot R}$$

$$i = \frac{H_c}{L}$$

$$H_c = \frac{v^2 \cdot L}{C^2 \cdot R}$$

Segundo MANNING:

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

Combinando:

$$H_c = \frac{v^2 \cdot L \cdot n^2}{R^{4/3}}$$

L = comprimento do circuito (m)

v = velocidade média no canal (m/s)

R = raio hidráulico da seção (suposta constante) (m)

C = coeficiente de CHEZY

n = coeficiente de MANNING

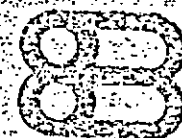
As perdas de carga localizadas ocorrem nas curvas, nas variações de seção de escoamento e nos obstáculos ao escoamento (colunas, aeradores parados, sensores e medidores, defletores etc), e podem ser dadas por expressões do tipo:

$$H_{L_i} = K_i \cdot \frac{v^2}{2g} = K'_i \cdot v^2$$

$$K'_i = K_i \times \frac{1}{2g}$$

Todas as perdas de carga localizadas são dadas por:

$$H_L = \sum (K'_i) \cdot v^2$$



O Caderno Técnico é uma instituição de **ENGENHARIA**

SANITÁRIA inserida nos propósitos da

ABES e nos esforços da entidade para a

educação permanente. As publicações da

ABES e outros recursos de apoio

objetivam fornecer instrumentos de

formação e atualização aos profissionais do

setor. Conheça os títulos oferecidos pelo

Fundo Editorial, nas páginas finais desta

edição. Opine e comente. Sua participação é

importante.

QUEM DECIDE NA ENGENHARIA AMBIENTAL LÊ O ÓRGÃO OFICIAL DA ABES

Engenharia Sanitária é co-editada mediante acordos com o BNH, empresas estaduais de saneamento, órgãos e empresas das áreas Federal, Estadual e Municipal.

Projetistas, Consultores, Fabricantes, Contratantes etc. têm em E.S. um instrumento permanente de consulta.

Em 1977 serão publicadas quatro edições da Revista, além do Catálogo Brasileiro de Engenharia Sanitária — Edição 1977/78 — o CBES-III.

As próximas edições poderão veicular a mensagem de sua empresa: ela atingirá o objetivo.

Programa as quatro edições e o Catálogo. Economize tempo e dinheiro.

Chegue mais rápido, utilizando E.S.

$$H_L = v^2 \cdot \sum K_i \quad (\text{supondo seção constante})$$

A perda de carga total é dada por:

$$H_p = v^2 \cdot \left(\frac{L \cdot n^2}{R^{4/3}} + \sum K_i \right) \quad (\text{seção constante})$$

Assumindo que o valo tenha seção constante, e retangular, de base "B" e altura "h", seu volume aproximado será

$$V = L \cdot h \cdot B$$

A potência de movimentação hidráulica, expressa por unidade de volume do valo, será:

$$p_{\text{hidr}}^u = \frac{P_{\text{hidráulica}}^{\text{Total}}}{\text{Volume}} = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_p}{L \cdot h \cdot B} \quad Q = B \cdot h \cdot v$$

$$p_{\text{hidr}}^u = \frac{\gamma \cdot B \cdot h \cdot v \cdot H_p}{L \cdot h \cdot B}$$

$$p_{\text{hidr}}^u = \frac{\gamma \cdot v \cdot H_p}{L} \quad (W/m^3)$$

Substituindo H_p

$$p_{\text{hidr}}^u = v^3 \cdot \left(\frac{n^2 \cdot \gamma}{R^{4/3}} + \frac{\gamma}{L} \cdot \sum K_i \right) \quad (W/m^3)$$

19.3 Considerações práticas

Assumindo $n \cong 0,012$ (concreto)

$$\gamma = 9.810$$

$$p_{\text{hidr}}^u = v^3 \cdot \left(\frac{1,41}{R^{4/3}} + \frac{9,810}{L} \cdot \sum K_i \right) \quad (W/m^3)$$

A principal perda de carga localizada ocorre nas curvas, e é dada por:

$$H_L = K_c \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$K_c = \frac{\theta}{90} \cdot [0,131 + 1,874 \cdot \left(\frac{D}{2R} \right)^{3,5}] \quad (\text{segundo VIESSACH})$$

θ = deflexão da curva (vide fig. 9)

D = diâmetro do conduto (= largura do canal)

R = raio de curvatura do eixo do conduto

A perda de carga em curvas de 180°, abruptas, é dada por:

$$\theta = \frac{180^\circ}{D} \cdot 2R$$

$$K_c = \frac{180}{90} \cdot (0,131 + 1,874 \cdot 1^{3,5}) = 3,956 \cong 4$$

$$K_i = \frac{K_c}{2g} = 0,204$$

A perda de carga em curvas de 180°, abruptas, com palhetas defletoras do escoamento, é dada por (segundo LENCASTRE)

$$K_2 = 0,008$$

A perda de carga em curvas de 180°, não abrupta, com RAIO/LARGURA = 1,5, é:

$$K_3 = 0,017$$

Como se conclui, a forma dos vaos de oxidação profundos é muito menos hidrodinâmica que a forma dos velos de oxidação tradicionais, onde se usam curvas de 180° bastante suaves. Pelos dados acima $K_1 = K_3 = 12$, ou seja, uma curva de 180° abrupta tem perda de carga 12 vezes maior que em curva de 180°, suave, com $R/D = 1,5$.

19.4 Discussão de exemplo real

O Carrusel de LOSSER, na Holanda, de 25.000 hab. equiv., ver fig. 10 foi objeto de muitos testes.

Suas características básicas são:

$$L = 352,5 \text{ m} \quad V = 6.300 \text{ m}^3 \text{ (volume do circuito)}$$

$$1.250 \text{ kg DBO/dia} \pm 56,25 \text{ kg DBO/m}^3 \quad 0,214 \text{ kg DBO/m}^3$$

$$\sum K_i = 0,204 + 0,204 + 0,08 + 0,017 = 0,433$$

(2 curvas de 120° abruptas, 1 curva de 180° abrupta com defletor e 1 curva de 180° suave com R/D = 1,5)

O ruio hidráulico da seção de 6 m de largura x 3 m de profundidade é de:

$$R = \frac{6 \times 3}{3 + 6 + 3} = 1,50 \text{ m}$$

$$P_{\text{hidr}}^u = v^3 \times \left(\frac{1,41}{1,5^{4/3}} + \frac{9,810}{352,5} \times 0,433 \right)$$

$$P_{\text{hidr}}^u = v^3 \times 12,87$$

Os dados experimentais fornecem:

1 - aerador funcionando

$$V = 0,240 \text{ m/s}$$

$$P_{\text{hidr}}^u = 0,18 \text{ w/m}^3$$

$$P_{\text{total}} = 42,9 \text{ kw} = 6,810 \text{ w/m}^3$$

$$\frac{P_{\text{hidr}}}{P_{\text{total}}} = \frac{0,18 \text{ w/m}^3}{6,81 \text{ w/m}^3} = 2,64\%$$

$$\text{Eficiência} = 2,33 \text{ kg O}_2/\text{kwh (bruto)}$$

$$v = 0,238 \text{ m/s}$$

$$P_{\text{hidr}}^u = 0,173 \text{ w/m}^3$$

$$P_{\text{total}} = 42,3 \text{ kw} = 6,714 \text{ w/m}^3$$

$$\frac{P_{\text{hidr}}}{P_{\text{total}}} = \frac{0,173 \text{ w/m}^3}{6,714 \text{ w/m}^3} = 2,58\%$$

$$\text{Eficiência} = 2,59 \text{ kg O}_2/\text{kwh (bruto)}$$

2 - aerador funcionando

$$v = 0,238 \text{ m/s}$$

$$P_{\text{hidr}}^u = 0,173 \text{ w/m}^3$$

$$P_{\text{total}} = 52,0 \text{ kw}$$

$$\frac{P_{\text{hidr}}}{P_{\text{total}}} = \frac{0,173 \text{ w/m}^3}{52,0 \text{ w/m}^3} = 0,33\%$$

$$E = 2,32 \text{ kg O}_2/\text{kwh}$$

$$v = 0,272 \text{ m/s}$$

$$P_{\text{hidr}}^u = 0,25 \text{ w/m}^3$$

$$P_{\text{total}} = 68,2 \text{ kw}$$

$$\frac{P_{\text{hidr}}}{P_{\text{total}}} = \frac{0,25 \text{ w/m}^3}{68,2 \text{ w/m}^3} = 0,37\%$$

$$E = 2,20 \text{ kg O}_2/\text{kwh}$$

$$v = 0,275 \text{ m/s}$$

$$P_{\text{hidr}}^u = 0,27 \text{ w/m}^3$$

$$P_{\text{total}} = 69,8 \text{ kw}$$

$$\frac{P_{\text{hidr}}}{P_{\text{total}}} = \frac{0,27 \text{ w/m}^3}{69,8 \text{ w/m}^3} = 0,39\%$$

$$E = 2,00 \text{ kg O}_2/\text{kwh}$$

$$v = 0,314 \text{ m/s}$$

$$P_{\text{hidr}}^u = 0,40 \text{ w/m}^3$$

$$P_{\text{total}} = 85,0 \text{ kw}$$

$$\frac{P_{\text{hidr}}}{P_{\text{total}}} = \frac{0,40 \text{ w/m}^3}{85,0 \text{ w/m}^3} = 0,47\%$$

$$E = 2,06 \text{ a } 2,15 \text{ kg O}_2/\text{kwh}$$

A densidade de potência na zona de aeração, nas experiências acima, variou de 115 w/m³ (mínima) a 190 w/m³ (máxima), o que explica a grande eficiência.

19.5 Dados para Curitiba

$$L = 950 \text{ m}$$

Canal de 10 m largura x 5 m profundidade

Voluma do circuito: 39.700 m³

Raio hidráulico: R = 2,50 m

Perdas de carga localizadas:

$$= 8 \text{ curvas } 180^\circ \text{ abruptas, 4/palhetas} = 8 \times 0,204 = 1,632$$

$$= 2 \text{ curvas } 130^\circ \text{ abruptas, 5/palhetas} = 2 \times 0,008 = 0,016$$

$$\sum K_i = 1,648$$

Potência unitária:

$$P_u = v^3 \times \left[\frac{1,41}{2,5^{4/3}} + \frac{9,810}{950} \times 1,648 \right] = v^3 \times 17,433$$

A maior perda de energia hidráulica ocorre nas curvas (97,6%). O valo de LOSSER é mais hidrodinâmico que o de Curitiba, pois tem menos curvas e mais trechos retos (proporcionalmente).

Segundo critérios de projeto, para uma potência total de 735 kw (por módulo de 8 aeradores), a velocidade de escoamento deverá ser de 0,36 m/s (± 5%), o que resulta numa potência hidráulica $P_{\text{hidr}}^u = 0,813 \text{ w/m}^3$, que representa 4,4% da potência total.

Esta parcela de apenas 4,4% da energia total é utilizada para provocar e manter o escoamento de uma vazão de $50 \text{ m}^2 \times 0,36 \text{ m/s} = 18 \text{ m}^3/\text{s}$ nos canais.

O desnível total, originado por perdas de carga, é dado por:

$$H_p = \frac{P_{\text{hidr}}^u \cdot L}{\gamma \cdot v} = \frac{0,813 \times 950}{9,810 \times 0,36} = 0,219 \text{ m (8 aeradores)}$$

Logo, cada zona de aeração é uma estação elevatória com vazão de $18 \text{ m}^3/\text{s}$ e altura manométrica de $\frac{0,219}{8} = 0,027 \text{ m}$.

20. FATORES A CONDICIONAR A VELOCIDADE

A eficiência de oxigenação ($\text{kg O}_2/\text{kwh}$) cresce com o aumento da velocidade de escoamento (Ref. 04), em certas condições.

As velocidades de escoamento devem ser mantidas acima de 0,24 m/s para evitar sedimentação dos sólidos suspensos no tanque de aeração (SSTA).

Pela análise da fórmula deduzida, conclui-se que é possível aumentar a velocidade de escoamento.

$$P_{\text{hidr}}^u = 9,810 \cdot v^3 \left(\frac{n^2}{R^{4/3}} + \frac{\sum K_i}{L} \right) = (\%)$$

$$\frac{\sum K_i}{L} = (\%)$$

$$\frac{\text{Potência total (WATT/m}^3\text{)}}{\text{Voluma total (WATT/m}^3\text{)}}$$

a) aumentando a potência total (maior imersão, maior rotação ou maior aerador);

b) diminuindo o volume total, utilizando maiores relações A/M, e consequentemente maior carga volumétrica ($\text{kg DBO}/\text{m}^3$);

c) diminuindo $\sum K_i$. Obtém-se

colocando defletores de escoamento nas curvas onde não há aeradores. O ideal seria colocar defletores em todas as curvas, o que poderia ser feito caso os aeradores fossem colocados entre as paredes divisórias e não nas suas extremidades. Ver sugestão adiante;

d) diminuir o número de curvas (utilizando menos aeradores com maior potência) estudando lay-out adequado;

e) aumentando o comprimento do circuito, o que se consegue diminuindo a largura ou profundidade dos canais;

f) aumentando o raio hidráulico ("R"), o que se consegue utilizando canais retangulares de $B_{\text{ass}} = 2 \times \text{altura}$, ou seções mais convenientes (circular, hexagonal, etc);

g) utilizando superfícies bem acabadas (diminuir "n");

h) utilizando aeradores de formas, proporções e velocidades adaptadas às dimensões do valo de oxidação;

i) outra solução consistiria em utilizar propulsores de escoamento, adicionais, tais como:

- hélices tipo de avião ou navio (problema de limpeza);

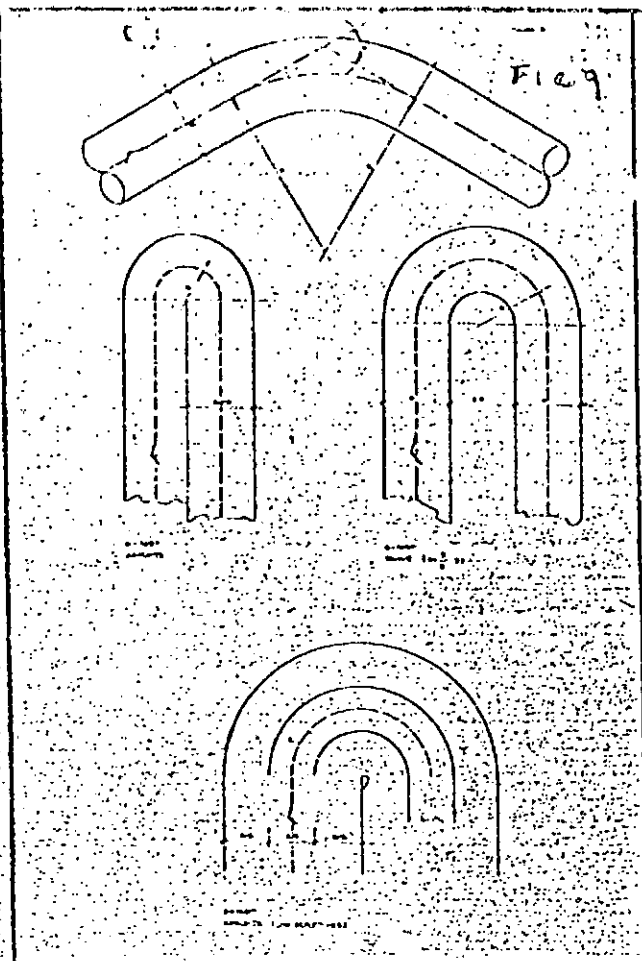
- bombas parafuso de grande capacidade e mínima altura manométrica (alguns centímetros), o que é problemático;

- outras soluções, a critério do leitor.

É evidente que esta solução de transferência adicional de energia hidráulica é indesejável pelo custo dos equipamentos e despesas (e dificuldades) de operação e manutenção.

Pela análise dos exemplos de LOSSER e CURITIBA, conclui-se que a maior perda de carga é

$$\frac{\sum K_i}{L}$$



Assim sendo, se esta parcela não for diminuída em $\pm 32,4$ vezes (CURITIBA), em quase nada resultará a melhoria das superfícies do canal ("n") ou na forma da seção transversal ("R").

Pode-se demonstrar que há conflito entre o gasto com concreto e a velocidade de escoamento. Assim, quando se tem 4 canais contíguos, de seção retangular (caso de LOSSER), o mínimo perímetro é obtido com:

$$\text{Base} = 1,25 \times \text{altura}$$

$$\text{Perímetro} = 8,9442 \sqrt{S}$$

$$S = B \times h = \text{constante}$$

E a máxima velocidade é obtida com:

$$\text{Base} = 2,0 \times \text{altura}$$

$$\text{Perímetro} = 9,1924 \sqrt{S}$$

$$= 1,0277 \times \text{perímetro mínimo}$$

Conclui-se que as variações são mínimas. O efeito na velocidade é mínimo, pois esta depende basicamente (97,6%) da perda de carga nas curvas.

Como em geral canais mais fundos devem suportar maiores empuxos, e consequentemente necessitam maior gasto de concreto, prefere-se utilizar Base $\geq 2,0 \times$ altura.

21. ARTIFÍCIO PARA AUMENTAR A VELOCIDADE

O primeiro valo de oxidação profundo, com aerador de eixo vertical, construído em OOSTERWOLDE (± 14.000 hab. equiv.), e inúmeros outros (RIDDERKERK;

80.000 hab. equiv.; por exemplo), caracterizam-se por apresentarem um canal mais profundo na zona de aeração (Ver fig. 11).

Este é um artifício para diminuir a perda de carga nas curvas de 180°, abruptas, com aeradores. Aumentando a seção, a velocidade de escoamento diminui, e consequentemente diminui o consumo de energia hidráulica na forma de perda de carga localizada. A elevada turbulência impede qualquer sedimentação.

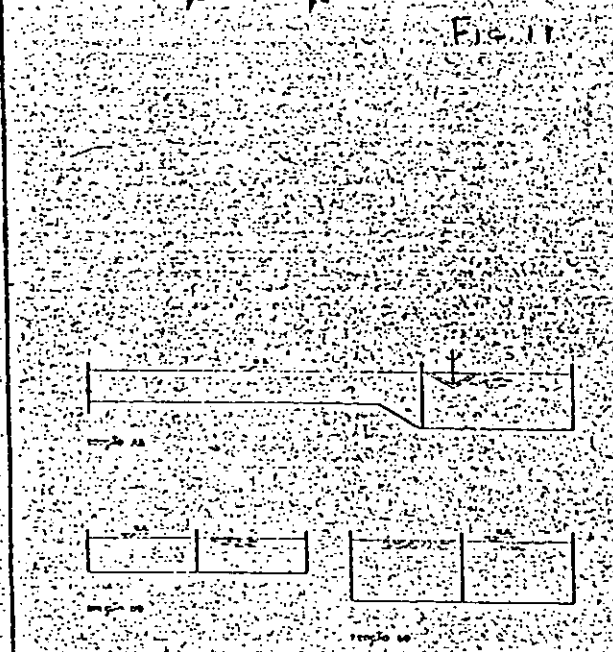
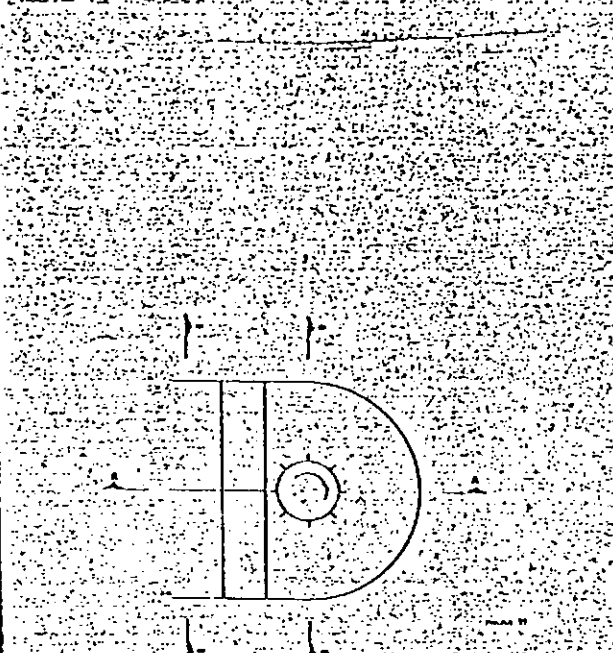
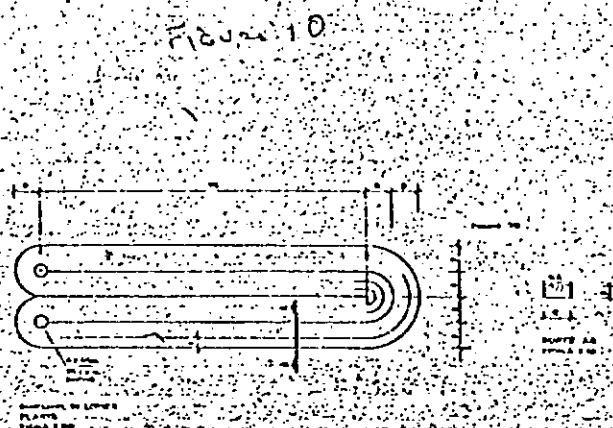
O outro fator positivo é que a profundidade do canal na zona de escoamento é menor, o que resulta num maior comprimento do circuito ("L").

A combinação dos dois efeitos diminui acentuadamente o valor

$\frac{\sum K_i}{L}$, o que aumenta a velocidade de escoamento.

Apenas para exemplificar, vamos supor que as profundidades sejam $P = 0,8 \cdot \phi$ (zona de escoamento) e $P' = 1,4 \cdot \phi$ (zona de aeração).

A velocidade na zona de aeração, $v' = (0,8/1,4) v = 0,57 \cdot v$. Logo a perda de carga $K' = 0,204 \cdot v^2 = 0,204 \cdot x (0,57 v)^2 = 0,066 v^2$. Assumindo uma perda de carga de $0,004 \cdot v^2$ na expansão e contração próxima a curva de 180°, abrupta, teremos uma perda de carga total de $(0,066 + 0,004) \cdot v^2 = 0,070 \cdot v^2$, ou seja, $11/3$ da perda de carga que teríamos caso a zona de aeração tivesse a profundidade de $P = 0,8 \cdot \phi$.



É evidente que reduzindo as perdas de carga a 1/3 do seu valor original, e mantendo as outras características constantes, a velocidade de escoamento não triplica:

$$\frac{P_{\text{hidr}}}{V} = \text{cte} \cdot v^3 \approx \% \frac{\text{Potência total}}{\text{Volume total}} = \text{constante}$$

$$\text{cte} \cdot v^3 = \frac{\text{cte}}{3} \cdot v^3 = \text{constante}$$

$$v = \sqrt[3]{3} \cdot v \quad \boxed{v = 1,44v} \quad (\text{e não } v = 3v)$$

22. VARIAÇÃO DA VELOCIDADE

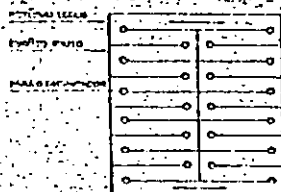
Para dobrar a velocidade de escoamento é necessário aumentar em 8 vezes a energia hidráulica fornecida pelos aeradores ou diminuir para 1/8 o valor das perdas de carga contínuas mais localizadas.

No caso de Curitiba, se desligarmos 4 aeradores de um módulo de 8 aeradores, mantendo os 4 restantes funcionando com a potência máxima, a velocidade se reduzirá a (aproximadamente):

$$\sqrt[3]{\frac{1}{2} \times \frac{3,5\%}{4,4\%}} = \sqrt[3]{\frac{1}{2,514}} = \frac{1}{1,3595} = 0,736 \text{ da velocidade inicial, ou seja, } 0,36 \times 0,736 = 0,26 \text{ m/s. Esta velocidade é ainda operacional (Vop} \geq 24 \text{ cm/s).}$$

O valor (3,5%) ÷ (4,5%) reproduz a diminuição da eficiência de transferência de energia hidráulica, quando se desliga a metade dos aeradores, conforme dados de LOSSER, e outras estações, mantendo-se a potência máxima em cada aerador funcionando.

FIG. 12



ALTERNATIVA 1

$$A/M = 0,4 \times 0,080$$

$$V_{95} = 2$$

FIGURA 13

ALTERNATIVA 2

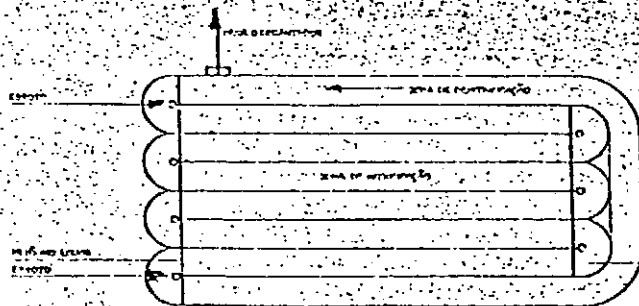


FIGURA 14

ALTERNATIVA 3

23. SUGESTÃO PARA ESTUDOS E APLICAÇÃO

Tendo em vista a redução das perdas de carga muito elevadas, e que ocorrem em curvas de 180°, abruptas, onde se localizam os aeradores, sugerimos que os aeradores sejam colocados entre as paredes divisórias dos canais.

Nesta configuração, o escoamento toroidal será interceptado em duas paredes, sofrendo deflexão para os canais, originando escoamento em sentidos opostos nos canais contíguos. Como as curvas de 180°, abruptas, ficam livres, pode-se colocar defletores nas mesmas, reduzindo as perdas de carga em 12 vezes (ver item 19.3).

Assim sendo, mesmo que se perca um pouco de eficiência de transmissão da energia hidráulica (pois o movimento toroidal terá menor desenvolvimento livre — 50%); a velocidade de escoamento não deverá ser prejudicada (e é provável que aumente), uma vez que as perdas de carga localizadas poderão ser substancialmente reduzidas pelo uso de defletores e por não serem necessários pilares de suporte à ponte do aerador (que interferem no escoamento).

Pela liberdade na elaboração do lay-out, e disposição dos aeradores, poderá ser possível abaixar a altura das pontes de suporte do aerador e das paredes na zona de aeração.

Em termos de execução, em caráter de pesquisa, sugerimos a utilização de ponte suporte do aerador em estrutura metálica desmontável, com previsão de instalação na configuração tradicional e na configuração sugerida. E execução das palhetas defletoras em estruturas removíveis (semelhantes às projetadas para Curitiba), nas curvas de 180°, abruptas.

A instalação e operação experimental deveria ser feita na configuração sugerida, conforme Fig. 12-A.

Bastaria instalar e testar um aerador (de grande diâmetro, econômico, com palhetas radiais e baixa rotação), para se saber os resultados. (Com defletores nas curvas de 180°).

Se porventura os resultados forem insatisfatórios, bastaria desmontar e montar a ponte e aeradores na configuração tradicional, retirando as paredes defletoras e fechando a abertura entre canais, destinando-a à configuração sugerida. Se os testes mostrarem que a configuração proposta é adequada, as pontes poderiam ser substituídas por estruturas de concreto.

Os testes da solução sugerida, e que não envolvem direito de patentes em outros países, foram realizados em modelo reduzido, construído pelo autor, onde se comprovou a eficácia da solução alternativa. (Ver item 29). (O "Carrousel" é patenteado).

24. CONTROLE DE OXIGENAÇÃO

Nos valos de oxidação profundos deve-se controlar o nível de oxigênio dissolvido, para evitar que o mesmo se torne muito elevado ou muito baixo, o que

traria perturbar o processo biológico.

Se o nível for excessivo, estará havendo desperdício de energia, baixo rendimento dos aeradores ($\text{Kg O}_2/\text{kwh}$), excessiva nitrificação e sem desnitrificação, o que resultaria em efluente com muito nitrato e a perda do oxigênio libertado no processo de desnitrificação. O lodo nos decantadores poderia sofrer fenômenos de flutuação devido a liberação de nitrogênio no processo de desnitrificação.

Se o nível for insuficiente, teremos ausência de nitrificação, menor degradação da DBO, lodo de má qualidade e problemas de maus odores.

O controle deve ser feito através de medidores (sensores). Baseado no nível de oxigênio dissolvido, deve-se aumentar ou diminuir a capacidade de oxigenação.

As soluções são várias. Pode-se ligar ou desligar aeradores, variar a submersão (variando o nível d'água ou o nível do rotor) ou variar a velocidade de rotação (e potência) do aerador.

A solução mais simples consiste na manipulação automática de um vertedor do efluente ao decantador, em função do nível de oxigênio. O vertedor pode ser articulado ou deslizante.

Adicionalmente, se pode controlar o número de aeradores em funcionamento. Para o caso de Curitiba está previsto ligar e desligar aeradores com o uso de "TIMER", programados (experimentalmente), através da curva média de variação da DBO ao longo do dia, bem como operar automaticamente o vertedor afluente.

Controles mais complexos (e imediatos) poderiam ser utilizados com sistemas eletrônicos, visando ligar e desligar aeradores, e variar a submersão ou velocidade de rotação, para as demandas atuais, o que resultaria em melhor controle de cargas de choque/inibidores, na velocidade nos canais e no consumo de energia.

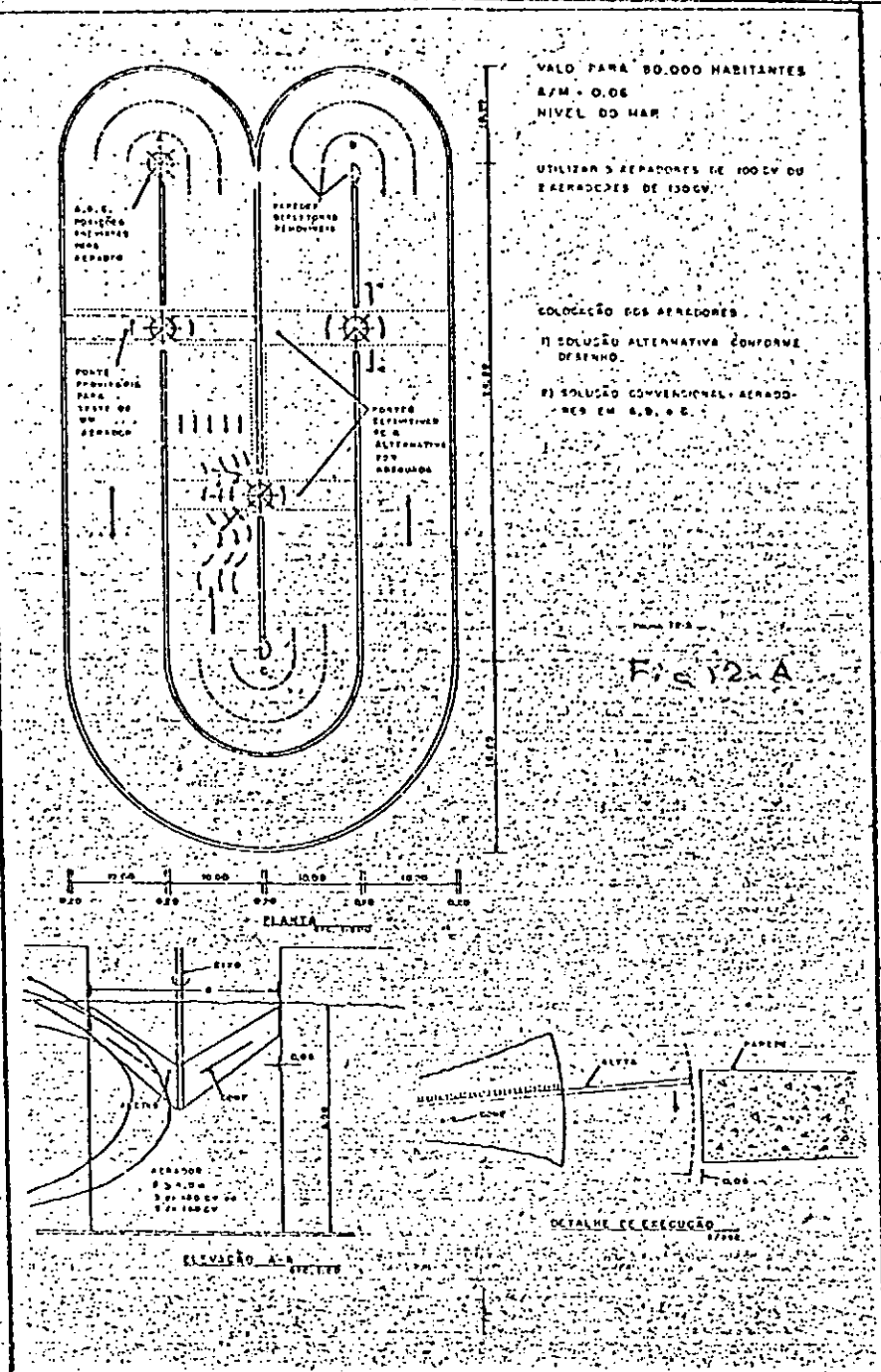
Deve-se cuidar também da manutenção de uma velocidade mínima ($v_{\min} \geq 0,24 \text{ m/s}$) nos canais, para evitar deposição do lodo. Para a faixa usual de variação da potência em função das necessidades de oxigênio, a velocidade mínima não é grande problema para circuitos bem dimensionados.

25. ABSORÇÃO DE CARGAS DE CHOQUE

Os microorganismos que compõem o lodo ativado estão bastante aclimatados às mudanças rápidas do meio ambiente (rico/pobre em oxigênio e alimento). O processo de depuração somos os bons efeitos da "mistura completa" e do "escoamento a pistão".

A mistura completa ocorre na zona de aeração, onde se introduz o oxigênio, o esgoto bruto e o retorno de lodos ativados. Devido à intensa turbulência reinante, há completa diluição e mistura do alimento e oxigênio entre os microorganismos.

Em seguida temos o processo de "escoamento a pistão", onde o fluxo é aproximadamente uniforme, em que os microorganismos



mos vão tendo quantidades decrescentes de alimento e oxigênio, à medida do escoamento, forçando elevada absorção da matéria poluente.

Esta combinação de processos é extremamente vantajosa ao processo biológico.

As cargas de choque/inibidores (perturbadores) do processo biológico podem ser facilmente absorvidas, devido à enorme quantidade de lodo aclimatado às mudanças bruscas, e devido à enorme e completa diluição nas zonas de mistura completa.

Cada módulo de Curitiba receberá $0,41 \text{ m}^3/\text{s}$ de vazão média diária. Esta vazão será distribuída entre duas entradas ($0,205 \text{ m}^3/\text{s}$, cada). Assim, a diluição total é completa em cada entrada será de $1,80 \div 0,205 = 87$ vezes. (a vazão circulante nos canais é $18,0 \text{ m}^3/\text{s}$).

26. POSIÇÃO DO INFLUENTE E DO EFLUENTE

A posição do influente e do efluente do tanque de aeração

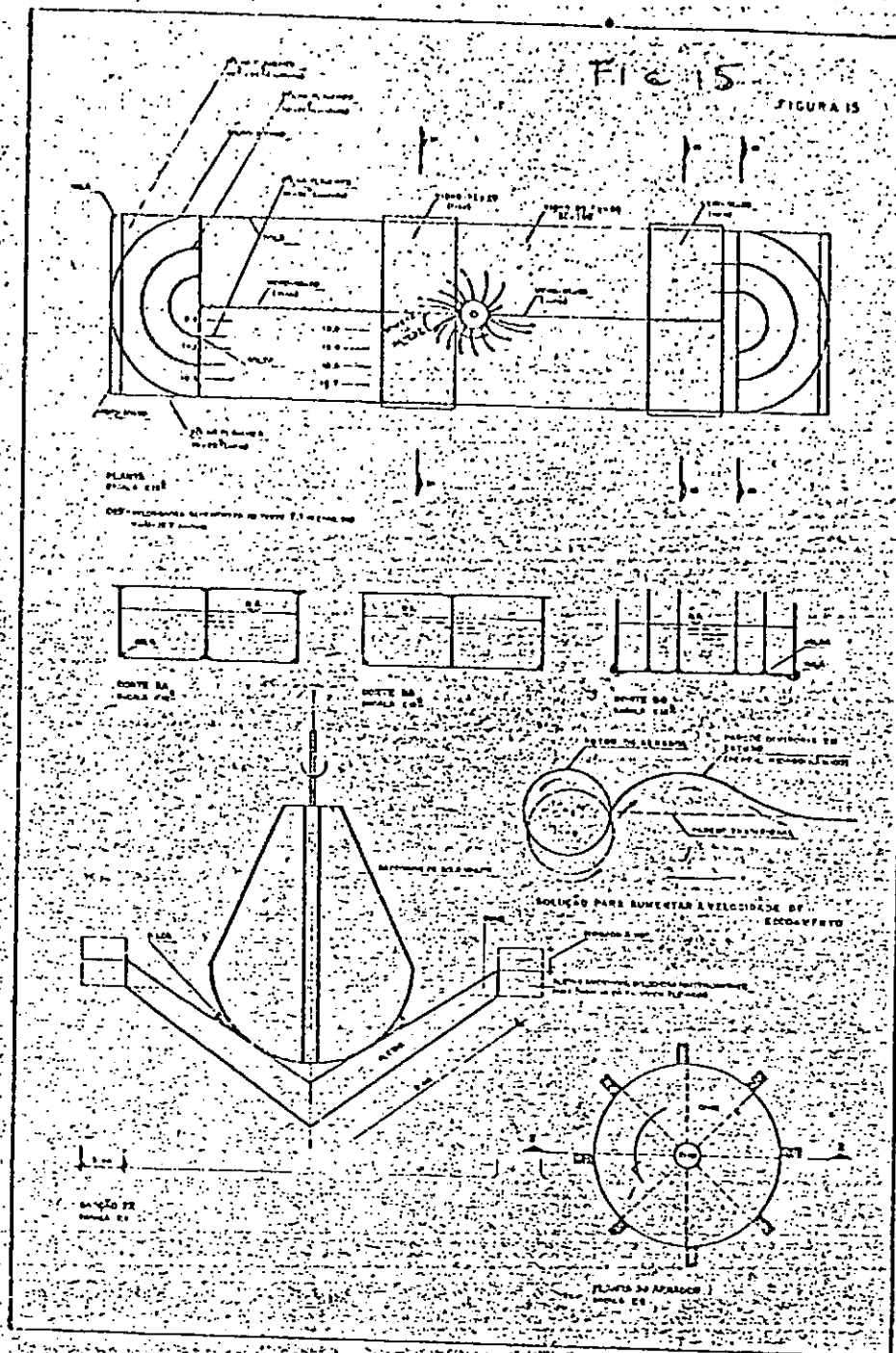
depende da qualidade do esgoto e das características desejadas no processo biológico.

Os esquemas 1 (Fig. 12), 2 (Fig. 13) e 3 (Fig. 14), mostram 3 condições diferentes.

O esquema 1 refere-se a esgotos contendo muito nitrato. O influente deve ser colocado antes do retorno de lodos. Este deve ser colocado no início do maior canal de escoamento. O efluente deve ser retirado após percorrer todo o circuito, uma zona de aeração antes da entrada do influente.

O esquema 2 refere-se a esgotos contendo muito nitrogênio orgânico. O influente e retorno de lodo devem ser colocados na 1ª zona de aeração depois do canal de desnitrificação. Deve haver intensa oxigenação, para a nitrificação. Na última zona de aeração, antes do canal de desnitrificação, deve ser introduzido parte do influente. O efluente deve ser retirado depois do canal de desnitrificação, em zona de aeração, para libertar o nitrogênio gasoso liberado na desnitrificação.





e evitar que esta continue nos decantadores (com flutuação de lodo). O esquema 3 refere-se a esgotos domésticos. O influente deve ser introduzido na 1ª zona de aeração após o canal de desnitrificação. Na última zona de aeração antes do canal de desnitrificação, deve ser feita a introdução de parte do influente e o retorno de lodos. O efluente deve ser retirado no final do canal de desnitrificação. O vertedor do efluente deve propiciar alguma turbulência para libertar bolhas de nitrogênio que não se desprenderam nos canais. Em geral o efluente de um valo profundo, bem operado, apresenta um nível de oxigênio dissolvido baixo (0,5 mg/l ou menos). Havendo necessidade de efluente com elevado nível de oxigênio dissolvido (para atender condições do corpo receptor) é necessário oxigenar o efluente (tanque de aeração reduzido).

Os canais mais curtos entre aerações funcionando, apresentam

maior nível de oxigênio dissolvido (0,5 a 1 mg/l no final), propiciando fenômenos de nitrificação.

Os canais mais longos entre aerações funcionando, apresentam menor nível de oxigênio dissolvido ($\approx 0,0$ mg/l no final), propiciando os fenômenos de desnitrificação se for introduzida fonte de carbono no início destes canais.

A fonte de carbono pode ser o próprio esgoto bruto (os amarelos usam metanol como fonte de carbono, em desnitrificação, em tratamentos terciários).

27. REMOÇÃO DE FÓSFORO

Os esgotos normalmente contêm fósforo, na forma orgânica (proteínas) e na forma de fosfina (PH_3). Pode conter também fosfatos. O homem elimina fósforo pela urina, na forma de ácido fosfórico. A contribuição unitária 3 a 4 g de fósforo por dia. A eliminação do fósforo influente é feita pelo método de

oxidação a fosfato. Resultam valores médios da ordem de 40 mg/l de PO_4 , que equivale a $\pm 10g PO_4$ ou $\pm 3g$ de P por habitante.

O fósforo influente é em parte utilizado para a produção de lodo (material citoplasmático dos micróbios), e desta forma 20 a 40% do fósforo influente é removido na forma de lodo excedente.

O restante do fósforo é oxidado a fosfatos nas zonas de aeração, e nesta forma é eliminado no efluente da estação.

Havendo necessidade de remoção do fósforo (para evitar problemas no corpo receptor), especialmente em esgotos industriais ricos neste elemento, torna-se necessário utilizar o processo de precipitação ou absorção.

O processo de precipitação do fosfato pode ser feito simultaneamente com o processo de depuração biológica, nos valos, sem maiores problemas.

O processo consiste em adicionar um sal ou base, cujo metal reaja com o fosfato, formando precipitado que é retirado no decantador secundário e eliminado através do lodo excedente. Feita no valo, a precipitação tem as vantagens de exigir poucos investimentos (somente armazenamento e dosagem do floculante), do custo econômico dos floculantes e de causar poucos problemas no manejo do lodo.

Pode-se usar como floculante sais de ferro, alumínio e cálcio. Os sais se dissociam com formação de hidróxido do metal, que reage com o fosfato, formando o precipitado.

Deve-se evitar o uso de sais de alumínio, pois este cria um lodo excedente (hidróxido) difícil de secar.

O sal preferido é o de ferro, que deve estar na forma trivalente Fe^{+++} e forma $FePO_4$. Usa-se cloreto férrico em solução aquosa concentrada.

Na Holanda tem-se preferido o uso de $FeCl_2$, que é um produto oriundo da siderurgia. Este sal é colocado diretamente na zona de aeração, onde o ferro é oxidado à sua forma trivalente, graças a um consumo de oxigênio.

Este consumo químico de oxigênio é da ordem de 3% do consumo biológico de oxigênio, e por ser pequeno, não é necessário aumentar a capacidade de oxigenação.

A adição de sais de Ferro não influi no grau de purificação. O grau de remoção total de fósforo (medido no efluente) depende da dosagem molar Fe/P:

Fe/P	Remoção %
0,7	85%
1,0	91%
1,4	96%
0	$\pm 35\%$

28. EFICIÊNCIA DO PROCESSO PARA CURITIBA

- Remoção de 98% da DBO influente
- Remoção de 20 a 40% do fósforo, sem adição de produtos químicos
- Balanço do nitrogênio afluente (N):
- Nitrogênio orgânico no efluente: 10% de N



Nitratos e nitratos no efluente: 10% de N
 - Nitrogênio gasoso (desnitrificado) 50% de N
 - Nitrogênio no lodo: 30% de N
 - Lodo altamente mineralizado, que pode ser disposto em lagoas de lodo, leitos de secagem ou no campo, sem problemas de odor (e sem necessidade de digestão).

29. TESTE EM MODELOS REDUZIDOS

O autor foi estagiário em 1971/72, do Centro de Estudos e Pesquisas de Hidráulica e Hidrologia da Universidade Federal do Paraná, onde trabalhou com modelos reduzidos. Para testar as proposições alternativas foi construído o modelo reduzido de um val de oxidação profundo, conforme figura e fotografias anexas (Fig. 15).

O modelo é de baixo custo (R\$ 450,00) e compõe-se de um tanque de vidro de 50 x 200 x 20 cm, com paredes divisorias fixas e removíveis, com curvas e palhetas removíveis, rotor de aerador adaptado a uma batelada de bolo Walita, transformador (70-150 V), estabilizador de voltagem e capacitor para corrigir o fator de potência.

Para medições utilizou-se instrumental da Universidade Federal do Paraná: micro-molniete A-OTT, tacômetro, voltímetro e amperímetro.

Os testes mostraram que a solução alternativa, de colocação do aerador entre as paredes divisorias, apresenta melhor desempenho hidráulico (velocidade e turbulência em todo o circuito) que a solução tradicional (e patenteada na Holanda pela DHV) de colocação do aerador no final da parede divisorial. A passagem de líquidos, entre canais, na zona de aeração proposta, é reduzida e o escoamento contracorrente é menor (devido à existência de duas paredes junto ao aerador).

Não há, ainda, testes de capacidade de oxigenação.

Aparentemente os resultados devem ser equivalentes, pois embora haja diminuição da área de espirro (devido à "sombra" das paredes do canal), poderá haver melhor oxigenação devido ao aumento da velocidade de escoamento.

Em próxima publicação, serão apresentados os resultados experimentais obtidos no modelo reduzido.

Apenas como informação prévia, tem-se os seguintes resultados:

I. aerador na posição proposta: NA = 115 mm; Submargência = 12 mm
 1.1) curva e defletores nas 2 deflexões de 180°:

a) 0,71 A; 67 V;
 360 RPM;
 $V_{med} = 12,7 \text{ cm/s}$

b) 0,90 A; 117 V;
 660 RPM;
 $V_{med} = 14,3 \text{ cm/s}$

1.2) curva em apenas uma deflexão de 180° (s/defletores)

a) 0,70 A; 67 V;
 360 RPM;
 $V_{med} = 10,4 \text{ cm/s}$

b) 0,90 A; 117 V;
 660 RPM;
 $V_{med} = 13,4 \text{ cm/s}$

1.3) sem curvas e defletores na deflexão de 180°

c) 0,70 A; 67 V;
 370 RPM;
 $V_{med} = 9,9 \text{ cm/s}$

II. aerador na posição tradicional:
 NA = 115 mm;
 submargência = 12 mm

II.1) curva e defletores em 1 deflexão e aerador na outra deflexão.

a) 0,68 A; 67 V;
 346 RPM;
 $V_{med} = 10,8 \text{ cm/s}$

b) 0,66 A; 67 V;
 280 RPM;
 $V_{med} = 9,1 \text{ cm/s}$

c) 0,86 A; 114 V;
 610 RPM;
 $V_{med} = 10,0 \text{ cm/s}$

II.2) curva em apenas na deflexão de 180° (s/defletores)

res) com o aerador

a) 0,71 A; 67 V;
 336 RPM;
 $V_{med} = 9,33 \text{ cm/s}$

b) 0,75 A; 81 V;
 452 RPM;
 $V_{med} = 9,27 \text{ cm/s}$

II.3) sem curvas e defletores na deflexão de 180°

a) 0,68 A; 67 V;
 230 RPM;
 $V_{med} = 7,84 \text{ cm/s}$

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

01. Aplicação do Processo de Aeração Prolongada em Curitiba — Eng. Pedro Nelson Costa Franco. Simpósio do XV Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária. Revista Engenharia Sanitária, V. 15(3): 350 — 365, jul/set — 1976.
02. National Research Formula SWJ (1946): P. 997.
03. How does tank geometry affect the oxygen transfer rate of mechanical surface aerators? — Water and Sewage Works (jan/1976). Kormanik R.
04. Determination of the oxygenation capacity in Carrousel — plants. H₂O (nº 5 and 6). (1974). Sweeris S-Trietsch R.
05. Carrousel a new type of aeration-system With low organic load. Water Research (vol. 6): (1972). Koot, A.C.J. Zeper, J.
06. Die biologische Reinigung des Abwassers in Carrouselanlagen. Wasservirtschaft, 10-1975. Schagen, F.P. van — Zeper, J.
07. Large oxidation ditch "Carrousel". 5th Congress — Water Pollution Research, July 1970. Zeper, J. — Mari, A. de
08. A Dutch approach towards sewage treatment and automation of sewage treatment plants. Pergamon Press. 1974. Maier, P.
09. Looper aeration tank design offers practical advantages. Water and Sewage Works. (oct-nov) — 1975. Jacobs, A.
10. Processo de Lodos Activados. 1974. Yanes, F.
11. Nitrification and desnitrification in Carrousel systems. 1975. Geest, A. — Witvoet, W.
12. Grote oxydatiesloten type "Carrousel" — Nogmaals. H₂O — (no. 1 and 2). 1971. Eggink, H.J.
13. Industrieel afvalwater: sanering of zuivering? MEI 1974. Schot, F.J. van der.
14. Meertraps biologische zuiverings — systemen. H₂O, nº 18, 1974. Gaast, M.K.H.
15. De invloed van de temperatuur op de zuurs tof overdracht in schoon water by puntbeluchting. H₂O, nº 26, 1975. Bakker, K. — Sluis, J.W. van
16. Carrousel Wastewater Treatment Plants. Trabalho ainda não publicado. Eng. A. J. Jansen da DHV (ano 1976).
17. Behandeling van afvalwater. Delft. 1973. Koot, A.C.J. (Vol. I a IV).
18. Projeto básico e executivo da Estação de Tratamento de Esgotos Belém da cidade de Curitiba. 1975/1976.
19. Outras informações da DHV e fabricantes de aeradores para valos de oxidação profundos.
20. Tabela de Oxigênio dissolvido na água e aplicações 8º C.B.E.S. Dez 1975, Gomes, C.S.
21. Sistema Carrousel: uma nova opção no tratamento de esgotos Rev. DAE, nº 106 — Jansen, A; Gallegos, P.

8. VERIFICACION VELOCIDADES MINIMAS EN TUBERIAS.

ANEXO 8

Verificación velocidades mínimas en tuberías (1)

Colector	O inicial	Diám.	Veloc.	Veloc.mín.
Ruta 237	-	-	-	-
Tramo 237-1	6	150	0.38	0.46 (2)
Tramo 237-2	36	300	0.51	0.42
Tramo 237-3	86	400	0.70	0.48
Tramo 237-4	129	500	0.65	0.50
El Mallín	7.2	150	2.83	0.46
Frutillar-N.H.	33	400	0.90	0.48
Sudeste	97	400	0.82	0.48
Nireco	33	400	0.90	0.48

(1) Se refiere a caudales y tramos iniciales, los más comprometidos.

(2) La velocidad está algo por debajo de la mínima, ya que se adoptó un diámetro un poco mayor para la tubería por ser el tramo de arranque de un colector importante (D_0 teórico = 0,100 m; adoptado 0,150 m).

9. PERFORACIONES REALIZADAS POR O.S.N.

[illegible]

ANTECEDENTES	INCORPORACION DE EMPRESAS NACIONALES EMPRESA OBRAS-SANITARIAS DE LA NACION DEPARTAMENTO ESTUDIOS Y PROTECCION	BARILOCHE (Pcia Rio Negro)
ESTUDIO DE DISEÑO	TITULO DE SECCION	DESAGUE CLOACAL
PROYECTO	ACTA DE DEPARTAMENTO	Establecimiento de depuracion
REVISADO	REPORTE DE INGENIERIA	SONDEOS 1, 4
15/05/00		6693 F

[illegible]

ANTECEDENTES	CORPORACION DE EMPRESAS NACIONALES EMPRESA BOMAS SANITARIAS DE LA NACION DEPARTAMENTO LIMPIEZA Y PROTECCION	BARILOCHE (Pcia Rio Negro) DESAGUE CLOACAL Establecimiento de depuracion
ESTADO DE OBRA	JEFE DE OBRA JEFE DE DEPARTAMENTO JEFE DE OBRA REVISOR L. E. B. R.	SONDEOS 3-5 6694F

ANTECEDENTES	CORPORACION DE EMPRESAS SAGUAYALES EMPRESA OBRAS SANITARIAS DE LA NACION DEPARTAMENTO ESTUDIOS Y PROYECTOS	BARILOCHE (Pcia Rio Negro)
ESTUDIO REALIZADO <i>[Signature]</i>	TITULO DE SECCION	DESAGUE CLOACAL
ELABORADO <i>[Signature]</i>	SECRET. DE DEPARTAMENTO	Establecimiento de depuración
REVISADO L.E.B.C.	SECRET. DE INGENIERIA	SONDEOS 6-7
		6695F

ANTECEDENTES	CORPORACION DE EMPRESAS NACIONALES EMPRESA OBRAS SANITARIAS DE LA NACION DEPARTAMENTO ESTUDIOS Y PROYECTOS
ESTUDIO TECNICO	DISEÑO DE SECCION
DISEÑO	DISEÑO DE DEPARTAMENTO
REVISADO: <i>L.C.B.E.</i>	REVISOR DE INGENIERIA

6699F